リーフ上防波堤の耐津波安定性

長谷川 巖¹・田中 聡²・安田 将人³・吉平 健治⁴・前里 尚⁵

¹正会員 株式会社エコー 技術本部水理解析部 (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)
E-mail:ihasegwa@ecoh.co.jp

²正会員 株式会社エコー 技術本部防災解析部 (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)
E-mail:s-tanaka@ecoh.co.jp

³株式会社エコー 技術本部構造設計部 (〒110-0014 東京都台東区北上野2-6-4)
E-mail:yasuda@ecoh.co.jp

⁴沖縄総合事務局 那覇港湾・空港整備事務所 (〒900-0001 沖縄県那覇市港町2-6-11)
E-mail: yoshihira710@ogb.cao.go.jp

⁵沖縄総合事務局 開発建設部 (〒900-0006 沖縄県那覇市おもろまち2-1-1)
E-mail: maesato710@ogb.cao.go.jp

近年、防波堤の耐津波安定性に関する研究が多く実施されているが、サンゴ礁上の水深が浅い防波堤に対する研究成果の適用性は確認されていない。本研究では、サンゴ礁上の水深が浅い防波堤の耐津波安定性について検討した。サンゴ礁上の防波堤の耐津波安定性を検証する水理模型実験を実施し、港内側マウンド被覆材の安定性を示すイスパッシュの定数は、一般的に用いられている値よりやや大きい結果となると共に、港内側被覆ブロックの大きさと安定性に逆転現象を生じることがある結果を得た。CADMAS-SURF/3Dを用いた数値シミュレーションにより、サンゴ礁上の防波堤は水深が深い防波堤よりも越流水深が大きくなる可能性を確認した。

Key Words : tsunami, coral reef, hydraulic model test, CADMAS-SURF/3D

1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震の後に、防波堤の耐津波性能向上の検討が多く行われている。しかし、サンゴ礁海域のように設置水深が極めて浅い防波堤の耐津波性能向上の検討は十分に行われていない。また、一般的な津波シミュレーションモデルでは、防波堤越流部背後の流況を十分に再現できないため、津波越流に対する港内側被覆材の安定性照査に用いる流速等は予測精度の向上が必要である。本研究は、水深が浅い防波堤の耐津波安定性検討の一例を示すことを目的に、越流部の港内側対策やケーソンへの作用波力などの耐津波性能について検討したものである。本研究では、サンゴ礁上の防波堤の港内側マウンド被覆ブロックの安定性とケーソンの安定性を水理模型実験で確認するとともに、ケーソンに作用する波圧を数値シミュレーションによって検証した。

2. リーフ上の地盤高と津波特性

検討対象は防波堤中間部にあるサンゴ礁（以下、「リ

ーフ」と表記）に位置する工区である。リーフ上の津波特性は、池町ら¹⁾と同様に3次元非静水圧流動モデルを含む高潮津波シミュレータSTOC²⁾を用いて検討した。防波堤法線上の地盤高と津波シミュレーションによる津波水位の分布を図-1に示す。現地盤の最も深いところは-23mで、リーフ上の地盤高は-1.3mである。水深が浅いリーフ上の工区では、水深が深い工区と比較して津波水位が高くなる場所がある。本研究では、リーフ地形と津波シミュレーションで得られた水位と流速を実験水路に再現することで、リーフ上の特徴を考慮した。

図-1 防波堤法線上の地盤高と津波水位

図-2 現地海底地形とリーフ地形を考慮した模型地形

図-3 実験水路と越流実験装置（水路の一部を表示，模型量）

図-4 実験断面および水位・流速・波圧の測定位置

3. 水理模型実験による安定性の検討

長さ55m×幅1.2m×高さ1.5mの二次元造波水路内に設置した水中ポンプによる循環流装置を使って、防波堤の港外側と港内側の水位差をつけて越流実験を実施した。模型縮尺は1/35である。本論文では、図-3以外は現地量に換算した値で示す。

(1) 実験条件

現地の海底地形は、図-2に“現地”で示すように防波堤法線周辺の水深が極めて浅く、その沖側と岸側に約1:10の急勾配の斜面を有するリーフ地形である。実験水路内には地盤高が-15mより高い部分を図-2に“模型”で示すように、水平床と一様勾配斜面で再現した。図-3に示すように沖側斜面の先端に堰を設置し、岸側斜面の下流側に設置した水中ポンプで港外側に水を供給して、防波堤の港外側と港内側の水位差を発生させた。防波堤の実験断面は図-4のとおりで、既設断面はマウンド上に設置された薄いコンクリート方塊の上に厚さ2mの場所打ちコンクリートが打設され、港外側に消波ブロックが設置されている。津波に対して粘り強い構造とすることを目的に、津波越流に対し港内側マウンドを保護するため

a) 発生頻度の高い津波

b) 最大クラスの津波

図-5 津波シミュレーション波形と実験波形の比較

図-6 模型実験と津波シミュレーションの港外側流速の比較
(最大クラスの津波，防波堤法線の100m沖側地点)

の被覆ブロックと根固方塊を設置した。最上段の被覆ブロックが満潮時にも完全には水没しない点が、リーフ上の防波堤の特徴である。作用した津波条件は“発生頻度の高い津波”と“最大クラスの津波”の2種類である。前述の津波シミュレーションで得られた防波堤港外側と港内側の水位は図-5に“計算港外”と“計算港内”で示し、実験水路における水位は図-5に“実験港外”と“実験港内”で示した。模型実験においては、水位変化の時刻歴を津波シミュレーションと一致させることが困難なため、港外水位のピーク値と同時刻の港内水位、および越流継続時間を一致させた。また、図-6に示すように防波堤法線の100m沖側の流速を模型実験と津波シミュレーションでほぼ一致させた。なお、発生頻度の高い津波と最大クラスの津波では、それぞれの地震による地盤沈下量が異なることから、図-4の防波堤天端高と地盤高において、最大クラスの津波に対する値をカッコ内に示した。

図-7 発生頻度の高い津波による変状（被覆ブロック8.09t）

図-8 発生頻度の高い津波の水位と流速の時系列

(2) 実験結果

港内側マウンドを8.09tの被覆ブロックで被覆した断面に、発生頻度の高い津波を作用させた後の港内側被覆ブロックの移動状況を図-7に示す。港内側被覆ブロックはめくれたり飛ばされたりすることはない、マウンド斜面を滑り落ちるように動いている。これは、図-5に示すように発生頻度の高い津波の越流水深が約1mと小さいため、防波堤天端の後端から放出された越流水がマウンド法肩付近に落下して、被覆ブロックを押し動かしたためである。実験中に測定した水位と流速の時系列を図-8に示す。水位と流速の測定位置は図-4に示してある。図-8に“動き出し”として示した時刻が、港内側被覆ブロックが動き始めた時刻である。法面最上段に作用する流速を測定した法肩流速は、動き出しの直前に大きく変動している。これは、直前水位の波形から明らかなように津波の先端が分裂しているため、越流水深が短時間に変動することで防波堤天端後端からの越流水の放出角度が変動して、流速計センサーによる検出が断続的になったためである。

流れに対する被覆石及びブロックの所要質量算定式³⁾に実験結果を適用し、港内側被覆ブロックの安定性を評価した。算定式は式(1)に示すとおりである。

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

ここに、 M は実験に適用した被覆ブロックの質量(t)、 ρ

図-9 最大クラスの津波による変状（被覆ブロック13.63t）

図-10 最大クラスの津波による変状（被覆ブロック8.09t）

は被覆ブロックの密度(t/m^3)、 U は安定限界流速(m/s)、 g は重力加速度(m/s^2)、 S_r は被覆ブロックの水に対する比重、 θ は港内側マウンドの斜面勾配、を適用してイスバッシュの定数 γ を算定した。なお、安定限界流速 U は、被覆ブロックが動き出す直前の流速変動のピーク値を採用した。イスバッシュの定数の算定結果は1.36であり、一般的に異形ブロックに適用されている岩崎ら⁴⁾の1.08より大きい。今回のイスバッシュの定数が岩崎らの研究より大きな値となった要因として、岩崎らは湾口防波堤の開口部潜堤の被覆材として適用した消波ブロックを対象としているのに対し、今回は津波越流に対する防波堤の港内側マウンドの被覆ブロックを対象としているという条件の違いが考えられる。なお、越流時に最上段の被覆ブロックが干出していることを考慮して、式(1)の $(S_r - 1)^3$ を S_r^3 としてイスバッシュの定数を算定すると1.02となる。

被覆ブロック13.63tが発生頻度の高い津波に耐えられることを確認した後に、被覆ブロック13.63tの断面に最大クラスの津波を作用させた。最大クラスの津波による変状を図-9に示す。港内側の被覆ブロックが移動してマウンド石材も洗掘しているが、場所打ちコンクリートは安定している。したがって、今回の研究対象である防波堤は、発生頻度の高い津波に対しては安定し、最大クラスの津波に対しても粘り強い構造であると言える。なお、被覆ブロック13.63tは最大クラスの津波で移動してしまうが、図-10に示すように被覆ブロック8.09tは法先ブロックが移動するだけで法面の被覆ブロックは安定している。このような被覆ブロックサイズと安定性の逆転現象は佐藤ら⁵⁾によっても報告されているのと同様に、大きな被

図-11 最大クラスの津波の波力解析結果

図-12 最大クラスの津波の直立壁背面静水圧補正係数 α_r

図-13 波圧測定結果と静水圧式の比較

覆ブロックは被覆ブロックの表面が高くなり、越流により生じる流れの速い範囲に被覆ブロックが近づくためである。この現象は防波堤の津波越流対策において注意を要する点である。

波圧測定結果から、場所打ちコンクリートに作用する波力を解析した結果を図-11に示す。静水圧差による算定式⁶⁾(以下、「静水圧式」と表記)では揚圧力などの鉛直力を考慮せず、堤体重量から浮力を引いて摩擦係数を乗じた値が滑動に対する耐力とされる。これを設計耐力として図-11に示した。前面波力は設計耐力を大きく超えているので、静水圧式では滑動と判定される。しかし、図-9に示したように模型実験では場所打ちコンクリートが滑動していない。一方、堤体重量、浮力、揚圧力、天端上の圧力を考慮して摩擦係数0.5を乗じた“鉛直力×0.5”は前面波力より大きく、安定実験結果と整合する。したがって、リーフ上の防波堤の滑動安定性を適切に評価するためには、揚圧力と天端上の圧力を含めて鉛直力を評価することが必要である。事前の机上検討では、前面水位は潮位+津波高を採用し、背面水位は潮位を採

用した。本研究の検討対象防波堤はケーソン高さが小さいので潮位による背面圧力は小さく、堤体前面と背面の水平合力は前面波力とほぼ等しい。前面波力は設計耐力を大きく超えているが、前面と背面の波力の差である水平合力は設計耐力を下回っている。したがって、防波堤の滑動安定性を適切に評価するためには、背面に作用する波力も考慮する必要がある。場所打ちコンクリートの背面の水位と背面に作用する波圧、およびこれらより求めた静水圧式の直立壁背面の静水圧補正係数 α_r を図-12に示す。 α_r は背面波圧最大時に0.64、背面水位最大時に0.50であり、静水圧式の0.9より小さい。

場所打ちコンクリートの前壁で測定した圧力を、前壁直前で測定した水位から静水圧式で算定した算定波圧と比較した結果を図-13に示す。図-13の凡例のL1は発生頻度の高い津波で、L2は最大クラスの津波を示す。また、前壁波圧は模型実験における波圧測定結果で、 $(p_1+p_2)/2$ は静水圧式による算定結果である。静水圧式の p_1 はケーソン下端に作用する波圧強度、 p_2 はケーソン上端に作用する波圧強度である。模型実験における波圧測定位置は図-4に示すように場所打ちコンクリート前壁の高さ方向の中央であるため、 p_1 と p_2 の中間値と実験結果を比較した。最大クラスの津波は静水圧式が実験結果より最大値で5%程度大きい、両者はほぼ一致している。一方、発生頻度の高い津波は波圧測定結果と静水圧式の時系列が一致しているものの、最大値については静水圧式より波圧測定結果が28%程度大きい。この差異がリーフ上の防波堤の特徴であるか、数値シミュレーションにより検証を試みた。

4. 数値シミュレーションによる波圧の検討

(1) 越流水深による比較

a) 計算条件・計算方法

防波堤に作用する波圧を検証するために、数値波動水槽CADMAS-SURF/3D⁷⁾(以下、CS3Dと表記)を用いた数値シミュレーションを実施した。計算領域と構造物の設定内容を図-14に、計算条件の設定内容を表-1に示す。計算領域はx方向を400m、z方向を35m、格子幅は $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 0.5\text{m}$ で沿岸方向のy方向は1メッシュとした。y方向1メッシュは2次元計算と変わらないが、CADMAS-SURFの2次元モデルは単一コアの計算であるのに対し、3次元モデルは複数コアの計算が可能であるので、計算時間短縮のためCS3Dで8コアを使用して計算した。リーフ地形は高さ16m、天端幅150mの障害物セルで表現した。この地形上にポーラスセルで厚さ3.5mのマウンドと、障害物セルで高さ2mの場所打ちコンクリートを表現した。津波を模擬して港外側と港内側の水位差を生じさせるため

表-1 CS3Dの計算条件設定

計算領域	長さ:400m 幅:0.5m 高さ:35m
格子幅	$\Delta x = \Delta y = \Delta z = 0.5m$
セル数	$800 \times 1 \times 70 = 56,000$
時間制御, 解析終了時刻	自動, 100.1sまで
初期水位	20m
流体密度, 重力加速度	$1030kg/m^3$, $9.8m/s^2$
造波モデル, 開境界, 減衰領域	使用しない
VP-DONOR	0.2
CM CD	CM=2.4 CD=2.0
気泡上昇速度, 水滴処理	0.2m/s, FREE-RUNDOWN

に、左側境界から一定流速を流入し右側境界から一定流速で流出させる方法を採用した。

b) 計算結果

左右の境界からの流入・流出流速を0.375m/s, 0.50m/s, 0.75m/s, 1.00m/s, 1.25m/s, 1.50m/sの6段階とした場合の、場所打ちコンクリート前面の圧力分布を図-15に示す。図中の凡例の数値は越流水深で、流入・流出流速を大きくすると越流水深が大きくなる。場所打ちコンクリートの高さは2mで、図-15の高さ19.5mから21.5mの範囲である。図中の×印は静水圧式で算定した p_1 (下の×印) と p_2 (上の×印) である。いずれの越流水深においても計算圧力 (○印) が静水圧式より大きい。この結果は、越流水深が大きい条件では実験波圧と静水圧式が一致して、越流水深が小さい条件では静水圧式より実験波圧が大きくなる実験結果と異なる。このように、CS3Dの計算結

図-17 ケーソン高さによる越流水深の変化 (境界流速1.0m/s)

果は模型実験と異なり、越流水深が大きい条件でも静水圧式より波圧が大きい結果となった。

(2) 堤体高さによる比較

a) 計算条件・計算方法

リーフ上の防波堤と一般の防波堤の違いは、地盤高とケーソンの高さである。そこで、地盤高およびケーソン高さを変更してCS3Dの計算を実施し、直立壁前面波圧を比較した。ケーソンの高さは図-16に示す2mから18mの5種類である。天端高とマウンド厚さは統一し、ケーソン高さに応じてマウンドの下地の厚さを変更した。ケーソン高さ2mの地形は図-14a)と同じで、ケーソン高さ6mから14mは地形を薄くし、ケーソン高さ18mは地形なしとした。ケーソン高さ2mがリーフ上の防波堤である。

b) 計算結果

左右の境界からの流入・流出流速が1.0m/sの条件で、ケーソン高さを変更したときの越流水深の変化を図-17に示す。ケーソン高さ2mは越流水深が4m以上あるが、ケーソン高さ6mでは越流水深が1.67mまで減り、ケーソン高さ10m以上では越流水深が1.3mでほぼ一定となる。左右の境界から与えている外力条件は同じなので、同一条件の津波による越流水深は、水深が深い防波堤よりもリーフ上の防波堤が大きいと言える。

左右の境界からの流入・流出流速を調整して越流水深が3.3mとした条件で、ケーソンの前面波圧をケーソン高さで比較した結果を図-18に示す。図中には静水圧式の算定結果も示した。横軸は無次元波圧であるが、無次元化に用いた前面水位 η_f が初期水位からの津波高さであるため、ケーソン高さが大きい条件の下側の地点は静水圧が大きいことにより無次元波圧が大きくなっている。各ケーソン高さの最も下の点は、静水圧式より低い圧力を示している。これはケーソン前趾で発生するマウンド

図-18 ケーソン高さによる無次元波圧と静水圧式の比較

に流れ込む速い流れに伴って生じた圧力低下であると考えられる。今回の計算では省略したが、ケーソン前趾に根固め方塊を設置すると、この圧力低下は小さくなると考えられる。その他の点を見ると、静水圧式とほぼ一致しているように見えるが、ケーソン高さが低い条件では静水圧式よりやや大きい波圧を生じている。図-15に示した結果と併せて考えると、リーフ上の高さが小さいケーソンは、前面波圧が静水圧式より大きくなる可能性があるので注意を要する。

5. まとめ

本研究で得られた成果は以下のとおりである。なお、限られた条件での検討であるため、ほかの条件の防波堤への適用性は確認できていない。

- ①リーフ上の水深が浅い工区では、水深が深い工区と比較して津波水位が高くなる場所があることを津波シミュレーションで確認した。
- ②模型実験の港外水位、港内水位、越流継続時間、港外側の津波による流速を、津波シミュレーション結果とほぼ一致させることができた。
- ③港内側マウンド被覆ブロックの安定性を評価するイッシュの定数は1.36であり、一般的に用いられている1.08より大きい。ただし、被覆ブロックが干出の条

件で算定すると $y=1.02$ である。

- ④港内側の被覆ブロックの大きさと安定性に逆転現象を生じる場合がある。
- ⑤ケーソンの安定性を適切に評価するためには、揚圧力と天端に作用する圧力、およびケーソン背後に作用する圧力を考慮する必要がある。
- ⑥今回の検討条件では、直立壁背面の静水圧補正係数が0.50から0.64となった。
- ⑦リーフ上の防波堤は水深が深い防波堤よりも越流水深が大きくなる可能性が示唆された。

謝辞：本研究の実施に際し、実験内容の確認や実験結果の評価において、独立行政法人港湾空港技術研究所の下迫領域長に貴重なご意見およびご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 池町 円, 與那嶺和史, 前里 尚, 田中 聡, 岩瀬浩之, 富田孝史: 沖縄地方の港湾に影響を与える津波に関する検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.1_171-1_175, 2012.
- 2) 富田孝史, 柿沼太郎: 海水流動の3次元性を考慮した高潮・津波数値シミュレータ STOC の開発と津波解析への適用, 港湾空港技術研究所報告, 第44巻, 第2号, pp.83-98, 2005.
- 3) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.561-562, 2007.
- 4) 岩崎敏夫, 真野 明, 中村武弘, 堀越伸幸: 潜堤のマウンド材およびプレパックド堤に作用する定常流体力に関する実験的研究, 第31回海岸工学論文集, pp.527-531, 1984.
- 5) 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, I_252-I_257, 2012.
- 6) 国土交通省港湾局: 防波堤の耐津波設計ガイドライン, p.25, 2013.
- 7) (財)沿岸技術研究センター: CADMAS-SURF/3D数値波動水槽の研究・開発, 沿岸技術ライブラリー No.39, 2010.

STABILITY OF A BREAKWATER ON CORAL REEF AGAINST TSUNAMI

Iwao HASEGAWA, Satoshi TANAKA, Masato YASUDA, Kenji YOSHIHIRA and Takashi MAESATO

Many studies on stability of breakwaters against tsunami were carried out after the Tohoku region pacific coast earthquake tsunami. However, the applicability of the result of these studies to a breakwater with small depth of water on a coral reef is not confirmed. The examination result about the stability of a breakwater on a coral reef against tsunami is reported in this paper. Hydraulic model test and numerical simulation was carried out to verify the stability of a breakwater on a coral reef. The constant which shows the stability of armor units covering breakwater rubble mounds was a little larger result than the value generally used. An inversion phenomenon may be occurred at the size and stability of the armor units.