

変状した重力式岸壁の耐力評価について

榊原雅人*・山本修司**・久米英輝***・中村伸夫****・橋本洋之*****

*前 (財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

** (財) 沿岸技術研究センター 理事

***九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所長

****九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所 環境課長

*****九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所 技術開発第二係長

変状した重力式岸壁の原因を究明するとともに、その岸壁の使用可否を検討した。検討にあたっては、変位の経年変化、傾斜・沈下した状態の岸壁の安定性及び土質パラメータのバラツキを考慮したFEM解析等を実施した。

キーワード：重力式岸壁、使用可否判断、耐力評価、GeoFEM

1. はじめに

我が国において、港湾は海上輸送と陸上輸送の結節点として物流や人流を支え、国民生活の向上や発展に大きな役割を果たしてきた。一方で、岸壁や防波堤などの港湾の施設においては、厳しい自然環境の下に置かれていることや、高度経済成長期に集中的に整備したことなどから、今後、施設の老朽化の進行による安全性の低下や改良・更新費用の増大が懸念されている。

そのため、今後は港湾の施設を計画的かつ適切に維持管理し、施設の安全性を確保するとともに、ライフサイクルコストの最小化を図りつつ長期にわたって有効に活用していくことが重要かつ不可欠である。

そこで、九州地方整備局では、管内の国有港湾施設の点検診断結果から、重力式岸壁の変状が大きい1施設を選定し、変状原因を究明するとともに、耐力等を評価し、使用可否判断を行った。

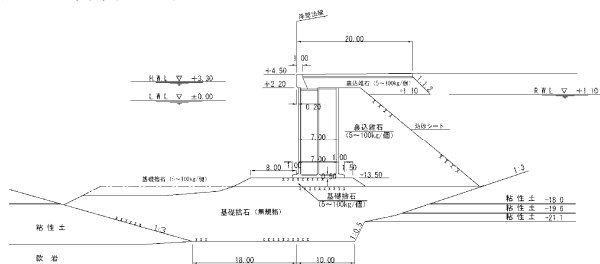


図-1 検討対象施設 標準断面図

2. 既存施設の点検結果の整理とケーススタディ対象施設の選定

発注者より提供された九州地整管内各港の既存施設の点検結果に基づき、構造形式、構造種別毎に総合判定結果の整理を行ない、既存施設の変状実態を把握した。対象とした施設は全566施設であり、係留施設、外郭施設、

臨港道路、泊地・航路等多岐にわたる。全施設の点検診断から、その変状に応じて総合判定 (A~D) としてランク付けが行なわれており、この整理結果を基に統計的な整理を行なった。

この結果を踏まえ、施設の修復に関する緊急性、重要度や変状の大きさ等を勘案し、重力式の係留施設から、佐世保港前畑地区-13m岸壁を選定した(表-1)。

なお、ケーススタディ対象施設の選定については、①重力式の係留施設のうち総合判定結果がAであるもの、②変状が本体工に関するもの(附属工・エプロンのみの変状施設は対象外)、③変状に対する補修工法が未検討のもの(改良検討済みのもの、工事で着済みのものは除く)、の3つを基準とした。

表-1 検討対象施設 選定結果

港湾名	地区名	施設名	規模	竣工年	特記事項
北九州港	太刀浦	太刀浦13号岸壁(-4.5m)	60m	S51	エプロン表面の損傷、補修予定。
		太刀浦14号岸壁(-4.5m)	60m	S51	エプロン表面の損傷、補修予定。
		太刀浦15号岸壁(-4.5m)	60m	S51	エプロン表面の損傷、補修予定。
		太刀浦16号岸壁(-4.5m)	60m	S51	エプロン表面の損傷、補修予定。
		太刀浦30号岸壁(-10m)	185m	S59	コア舗装の沈下等。
		太刀浦31号岸壁(-10m)	185m	S60	コア舗装の沈下等。
須崎ふ頭	須崎ふ頭	須崎ふ頭-11m岸壁	185m	S60	コア舗装の沈下等。
		須崎ふ頭-11m岸壁	553.20m	S40	改良済み。
長崎港	小ヶ倉柳地区	松山木材岸壁	185m	S52	コア舗装の損傷及び付属工の破損・欠損。
		岸壁(-5.5m)(南)	90m	S43	改良予定。
佐世保港	前畑地区	岸壁(-7.5m)(南)	130m	S43	改良予定。
		岸壁(-10m)(南)	185m	S47	改良予定。
		岸壁(-12m)	270m	S47	改良予定。
佐世保港	前畑地区	岸壁(-7.5m)	130m	H17	岸壁法線のほらみだし、本体の傾斜等。
		岸壁(-13m)	260m	H17	岸壁法線のほらみだし、本体の傾斜等。
柳島港	白浜地区	工業港14号岸壁	260m	H13	管理者により補修予定。
志布志港	若浜地区	岸壁(-9m)	165m	S58	コア舗装表面の損傷。

3. 既存施設の耐力評価手法の検討

3.1 佐世保港前畑地区-13m岸壁を対象としたケーススタディ

(1) 現状の把握

現在の佐世保港前畑地区-13m岸壁の変状は、動態観測

結果等から図-2, 図-3のとおりである。

沈下, はらみだしともに, 変状はNo. 16 からNo. 21 にかけて特に顕著に現れており, 沈下量が大きい箇所はその分はらみ出し量も大きく, 両者はほぼ比例関係にあるようである。

そのような箇所は, 佐世保層群が急激に落ち込み, 上位には軟弱な粘性土が厚く堆積しているため, 粘性土を浚渫して無規格の基礎捨石と置換するマウンド形式としている箇所である (図-4)。

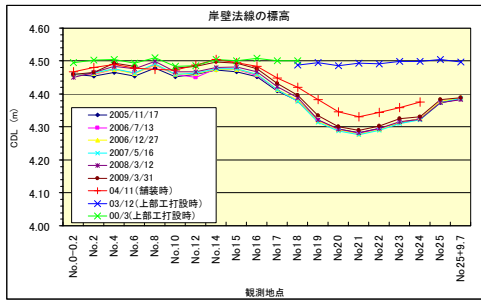


図-2 天端高さの変化

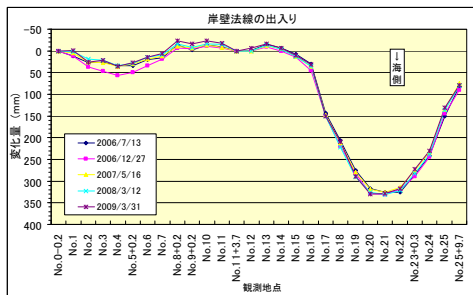


図-3 法線の出入り (はらみ出し量) の変化

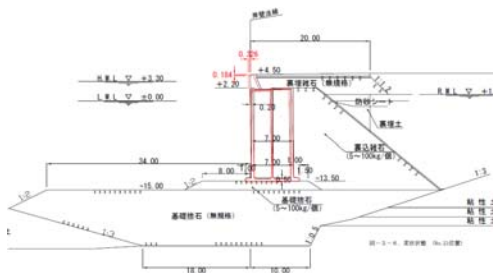


図-4 変位の状態 (No. 21 断面図)

(2) 変状の分析

変状は, 沈下量及びはらみ出し量ともに, No. 21 あたりでピークであり, 施工履歴と突合せて見ると, 2004 年から 2005 年の間に沈下量が発生しているようである. その当時は上部コンクリート打設, 裏埋土砂投入からエプロン舗装が施工された. 2007 年以降, 変状は進行しておらず, 変状は落ち着いていると推測され, ほぼその工事期間に大きな変状が生じたものと判断できる。

次に, 沈下量及びはらみ出し量と基礎捨石層厚との相関を調べた. 図-5 に示すように, 沈下量, はらみ出し量とも基礎捨石厚と明瞭な比例関係があり, 沈下量とはら

み出し量との間にも高い相関関係があることが分かった。

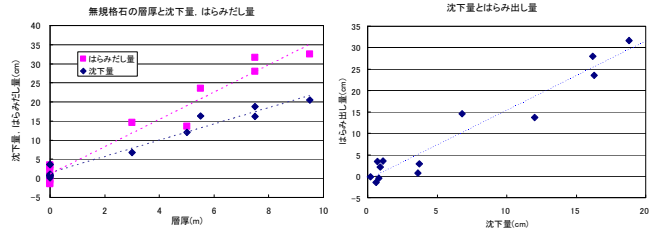


図-5 基礎捨石層厚と変状の関係

(3) 土質調査結果の分析

図-5 に示すとおり, 岸壁の基礎捨石層厚と変状の間に明瞭な比例関係が見られた. その基礎捨石層の性状を把握するためのボーリング調査が, H20 年度と H21 年度に計 6 本実施されている. 一部を表-2, 図-6 に示す。

本岸壁の基礎捨石には, 石材の規格として無規格石が使用されており, 変状要因を解明するためには, この無規格石の特性を把握する必要がある. さらに, 陸側の裏込め石下部においては無規格石層内に層状の土砂の混入も確認されているが, この土砂の性状については不明な点が多い。

表-2 土質調査結果一覧

指標		特徴、結果
土性	土性に対する調査結果 H21-No.1	礫混じり粘土状であるが、φ5mm~10mm 程度の角礫や貝殻片、砂分を混入
	土性に対する調査結果 H21-No.4	不均質な砂混じり粘土状~粘土混じり砂礫状 礫はφ10~30mmと角礫状を呈す
	土性に対する調査結果 H20-No.1	粘土混じり砂礫状の土砂 概ね砂礫状であるが、粘土を多く混入
強度特性	せん断強度	せん断強度 2.598 kN/m ² (但し乱された資料である)
物理特性	細粒度含有率、粒度塑性、密度、含水比、塑性指数	粒度塑性は、礫 14%、砂 20%、シルト 26%、粘土 39% で、細粒分が 65% となる。但し昨年度の結果では、礫分主体のものから、砂シルト主体のものまで、ばらつきがあった 細粒度含有率、土粒子密度は在来地盤のものに近い 含水比、塑性指数は在来粘土のものと同異が見られる
	強熱減量	捨石間土砂 1.8~6.7% 在来粘土 7.6~11.4% 強風化砂岩 1.3~2.8% 在来砂 6.2% 沖積粘土 5.1~13.3%

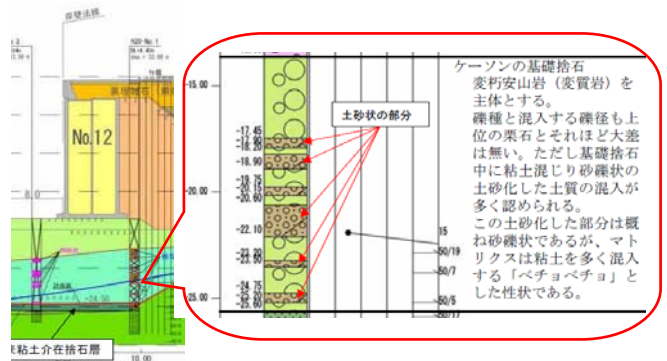


図-6 岸壁の地盤状況

(4) 当初設計断面に対する安全性のレビュー

検討対象施設の耐力評価を実施する際の準備として,

当初設計断面がどの程度の耐力を有していたのかを検証するため、設計検討結果のレビューを行なった(表-3)。

なお、検証にあたっては、本岸壁の当初設計において使用された平成元年度の設計基準を適用している。

着色部に示すように円形すべりと偏心傾斜荷重(地震時)で、安全率が若干不足する結果となったが、当初設計時の計算精度によるものであり、今回の計算とほぼ一致する結果となった。

表-3 当初設計のレビュー結果

	当初設計		今回設計	
	常時	地震時	常時	地震時
滑動	1.76>1.20	1.35>1.00	1.77>1.20	1.32>1.00
転倒	2.15>1.20	1.63>1.10	2.18>1.20	1.62>1.10
端支圧(kN/m ²)				
円形すべり	1.20>1.20		1.176<1.20	
偏心傾斜荷重	1.29>1.20	1.00>1.00	1.306>1.20	0.922<1.00

*安全計算は円形すべりを除いて、いずれも壁体上に上載荷重無しの場合

(5) 残存耐力評価システムによる検討

変状後の施設が利用可能かを判断するため、残存耐力評価システム¹⁾を用いた耐力評価を行なった。残存耐力評価システムは、もともと大規模地震発生等の緊急時における岸壁の暫定使用の判断を、現場条件から即座に実施するために、港湾技術研究所によって開発されたプログラムである。重力式岸壁の場合の評価手法は、被災形態のパラメータとして堤体の沈下量 S と傾斜角 θ を与え、傾斜した底面上に設置された壁体として、通常の設計と同様の安定計算を行い、転倒、滑動の安全率及び端支圧等から残存耐力を評価するものである(図-7)。

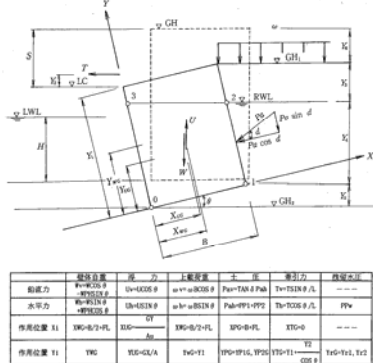


図-7 重力式岸壁の安定計算モデル

入力条件となる変形量は、前述の動態観測の調査結果から以下の通り設定する。

- はらみ出し ; 32.6cm
- 沈下量 ; 19cm
- 傾斜角 ; 1度 (はらみ出し量 32.6cm と堤体高 18m から逆算)

但し、ケーソン下端の水平変位量は0と仮定した。

常時、地震時及び牽引力作用時の3状態に対しての計算結果を表-4に示す。滑動・転倒安全率は、全てにおいて、許容値を上回ることから、現状のままでも壁体の安定性は問題ないものと判断できる。

表-4 残存耐力評価システムによる安定計算結果

	安全率	変状なし(当初)	変状後
常時	滑動安全率	Fs=1.753	Fs=1.63
	転倒安全率	Fr=2.143	Fr=1.99
地震時	滑動安全率	Fs=1.311	Fs=1.23
	転倒安全率	Fr=1.601	Fr=1.51
牽引力作用時	滑動安全率	-	Fs=1.51
	転倒安全率	-	Fr=1.66

(6) GeoFEMによる検討

現在の変状を再現し、さらに載荷重を作用させた場合に变形が増大するかを確認するため、GeoFemにより施工工程を考慮した解析を実施した(図-8)。

変状は基礎捨石(無規格石)の品質のバラツキに起因していると仮定した場合を想定し、基礎捨石の強度が通常のケースを検討した後に、基礎捨石の品質のバラツキを考慮したケース(強度を低下させた)について、変状の再現を確認した。

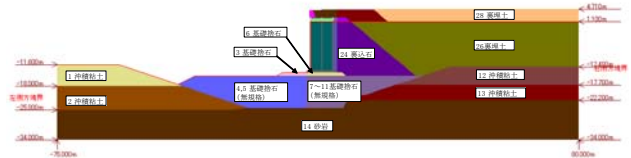


図-8 FEM解析モデル

基礎捨石の強度が通常通りの場合の施工後の変位量は、図-9、図-10に示すとおり現状を再現したステップ8で、はらみ出し量は5cm程度、沈下量2.5cm程度となった。

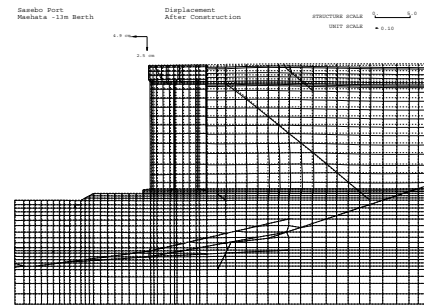


図-9 変位図(バラツキ考慮なし)

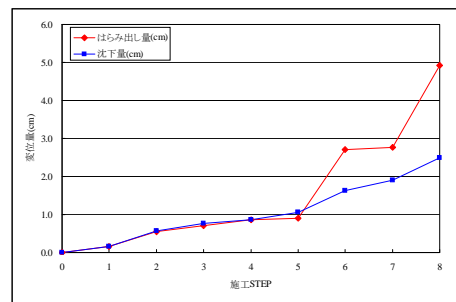


図-10 施工ステップ毎の変位量(バラツキ考慮なし)

次に基礎捨石(無規格石)の強度にバラツキを考慮した解析を行った。基礎捨石間の弱部は、別途行われた土

質調査結果から、図-11 に示す様に2層の弱層が存在する土層としてモデル化した。

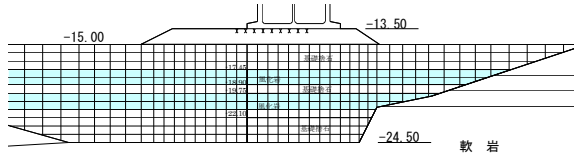


図-11 基礎捨石間風化岩のモデル化

結果は、図-12～図-13 に示すとおり、現状を再現したステップ8ではらみ出し量28cm、沈下量34cmとなった。実際の変状と比較すると、解析結果ははらみ出し量よりも沈下量の方が大きな値となったが、現状を概ね表現できていると判断できる。

基礎捨石間に弱部が介在すると沈下量及びはらみ出し量ともに増加し、基礎捨石強度のバラツキが変状の原因であることが推測される。

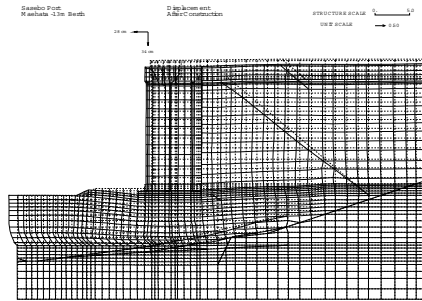


図-12 変位図(バラツキ考慮あり)

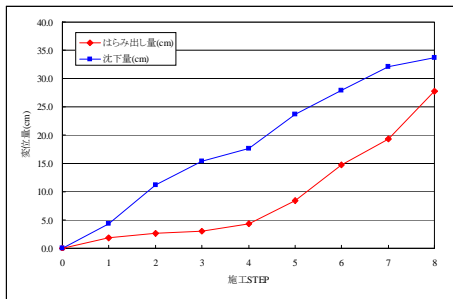


図-13 施工ステップ毎の変位量(バラツキ考慮あり)

さらに、将来荷重として、設計荷重の上載荷重30kNをかけた場合および除荷した場合の挙動を確認したところ、1～2cm程度増加する結果となった。

なお、荷重範囲は別途発注の荷重試験結果と比較できるように荷重試験と同様に岸壁法線から20mの範囲とした。

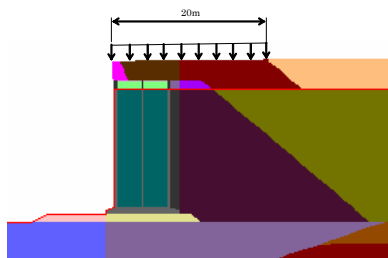


図-14 上載荷重の荷重範囲

3.2 施設の使用可否の判断

一連の検討結果、並びに港湾施設の改良設計技術検討委員会による審議結果を総合的に勘案して、対象施設の使用可否の判定を行なった。

(1) 捨石の層厚と変状の関係

無規格石の層厚と沈下量、はらみ出し量はいずれも明瞭な比例関係にあることから、捨石の層厚が岸壁の変状に何らかの影響を及ぼしたものと考えられる。

(2) 変状の履歴と進展

荷重実験結果は、沈下及びはらみ出しともに、全体的に数cm程度と僅かな量であった。荷重期間は2ヶ月程度の短期間ではあるが、変状の進展は認められず、通常状態で岸壁を使用する限りにおいては、急激な変状の進展は無いものと推測される。

沈下量、はらみ出し量、いずれの変状の進行もほぼ収束する傾向を有しており、長期的にも今後の大きな変状は無いものと推測される。

(3) 残存耐力評価システム

現変状のままでも、常時、地震時に対する岸壁本体の安全性には問題がないことを検証した。さらに、現変状に加えて、傾斜角、沈下量に対する感度分析を行ない、変状が多少進行したとしても、岸壁本体の安全性の低下は問題ないことを確認した。

(4) GeoFEMの結果

GeoFEMにより上載荷重有り、無しの場合の変状の変化を計算した結果、沈下量の増加予測値は最大で4cm程度、はらみ出し量も2～3cm程度増加する。計算値と荷重実験による結果は概ね一致する結果となった。将来荷重に対する変状の変化量は小さく、将来荷重に対する岸壁の安定性には問題無いと判断できる。

以上の点から、本岸壁の使用性に関して問題はないものと判断した。

4. 謝辞

本稿は、下関港湾空港技術調査事務所発注による「平成21年度港湾施設の改良設計技術検討業務」の成果の一部を取りまとめたものである。検討に際しては、港湾施設の改良設計技術検討委員会(委員長:善功企九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授)から貴重なご意見、ご指導を頂きました。ここに、記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 小泉 哲也他:被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No. 912, 1998