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

Hydraulic Experiment on Evaluation Method of Tsunami Wave Pressure Using Inundation Depth and Velocity in Front of Land Structure

有光 剛¹・大江一也²・川崎浩司³

Tsuyoshi ARIMITSU, Kazuya OOE and Koji KAWASAKI

Hydraulic experiments were conducted to estimate tsunami wave pressure acting on several different types of land structures and examine the influence of a seawall in front of the structure on tsunami wave pressure. Wave pressures were measured at some points on the structure. The existing hydrostatic formula tended to underestimate tsunami wave pressure under the condition of inundation flow with large Froude number. Estimation method of tsunami wave pressure using inundation depth and horizontal velocity at the front of the structure was proposed based on the experimental results. It was confirmed from comparison with the experiments that the vertical distribution of the maximum tsunami wave pressure can be reproduced by employing the proposed method in this study.

1. はじめに

2011年に発生した東日本大震災では、東日本の広範囲で津波による甚大な被害が発生した。このほかにも、全国の沿岸域で巨大地震の発生とそれに伴う津波の来襲が懸念されている。最新の知見を踏まえて津波を想定した場合でも、これを越える津波が発生する可能性は否定できない。このため、発電所のように被災時に周辺へおおよぼす影響が大きい施設については、想定を超える津波に対しても、その挙動を適切に評価し、津波の作用による重要設備の損傷を最小限に止めることが求められる（原子力安全委員会, 2012；原子力安全・保安院, 2012）。

陸上構造物に作用する津波流体力の評価は、重要な設計項目の1つである。朝倉ら（2000）は、陸上構造物に作用する津波波圧分布を、構造物が存在しない場合の進行波の最大浸水深の3倍の静水圧とする算定式（以下、朝倉式）を提案している。この方法に基づき、津波避難ビルの構造的要件が示されている（内閣府, 2005）。一方で、東日本大震災における津波による建物被害の調査を踏まえて、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は、朝倉ら（2000）における倍率の引き下げが検討されている（国土交通省, 2011）。

陸上に遡上した津波の浸水深の評価には、平面2次元モデルが用いられ、陸上構造物の影響は粗度として与えるのが一般的である（原子力土木委員会津波評価部会, 2002）。しかしながら、遡上した津波の挙動を詳細に把握するた

めには、陸上構造物を考慮した計算が必要である。さらに、近年、計算機の能力が向上していることもあり、今後は、発電所のような限られた領域が対象であれば、構造物を考慮した平面2次元計算が行われると考えられる。しかしながら、前述したように、進行波の浸水深に基づいて津波波力を推定するためには、別途、構造物がない状態に対する計算が必要となり、実務上不便である。これに対して、構造物前面の水理量を用いて津波波力を推定することができれば、陸上構造物を設置した状態に対する平面2次元計算結果を活用することができる。そこで、有光ら（2012）は、水理模型実験結果に基づき、直立壁前面の浸水深および水平流速を用いた津波波圧最大値算定方法を提案し、その有用性を確認している。

本論文では、有光ら（2012）の実験条件に形状の異なる構造物を加えるとともに、護岸先端に設置した防潮壁の影響についても検討し、提案する作用波圧評価手法の適用性・有用性について検証することを目的としている。

2. 水理模型実験

(1) 実験装置

実験は有光ら（2012）と同様であり、矩形水路（長さ18m, 幅0.5m, 高さ0.5m）を用い、長さ8mの貯水部のゲ

図-1 実験装置の概要

1 正会員	博(工)	関西電力(株)電力技術研究所
2 正会員	工修	関西電力(株)電力技術研究所
3 正会員	博(工)	名古屋大学准教授 大学院工学研究科 社会基盤工学専攻

表-1 実験条件

護岸からの距離 D (m)	防潮壁高さ H_W (m)	貯水位 Δh (m)
1.0	0.00	0.09, 0.15, 0.21
	0.02	0.09, 0.15
	0.05	0.15
2.0	0.00	0.09, 0.15, 0.21
	0.02	0.09, 0.15
	0.05	0.15

図-2 構造物模型の概要

ートを急開することにより段波状の津波を発生させた(図-1)。津波は、長さ3.2mの一樣水深部(海域)を伝播し、それに続く直立護岸を越流し、平坦な陸上部を遡上する。地表面と海底面および護岸はアクリル製とした。また、遮蔽物が津波挙動と構造物への作用波圧におよぼす影響を把握するために、陸域端部に高さ0.02m、0.05mの防潮壁を設置した実験も行った。縮尺は1/100とした。

(2) 実験条件

実験条件を表-1に示す。一樣水深部の初期水深を0.09mとし、一樣水深部と貯水部の初期水位の差を貯水位 Δh とした。貯水位 Δh と陸上構造物設置位置(護岸からの距離 D)を変化させて、3回ずつ繰り返し計測を行った。構造物は、水路と同じ幅(0.5m)で高さの異なる直立壁(Model 1, Model 2)と、幅の異なる矩形構造物(Model 3, Model 4)の4種類とした(図-2)。なお、Model 1は、有光ら(2012)と同じ形状である。

(3) 計測方法

実験では、構造物沖側の面の中央に作用する圧力の鉛直分布と、構造物前面の浸水深 h_i および水平方向流速 u_i を計測した。計測方法は有光ら(2012)と同様であり、浸水深は構造物から1mm離れた位置で、水平方向流速は構造物から15mm離れた位置の底面付近で計測した。圧力は、Model 1では、地表面上 $z=0.01\sim 0.15$ mを0.02m間隔、 $z=0.15\sim 0.31$ mを0.04m間隔で、Model 2では $z=0.01\sim 0.13$ mを0.02m間隔で、Model 3およびModel 4は $z=0.01\sim 0.23$ mを0.02m間隔で計測した。圧力計の定格容量は、 $z=0.01\sim 0.07$ mが100gf/cm²、 $z=0.09$ 以上が50gf/cm²である。サンプリング周波数は500Hzとした。なお、進行波の浸水深を用いる朝倉式との比較のために、構造物が

ない状態における進行波の浸水深 h_i と流速 u_i も測定した。

3. 実験結果

(1) 構造物がない状態における浸水深・流速の時系列

図-3に、 $\Delta h=0.15$ m、 $D=1$ mの進行波の浸水深 h_i 、流速 u_i および次式で定義するフルード数 Fr の時系列を示す。

$$Fr = u_i / \sqrt{gh_i} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 g は重力加速度である。

図の横軸は、護岸から2m沖に津波が到達した時刻を $t=0$ sとしている。図-3と後述する構造物前面の浸水深の時系列に基づき、本論文では、浸水深の急激な増加がみられる津波到達から2秒間を津波先端部、その後の浸水深の変化が比較的小さな部分を津波本体部とした。

防潮壁がない状態($H_W=0.00$ m)では、津波先端部で浸水深が小さく水平方向流速が大きいのにに対して、津波本体部では浸水深が増加し、流速は低減している。その結果、フルード数は先端部で大きいものの、本体部で減少し、津波到達後約4s以降では $Fr=1.0$ 程度となっている。

防潮壁を越流する場合($H_W=0.02$ m, 0.05m)の先端部の浸水深および流速は、防潮壁がない場合と同程度である。一方で、本体部では、防潮壁が高いほど浸水深が小

図-3 進行波の特性 ($\Delta h=0.15$ m, $D=1$ m)

さく、防潮壁の効果が認められる。しかしながら、本体部の水平流速については防潮壁による低減効果は認められない。その結果、先端部では防潮壁の高さによるフルード数の差異は小さいものの、本体部では防潮壁が高いほどフルード数が大きく、 $H_w=0.05\text{m}$ のケースでは $Fr=2.0$ 前後の流れが長時間継続する。これは、防潮壁が高いほど堰上げ効果が大きく、防潮堤背後の浸水深が小さくなるためであると考えられる。このように、高さが十分でない遮蔽物を越流する場合には、遡上津波のフルード数が大きくなる可能性がある。

(2) 構造物前面の浸水深・流速の時系列

図-4に、 $\Delta h=0.21\text{m}$ 、 $D=2\text{m}$ で防潮壁を設置しない条件における構造物前面の浸水深 h_f の時系列を示す。横軸は、津波が構造物に到達した時刻を $t=0\text{s}$ とし、構造物がない状態における値も合わせて示している。構造物前面の浸水深は構造物がない状態に比べて大きく、先端部作用時に跳ね上がりによる瞬間的なピークが生じ、その後の本体部作用時にはほぼ一様の浸水深が継続する。

水路と同じ幅の直立壁 (Model 1) では、矩形構造物 (Model 3, 4) と比べて浸水深が大きい。また、幅0.1mのModel 3は幅0.2mのModel 4と比べて浸水深が小さく、水平方向流速が大きい。これは、水路幅に占める構造物幅の割合によって堰上げ効果に差異が生じるためである。このことから、構造物群に津波が作用する場合には、隣接する構造物との間隔などによって津波挙動に差異が生じる可能性があるといえる。ただし、本実験では幅0.5mの水路に単体構造物を設置しており、側壁の影響がない場合の検討や構造物間隔の影響などは今後の課題である。

Model 2では、浸水深が直立壁の高さ (0.14m) より大きく、越流が生じる。このため、本体部作用時の前面浸水深は、非越流のModel 1と異なる。一方で、 $t=0.5\text{s}$ 付近で生じる瞬間的な浸水深ピークは直立壁の高さを大きく上回っているものの、Model 1における水位ピークとの顕著な差異は認められない。跳ね上げによる水位が直立壁の高さの影響を受けていないことから、先端部作用時の跳ね上げは鉛直方向の運動が卓越しており、構造物への水平作用は小さいものと考えられる。なお、紙面の制約上省略するが、防潮堤の有無および高さによる構造物

図-4 構造物前面の浸水深 ($\Delta h=0.21\text{m}$, $D=2\text{m}$, $H_w=0.00\text{m}$)

前面の浸水深の差異は、進行波の場合と比べると小さい。

(3) 構造物に作用する波圧特性

図-5に、波圧鉛直分布の時間変化を例示する。図は、先端作用時に生じる短時間の水位ピークを除いた最大浸水深 $h_{f\max}$ で無次元化し、津波の構造物到達時を $t=0\text{s}$ としている。津波到達直後 ($t=0.1\text{s}$) には、速い流速を有する先端部の作用による大きな波圧が作用するものの、浸水深が小さいために作用範囲は地表面付近に限られる。跳ね上がり時 ($t=0.28\text{s}$) には作用高が大きくなるものの、圧力は本体部作用時 ($t=3.88\text{s}$) の静水圧分布と比べると小さい。有光ら (2012) は、波圧の時系列からも本体部の波圧が静水圧分布となることを示している。

図-6に、Model 1とModel 3に対する最大波圧の鉛直分

図-5 波圧鉛直分布の時間変化 (Model 3, $D=1\text{m}$, $\Delta h=0.15\text{m}$, $H_w=0.00\text{m}$)

(a) Model 1, $D=1\text{m}$

(b) Model 3, $D=1\text{m}$

図-6 最大波圧の鉛直分布

布を示す。地表面付近の最大波圧が大きく、上方ほど小さくなっており、朝倉（2000）と同じ傾向を示している。貯水位が大きいかほど作用高および波圧が大きく、防潮壁の有無や高さの影響は顕著ではない。紙面の制約上省略するが、Model 2に作用する波圧は、Model 1の $0\text{m} < z < 0.14\text{m}$ の範囲の波圧分布とほぼ一致していた。

朝倉式との比較のために、構造物がない状態における最大浸水深 h_{imax} を用いて無次元化した最大波圧鉛直分布を図-7に示す。防潮壁がない場合には、朝倉式と同様に静水圧の3倍程度となるのに対して、防潮壁がある場合には静水圧の3倍を大きく上回る。これは防潮壁の影響により進行波の浸水深が減少するにも関わらず、図-6に示したように、波圧最大値と作用高は防潮壁の有無による差異が小さいためである。このことから、進行波の最大浸水深だけで波圧を評価するのは十分ではないといえる。特に、十分な高さを有していない防潮壁を乗り越えた津波のようにフルード数が大きな条件においては、浸水深が小さいために過小評価となる可能性があることに注意が必要である。

4. 構造物前面の浸水深を用いた津波波圧の評価

(1) 最大波圧算定式

有光ら（2012）は直立壁に対する実験の結果に基づき、最大波圧 p_{max} の鉛直分布の算定式として、次式を提案している。

$$p_{\text{max}}(z) = \begin{cases} \rho g(h_{\text{imax}} - z) & ; z > h_{\text{ufmax}} \\ \rho g(h_{\text{imax}} - z) + \rho u_{\text{fmax}}^2 & ; z \leq h_{\text{ufmax}} \end{cases} \dots\dots (2)$$

ここで、 z は作用位置、 ρ は流体密度、 g は重力加速度、 h_{imax} は瞬間的なピークを除いた構造物前面の最大浸水深、 u_{fmax} は最大流速、 h_{ufmax} は最大流速発生時の浸水深である。これは、実験でみられた波圧特性（図-5）に基づき、津波本体部作用時の浸水深に応じた静水圧分布を最大波圧とみなし、津波先端部が作用する地表面付近にのみ運動量保存則に基づく圧力を付加したものである。

(2) 構造物前面の浸水深を用いた最大波圧の評価

Model 1, 3, 4の $\Delta h = 0.15\text{m}$ のケースに対して、式（2）に基づいて計算した最大波圧の鉛直分布を図-8に示す。図は、進行波の最大浸水深 h_{imax} で無次元化しており、縦軸と横軸の3.0を結ぶ直線が朝倉式によって求められる波圧分布である。浸水深と流速は、前述（2.（3））の位置で計測した値を用いた。構造物前面の水平方向流速は、津波先端部通過時に最大となるが、直後に構造物の影響を受けてほぼ 0m/s となる（有光ら、2012）。ここでは、水平方向流速は先端部作用時に地表面付近でみられる波圧ピークのみに影響するものとして、先端部通過時に計測された最大流速を用いる。ただし、プロベラ式流速計では、陸

図-7 進行波の最大浸水深で無次元化した最大波圧

上で干出している状態から津波先端部に没水する際の流速の急激な立ち上がりには追従できないため、ここでは、 h_{ufmax} として最下段の波圧が最大となる時刻の浸水深を用いた。平面2次元計算では、適切な dry/wet 判定をすることで先端部の流速を求めることができるため、最大流速発生時の浸水深と流速を用いればよい。ただし、適切な出力位置については、今後検討する予定である。

$D=2\text{m}$ の場合の実験結果は、最大波圧分布が直線的で、3倍の静水圧に比較的近い値となっている。式（2）で求められる波圧分布は、直線的な分布や $H_w = 0.05\text{m}$ のケースで無次元最大波圧が大きくなることが再現され、概ね良好に最大波圧を計算することができている。一方、 $D=1\text{m}$ の実験結果は、防潮壁の有無および高さによる無次元最大波圧の差異が大きい。計算結果でも防潮壁による波圧の差異が認められ、朝倉式と比べて合理的に最大波圧を計算できている。ただし、 $D=1\text{m}$ の矩形構造物（Model 3, 4）で顕著にみられるように、計算結果が作用高を過小評価する場合がある。これは構造物設置位置が護岸から近いために鉛直方向流速の影響が比較的大きいこと、矩形構造物に津波が作用する際には、先端部作用時の跳ね上がりによる水位が、本体作用時の浸水深を大きく上回ることが原因であると考えられる。この点に関しては、今後、波圧分布や波力時系列を詳細に分析し、跳ね上がり時の波圧の考慮の要否を検討する予定である。

以上のように、構造物前面の浸水深と流速を用いるこ

図-8 構造物前面の浸水深を用いた津波波圧算定結果

とで、進行波の最大浸水深に基づく従来の方法と比べて合理的に最大波圧を算定できることが確認できた。同様の考え方によって、構造物を考慮した平面2次元計算で求められた浸水深および流速を用いて陸上構造物に作用する波圧を評価可能であるといえる。なお、本論文では、最大浸水深と最大流速および最大流速発生時の浸水深を用いて、最大波圧の鉛直分布を評価している。しかしながら、3. (3) でも述べたとおり、本体部作用時の静水圧と、地表面付近の圧力ピークおよび跳ね上げ時の作用高ピークは、発生時刻が異なる。今後は、最大波力発生時の波圧分布や、波圧時系列の評価を行うとともに、構造物を考慮した平面2次元計算によって得られる構造物前面の浸水深および流速の時系列を用いた波圧評価方法を検討する予定である。

5. おわりに

本研究では、水理模型実験結果に基づき、構造物前面の浸水深および水平方向流速を用いた津波波圧算定方法の適用性を検証した。得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 護岸先端に遮蔽物がある場合でも、高さが十分でなく津波が越流するような条件であれば、波圧は進行波の浸水深最大値の3倍の静水圧を大きく上回る可能性がある。
- 2) 構造物前面の浸水深に応じた静水圧分布と運動量保存則に基づく圧力の和として、津波波圧の最大値を

算定した。実験値との比較の結果、本検討で使用した直立壁と矩形構造物に対しては、最大波圧の鉛直分布を合理的に評価できることが確認できた。

- 3) 上述2) から、陸上構造物設置時を対象とした平面2次元計算の結果を活用することによって、陸上構造物の津波波圧を算定できる可能性が高いといえる。

参考文献

- 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 (2000) : 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, 第47巻, 911-915.
- 有光 剛・大江一也・川崎浩司 (2012) : 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, 土木学会論文誌B3 (海洋開発), Vol.68, No.4, (印刷中).
- 原子力安全委員会 (2012) : 発電用軽水型原子炉施設におけるシビアアクシデント対策について (想定を超える津波に対する原子炉施設の安全確保の基本的考え方), <http://www.nsc.go.jp/anzen/shidai/genan2012/genan012/siryo4.pdf>, 2012年5月.
- 原子力安全・保安院 (2012) : 「津波に対する安全性に関する審査の手引き (設計基準津波に関する検討方法等)」について (議論のたたき台), <http://www.nisa.meti.go.jp/shingikai/800/26/015/15-3-1.pdf>, 2012年5月.
- 国土交通省 (2011) : 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), <http://www.mlit.go.jp/common/000172861.pdf>, 2012年5月.
- 土木学会原子力土木委員会津波評価部会 (2002) : 原子力発電所の津波評価技術, pp.1-42 - 1-57.
- 内閣府 (2005) : 津波避難ビル等に係るガイドライン 構造的要件の基本的な考え方, http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/050610/tsunami_siryo2.pdf, 2012年5月.