# 「津波荷重の評価技術と体系化の心得に関する研究委員会」

# 成果報告書

2025 年 8 月 25 日

公益社団法人 日本地震工学会
Japan Association for Earthquake Engineering

# はじめに

本委員会は、2004 年のスマトラ沖地震津波を契機に、津波被害・災害に対する軽減策を検討する委員会として 2005.8～2008.5「津波災害の軽減方策に関する研究委員会」(委員長 松冨英夫)が発足され、2008.6～2011.5「津波災害の実務的な軽減方策に関する研究委員会」(委員長　松冨英夫)、2011.6～2014.5「津波対策とその指針に関する研究委員会」(委員長　松冨英夫)と続き、3 期目では、特に 2011 年 3 月の東日本大震災の被害を取り纏めてきました。

一方、2011 年東日本大震災を受けて国内外で津波荷重に関して室内実験や数値計算による研究が多数実施されてきております。また、各種業種で、津波荷重の評価ガイドや技術集が取りまとめられてきております。

このような背景のもとに、2015.6～2019.5(第 4 期)に「各種構造物の津波荷重の体系化に関する研究委員会」では、様々な構造物に作用する津波荷重について、既往の実験および数値計算の知見を整理することを目的として発足されました。

2019.6～2022.3 (第 5 期)では，コロナ禍により通常の委員会活動はだいぶと制限されました。そのため、第 17 回世界地震工学会議における津波ブラインドコンテストに集中し、その事務局を本研究委員会が務めました。津波ブラインドコンテストでは、参加者が所有する津波シミュレータを用いて実験の再現計算を実施し、その結果を非公開の実験データと比較することにより、その精度を競うものです。今回のブラインドコンテストでは、津波の浸水深だけでなく、流速、建物に作用する力についても評価項目として、国内外の研究者に参加を呼びかけました。津波の分野において、このようなブラインドコンテストは、筆者の知る限り、世界で初めての試みだと思われます。

これらの活動を引き継ぎ、津波力に関する指南書をまとめようという目標で、本研究委員会が 2022.4～(第 6 期)より発足され，2025.9 まで活動いたします。

最後に、前委員長の思いである、「津波荷重のこころえ」というものを、本研究会では将来にわたり制作していきたいと考えております。また、成果報告書を通して、その成果を広く認知いただくとともに、「津波荷重のこころえ」の今後の展開のための議論が深められることを期待しています。

津波荷重の評価技術と体系化の心得に関する研究委員会　委員長　有川 太郎

委員構成

| 役職 | 氏名 | 所属 |
|---|---|---|
| 委員長 | 有川　太郎 | 中央大学 |
| 副委員長 | 鴫原　良典 | 防衛大学校 |
| 副委員長 | 長谷部　雅伸 | 清水建設 |
| 委員 | 浅井　竜也 | 東京大学 |
| 委員 | 池谷　毅 | 東京海洋大学 |
| 委員 | 井上　修作 | 竹中工務店 |
| 委員 | 大家　隆行 | パシフィックコンサルタンツ |
| 委員 | 奥田　泰雄 | 摂南大学 |
| 委員 | 奥野　峻也 | 構造計画研究所 |
| 委員 | 庄司　学 | 筑波大学 |
| 委員 | 舘野　公一 | 鹿島建設 |
| 委員 | 中埜　良昭 | 東京大学 |
| 委員 | 松川　和人 | 東京大学 |
| 委員 | 松冨　英夫 | 中央大学 |
| 委員 | 渡部　真史 | University of Southampton |
| 幹事 | 木原　直人 | 電力中央研究所 |

目次

第1章　津波波力の定義，基礎，歴史
1.1 定義
1.2 基礎
1.3 歴史：津波波力公式
1.4 歴史：建築物の対津波設計荷重評価

第2章　津波先端部荷重の評価
2.1. 津波先端部による衝突荷重
2.2. 水平荷重
2.3. 鉛直荷重（浮力及び揚圧力）
2.4. 各種基準類に記載されている算出式の詳細

第3章　津波非先端部荷重の評価
3.1. 水平荷重
3.2. 鉛直荷重
3.3 水深係数の算出元文献一覧
3.4. 代表的な抗力係数と流れの特性への依存
3.5. まとめ

第4章　津波波力に関する文献のシステマティックレビュー
4.1. システマティックレビューの概要
4.2. システマティックレビューの対象とする文献
4.3 システマティックレビューの実施結果
4.4. 今後の課題
4.5. システマティックレビュー対象文献一覧【別冊】

# 第 1 章　津波波力の定義，基礎，歴史

## 1.1.　定義

本節では，津波波力を検討する際に必要となる基本用語の定義とその用法を整理する．津波に関する用語は，首藤ら（2007）[1]，日本建築学会（2015）[2]，気象庁[3]などにより定義されているが，ここでは本資料で用いる意味に即して説明を行う．

### 1.1.1.　津波の高さに関する用語

津波の高さは，図 1.1-1 に示すように鉛直方向に測った高さで定義される．主要な用語は以下の通りである（首藤ら，2007 [1]）．

- **遡上高**：津波が陸地を這い上がった最も高い地点の地盤高さ．
- **浸水高**：津波が陸地を這い上がる途中での高さ．
- **浸水深**：地盤面から水面までの高さ．

これらは津波来襲時の潮位を基準とし，純粋な津波の高さを示す．遡上高は到達限界を表し，この地点では流速がゼロとなる．

また，建物や地形に残された痕跡から推定される高さは**痕跡高**と呼ばれ，遡上高と浸水高の両方が含まれる．さらに，「**津波の高さ**」という用語は，気象庁の津波予報における海岸付近の浸水高を指す．文献によっては，これらを区別せず「津波水位」「津波高」と称する場合もあり，物理的意味を理解することが求められる．

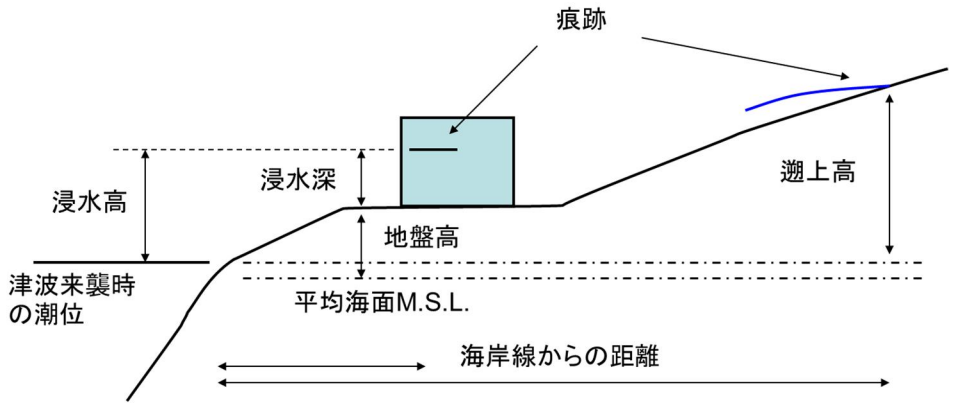



図 1.1-1　津波の高さの定義（首藤ら，2007[1]）

### 1.1.2. 津波波圧・波力および荷重の定義

津波が構造物に及ぼす力学的作用を捉える際には，以下の区別が重要である．

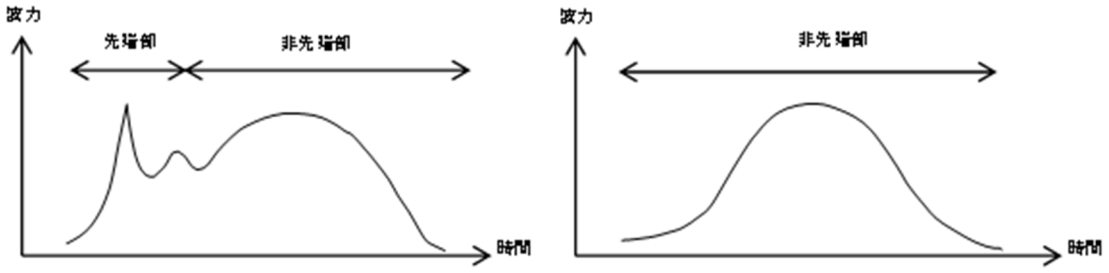
- **波圧**：構造物表面に生じる単位面積あたりの圧力（スカラー量）．
- **波力**：波圧を構造物表面に沿って積分したベクトル量．

津波波圧は，波による総圧力から静水圧を差し引いた動圧として定義される．また，漂流物の衝突や堆積などの波力以外の物理的作用を含めた総合的な外力は**津波荷重**と呼ばれる．**津波波力**は，この津波荷重のうち流体力に相当するものである．

津波の力学的作用には，押し波と引き波の両方を考慮する必要がある（図 1.1-2）．押し波では，津波到達時の衝撃的な波力（**先端部**）と，その後に続く定常流に近い波力（**非先端部**）に大別される．一方，引き波では，遡上後に海側へ戻る流れが発生し，押し波の非先端部とは逆方向の波力が構造物に作用する．なお，津波は複数回遡上することがあるが，設計においては最大の波を対象とするのが一般的である．

構造物に作用する津波波圧には以下の分類がある．津波が壁面に衝突する際に生じる**段波波圧**，その後の持続的な水位上昇によって生じる**持続波圧**（**遡上波圧**），および反射波と入射波の干渉による**重複衝突波圧**である（水谷・今村，2002［5］）．

これらの波圧の時間変化を図 1.1-3 に示す．青色のラインは構造物底面付近の圧力を示し，衝突直後に段波波圧のピークが明瞭に現れる．構造物上部へ行くに従い，赤→黄→緑のラインに示されるように段波波圧の影響は小さくなる．同図には波力の時間波形も併せて示しており，これは鉛直方向に積分された圧力に対応し，構造物全体に作用する力を表す．この場合，津波作用時には衝撃的な力は現れず，むしろその後の持続波圧の作用時に最大波力が生じることが多い．ただし，巨大津波に対しては，衝突時に衝撃段波波力が生じる可能性も指摘されている（有川ら，2006［6］）．さらに，有川（2015）［7］は，孤立波を用いた水理模型実験により，直立壁に作用する最大重複波圧や衝撃段波波圧の特性を系統的に示しており，特に前面水深条件によっては最大重複波力の数倍に達する可能性を指摘している．




押し波　　引き波

図 1.1-2　押し波と引き波のイメージ（日本建築学会，2015[2]）

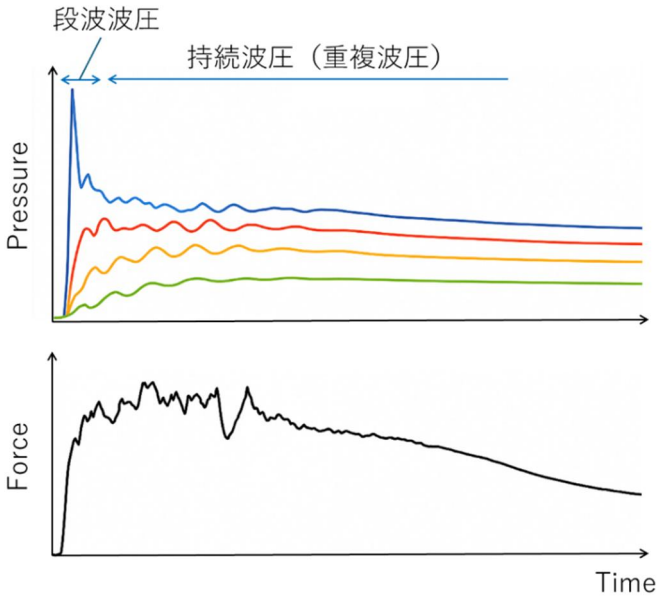



図 1.1-3　津波波圧・波力の時間波形のイメージ

## 1.2.　基礎

本節では，津波波力の設計に必要な構造物の分類，津波の形態と作用，波圧・波力の算定方法，および模型実験・数値シミュレーションについて概説する．

### 1.2.1.　構造物の種類と分類

津波の力学的作用を適切に評価するためには，構造物の寸法・形状・設置環境に基づき分類し，設計波力の妥当な評価につなげることが重要である．

構造物は設置場所に応じて，「海洋・海岸構造物」「河川内構造物」「陸上構造物」の 3 区分に分類される．さらに，構造部材の形状・寸法的特性に基づき，「2 次元構造物」と「3 次元構造物」に区分される．

- **2 次元構造物（壁体構造物）**：構造部材の長軸が津波波向に直角で，幅が広く断面的に波力を受けるもの（図 1.2-1 左）．例：防波堤，海岸堤防（防潮堤），護岸，胸壁，橋桁．
- **3 次元構造物（柱体構造物）**：構造部材の幅が波向直角方向に短く，波が側面へ回り込む立体的流れ場を形成するもの（図 1.2-1 右）．例：橋脚，橋台，木造・鉄骨造・RC 造建築物，津波避難タワー．

この分類に応じて設計波力の評価方法を適切に選定することが，合理的かつ安全な津波対策設計に不可欠である．（分類の概要は表 1.2-1 に示す通り．）

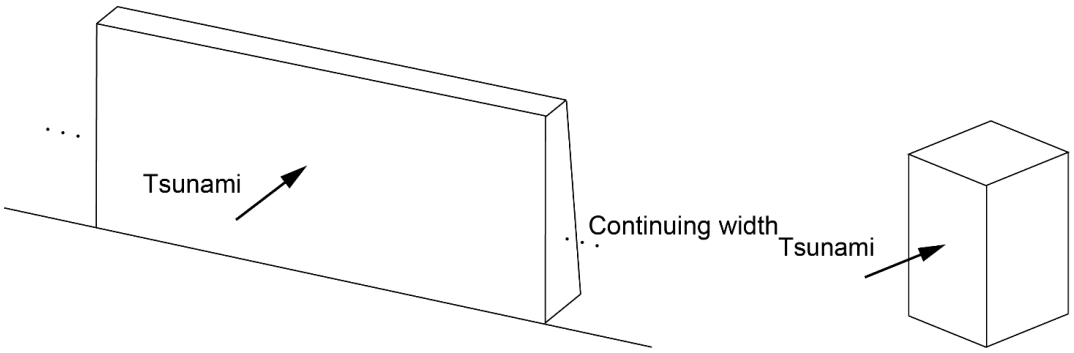



図 1.2-1　2 次元構造物（左）と 3 次元構造物（右）

表 1.2-1　津波波力評価における構造物の分類

| 構造物区分 | 代表例 | 分類 |
|---|---|---|
| 海洋・海岸構造物 | 防波堤，海岸堤防（防潮堤），護岸，胸壁 | 2 次元（壁体） |
| 河川内構造物 | 橋桁 | 2 次元（壁体） |
| | 橋脚，橋台 | 3 次元（柱体） |
| 陸上構造物 | 木造建築物，鉄骨造・RC造ビル，津波避難タワー | 3 次元（柱体） |

### 1.2.2.　津波の形態と構造物への作用

津波が浅水域に侵入すると，非線形効果により波形が変化し，段波もしくは遡上波（サージフロント）の形態を取る（図 1.2-2）.

- **段波（ボア）**：背後の水位が波頭に追いつくことで波形が前傾し，切り立った波面が前方へ進行する現象であり，以下の 2 つに分類される.
  - **砕波段波**：非線形効果が強く，波前が砕けながら伝播する波．跳水現象と類似した力学特性を有し，急激な圧力変化や流速変化を伴う.
  - **波状段波**：ソリトン分裂とも呼ばれ，非線形性と分散性の相互作用により，波の先端が複数の波に分かれて伝播する．砕波を伴わないため安定して進行し，場合によっては砕波段波よりも高い水位となることがある．遠浅な海岸で発達することが知られており，1983 年の日本海中部地震津波において初めて確認された.
- **遡上波（サージフロント）**：津波が海岸線を越えて陸上へ侵入する際に形成される，急激な水位上昇部．この領域では流れの非線形性および粘性効果が顕著となる．前方に水が存在しないため，段波とは異なる力学特性を持つ.

これらの津波の形態については，図 1.2-3 および図 1.2-4 に実際の観測例を示す．図 1.2-

3 では，第 1 波による浸水後に第 2 波が来襲し，砕波段波として建築物を破壊する様子が確認される．また，図 1.2-4 に示すサージフロントの事例では，初動の引き波により海底が露出した後に津波が来襲しており，このような状況では港湾構造物であっても，陸上構造物に対する津波作用を想定する必要があることが示唆される．

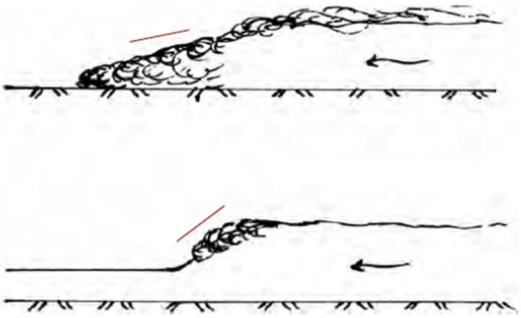


図 1.2-2　上：遡上波（サージフロント），下：段波（ボア）のイメージ（Yeh，2007[4]）

図 1.2-3　砕波段波の例（2011 年東北津波における福島県相馬市の様子），YouTube.

図 1.2-4　サージフロントの例（2011 年東北津波における千葉県旭市飯岡港の様子），YouTube.

### 1.2.3. 津波波圧・波力の考え方

以下では，津波波圧・波力による構造物に及ぼす作用について述べる．構造物に作用する波力特性は，津波の先端部，非先端部，越流時の各段階で区別される．

- **先端部**：段波波圧（もしくは衝撃段波波圧）が構造物の法線方向に作用し，這い上がる過程ではせん断力に伴う鉛直力も生じる．
- **非先端部**：津波先端部が通過した後，構造物周辺は準定常状態の流況となり，前後の水位差により持続的な抗力および鉛直力が作用する．
- **越流時**：2 次元構造物において，津波が構造物の天端高を上回る場合には越流が発生する．津波越流後，構造物背面には落下する水による落水波圧が作用する．

さらに，津波による波圧・波力の作用状況は，構造物の種類によっても異なる．

- **2 次元構造物**（防波堤，護岸など）には，砕波段波もしくは波状段波先端部の波力に続き，非先端部による水位漸増型の波力が作用する．
- 河川内の橋桁も 2 次元構造物として扱われるが，先端部の高さによっては直接作用しない場合がある．この場合，先端部通過後に後続する非先端部の波力が主に作用する．
- **3 次元構造物**（橋脚，建築物など）には，サージフロントによる急激な先端部の力に続き，後続する水位漸増型の非先端部の波力が作用する．

これらの波力に加え，漂流物との衝突や堆積による作用も，津波荷重として別途評価される．

なお，波圧の観点からは，2 次元構造物と 3 次元構造物の間で波圧の鉛直分布に顕著な違いが見られる．2 次元構造物は奥行きが半無限の壁面であるため，幅方向に波圧の鉛直分布が変化することはない．一方，3 次元構造物はビルや橋脚のように幅方向が有限であるため，構造物の中央部と端部では波圧の鉛直分布が異なる傾向を示す[8]．また，2 次元構造物の場合には，前面での反射波が発達し，また，流れを堰き止めるため，構造物が存在することで周辺の流れが大きく変化し，変化した流れに対応した波圧分布となる．一方，幅が狭い 3 次元構造物の場合には，反射波の発達，および，流れの堰き止めが限定的であるため，入射する流れに概ね対応した波圧分布となる．ただし，2 次元と 3 次元の構造物の境界的な性質や波圧分布の変化については，依然として明確な定義や評価手法が確立されておらず，課題が残されている．

### 1.2.4. 津波波圧・波力の算定式

津波波圧は，3 次元流体解析（例：ナビエ・ストークス方程式に基づく数値解析）により直接評価可能であるが，実務では浸水深に基づく簡易な波圧公式が用いられる．

津波波圧$p$は以下で表される：

$$p(z) = \rho g(ah - z) \tag{1}$$

ここで，

- $p$：津波波圧
- $\rho$：海水の密度
- $g$：重力加速度
- $z$：地盤面を基準とした高さ
- $h$：設計用浸水深
- $a$：無次元波圧係数（**水深係数**）

係数 $a$ は，津波波圧が同じ浸水深における静水圧と比較してどの程度大きいかを示す指標であり，一定値またはフルード数に依存する値として設定されることが多い（詳細は 1.2.5 節）．

朝倉ら（2000）[9]による研究では，**設計用浸水深**として，防潮堤等の構造物が存在しない条件下における津波通過波の浸水深が用いられている．ここで「**通過波**」とは，構造物の影響を受けずに陸上を遡上する津波の流れを指し，主に浸水深や流速といった陸側の津波特性の評価に用いられる（例：堤防の無い状態での基準波形）．また，実務では土砂やシルトを含む津波の作用を考慮した波圧評価式も提案されている．

津波波力の評価においては，上記の波圧分布を構造物前面に沿って鉛直積分した**静水圧分布型**の式や，津波の流速と水深を用いた**抗力型**の式が用いられる．特に，数値シミュレーションや観測等から津波流速が推定可能な場合は，後者の抗力式が採用されることが多い．

抗力型の波力算定式は以下の通りである：

$$F = \frac{C_D}{2}\rho u^2 Bh \tag{2}$$

ここで，

- $F$：津波波力
- $u$：津波流速
- $B$：構造物の幅（前面投影幅）
- $C_D$：抗力係数

この式は，幅 $B$，高さ$h$の直方体構造物の前面に津波が作用する場合の簡易な評価式であり，$Bh$が波力の作用面積（投影面積）に相当する．これらの詳細な算定方法や数値解析への応用例については，3.1.2 節にて詳述する．

### 1.2.5. 無次元波圧係数（水深係数）の理論的導出

無次元波圧係数（水深係数）$a$は，さまざまな基本的水理学的理論に基づいて導出することが可能である．ここでは，3 次元構造物に関してエネルギー保存則に基づく導出方法を紹介する．

構造物からある程度離れた地点（津波の入射位置）の浸水深を$h_1$，流速を$u_1$とし，構造物前面の浸水深を$h_2$，流速を$u_2$とする．両地点において比エネルギー（速度水頭と圧力水頭の和）が保存されると仮定すると，以下の関係が得られる．

$$\frac{u_1^2}{2g} + h_1 = \frac{u_2^2}{2g} + h_2 \tag{3}$$

構造物前面では津波が高さ$h_2$まで這い上がり，よどみ点（$u_2$ =0）を形成すると仮定すると，流れの速度水頭がすべて圧力水頭に変換されることになる．この式を$h_1$で無次元化すると，

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{u_1^2}{2gh_1} + 1 \tag{4}$$

が得られる．このとき，$h_2 / h_1$が無次元波圧係数（水深係数）$a$を意味し，構造物前面の津波波圧と，来襲津波の浸水深による静水圧との比を表している．また，式 (4) の右辺第 1 項は，津波入射位置でのフルード数 $Fr_1$を用いて，

$$a = \frac{1}{2}Fr_1^2 + 1 \tag{5}$$

と表すことができる．以上より，無次元波圧係数$a$はフルード数の 2 乗に比例する関数として導かれる．

ただし，津波（ここではサージフロント）が陸域を遡上する過程ではエネルギーが損失するため，入射位置を構造物から過度に離れた場所に設定するのは適切ではない．便宜的には，構造物位置において津波の比エネルギーが最大となる時刻の浸水深および流速を用いて評価することが多い．

一方で，防潮堤のような壁体を持つ 2 次元構造物の場合，沖合からの津波が構造物に衝突・反射し，跳水を生じることがある．このような状況下では，運動量保存則に基づく解析が適用され，$a$はフルード数に線形比例する関数として近似できることが示されている（池谷，2013［10］）．さらに，沖側の防護施設の有無や構造物の海岸線からの距離に応じて，定数値として設定されることもある．

これらの係数の詳細については 2.2 節にて詳述するが，$a$は構造物の種類や設置条件に応じて異なるため，模型実験や数値シミュレーションによる検討から適した関数形を構築するのが一般的である．

### 1.2.6. 模型実験と数値シミュレーション

津波荷重を定量的に評価するためには，主に以下の 2 つのアプローチが用いられる．

- **模型実験**：波圧・波力に関する算定式は，通常，水理模型実験により得られる．この際，フルード数に基づく相似則を適用し，構造物の応答をスケールモデルで再現する．
- **数値シミュレーション**：津波の水位や流速の時空間分布を把握するために，非線形長波理論に基づく有限差分法や，ナビエ・ストークス方程式に基づく高精度な解析手法が用いられる．構造物周辺の流れ場は，格子法（有限差分法・有限要素法・有限体積法）や粒子法（SPH 法など）により再現される．これにより，構造物に対する津波の詳細な作用挙動を評価することが可能となる．

## 1.3. 歴史：津波波力公式

本節では，津波波力公式の変遷について概説する．津波波力の評価式は，構造物の設計や安全対策において重要な役割を果たしており，日本および海外，特に米国において，地域特性に応じた発展を遂げてきた．これらの評価式は，津波によって構造物に作用する波圧や波力を推定し，建築物や土木構造物の耐久性を評価するための基盤として機能している．

津波波力に関する研究の発展過程を理解するため，過去の津波イベントや策定されたガイドラインを整理した年表を表 1.3-1 に示す．現在提案されている津波波力公式は多様化しており，その適用範囲も拡大している．したがって，本稿では，ガイドライン等に採用されている代表的な評価式に限定して紹介する．

### 1.3.1. 日本における津波波力公式の変遷

日本における津波波力評価に関する最も初期の研究は，福井ら（1962）によるゲート急開方式を用いた実験であり，彼らは堤防に作用する段波波圧について論じている［11］．特に初期の重要な評価式としては谷本式（1983）が挙げられる［12］．この式は，同年に発生した日本海中部地震津波の被害を契機として，越流を伴わない条件下での津波波圧を評価する式として提案されたものである．

その後，2004 年スマトラ沖地震津波を受けて，池野ら（2005）［13］により波状段波に対応した評価式が提案された．谷本式は，津波波力に関するその後の研究および技術の発展に大きく貢献したが，主に海上構造物を対象としていた点に留意する必要がある．

一方，陸上構造物における津波波力の評価式として最初に提案されたのは，朝倉式（2000 年）である［9］．この式は，対象構造物が存在しない場合における通過波の浸水深を用い，水深係数$a$を乗じて静水圧として波圧を評価するものである．2011 年の東北地方太平洋沖地震津波の被害を受けて，朝倉式は注目を集め，国内の津波波力設計基準として広く採用されるようになった．

水深係数$a$の標準値は 3.0 とされているが，津波の条件（フルード数），海岸付近の遮蔽物の有無，海岸線からの距離などに応じて様々なモデルが提案されている．たとえば，大村ら（2015）［14］は朝倉式を基に，胸壁を対象とした評価式を提案しており，漁港施設のガイドラインに採用されている．また，鳥山ら（2022）［15］は防潮堤に作用する最大持続波圧の評価式をフルード数の関数として提案しており，堤体衝突後の落水の影響を考慮している．

一方で，流速が推定可能な場合には，抗力型の式（たとえば Fujima et al., 2009［8］）も提案されており，建築物荷重指針（2015）［2］に採用されている．しかしながら，実務上は依然として静水圧型の式が主流である．

### 1.3.2. 米国の動向

米国において「Tsunami forces」を明確に研究対象とした最初の例は，Cross（1967）［16］によると考えられる．彼は，津波が垂直壁に衝突する際の波力を静水圧と動圧の和で表現するモデルを提案した．その後，1980 年には Dames and Moore［17］により，静水圧を基礎とした波力評価式が実用的な形で提案されたが，現在では抗力型の式が主に採用されている．

FEMA-CCM においては，角柱に対する抗力係数$C_D$を 2.0，円柱に対しては 1.2 と設定している．また，Arnason（2005）［18］は，角柱かつその周囲が浸水しているような状況で段波が衝突する場合，$C_D$ = 3.0 が適当であるとの知見を示している．

その後に策定された FEMA P-646 および ASCE 7-16 では，津波時の流速や構造物の位置に基づく詳細な抗力計算が要求されている．特に ASCE 基準では，建物のリスクカテゴリや津波の重要性係数（Itsu）が導入されており，流速と浸水深を合わせて考慮することにより，構造物に対する津波波力の精緻な評価が可能となっている（Chock, 2016 [19]）．この手法では，壁や柱などの各構造部材に対して津波の作用力を個別に算定することが可能である．また，構造物の形状や周囲地形により津波流れが変化することも考慮すべきとされている．

### 1.3.3. 今後の展望

近年の研究においては，津波による**動的な影響**をより正確に評価するため，日本国内でも抗力式の適用範囲を拡大する取り組みが進められている．たとえば，土砂移動や越流時の波力の影響を考慮した新たなモデルの開発も進行中である．

しかしながら，詳細な流速や浸水深のデータ取得が困難な地域においては，引き続き静水圧に基づく評価式が採用される可能性が高い．

このように，各国は地形条件や設計対象に応じて異なる波力評価式や係数を採用しており，津波に対する構造物設計が進められている．今後は，津波特性を適切に反映したより精緻な評価が求められるとともに，**国際的な基準の整備と協調**が必要な段階に来ている．

表 1.3-1　津波波力に関する研究，ガイドライン策定に関する年表

| 年 | 津波イベント | 評価式 | 論文，ガイドラインなど | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| 1960 | チリ地震 | | | |
| 1962 | | | 福井ほか(1962)，海岸工学講演会論文集第9巻 | 堤防に作用する段波津波の波圧実験を初めて実施 |
| 1967 | | | Cross (1967)，J Wtrwy Harb Div., ASCE | 波圧を静水圧と抗力の和として表現 |
| 1980 | | 静水圧式 | Dames and Moore (1980), FEMAガイドライン | 陸上構造物を対象 |
| 1983 | 日本海中部沖地震 | | | |
| 1984 | | 谷本式 | 港湾空港技術研究所報告　No.0470 | 海中構造物を対象 |
| 1993 | 北海道南西沖地震 | | | |
| 2000 | | 朝倉式 | 朝倉ほか(2000)，海岸工学論文集第47巻 | 陸上構造物を対象 |
| 2000 | | | City and County of Honolulu Building Code (CCH) | Dames and Moore (1980)の式を採用 |
| 2002 | | | 原子力発電所の津波評価技術（土木学会） | |
| 2004 | スマトラ沖地震 | | | |
| 2005 | | 修正谷本式 | 池野ほか(2005)，海岸工学論文集第52巻 | 海中構造物を対象 |
| 2005 | | | FEMA-CCM, “Coastal Construction Manual,” FEMA 55 Report, Edition 3 | 角柱：Cd=2.0<br>円柱：Cd=1.2 |
| 2005 | | 抗力式 | Arnason, Ph.D. Thesis of UW | Cd=3.0 (角柱かつ浸水時に段波が衝突) |
| 2009 | | 抗力式 | Fujima et al.(2009), JDR | 陸上構造物を対象 |

表 1.3-1　津波波力に関する研究，ガイドライン策定に関する年表（続き）

| 年 | 津波イベント | 評価式 | 論文，ガイドラインなど | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | | | |
| 2012 | | | FEMA, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition | |
| 2012 | | | 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国総研資料） | 水深係数の設定の基準 |
| 2013 | | 静水圧式 | 防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省） | 海中構造物を対象 |
| 2013 | | | 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省） | |
| 2015 | | | 建築物荷重指針・同解説（日本建築学会） | 朝倉式，Fujima(2009)抗力式を採用 |
| 2015 | | | 大村ほか(2015)，土論B2(海岸工学) Vol.71 | 陸上構造物を対象 |
| 2015 | | 水工研式 | 漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁） | 海中構造物を対象 |
| 2015 | | | 津波を考慮した胸壁の設計の考え方（暫定版）（水産庁，国土交通省） | 陸上構造物を対象，大村(2015)を採用 |
| 2016 | | | 原子力発電所の津波評価技術2016（土木学会） | |
| 2016 | | | ASCE, Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16（ASCE） | 静水圧式と抗力式を記載 |
| 2020 | | | 津波波力ブラインドコンテストの実施（WCEE2020） | Coastal Eng., CEJに掲載 |
| 2022 | | 静水圧式 | NRA技術報告(原子力規制委員会) | 防潮堤（2D構造物）を対象 |
| 2024 | 能登半島地震 | | | |

## 1.4. 歴史：建築物の対津波設計荷重評価

ここでは，建築物の対津波設計荷重の設定に関する近年の特徴的な事例を抽出し，その概要を紹介する．

### 1.4.1. 対津波設計等に関する調査・研究の歴史的背景

建築物の対津波設計等のための基準・ガイドラインの整備に関する比較的最近の動向を，関連する社会の動きや津波災害とあわせて表 1.4-1 に示す．津波の伝播メカニズムやその構造物に及ぼす力学的影響と被害の関係については，その多くは従来，主として土木分野の海岸工学研究者により土木構造物を対象に研究が進められてきた．そのため，特に 2011 年東北地方太平洋沖地震以前は，建築物等の陸上建造物を対象に，陸上に遡上した津波の作用荷重を建築構造の立場から定量的に検討した研究事例は極めて少なく，古くは 1960 年チリ津波における学術的調査[20][21]がその先駆的事例として挙げられるものの，事例は決して多くはない．以下に建築構造分野の観点から，主に津波作用荷重の定量的評価に主眼を置き実施された津波被害調査の事例を紹介する．

1960 年チリ津波では，志賀・小川が岩手県大船渡市から宮城県志津川町を対象に，陸上に浸入した津波が構造物に与える影響[20]や，大船渡市における浸水高分布[21]を調査している．前者では，海岸に位置する街灯の耐力，事務所建築（図 1.4-1）その他の小規模建造物の窓ガラス耐力を基準に，調査地域における津波の動水圧や流速を推定している．その結果，大船渡市ならびに陸前高田市松原海岸での海水の動水圧は 800 kg/m2 以下，流速は約 4 m/sec 以下で，この流速は聞き取り調査の結果とおおむね一致したことを報告している．

その後，国内外でも津波被害を伴う地震が発生しているが，そもそも建築の分野では一般に津波外力を構造設計要件として陽に考慮されることがわが国では稀であったこと，また国内事例にあっては 1993 年北海道南西沖地震のように海岸直近の木造住宅を中心に壊滅的な破壊が生じたために，また国外事例にあっては日本とは構造形式が異なるために，設計外力評価の観点からは調査対象としにくい事情から，これらにおいても建築構造分野からの調査・分析はほとんど見られない．

一方，今世紀を迎えると，東海地震，東南海・南海地震対策を念頭にした（財）日本建築センターによる自主研究事例[22], 2004 年スマトラ島沖地震津波を対象とした被害事例分析に基づく津波荷重評価[23]，内閣府による「津波避難ビル等に係るガイドライン」[24]，建物開口が津波荷重に及ぼす影響に関する解析的検討[25]等が進められたが，その構造設計法や荷重評価の妥当性について実被害事例に基づいて検証された事例は極めて少なく，各種基準・ガイドラインの整備の本格的進展は 2011 年東北地方太平洋沖地震後のことである．比較的最近の主な基準類の整備を対象に，これらの概要と特徴を以下に示す．

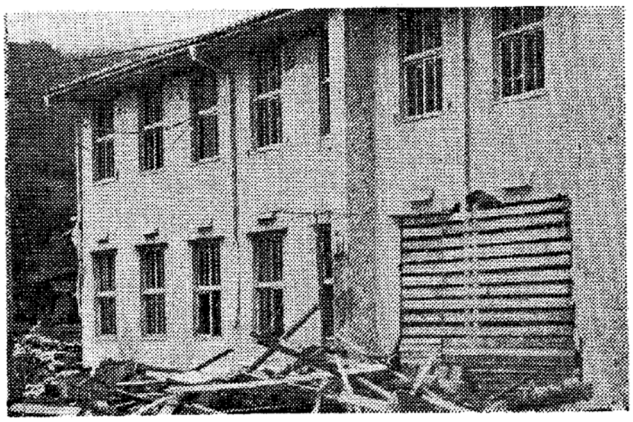


図 1.4-1　調査対象事例とした木造 2 階建て事務所（大船渡電信電話局）[20]

表 1.4-1　対津波設計等のための基準・ガイドラインの整備に関する近年の動向と関連する津波災害や社会の動き

| 年 | 月 | 基準・ガイドラインの整備と関連するできごと |
|---|---|---|
| 2003 年 | 5 月 | 中央防災会議　東海地震対策大綱 |
| | 12 月 | 中央防災会議　東南海・南海地震対策大綱 |
| 2004 年 | 11 月 | 日本建築センター　津波に対する建築物の構造設計法（案） |
| | 12 月 | ★スマトラ島沖地震による津波災害 |
| 2005 年 | 6 月 | 内閣府　津波避難ビル等に関するガイドライン（本稿では「旧ガイドライン」と略称） |
| 2011 年 | 3 月 | ★東北地方太平洋沖地震による津波災害 |
| | 11 月 | 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（国住指第 2570 号別添）（本稿では「新ガイドライン」と略称） |
| | 12 月 | 国土交通省　津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法を定める件（平成 23 年国土交通省告示第 1318 号） |
| 2013 年 | 3 月 | 国土交通省　官庁施設の総合耐震・対津波計画基準（平成 25 年制定）（国営計第 126 号，国営整第 198 号，国営設第 135 号）<br>国土交通省　官庁施設の津波防災診断指針（平成 25 年 4 月版）（国営整第 202 号） |
| 2015 年 | 2 月 | 日本建築学会　建築物荷重指針・同解説（2015） |
| | 12 月 | 日本建築防災協会　震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015 年改訂版 |
| 2016 年 | 2 月 | 日本建築学会　建築物荷重指針を活かす設計資料 1 |
| 2017 年 | 7 月 | 内閣府　津波避難ビル等を活用した津波防災対策の推進について（技術的助言）【旧ガイドライン廃止】 |
| 2020 年 | 3 月 | 国土交通省　官庁施設の津波防災診断指針（国営整第 175 号）<br>日本建築防災協会　津波避難ビルの基準合理化検討 WG 成果報告書 |
| 2021 年 | 2 月 | 公共建築協会　（平成 25 年制定）官庁施設の総合耐震・対津波計画基準及び同解説（令和 3 年版） |
| | 3 月 | 国土交通省　許容浸水深表による津波に対する安全性を確かめる方法について（事務連絡） |

### 1.4.2. 津波避難ビル等の構造設計ガイドライン

東海地震・東南海地震・南海地震の切迫性とともに津波避難ビル等の配置と活用の重要性が指摘され（東海地震対策大綱，2003 年 5 月，東南海・南海地震対策大綱，2003 年 12 月，内閣府），これに伴い（財）日本建築センターにおいて津波荷重に対する構造設計法の検討が始まり，またこの成果[22]を反映した津波避難ビル等に係るガイドライン（以下，旧ガイドライン）[24]が 2005 年に内閣府より公表されている．しかしながらこの津波外力評価の基本となる算定式は，２次元水理模型実験結果に基づくもので実被害調査結果との整合性の検討は文献[23]による程度で極めて限定的であった．

2011 年東北地方太平洋沖地震では，多数の研究者・関係機関が津波被害調査を実施しているが，設計用津波荷重の定量的評価に主眼を置いた体系的な現地調査としては，国土技術政策総合研究所と建築研究所の合同調査による各種構造の被害調査[26]および東京大学生産技術研究所と建築研究所の共同研究として実施された被害調査[27]が，その広範な調査領域と詳細かつ定量的なデータ提供という点で代表的な事例であろう．特に文献[28]では津波被災地域の建築物等の計測浸水深とその諸元，被害状況等を無被害事例も含め把握し，当該建築物等の水平耐力からこれに作用したと推定される津波荷重を評価し，これを旧ガイドライン[23]で参照されている津波波圧算定式と比較し，その算定方法の妥当性を検討するとともに，被災地域における津波避難ビルの指定状況や被災状況等の聞き取り調査等に基づき避難施設の位置的要件，避難活用の際の留意点などの検討および必要な見直しの検討を行っている．またここで得られた成果は，「津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（国土交通省平成 23 年 11 月 17 日）」[28]（以下，新ガイドライン）に直接的に反映されている．またこれを基に，平成 23 年 12 月 7 日に制定された「津波防災地域づくりに関する法律（平成 23 年法律第 123 号）」において「津波防災地域づくりに関する法律施行規則（平成 23 年国土交通省省令第 99 号）第 31 条第一号及び第二号の規定（指定避難施設の構造上の技術基準）」に基づき「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件（平成 23 年国土交通省告示第 1318 号）」[29]が定められた．なお本告示は施行時点での整理状況等により一部表現が異なるものの，新ガイドラインと同趣旨のものである．

新ガイドラインでは旧ガイドライン同様，「倒壊」「転倒」「滑動」の防止，を検証することとし，構造計画ではまず，受圧面部材を耐圧部材（津波波圧を直接受け，破壊しないように設計する部材）と非耐圧部材（津波波圧を直接受け，破壊することを容認する部材）に明確に区分し配置することを基本とする．図 1.4-2 に構造設計のフロー[30]を示す．なお構造物に作用する津波波力算定においては，非耐圧部材のうちの開口部（外壁にある窓，ドア，シャッター等）は破壊により津波波圧を受圧しないものとしてよいが，その他の非耐圧部材は容認するものの，波圧を受圧するものとすることが原則である．なお文献[30]では新ガイドラインの具体的な適用事例による設計例も含め詳細に解説されている．

津波波圧は旧ガイドライン同様(6)式で評価するが，水深係数$a$については朝倉らの２次元

水理模型実験結果[9]やスマトラ島沖地震津波による被害調査結果[23]を参考に 3 を原則としつつ，東日本大震災における調査結果に基づき，遮蔽物の有無や海岸等からの距離に応じて表 1.4-2 の通り 2 または 1.5 に低減できるようにしたこと，また津波波圧を建物の高さ方向に積分して建物に作用する波力を算定するにあたり，奥田らの研究成果に基づき[25]，開口による波圧低減効果として無開口時の 7 割までを限度として低減可能としたこと，などが新たな変更点である．

なお，まだ数は少ないものの，新ガイドライン公表後は静岡県のように，これを参考に対津波診断手法を独自に取りまとめ公表し[31]，さらにこれを県内建物に適用し対津波診断を進めている事例も見られる．

$$q_z = \rho g(ah - z) \tag{6}$$

- $q_z$：構造設計用の進行方向の津波波圧（kN/m$^2$）
- $\rho$ ：水の単位体積質量（t/m$^3$）
- $g$：重力加速度（m/s$^2$）
- $h$：設計用浸水深（m）
- $z$：当該部分の地盤面からの高さ（$0 \leqq z \leqq ah$）（m）
- $a$：水深係数で表 1.4-2 による

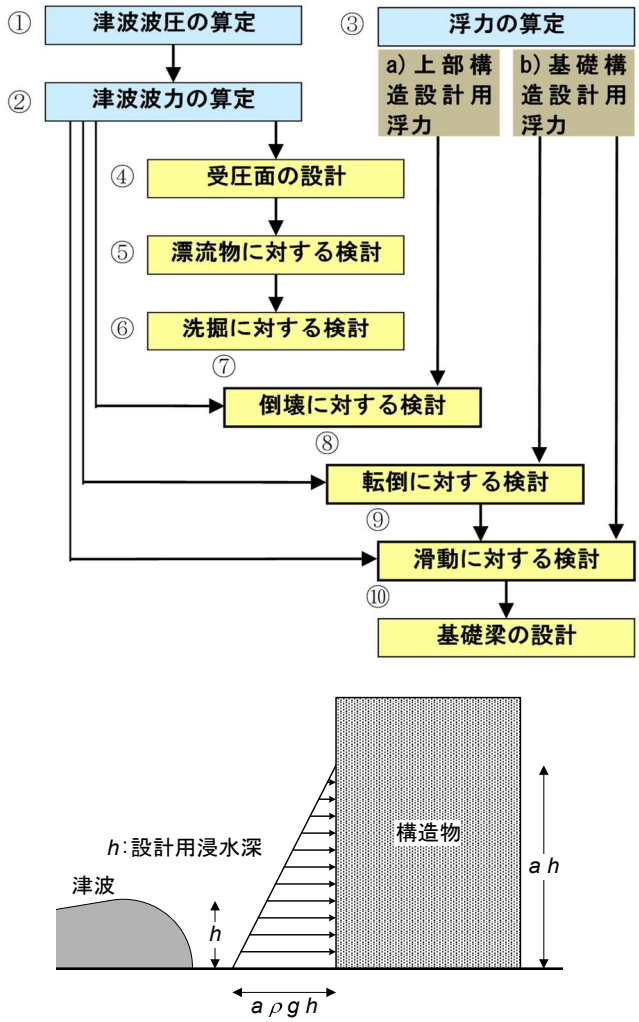



図 1.4-2　津波避難ビルの構造設計の流れ（文献[30]を加筆修正）

表 1.4-2　水深係数$\alpha$の設定[28]

| 遮蔽物あり | | 遮蔽物なし<br>（距離によらず） |
|---|---|---|
| 海岸や河川等からの距離 | | |
| 500m 以遠 | 500m 未満 | |
| **1.5** | **2** | **3** |

その後，2017 年には内閣府「津波避難ビル等を活用した津波防災対策の推進について（技術的助言）」[32]により津波避難ビル等については新ガイドラインに準拠することが推奨され，旧ガイドラインは廃止されることとなった．一方，新ガイドラインによる構造耐力上の安全性確認は構造計算を要するため，自治体が指定した津波避難ビルが構造上の要件を満足するか否かを簡便に確認する手法が望まれたことから，新ガイドラインの考え方に基づき，設定された津波荷重に対して十分な安全性を有していることを，構造計算を行わずに階数および建物幅の最小値のみから判断できる簡易な方法が日本建築防災協会に設置された検討 WG において検討されている．本検討では鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物を対象に，構造特性係数（0.3），平均階高（3.5m），開口率（0.3），建築物・基礎の平均単位面積重量（13kN/m$^2$）等の仮定の下，建物幅の最小値と階数に応じ，倒壊・転倒・滑動しない許容浸水深を水深係数ごとに一覧表として示している[33]．なお，本検討は構造上の要件に関する適合性についての検討であるため，避難階高さの検討に必要な基準水位については別途検討する必要がある．また本検討結果に基づき，2021 年 3 月には「許容浸水深表による津波に対する安全性を確かめる方法」[34]が国土交通省から公表されている．表 1.4-3 に水深係数 3，開口率 0.15 の場合の許容浸水深を示す．

表 1.4-3　許容浸水深表（単位：m，水深係数 3.0，開口率 0.15）[33]

| | | 建物の階数 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2F | 3F | 4F | 5F | 6F | 7F | 8F | 9F | 10F | 11F |
| 建物幅の最小値 | 6 (m) | 1.2 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.2 | 2.4 | 2.5 | 2.7 | 2.8 |
| | 7 (m) | 1.3 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.7 | 2.9 | 3.0 |
| | 8 (m) | 1.4 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.0 | 3.2 |
| | 9 (m) | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.0 | 3.2 | 3.4 |
| | 10 (m) | 1.5 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.0 | 3.2 | 3.4 | 3.5 |
| | 11 (m) | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.1 | 3.3 | 3.5 | 3.7 |
| | 12 (m) | 1.6 | 2.0 | 2.3 | 2.5 | 2.8 | 3.0 | 3.2 | 3.4 | 3.6 | 3.8 |
| | 15 (m) | 1.8 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.3 | 3.6 | 3.8 | 4.0 | 4.2 |
| | 18 (m) | 1.9 | 2.3 | 2.7 | 3.0 | 3.3 | 3.6 | 3.8 | 4.1 | 4.3 | 4.6 |
| | 24 (m) | 2.1 | 2.6 | 3.0 | 3.3 | 3.7 | 4.0 | 4.3 | 4.6 | 4.9 | 5.1 |
| | 30 (m) | 2.2 | 2.8 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.4 | 4.7 | 5.0 | 5.3 | 5.6 |
| | 36 (m) | 2.4 | 2.9 | 3.4 | 3.9 | 4.3 | 4.7 | 5.0 | 5.4 | 5.7 | 6.0 |
| | 42 (m) | 2.5 | 3.1 | 3.6 | 4.1 | 4.5 | 4.9 | 5.3 | 5.7 | 6.1 | 6.4 |

### 1.4.3.　日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」（荷重指針）

日本建築学会からおおよそ 10 年ごとに改定・発行されてきた「建築物荷重指針・同解説」（以下，荷重指針）は，その 2015 年改定版[35]において津波荷重（10 章）を新設し，東日本大震災の被害からの教訓を受けた改定が行われた．また本改定では荷重指針を分冊化し，設計資料に重点を置いた「建築物荷重指針を活かす設計資料」を続刊としている（同設計資料 1 [36]に津波荷重を含む）．

荷重指針では津波避難ビルに限定せず，津波浸水想定区域に建設される建築物や工作物に作用する津波荷重をより合理的に決定することを目的としており，単に国内外の研究成

果を網羅するのではなく，対津波設計手法として一般に認知されている事項に焦点を当てて取りまとめられている．ここで対象としている津波荷重は，流体力である津波波力と津波漂流物の衝突荷重の総称とし，以下のような構成としている（図 1.4-3）．すなわち，津波波力については建築物に作用する時間（津波の先端部，津波の非先端部，および静水時）で分類し，それぞれ浸水深と流速から算定することを原則としている．その算定方法は，(A)浸水深と流速それぞれの時系列が利用できるケース，(B)最大浸水深と最大流速が利用できるケース，(C)最大浸水深のみが利用できる場合，に大別したうえで，抗力としての算定式および新ガイドラインに示された静水圧換算の算定式を示している．一方，衝突荷重については流木やコンテナなどを対象とした衝突荷重と漂流物による堰止め荷重を示している．その他，建築物の特徴である開口部や解放部における津波波力の低減方法についての考え方や地震動による損傷，地盤の液状化，洗堀など対津波設計時に考慮すべき事項についても記述されている．

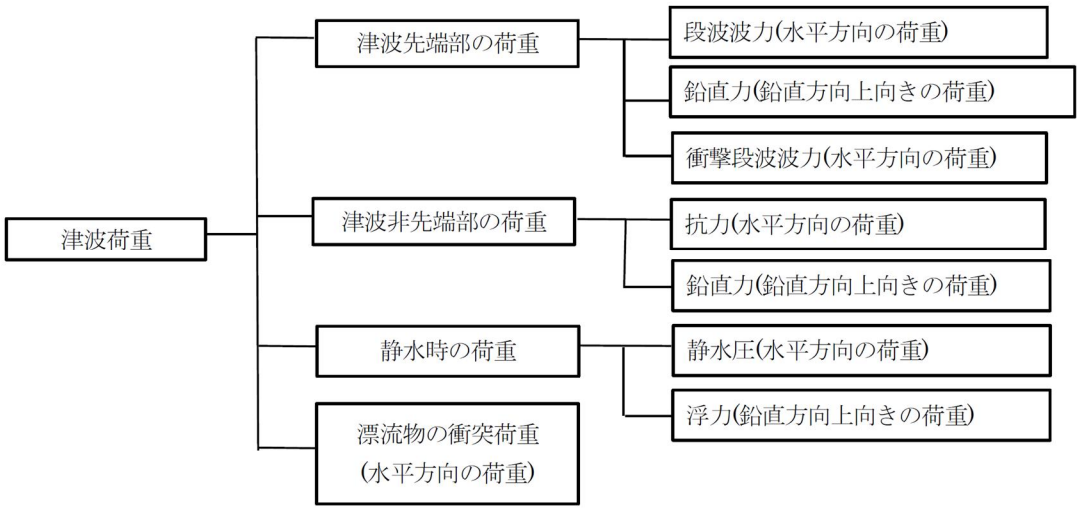



図 1.4-3　津波荷重の構成 [35]

なお，本荷重指針改定に当たっては建築の専門家のみならず，震災以降の一連の分野横断的研究連携の成果を活かすべく，海岸工学の専門家も多数執筆に加わるなど，新たな体制で改定作業が進められた点は特筆すべき特徴の一つである．同荷重指針は本稿執筆現在（2025 年 5 月）において，2026 年の刊行を目指して改定作業が進められている．

**参考文献**

[1]　首藤伸夫，今村文彦，越村俊一，佐竹健治，松冨英夫, 2007. 津波の事典，朝倉書店.

[2]　日本建築学会，2015. 建築物荷重指針・同解説　第 10 章　津波荷重

[3]　気象庁，津波について，https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/faq/faq26.html

[4]　Yeh, H., “Design Tsunami Forces for Onshore Structures”, Journal of Disaster Research, Vol.2

No.6, pp. 531-536, 2007.
[5] 水谷将, 今村文彦, 2002, 津波段波の衝撃性および越流を考慮した設計外力算定フローの提案, 海岸工学論文集, 49, 731-735.
[6] 有川太郎ほか，2006，遡上津波力に関する大規模実験，海岸工学論文集，53，796-800.
[7] 有川太郎，2015，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），Vol.71, No.2, pp.I_889-I_894.
[8] Fujima, K., Achmad F., Shigihara, Y., and Mizutani, N., “Estimation of Tsunami Force Acting on Rectangular Structures”, Journal of Disaster Research, Vol.4 No.6, pp. 404-409, 2009.
[9] 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則，護岸を越流した津波による波力に関する実験，海岸工学論文集，47，911-915，2000.
[10] 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)，Vol.69，No.2，p.I_816-I_820，2013.
[11] 福井芳朗ほか，津波の研究（Ⅱ）段波津波の堤防におよぼす影響ー，第 9 回海岸工学講演会論文集，50-54，1962.
[12] 谷本勝利ほか, 1983 年日本海中部地震津波の実態と二･三の考察, 港湾技研資料, No.470, pp.5-299，1983.
[13] 池野正明，松山昌史，榊山勉，柳沢賢，ソリトン分裂と砕波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究，海岸工学論文集 第 53 巻，pp. 776 － 780, 2005.
[14] 大村智宏，八木宏，中山哲巖，米山正樹，成田賢仁，加藤広之，門安曇，滑川順 : 胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71，No. 2，pp.I_991-I_996，2015
[15] 鳥山拓也, 石田暢生, 山下啓, 髙松直丘 : 防潮堤に作用する最大持続波圧評価式の提案, NRA 技術報告，NTEC-2022-4001，2022
[16] Cross RH. Tsunami surge forces. Journal of the Waterways and Harbors Division, 93(4):201–231, 1967.
[17] Dames and Moore, “Design and Construction Standards for Residential Construction in Tsunami-Prone Areas in Hawaii,” prepared for the Federal Emergency Management Agency by Dames& Moore, Washington D.C., 1980.
[18] Arnason, H. “Interactions between and Incident Bore and a Free-Standing Coastal Structure,” Ph.D. Thesis, University of Washington, Seattle, 172 pp, 2005.
[19] Gary Y. K. Chock, “Design for Tsunami Loads and Effects in the ASCE 7-16 Standard, J. Struct. Eng. ASCE, 04016093, 2016.
[20] 志賀敏男，小川淳二 : チリ一地震津波の大船渡市海岸等における勢力について，日本建築学会論文報告集，Vol. 69，pp.417-420，1961 年 10 月
[21] 志賀敏男，小川淳二 : チリ一地震津波のさいの大船渡市大船渡地区における最高浸水高分布について，日本建築学会研究報告集，Vol. 1，pp. 40-45，1962 年 7 月

[22] 岡田恒男，菅野忠，石川忠志，扇丈朗，高井茂光，浜辺千佐子：津波に対する建築物の構造設計法についてーその 1：予備検討ー，ビルディングレター，2004.10 および　同題ーその 2：設計法（案）ー，ビルディングレター，2004 年 11 月
[23] 中埜良昭：スマトラ島沖地震津波の被害調査結果に基づく津波避難施設の設計外力評価，日本建築学会技術報告集，第 13 巻 第 25 号，pp.337-340，2007 年 6 月
[24] 内閣府（防災担当） 津波避難ビル等に係るガイドライン検討会：津波避難ビル等に係るガイドライン（巻末資料②　構造的要件の基本的な考え方），2005 年 6 月
[25] 奥田泰雄，阪田升：建築物に作用する津波のシミュレーション　その２　開口部の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，2008 年 9 月
[26] 国土交通省 国土技術政策総合研究所／独立行政法人 建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），国土技術政策総合研究所資料／建築研究資料，2011 年 5 月
[27] 東京大学生産技術研究所：平成 23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討（研究代表者：中埜良昭）」報告書，2012 年 3 月
[28] 国土交通省：津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について（技術的助言）（平成 23 年 11 月 17 日 国住指第 2570 号）　【別添】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 年 11 月
[29] 国土交通省：津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件（平成 23 年国土交通省告示第 1318 号），2011 年 12 月
[30] 国土交通省国土技術政策総合研究所，（一社）建築性能基準推進協会，（独）建築研究所（協力）：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，平成 24 年２月
[31] 静岡県建築士事務所協会：静岡県既存建築物（RC 造，S 造）の対津波診断マニュアル，2015 年 3 月
[32] 内閣府：津波避難ビル等を活用した津波防災対策の推進について（技術的助言），2017 年 7 月
[33] 日本建築防災協会：津波避難ビルの基準合理化検討ＷＧ　成果報告書，2020 年 3 月
[34] 国土交通省　許容浸水深表による津波に対する安全性を確かめる方法について（事務連絡），2021 年 3 月
[35] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説（2015），2015 年 2 月
[36] 日本建築学会：建築物荷重指針を活かす設計資料 1，2016 年 2 月

# 第 2 章　津波先端部荷重の評価

## 2.1. 津波先端部による衝突荷重の概要

津波の力は、主として津波の先端部において生じる水塊の衝突運動によって生じる力と、水位が比較的一定となったときに生じる力に分類される（建築物荷重指針、2015[1]）。津波の辞典（2007）[2]では、津波の力を時系列的に見た場合、図 2.1-1 に示すように、まず津波先端部の砕波もしくはソリトン分裂変形することにより生じる段波波力（Bore force）が生じ、その後津波の平均的な高さに対応する準定常的な持続波力（重複波力、Sustained wave force）が発生するとしている。また、施設が水没する場合には浮力もしくは揚圧力が、構造物の状態によって発生する。

本章では、各種基準類に記載されている津波先端部波圧（図 2.1-1 中の動波圧）の算出式を整理するとともに、その概要を解説する。

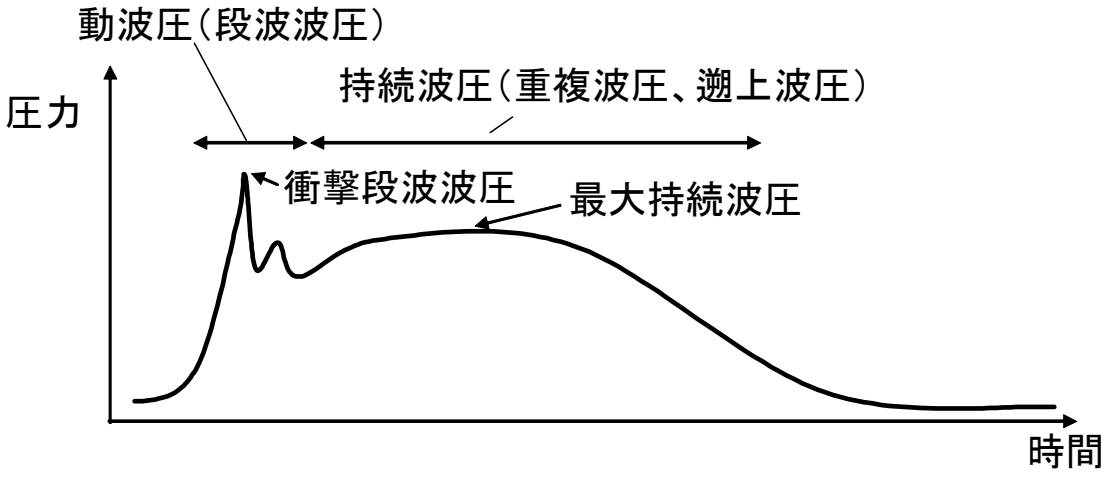



図 2.1-1　津波波圧の定義 [2]

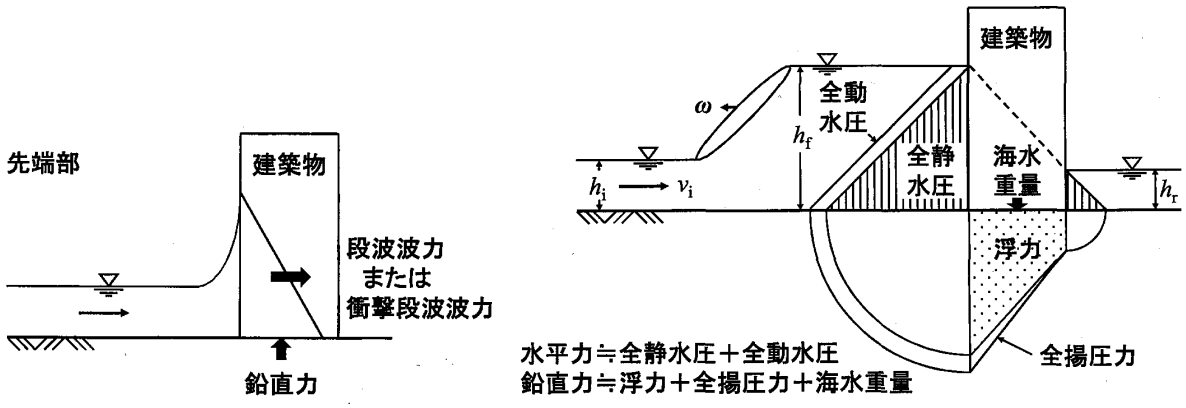



図 2.1-2　津波先端部波圧の概要図

## 2.2. 水平荷重

波長の長い津波先端部が短周期の複数の波に分裂（ソリトン分裂）して波状段波が形成される場合には、極めて衝撃的な段波波力が発生する場合がある。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成 30 年 5 月」[3] P.249 では、ソリトン分裂が発生する条件を、概ね入射津波高さが水深の 30%以上（シミュレーション等による津波の重複波の高さが水深の 60%以上）で、かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅の場合としている。

衝撃段波波力については、福井ら(1962)[4]のゲート急開方式の実験に始まり、谷本ら(1984)[5]、松冨(1991)[6]、池野ら(1998、2001)[7, 8]、水谷・今村(2000、2002)[9, 10]、有川ら(2005)[11]により研究されている。池野ら(1998)[7]は、ソリトン分裂した津波先端部が防波堤に作用する際には、$a_I$を入射津波の静水面から上の高さ、$\rho$を流体密度、$g$を重力加速度としたとき、衝撃段波波圧$p_f$は、

$$p_f = 3.5\rho g a_I \tag{1}$$

となることを示している。鉛直分布としては三角形分布とし、最大到達高$\eta^*$を$\eta^* = 6.0a_I$としている。一方、水谷・今村(2002)[10]は段波波速をcとした場合、

$$p_f = 0.25\frac{\rho g c^4}{g^2 a_I}、\ \mathrm{c} = \sqrt{\frac{g(a_I+h_I)(a_I+2h_I)}{2(a_I+h_I-\xi a_I)}} \tag{2}$$

と提案している。ここで、静水深を$h_I$、段波の進行にともなうかく乱と底面粗度の程度を示す抵抗を$\xi$とする。最大持続波圧に関しては、谷本ら(1984)[5]は、防波堤に作用する津波力の算定法を提案した。最大持続波圧$p_s$は、

$$p_s = 2.2\rho g a_I \tag{3}$$

としている。鉛直分布は最大到達高を$\eta^* = 3.0a_I$とした三角形分布としている。水谷・今村(2000) [9]は、式(2)の係数を 0.12 としたものを提案している。また、水谷・今村(2002)[10]は、それぞれの既往の波圧式を用いて、壁面に作用する波力を比較した。有川ら(2006)[12]の大型実験では、このような状態において、水理模型実験では、津波の高さに相当する静水圧の 5 倍程度の圧力が計測されている。

## 2.3. 鉛直荷重（浮力及び揚圧力）

津波先端部到達時に構造物に作用する浮力及び揚圧力の概念図を以下に示す。

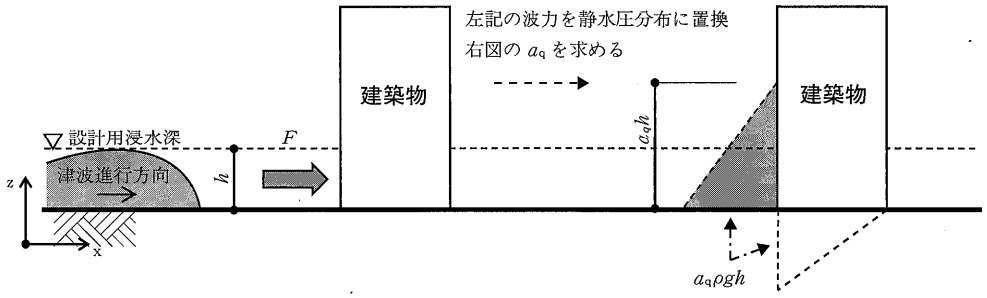



図 2.3-1　津波先端部到達時の揚圧力

津波先端部到達時に構造物に作用する浮力と揚力については、まだ研究途上段階であるが、基本的な考え方としては、図 2.3-1 に示す通り、先端部の波力に応じた揚力を与え、越流等による施設没水時においては、没水体積に応じた浮力を与えることが多い。また、特に橋梁では、没水時における波の擾乱による揚力を考える場合もある。

## 2.4. 各種基準類に記載されている算出式の詳細

表 2.4-1 に各種施設において考慮されている津波荷重の一覧を示すとともに、以降に各施設の関連基準類に記載されている算出式の詳細を示す。

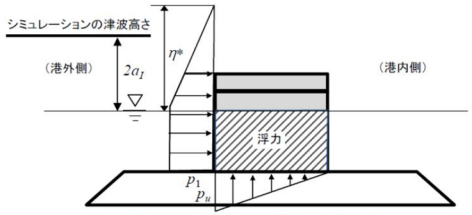
表 2.4-1　各種施設において考慮されている津波荷重一覧

| 対象施設 | | 出典資料 | 発行者 | 発行年 | 荷重の種類 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 衝撃段波荷重 | 段波波力 | 全揚圧力 |
| 防波堤 | | ・港湾の施設の技術上の基準・同解説<br>・防波堤の耐津波設計ガイドライン等 | （社）日本港湾協会<br>国土交通省港湾局 | 2018.5<br>2013.9 | ― | ○ | ○ |
| 建築物 | 一般 | 建築物荷重指針・同解説（2015） | 日本建築学会 | 2015.2 | ○ | 持続波力と区別無し | ○ |
| | 原子力施設 | 原子力発電所耐津波設計技術規程 JEAC4629-2014 | （社）日本電気協会原子力規格委員会 | 2015.8 | ― | ○ | ○ |
| 津波避難施設 | 津波避難ビル | 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 | 国土交通省国土技術政策総合研究所<br>（社）建築性能基準推進協会 | 2012.2 | ― | 持続波力と区別無し | ― |
| | 津波避難タワー | 道路上に設置する津波避難タワーの標準仕様設計基準 | 静岡県吉田町防災課 | 2012.9 | ― | 持続波力と区別無し | ― |
| 下水道施設 | | 耐津波対策を考慮した下水道施設設計の考え方 | 国土交通省下水道部下水道地震・津波対策技術検討委員会 | 2012.3 | ― | 持続波力と区別無し | ― |
| ガス貯蔵施設 | | 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査報告書 | 経済産業省<br>高圧ガス保安協会 | 2013.2 | ― | ○ | ○ |

○：記載あり、―：記載なし

(1) 防波堤

表 2.4-2　防波堤における津波先端部荷重（その 1）

<table>
<tr><td colspan="5">「基準・ガイドライン」<br>1)　防波堤の耐津波設計ガイドライン[13]<br>・</td><td></td></tr>
<tr><td>大項目</td><td>小項目</td><td>細目</td><td>算定式</td><td>ページ</td><td>備　考</td></tr>
<tr><td rowspan="2">津波先端部荷重<br>(片側のみに水圧が作用している状態)</td><td rowspan="2">水平荷重</td><td>衝撃段波波力</td><td>－</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>段波波力</td><td>■参考文献：ソリトン分裂と砕波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究[14]<br><br><u>・修正谷本式</u><br>$\eta^* = 3.0a_I$<br>$p_1 = 3.0\rho_0 g a_I$<br><br>$\eta^*$：静水面上の波圧作用高さ(m)<br>$a_I$：入射津波の静水面上の高さ(振幅)(m)<br>$p_1$：静水面おける波圧強度 (kN/m$^2$)<br> 

図－5.3　修正谷本式による津波波力の考え方<br>（背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合）</td><td>2)<br>237-3</td><td>ソリトン分裂と砕波に伴う防波堤に作用波力の水理模型実験の結果より、波圧最大値は入射水位振幅の 3 倍相当とすることで評価できることが示されている。<br>算定式は、ソリトン分裂および段波津波の波力の算定には適用できるが、衝撃段波波圧には適用できない。<br>波状段波力を考慮する条件は、入射波津波高さが水深の 30%以上(シミュレーション等による津波高さが水深の 60%以上)で、かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅である場合と考えることができる。</td></tr>
</table>

表 2.4-3　防波堤(港湾・漁港)における津波先端部荷重（その 2）

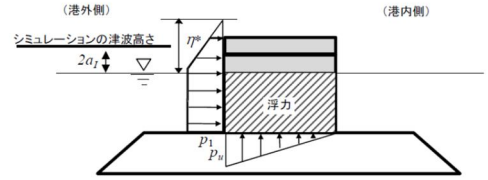
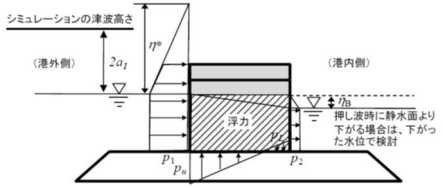
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 段波波力 | **■１９８３年日本海中部地震津波の実態と二･三の考察**[15]<br><br>**・谷本式**<br>$\eta^* = 3.0a_I$<br>$p_1 = 2.2\rho_0 g a_I$<br>$a_I$：入射津波の静水面上の高さ(振幅)(m)<br>$p_1$：静水面おける波圧強度(kN/m$^2$)<br>  <br><br>図－5.5　谷本式による津波波力の考え方<br>（背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合） | | ソリトン分裂が生じない場合の段波波圧の算定式であり、防波堤を設置した一定勾配水路(1/50、1/200)の水理模型実験結果により、算定式の妥当性が確認されている。<br>算定式は、ソリトン分裂および衝撃段波波圧には適用できない。 |

表 2.4-4　防波堤(港湾・漁港)における津波先端部荷重（その 3）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | **・背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合**<br>$p_u = p_1$<br>$p_u$：直立壁前面下端における揚圧力(kN/m$^2$)<br>$p_1$：静水面おける波圧強度(kN/m$^2$)<br>**・背面の水位が押し波時に静水面より下がる場合**<br>$p_u = p_1$<br>$p_L = p_2$<br>$p_1$：静水面おける波圧強度(kN/m$^2$)<br>$p_2$：直立壁背面における負圧(kN/m$^2$)<br>$p_L$：直立壁背面下端における揚圧力(kN/m$^2$)<br>  | 2)<br>237-3<br>-<br>237-6 | |

(2) 建築物

1) 建築物一般

表 2.4-5　建築物一般における津波先端部荷重（その 1）

| 「基準・ガイドライン」<br>建築物荷重指針・同解説[1] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 大項目 | 小項目 | 細目 | 算定式 | ページ | 備　考 |
| 津波先端部荷重(片側のみに水圧が作用している状態) | 水平荷重 | 衝撃段波波力 | ■参考文献：砕波の波圧と力積，pp.21-28.[16]<br>$$\frac{p_m}{\rho g}=\frac{1.83U}{T_0 g}H$$<br>$p_m$：波谷から波頂までの波高(kN/m$^2$)<br>$H$：波谷から波頂までの波高(m)<br>$U$：波の伝播速度(m/s)<br>$T_0$：構造物の固有周期(s) | 576<br>-<br>577 | 爆圧の実験から求められた圧力式に、波の砕波実験で求めた衝撃圧の力積(圧力×作用時間)の式を導入し、そこから理論的に誘導したものであり、構造物の弾性的な挙動を考慮した砕波の衝撃圧の算定式である。<br>式の誘導に用いられた実験結果は、防波堤に作用する波の砕波実験である。そのため、陸上構造物に作用する波圧および津波の段波波圧、ソリトン分裂が生じた津波については、適用性は確認されていない。 |

表 2.4-6　建築物一般における津波先端部荷重（その 2）

<table>
<tr>
<td></td>
<td></td>
<td>段波波力</td>
<td>■参考文献：陸上構造物に作用する津波波力の推定手法に関する考察、pp.321-325[17]<br>・<br><u>・浸水深と流速の時系列が利用できる場合</u><br>（慣性力考慮なし）<br>$$F=\frac{C_{D1}}{2}\rho B(h_i(t)v_i(t)^2)_{\max}$$<br>$$C_{D1}=2.0+\frac{5.4h_{i\max}}{D}、\ (0.01<\frac{h_{i\max}}{D}<0.17)$$<br>（慣性力考慮あり：モリソンの式を考慮）<br>$$F=\left(\frac{C_{D2}}{2}\rho Bh_i(t)v_i(t)^2+C_M\rho BWh_i(t)\frac{\partial v_i(t)}{\partial t}\right)_{\max}$$<br>$$C_{D2}=2.0、\ C_M=1.0、\ (0.01<\frac{h_{i\max}}{D}<0.17)$$<br>$C_{D1}$、$C_{D2}$、$C_M$：津波波力算定のための係数、$B$：建築物の見付け幅(m)、$W$：建築物の奥行き幅(m)、$h_i(t)$：入射津波の浸水深の時系列(m)、$v_i(t)$：入射津波の流速の時系列(m/s)、$(\ )_{max}$：最大値、$D$：海岸線からの距離 (m)</td>
<td>573<br>-<br>575</td>
<td>陸上構造物に作用する津波波力の推定に抗力型の算定式を適用させたものである。通過波の遡上水深と流速、物体の形状に依存する抵抗係数から波圧を算定している。<br>段波状の津波が、護岸を越流して陸域を遡上する場合の実験結果との比較を行い、式の妥当性について検証を行っている。ソリトン分裂や衝撃段波波圧については、適用性の確認は行われていない。<br>水深と流速の積である運動フラックスの定義として、(1)運動フラックスの時系列の最大値を採用する方法と、(2)水深と流速の各時系列の最大値の積を採用する 2 つの方法を提案している。</td>
</tr>
<tr>
<td></td>
<td></td>
<td>段波波力</td>
<td><u>・最大浸水深と最大流速が利用できる場合</u><br>$$F=\frac{C_{D3}}{2}\rho Bh_{\max}v_{\max}^2$$<br>$$C_{D3}=1.3+6.3\frac{h_{i\max}}{D}、\ (0.01<\frac{h_{i\max}}{D}<0.17)$$<br>$C_{D3}$：津波波力算定のための係数<br>$B$：建築物の見付け幅(m)<br>$h_{max}$：入射津波の浸水深の時系列(m)<br>$v_{max}$：入射津波の流速の時系列(m/s)<br>$\rho$ ：海水の密度 (t/m$^3$)<br>$D$：海岸線からの距離 (m)</td>
<td></td>
<td></td>
</tr>
</table>

表 2.4-7　建築物一般における津波先端部荷重（その 3）

<table>
<tr>
<td></td><td></td><td></td>
<td>■参考文献：構造物前面の浸水深と流速を用いた津波波圧の評価手法に関する水理実験、pp.776-780[18]<br>■参考文献：陸上構造物前面の浸水深を用いた津波波圧算定式の提案、pp.I_13-I_18[19]<br><br><u>・最大浸水深と最大流速が利用できる場合</u><br>$$p_m=\begin{cases}\rho g(h_{f\max}-z) & (z>\text{最大流速時の浸水深})\\ \rho g(h_{f\max}-z)+\rho v_{\max}^2 & (z\leqq\text{最大流速時の浸水深})\end{cases}$$<br>$p_m$：波圧(kN/m$^2$)、$h_{fmax}$：構造物前面の最大浸水深(m)、$v_{max}$：構造物前面の最大流速(m/s)、$\rho$：海水の密度 (t/m$^3$)、$z$：地表眼からの高さ (m)</td>
<td>575</td>
<td>直立壁前面の最大水深に基づく静水圧と、津波先端作用時の流速ピーク時の運動量保存測に基づく圧力を組み合わせることにより、陸上構造物前面の浸水深を用いて波圧を求める算定式である。<br>ゲートを急開することにより段波状の津波を発生させた水理模型実験を行い、その結果と比較することで妥当性の検討を行っている。<br>論文では、津波の構造物衝突時の跳ね上がりが生じる時刻の波圧が小さいことに加え、平面 2 次元計算では上方への跳ね上がりによる水位を計算することが不可能であると考え、瞬間的な浸水深のピーク(跳ね上がり)を排除して実験結果の整理を行っている。そのため、ソリトン分裂、衝撃段波波力には適用できない。</td>
</tr>
<tr>
<td></td><td></td><td></td>
<td>■参考文献：平成 23 年度　建築基準整備促進事業「40.津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」、中間報告書(その 2)[20]<br><br><u>・最大浸水深が利用できる場合</u><br>$$F=\frac{a^2}{2}\rho B g h_{\max}^2$$<br>$a$：水深係数、$h_{max}$：最大浸水深(m)<br>表 10.2.1　水深係数 $a$<br>
<table>
<tr><td></td><td>他の施設により津波波力の軽減が見込まれる場合で海岸から 500 m 以上</td><td>他の施設により津波波力の軽減が見込まれる場合で海岸から 500 m まで</td><td>左記以外</td></tr>
<tr><td>水深係数 $a$</td><td>1.5</td><td>2</td><td>3</td></tr>
</table>
</td>
<td>575<br>-<br>576</td>
<td>算定式は、護岸背後の陸上構造物に作用する波力を実験結果にもとづいて定式化したものであり、朝倉らの論文と同様の算定式である。<br>算定式の確認に用いた実験結果は、ソリトン分裂が発生した場合を排除していることから、ソリトン分裂には適用できない。</td>
</tr>
</table>

表 2.4-9　建築物一般における津波先端部荷重（その 4）

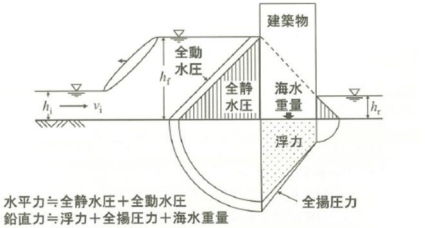
| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | **■津波氾濫流の構造物への流体力、**pp.559-564[21]<br><br>$F_A = F_B + F_{UL} - F_W$<br><br>$F_A$：鉛直力(kN)<br>$F_B$：浮力(kN)<br>$F_{UL}$：全揚力(kN)<br>$F_W$：海水の重量(kN)<br><br>  <br><br>図 10.2.3　建築物に作用する津波の主な波力と波圧の成分[27] | 577<br>-<br>578 | |

表 2.4-10　建築物一般における津波先端部荷重（その 5）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | **・浮力 $F_B$ の算出**<br>$$F_B = \frac{1}{2}\rho g(h_f + h_r)A$$<br>$h_f$：津波作用構面における浸水深(m)<br>$h_r$：反対側構面における浸水深(m)<br>$A$：建築物の水没部の水平投影面積($m^2$)<br><br>**（浸水深 $h_f$ と $h_r$ の評価方法）**<br>**1)「浸水深と流速の時系列が利用できる場合」と「最大浸水深と最大流速が利用できる場合」**<br>津波作用構面における深水面 $h_f$ として段波波圧で評価された式を静水圧と分布に置き換えたときの浸水深、反対側構面における浸水深 $h_r$ は零とする。<br>**・　2）最大浸水深が利用できる場合**<br>津波作用構面における浸水深 $h_r$ として入射津波の最大浸水深の 1.5 倍(他の施設により津波波力の軽減が見込まれる場合で海岸から 500m 以上)、2 倍(他の施設により津波波力の軽減が見込まれる場合で海岸から 500m まで)または 3 倍(上述の条件以外)、反対側構面における浸水深 $h_r$ は零とする。 | 578<br>-<br>579 | 算定式は、構造物前・背面の浸水深に対する静水圧とした場合の全圧力の式である。 |
| | | | **・全揚圧力 $F_{UL}$**<br>全揚圧力の圧力分布は津波作用構面で最大値、反対側構面で是の三角形分布とし、最大値は津波作用構面最下端における動水圧とする。<br>**1)「浸水深と流速の時系列が利用できる場合」と「最大浸水深と最大流速が利用できる場合」**<br>浮力に全揚圧力が含まれており、新たに全揚圧力を考える必要はない。<br>**2）最大浸水深が利用できる場合**<br>・　津波作用構面の波圧は静水圧分布と考え、全揚圧力は零とする。 | 579 | |

表 2.4-11　建築物一般における津波先端部荷重（その 7）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ・**流入海水の重量 $F_W$**<br>$$F_W = \sum \rho g V_i$$<br>・<br>$F_W$：建築物等の内部へ流入した海水の重量(鉛直下向きの力)<br>$V_i$：各階での海水の流入体積($m^3$)<br>$\rho$：海水の密度($t/m^3$)<br>$g$：重力加速度($m/s^2$) | 579 | |
| | 鉛直荷重 | なし | － | | |

2) 原子力施設

表 2.4-12　原子力施設(建築物)における津波先端部荷重（その 1）

| 「基準・ガイドライン」<br>原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2014[22] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 大項目 | 小項目 | 細目 | 算定式 | ページ | 備　考 |
| 津波先端部荷重 | 水平荷重 | 衝撃段波波力 | ― | | |
| | | 段波波力 | ■参考文献：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書、pp. 70-78[23]<br><br>**・進行波の最大浸水深と流速を用いる評価式（タンクに作用する水平波力）**<br>$F_{tH}=\frac{1}{2}\int_{-\pi}^{\pi}\left[\rho g h_x^{\max}(\theta)\right]^2 R\cos\theta d\theta$<br>$h_x^{\max}(\theta)=\alpha\eta_{\max}\sum_{m=0}^{3}p_m\cos m\theta$<br>$p_0=0.680$、 $p_1=0.340$、<br>$p_2=0.015$、 $p_3=-0.035$<br>$\alpha=\begin{cases}1.8 & (Fr\geqq 1.3)\\ 2.0Fr-0.8 & (1.3\geqq Fr\geqq 0.9)\\ 1.0 & (0.9\geqq Fr)\end{cases}$<br>$h_x^{max}(\theta)$：水平波力最大時のタンク周囲の津波水位<br>$\eta_{max}$：最大浸水深<br>$\rho$ ：流体密度<br>$\alpha$ ：水平波力に係る浸水深係数 | | 算定式は、進行波の水深と浸水係数(フルード数を考慮)を用いて屋外貯蔵タンクに作用する水平波圧を評価したものである。ただし、進行波は、防油堤が存在するもののタンクが無い状態のときとしている。<br>段波状の津波を造波した水理模型実験を実施し、遡上域に設置されたタンクに作用する波圧の測定を行い、算定式の妥当性を確認している。<br>算定式における浸水係数αはソリトン分裂が生じた場合には適応していないため、ソリトン分裂が生じた場合の作用波圧および衝撃段波波圧には適用できない。 |

表 2.4-13　原子力施設(建築物)における津波先端部荷重（その 2）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ■参考文献：直立護岸を越流した津波の水位・流速および波力の数値計算，pp.376-380. [24]<br><br>・進行波の最大浸水深と流速を用いる評価式<br>$F_H = \frac{1}{2}\rho C_D u\|u\|B\eta + \rho C_M uBL\eta$<br>$+\frac{1}{2}\rho C_s(\theta)u\|u\|B\eta + \rho gBL\eta\frac{d\eta}{dx}$<br>$C_D$：抵抗係数(=2.05)<br>$C_M$：慣性力係数(=2.19)<br>$\rho$：流体密度<br>$C_S$：衝撃力係数(=3.6$tan\theta$、$\theta$：波面角度)<br>$u$：津波進行波の水平流速<br>$\eta$：津波進行波による浸水深<br>$B$：構造物の幅、$L$：構造物の長さ | 1)<br>93 | 算定式は、モリソン式を衝撃波や構造物前後における水位差を考慮できるように修正したものであり、第 1 項：抗力、第 2 項：慣性力、第 3 項：衝撃力、第 4 項：動水勾配となっている。<br>朝倉ら(2000)[25]を再現した矩形の 3 次元構造物を対象とした津波波圧実験を行い、算定式の妥当性の確認を行っている。津波の先端と非先端部を区別せずに計算できることが論文で示されている。<br>ただし、構造物による流れ場への影響が大きい条件(防波堤のような条件)およびソリトン分裂が生じているような条件では、適用性に課題があることが報告されている。 |

表 2.4-14　原子力施設(建築物)における津波先端部荷重（その 3）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ■参考文献：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書、pp.70-78[23]<br><br>・進行波の最大浸水深と流速を用いる評価式<br>（タンクに作用する水平波力）<br>$F_{tH} = \frac{1}{2}\int_{-\pi}^{\pi}\left[\rho g h_x^{\max}(\theta)\right]^2 R\cos\theta d\theta$<br>$h_x^{\max}(\theta) = \alpha\eta_{\max}\sum_{m=0}^{3} p_m \cos m\theta$<br>$p_0 = 0.680$、 $p_1 = 0.340$、 | | 算定式は、進行波の水深と浸水係数(フルード数を考慮)を用いて屋外貯蔵タンクに作用する水平波圧を評価したものである。ただし、進行波は、防油堤が存在するもののタンクが無い状態のときとしている。<br>段波状の津波を造波した水理模型実験を実施し、遡上域に設置されたタンクに作用する波圧の測定を行い、算定式の妥当性を確認している。<br>算定式における浸水係数αはソリトン分裂が生じた場合には適応していないため、ソリトン分裂が生じた場合の作用波圧および衝撃段波波圧には適用できない。 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $p_2 = 0.015$、 $p_3 = -0.035$<br>$\alpha = \begin{cases} 1.8 & (Fr \geqq 1.3) \\ 2.0Fr - 0.8 & (1.3 \geqq Fr \geqq 0.9) \\ 1.0 & (0.9 \geqq Fr) \end{cases}$<br>$h_x^{max}(\theta)$：水平波力最大時のタンク周囲の津波水位<br>$\eta_{max}$：最大浸水深<br>$\rho$ ：流体密度<br>$\alpha$ ：水平波力に係る浸水深係数 | | |

表 2.4-15　原子力施設(建築物)における津波先端部荷重（その 4）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ■参考文献：平面２次元津波遡上計算結果を用いた津波波圧算定方法の提案，pp. I_781-I_785[26]<br><br>・構造物前面の浸水深を用いる評価式<br>$p(z,t) = \rho g\{h_f(t) - z\} + \rho u_f(t)^2$<br>$\rho$ ：流体密度<br>$g$：重力加速度<br>$z$：作用位置、$t$：時間<br>$h_f$：構造物が存在する場合の前面浸水深<br>$u_f$：運動量保存則に基づいた水平方向流速 | 1)<br>95 | 直立壁前面の最大水深に基づく静水圧と、津波先端作用時の流速ピーク時の運動量保存測に基づく圧力を組み合わせることにより、陸上構造物前面の浸水深を用いて波圧を求める算定式である。<br>ゲートを急開することにより段波状の津波を発生させた水理模型実験を行い、その結果と比較することで妥当性の検討を行っている。<br>論文では、津波の構造物衝突時の跳ね上がりが生じる時刻の波圧が小さいことに加え、平面 2 次元計算では上方への跳ね上がりによる水位を計算することが不可能であると考え、瞬間的な浸水深のピーク(跳ね上がり)を排除して実験結果の整理を行っている。そのため、算定式は、ソリトン分裂、衝撃段波波力には適用できない。対象構造物は 2 次元構造物と 3 次元構造物の両方である。 |
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | ■参考文献：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書、pp. 70-78[23]<br><br>・進行波の最大浸水深と流速を用いる評価式<br>（タンクに作用する鉛直波力）<br>$F_{tV} = 2\int_0^{\pi} \rho g h_V^{\max}(\theta) R^2 \cos^2\theta d\theta$ | 94 | 算定式は、進行波の水深と浸水係数(フルード数を考慮)を用いて屋外貯蔵タンクに作用する鉛直波圧を評価したものである。ただし、進行波は、防油堤が存在するもののタンクが無い状態としている。 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $h_V^{\max}(\theta) = \beta\eta_{\max}\sum_{m=0}^{3} q_m \cos m\theta$<br>$q_0 = 0.720$、 $q_1 = 0.308$、<br>$q_2 = 0.014$、 $q_3 = -0.042$<br>$\beta = \begin{cases} 1.2 & (Fr \geqq 1.3) \\ 0.5Fr - 0.55 & (1.3 \geqq Fr \geqq 0.9) \\ 1.0 & (0.9 \geqq Fr) \end{cases}$<br>$h_V^{max}(\theta)$：鉛直波力最大時のタンク周囲の津波水位<br>$\eta_{max}$：最大浸水深<br>$\rho$ ：流体密度<br>$\beta$ ：鉛直波力に係る浸水深係数 | | |

(3) 津波避難施設

1) 津波避難ビル

表 2.4-16 津波避難ビルにおける津波先端部荷重（その 1）

| 「基準・ガイドライン」<br>1) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説[27] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 大項目 | 小項目 | 細目 | 算定式 | ページ | 備　考 |
| 津波先端部荷重<br>(片側のみに水圧が作用している状態) | 水平荷重 | 衝撃段波波力 | － | | |
| | | 段波波力 | 持続波力と区別なし | | |
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | － | | |

2) 津波避難タワー

表 2.4-18　津波避難タワーにおける津波先端部荷重（その 1）

| 「基準・ガイドライン」<br>道路上に設置する津波避難タワーの標準仕様設計基準[28] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 大項目 | 小項目 | 細目 | 算定式 | ページ | 備　考 |
| 津波先端部荷重(片側のみに水圧が作用している状態) | 水平荷重 | 衝撃段波波力 | － | | |
| | | 段波波力 | 持続波力と区別なし | | |
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | － | | |

(4) ガス貯蓄施設

表 2.4-23　ガス貯蓄施設における津波先端部荷重（その 1）

<table>
<tr><td colspan="5">「基準・ガイドライン」<br>津波の波力、設備の浮力、漂流物の影響等の評価手法の検討　報告書[29]<br><br>文献調査として下記の項目について、内容の紹介が行われている。<br>1)　津波被害対策の方向を示す官公庁の報告書<br>2)　津波被害に関する報告書<br>3)　他の分野での津波影響評価に関わる文献<br>4)　高圧ガス施設の津波影響評価の全体構想を考えるに参考となる文献<br>5)　高圧ガス施設の津波影響評価の各要素を考えるに参考となる文献<br>その中で、特記する技術要素として、「FEMA 報告書」と「危険物の津波・浸水対策に関する調査検討報告書」に記述されている津波波圧式が挙げられている(以下の表)。</td><td></td></tr>
<tr><td>大項目</td><td>小項目</td><td>細目</td><td>算定式</td><td>ページ</td><td>備考</td></tr>
<tr><td rowspan="2">津波先端部荷重<br>(片側のみに水圧が作用している状態)</td><td rowspan="2">水平荷重</td><td>衝撃段波波力</td><td>－</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>段波波力</td><td>■参考文献：Guide line for Design of Structures for Verical Evacuation from Tsunamis[30]<br><br>$F_s = 1.5 \cdot F_d$<br>$F_s$：衝突力(N)<br>$F_d$：流体力(N)</td><td>39</td><td>算定式は、津波正面で立ち上がった段波による衝撃力に適用される。</td></tr>
</table>

表 2.4-25　ガス貯蓄施設における津波先端部荷重（その 3）

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 鉛直荷重 | 全揚圧力 | ■参考文献：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書、pp.73[23]<br><br>$F_{tV} = 2\int_0^{\pi} \rho g h_V^{\max}(\theta) R^2 \cdot \cos^2\theta \cdot d\theta$<br><br>$h_V^{\max}(\theta) = \beta \eta_{\max} \sum_{m=0}^{3} q_m \cos m\theta$<br><br>$p_0 = 0.720$、 $p_1 = 0.308$、<br>$p_2 = 0.041$、 $p_3 = -0.042$<br><br>$F_{tV}$：鉛直波力<br>$\rho$ ：流体の密度、$g$：重力加速度<br>$R$：タンクの半径<br>$\beta$ ：タンク鉛直波力に係る水深係数(たとえば 1.2)<br>$\eta_{max}$：最大浸水深<br>$\theta$ ：タンクの周方向位置を表すラジアン角度 | 44 | 算定式は、タンクに作用する水平波力と同様の考え方で評価したものである。 |

**参考文献**


[1] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説. 日本建築学会, 2015.

[2] 首藤伸夫，今村文彦，越村俊一，佐竹健治，松冨英夫：津波の事典. 朝倉書店, 2007.

[3] 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説. 5 2018.

[4] 福井芳朗，白石英彦，中村充.，佐々木泰雄：津波の研究（I）－段波津波の波速についてー，第 9 回海岸工学講演会論文集，Vol. 9，pp. 44-49，1962.

[5] 谷本勝利，鶴谷広一，中野晋.：1983 年日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討，第 31 回海岸工学講演会論文集，Vol. 31，pp. 257-261，1984.

[6] 松冨英夫：砕波段波衝突時の圧力分布と全波力，海岸工学論文集，Vol. 38，pp. 626-630，1991.

[7] 池野正明，松山昌史，田中寛好：ソリトン分裂津波の大陸棚上での変形とその防波堤設計波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，Vol. 45，pp. 366-370，1998.

[8] 池野正明，森信人，田中寛好：砕波段波津波による波力と漂流物の挙動・衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，Vol. 48，pp. 846-850，2001.

[9] 水谷将.，今村文彦：構造物に作用する段波波力の実験，海岸工学論文集，Vol. 47，pp. 946-950，2000.

[10] 水谷将.，今村文彦：津波段波の衝撃性および越流を考慮した設計外力算定フローの提案，海岸工学論文集，Vol. 49，pp. 731-735，2002.

[11] 有川太郎，池辺将光，山田文則，下迫健一郎，今村文彦：護岸・陸上構造物に対する津波力の大規模実験，海岸工学論文集，Vol. 52，pp. 746-750，2005.

[12] 有川太郎，大坪大輔，中野史丈，下迫健一郎，高橋重雄，今村文彦，松冨英夫：遡上津波力に関する大規模実験，海岸工学論文集，Vol. 53，pp. 796-800，2006.

[13] 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，. 9 2013.

[14] 池野正明，松山昌史，榊山勉.，柳沢賢.：ソリトン分裂と砕波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究，海岸工学論文集，Vol. 52，pp. 751-755，2005.

[15] 谷本勝利，高山知司，村上和男，村田繁，鶴谷広一，高橋重雄，森川雅行，吉本靖俊，中野晋，平石哲也：１９８３年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察，. 港湾空港技術研究所, 1983, No. 0470.

[16] 林泰造，服部昌太郎，林憲吉：砕波の波圧と力積，. 第 5 回海岸工学講演会講演集. 1958, p. 21-28.

[17] ファウジアフマド，鴫原良典，藤間功司，水谷法美：陸上構造物に作用する津波波力の推定手法に関する考察，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 65，pp. 321-325，2009.

[18] 有光剛，大江一也，川崎浩司：構造物前面の浸水深と流速を用いた津波波圧の評価手法に関する水理実験，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 68，pp.

776-780，2012.
[19] 有光剛，大江一也，川崎浩司：陸上構造物前面の浸水深を用いた津波波圧算定式の提案，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 68，pp. I_13-I_18，2012.
[20] 東京大学生産技術研究所：平成 23 年度 建築基準整備促進事業「40.津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告書(その 2), . 10 2011.
[21] 松富英夫，大向達也，今井健太郎：津波氾濫流の構造物への流体力，水工学論文集，Vol. 48，pp. 559-564，2 2004.
[22] (社)日本電気協会 原子力規格委員会：原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2014. 8 2015.
[23] 総務省消防庁：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書, . 3 2009.
[24] 大森政則，藤井直樹，京谷修，高尾誠，金戸俊道，池谷毅：直立護岸を越流した津波の水位・流速および波力の数値計算，海岸工学論文集，Vol. 47，pp. 376-380，2000.
[25] 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅.，高尾誠.，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 47, pp. 911-915，2000.
[26] 有光剛，大江一也，川崎浩司：平面２次元津波遡上計算結果を用いた津波波圧算定方法の提案，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 68，No. 2，pp. I_781-I_785，2012.
[27] 国土交通省国土技術政策総合研究所，一般社団法人建築性能基準推進協会：津波避難ビル等の構造上の要件の解説, . 2 2012.
[28] 静岡県吉田町防災課：道路上に設置する津波避難タワーの標準仕様設計基準(静岡県吉田町適用基準 平成 24 年 9 月版），. 9 2012.
[29] 高圧ガス保安協会：平成 24 年度経済産業省委託 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査 (3)津波の波力、設備の浮力、漂流物の影響等の評価手法の検討 報告書, . 2 2013.
[30] FEMA : Guide line for Design of Structures for Verical Evacuation from Tsunamis. FEMA P-646, 2008.

# 第 3 章　津波非先端部荷重の評価

津波先端部の荷重評価では、津波が遡上し構造物前面に水圧が作用する状態に着目し段波波圧および衝撃段波波圧を評価した。本章では津波先端部が作用したのち、3 次元構造物では対象構造物の周辺へ持続的に津波が作用する状態、2 次元構造物では持続波圧に着目し、その流れ場の中での荷重を評価する。対象とする荷重は、水平荷重と鉛直荷重に大別される。水平荷重には、津波が連続的に入射する際の持続波圧を直接評価する式と、流れ場の中で構造物に作用する抗力を直接評価する式がある。鉛直荷重は浮力および動水圧に起因する揚圧力のほか、適宜海水重量による上載荷重を考慮する必要がある。

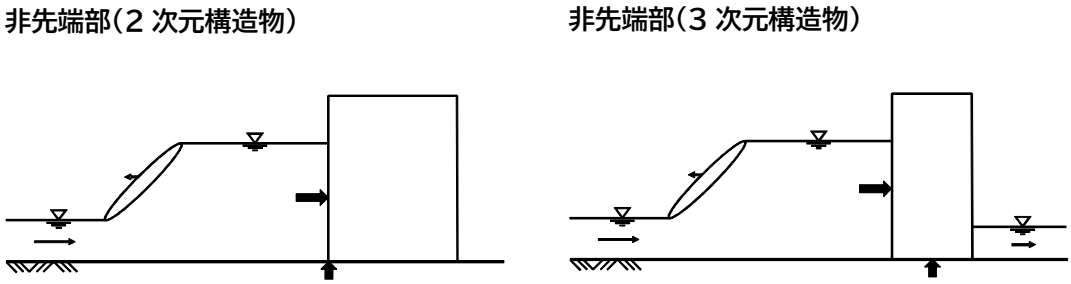



図 3-1 津波非先端部による荷重

## 3.1.　水平荷重

非先端部の水平荷重の算定には波圧分布を算定する式と、抗力として荷重を直接算定する式とがある。波圧分布は積分することで荷重に換算可能であり、逆に抗力から等価な波圧分布に換算可能な場合もある。

水平荷重の算定には、持続波力による波圧分布を算定する式と、抗力として荷重を直接算定する式とがある。前者の波圧分布は積分することで荷重に換算可能であり、逆に後者の算定式から等価な波圧分布に換算可能な場合もある。例えば建築物荷重指針・同解説（2015）[1]では、建築物背面は通過波浸水深の静水圧の三角形分布、建築物前面は堰上げ高さを考慮した水位の静水圧の三角形分布を仮定し、建築物前面と背面での静水圧の差分が非先端部における水平波力と一致するような波圧分布（台形分布）により、波圧に換算可能としている。

### 3.1.1.　水深係数による算定方法

津波の非先端部が構造物に作用する際の波圧分布は、海水密度・浸水深・流速を用いて鉛直方向に対して線形（または区分線形）の関数で算定する。

構造物前面に作用する非津波先端部波力の概念図を以下に示す。波圧作用高さは進行波の浸水高 $h$ の$\alpha'$倍、作用する水圧は$\alpha$倍とすると、施設に作用する鉛直方向の波圧分布は例

えば以下の式により表される。

$$\frac{p_{max}}{\rho g h_{max}} = \alpha\left(1 - \frac{z}{\alpha' h_{max}}\right).$$

ここで、$p_{max}$：最大波圧（kN/m$^2$） $h_{max}$：進行波の最大浸水深（m）、$\rho$：水あるいは海水の単位体積重量（kN/m$^3$） $z$：波圧作用位置の地盤からの高さ（m）、$\alpha, \alpha'$：水深係数。

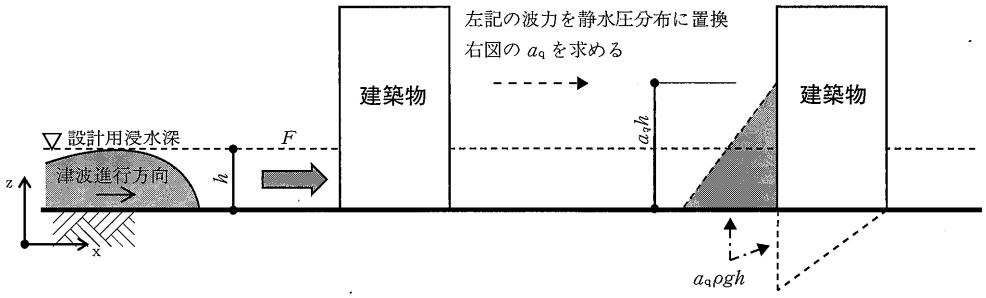



図 3.1-1 津波先端部波圧

波が構造物などに力を及ぼす時、単位面積当りの力を波圧、全体の力を波力という。波圧は場所ごとで異なる非一様な分布を取るが、一般的には構造物の最下端部（水没した構造物の場合は、初期水位の位置）での圧力を最大とし、津波の作用高さにおける圧力を 0 と仮定して、その間を直線で近似した分布とすることが多い。最下端部の圧力については、フルード数の関数で表現する研究が数多くなされている。

壁体構造物に対する既往の研究における、水深係数（無次元波圧係数とも呼ぶ）の一覧を表 3.1-1 に示す。朝倉ら(2000)[2]は、水深係数を実験から一定値で与え、その後、フルード数に比例する係数を次の式のように提案した(Asakura *et al.*, 2002)[3]。

$$\alpha = 1 + \gamma_\alpha F_r.$$

$F_r$はフルード数、$\gamma_\alpha$は係数であり、Asakura *et al.* (2002) [3]では、1.2 と設定している。

榊山(2012)[4]は、実験及び数値計算から、その係数を大きく設定している。一様で定常な遡上津波が壁体で反射する場合、Stoker の理論(1957)[5]を拡張し、運動量の保存から池谷ら(2013)[6]は、水深係数がフルード数に比例することを理論的に示している。

大村ら(2014) [7]は、胸壁に作用する波力について、片周期 25s、30s、40s(模型縮尺現地 1/81 とし、現地スケールでは 113s、135s、180s)の波高 8.1cm、6.7cm、5.0cm(6.6m、5.4m、4.1m)の押し波を、直立、法面勾配 1:0.2、1:0.5 の 3 種類の直立堤に作用させる実験を行い、そこに作用する波力について検討し、前面波力ならびに背後の波力について検討している。大村ら(2014) [7]では、完全に越流をさせない天端の構造物を用いて検討し、運動量保存から、係数$\gamma_\alpha$を 1.4 としている。

一方で、水深係数をベルヌーイの式を適用した研究として、加藤ら(2012)[8]がある。松冨

ら(2013)[9]のエネルギー損失係数を用いたベルヌーイ式を用い、水深係数を

$$\alpha = \frac{h}{h_i} = 1 + \frac{1}{2}\left\{1 - \left(\frac{u_f}{u_i}\right) + \zeta\right\} F_r^2.$$

と定義している。ここで、$\alpha$は水深係数、$h$は津波衝突後の浸水深、$h_i$は入射津波の水深、$u_i$は入射津波の流速、$u_f$は、津波衝突後の断面平均流速でここでは 0 とする。また、$\zeta$は広義のエネルギー損失係数となる。大村ら(2015)[10]は、水理模型実験から実験から$\zeta$は、$\zeta = 1.7$としている。

有川(2015)[11]は、直立壁に作用する孤立波を用いた持続波圧の検討において、同じく松冨ら(2013) [9]の式を用いて、$u_f = 0$、$\zeta = 3.0$とした値を提案している。このパラメータでは、 $\alpha = 1 + 2.0F_r^2$となる。これまでの実験結果を踏まえると、波形勾配が大きくなっており、非定常性の影響が含まれた結果と考えられる。

表 3.1-1 各種基準類に記載されている水深係数一覧

| 水深係数 | 参照論文 |
|---|---|
| 3.0 | 朝倉ら(2000) [2] |
| 1.0 + 1.2Fr | Asakura *et al.*(2002) [3] |
| 1.0 + 1.3Fr　注）近似式 | 池谷ら(2013) [6] |
| 1.0 + 1.4Fr | 榊山(2012) [4]、大村ら(2014) [7] |
| $1.0 + 0.5Fr^2$ | 加藤ら(2012) [8]、榊山(2012) [4]、池谷ら(2013) [6] |
| $1.0 + 0.5(1.0 + \zeta)Fr^2$、注）<br>建物に対して、$\zeta$ = 0～0.8 | 松冨ら(2013) [9] |
| $1.0 + 0.5(1.0 + \zeta)Fr^2$、　$\zeta$ = 1.7 | 大村ら(2015) [10] |
| $1.0 + 0.5(1.0 + \zeta)Fr^2$、　$\zeta$ = 3.0 | 有川(2015) [11] |

*$\zeta$は広義のエネルギー損失係数

(1) 原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2021 [12]

本規定は建築物に作用する持続波力の算定式を提示している。本算定式では木原ら[13]に基づき、構造物から浸水深の 5 倍程度沖側の浸水深および流速を用いて、比エネルギーが保存される条件下で最大重複波圧を評価する。瞬間的な段波波圧は考慮しておらず、衝撃段波波圧には適用できない。流入水深の 0.5～5 倍に相当する幅を有する構造物を対象としている。また圧力の評価式は、Fr を用いて、

$$p = \rho g \left[h\left(1 + \frac{1}{2}Fr^2\right) - z\right]$$

と書き直すことができる。本式は$\alpha = 1 + \frac{1}{2}Fr^2$とすれば、榊山[4]、池谷ら[6, 14]、松冨ら[9]によるベルヌーイの定理を通じて導出した水深係数と整合する。

(2) 原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2014 [15]

進行波の最大水深のみを用いる算定式は、後述の津波避難ビル等の構造上の要件の解説[16]に基づく。最大浸水深に加え流速を用いる算定式は、2 次元および 3 次元的な矩形構造物に作用する津波の波圧を示したものである。Asakura ら(2002)[3]の算定式はばらつきが±50%、榊山(2012) [4]は−22～+12%程度であることが報告されている。

(3) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説[16]

長周期波(ソリトン分裂波を含む)を造波する遡上津波の水理模型実験を行った朝倉らの算定式を参考にしたものである。3 次元構造物の津波避難ビルを対象としている。

・浸水係数 $a$=3.0 の場合

ソリトン分裂が生じない条件での津波波圧を整理した値であり、衝撃波圧およびソリトン分裂には適用できない。

・浸水係数 $a$=3.0 以外

東日本大震災津波の被害調査結果を参考に係数を設定。基本的には朝倉らによる 3.0 を採用するが、遮蔽物による軽減効果を見込む場合は 1.5 で割引き 2.0、さらに海岸等からの距離が 500m 以上離れている場合は不確実要素を考慮し 1.5 とする。

(4) 道路上に設置する津波避難タワーの標準仕様設計基準[17]

津波避難ビル等の構造上の要件の解説[16]に同じ。

(5) 耐津波対策を考慮した下水道施設設計の考え方[18]

津波避難ビル等の構造上の要件の解説[16]に同じ。

(6) 津波の波力、設備の浮力、漂流物の影響等の評価手法の検討　報告書[19]

FEMA P-646/June 2008 [20]、および危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書、pp.71-72[21]に基づく。FEMA では、津波の流体密度は海水中に 10%の浮遊砂を仮定して 1200kg/m3 としている。過去の津波観測データからくる経験的な判断から、津波遡上高は予測された最大遡上高の 1.3 倍をとる。

表 3.1-2 持続波力算定式一覧

| 対象構造物 | 算定式 |
|---|---|
| 原子力<br>（建築物）[12] | $F = \frac{1}{2}\rho g\left(u + \frac{u^2}{2g}\right)^2 W$<br>$p = \rho g\left(h + \frac{u^2}{2g} - z\right)$<br>$F$：構造物に作用する流体力、$p$：構造物に作用する圧力の鉛直分布、$\rho$：流体密度、$W$：構造物の幅、$h,u$：対象とする構造物から代表的に流入津波水深の 5 倍程度上流 |

<table>
<tr><td></td><td>側へ離れた地点での浸水深・流速</td></tr>
<tr><td>原子力<br>（建築物）[15]</td><td>$$P_{max} = \rho g(\alpha h_{imax} - z)$$<br>$P_{max}$：最大波圧、z：地表面からの高さ、$\rho$：流体の密度、$g$：重力加速度、$h_{imax}$：構造物がない状態の進行波の最大浸水深、$\alpha$：水深係数<br><br>・進行波の最大水深を用いる場合<br><br>附参表 3. 3-1　水深係数αの設定（国土交通省(2012)(附参3.3-2)より抜粋）<br><table><tr><td>① 堤防や前面の建築物等による軽減効果が見込まれる場合</td><td>α=2.0</td></tr><tr><td>② ①のうち，海岸等からの距離が 500m 以上離れている場合</td><td>α=1.5</td></tr><tr><td>③ ①，②に該当しない場合</td><td>α=3.0</td></tr></table><br>・進行波の最大浸水深と流速を用いる場合<br>$\alpha = 1.2F_r + 1.0$（Asakura *et al.* 2002）<br>$\alpha = 1.4F_r + 1.0$　　（榊山 2012）</td></tr>
<tr><td>津波避難ビル[16]<br>津波避難タワー[17]<br>下水道施設[18]</td><td>$$q_z = \rho g(ah - z)$$<br>$q_z$：構造設計用の進行方向の津波波圧(kN/m²)、$\rho$：水の単位体積質量(t/m³)、$g$：重力加速度(m/s²)、$h$：設計用水深(m)、$z$：当該部分の地面からの高さ（m)、$a$：水深係数(=3.0)</td></tr>
<tr><td>ガス貯蓄施設[20]</td><td><u>完全に水没したとき</u><br>$$F_h = \rho_s g\left(h_{max} - \frac{h_w}{2}\right) b h_w$$<br>$$h_{max} = 1.3R^* - z_w$$<br>$F_h$：壁に加わる力(N)、$\rho_s$：浮遊物を考慮した氾濫水の密度(1200kg/m³)、$h_{max}$：壁の付け根から水面までの高さ(m)、$h_w$：壁の付け根から壁の上端までの高さ(m)、$b$：壁の長さ(m)、$R^*$：津波の遡上高(m)、$z_w$：壁の付け根の標高(m)<br><br><u>進行波の水深を用いた算定式</u><br>$$F_{tH} = \frac{1}{2}\int_{-\pi}^{\pi} \rho g[h_x^{max}(\theta)]^2 R\cos\theta \; d\theta$$<br>$$h_x^{max} = \alpha\eta_{max}\sum_{m=0}^{3} p_m \cos m\theta$$<br>$p_0 = 0.680$、$p_1 = 0.340$、$p_2 = 0.015$、$p_3 = -0.035$、$F_{tH}$：水平波力、ρ：流体の密度、$g$：重力加速度、$R$：タンクの半径、$\alpha$：タンク水平波力に係る水深係数(たとえば 1.8)、$\eta_{max}$：最大浸水深、θ：タンクの周方向位置を表す角度</td></tr>
</table>

### 3.1.2. 抗力係数による算定方法

津波の非先端部が構造物等に作用する流れ方向の水平力は抗力が支配的であり、海水の密度、流速と構造物等の水没部の鉛直投影面積から算定可能である。

多くの算定式は構造物等の水没部の鉛直投影面積、海水密度、流速の二乗に構造物に応じた抗力係数を乗じた形で表現される。

$$F = \frac{1}{2}\rho_w C_D\left(h_i u_i^2\right)B.$$

ここで、$\rho_w$は水の密度、$C_D$は抗力係数、$h_i$は浸水深、$u_i$は流速、$B$は評価対象構造物の幅である。この式は、測定された津波波力を静水圧と動水圧に分離することが難しい場合に頻繁に用いられ、この式で推定される力は静水圧と動水圧の合計となる。厳密には、津波の抗力に相当する成分は静水圧相当の成分と区別し算出する考え方（例えば文献[22–24]）もあるが、実際には静水圧と動水圧の分離は困難な場合が多い。その他、構造物によっては抗力の他に波面の擾乱成分や慣性力項を考慮する場合がある。

各種算定式の適用にあたっては、流速、浸水深の定義および抗力係数の適用範囲に注意が必要な場合がある。流速、浸水深は算定式により通過波・非通過波、運動量フラックス最大時、流速最大時等の条件があり、算定式適用時には定義を確認する必要がある。また 3.4 節にて詳述する通り、抗力係数はフルード数や設置条件に依存しうるが、多くの算定式ではフルード数の適用範囲や依存性を考慮していない。算定式を利用する際は、抗力係数の算定条件によっては過大または過小に抗力を評価する恐れがある点には注意されたい。

(1) 原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2021 [12]

建築物を対象とし、飯塚・松冨[25]に基づく算定式を提示している。算定式は家屋等に働く津波氾濫流の抗力を評価したものであり、氾濫流による流速を構造物前面浸水深に変換して算出している。3 次元構造物を対象とした、定常的な氾濫流れにおける津波の波力算定式である。構造物を考慮した条件での津波遡上解析で流速や浸水深を求めることを想定している。

(2) 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査[26]

高圧ガス取扱施設を対象とし、FEMA [20]による式を提示。FEMA 式に関しては、秋山ら[27]が水理模型実験と三次元 VOF 解析を行い、様々な形状の貯槽について FEMA 式の適用性の確認を行っている。

(3) 建築物荷重指針・同解説（2015）[1]

津波先端部の抗力型の算定式と同様の方法である。最大浸水深に関して、津波ハザードマ

ップは地表面の摩擦を考慮して計算を行っているため過小評価となる可能性があり、ハザードマップから読み取った遡上高は用いないものとする。

(4) 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン[28]

港湾施設における柱状骨組構造物を対象とし、港湾の施設の技術上の基準・同解説[29]に基づく算定式を提示。津波避難タワーの柱状構造物の骨組み部材に作用する津波荷重を海中部材に作用する波力算定式（モリソン式）として適用した算定式である。右辺第二項の慣性力項は無視することができる。

(5) FEMA P-646/June 2008 [20]

高圧ガス取扱施設でも採用されている算定方法。数値シミュレーションから得られた$(hu^2)_{max}$を用いる場合、算定式から得られた$(hu^2)_{max}$の値の 80%より小さい値をとってはいけないとされている。また更新版として FEMA P-646/August 2019[30]が存在するが、当該文献では ASCE 7-16 に従う記述があり、また執筆時点で ASCE 7 の最新は ASCE 7-22 [31]である。

(6) ASCE 7-22 [31]

構造物への荷重算定にあたり、最低でも 3 通りの荷重ケース（Load Case 1, 2, 3）を考慮し算定するとしている。Load Case 1 は構造物外側の浸水深が 1 階または 1 階窓上部のうち小さい場合に構造物内部に発生する浮力を評価するケース、Load Case 2 は浸水深が最大浸水深の 2/3 程度で流速および運動量フラックスが最大と仮定したケース、Load Case 3 は流速が最大流速の 1/3 となった場合の最大浸水深を仮定したケースである。抗力の算定にあたっては、構造物の重要度（Tsunami Risk Category）に応じて不確実性を考慮する係数$I_{tsu}$を乗じるほか、密度は海水密度に$k_s$を乗じた値を採用する。荷重は部材単位で算定可能で、種別に応じた抗力係数の一覧が与えられている。また特徴的な部材（e.g. Vertical Structural Components, Perforated Walls, Walls Angled to the Flow, Above-Ground Horizontal Pipelines）に対しては個別に算定式が与えられている。

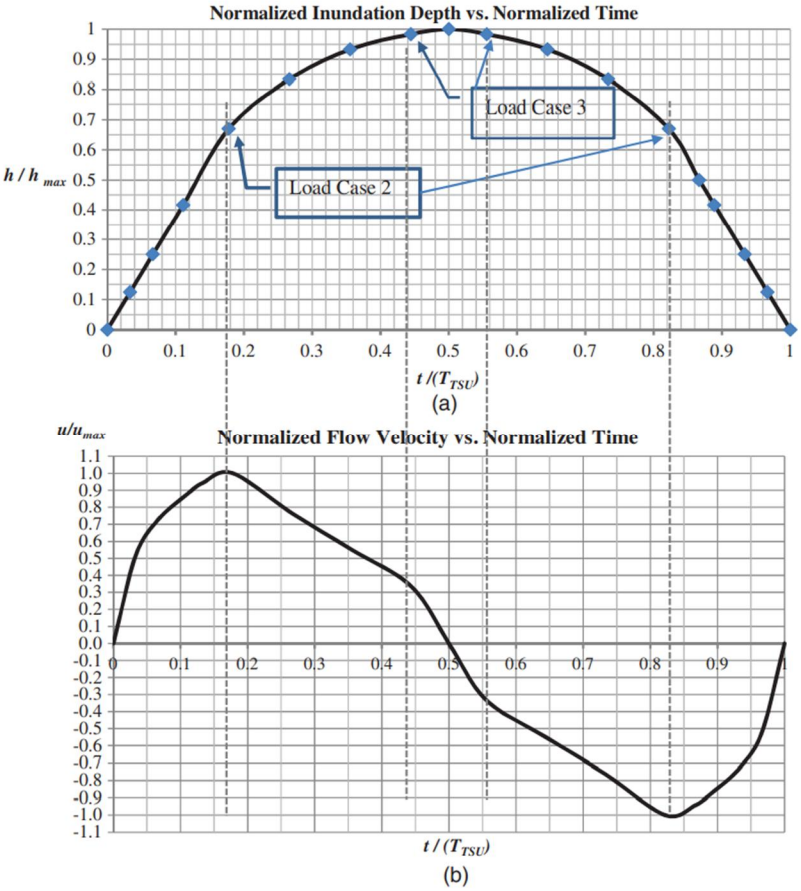



図 3.1-1 ASCE 7-22 における考慮すべき荷重ケース [31]

表 3.1-3 抗力算定式一覧

| 対象構造物 | 算定式 |
|---|---|
| 原子力（建築物）[12] | ・構造物前面の浸水深を用いる評価式<br>$F_D = \frac{1}{2}\rho C_D u^2 A = \frac{1}{2}\gamma_w C_D u^2 h_f B/g$<br>$= 0.61\gamma_w C_D {h_f}^2 B$<br>$F_D$：抗力、$\rho$：流体の密度、$C_D$：抵抗係数、$u$：陸上での流速、$A$：構造物浸水面積、$h_f$：前面浸水深、$B$：構造物の幅、$\gamma_w$：流体の単位体積重量 |
| 高圧ガス[26] | その他（FEMA）[20]に同じ。 |
| 建築構造物[1] | ・浸水深と流速の時系列が利用できる場合[32]<br>$F_D = \frac{1}{2}\rho C_D (v^2 h_i)_{max}$<br>$F_D$：抗力(kN)、$C_D$：抗力係数、$h_i$：入射津波の浸水深(m)、$v$：津波の非先端部での流速(m/s) ※運動量フラックスが最大のときを使用<br>・「最大浸水深と最大流速が利用できる場合」および「最大水深が利用できる場合」[32]<br>$F_D = \frac{1}{2}\rho C_D v^2 h_i B$<br>$F_D$：抗力(kN)、$v$：最大流速(m/s)、$h_i$：入射津波の最大浸水深(m) ※遡上水深と流速が各時系列で最大のときを使用<br>・最大浸水深が利用できる場合[33]<br>地盤が斜面のとき：陸上を遡上する場合<br>$h_{im} = \frac{1}{36gt^2 \cos\theta}(2t\sqrt{2gR} - gt^2 \sin\theta - 2x)^2$<br>$v = \frac{1}{3t}(t\sqrt{2gR} - 2gt^2 \sin\theta + 2x),\ t = \sqrt{\frac{2x}{g\sin\theta}}$<br>$R$：遡上高(m)、θ：斜面勾配(°) |
| 港湾施設（港湾）柱状骨組構造物[28] | $\vec{f_n} = \frac{1}{2}C_D p_0 \lvert\vec{u_n}\rvert\vec{u_n} D\Delta S + C_M P_0 \vec{a_n} A\Delta S$<br>$f_n$：部材軸方向に微小長さ⊿S(m)に作用する、部材軸と水粒子運動方向の共通面における部材軸に直角な方向の力(kN)、$u_n$、$a_n$：部材と水粒子運動方向の共通面における部材軸直角方向の水粒子速度成分(m/s)及び加速度成分(m/s²)、$\lvert u_n \rvert$：$u_n$の絶対値、$C_D$：抗力係数、$C_M$：慣性力係数、$D$：$f_n$の方向から見た部材軸直角方向の部材幅(m)、$A$：部材実に垂直な面で切った部材断面積(m²)、$P_0$：海水の密度(=1.03t/m³) |

| | |
|---|---|
| その他（FEMA 2008）[20] | Hydrodynamic force<br>$$F_d = \frac{1}{2}\rho_s c_d B (hu^2)_{max}$$<br>$$(hu^2)_{max} = gR^2\left\{0.125 - 0.235\frac{z}{R} + 0.11\cdot\left(\frac{z}{R}\right)^2\right\}_{max},\ R = 1.3 \times R^*$$<br>$F_d$：Hydrodynamic force, $\rho_s$：the fluid density including sediment (1200kg/m$^3$), $C_d$：the drag coefficient, $B$：the breadth of the structure in the plane normal to the direction of flow, $h$：flow depth, $u$：flow velocity at the location of the structure, $g$：the acceleration due to gravity, $R^*$：maximum inundation elevation at the structure, $z$：the ground elevation at the base of the structure |
| Buildings and Other Structures [31] | Overall Drag Force on Buildings and Other Structures<br>$$F_{dx} = \frac{1}{2}\rho_s I_{tsu} C_d C_{cx} B (h_{sx} u^2)$$<br>$$C_{cx} = \frac{\Sigma(A_{col} + A_{wall}) + 1.5A_{beam}}{B h_{sx}}$$<br>$I_{tsu}$: Importance Factor for tsunami forces to account for additional uncertainty in estimated parameters (1.0, 1.25, 1.5), $B$: width of overall building wall area, $C_d$: drag coefficient for the building (Table 6.10-1), $\rho_s (= k_s \rho_{sw})$: minimum fluid mass density, $k_s$: the fluid density factor 1.1, $\rho_{sw}$: seawater mass density (1025kg/m$^3$), $A_{col}, A_{wall}$: vertical projected areas of all individual column and wall elements, $A_{beam}$: combined vertical projected area of the slab edge facing the flow and the deepest beam laterally exposed to the flow, $h_{sx}$: average of the story heights. |
| Drag Force on Components [31] | $$F_d = \frac{1}{2}\rho_s I_{tsu} C_d b (h_e u^2)$$<br>$h_e$: a pressure resultant on the projected inundated height.<br>※$C_d, b$の定義は部材種別に依存。 |
| Vertical Structural Components [31] | $$F_w = \frac{1}{2}\rho_s I_{tsu} C_d b (h_e u^2)$$<br>Where flow of a tsunami bore occurs with a Froude number at the site that is greater than 1.0 and where individual wall, wall pier, or column components have a width-to-inundation-depth ratio of 3 or more:<br>$$F_w = \frac{1}{2}\rho_s I_{tsu} C_d b (h_e u^2)_{bore}$$ |
| Perforated Walls [31] | $$F_{pw} = (0.4C_{cx} + 0.6)F_w$$ |

| | |
|---|---|
| Walls Angled to the Flow [31] | $F_{w\theta} = F_w \sin^2 \theta$<br>$\theta$: the included angle between the wall and the direction of the flow. |
| Above-Ground Horizontal Pipelines [31] | Horizontal force per unit length<br>$F_{rp} = C_{cp} C_r \rho_s I_{tsu} D_p u^2$<br>$C_{cp}$: 1.5, $C_r$: pipe resistance coefficient as given in Table 6.10-3 or Figure 6.10-1, $\rho_s$: minimum fluid mass density for design hydrodynamic loads, $D_p$: pipe diameter. |

3.2.　鉛直荷重

| |
|---|
| 鉛直荷重は浮力、揚圧力、構造物内部へ流入した海水荷重の合力で表現される。 |

鉛直荷重$F_A$は浮力$F_B$、動水圧に起因する揚圧力$F_{UL}$、構造物内部へ流入した海水荷重$F_W$の合力により、$F_A = F_B + F_{UL} - F_W$ として算定できる。ただし実際には津波や構造物、地盤などの実況次第で各成分の構成が変わりうるほか、荷重指針によって各成分は必ずしも独立に算定されない点に注意が必要である。

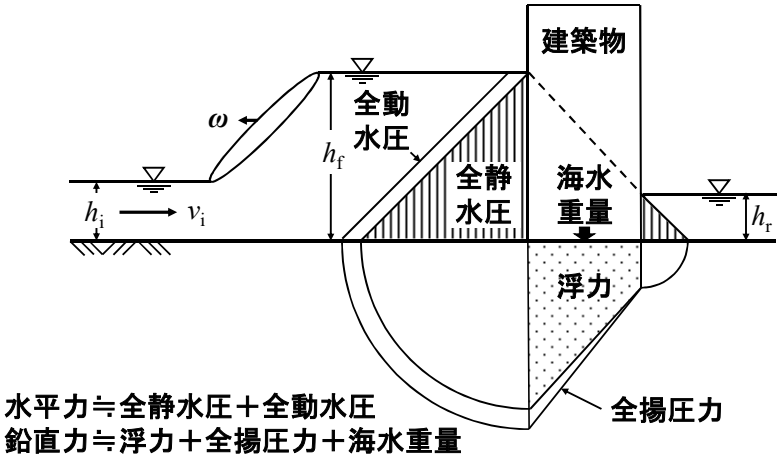



図 3.2-1 鉛直荷重の考え方[1]

3.2.1.　浮力

| |
|---|
| 浮力は没水した構造物の体積に作用する静水圧相当の力として算定する。 |

浮力は多くの荷重指針で同様の扱いであり、下水道施設、港湾施設（港湾）、津波避難ビル、高圧ガス、FEMA いずれも没水した構造物体積に海水密度と重力加速度を乗ずる算定式で表現される。建築物に関しては、津波作用構面と反対側構面の水位差を陽に考慮した式となっており、また次項で考慮する全揚圧力を含む算定式となっている。

(1) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説[34]

津波の水位上昇が大きい場合に建築物内部への津波の流入が期待できないとし、構造物の没入体積相当の浮力を計算する。一方、建築物に流入する水の体積を算定できる場合については、その体積を浮力から差し引くことができる。

(2) 建築物荷重指針・同解説(2015) [1]

同指針の津波先端部の算定式と同様であるが、$h_f$および$h_r$の評価方法が異なる。同指針の算定フローにおいて、浸水深と流速の時系列が利用できる場合（A）と最大浸水深と最大流速が利用できる場合（B）、$F_B$には全揚圧力が含まれており、新たに全揚圧力を考える

必要はない。最大浸水深が利用できる場合（C)、津波作用構面の波圧は静水圧分布と考え、全揚圧力は零とする。

(3) FEMA-P646/June 2008 [20]

対象構造物が水密構造である場合に、没水体積に相当する浮力の算定式を与えている。

(4) ASCE7-22 [31]

他の算定式と同様、没入体積に相当する浮力を与えるが、単位体積重量 10kN/m$^3$ に係数$k_s$を乗じた式となっている。また、開口部とみなせる場合の条件についても記載がある。

表 3.2-1 浮力算定式一覧

| 対象構造物 | 算定式 |
|---|---|
| 下水道施設[35] | 津波避難ビル[34]を採用。 |
| 高圧ガス[26] | その他（FEMA）[20]を採用。 |
| 津波避難ビル[34] | $Q_z = \rho g V$<br>$Q_z$：浮力(kN)、$V$：津波に浸かった建築物の体積(m$^3$) |
| 建築構造物[1] | $F_B = \frac{1}{2}\rho g(h_f + h_r)A$<br>$h_f$：津波作用構面における浸水深(m)、$h_r$：反対側構面における浸水深(m)<br>$h_f$は同指針の段波波力および非先端部の波力算定式に、反対側構面に働く全静水圧を加えた波力を全静水圧としたときの水深のうち、最大のものを採用する。$h_r$は、浸水深・流速の時系列が利用できる場合は$h_f$発生時の入射津波の浸水深を、それ以外の場合は入射津波の最大浸水深を採用する。ただし，反対側構面のすぐ背後が崖などの場合は$h_f = h_r$とする。 |
| 港湾施設（港湾）[28] | 津波避難ビル[34]を採用。 |
| その他（FEMA 2008）[20] | $F_b = \rho_s g V$<br>$F_h$：the total buoyant force, $\rho_s$： the fluid density including sediment (1200kg/m$^3$), $g$：the acceleration due to gravity, $V$：the volume of water displaced by the building |
| ASCE7-22 [31] | $F_v = \gamma_s V_w$<br>$\gamma_s (= k_s \gamma_{sw})$: minimum fluid specific weight density, $\gamma_{sw}$: 10kN/m$^3$, $V_w$: displaced water volume. |

### 3.2.2. 揚圧力

揚圧力は動水圧に起因する鉛直上向きの力であり、構造物の形状に応じて適切に考慮する

揚圧力は動水圧に起因する鉛直上向きの力であり、構造物の形状に応じて適切に考慮する必要がある。FEMA および高圧ガスでは水位上昇時における構造物上部への抗力として考慮する。FEMA および同指針を採用した高圧ガスでは、流体の鉛直方向流速と構造物上部の作用面積から、抗力係数を用いて算出する。建築物では、全揚圧力の圧力分布として津波作用構面で最大、反対側構面で零の三角形分布を仮定し算出する。

(1) 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査[26]

高圧ガス取扱施設を対象とし、FEMA[20]による式を提示。FEMA 式に関しては、秋山ら[27]が水理模型実験と三次元 VOF 解析を行い、様々な形状の貯槽について FEMA 式の適用性の確認を行っている。横置き貯槽については、FEMA 式を超える場合があり、注意が必要である。

(2) 建築物荷重指針・同解説（2015）[1]

建築構造物を対象とした算定式を提示。同指針の算定フローにおいて、浸水深と流速の時系列が利用できる場合（A）と最大浸水深と最大流速が利用できる場合（B）、$F_B$ には全揚圧力が含まれており、新たに全揚圧力を考える必要はない。最大浸水深が利用できる場合（C）、津波作用構面の波圧は静水圧分布と考え、全揚圧力は零とする。

(3) FEMA P-646/June 2008 [20]

算定式は、急激な氾濫により床面働く上向流体力(揚圧力)を評価したものである。詳細な流体力学的な研究がなされている場合を除き、傾いた傾斜にある建築物に対しては、流体上昇速度$u_v$で評価を行うことができる。

(4) ASCE 7-22 [31]

パイプラインに作用する鉛直方向の荷重、およびスラブに作用する揚圧力を算定する式を与えている。パイプラインに作用する荷重は抗力係数により算定し、その値はフルード数に依存する区分線形関数として与えられている。いずれの算定式も構造物の重要度（Tsunami Risk Category）に応じて不確実性を考慮する係数$I_{tsu}$を乗じて算出する。

表 3.2-2 揚圧力算定式一覧

| 対象構造物 | 算定式 |
|---|---|
| 高圧ガス[26] | その他（FEMA）[20]を採用。 |
| 建築構造物[1] | 同指針の津波先端部の評価方法に同じ。同指針の浮力を計算すれば、いずれの算定フローにおいても新たに全揚圧力を足し合わせる必要はない。 |
| その他（FEMA 2008）[20] | Uplift forces on elevated floors<br>$F_{up} = F_b + F_u$<br>$F_b = \rho_s g A_f h_b$<br>$F_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s A_f u_v^2$<br>$u_v = u \tan \alpha$<br>$F_u$：the total uplift force on the floor system, $\rho_s$：the fluid density including sediment (1200kg/m$^3$), $g$：the acceleration due to gravity, $A_f$：the area of floor panel of floor framing component, $h_b$：the water height displaced by the floor, $u_v$：velocity for the condition of sloping terrain below the building, $C_u$：a coefficient (=3.0), $u$：the horizontal flow velocity corresponding to a water depth, $\alpha$：the average slop of grade at the site. |
| Above-Ground Horizontal Pipelines [31] | The upward vertical force per unit length<br>$F_{l+} = C_{cp} C_l^+ \rho_s I_{tsu} D_p u^2$<br>$C_{cp}$: 1.5, $C_l^+$: upward lift coefficient as given in Table 6.10-4 or in Figure 6.10-2.<br>The downward vertical force per unit length:<br>$F_{l-} = C_{cp} C_l^- \rho_s I_{tsu} D_p u^2$<br>$C_{cp}$: 1.5, $C_l^-$: downward lift coefficient as given in Table 6.10-5 or in Figure 6.10-3. |
| Slabs Submerged during Tsunami Inflow [31] | Slabs Submerged during Tsunami Inflow<br>Horizontal slabs that become submerged during tsunami inundation inflow shall be designed for a minimum hydrodynamic uplift pressure of 0.958 kPa applied to the soffit of the slab. |
| Slabs over Sloping Grade [31] | Uplift pressure<br>$P_u = 1.5 I_{tsu} \rho_s u_v^2$<br>$u_v$: $u \tan \varphi$, $u$: horizontal flow velocity corresponding to a water depth equal to or greater than $h_{ss}$, $h_{ss}$: the elevation of the soffit of the floor system, $\varphi$: average slope of grade plane beneath the slab. |

3.2.3. 上載荷重

| |
|---|
| 最大浸水深以下の床面／壁面、および水位低下時に流体が残留する可能性がある構造は静水圧相当の上載荷重を考慮する。 |

本項では上載荷重として FEMA (2008) [20]および ASCE 7-22 [31]を示す（表 3.2-3）。いずれも最大浸水深から対象構造物の高さを差し引いた静水圧相当の荷重を考慮し、違いは密度で与えるか単位体積重量で与えるかのみである。

表 3.2-3 上載荷重算定式一覧

| 対象構造物 | 算定式 |
|---|---|
| その他（FEMA 2008 ）[20] | Additional gravity loads on elevated floors<br>$$f_r = \rho_s g h_r$$<br>$$h_r = h_{max} - h_1 \leq h_{bw}$$<br>$F_r$ : the maximum potential downward load, $\rho_s$ : the fluid density including sediment (1200kg/m$^3$), $h_r$ : the maximum potential depth of water retained on the elevated floor, $h_{max}$ : the maximum inundation level predicted at the site, $h_1$: the floor elevation above grade, $h_{bw}$ : the maximum water depth that can be retained before failure of the wall due to internal hydrostatic pressure. |
| Floors and Walls [31] | Residual Water Surcharge Load on Floors and Walls<br>$$p_r = \gamma_s h_r$$<br>$$h_r = h_{max} - h_s$$<br>$p_r$: residual water, $h_s$: top of floor slab elevation, $h_{max}$: Maximum inundation depth above grade plane at the structure, $\gamma_s (= k_s \gamma_{sw})$: minimum fluid specific weight density. |

### 3.3. 水深係数の算出元文献一覧

前節までにおいて、津波先端部で発生する力に関する各種算定式を整理し、これらの式が各種基準類においてどのように活用されているかを示した。一方、算定式としてまとめられると、それぞれの式の間に存在する差異がどのような条件の違いから生じているのかが理解しづらくなる傾向がある。

これらの算定式が導出された背景や前提条件を把握することは、実務において適切な式を選択・適用する際の重要な判断材料となる。特に設計実務者が算定式を使用する際には、その適用範囲や制約条件を正確に理解することが求められる。

そこで本節では、各算定式の元文献に立ち返り、それぞれの式がどのような条件の下で評価・導出されたのかを表 3.3-1 に整理する。具体的には、算定パラメータの適用条件、実験条件、構造物などの観点から各研究の特徴を比較し、算定式の適用条件を明確にする。これにより、今後の津波荷重評価における算定式選定の参考資料として活用されることを目指す。

表 3.3-1　水深係数に基づく波力算定式の元文献に記載の情報

| 文献 | 水深係数などのパラメータ | Fr の適用範囲 | 構造物 | 実験スケール/モデル | 造波方法 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 朝倉ら (2000)[2] | $\alpha = 3$（最大）<br>$Fr$が 1.0 に近づくと 1.0 に漸近 | 実験範囲<br>約 1~4<br>(図から読取) | 壁体 | 長さ 60m、幅 0.7m、高さ 1.5m の中型水路 | 流量可変式津波発生装置で正弦波を含む任意波形の長周期波を造波 | ソリトン分裂波は底部波圧が非分裂波より約 1.8 倍大きく、波力は約 20%増加する |
| Asakura *et al.* (2002)[3] | $\alpha = 1.0 + 1.2F_r$ | 0.1~1.6 | 壁体<br>建築物 | 大型: 長さ 62m、幅 2m、深さ 2m<br>中型: 長さ 60m、幅 0.7m、深さ 1.5m<br>平面水槽 : 長さ 58m、幅 20m、深さ 1.5m | ポンプ式とピストン式 | 新型ポンプ式造波装置を開発 |
| 池谷ら (2013)[6] | $\alpha_1 = 1.0 + 1.3F_r$<br>$\alpha_2 = \beta + 0.5F_r^2\beta^{-2}$<br>$\beta = \begin{cases} 1.0, & F_r < 1 \\ -\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{1 + 8F_r^2}, & F_r \geq 1 \end{cases}$ | — | $\alpha_1$: 壁体<br>$\alpha_2$: 建築物 | 理論解析<br>既往文献の実験結果と比較 | — | 運動量保存則とエネルギー保存則に基づく式を提案 |
| 榊山 (2012)[4] | $\alpha_1 = 1.0 + 1.4F_r$<br>誤差範囲: −22%~12%<br>$\alpha_2 = 1.0 + 0.5F_r^2$ | $\alpha_1$: 0~2 | $\alpha_1$: 壁体<br>$\alpha_2$: 建築物 | 護岸模型や立方体構造物模型、幅 3.4m、長さ 40m 以上の水路<br>数値計算も実施 | — | 陸上遡上津波の伝播特性と、それに伴う構造物前面の波圧分布および波力発生機構 |

| 文献 | 水深係数などのパラメータ | Fr の適用範囲 | 構造物 | 実験スケール/モデル | 造波方法 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 大村ら<br>(2014)[7] | $\alpha_1 = 1.0 + 1.4F_r$<br>$\alpha_f = 1.1$<br>$\alpha_1$：通過波水深に対して<br>$\alpha_f$：構造物前面水深に対して | 実験範囲<br>0.8~1.3 | 壁体 | 長さ 100m、幅 1m、水深 2.0m の実験水路<br>模型縮尺 1/81 の断面実験 | ピストン型造波装置<br>周期 T = 25～40s の押し初動の長周期波 | 胸壁に作用する津波波力を算定 |
| 加藤ら<br>(2012)[8] | $\alpha = 1.0 + 0.5F_r^2$ | 1.5 未満 | 建築物 | 数値解析による実スケール解析 | 震源からモデル化 | 東北地方太平洋沖地震の痕跡高データで検証 |
| 松冨ら<br>(2013)[9] | $\alpha = 1.0 + 0.5\left(1.0 - \frac{u_f}{u_i} + \zeta\right)F_r^2$<br>$\zeta = 0$~$0.8$<br>$u_f$:建物前面の断面平均流速<br>$u_i$:入射津波の流速 | 実験範囲<br>約 0.7~1.8<br>(図から読取) | 建築物<br>$u_f = 0$ で開口部なし | 長さ 11m、幅 0.3m、高さ 0.5m の水路、貯水部長さ 5m<br>建物縮尺 1/100 | 津波氾濫流はゲート急開流れで模擬 | 開口部の有無による RC 造建物への津波波力の影響を評価 |
| 大村ら<br>(2015)[10] | $\alpha = 1.0 + 0.5(1.0 + \zeta)F_r^2$<br>$\zeta = 1.7$ | 実験範囲<br>0.8~1.3 | 壁体 | 長さ 100m、幅 1m、水深 2.0m の実験水路<br>模型縮尺 1/81 の断面実験 | ピストン型造波装置<br>周期 T = 25～40s の押し初動の長周期波 | 津波による胸壁への波力について越流時の波圧分布も評価している |
| 有川<br>(2015)[11] | $\alpha = 1.0 + 0.5(1.0 + \zeta)F_r^2$<br>$\zeta = 3.0$ | 実験範囲<br>約 0.5~2<br>(図から読取) | 壁体 | 長さ 105m、幅 1m、水深 2.0m の造波水路（壁体設置場所の水路幅は 0.78m） | 波高 3 ケースの孤立波 | 直立壁への孤立波の作用圧についてまとめている |

| 文献 | 水深係数などのパラメータ | Fr の適用範囲 | 構造物 | 実験スケール/モデル | 造波方法 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (2012)[16] | $\alpha = \begin{cases} 3 \\ 2, \quad \text{条件 1} \\ 1.5, \quad \text{条件 1 かつ 2} \end{cases}$<br>条件 1: 遮蔽物がある場合<br>条件 2: 汀線までの距離 500m 以上 | 1.5 以下の場合、$a = 1.5$に低減可能 | 建築物 | 既往文献や被害調査結果から | — | 開口部の低減係数は 0.7 まで。津波避難ビルの設計に活用されている |
| 織田ら (2014)[36] | $\alpha_l = \sqrt{1 + 2F_r^2}$<br>$\alpha_u = \left(2F_r^2 + \sqrt{1 + 8(1 + F_r)^2} - 2\right)^{\frac{1}{2}}$<br>$\alpha_l$:下限，$\alpha_u$:上限 | 実験範囲<br>約 1~7<br>(図から読取) | 壁体 | 幅 80cm の二次元長水槽を使用、斜面勾配 1/14.8 | チャンバー式津波造波装置で複数バルブの開放タイミングをずらし波形を変更。波高 3 種類、波形 3 タイプ | 最大波力は最大浸水深とは一致せず、波力のピークは水位上昇初期に発生 |
| 池谷ら (2015)[14] | $\alpha_1 = 1.0 + \sqrt{2}F_r$<br>$\alpha_2 = \begin{cases} 1.0 + \frac{1}{2}F_r^2, & F_r < \sqrt{2} \\ \sqrt{2}\,F_r, & F_r \geq \sqrt{2} \end{cases}$ | — | $\alpha_1$: 壁体<br>$\alpha_2$: 建築物 | 水路長 60m、幅 0.7m、深さ 1.5m<br>縮尺 1/100 のフルード相似則に基づく無歪模型実験 | ポンプ式津波実験装置、波高を 4 種類変化させ持続時間 60s の模擬津波を造波 | 部分反射に伴う流量透過率低下を考慮した理論解析モデルを構築 |
| 鳥山ら (2022)[37] | $\alpha = \begin{cases} 3.0, & F_r \leq 1.24 \\ (0.7F_r^2 + 1) + 0.93, & F_r > 1.24 \end{cases}$ | 0~2.5 | 壁体 | 水路長 47m、幅 0.8m、高さ 0.8m<br>対実規模縮尺：1/40 | 造波装置で孤立波、正弦波、長周期波を発生させ、水路底面勾配等複数条件で試験 | 落水現象による波圧増加や時間遅れの影響を考慮し、理論式との乖離要因を分析 |

### 3.4. 代表的な抗力係数と流れの特性への依存

抗力係数は構造物形状・流れの特性に依存する。設計時は抗力係数の導出背景を理解したうえで適切に取り扱う必要がある。

津波の非先端部における水平荷重を抗力として評価する際、抗力係数 ($C_D$)は極めて重要なパラメータである。$C_D$ は単純な固定値ではなく、構造物の形状、流れの特性、さらには構造物の設置条件といった複数の要因に複雑に依存する。したがって、これらの影響を理解せずに一律の値を適用すると、設計荷重を過大または過小に評価する可能性があるため、$C_D$ の導出背景を理解したうえで、慎重な取り扱いが必要である。

本節では、各種構造物形状における代表的な抗力係数と適用範囲、および近年の研究動向に基づく流れの特性（Fr、Re、開口幅等）への依存性について述べる。

#### 3.4.1. 構造物形状による抗力係数の変動

抗力係数は構造物や部材の種別により、概ね 1.0~2.0 程度の値が用いられる。対象とする構造物の種別・寸法、津波の Fr を把握した上で用途に応じて適切な値を用いる必要があり、場合によっては 2.0 を上回る恐れがある場合は Fr に依存した $C_D$ の適用を検討する。

抗力係数 $C_D$ の値は、まず対象とする構造物の基本的な形状（種別）によって異なる。例えば、円柱、角柱、あるいはより複雑な形状の部材など、その形状特性に応じて流れの剥離や圧力分布が変化するためである。

多くの研究や設計指針では、特定の条件下での代表的な $C_D$ が構造物の種別ごとに示されており、Kihara et al. [38]を参考に表 3.4-1 に整理した。例えば、Arnason ら[39, 40]は角柱で $C_D$=2、円柱で $C_D$=1−2 を実験から示しており、飯塚・松冨[25]は $C_D$=1.1−2.0 を、また FEMA P-646[20, 30]も $C_D$=2.0 としており、いずれの文献も概ね 1.0～2.0 程度の値としている。

表 3.4-1 各種文献における抗力係数

| 文献 | 抗力係数 $C_D$ | 実験スケール／モデル | 造波方法 | Fr 適用範囲 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|
| 飯塚・松冨（2000）[25] | $C_D = 1.1 - 2.0$ | 過去の模型実験・水理実験に基づく | — | — | 論文中で$C_D$は導出しておらず、既往実験等を元にした$C_D$から被害想定を実施。建物全面浸水深を用いている点に留意が必要。 |
| Arnason (2005) [39], Arnason et al. (2009) [40] | 角柱: $C_D = 2$,<br>円柱: $C_D = 1 - 2$ | 16.6m×0.6m×0.45 m 水路；柱 φ 0.14 m 等 | リフトゲート式ダムブレーク | 0.8–1.4 | 流速 0.57–1.42 m/s, 深さ 0.05–0.10 m。<br>Re として $8.6\times10^4$〜$3.8\times10^5$ の言及。 |
| FEMA P-646 (2008/2019) [20, 30] | $C_D = 2.0$ | — | — | — | — |
| Wüthrich et al. (2018) [41] | 角柱: $C_D = 2.0$ | 15.5 m×1.4 m×0.9 m 水路（1:30 規模を想定）；建物模型 0.3 m×0.3 m | 上部貯水槽からバルブを介し放出 | 1.5–2.7（推定） | (U=1.93 m/s, h=0.18m)および(U=3.56 m/s, h=0.18 m)から Fr の範囲を概算。 |
| Shafiei et al. (2016) [24] | 角柱: $C_D = 1.15 - 1.65$ | 14 m×1.2 m×0.8 m 水路（1:25 規模を想定）；角柱 0.3 m×0.3 m | ゲート急開によるダムブレーク | 1.7（推定） | Case 1 (ub =1.98 m/s, hb =140 mm) 〜Case 6 (ub =2.45 m/s, hb =210 mm) にて Fr を概算。建物の向きによる影響を加味。 |
| ASCE 7-22 (2022) [31] | Rectilinear structures: $C_D = 1.25 - 2.0$<br>Structural component：$C_D = 1.2 - 2.0$ | — | — | — | |
| Asadollahi et al. (2019) [42] | 角柱: $C_D = 1.12 - 2.05$ | 13.5 m×2.7 m で検証した後スケールアップし数値解析 | ダムブレーク | — | interFoam による数値解析。 |

ASCE 7-22 [31]では、さらに詳細に構造物の種類や部材の形状に応じた具体的な抗力係数が規定されている（表 3.4-2 参照)。このように、まず対象とする構造物の基本的な形状特性を把握し、対応する $C_D$ の範囲を理解する必要がある。

表 3.4-2　ASCE 7-22 [31] における各種構造物を抗力係数

| Structural Element Section | Drag Coefficient |
|---|---|
| Round column or equilateral polygon with six sides or more | 1.2 |
| Rectangular column of at least 2:1 aspect ratio with longer face oriented parallel to flow | 1.6 |
| Triangular column pointing into flow | 1.6 |
| Freestanding wall submerged in flow | 1.6 |
| Square or rectangular column with longer face oriented perpendicular to flow | 2.0 |
| Triangular column pointing away from flow | 2.0 |
| Wall or flat plate, normal to flow | 2.0 |
| Diamond-shape column, pointed into the flow (based on face width, not projected width) | 2.5 |
| Rectangular beam, normal to flow | 2.0 |
| I, L, and channel shapes | 2.0 |

また基本的な構造物形状に加え、水深に対する寸法比も抗力係数に影響を与える。特に、流れに対する構造物の相対的な幅(B)と浸水深(h)の比、すなわち B/h 比は、流れの剥離パターンや後流域の規模に大きく関わる。ASCE 7-22 [31]では、直線状の構造物 (Rectilinear structures) に対してこの B/h 比に応じた $C_D$ が具体的に示されており、B/h が大きくなる（つまり、流れに対して構造物が幅広な形状となる）につれて、$C_D$ が増加する傾向が確認できる（表 3.4-3)。これは、幅広の構造物ほど流れに対する障害物としての影響が大きく、構造物前面と背面の圧力差が顕著になり圧力抵抗が増大するためと考えられる。構造物の代表寸法とその比率を考慮することが、$C_D$ をより適切に評価する上で重要である。

表 3.4-3 ASCE 7-22 [31] における B/h と抗力係数

| Width to Inundation Depth Ratio, B/h | Drag Coefficient, Cd |
|---|---|
| ≤12 | 1.3 |
| 60 | 1.8 |
| ≥120 | 2.0 |

本項で示した算定式では、Fr の適用範囲や依存性が明確に考慮されていない場合がある。これらの算定式を適用する際には、その条件を十分に確認し、Fr の影響によって抗力を過大または過小に評価する可能性に留意する必要があり、流れの特性によっては次項で示す Fr や開口幅の依存性を考慮した算定式の適用も考慮も考えられる。

### 3.4.2. 流れの特性による影響

抗力係数は流れの特性、特に Fr や開口幅に影響を受ける。評価対象に一定値を利用することで過度に安全側の設計となりうる場合や、特に Fr が小さい領域において危険側の評価となり得る場合には、流れの特性を考慮した抗力係数の算定式の適用も考えられる。

(a) フルード数 (Fr) への依存性

抗力係数は Fr にも依存することが多くの研究で指摘されており、Fr を考慮した算定式も複数提案されている（表 3.4-4）。多くの算定式で Fr が大きくなるにつれて $C_D$ は減少する傾向にあり、例えば池谷ら[43]では円柱・角柱ともに、Fr が増加するにつれて $C_D$ が減少することを実験と理論の両面から示している。特に文献[14]では矩形構造物における波力評価方法が水理理論解析を通じ体系的にまとめられており、特に Fr が小さい領域 (Fr<1) では、$C_D$ が一般的に用いられる正四角柱の値（$C_D$≈2.0）を大きく上回る可能性があることが示されている（図 3.4-1）。本結果は一律の $C_D$ を用いた評価の危険性を示唆している。

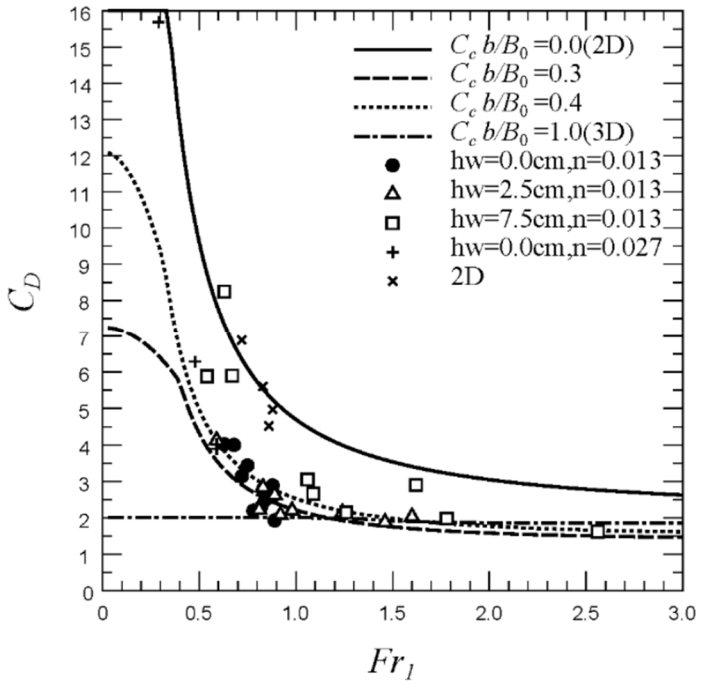



図 3.4-1 抗力係数とフルード数との関係[14]

(b) 開口幅への依存性

構造物の設置条件、特に周囲の水の流れをどの程度阻害するかを示す開口幅、あるいは水路幅に対する構造物幅も $C_D$ に影響する。Qi et al. [44]は、角柱の $C_D$ が構造物幅と水路幅の比に依存する数式を提案している。池谷ら[14, 43]では、開口幅および Fr を考慮した $C_D$ の評価がまとめられており（表 3.3-4）、開口幅が狭いほど $C_D$ は大きくなる傾向が示されている。

参考までに、池谷ら[14]では矩形構造物による波力の算出方法が水理理論解析に基づき体系的にまとめられており、直接的に抗力係数を算出する方法ではないが構造物前面側方の水深$h_s$、流速$V_s$を基準とした波力の算出方法も提示されている。

表 3.4-4　Fr および開口幅を考慮した抗力係数

| 文献 | 抗力係数 $C_D$ | 実験スケール／モデル | 造波方法 | Fr 適用範囲 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|
| Qi et al. (2014) [44] | $C_D = C_{D0}\left[1 + \frac{C_{D0}}{2}\left(\frac{b}{w}\right)\right]^2$,<br>ただし$C_{D0} = 1.9$ （角柱） | 3 m×0.5 m×0.2 m 水路；b/w=0.1–0.4 | 自由表面開水路流れ（free-surface channel flow） | 0.1–0.8 | $Fr_1c$≈0.8 程度でチョーク流に遷移。 |
| 池谷ら（2014） [43] | 円柱：$C_D = \begin{cases} C_{Dmin} + (C_{Dmax} - C_{Dmin})\left(1 - \frac{Fr^2}{4}\right) \ for\ Fr < \sqrt{2}, \\ C_{Dmin} + (C_{Dmax} - C_{Dmin})\left(\frac{1}{Fr^2}\right) \ for\ Fr \geq \sqrt{2}, \end{cases}$<br>$C_{Dmin} = 0.5, C_{Dmax} = 1.1.$<br>角柱：$C_D = \frac{1}{Fr^2}\left[\frac{9}{14}\left(\frac{h_3}{h_1}\right) + \frac{3}{14}\left(\frac{h_3}{h_1}\right) + \frac{1}{7} - \left(\frac{h_b}{h_1}\right)^2\right]$.<br>$h_1$通過波の水深、$h_3$構造物前面水深、$h_b$背面水深 | 60 m×0.7 m×1.5 m; 円柱 (φ10mm)、正四角柱 (10mm×10mm)<br>※水理理論解析の検証に利用 | ポンプ式装置による定常流 | 実験による範囲は 0–3 | 柱体前面での跳水や背面での空洞化を考慮し理論解析、実験との整合を確認。 |
| Harish et al. (2022) [45] | $C_D = \left(1.25\left(\frac{b}{w}\right) + 0.94\right) + \frac{2\left(\frac{b}{w}\right) + 1.03}{Fr^2}$ | 水路幅 1 m; b/W=0.2–1.0 | ポンプにより津波様段波を生成、準定常流状態を再現 | 0.7–1.6 | 衝撃段波は対象外、準定常流状態に着目。 |
| 池谷 (2015) [14] | 矩形構造物を仮定し水平荷重を下記で計算。<br>$F_x = F_{xf} - F_{xr}, F_{xf} \approx \frac{1}{2}\rho g h_f^2 B, F_{xr} \approx \frac{1}{2}\rho g h_r^2 B.$<br>水理実験の条件を想定した場合、$h_r, h_f$を下記で算出し、$F_x = \frac{1}{2}\rho C_D B h_i V_i^2$とすることで抗力係数を算出。$B_0$:水路幅，$b(= B_0 - B)$: 開口幅，$C_c$: 縮脈係数，$C_T$:透過流量, $h_s$:構造側方位置における水位。<br>$\frac{h_r}{h_1} = \min\left(\frac{h_{r1}}{h_1}, \frac{h_{r2}}{h_1}\right), \frac{h_{r1}}{h_1} = \max\left(\frac{h_s}{h_1} - \frac{1}{2}Fr_1^2 C_T^2\left(\frac{C_c b}{B}\right)^{-2}\left(\frac{h_s}{h_1}\right)^{-2}, 0\right),$<br>$\frac{h_{r2}}{h_1} = (C_T Fr_1)^{\frac{2}{3}}.$ | 60 m×0.7 m×1.5 m; 直方体模型 B=0.195m、長さ 0.1m | ポンプ式津波造波装置により持続時間 60 秒の模擬津波を生成 | 実験による範囲は約 0.3–2.6（図から判読） | 構造物前面での跳水現象、部分反射に伴う前面水位の上昇、開口幅の影響を理論的に考察し実験で妥当性を確認。 |

### 3.4.3. 水深係数/抗力係数と Fr の関係

| |
|---|
| 多くの波力評価式において、Fr が大きいほど水深係数 α は大きく、抗力係数 $C_D$ は小さくなる。高 Fr 領域を仮定すれば両者の性質は整合する。 |

先端部における水深係数 α も、抗力係数 $C_D$ と同様に Fr に依存することが知られている。一方で多くの算定式において、Fr が大きいほど水深係数は大きく、逆に $C_D$ は小さくなる。この性質を考察するため、Kihara et al. [38]では高 Fr 領域において建物背面の水平荷重を無視できると仮定し、非先端部の抗力係数型の荷重算定式と、先端部における水深係数型の荷重算定式から以下の関係を導き、

$$\alpha^2/C_D = F_r^2$$

としたうえで、榊山[4]の 2 次元壁面における水深係数$\alpha = 1.0 + 1.4Fr$を適用し以下を得た。

$$C_D = \left[1.4 + \frac{1}{Fr}\right]^2$$

ここで得られた $C_D$ は表 3.3-4 に示す多くの算定式と同様、Fr が大きいほど小さくなり、これは Fr が大きいほど $\alpha$ が大きくなる性質と整合する。

参考までに、ベルヌーイの定理を通じ矩形構造物を対象に導出される$\alpha = 1.0 + 1/2\ Fr^2$を適用すると、

$$C_D = \left[0.5Fr + \frac{1}{Fr}\right]^2$$

となる。本式は$Fr = \sqrt{2}$にて最小値$C_D = 2$をとり、$Fr > \sqrt{2}$において増減の傾向は逆転する。また、これらの関係式を通じて得られた$C_D$は多くの算定式で示される値より過大となるため（図 3.4-2）、実務への利用は適さないと考えられる。

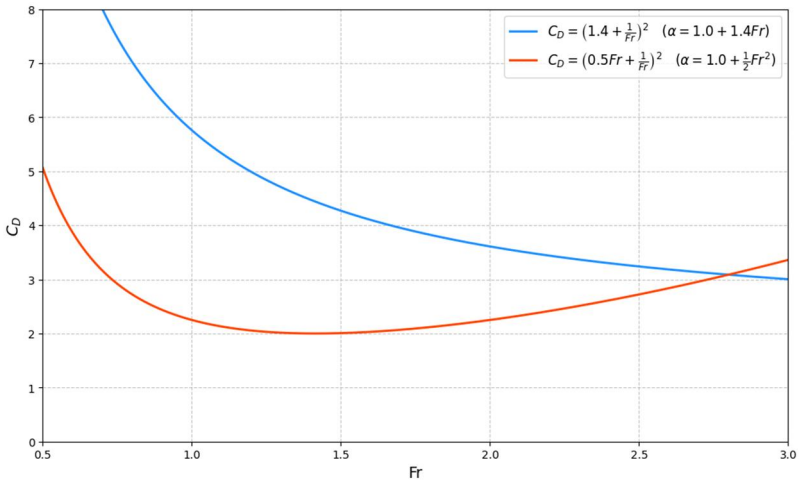



図 3.4-2 水深係数より換算した抗力係数と Fr

### 3.4.4. 評価式の適用に関する留意点

津波荷重評価に際して各種の評価式や抗力係数を用いる場合には、実験スケールと実スケールの違い（スケール効果）に留意することが不可欠である。実験規模によっては、表面張力や粘性など、慣性力が支配的と考えられる津波荷重には影響が小さいと考えられる要素が過大に評価される可能性がある。また水路幅の狭い二次元的な水槽では、実スケールでは時空間的に分散されうる気泡の巻き込みや落水の影響が大きく評価される可能性もある。ASCE 7-22 [31]では、模型実験に基づいて津波荷重を評価する際の最小スケールに関する指針が示されており（表 3.4-5）、既往の算定式を定性的に評価するうえで参考になる。

表 3.4-5　ASCE 7-22 [31] における模型試験による評価時の最小スケール

| Model Element | Minimum Scale Factor |
|---|---|
| Individual buildings | 1:25 |
| Flow modeling for groups of buildings | 1:200 |
| Structural components (e.g., walls, columns, piers) | 1:10 |
| Geotechnical investigations | 1:5 |

また、これまで Fr の $C_D$ への影響に着もしてきたが、レイノルズ数 (Re) も、$C_D$ に影響を与えることが示唆されている。例えば池谷ら[43]によれば、円柱の抗力係数は Fr が増加する際、亜臨界 Re 領域では減少し、臨界 Re 領域では増加するという、Re の状態によって異なる複雑な挙動を示すことが報告されている（図 3.4-3）。また、末長ら[46]の研究では、矩形構造物の配置（複数の柱の配置状況など）が $C_D$ に影響を与えることを実験的に示している（図 3.4-4）。

ただし津波に関する多くの水理実験は、Re が比較的限定された範囲 ($10^4$~$10^5$ 程度)や単純化した構造物を仮定して実施されており、実スケールで起こりうる高 Re 域、あるいは構造物の配置が $C_D$ へ与える影響は十分に評価されておらず、今後の解明が待たれる。

ただし実務上、津波のような慣性力が卓越する流れの評価では Fr を優先することが多く、模型実験において Fr と Re の双方の相似則を同時に満足させることは不可能であり、スケール効果に対する慎重な評価と補正が必要となりうる。

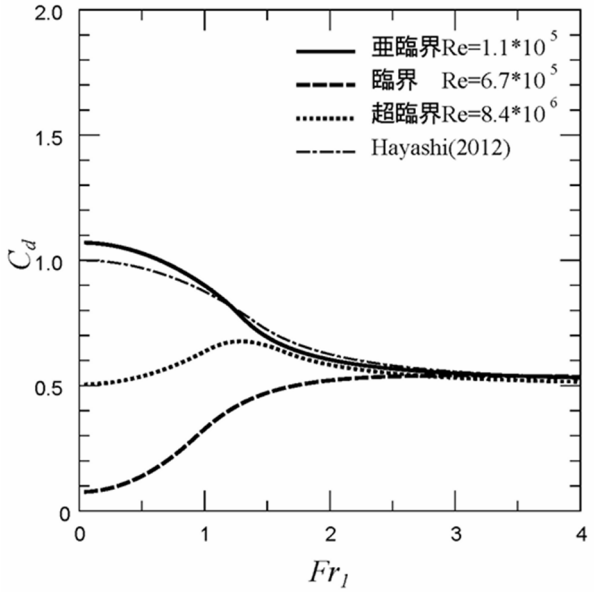



図 3.4-3 円柱の抗力係数と Re [43]

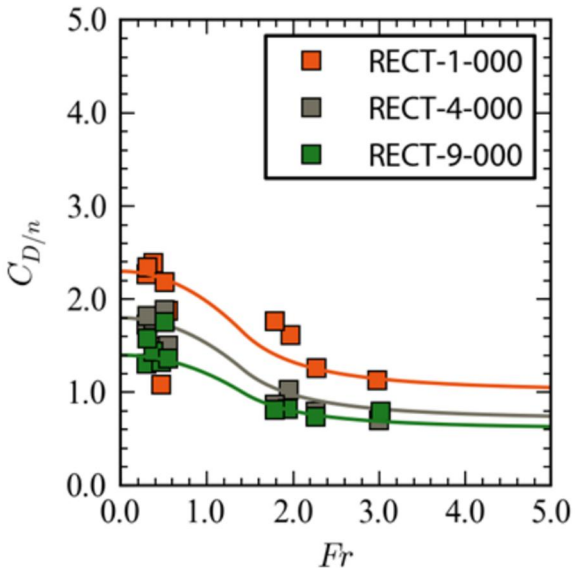



図 3.4-4 抗力係数の設置条件の依存性[46]（右）

3.5. まとめ

本章では、津波の非先端部が構造物に作用する際の水平荷重、特に抗力評価の考え方と、その算定に不可欠な抗力係数に影響を及ぼす様々な因子について、既往の研究や設計指針を参照しつつ詳細に検討した。

抗力係数 $C_D$ は、構造物の基本的な形状（円柱、角柱など）や寸法比、流れの特性を示す無次元数（Fr、Re）、そして構造物の設置条件（水路内の開口幅や周囲の構造物配置に起因する流れの閉塞の度合い）といった複数の要因によって変動しうる。特に、Fr が小さい領域で開口幅が狭い場合には、$C_D$ が一般的に用いられる値を大幅に超える可能性も示唆されて

おり、設計において看過できない重要な点である。

しかしながら、現行の多くの設計指針や簡易算定式においては、これらの影響因子全てを網羅的かつ定量的に評価する枠組みが十分に確立されているとは言い難い。設計実務においては、対象とする構造物および敷地の特性、利用可能な津波ハザード情報（浸水深や流速の予測精度など）を総合的に勘案し、採用する評価式の前提条件、適用限界、そして内包される保守性を十分に理解した上で、最も適切と考えられる手法および抗力係数を選定する必要がある。場合によっては、簡易的な評価に留まらず、より詳細な解析や専門的な知見に基づく多角的な検討が求められることも念頭に置くべきである。

**参考文献**


[1] 建築物荷重指針・同解説, . 日本建築学会, 2015.

[2] 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅.，高尾誠.，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，Vol. 47，pp. 911‐915，2000.

[3] Asakura, Ryosuke，Iwase, Koji，Ikeya, Tsuyoshi，Takao, Makoto，Kaneto, Toshimichi，Fujii, Naoki，Ohmori, Masanori：The tsunami wave force acting on land structure, . Proc. of 28th Int. Conf. on Coastal Engineering. ASCE, 2002, p. 1191–1202.

[4] 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)，Vol. 68，No. 2，pp. I_771-I_775，2012.

[5] Stoker, J. J.：Water Waves. New York, Interscience Publishers, Inc., 1957.

[6] 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），Vol. 69，No. 2，pp. I_816-I_820，2013.

[7] 大村智宏，八木宏.，中山哲巖，森健二，河野大輔，加藤広之，門安曇，滑川順.：胸壁に作用する非越流時の津波波力に関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 70，No. 2，pp. I_881-I_885，2014.

[8] 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），Vol. 68，No. 2，pp. I_331-I_335，2012.

[9] 松冨英夫，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），Vol. 69，No. 2，pp. I_326-I_330，2013.

[10] 大村智宏，八木宏.，中山哲巖，米山正樹，成田賢仁，加藤広之，門安曇，滑川順.：胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71，No. 2，pp. I_991-I_996，2015.

[11] 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），Vol. 71，No. 2，pp. I_889-I_894，2015.

[12] 原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2021, . 日本電気協会 原子力規格委員会, 2021.

[13] 木原直人，高畠大輔，吉井匠，池野正明，太田一行，田中伸和：陸上構造物に対する津波流体力評価（その 1）―有限幅構造物に対する非越流条件での数値的検討―, . 電力中央研究所, 2012.

[14] 池谷毅，末長清也，福山貴子，秋山義信，鈴木紀雄，舘野公一：反射特性を考慮した陸上構造物に作用する津波波力の評価法，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71，No. 2，pp. I-985-I‐990，2015.

[15] (社)日本電気協会 原子力規格委員会：原子力発電所耐津波設計技術規定 JEAC4629-2014. 8 2015.

[16] 国土交通省国土技術政策総合研究所，一般社団法人建築性能基準推進協会 : 津波避難ビル等の構造上の要件の解説, . 2 2012.

[17] 静岡県吉田町防災課：道路上に設置する津波避難タワーの標準仕様設計基準(静岡県吉田町適用基準 平成 24 年 9 月版）, . 9 2012.

[18] 下水道地震・津波対策技術検討委員会 : 耐津波対策を考慮した下水道施設設計の考え方. 3 2012.

[19] 高圧ガス保安協会 : 平成 24 年度経済産業省委託 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査 (3)津波の波力、設備の浮力、漂流物の影響等の評価手法の検討 報告書, . 2 2013.

[20] Guideline for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, . FEMA, 2008.

[21] 総務省消防庁：危険物施設の津波・浸水対策に関する調査報告書, . 3 2009.

[22] Ramsden, J. D.：Forces on a vertical wall due to long waves, bores, and dry-bed surges, Vol. 122，No. 3，pp. 134‐141，1996.

[23] Ramsden, J. D.，Raichlen, F.：Forces on vertical wall caused by incident bores，Vol. 116, No. 5，pp. 592‐613，1990.

[24] Shafiei, Seyedreza，Melville, Bruce W.，Shamseldin, Asaad Y. : Experimental investigation of tsunami bore impact force and pressure on a square prism，Coastal engineering，Vol. 110, pp. 1‐16，2016.

[25] 飯塚秀則，松冨英夫：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，Vol. 47，pp. 381‐385，2000.

[26] 高圧ガス取扱施設における地震・津波時の対応に関する調査 (3) 津波の波力、設備の浮力、漂流物の影響等の評価手法の検討 報告書, . 高圧ガス保安協会, 2013.

[27] 秋山博，今津雄吾，Van PHUC, Pham，長谷部雅伸，大山巧，松山昌史，澤俊行：高圧ガス貯槽施設に作用する津波荷重の検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, pp. 925‐930，2015.

[28] 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン, . 国土交通省港湾局, 2013.

[29] 港湾の施設の技術上の基準・同解説, . 日本港湾協会, 2007.

[30] Guideline for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, . FEMA, 2019.

[31] American Society of Civil Engineers : Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22). Reston, VA, American Society of Civil Engineers, 2022, 1046p., (Standards), ISBN9780784415788.

[32] ファウジアフマド，鴫原良典，藤間功司，水谷法美 : 陸上構造物に作用する津波波力の推定手法に関する考察，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 65，No. 1，pp. 321‐325，2009.

[33] Peregrine, D. H.，Williams, S. M.：Swash overtopping a truncated plane beach，Journal of fluid mechanics，Vol. 440，pp. 391‐399，2001.

[34] 津波避難ビル等の構造上の要件の解説, . 国土交通省国土技術政策総合研究所・建築性能基準推進協会, 2012.

[35] 耐津波対策を考慮した下水道施設設計の考え方, . 下水道地震・津波対策技術検討委員会, 2012.

[36] 織田幸伸，本田隆英，高畠知行：陸上構造物に働く津波波力の時系列評価に関する研究，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 70，No. 2，pp. I_796-I_800，2014.

[37] 鳥山拓也，石田暢生，山下啓.，髙松直丘，日比野憲太：防潮堤に作用する最大持続波圧評価式の提案，. 原子力規制委員会，2022，NTEC-2022-4001. https://www.nra.go.jp/data/000398963.pdf.

[38] Kihara, Naoto，Tomita, Takashi，Yoshimura, Shinobu，Kaida, Hideki，Ito, Koto，Kuriyama, Toru，Omura, Hideaki，Yamabe, Hiroyuki：Review of prediction models for tsunami-induced lateral fluid force for revision of engineering design code for nuclear power plant structures，Journal of nuclear science and technology，Vol. 62，No. 2，pp. 125‐148，2025. number2025年 4 月 25 日現在.

[39] Arnason, Halldor：Interactions between an incident bore and a free-standing coastal structure. University of Washington, 2005.

[40] Arnason, H.，Petroff, C.，Yeh, H.：Tsunami bore impingement onto a vertical column，Journal of Disaster Research，Vol. 4，No. 6，pp. 391‐403，2009.

[41] Wüthrich, Davide，Pfister, Michael，Nistor, Ioan，Schleiss, Anton J.：Experimental study on the hydrodynamic impact of tsunami-like waves against impervious free-standing buildings，Coastal engineering journal，Vol. 60，No. 2，pp. 180‐199，2018.

[42] Asadollahi, Nora，Nistor, Ioan，Mohammadian, Abdolmajid：Numerical investigation of tsunami bore effects on structures, part I: drag coefficients，Natural hazards (Dordrecht, Netherlands)，Vol. 96，No. 1，pp. 285‐309，2019.

[43] 池谷毅，岩前伸幸，末長清也，秋山義信，舘野公一，鈴木紀雄：圧力分布を考慮した柱体に作用する津波波力評価モデル，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 70，No. 2，pp. I_396-I_401，2014.

[44] Qi, Z. X.，Eames, I.，Johnson, E. R.：Force acting on a square cylinder fixed in a free-surface channel flow，Journal of fluid mechanics，Vol. 756，pp. 716‐727，2014.

[45] Harish, S.，Sriram, V.，Schüttrumpf, Holger，Sannasiraj, S. A.：Tsunami-like flow induced forces on the structure: Dependence of the hydrodynamic force coefficients on Froude number and flow channel width in quasi-steady flow phase，Coastal engineering，Vol. 172，No. 104078，pp. 104078，2022.

[46] 末長清也，岩前伸幸，池谷毅，秋山義信，舘野公一，鈴木紀雄：多柱構造物に作用する津波波力に関する実験的研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 70，No. 2，pp. I_390-I_395，2014.

# 第 4 章　津波波力に関する文献のシステマティックレビュー

日本国内外では様々な津波波力の評価式が提案されているが、各評価式が適用可能な条件（フルード数 Fr、対象構造物等）について体系的に整理された資料は存在していない。

そこで、本章では各種文献データベースに登録されている津波波力に関する文献についてシステマティックレビューを行い、発表年、波力算定方法、採用されている係数、対象構造物、国（地域）等の観点から整理を行い、体系的な整理を行うための基礎調査を実施する。

## 4.1. システマティックレビューの概要

システマティックレビューとは、ある特定の研究課題に関して、既存の研究成果を網羅的かつ体系的に収集・評価・統合する手法である。主に医療・教育・社会科学などの分野で、エビデンスに基づく意思決定を支えるために活用されており、以下の手順で実施されている。

① 研究課題の定義
② プロトコルの作成
③ 文献検索
④ 文献選定
⑤ データ抽出
⑥ 質の評価
⑦ データ統合（メタアナリシスなど）
⑧ 報告・公表

## 4.2. システマティックレビューの対象とする文献

### 4.2.1. 関連文献の抽出

本レビューでは、まず J-Stage, Scopus, Web of Science, Engineering Village に登録されている文献を対象に、以下の Keyword で検索を行い、津波波力に関し何らかの記載がある文献を網羅的に抽出した。

- ✓ 津波荷重、津波波圧、津波波力
- ✓ Tsunami load , Tsunami force , Tsunami pressure , Tsunami wave force , Tsunami wave pressure , Tsunami bore induced forces , Tsunami-induced loads , Tsunami wave impact force , Tsunami wave impact load

抽出した文献一覧の概要を表 4.2.1-1 に示す。上記に基づき抽出された文献の総数は 1,143 編であり、J-STAGE 掲載文献が最も多く、日本語 Keyword による抽出文献数も英語 Keyword による抽出文献数と比較して多い。なお、複数のデータベースに重複して登録されている文献も存在しており、各データベースで抽出された文献数の合計とは合致しない。

表 4.2.1-1　抽出した文献の内訳

| 論文数 | 総数 | 津波荷重 | 津波波圧 | 津波波力 | Tsunami load | Tsunami force | Tsunami pressure | Tsunami wave force | Tsunami wave pressure | Tsunami bore induced | Tsunami-induced loads | Tsunami wave impact | Tsunami wave impact load |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 総数 | **1,143** | 176 | 200 | 486 | 136 | 175 | 40 | 46 | 25 | 3 | 6 | 2 | 0 |
| J-STAGE | **669** | 176 | 200 | 486 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Web of Science | **213** | 0 | 0 | 0 | 47 | 54 | 18 | 16 | 14 | 3 | 5 | 1 | 0 |
| Scopus | **325** | 1 | 0 | 1 | 109 | 91 | 36 | 37 | 18 | 2 | 5 | 1 | 0 |
| Engineering Village | **346** | 1 | 0 | 1 | 99 | 132 | 27 | 36 | 16 | 2 | 6 | 1 | 0 |

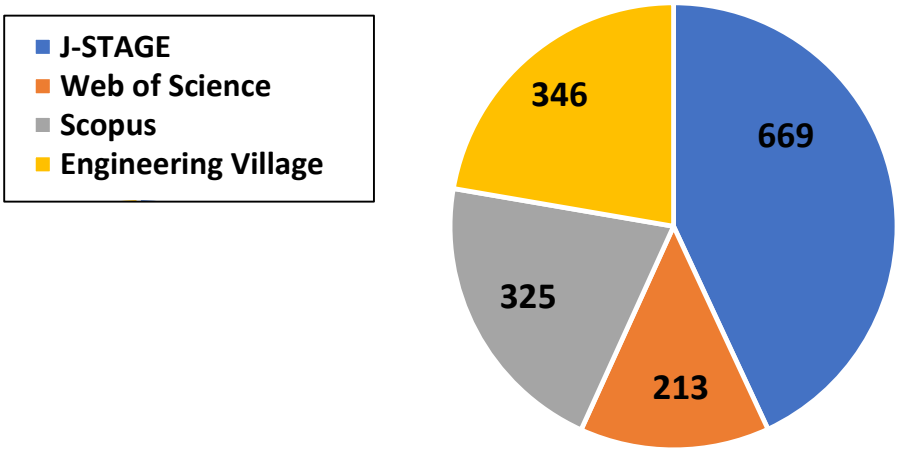



図 4.2.1-1　データベース別文献抽出数

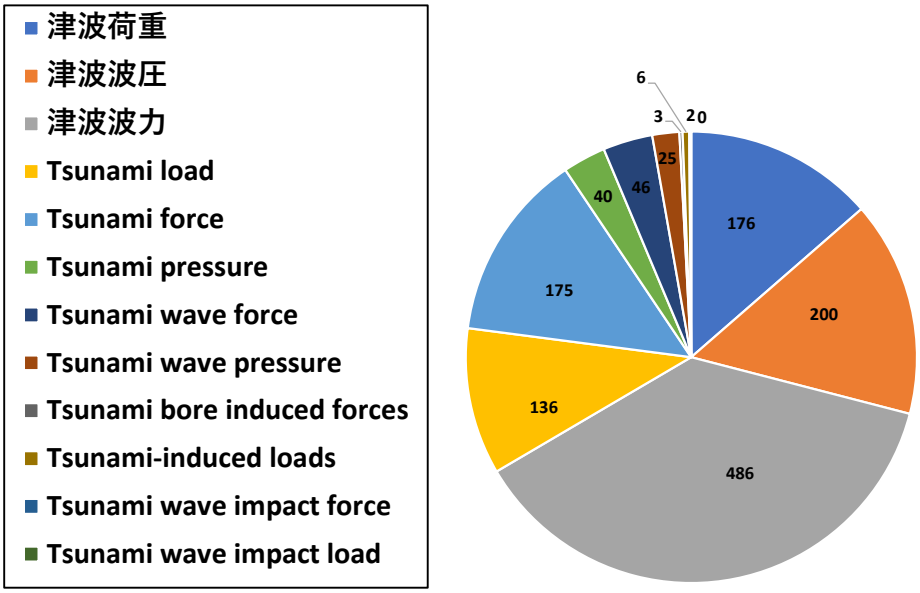



図 4.2.1-2　Keyword 別文献抽出数

### 4.2.2. 波力算定式が記載されている文献の選定

前項の Keyword により抽出した文献 1,143 編のうち、ダウンロード可能であった 996 編を対象に、Google による AI ”Gemini” を用いて津波波力算定式が掲載されている文献 190 編※を選定するとともに、文献情報、波力算定式及びその適用条件等を抽出する。以下に、使用した AI のバージョン及び指示事項を示すとともに、表 4.2.2-1 に抽出情報を示す。

※津波波力算定式の有無の判定については、今後精査を行う予定である。

- ✓ 使用する AI：gemini-2.5-flash-preview-05-20
  temperature: 0.0 を指定
- ✓ 指示事項

あなたは津波を専門とする研究者です。添付された PDF の研究文献を読み、以下の評価基準に基づいて内容を分析し、指定された JSON 形式で結果を 1 つの JSON オブジェクトとして出力してください。

◆出力形式のルール

以下の JSON キーに対応する値を、この順序で 1 つの JSON オブジェクトとして出力してください。

- ✓ JSON 以外の出力（説明、前置き、後書き、コードブロックなど）は一切含めないでください。
- ✓ 出力 JSON には、必ず全ての指定キー（"作成年次", "国名", "算定式の有無", "対象構造物", "算定式", "主要パラメータ", "フルード数", "導出方法", "実験スケール", "数値解析スケール", "造波・流れ条件"）を含め、順序もこの通りにしてください。
- ✓ 不要なキーや欠落がないようにしてください。
- ✓ 各値は必ずダブルクォーテーション(`"`)で囲んでください。
- ✓ 評価基準に該当する情報が文献中に見つからない場合は `"-"` と出力してください。
- ✓ 読解が困難で判断がつかない場合は `"判定不能"` と出力してください。
- ✓ 不正な JSON にならないようにしてください。

表 4.2.2-1　抽出する情報一覧

| 抽出した情報 | 情報抽出に使用した質問・指示 |
|---|---|
| 作成年次,国名 | 文献が公開された西暦年 (例: 2011)，筆頭著者が所属する研究機関の国名。 (例: 日本) |
| 算定式の有無 | 津波の水平方向の波力または波圧に関する算定式が新たに提案されているか。「あり」「なし」 |
| 対象構造物 | 算定式の適用対象となっている構造物の種類を簡潔に列挙。(例: 直立護岸, 建築物) |
| 算定式 | 波力や波圧の算定式の内容を、変数定義を含め LaTeX 形式で記述。(例: $p=¥alpha¥rho g (h-z) |
| 主要パラメータ | 算定式で使われる主要な物理変数やパラメータを列挙。 (例: 水深, 流速, 越流高さ, せん断速度) |
| フルード数 | 実験・解析の条件となっているフルード数の範囲。(例: 0.5-2.0, 約 1.5) |
| 導出方法 | 算定式の導出や提案の根拠となる手法。「理論」「実験」「数値解析」またはその組合せで回答。 |
| スケール | 実験模型や数値解析モデルの実物に対する縮尺を分数形式で記述。(例: 1/50, 1/20) |
| 造波・流れ条件 | 実験や数値解析で用いられた流れの生成方法や条件。 (例: ダムブレーク法, 孤立波, 定常流) |

## 4.3. システマティックレビューの実施結果

前項で抽出した情報に基づくレビューの概要を以下に示す。

### 4.3.1. 文献発表年次

文献発表年次の分布と国内外の主要な津波イベントの関係を図 4.3.1-1 に示すとともに、その概要を以下に示す。

- ✓ 1995 年までは、津波波力算定式を示した文献はほぼ存在しない。ただし、これは検索対象としたデータベースに登録されていない可能性がある。
- ✓ 1995～2010 年に、文献数が増加しているが、この原因としては日本海中部・北海道南西沖地震津波や、インド洋大津波等が考えられる。
- ✓ 2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震津波の影響を受けて、以降文献数が飛躍的に増大している。

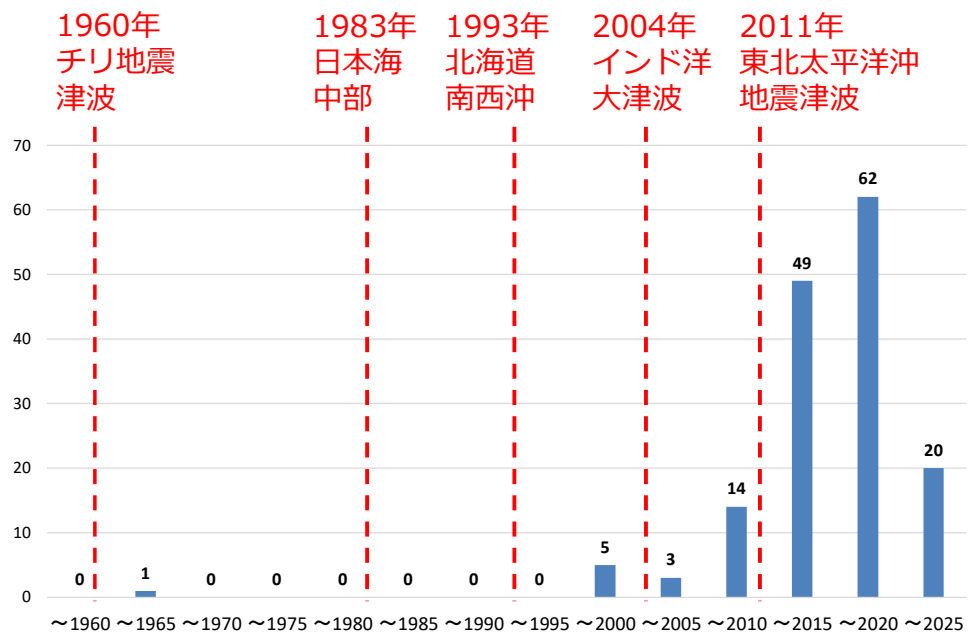



図 4.3.1-1　文献発表年次の分布と国内外の主要な津波イベントの関係図

### 4.3.2. 著者が所属する組織の国籍

文献筆頭著者が所属する組織の国籍を図 4.3.2-1 に示すとともに、その概要を以下に示す。

- ✓ 日本の文献数が全体に占める割合は約 7 割と最も多く、次いで中国、米国等が続く。
- ✓ アジア、北米、欧州で全体の 9 割超を占める。

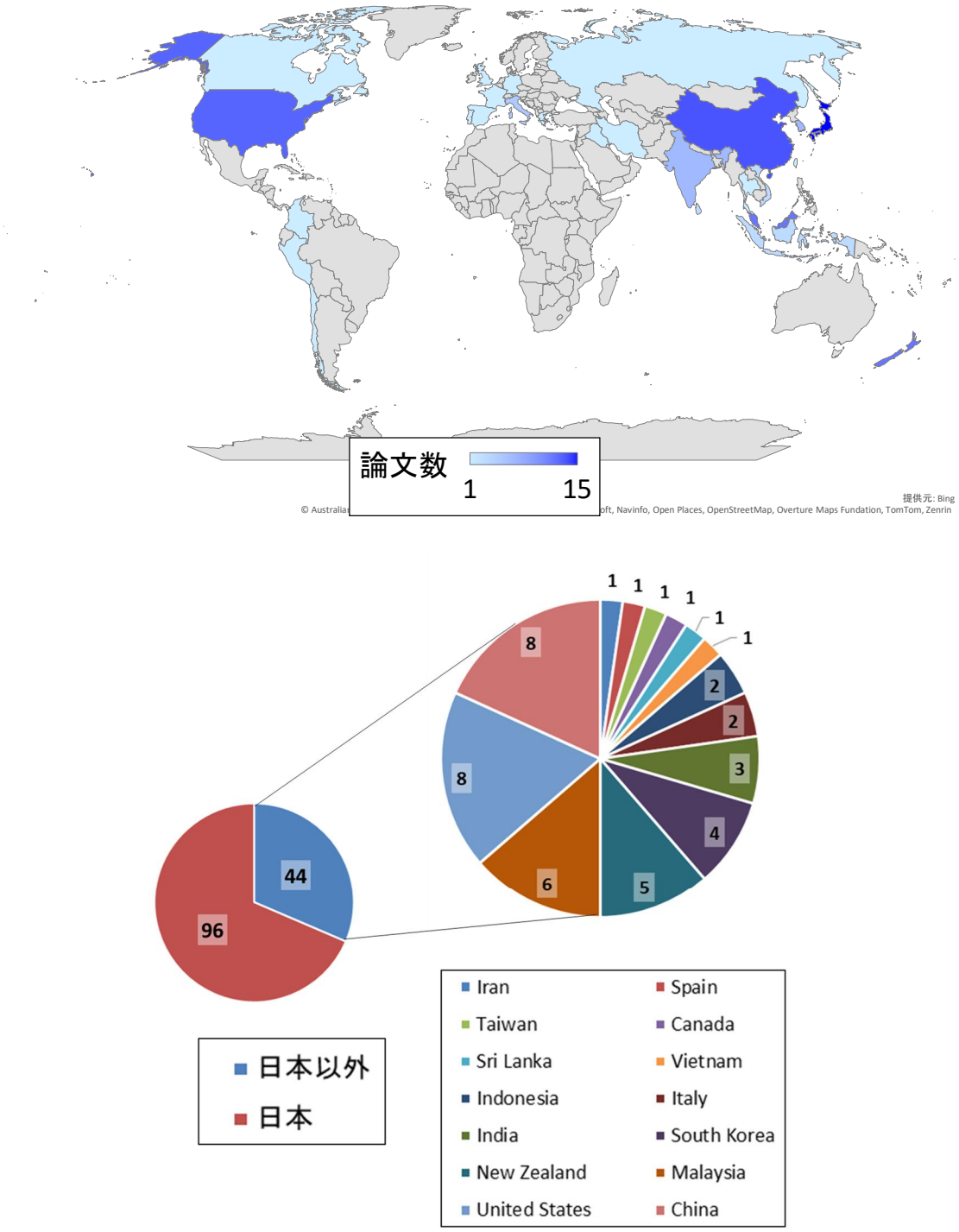



図 4.3.2-1　文献著者の所属国分布図

### 4.3.3. 対象構造物

津波波力算定式の対象構造物を図 4.3.3-1 に示すとともに、その概要を以下に示す。なお、文献に記載されている全ての構造物に対して個別に整理を行うと傾向の把握が困難となるため、本資料では表 4.3.3-1 に示す通り一定の区分で分類を行った上で、以降の整理を実施している。

- ✓ 日本では防波堤・護岸の割合が多く、次いで家屋・避難ビル、橋梁が多い。また、浮体についても割合は少ないものの、算定式が示されている。
- ✓ 海外では橋梁の割合がやや多く、防波堤・護岸の割合は少ない。また、浮体についての文献も少ない。

表 4.3.3-1　対象構造物の分類

| 主分類 | 構造物 |
|---|---|
| 防波堤・護岸など | 防潮堤、防波堤、水門、胸壁、護岸等 |
| 家屋・避難ビルなど | 家屋、住宅、避難ビル、建物、“二階建て”等の家屋を想定する文言を含む構造物等 |
| その他 | 石油タンク、角柱、円柱等 |

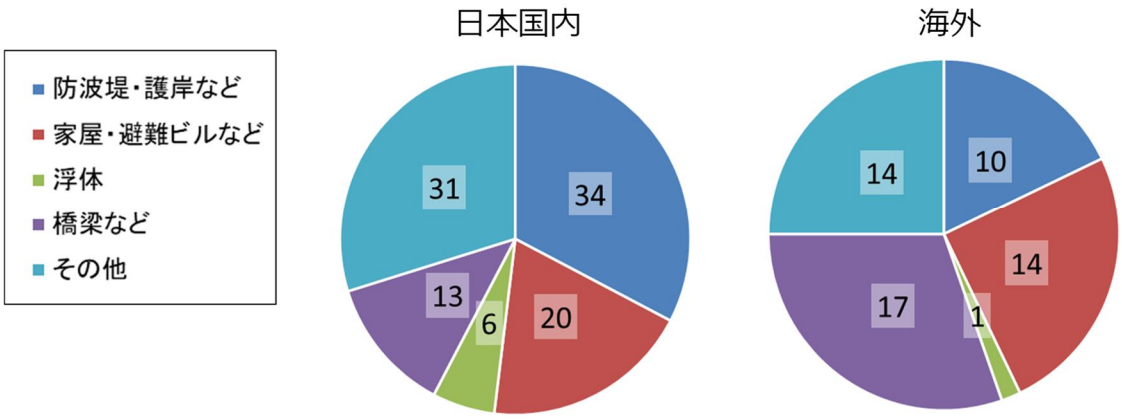



図 4.3.3-1　津波波力算定式の対象構造物

### 4.3.4. 水平波力算定式の構成

（1）構造物別の水平波力算定式

構造物別の水平波力算定式の構成を図 4.3.4-1 に示すとともに、その概要を以下に示す。なお、本資料では水平波力算定式を「水深係数及び浸水深による算定式」及び「抗力係数及び流速による算定式」に大別した上で整理を実施している。

- ✓ 防波堤・護岸等については、水深係数によるケースが多い。
- ✓ 家屋・避難ビル等についても水深係数によるケースがやや多いが、水深係数及び効力係数の両者、または抗力係数によるケースも多い。
- ✓ 浮体については、抗力係数のみである。
- ✓ 橋梁については抗力係数によるケースが多い。

◆水深係数及び浸水深による算定式の例

$P_{max}(\mathrm{Z}) = \rho g(\alpha h_{max} - z)$　α：水深係数 ，$h_{max}$ ：最大浸水深

◆抗力係数及び流速による算定式の例

$F = \frac{1}{2}\rho_w C_D\left(h_i u_i^2\right)B.$　　$C_D$：抗力係数 ，$u_i$：流速

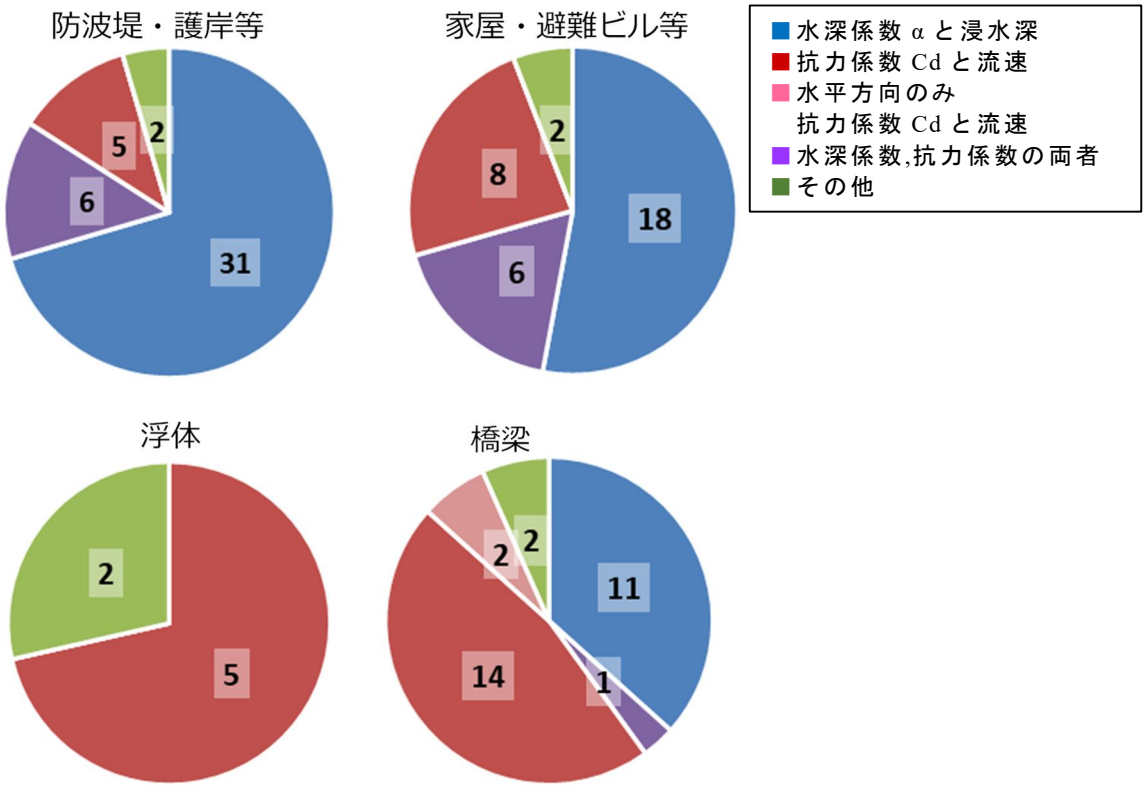



図 4.3.4-1　津波水平波力算定式の構成

（2）国内及び海外における水平波力算定式

日本国内外で採用されている波力算定式の傾向について図 4.3.4-2 に示すとともに、その概要を以下に示す。

- ✓ 国内文献では「津波避難ビル等に係るガイドライン」への言及が多く、同文献にて水深係数 α を用いた波力算定を採用していることが、算定式の選択に影響を与えていると考えられる。
- ✓ 海外文献では FEMA（米国緊急事態管理庁）のガイドラインへの言及が複数の文献で存在し、同ガイドラインが算定式の選択に影響している可能性がある。

※橋梁を対象とした文献については精査中。

◆水深係数及び浸水深による算定式の例

$P_{max}(\mathrm{Z}) = \rho g(\alpha h_{max} - z)$　α：水深係数 ，$h_{max}$ ：最大浸水深

◆抗力係数及び流速による算定式の例

$F = \frac{1}{2}\rho_w C_D\left(h_i u_i^2\right)B.$　　$C_D$：抗力係数 ，$u_i$：流速

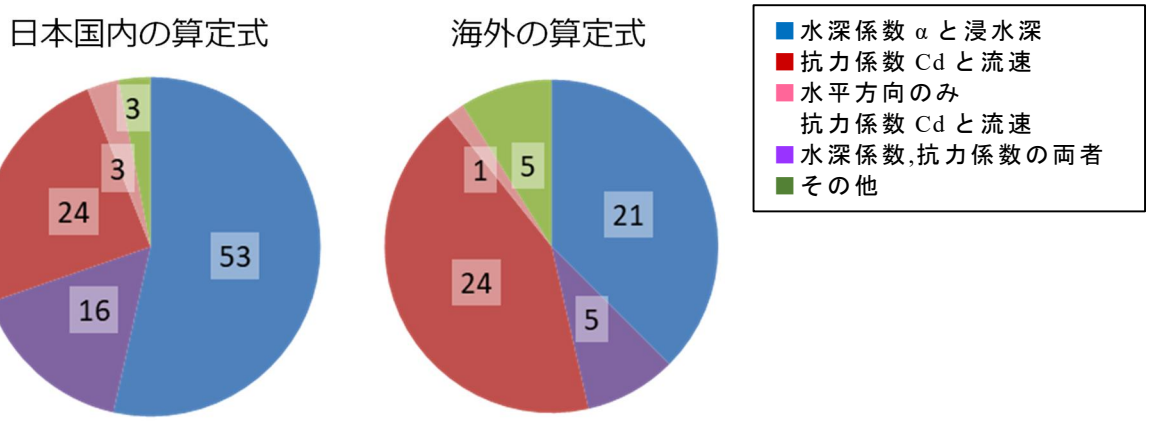



図 4.3.4-2　日本及び海外における津波波力算定式の構成

### 4.3.5. 水平波力算定式中の Fr 数

波力算定式中の Fr 数について整理した結果を図 4.3.5-1 及び図 4.3.5-2 に示すとともに、その概要を以下に示す。

- ✓ 水深係数、抗力係数を使用するケースのいずれにおいても、Fr 数の平均は概ね 1.5 程度である。
- ✓ 水深係数 α 中に Fr 数を含まれる場合、Fr 数の次数は 2 である場合が多い。

※Fr 数の範囲及び水深係数中の Fr のいずれについても精査中。

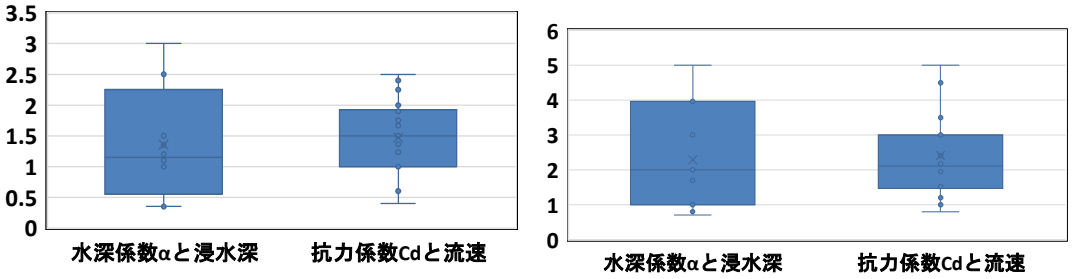



図 4.3.5-1 算定式中の Fr 数の範囲（左：中間値、右：上限値）

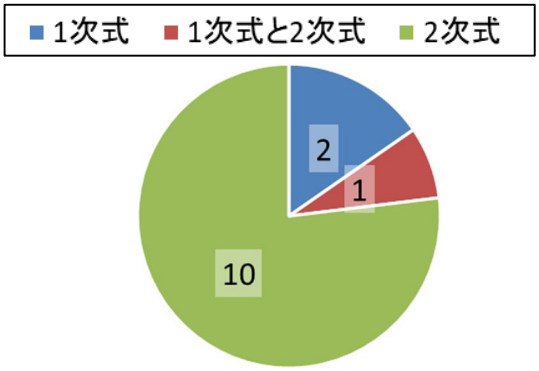



図 4.3.5-2 水深係数 α 中の Fr 数の次数

### 4.3.6. 波力算定式の導出根拠

波力算定式の導出根拠（実験／理論／数値解析等）について整理した結果を図 4.3.6-1 に示す。実験による提案が最も多く、次いで理論式、数値解析の順となっており、一部現地検証による提案も行われている。

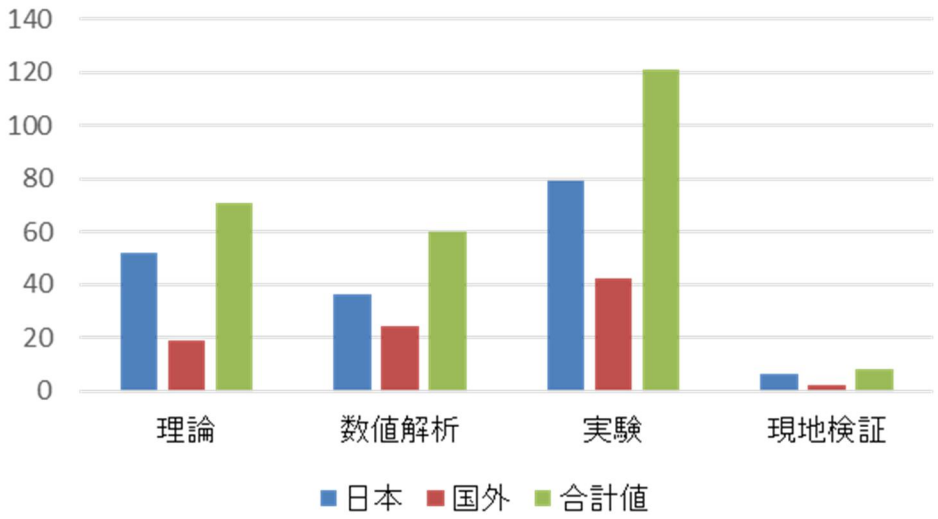



図 4.3.6-1　波力算定式の導出根拠

## 4.4. 今後の課題

本資料では、AI による文献情報抽出結果を基に、波力算定方法、採用されている係数、対象構造物、国（地域）等の観点から整理を行った。ただし、AI による算定式の有無の判定精度には課題があると考えられるほか、データベースに登録されていない研究資料（例えば、港湾空港技術研究所報告等）も存在するため、今後対象とする文献及び内容について精査を行った上で、以下の検討を通して各評価式が適用可能な条件（Fr 数、対象構造物等）について体系的に整理を行っていく必要がある。

- ✓ 先端部・非先端部での分類。
- ✓ 波力算定式の分類の見直し。
- ✓ 鉛直方向外力（揚圧力等）についても評価。
- ✓ 各算定式の適用条件（対象構造物、Fr 数、砕波の有無等）の精査・考察。
- ✓ 水深係数と抗力係数の使い分けの条件について精査・考察。