

室蘭港北外防波堤に作用する 波浪及び津波の検討について —老朽化した防波堤の改良断面の検討—

北日本港湾コンサルタント(株)技術部第1G
室蘭開発建設部室蘭港湾事務所第1工務課
室蘭開発建設部室蘭港湾事務所第1工務課

○奈良 俊介
岡島 大二
下口 由晃

室蘭港北外防波堤は、築造後50年が経過し老朽化が著しく二度に亘り被災を受けた。今回、改良断面を検討するにあたり、60年前の沖波諸元の見直しや東日本大震災の経験を踏まえ施設の機能強化が求められている。

本報告は、新沖波による現状断面の耐力評価や改良断面の検討とともに、室蘭港において想定されるレベル1・レベル2津波による耐津波性の評価を行った。また、改良断面による北外防波堤の防護効果を明らかにした。

キーワード：防災減災、耐津波性、基礎技術、LCC

1. はじめに

国際拠点港湾である室蘭港の北外防波堤は、昭和39～47年に総延長2,120mにわたり、主にケーソン式又はセルラーブロック式混成堤により築造された。当該防波堤は、物流の増加や企業立地に対処するため、新たに崎守地区に国内・国際物流ターミナルや工業用地確保のための港内静穏度や船舶の避泊水域の機能を有した第1線防波堤である。

築造後50年が経過し、上部工では波浪や凍結融解作用に起因する大きなひび割れが生じ破損が多数見られ、施設全体が沈下している。さらに、平成23、24年には、低気圧により発達した波浪によって、防波堤が延長L=249.6mにわたり被災を受けた。

このことから、波浪の脅威と老朽化した北外防波堤は、損壊の危険性が増し、港湾活動に甚大な被害を与える懸念から早急な改良が必要となっている。



写真-1 北外防波堤と崎守地区

2. 北外防波堤の現状

(1) 防波堤の劣化状況

当該施設の維持管理計画書の総合評価は、B判定(放置した場合に施設の性能が低下する恐れがある状態)である。部位毎の判定としては、上部工が全スパン286のうち171スパンに当たる6割が劣化し性能が低下、本体工は、健全度調査から現状断面の利用が可能である。



写真-2 上部工の劣化状況

(2) 防波堤の沈下

各部での沈下は、D部L=120m 沈下19cm、F部L=198m 41cm、G部L=816m 37cm、I部L=104m 17cmと顕著であり、主要なG部の沈下によって越波がしやすい状況が生じ、作用外力の増加も相まって、港内静穏度の悪化や荒天時の避泊水域の機能低下が懸念されている。



写真-3 船舶の避難状況

(3) 繰り返される防波堤の被災

平成24年11月26日、北海道の西海上の爆弾低気圧によって、室蘭港周辺では西系の暴風が観測（最大瞬間風速が39.7m/s）され、この波浪により室蘭港の北外防波堤の胸壁の亡失や上部工の欠損（延長 2,120mの内、241.9mに被災）の被害が生じた。なお、過去（平成23年）にも同様の被災を受けている。



写真-4 胸壁の被災状況

波浪推算結果を用いて、被災当時の胸壁に作用する波圧を算出したところ、設計値に比べて約1.3倍の波圧が胸壁に作用していたと推測された。なお、北外防波堤の沖波諸元は、昭和29年9月26日の洞爺丸台風の風速による推算値である。設定から60年を経過しており、沖波の見直しや施設を適正に評価し対応することが迫られている。



写真-5 被災時の越波状況

3. 波浪の検討

(1) 沖波の見直し

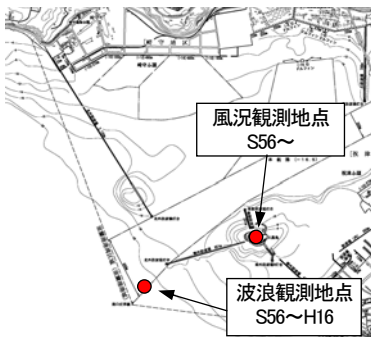


図-1 波浪・風況観測地点

室蘭港では昭和56年から大黒島で風況観測が行われており、この観測データと白老港に設置されているNOWPHAS波浪観測データを用いた沖波波浪推算手法が構築されているため、当手法を用いて波浪推算を行い屈折計算結果から沖波を求めて極値統計解析により沖波確率波を算出した(手法①)。また、過去、昭和56年～平成16年の24年間に港口付近で波浪観測が行われ

ていたことから、この観測波を用いた沖波確率波高(手法②)と、風況観測データを用いた有義波法による沖波確率波高(手法③)の算出を行い、この3手法による沖波確率波を比較検討することで最適な沖波確率波を設定することとした。表-1に各手法による沖波50年確率波高を示す。手法①の最大波高の波向はWだが、手法②及び③ではWNWであった。確率波高は本来、最新データに基づいて算出すべきであるが、風による推算値よりも観測波による実測波高の方が実態をより再現できること、また、波力が最大となることから、設計に用いる確率波は、手法②の波浪観測データを用いた設計波を採用した。

表-1 沖波 50年確率波高の比較

推算手法	波向	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW
①: 風況観測 + NOWPHAS観測を用いた推算		2.81	2.83	2.48	2.55	2.25	3.89	3.42
②: 波浪観測データを用いた沖波推算		4.19	2.63	2.33	3.13	3.27	3.22	4.32
③: 風況観測データを用いた沖波推算		2.12	2.82	2.54	2.01	2.58	3.16	3.20

(2) 設計波の算定

沖波の見直しによって波向の変更や設計波($H_{1/3}$)が1割(40cm)増加している。また、工事記録¹⁾によると建設当時の設計波の波圧式は、重複波としてサンフルー式と静水面での部分砕波を考慮した黒田式にて安定計算が実施されていた。なお、下表に設計諸元を示す。

表-2 設計諸元の比較

項目	沖波(m)	波向	設計波($H_{1/3}$)	周期($T_{1/3}$)	適用式
当初設計時(S40)	3.40	W	3.20	7.5	黒田式(サンフルー式に部分砕波考慮)
改良検討時(H25)	4.32	WNW	3.60	7.3	合田式

4. 改良断面の検討

図-2に改良断面の検討フローを示す。新たな沖波から設定した設計波を用いて、まずは現状断面の耐力評価を行った。その結果、不安定な場合には下記フローに示す方法により、設計波による最適な初期断面を選定し耐津波性の検討へと進む。これ以降、主要な部位であるG部の改良断面結果について示す。

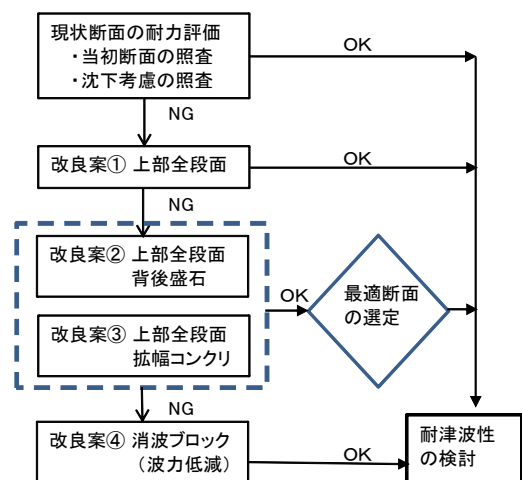


図-2 改良断面の検討フロー図

(1) 現状断面の耐力評価

いずれの部についても、現状断面において変動状態(波圧時)の耐力作用比を満足しないことから、何らかの改良工法が必要である。



図-3 平面図

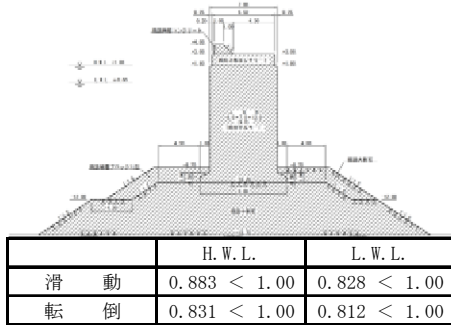


図-4 現状断面の安定照査結果 G部

(2) 設計波による改良断面の選定

背後盛石断面では、転倒時の安全が確保できないため、堤体拡幅コンクリートにより改良断面を決定した。

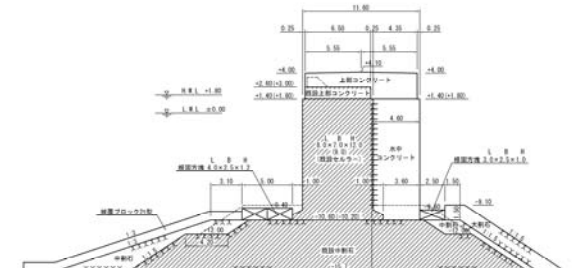


図-5 改良断面の安定照査結果(設計波) G部

5. 津波の検討

(1) 粘り強い構造の必要性

防波堤については、東日本大震災の経験を踏まえ、比較的発生頻度の高い津波(レベル1津波)を超える規模の津波に対して、防波堤が変形しつつも倒壊しない粘り強い構造とすることで、防波堤背後の津波の流入量が抑制され、背後地への津波の到達時間の遅延や港湾施設並びに産業設備の被害軽減、発災後の港湾活動の再開に対しても効果を発揮させることが求められている。

(2) 耐津波性の検討

耐津波性の検討に当たっては、防波堤の耐津波設計ガイドライン²⁾により検討を進めた。基本的には設計波による初期断面を設定し、レベル1津波、レベル2津波に対する耐津波性の照査を行ない、弱点となる要因を抽出

し粘り強い構造となる対策工の検討を行なった。検討フローを下記に示す。

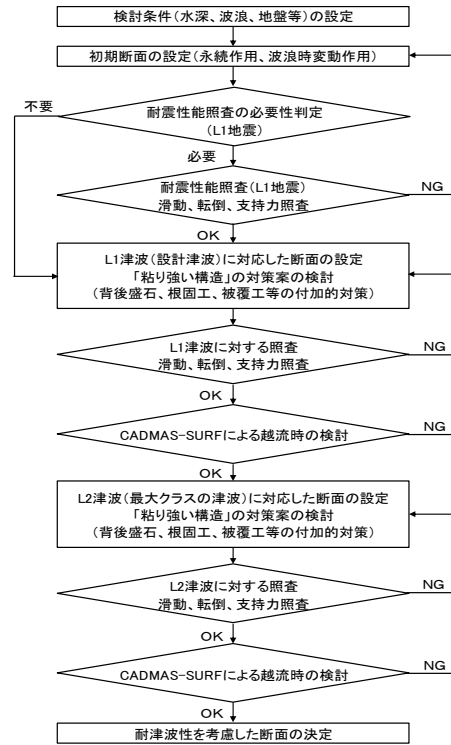


図-6 耐津波性の検討フロー図

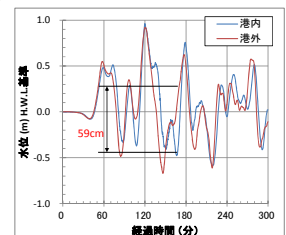
(3) 津波シミュレーションの実施

北海道から公表されたレベル1津波(以降:L1津波)、レベル2津波(以降:L2津波)による市町村別津波浸水予測図³⁾を踏まえ検討することになるが、L1津波は堤防による津波のせり上がりを考慮した上で、対象区域内で最も大きな津波高さについて設定されており、改良断面の照査を行うには、外郭施設の配置形状を考慮した津波シミュレーションを行い設計津波高さを求める必要がある。そこで、断層モデルとして、L1津波については中央防災会議においてインバージョン法⁴⁾で設定されたモデルを、L2津波については、北海道において津波痕跡を踏まえて推定された最大クラスの津波を発生させるモデルを用いて津波シミュレーションを実施した。

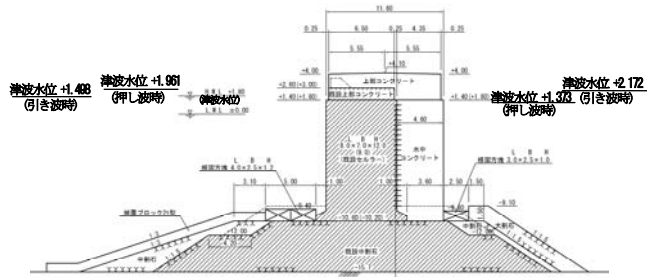
計算の結果、L1及びL2津波の津波水位時刻歴(基準水位:HWL+1.8m)から、津波水位が最大となるのはいずれも第3波目であり、L1津波では+3.0m程度(HWLから1.0m)、L2津波では+6.0m程度(HWLから4.0m)となった。

(4) レベル1(L1)津波での検討

L1津波による津波シミュレーション結果のG部の津波高さ、及び港外側と港内側の水位差を右図に示す。データの読取値は、各区間の中間点付近のうち水位差が最



大となる瞬間の値を採用している。安定照査の結果、押し波時や引き波時とも初期改良断面で安定を確保できることが明らかとなった。

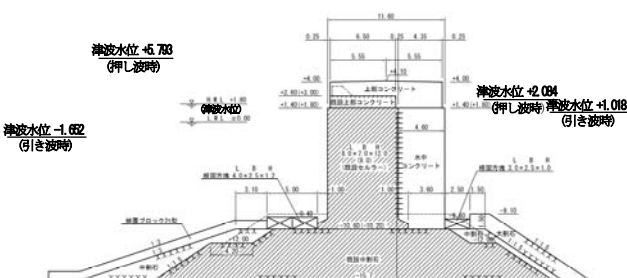
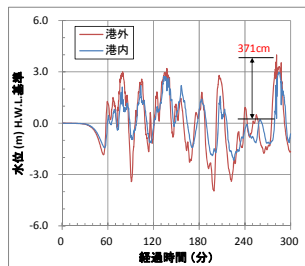


	変動状態 (レベル1 津波時)			
	押し波		引き波	
	H. W. L.	L. W. L.	H. W. L.	L. W. L.
滑動	17.725 ≥ 1.00	22.585 ≥ 1.00	5.445 ≥ 1.00	7.650 ≥ 1.00
転倒	23.466 ≥ 1.00	35.029 ≥ 1.00	10.679 ≥ 1.00	17.356 ≥ 1.00
支持力	221.76 < 3,030	232.07 < 3,029	2.540 ≥ 1.00	192.06 < 3,034

図-7 改良断面の安定照査結果 (L1 津波) G部

(5) レベル2 (L2) 津波の検討

G部におけるL2津波高さ、及び港外側と港内側の水位差を右図に示す。最大水位差は3.7mとなっており、L2津波では、堤体を越流するが、地形や水深の関係から波状段波にはならない。安定照査の結果、押し波時及び引き波時において初期改良断面で安定を確保できることが明らかとなった。



	偶発状態 (レベル2 津波時)			
	押し波		引き波	
	H. W. L.	L. W. L.	H. W. L.	L. W. L.
滑動	1.732 ≥ 1.00	1.981 ≥ 1.00	3.619 ≥ 1.00	5.029 ≥ 1.00
転倒	2.150 ≥ 1.00	2.695 ≥ 1.00	6.441 ≥ 1.00	10.624 ≥ 1.00
支持力	1.208 ≥ 1.00	1.341 ≥ 1.00	2.079 ≥ 1.00	2.178 ≥ 1.00

図-8 改良断面の安定照査結果 (L2 津波) G部

(6) 被災事例からの越流水深と滑動安全率との関係

東日本大震災の被災事例から改良断面の被災の有無を検討した。下表に、L2津波に対する各施設の背後盛石無しの状態での滑動安全率と越流水深²⁾を示す。

表-3 越流水深と滑動安全率

施設	滑動安全率 [※]	天端高 (m)	L2 津波 最大水位 (m)	越流水深 (m)
D部	1.874	+4.1	+4.725	+0.625
F部	2.420	+3.9	+3.858	-0.042
G部	2.734	+4.1	+5.793	+1.693
I部	2.648	+4.5	+4.965	-0.465

※ここに示す滑動安全率は、背後盛石による滑動抵抗力をゼロ、構造解析係数1.0として求めた値 Syunsuke Nara, Ohji Okajima, Yoshiaki Shimoguti

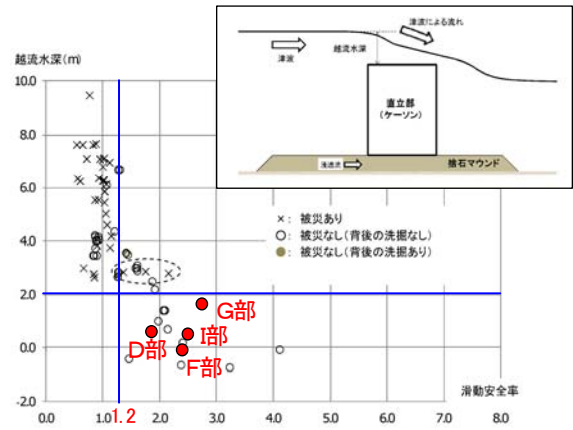


図-9 越流水深と滑動安全率の関係における被災

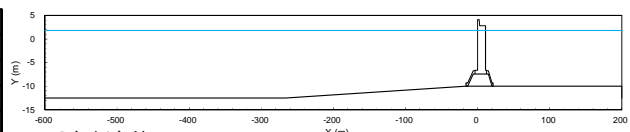
被災事例より、津波による被災有無の特徴を以下に示す。

- ・滑動安全率が1.2を下回ると被災事例が多くなる。
 - ・越流水深が約2.0mを超えると洗掘による被災が発生。
- 以上より、当該施設では全区間でL2津波に対しても堤体の滑動及び洗掘による被災の可能性が低いことから、津波に対する背後盛石等の付加的対策は特に不要であると考えられる。しかしながら、津波での流速によって、被覆ブロックの流失や地盤の洗掘が懸念されることから、流れに対する照査が必要である。

(7) CADMAS-SURFによる防波堤背面流速の検討

津波作用時においては、背後捨石は直立部背後で越流水の影響を受け易くなることから、捨石上に設置した被覆ブロックが被災することが考えられる。

そこで、CADMAS-SURF⁵⁾の数値解析により、背後捨石の天端面から斜面部にわたって越流流速を求め、捨石天端面の最大流速を用いて、イスパッシュ式から算定される被覆ブロックの安定質量⁶⁾について検討を行った。また、上部工形状によっては越流による被災を抑制できる可能性があるため、ここでは、①胸壁型、②全断面型の比較を行う。断面はL2津波に対応した構造とした。



- 解析条件
メッシュ分割：X方向1.0m、Y方向0.5m、造波境界：沖側400m位置に設置、沖側400m～600mと岸側50m～200mの範囲には境界からの反射を防ぐためスポンジ層を設置している。
- 入射条件
津波波形から、水位が最大となる1波長分を抽出し、この波形が再現されるように造波境界において水位と鉛直流速分布を与えることで造波している。図-11入射波形参照

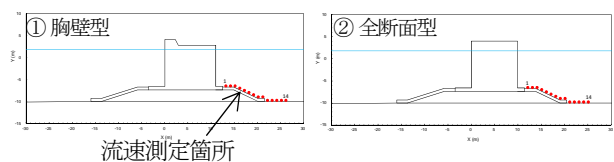


図-10 検討条件の設定

解析の結果、胸壁型は防波堤背後の被覆ブロック表面に発生する流速時系列から、津波による最大流速は約 2.1m/s であった。一方、全断面型では最大流速は約 1.3m/s であった。

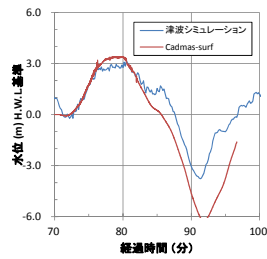


図-11 入射波形図

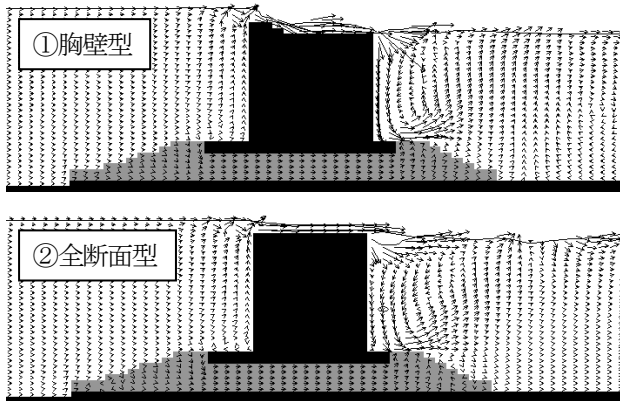


図-12 最大流速発生前後の流速ベクトル図

表-4 上部形状の違いによる安定質量の結果

上部工形状	ブロック規格	実質量 (t)	流速 (m/s)	安定質量 (t)	判定
胸壁型	ホースケヤー-1t型	1.020	2.164	0.006	OK
全断面型	ホースケヤー-1t型	1.020	1.284	0.000	OK

設計波にて想定した被覆ブロック 1t 型で越流流速に対して安定となる。(被覆ブロック 1t 型が安定する限界流速は、 $U=5.1\text{m/s}$ 程度) また、本施設では津波水位が比較的小さいこともあり、上部工形状の違いによる被覆ブロックの安定質量への影響は見られなかった。

6. 改良断面の決定と課題

(1) 数値解析の課題

今回、CADMAS-SURFの数値解析により被覆ブロックの安定質量を算定したが、数値解析は、L 2 津波の最大水位となる 1 波長分の 20 分程度を再現し計算したものであることに留意が必要である。津波シミュレーションによる L 2 津波の越流水深が比較的小さいこともあり、粘り強い構造とする付加的対策は行っていないが、津波は時間的変化特性や継続時間によって流速も大きく変化することから、地盤や基礎マウンドの洗掘、浸透力など水理模型実験によって改良断面の妥当性を検証することが必要である。

(2) 粘り強い構造への検討

改良断面については、設計波で算出した初期断面で設計津波(L 1 津波)、最大津波(L 2 津波)に対して安定性を確保することができたが、防波堤の機能が損なわれないよう粘り強い構造への対応が求められる。G部の改良

断面で言えば、設計波及び設計津波(L 1 津波)、L 2 津波)に対して本体を4.6m拡幅することで、堤体の安定性を確保できる。L 2 津波については防波堤越流時の流速に対して被覆ブロックの安定性を確認した。

今後は、防波堤(本体)が変形しつつも機能が保持し続けるための粘り強い構造への付与が必要である。改良断面において今後検討が必要な項目について図示した。

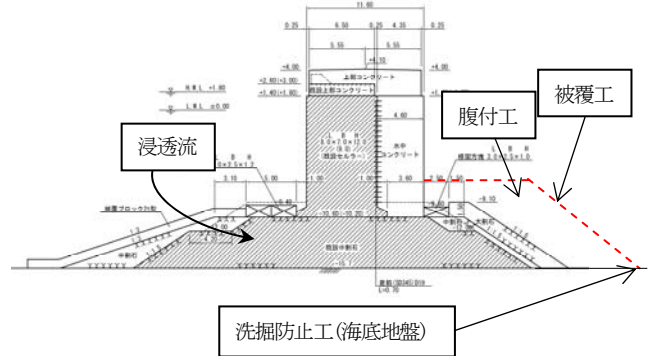


図-13 越流対策による検討項目 G部

7. 津波による防護効果

(1) 改良断面での防護効果

港湾における津波対策の検討に当たっては、ガイドライン²⁾に示すとおり津波による人命、財産又は社会経済活動への影響を十分に配慮した上で、港湾の防護目標を適切に設定する必要がある。

よって北外防波堤の防護効果については、設計津波(L 1 津波)、最大クラスの津波(L 2 津波)において防波堤が損壊した場合と機能が維持された場合において、どのような被害が生じるのか浸水シミュレーションにより、背後用地の浸水深を求め、ガイドライン²⁾に示されている津波の被害評価に関する情報を活用して被害想定を行った。

(2) 設計津波(L 1 津波) に対する結果

L 1 津波による浸水範囲は限定的であり、かつ浸水深も25cm以下と小さく、ほとんど影響がないと考えられる。津波によって発生する流速は、外洋では0.25m/sec以下の小さな値となっているが、防波堤開口部では最大3.0m/secの流速が発生しており、開口部附近の洗掘が懸念される。

(3) 最大クラスの津波(L 2 津波) に対する結果

北外防波堤の有無にかかわらず浸水範囲は広範囲に及び、陸域の浸水深は最大で3m程度となる。港湾施設内への津波到達時間は地震発生から90分程度である。津波で発生する流速は、外洋で2m/sec、防波堤開口部で最大6m/secと非常に大きくなる。このため開口部の洗掘対策が必要となる。北外防波堤の有無により、浸水深で

最大1.0m程度の差が生じる。また、港湾施設への津波到達時間に最大4分程度の遅延が生じる。以下に、崎守地区を抜粋した、利用状況（荷役機械、危険物設備等）や港湾施設の天端高、L2津波によって防波堤の有無による背後施設の浸水深図について示す。



図-14 施設の利用状況（崎守地区抜粋）

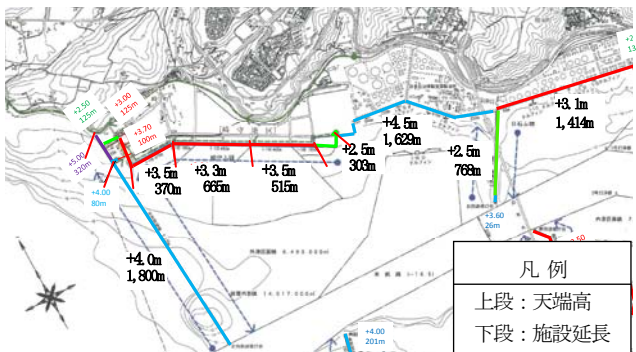


図-15 港湾施設の天端高（崎守地区抜粋）

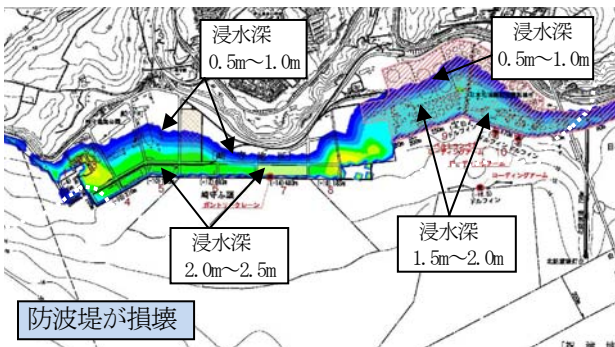


図-16 L2津波の浸水深（防波堤が損壊した場合）

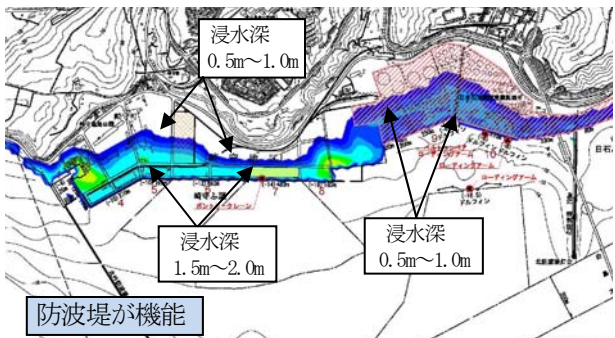


図-17 L2津波の浸水深（防波堤が機能した場合）

浸水深から、最大クラスの津波(L2津波)発生時において防波堤の機能が保持した場合には、浸水深が50cm程度低減することで、岸壁の損壊や荷役機械の浸水、防波堤に津波がとどまり油タンク群の被害リスクの低減を図れることが明らかとなった。

表-5 浸水深の比較(崎守地区)

No	係留施設の名称	水深 (m)	延長 (m)	施設		浸水深 (m)			
				クレーン類	上屋 その他	北外あり	北外なし		
1	船運物揚場	4.0	125.0			2.30	2.67	0.37	
2	崎守町	2.0	123.0			2.45	2.88	0.43	
3	船運物揚場	2.5	65.0			2.73	3.16	0.43	
4	西岸壁	10.0	370.0		1	1.69	2.14	0.45	
5	中央岸壁	10.0	185.0		1	1.80	2.28	0.48	
6	崎守埠頭	12.0	480.0			1.95	2.34	0.39	
7	中央岸壁	14.0	280.0	ガントリークレーン		1.78	2.36	0.58	
8	6号岸壁	10.0	185.0			2.21	2.74	0.53	
9	J-0 桟橋	8.5	17.0			1.05	1.76	0.71	
10	J-2 桟橋	8.0	32.0	ローディングアーム		タンク	1.09	1.76	0.67
	J-3 桟橋	8.0	28.0	ローディングアーム		タンク			
	J-4 桟橋	8.0	28.0	ローディングアーム		タンク			
11	JX日笠白石埠頭	11.0	45.0	ローディングアーム		タンク	0.99	1.45	0.46
	J-1 桟橋	8.5	24.0	ローディングアーム		タンク			
	J-2 桟橋	8.5	24.0	ローディングアーム		タンク			
	J-3 桟橋	8.5	27.0	ローディングアーム		タンク			
	J-4 桟橋	7.4	17.0	ローディングアーム		タンク			
	J-5 桟橋	5.0	19.0	ローディングアーム		タンク			

8. おわりに

・北外防波堤の改良断面については、過去24年分の観測波を基に新しく推算した50年確率波高を用いた検討により、水中コンクリートの拡幅構造を採用した。また、津波の検討では、当改良断面でL1津波、L2津波に対しても安定性を確保できることを確認した。今後は、耐津波性における構造の妥当性や、背後盛石等による粘り強い構造の付加の必要性について検証するため水理模型実験を行う必要がある。

・最大クラスの津波(L2津波)が発生した際には、北外防波堤が機能を保持することで、津波到達時間の遅延により避難可能時間を4分稼ぐことや浸水深の減少により避難エリアが14ha拡大を図ることが可能である。そのためにも防波堤が粘り強い構造として発揮することが重要である。北外防波堤では、特に港湾に重大な影響を与える危険物設備の油タンク群への浸水深の低減を図ることができ、減災の効果が期待される。

・本成果は、当該港湾の港湾BCPのケーススタディとして活用することとしている。

参考文献

- 1) 室蘭港外防波堤工事記録：室蘭開発建設部室蘭港湾事務所：平成49年12月
- 2) 防波堤の耐津波設計ガイドライン：国土交通省港湾局：平成25年9月
- 3) 北海道沿岸の設計津波水位検討委員会：北海道：平成25年2月
- 4) 中央防災会議・日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震に関する専門調査会：中央防災会議：平成18年1月
- 5) CADMAS-SURF(V5.1)：財団法人沿岸技術研究センター：平成20年5月
- 6) 港湾の施設の技術上の基準・同解説：社団法人日本港湾協会：2007年版