

2015 年度（第 51 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 15-B-3

防護施設の粘り強さ

中央大学 教授

有川太郎

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2015 年 8 月

防護施設の粘り強さ

Tsunami-Resistant Design for Protective Structures

有 川 太 郎

Taro Arikawa

1. はじめに

2011年の太平洋沖地震による巨大津波は、防波堤、海岸堤防などの防護施設の高さを乗り越えて、もしくはそれらを破壊して、背後地域に甚大な被害を生じさせた。この出来事は、これまでの防災の概念を一変させ、ハード対策の限界を示したといっても過言ではない。その一方で、防護施設による防護効果は地域ごとに異なるものの、背後地域への津波エネルギーの浸入を減少させたことも数値シミュレーションから明らかになっている。そこで、本稿では、津波による防護施設の被災メカニズムを説明するとともに、津波に対する粘り強い構造の方向性について議論するものである。

2. 防護施設の被災状況

防護施設として、防波堤、胸壁、海岸堤防(台形断面の三面張り構造)の3つの防護施設の東日本大震災における被災状況を確認する。各被害の詳細について、防波堤については、主として高橋ら(2011)¹⁾や国交省港湾局(2013a)²⁾を、胸壁については、熊谷ら(2014)³⁾や国交省港湾局(2013b)⁴⁾を、海岸堤防については、渡邊ら(2012)⁵⁾、漁港施設においては、八木ら(2015)⁶⁾がとりまとめている。

2.1. 防波堤

2.1.1. 一般防波堤

一般防波堤の被災状況について表-1(国交省港湾局(2013a)²⁾)に示す。一般防波堤では、津波波力によって滑動・倒壊したと考えられるものもあるが、越流洗掘や堤頭部周りの洗掘による被災も多い。

表-1 防波堤の被災状況と被災形態 (国交省港湾局(2013a)²⁾)

港名	地区	施設名	主な被災状況	津波高(m)	港名	地区	施設名	主な被災状況	津波高(m)
八戸	八太郎	北/基部	消波ブロック移動	6.2	宮古	出崎	出崎	滑動、倒壊	8.5
	八太郎	北/中央部	港内マウンド洗掘	6.2		竜神崎		堤頭部が洗掘・倒壊	7.5
	八太郎	北/ハネ部	滑動	6.2		藤原	藤原	堤頭部が洗掘・倒壊	8.5
	外港	中央	暫定堤頭部が洗掘・倒壊	6.2		藤原	(Ⅱ)	堤頭部が洗掘・倒壊	8.5
	外港	第二中央/先端部	暫定堤頭部が洗掘・倒壊	6.2		藤原	宮古木材港南	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	外港	第二中央/中央部	被覆ブロック・割石の散乱	6.2		藤原	宮古木材港北	地殻変動による沈下	—
久慈	半崎	波除堤	滑動、倒壊	8.5		神林	神林北	ケーソン等滑動、滑落	8.5
	湾口	南・北堤	洗掘	—		藤原	藤原埠頭船溜	ケーソン等滑動、滑落	8.5
相馬	本港	沖	ケーソン等滑動、滑落	14.38		藤原	第1波除堤	地殻変動による沈下	—
相馬	本港	沖	ケーソン等滑動、滑落	14.38					

それは、設計対象としては津波より高波のほうが大きいことが多く、東日本大震災による津波であったとしても、設計された高波の高さを超えない、もしくは、超えて越流が増えたとしても、高波の波圧を上回らないか、越流をすることで波力が軽減されるか、というような状態であったことが推測される。一方で、津波の周期は高波と比べて長いため、越流や堤頭部などの流れが発生した場合、その作用時間が長く、一旦変形すると、その変形量が大きくなり被災するということに対する対策が不十分であった。

2.1.2. 湾口防波堤

釜石(図-1)、大船渡、女川など湾口防波堤には、大きな津波の作用に加え、港口からの津波の浸入を防ぐために、港口を狭くしており、港内水位上昇が抑えられ、港外・港内の水位差がつきやすい状況であった。そのため、後述するが、多くは、港内・港外の水位差により滑動したと考えられる。

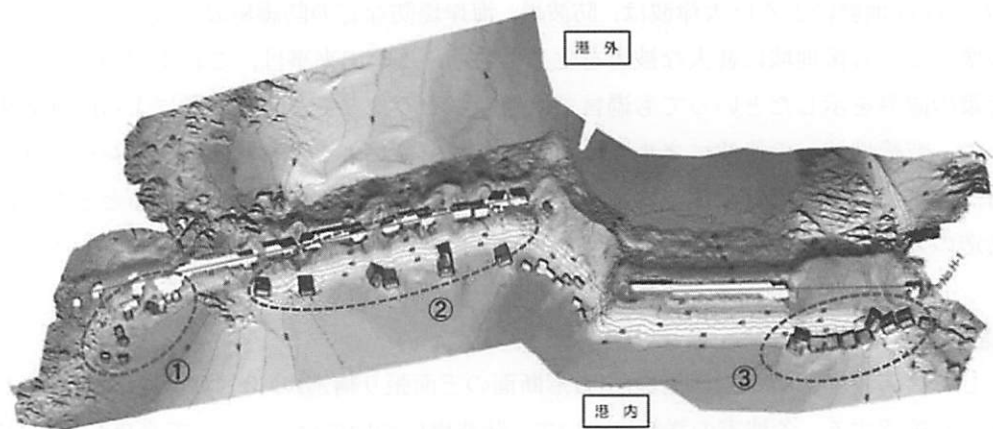


図-1 釜石湾口防波堤の被災状況（東北地方整備局提供）

2.1.3. 被災率

PIANC(2013)⁷⁾は、設計波高と津波高の比と被災率との関係を示している(図-2)。被災率は、各港湾における第一線防波堤について、被災程度に関係なく災害査定の対象となる被災が生じる防波堤の延長の割合（＝被災延長／総延長）としている。実線は、以下の対数正規分布の累積分布関数で表現されている。

$$F(\eta, H_{1/3}) = \Phi \left[\frac{\ln(\eta/H_{1/3}) - \mu}{\sigma} \right]$$

ここで、 $H_{1/3}$ は設計時における有義波高、 η は防波堤前面の津波高、 μ および σ はパラメタ($\mu = 0.0386$, $\sigma = 0.279$)となる。これをみると、設計波高と防波堤前面の津波高が同程度以上になると、被災が大きくなっている。これは、ほぼ同程度の波力が作用することになるためと考えられる。一方で、その状態でも 100%にならないのは、背後の水位上昇、津波と高波との波圧の作用の差によるものと思われる。

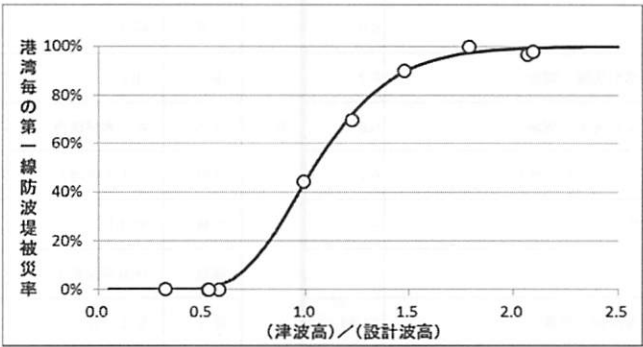


図-2 各港湾の第一線防波堤被災率(PIANC, 2013⁷⁾)

2.2. 胸壁

岩手県の久慈市から陸前高田市まで断面のわかる 60 施設を対象として、被災率と比高などの関係を調べた。対象とした施設の比高はところ図-3 に示すとおりである(国交省港湾局(2013b) 4)。このときの被災率を図-4 に示す。一部被災を含め、20%程度が被災をしていることがわかる。

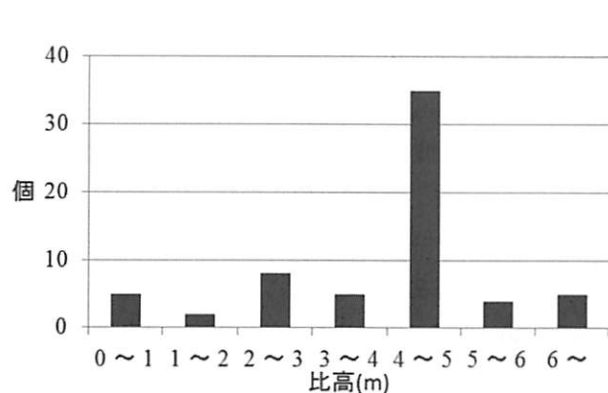


図-3 検討対象施設の比高

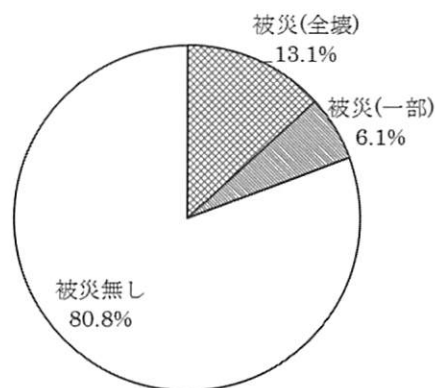


図-4 検討対象施設の被災率

図-5 は、比高と被災率ならびに比高と天端水位を用いて計算される滑動および転倒の安全率の関係を出したものである。これを見ると、全体的には滑動安全率のほうが転倒安全率よりも低く、また、比高が 3m を超えるあたりから、滑動安全率が 1.0 を下回ることがわかる。また、4.0m の比高を超えたあたりから被災率が 1.0 になっていることがわかる。

図-6 に、滑動安全率と被災率の関係ならびに、対数正規分布の累積分布関数曲線を示す。対数の変数としては安全率の逆数とした。曲線は防波堤と同じパラメタにしたものと $\mu=0.01$, $\sigma=0.1$ としたものを示す。被災しているものだけをみると、概ね曲線には乗っているものの、防波堤よりシャープな曲線であるように思われる。これは、現状の構造におちては、倒壊する条件になった場合においては、すべて倒壊する可能性が高いことになる。一方で、安全率が 1 を下回っているにもかかわらず、被災していないものや、安全率が 1.5 程度あるにも関わらず被災率が 1.0 となっているものもあるが、これは胸壁本体だけでなく周辺構造物の強度や背後水位等が、堤体の倒壊に影響したためと考えられる。

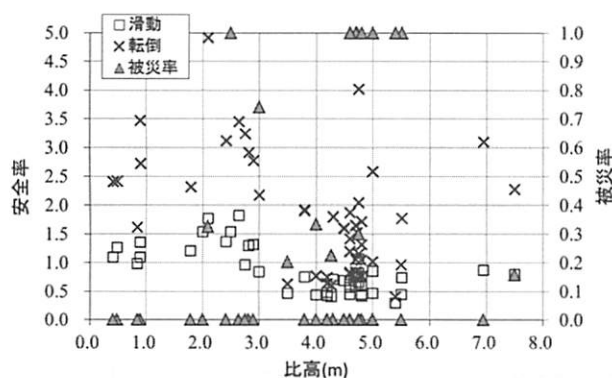


図-5 比高と被災率および天端水位を用いた各種安全率の関係

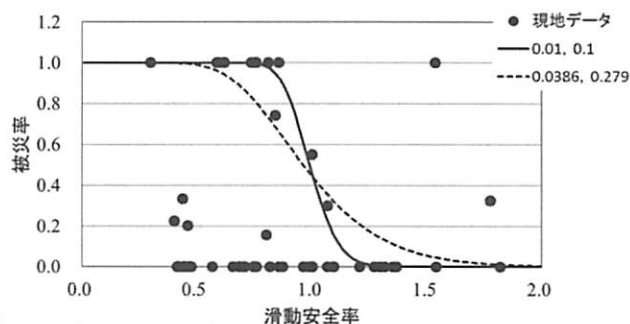


図-6 滑動安全率と被災率の関係

2.3. 海岸堤防(台形断面の三面張り構造)

渡邊ら(2012)⁵⁾では、被覆工が全て流出し、盛土も残っていない状態を全壊、被覆工が一部流出した状態や被覆工が全て流出しても堤体土が残っている状態を半壊として、越流水深と被災延長率との関係について整

理している。それによるとデータの少ない越流水深 16～20m を除き、越流水深が大きくなるほど、被災延長率が大きくなる結果であることが示されている。

そのなかで、複数の構造要素を対象とした多変量解析を実施し、全壊確率 P_B は2項分布を前提として、多重ロジスティックモデルを用いて表現している。

$$P_B = \frac{1}{1 + e^{-(\alpha + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_n X_n)}}$$

ここで、 α は定数、 β は説明変数の係数であり、説明変数として、越流水深、裏法尻被覆幅、表法勾配、裏法勾配、比高、天端幅を用いている。この解析のなかで、裏法尻被覆が長いほど、表法勾配および裏法勾配が緩いほど全壊確率が低くなることが示された。

現地の被災状況からは、裏法尻被覆がある場合と無い場合において全壊率が異なり、裏法尻被覆がある場合においては、越流水深が 8m 以下においては、全壊率が 10%以下となっている。一方で裏法尻被覆が無い場合においては、越流水深が 4m～6m で被災延長率が 50%以上となっていた。また、越流水深が 12m 超えるまでは、裏法尻被覆がある場合のほうが被災延長率は低い。

3. 津波による防護施設の被災メカニズムの検討

ここでは特に防波堤を中心として水理模型試験による被災メカニズムの検討を行う。伊藤ら(1969)⁸⁾は、1968年に生じた十勝沖地震津波による八戸港河原木防波堤の被災について、港内水位差が主たる要因であることを数値計算により示している。高橋ら(2011)¹¹⁾は、釜石湾口防波堤について、水位差を用いたケーソンの安定計算を実施しており、浅部における防波堤においては水位差による滑動であり、深部においては、目地部の早い流れによる洗掘が主たる要因と推察している。そのようななか、越流時における安定性については不明瞭なところが多かったため、有川ら(2012)⁹⁾、(2013)¹⁰⁾や高橋ら(2013)¹¹⁾は水理模型試験を実施した。その結果、堤体前後の水位差による力、越流による地盤洗掘および浸透流による支持力低下が重要な要因であることがわかる。海岸堤防(台形断面の三面張り構造)においては、法面の被覆工のめくれと吸出しが二大要因となる(加藤ら、2014)¹²⁾。また、国交省港湾局(2013a)²⁾、(2013b)⁴⁾および八木ら(2015)⁶⁾は、水理模型試験の結果を鑑みながら、港湾および漁港の防波堤もしくは胸壁の設計方法のマニュアルを示している。

以下では、水模型試験をもとに述べていくこととする。

3.1. 防波堤の被災メカニズムの検討

3.1.1. 港内・港外水位による波力

水理模型実験(有川ら、2013)¹⁰⁾は、環流装置を用いて、港外側と港内側の水位差を作り、津波による越流状態を擬似的に再現した。ポンプ出力の調整により、なるべく現地の水位差や水位と合うように設定した。実験時の様子を図-7に示す。初期水位から徐々に水位差が大きくなるに従い、ケーソン背後において渦が発生し、さらに水位を上昇させると、水位差が大きくなりケーソンが倒壊する。

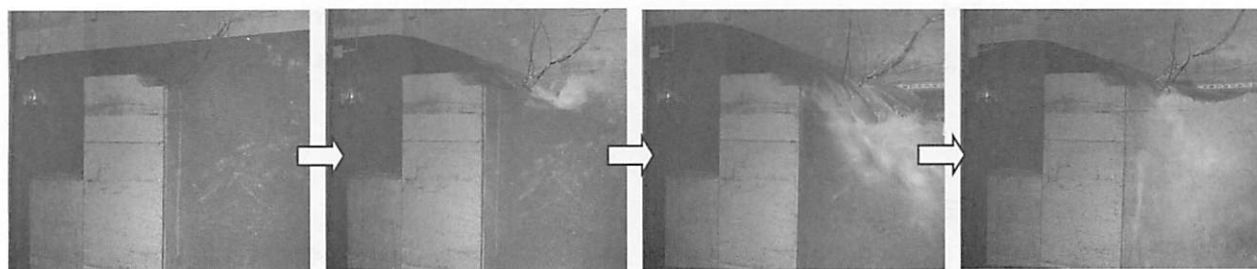


図-7 越流実験の様子(釜石港モデル・矩形ケーソン、各写真においてケーソンの左側が港外側)

釜石港の断面モデルとして、ケーソン高さは、台形が 1.65m、矩形が 1.4m とした。ケーソンの質量は台形 4.5t・矩形 4.0t、幅は 1.5m としている。現地に対して 1/20 の縮尺の模型である。御前崎港の断面モデルとして高さ 1.5m、重さ 4.2t/m であり、幅は 1.5m とした。また、ケーソン目地の影響も含めた実験とするため、水路壁に接するケーソンはダミーケーソンとし、幅は 0.9m、1m 幅あたりの質量は、試験用ケーソンに比べて倒壊しにくくさせるため単位体積質量を 10% 重くしている。図-8 および図-9 にそれぞれのモデルでの実験後の様子を示す。試験体ケーソンが滑動もしくは転倒していることがわかる。



図-8 釜石港モデルのケーソンの倒壊の様子



図-9 御前崎港モデルのケーソンの倒壊の様子

図-10 は、背面における静水圧からの変化率をみたものである。ここで、前面と背面の水位差を d' とし、 d を水面から作用している面の中心までの距離とし、背面水位が防波堤の天端より高い場合は、水面から防波堤高さの半分までの距離とし、背面水位が防波堤天端より低い場合は、水面と防波堤底面との距離の半分とした。横軸に d'/d をとり、縦軸に背面水位から計算される静水圧からの変化率としている。これをみると、全体的なばらつきはあるものの、 d'/d の変化に応じて変化率が小さくなり、 d'/d が 1.0 程度では、およそ 0.9 となり 10% 程度低下していることがわかる。宮田ら(2014)¹³⁾は、多くのケースを行い、港内側の水位が低い際においては、背面の波圧が静水圧からさらに小さくなることが指摘している。

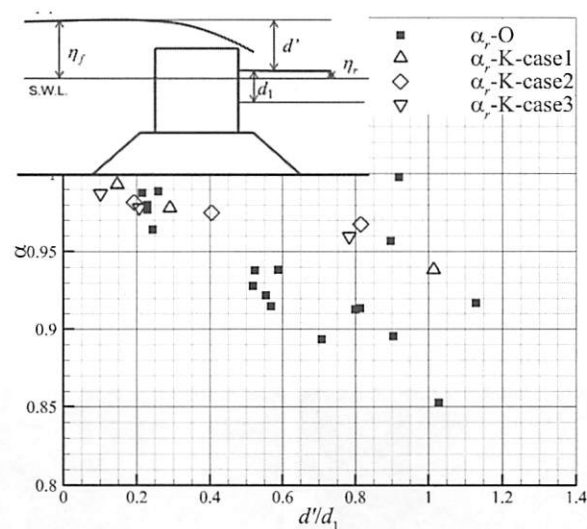


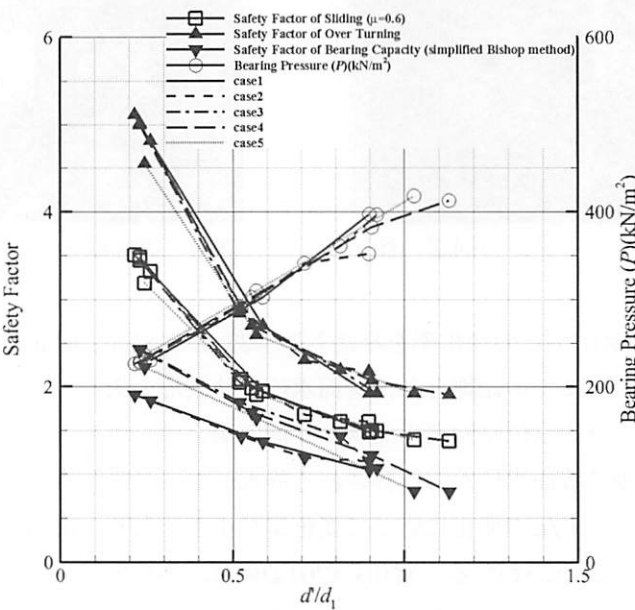
図-10 d'/d と背面変化率の比較

3.1.2. 各種安全率と倒壊との関係

御前崎港モデルにおける、滑動、転倒ならびに支持力破壊の安全率と d'/d との関係をみたものを図-11 に示す。滑動については水平方向の力のつりあいを、転倒に関しては壁体後趾周りのモーメントのつりあいを、支持力破壊に関しては、偏心傾斜荷重から簡易ビショップ法により、各地点で得られた波圧に代表面積を乗

じて計算した。滑動の計算においては、摩擦係数を 0.6 とし、簡易ビショップ法では、マウンド部においては内部摩擦角 35 度、粘着力 20.0kN/m²、砂地盤およびコンクリート版においては内部摩擦角 40 度、粘着力 0.0kN/m² とした。

御前崎港防波堤の当初設計時における波圧に対する安全率は、地震時における波圧作用時で決まっているため、これら安全率は余裕のある値となっているものの、滑動が 3.173、転倒が 3.920、支持力（偏心傾斜荷重）が 2.929 であり、支持力（偏心傾斜荷重）に対する安全性が最も厳しい断面であった。越流時の試験においても、支持力破壊が厳しく、それが 1.0 を下回ったときに、ケーソンが倒壊していた。釜石港モデルでは滑動安全率が 1.0 を下回ったときにケーソンが滑落し、御前崎港モデルは支持力破壊の安全率が 1.0 を下回ったときにケーソンが倒壊した。これらのことから、越流によるケーソンの倒壊メカニズムとしては、滑動・支持力破壊・転倒の破壊モードの検証により確認することが可能であると言える。

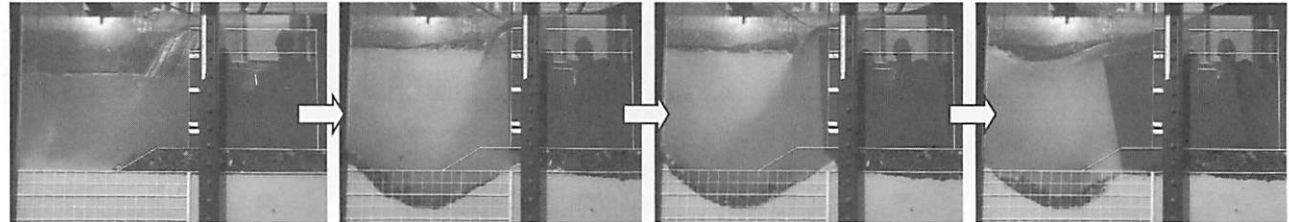


図・11 d'/d_i と各安全率の関係

3.1.3. 越流洗掘の影響

釜石港モデルならびに御前崎港モデルでは、基礎部の顕著な洗掘は見られなかったため、越流洗掘の影響をみるために、八戸港の防波堤を対象として実験を行った。ケーソンの大きさは幅 0.64m、高さ 0.52m で水路幅より 2cm 小さく作り壁側に 5mm 程度の目地を作っている。ケーソンの質量は現地にあわせ 537.9kg とした。縮尺は 1/25 で、砂粒子の平均粒径は 0.2mm である。

図-12 に実験の様子を示す。越流開始が 70s 程度であるが、およそ 15cm の洗掘深になるまで約 80s 程度であった。その後、徐々に基礎捨石が洗掘された穴に落ち、ケーソン下部の基礎捨石まで到達したところに、ケーソンが傾き始め、そこから 70s 程度でケーソンの傾きが止まった。



(a) 70.0s 後（洗掘し始め） (b) 500.0s 後（傾き開始） (c) 571.7s 後（傾き途中） (d) 578.3s 後（傾き終）

図-12 実験中の様子(ケース H-2-1)

表-2 にケーソン下部の洗掘の影響による滑動・転倒・支持力破壊の安全率の違いをみたものを示す。これを見ると、ケーソン下部の洗掘が大きくなればなるほど、転倒および支持力破壊の安全率は小さくなるが、滑動の安全率はほとんど影響しないことがわかる。図-13 は、横軸に d'/d を縦軸に安全率をとったものである。 d'/d が同じであっても洗掘されることにより安全率が下がることがわかる。たとえば、本条件では、 d'/d が 3.5~4.0 程度までどの安全率も 1.0 を下回らないことが予想されるが、ケーソン下部が洗掘されることで、 d'/d が 1.2~1.4 程度で支持力破壊が 1.0 を下回っており、本来持つ耐力がずいぶん小さくなっていることがわかる。

表-2 ケーソン下部洗掘による各種安全率の変化

洗掘端のケーソン下部までの距離	滑動	転倒	支持力破壊	端支圧 (現地換算, kN/m^2)
なし	1.75	3.43	1.53	277.75
2cm	1.78	2.89	1.30	369.91
4cm	1.78	2.27	1.01	553.66

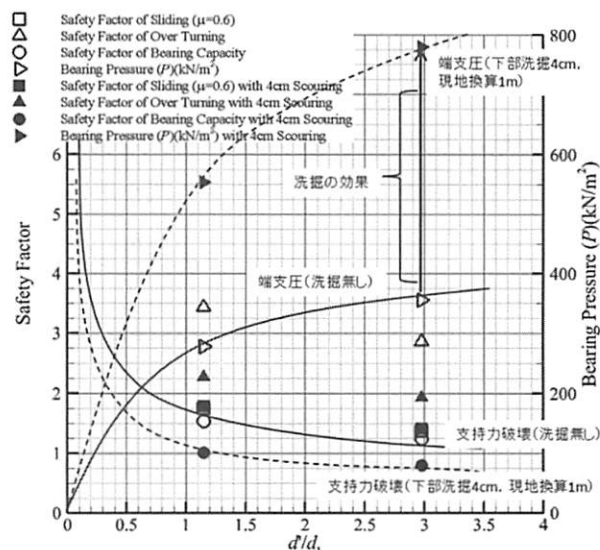


図-13 基礎部の洗掘が各安全率に与える影響

3.1.4. 破壊モード

重力式構造の防波堤、特に混成堤における破壊モードは、摩擦抵抗力を外力が上回ったときに生じる「滑動モード」、回転モーメントにより生じる「転倒モード」、基礎部がケーソン荷重によって破壊される「支持力破壊モード」があり、それぞれの安全率が 1.0 を下回るときに生じていることがわかった。

一方で、特に基礎部の洗掘がケーソン下部まで生じた場合において、支持力破壊、転倒の安全率が、基礎部が洗掘されない場合よりも減少することで、ケーソンが倒壊に至ることがある。ここでは、これを「基礎洗掘モード」と呼ぶこととする(図-14)。基礎洗掘モードにおいては、洗掘後の端部を用いて、転倒、支持力破壊(簡易ビショップ法)の計算を行い、それぞれの安全率が 1.0 を下回るかどうかを検証することができたが、高橋ら(2013)¹¹⁾は浸透流による支持力低下を実験で示しており、検討する必要がある。

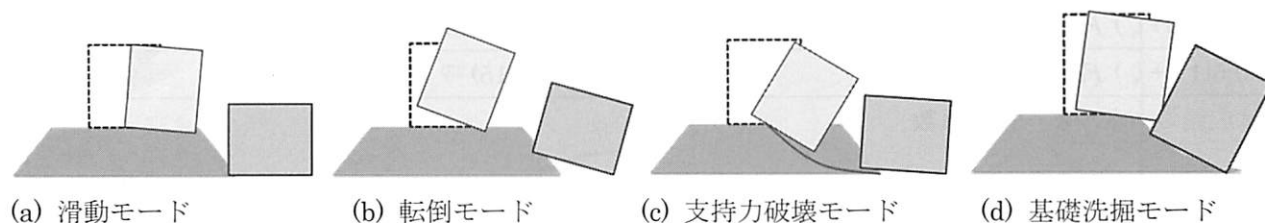


図-14 防波堤の破壊モードの概念図

3.2. 胸壁の被災メカニズムの検討

3.2.1. 作用波力

壁体構造物に対する既往の研究における、無次元波圧係数(水深係数とも呼ぶ)をまとめた表を示す(表-3)。朝倉ら(2000)¹⁴⁾は、無次元波圧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、次のように提案した(Asakura, et. al., 2002)¹⁵⁾。

$$\alpha = 1 + \gamma_{\alpha} F_r$$

ここで、 F_r はフルード数、 γ_α は係数であり、Asakura et. al. (2002)では、1.2 としている。

榊山(2012)¹⁶⁾は、実験および数値計算から、その係数を大きくしている。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)¹⁷⁾を拡張し、運動量の保存から池谷ら(2013)¹⁸⁾は、無次元波圧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)¹⁹⁾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)¹⁹⁾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 γ_α を 1.4 としている

一方で、無次元波圧係数をベルヌイの式を適用した研究として、加藤ら(2012)²⁰⁾がある。松富ら(2013)²¹⁾のエネルギー損失係数を用いたベルヌイ式を用い、

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

とした。ここで、 α は無次元波圧係数、 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、 ζ は広義のエネルギー損失係数となる。大村ら(2015)²²⁾は、水理模型実験から実験から ζ は、 $\zeta = 1.7$ とした。有川(2015)²³⁾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、同じく松富ら(2013)²¹⁾の式を用いて、 $u_f = 0$ 、 $\zeta = 3.0$ とした値を提案している。このパラメタでは、 $\alpha = 1 + 2.0 F_r^2$ 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 無次元波圧(水深)係数に関する既往研究(壁体構造物)

無次元波圧係数 (水深係数)	参照論文
3.0	朝倉ら(2000) ¹⁴⁾
$1.0+1.2F_r$	Asakura et. al.(2002) ¹⁵⁾
$1.0+1.3F_r$ 注) 近似式	池谷ら(2013) ¹⁸⁾
$1.0+1.4F_r$	榊山(2012) ¹⁶⁾ , 大村ら(2014) ¹⁹⁾
$1.0+0.5F_r^2$	加藤ら(2012) ²⁰⁾ , 池谷ら(2013) ¹⁸⁾
$1.0+0.5(1.0+\zeta) F_r^2$, 注) 建物に対して, $\zeta=0\sim0.8$	松富ら(2013) ²¹⁾
$1.0+0.5(1.0+\zeta) F_r^2$, $\zeta=1.7$	大村ら(2015) ²²⁾
$1.0+0.5(1.0+\zeta) F_r^2$, $\zeta=3.0$	有川(2015) ²³⁾

* ζ は広義のエネルギー損失係数

3.2.2. 破壊過程

模型縮尺としては、1/10 程度と考え、地盤面から 21cm とした胸壁の実験を行った。ここに孤立波として 15cm を 4 回作用させた。図-15 は、そのときの 1 回目の様子である。まだこの時点では背後エブロンが流された程度であったが、同様の波を作用させたところ、3 回目では一つの壁体が傾き、4 回目ではすべての壁体が倒壊した(図-16)。図-17 は、このときの滑動および転倒の安全率を測定された波圧から計算したものである。これを見ると最大水位の少し後ぐらいで、転倒の安全率が、ほぼ 1.0 を下回っていることがわかる。これは、この時に水平力の合力が最大になっていたからである。

よって、1 回目から 4 回目まで壁体単体であれば倒壊してもおかしくなかったが、徐々に周辺の構造体が破壊されることで 4 回目に倒壊したと考えられる。従って、このような構造物では周辺の構造物の耐力を調べることが重要であり、課題と考えられる。

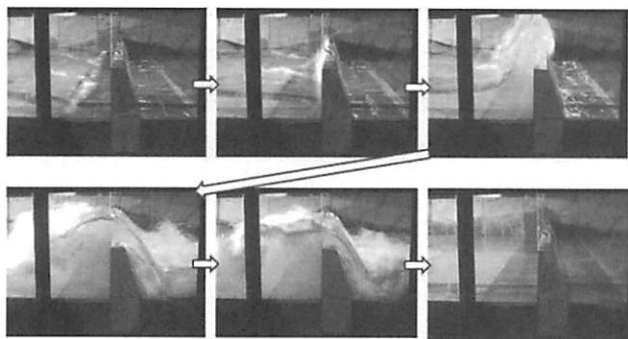


図-15 胸壁に孤立波を作用させている様子(1回目)

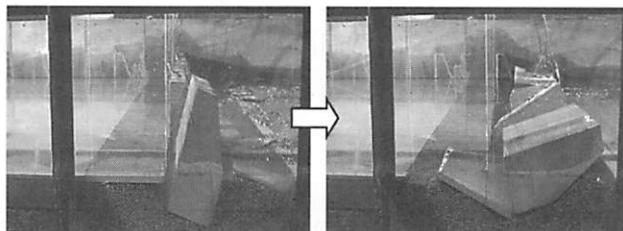


図-16 3回目(左)と4回目(右)の作用後

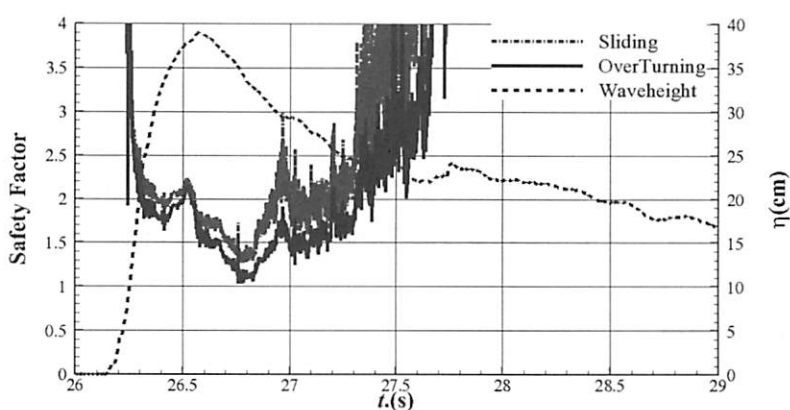


図-17 4回目における滑動・転倒安全率と水位の時系列

3.2.3. 直立壁背後の越流洗掘深

野口ら(1997)²⁴⁾は、海岸護岸前面における戻り流れによる洗掘は、定在渦の大きさに比例することを明らかにしており、その比例定数は、2.1 倍としている。有川ら(2014)²⁵⁾は、直立壁背後の越流洗掘に関する水理試験を行い、中規模試験および大規模試験を比較し、背後が砂である場合において、最大洗掘深は越流水深の 6 倍程度になることを、実験結果から提案している。また、その結果は、定在渦の大きさの 5.8 倍程度であり野口らの結果と比較すると 2.8 倍程度大きい。これは、越流の継続時間の違いや落下高さの違いが考えられる。そのため、今後の課題としては、越流水塊の落下高さとの関係、越流時間との関係、また、石や礫のような粒径が異なる場合における適用性などが考えられ、引き続き検討が必要である。

3.3. 海岸堤防(台形断面の三面張り構造)

3.3.1. 裏法面の越流による水圧

海岸堤防の裏法面被覆工に作用する水圧に関する研究として、小竹・磯部(2012)²⁶⁾は、長周期の波を用いて法面に作用する水圧について定性的な考察を行っている。それによる裏法を急勾配とすることで、被覆工を抑える向きに作用する圧力が低下することがわかっている。加藤ら(2014)¹²⁾は、ポンプによって定常的に堤体前面と背面の水位差を作り、特に天端面および裏法面における越流時の水圧の状況について検討している。それによると、特に法肩部においては、越流水深が大きくなるほど圧力の低下があることを示している。定式化はなされていないものの、ピエゾ水頭を計測し、裏法面において、越流水深 3m 以上で負圧が発生し

ていることがわかった。松島ら(2014)²⁷⁾は、負圧の大きさと作用範囲について、既往の実験データを用いてフィッティングした数字を示している。

3.3.2. 堤防陸側の洗掘特性

加藤ら(2014)¹²⁾は、越流深と最大洗掘深の関係を実験から明らかにしている。これをみると、ほぼ越流水深と同程度のオーダーの最大洗掘深が生じていることがわかる。この結果は、壁体背後の洗掘結果よりも、小さくっており、裏法面の勾配によって、最大洗掘深の大きさが異なることが示唆されるため、それを明確にすることが今後の課題と考えられる。

3.3.3. 被覆工の安定性

松島ら(2014)²⁷⁾は負圧の推定式からブロックの安定性を検討し、既往の実験と比較している。加藤ら(2014)¹²⁾は、縮尺 1/25 で裏法面における被覆工の安定性について方形、多孔、単孔のブロックについて検討した。その際、連結の有無における効果についても検討している。その結果、裏法被覆工に変状・破壊をもたらす要因として、2つ挙げている。1つは、被覆工の裏法肩からのめくれ上がりであり、これは、3.3.1でも触れているが、裏法肩における越流による圧力低下である。2つ目は、フィルター材および堤体土の吸い出しである。それは、ブロックの穴の大きさだけでなく、ブロックの厚みも影響するとしている。また、津波の前の地震によって、ずれや不陸がある可能性があり、そのような不陸があれば、ブロックは流体力を受けやすくなるため、ブロックが不安定化される可能性が高いと指摘している。

3.4. 今後解明が望まれる事項

発生する可能性は低くなると考えられるが、発生すると大きな力を発揮する可能性があるものとして、衝撃段波波圧、漂流物の衝突力、地震との同時発生があげられる。これらについては、今後、その発生確率を含め、定量的に評価する手法が望まれる。

3.4.1. 衝撃段波波圧に対する防護施設の応答性

衝撃段波波圧に対する防護施設の応答性については、不明瞭な点が多い。波浪と防波堤の関係については、衝撃波圧として、防波堤の衝撃波圧に対する応答から、設計式が提案されている(高橋ら、1993)²⁸⁾。衝撃段波波圧に対するコンクリート壁の変形特性については、有川ら(2008)²⁹⁾が大型の水理模型試験を用いて、検討を行っている。また、木原ら(2014)³⁰⁾も、大型の水理模型試験を用いて、衝撃段波波圧の鉛直分布特性について検討を行っている。衝撃的な力に対する構造物の応答性は、構造物の種別によっても異なるため、適切な評価手法の提案が課題となる。

3.4.2. 漂流物の影響

流木、コンテナ、船舶等の衝突や、がれきによる作用面積の増大などの影響が考えられるが、衝突力そのものは、建築学会の荷重指針(2015)³¹⁾にまとめられているので参考にしていきたい。それが防護施設に対して、どのように作用するかについて、まずは明確化することが重要である。

3.4.3. 地震との重畳

津波発生前の地震による変状、津波発生後の地震による変状に加え、津波と地震の同時作用についても検討しておくことが望ましいと考えられるが、まだ、この研究はほとんどなされていないため、今後、大規模な施設(有川・下迫、2014)³²⁾などを活用し、解明することが期待される。

4. 津波に対する粘り強さに関する考え方

4.1. 粘り強さの提言

中央防災会議(2011)³³⁾では、東日本大震災を受けて、今後の津波対策に際し、二つのレベルの津波を想定すると提言し、「一つは、住民避難を柱とした総合的防災対策を構築する上で設定する津波である。超長期にわたる津波堆積物調査や地殻変動の観測等をもとにして設定され、発生頻度は極めて低いものの、発生すれば甚大な被害をもたらす最大クラスの津波であり、もう一つは、防波堤など構造物によって津波の内陸への侵入を防ぐ海岸保全施設等の建設を行う上で想定する津波である。最大クラスの津波に比べて発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である」とされた。

これは、「海岸保全施設等に過度に依存した防災対策には問題があったことが露呈された」ため、「最大クラスの津波レベルを想定した津波対策を構築し、住民の生命を守ることを最優先として、どのような災害であっても行政機能、病院等の最低限必要十分な社会経済機能を維持することが必要」であるからである。そのうえで、「防護施設に対して、設計対象の津波高を超えた場合でも施設の効果が粘り強く発揮できるような構造物の技術開発を進め、整備していくことが必要である。」と提言されている。

この原点に立ち返ると、防護施設の粘り強さとは、どのような津波に対しても被災を受けない構造ではなく、たとえ、被災を受けたとしても、防護施設の機能が発揮されるようにしておく構造のことであると考えられ、単なる強度増強を意味しているわけではないことがわかる。そのため、防護施設はあくまでも発生頻度の高い津波に対して設計するのであって、最大クラスの津波に対しては、越流する可能性が高いことはもちろんのこと、倒壊することも十分にありえるということを、住民に説明し、避難に対する備えを進めなければならない。それは、経済性や利便性などの現実的な観点と、人命保護、資産保護や生活の持続性の確保という観点との折り合いをつける方法の一つであると考えられる。

4.2. 防護施設による津波の防護効果

4.2.1. 防波堤

防波堤の効果に関する研究については、伊藤ら(1968³⁴⁾、1969³⁵⁾が、大船渡港ならびに八戸港における十勝沖地震津波に対する防波堤の効果を計算している。大船渡港では、最高水位を半分にした効果があったと記されている。特に八戸港の計算においては、河原木防波堤の倒壊被害に言及し、その主因を著しい内外水位差の傾向が、計算結果にも見られている。

東日本大震災においては、富田ら(2012)³⁶⁾は、釜石港、大船渡港ならびに相馬港で計算を行い、その防護効果について確認をしている。それぞれの港において、防波堤建設前の現地形、防波堤が完全に残った場合、倒壊後の地形、の3ケースについて検討した。大船渡港については、伊藤ら(1968)³⁴⁾の計算結果と直接の比較はできないが、防波堤が完全にあった場合と、完全になかった場合における津波の高さは、湾内ではおよそ半分程度になっており、津波特性は異なるものの、もし、防波堤が倒壊していなければ、そのような効果を発揮した可能性が示唆される。ただし、防波堤が流されているため、その後は、捨石部のみの効果となり、その効果が減少したと考えられる。

Arikawa and Oie(2015)³⁶⁾は、釜石港において、富田ら(2012)³⁶⁾の検討(防波堤建設前の現地形、防波堤が完全に残った場合、倒壊後の地形)に加え、完全に締め切った場合、開口部における潜堤ブロックのみが流された場合、浅い水深部のみ流された場合、浅い水深部と潜堤ブロックが流された場合の7ケースの検討を行い、その防護効果を、現地の痕跡高と比較した。それぞれ湾の入り口における開口率として換算し、防波堤建設前の現地形(開口率 100%, Case1), 防波堤が完全に残った場合(6.5%, Case2), 倒壊後の地形(36.0%, Case4), 完全に締め切った場合(0.0%, Case3), 潜堤ブロックのみの場合(11.9%, Case5), 浅い水深部のみ流される場合(18.0%, Case6), 浅い水深部および潜堤ブロック(23.3%, Case7)とした。そのときの浸水深

の空間的な違いを図-18 に示す。また、各ケースの最大浸水深(H_i)と、防波堤が無い状態(Case1)の最大浸水深(H_1)から

$$1 - H_i/H_1$$

を各ケースの防護性能とし、それを縦軸にとり、横軸に開口率をとったものを図-19 に示す。

これらをみると、始めから倒壊後の地形であれば、ほぼ 100%の防護効果と等しく、防護効果は無いというのに等しい。黒丸は実際の東日本大震災時の津波痕跡高を用いて計算したものであり、それをみるとだいたい 55%程度の防護効果があったことがわかる。これは、およそ 15%の開口率と等しくなっていることがわかる。よって、津波の浸水量が、津波のピーク値に比例するのであれば、潜堤部分と防波堤の浅い部分は、耐力的にも、津波のピークが来襲するより前に流されたと考えられるが、そのほかの流された防波堤は、津波に対して耐え、津波の流入をある程度抑え、ピークが来襲したところに流出したことが推測される。

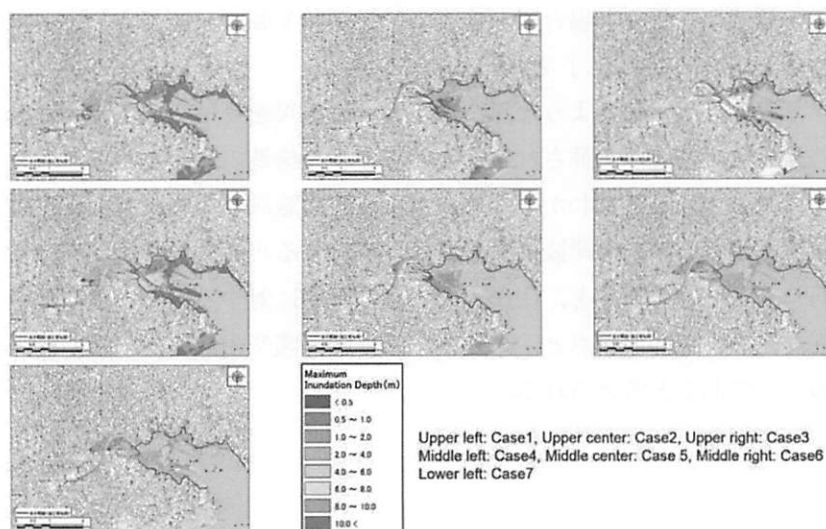


図-18 各ケースにおける浸水深の違い

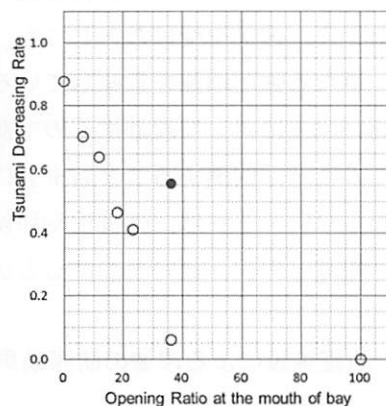


図-19 開口率と防護性能の関係

4.2.2. 堤防

国総研・土木研究所(2011)³⁷⁾は、沿岸部における詳細な被害調査を行い、数値シミュレーションを用いて、東日本大震災における津波に対する堤防による低減効果の検討を行っている。それによると、仙台平野において半壊した堤防がもたらした効果は、浸水深 2m 以上の浸水面積を 6%程度減少させ、浸水深 5m 以上の浸水面積を 30%程度減少させるものであったと試算している。

田島ら(2013)³⁸⁾は、2011 年の東日本大震災における津波を対象として、堤防高さや来襲する津波高さを変えた複数の計算条件における氾濫解析を行っている。それによると、堤防の高さを、堤防なしの条件における堤防位置での津波水位の最大値で除した値を、相対堤防高と定義し、その大きさが 0.5 以下となると、堤防が崩壊しない条件においても減災効果が小さくなると指摘している。また、相対堤防高が 0.5~0.8 程度では、広大な堤平地を有する沿岸地域のほうが、急峻な背後地形を有する沿岸地域よりも、相対的に高い減災効果が得られることを明らかにしている。つまり、堤防なしの条件下での入射津波高さの倍程度以上の堤防高があることにより、ある程度の減災効果が得られるということが言える。

有川・大家(2014)³⁹⁾は、堤防およびその倒壊速度が、背後建物の波力に対してどのように影響するかということについて、水理模型実験から考察している。そこでは縮尺 1/40 程度の構造物に作用する孤立波の波力を、防潮堤がある場合と、無い場合、倒壊する場合において検討している。孤立波の波高は、防潮堤の高さと同じ程度、1.5 倍程度、1.7 倍程度の 3 種類を用い、防潮堤の倒壊速度は 3 種類とした。護岸からの距離 1.25m の位置(現地換算 50m)における持続性波圧の、防潮堤の転倒する速度の違うケースの波圧と防潮堤が

無い場合における建物に作用する波圧との比と、防潮堤の高さと波高の比との関係について、図-20 に示す。この図で、倍率は、津波高さと防潮堤の高さの比を表しており、0.55 倍は、津波高さが防潮堤高さの半分程度までくると、倒れることを意味する。その結果、防潮堤から 50m(現地換算で)の位置においては、その増大率は倒壊する時間にも依存し、早く倒れるほど大きな波力が作用する。図-21 は、持続性波圧に関する波圧比と建物の防潮堤からの距離の関係を示すものである。倒壊は倍率 0.95 倍であり、津波水位が防潮堤高さとはほぼ同等になったときに倒壊する設定となる。これによると、波高が防潮堤の高さと同等程度であれば、防潮堤が倒壊に至ったとしても、すべての地点で比が 1.0 を下回る。これは、水位が倒壊するまでの間、浸水しないためと考えられ、倒壊することによる勢いよりも、浸水量が小さくなったことによる影響と考えられる。その効果は、波高が大きくなるにつれて小さくなっているものの、防潮堤から 2.5m(現地換算 100m)以上離れると、防潮堤の高さの 1.7 倍程度であっても、波力軽減効果があることがわかる。

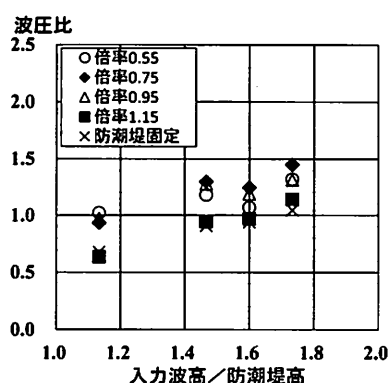


図-20 波圧比と波高比の関係(1.25m)

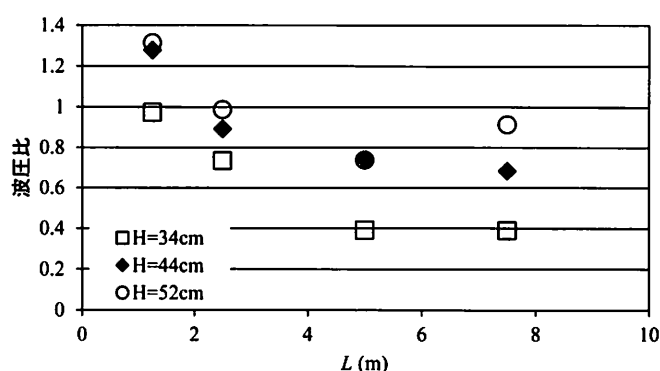


図-21 波圧比と護岸からの距離(倍率 0.95 倍, 防潮堤無しとの比較)

4.3. 防護施設の補強方針

防護施設を補強する方針としては、佐藤(2014)⁴⁰⁾の示す概念図がわかりやすい。端的に言えば、防護施設が無い状態と、防護施設がある状態を比較し、その減災効果をみるとともに、その防護施設の倒壊が抑えられることで、どの程度の効果を得ることできるかが粘りであるとしている。

その考えに立ち、有川ら(2013)¹⁰⁾は、防護施設の持つ機能と外力による変形度との関係から考える方法を提案している。また、設計という観点から国交省港湾局(2013)⁴⁾は、工事費との関係から補強対策の上限を決める方法を、加藤ら(2014)¹²⁾は、海岸堤防における粘り強さの考え方をそれぞれ示している。

現段階においては、耐力限界以上になった場合における構造物の全体の変形を照査する方法に限界があることから、国交省港湾局(2013)⁴⁾は、粘り強い構造においても、安全率が 1.0 以上となっていることが望ましいとしている。一方で加藤ら(2014)¹²⁾は、粘り強い構造とは、構造上の工夫であると位置づけている。

Arikawa and Oie(2015)³⁶⁾は、釜石湾口防波堤の倒壊する位置によって、防護性能が変わることから、どの部分を補強すると効果的かということを示している。

5. 防護施設を補強する工法の実用性(防波堤における補強工法を例として)

最後に防護施設の粘り強い補強工法について、防波堤を例として示す。海岸堤防の補強例については、加藤ら(2014)¹²⁾を参考にされたい。防波堤における基本的な考えは、背後の洗掘を防ぐためにどうするかというものであり、その例として腹付工法がある。また、ケーソン下部の洗掘を防ぐという意味においては、杭式補強工法(有川ら, 2015)⁴¹⁾があげられる。

5.1. 腹付工法の安定性

5.1.1. 腹付工法の概念図

防波堤において、越流による基礎マウンドと海底地盤の洗掘対策の基本的な構造の一つとして、防波堤背後の基礎マウンドを嵩上げる腹付工が考えられる。図-22 は、腹付工を施した防波堤のイメージ図(国交省港湾局(2013)⁴⁾)である。ケーソン背後に腹付工を、その上に洗掘防止工および被覆工を設置している。

また、ケーソンの上部にパラペットをつけたり(佐藤ら, 2012)⁴²⁾、施工は困難であると考えられるがケーソン後部にひさしをつけたりし(有川ら, 2012)⁹⁾、越流の着水方向を変化させたり、直接当たらないようにする方法も考えられる。いずれもケーソン背後の腹付工が洗掘されにくくする効果を有する。

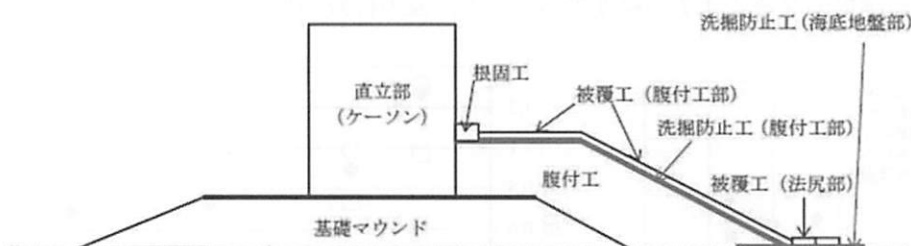


図-22 腹付工を施した防波堤のイメージ図

5.1.2. 水理模型実験による腹付工の効果の検討

次に水理模型実験による腹付工の効果を確認する(有川ら(2013)¹⁰⁾)。腹付工なしの場合と同じ水位差(およそ 0.66m 程度の水位差, d'/d が 1.0 程度)で実験を行った場合には、腹付工はほぼ洗掘されなかったが、水位差をさらに大きくし、およそ 0.9m(d'/d が 1.15 程度)のときには、背後が洗掘されるもののケーソンは動かない状態であった(図-23)。それよりもさらに水位差を大きくし、およそ 1.0m(d'/d が 1.3 程度)としたとき、ケーソンは大きく飛散した(図-24)。このときにはケーソンは 10m 以上飛ばされた。これは、腹付工を含めてケーソンの単体の耐力以上の津波に耐えていたものが、腹付工が急激に洗掘され、その効果が失われたため、ケーソンが大きく飛ばされたと考えられる。



図-23 実験後の状況(水位差約 0.6m)

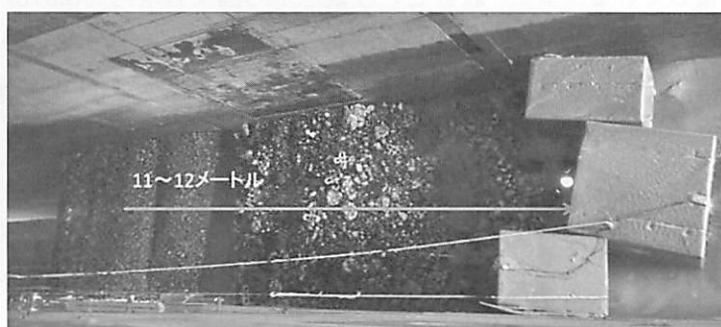


図-24 実験後の状況(水位差約 1.0m)

次に、洗掘モードの倒壊に対する腹付工対策の事例として、八戸港の断面モデルにおける腹付け工の実験の様子を示す。腹付工の高さはケーソンの高さの 1/3 として、腹付けの天端幅は元の基礎捨石部の背後のマウンド幅と同じにした。図-25 は、腹付工無しの断面では、基礎地盤が洗掘され、ケーソンが滑落したときと同じ条件となるが、これをみると、腹付工の捨石により基礎地盤が洗掘されず、結果としてケーソンが倒壊しなかったことがわかる。

一方で、図-26 は、それよりも大きな水位差とした条件で行った実験である。その場合、腹付工が徐々に洗掘され、その洗掘された捨石が、洗掘の穴の背後に溜まることで、ケーソンがより大きな津波力に対して滑落してくるのを支持するような形となった。これは超過外力に対して、変形をすることで、防護機能を残しつつ、その効果を保持するような構造であり、粘り強い構造のひとつになるのではないかと考えられる。

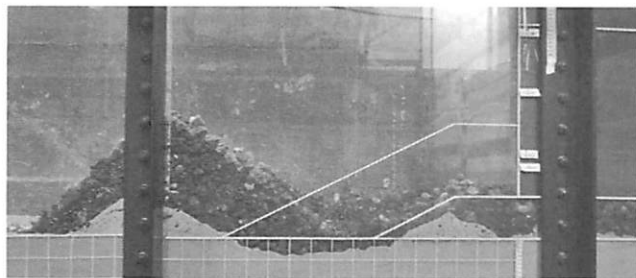


図-25 実験後の状況(腹付無だと倒壊した)



図-26 実験後の状況(さらに越流を大きくした)

5.1.3. 超過外力に対する変形特性

腹付を行うことで、防波堤の支持基盤が洗掘されるのを防ぎ、洗掘し始めたとしても、支持基盤が失われる程度まで洗掘し終えるまでの時間を稼ぐことで、結果、ケーソンが倒壊するまでの時間を稼ぐことがわかった。さらに、腹付工を行った断面のほうが、腹付工を行わない断面よりも大きな水位差まで耐えることがわかった。これは、腹付工が、洗掘の防止だけでなく、滑動や支持力に対する抵抗力の増大に寄与していることを意味する。

一方で、さらに大きな津波が来襲し腹付工が洗掘された場合、ケーソンの変形の様子を見ると、釜石・御前崎港の断面では、それぞれ腹付工が洗掘された後、ケーソンが倒壊に至った(図-27(左))が、八戸港の断面では、ケーソンは、洗掘された穴に滑落し、そのまま捨石に支えられてとどまっていた(図-27(右))。これは、腹付が洗掘された後においても、ケーソンの滑動安全率が 1.0 を下回っているかどうかの違いである。また、滑動モードの倒壊の場合においては、洗掘が急激に進むことで、腹付工が無い場合よりも、ケーソンが大きく滑動する場合もある。防護機能を考えた場合、図-27 (右)の破壊形態のほうが、ケーソンが倒壊してもある程度ケーソン天端が確保されるため、倒壊後の津波の来襲に対しても、ある程度の防護効果を有する可能性があると考えられる。

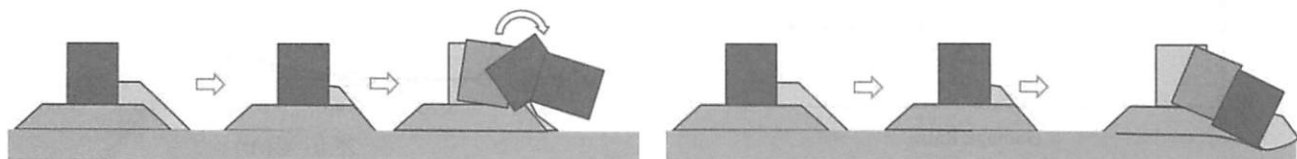


図-27 腹付が洗掘された場合の防波堤の破壊形態(左：滑動モード，右：洗掘モード)

5.2. 被覆工の設計

被覆工の安定性に関しては、被覆工の上部の流速を用いイスバッシュ式を適用する方法(有川ら，2012⁹⁾)と、越流水深を用いた修正ハドソン式で行う方法(三井ら，2013)⁴³⁾の二つが提案されている。

イスバッシュ式は、

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

であり、ここで、 M は算定された必要質量、 U は天端上面流速、 ρ_r は被覆材の密度 (t/m^3)、 g は重力加速度 (m/s^2) で 9.8、 y はイスバッシュ定数で 1.08、 S_r は被覆材の水に対する比重で 2.6、 θ は水路床の軸方向の斜面勾配となる。

図-28 は、被覆ブロックの質量と測定から得られた流速値を用いてイスバッシュ式により計算された必要質量との比(以後、必要質量比と呼ぶ。必要質量比=ブロック質量/算定された必要質量)と、被災率との関係を示すものである。この検討における流速は、天端面より 10cm 上部の点における流速を用いている。

この図からわかることは、イスバッシュ式より計算された質量が被覆材の質量の 4~10 倍になると、一気に被覆材の飛散が進むということである。ただし、実験でも流速の測定場所によって、結果が変わることから、適切な流速の選定が今後の課題となる。また、有川ら(2014)⁴⁴⁾は、図-29 のように、空隙率の違いによりその安定性が異なることを明確にし、空隙率が大きくなるほど安定性が高いことを示した。リーフレットは、空隙率 40%相当となり、他よりも安定していることがわかる。さらに、被覆ブロックは飛散すると、下の捨石がむき出しになることから、被覆工の下に洗掘防止工(たとえば、アスファルトマットなど)を施すと、下部の捨石が掘られないという効果と、下部が掘られないことから、飛散した周囲のブロックの安定性も向上するということがあった。

三井ら(2013)⁴³⁾は、腹付け天端にある被覆ブロックのめくれる被災モードに対してハドソン式を応用し、

$$\frac{h_1}{(S_r - 1)D_n} = N_{s1}$$

とする式を提案している。ここで、 h_1 は津波の越流水深、 S_r はコンクリートの海水に対する比重、 D_n はブロックの基本長、 N_{s1} は安定数である。安定数 N_{s1} は、港内側マウンド天端幅と打ち込み位置の比、ならびに、被覆材天端上水深と港内側水位からケーソン天端高までの高さとの比の 2 つのパラメータの関数としている。この式は、流速を使用しない分、極端に大きなブロックは計算されないと考えられるが、 N_{s1} をどのように精度よく決めるかという問題点が残る。

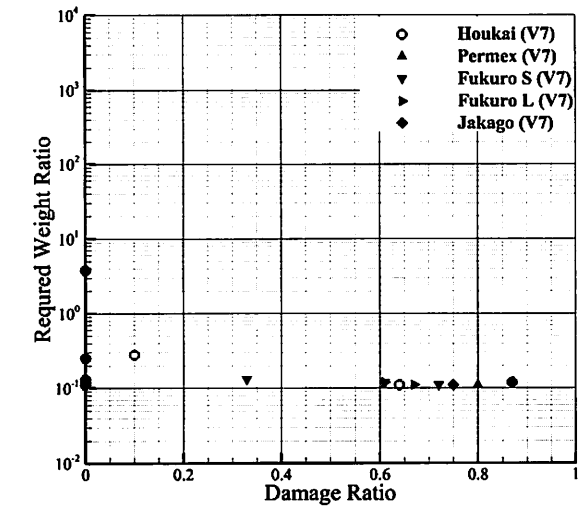


図-28 被覆材の必要質量比と被災率との関係

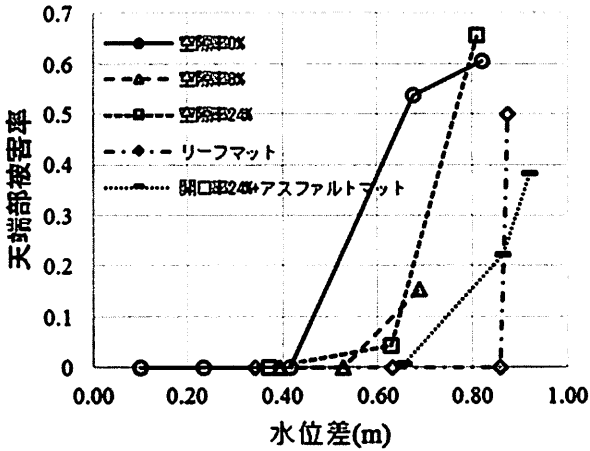


図-29 天端部被害率と水位差の関係

5.3. 現地の事例

最後に、現地での事例として2つ紹介する。1つは八戸港の復旧事例である。図-30 に示すように、ケーソン下部に摩擦増大マットを敷き、ケーソン単体を流れにくくするとともに、上部工で越流水塊の落水を抑え、背後の基礎マウンドを被覆ブロックにより洗掘されにくくしている。また、御前崎港では、被覆工の下部に洗掘防止マット(図-31)を敷き、被覆工が消失してもすぐには下部の捨石部が洗掘されないようにしており、洗掘の開始時期をより遅らせる効果が期待できる構造となっている(中部地方整備局, 2013)⁴⁵⁾

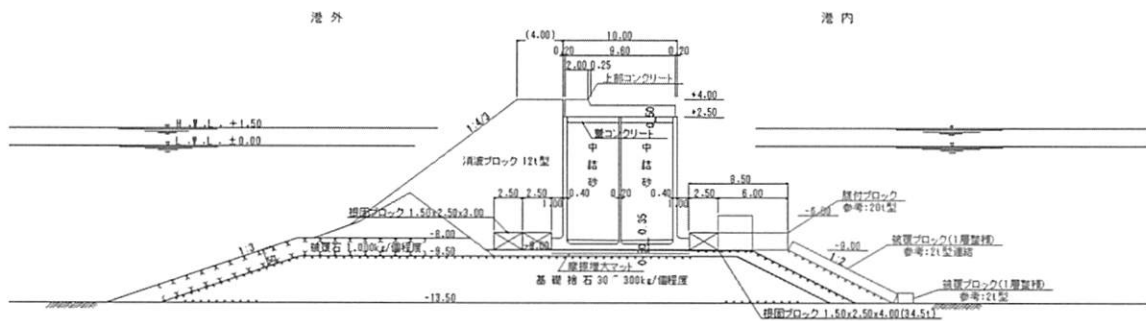


図-30 八戸港の復旧断面の一例(赤色部が対策工となる)

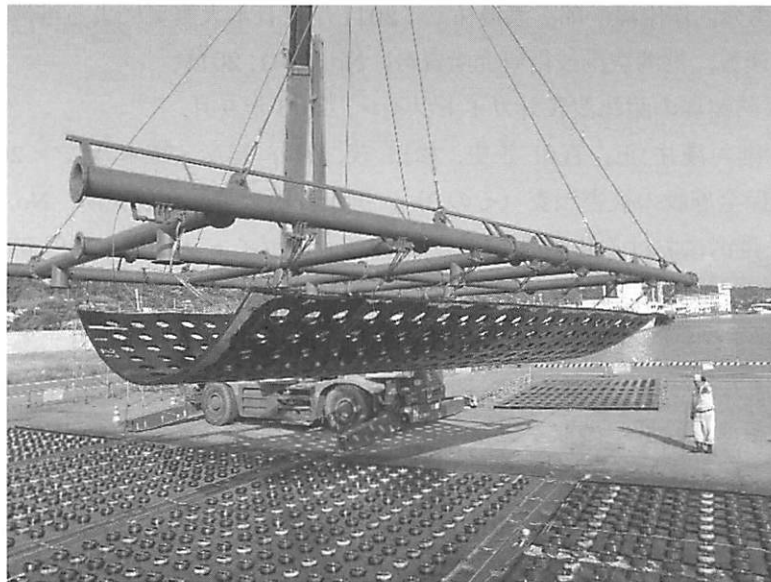


図-31 穴あきの洗掘防止マット(御前崎港)

6. まとめ

以上、防護施設の津波に対する粘り強さに対する考察を行った。防護施設にはさまざまな形式があるものの、大原則として、倒壊しなければ、仮に最終的に倒壊したとしても、被害軽減につながることを、数値計算により明らかにした。防護施設の高さの倍程度の高さの津波に対する効果は薄れるものの、その後の津波の襲来に対する減災効果や、浸水開始時刻の遅延効果や早期復旧効果などを含めると、倒壊しづらい構造であることが望ましいことがわかる。したがって、津波に対して粘り強い構造とは、「設計高さを超える津波高さの来襲に対し、簡単に倒壊させないための構造」であり、これは、どのような津波に対しても成り立つ考え方であると言える。

そのなかで、遡上した津波の波力や、津波の越流時の水理が、実験や数値計算を通して明らかになり、津波による防護施設の破壊メカニズムは、ある程度理解できたと言える状況にあるのではないかと考えられ、それらの結果に基づいた、各種構造物の設計手法も提案されている。

一方で、その粘り強さが、定量的にどのような軽減効果につながるかということは、粘り強い構造を有した構造物の破壊過程と外力との関係がある程度明確にされなければならず、それは、研究途上にあると言える。たとえば、補強したブロックが、いつ剥がれるか、どこまで洗掘されるか、その後、本体部分はどのように破壊していくのか、などは、汎用性も踏まえると、もうひと踏ん張りしないといけないのではないかとと思われる。そのため、工事費ベースの補強対策の考え方や、粘り強い構造の設計というより粘り強い工夫とする考え方として割り切る必要が、現段階ではあると言える。繰り返しになるが、それらの考え方は、設計を超えた津波に対する防護施設の変形過程は未だ不明瞭であるという考えに立つものであると思われる。

したがって、設計を超えた津波に対する防護施設の変形過程を定量的に評価し、変形に応じた防護性能を明らかにする、もしくは、耐力に極端に差をつけ必要な防護施設を守る、というようなことができれば、津波に対する粘り強い構造の効果を定量的に評価することができると考えられる。今後、そのような研究成果を期待したい。

参考文献

- 1) 高橋重雄, 戸田和彦, 菊池喜昭, 菅野高弘, 栗山善昭, 山崎浩之, 長尾毅, 下迫健一郎, 根木貴史, 菅野甚活, 富田孝史, 河合弘泰, 中川康之, 野津厚, 岡本修, 鈴木高二朗, 森川嘉之, 有川太郎, 岩波光保, 水谷崇亮, 小濱英司, 山路徹, 熊谷兼太郎, 辰巳大介, 鷺崎誠, 泉山拓也, 関克己, 廉慶善, 竹信正寛, 加島寛章, 伴野雅之, 福永勇介, 作中淳一郎, 渡邊祐二: 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報, 港湾空港技術研究所資料, No. 1231, 2011
- 2) 国土交通省港湾局, 防波堤の耐津波設計ガイドライン, 2013 年 9 月.
- 3) 熊谷 兼太郎, 永廣 迪, 浅井 正, 宮田 正史, 松田 茂, 鷺谷 忠彦, 鎌木 雅之: 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による海岸保全施設の被害調査 (その 2), 国土技術政策総合研究所, No.781, 2014
- 4) 国土交通省港湾局, 港湾における防潮堤(胸壁)の耐津波設計ガイドライン, 2013 年 11 月
- 5) 渡辺 国広, 諏訪 義雄, 加藤 史訓, 藤田 光一, 東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防の被災分析, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, p.I_356-I_360, 2012
- 6) 八木 宏, 中山哲蔵, 大村智宏, 杉松宏一, 門 安曇, 滑川 順, 佐藤勝弘, 奥野正洋, 劔崎聖生: 漁港施設の津波被災の特徴と耐津波設計への取り組み, 日本水産工学会誌「水産工学」VOL.52,NO.2, 2015, 印刷中
- 7) PIANC: Tsunami Disasters in Ports due to the Great East Japan Earthquake: PIANC Special Publication, Appendix to Report No.112-2010 (Mitigation of Tsunami Disasters in Ports), 2013
- 8) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第 5 報)―八戸港の津波計算一, 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No.3, p.19-46, 1969
- 9) 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 辰巳大介, 廉慶善, 高橋研也: 釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討 ―水理特性を中心とした第一報―, 港湾空港技術研究所資料, No.1251, 2012
- 10) 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 廉慶善, 丹羽竜也: 津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果, 港湾空港技術研究所資料, No.1269, 2013
- 11) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹: 津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, vol. 52, No.2, 2013
- 12) 加藤史訓, 諏訪義雄, 鳩貝 聡, 藤田光一: 津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), vol. 70, No. 1, p. 31-49, 2014
- 13) 宮田正史, 小竹康夫, 竹信正寛, 中村友昭, 水谷法美, 浅井茂樹: 防波堤を越流する津波の水理特性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, p.I_504-I_509, 2014
- 14) 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, 第 47 巻 pp.911-915, 2000
- 15) Asakura, R., K. Iwase, T. Ikeya, M. Takao, T. Kaneto, N. Fuji and M. Ohmori, The tsunami wave force acting on land structure, Proc. of 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp.1191-1202, 2002
- 16) 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
- 17) J. J. Stoker: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, pp.326-333, 1957

- 18) 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.
- 19) 大村智宏, 八木 宏, 中山哲嚴, 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, p. I_881-I_885, 2014
- 20) 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.
- 21) 松富英夫, 決得元基, 齋藤雅大: 開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. 326-330, 2013
- 22) 大村智宏, 八木 宏, 中山哲嚴, 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, 2015, 印刷中
- 23) 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, 2015, 印刷中
- 24) 野口賢二, 佐藤慎司, 田中茂信: 津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 296-300, 1997
- 25) 有川太郎, 池田 剛, 窪田幸一郎: 越流による直立型堤防背後の洗掘量に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70, No. 2, p. I_926-I_930, 2014
- 26) 小竹康夫, 磯部雅彦: 津波の越流時に海岸堤防の法面に作用する圧力特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, p. I_891-I_895, 2012
- 27) 松島健一, 大井邦昭, 毛利栄征, 龍岡文夫, 平井 卓, 桐 博英: 越流津波時の揚力による防潮堤法肩ブロックの引き剥がれとその対策, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70, No. 2, p. I_1001-I_1005, 2014
- 28) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎: 混成防波堤に作用する衝撃砕破力に関する実験的研究—衝撃砕破力の基本的性質と衝撃砕破力係数—, 港湾技術研究所報告, Vol. 31, No. 5, pp.33-72, 1993
- 29) 有川太郎, 中野史丈, 下迫健一郎, 山野貴司: 津波力による壁・柱部材の変形・破壊に関する大規模実験, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.261-265, 2008
- 30) 木原直人, 太田一行, 高島大輔, 宮川義範, 松山昌史: 直立防潮堤に作用する津波波圧の大規模試験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70, No. 2, p. I_826-I_830, 2014
- 31) 建築学会: 建築物荷重指針・同解説 (2015), 2015 年 2 月
- 32) 有川太郎, 下迫健一郎: 港湾空港技術研究所の大規模波動地盤総合水路—大規模実験の研究成果と社会的役割について, 日本マリンエンジニアリング学会誌, 第 49 巻, 第 3 号, pp.63-68, 2014
- 33) 中央防災会議「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会」: 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会 (中間とりまとめ), 平成 23 年 6 月 26 日, http://www.meti.go.jp/committee/sougouenergy/toshinetsu/saigai_taisaku_wg/001_s02_00.pdf, 2011
- 34) 伊藤喜行, 谷本勝利, 木原 力: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第 4 報) —1968 十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果—, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.4, pp.55-84, 1968
- 35) 富田孝史, 廉 慶善, 鮎貝基和, 丹羽竜也: 東北地方太平洋沖地震時における防波堤による浸水低減効果検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, p. I_156-I_160, 2012
- 36) Arikawa, T. and T. Oie : A Consideration Aimed at Improving the Resiliency of Protective Structures Against Tsunami, Post-Tsunami Hazard, Advances in Natural and Technological Hazards Research Vol. 44, pp 211-223, 2015
- 37) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人 土木研究所: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報, 国総研資料, 第 646 号, 2011

- 38) 田島芳満, 舟竹祥太郎, 佐藤慎司: 越流を伴う巨大津波に対する海岸堤防の減災機能の検証, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 69, No. 1, p. 23-33, 2013
- 39) 有川太郎, 大家隆行: 防潮堤背後の建物に作用する津波力に関する実験的検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70, No. 2, p. I_806-I_810, 2014
- 40) 佐藤慎司: 減災をベースとした防災 ～津波に備える～, NHK そなえる防災, コラム, 地震・津波, 第3回, <http://www.nhk.or.jp/sonae/column/20141032.html>, 2014
- 41) 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 田中隆太, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼管杭による防波堤補強工法の津波越流時の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1298, 2015
- 42) 佐藤正勝, 米山治男, 長谷川巖, 稲垣茂樹: 一般防波堤の津波越流による港内側マウンドの洗掘と対策, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol. 68, No.2, pp. I_252-I_257, 2012
- 43) 三井 順, 松本 朗, 半沢 稔, 灘岡和夫: 防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流に対する安定性照査方法の提案, 土木学会論文集 B2(海岸工学), vol. 69, No. 2 , p. I_956-I_960, 2013
- 44) 有川太郎, 岡田克寛, 下迫健一郎: 防波堤の腹付け被覆ブロックの安定性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70 (2014), No. 2, p. I_941-I_945, 2014
- 45) 国土交通省中部地方整備局港湾空港部名古屋港湾空港技術調査事務所: 防波堤の粘り強い構造の設計, 波となぎさ, No.189, 2013