

港湾技研資料

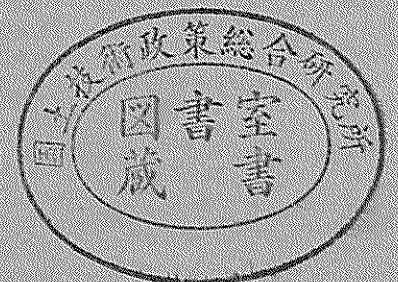
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 912 Sept. 1998

被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発

小	泉	哲	也
山	本	修	司
竹	地	晃	一
門	脇	陽	郎

運輸省港湾技術研究所



目 次

1. はじめに	4
1.1 研究の目的	4
1.2 研究内容	4
2. 港湾構造物の被災事例	4
2.1 被災事例の概要	4
2.2 被災構造物の暫定利用実態	9
2.3 被災形態の整理とモデル化	13
3. 港湾構造物の残存耐力評価手法の開発	15
3.1 残存耐力評価の指標と評価手法	15
3.2 評価対象施設のモデル化と計算条件	15
4. 各構造型式の暫定使用時の残存耐力評価	26
4.1 重力式岸壁の安定計算	26
4.2 矢板式岸壁の変形形状と応力	26
4.3 暫定使用時の残存耐力の総合評価	31
5. 残存耐力評価方法の事例検証	31
5.1 重力式岸壁の事例検証	31
5.2 矢板式岸壁の事例検証	34
5.3 事例検証結果のまとめ	68
6. 事例における暫定利用と矢板残存耐力の解析結果	69
7. 結 論	75
謝 辞	76
参考文献	76
付 録	78

Development of Technique of Residual Resistance Estimation for Disasters of Mooring Facilities

Tetsuya KOIZUMI*
Shuji YAMAMOTO**
Kouichirou TAKECHI***
Youji KADOWAKI****

Synopsis

In this paper we propose a technique which numerically estimate the residual resistance of the gravity type quaywalls (caisson type) and the anchored (tie-rod type) steel sheet-pile type quaywalls which received earthquake disasters.

As for the mooring facilities of the gravity type quaywalls (caisson type), this technique computes safety factors by the stable analysis based on the present technical standards to have considered the transformation shape which was suffered.

As for the anchored (tie-rod type) steel sheet-pile type quaywalls, it takes up two of "the transformation mode" and "the maximum displacement quantity" as the index gotten by the investigation after the earthquake, and adopts the static elasto plasticity analysis technique.

The apply-ability of this technique was verified by checking the steel sheet-pile quay transformed in the past earthquakes. As a result, it was confirmed that the analysis model at the anchored (tie-rod type) steel sheet-pile quaywalls could reproduce a phenomenon well.

Key Words : Gravity Type Quay Walls, Sheet Pile Quay Walls, Disasters, Residual Stress, Program of analysis

* Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

** Chief of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

*** Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

**** The 3rd District Port Construction Bureau, Ministry of Transport

ADDRESS : 3-1-1 NAGASE, YOKOSUKA, KANAGAWA-KEN, 239-0826, JAPAN

TEL : 0468-44-5037 FAX : 0468-44-1145 E-MAIL : takechi@cc.phri.go.jp

被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発

小 泉 哲 也 *
山 本 修 司 **
竹 地 晃一郎 ***
門 脇 陽 治****

要 旨

本研究では、地震による自然災害を受けた係留施設（ケーソン式及び鋼矢板式）が変形または滑動した後に供用することが可能かどうか、すなわち、「残存耐力」がどの程度保持されているのかを数値的に把握する手法を検討した。

重力式（ケーソン式）の係留施設については、現行の港湾の技術上の基準・同解説の手法に基づき、被災した変形形状を考慮した安定解析により安全率を計算し、残存耐力を評価する手法を開発した。

鋼矢板岸壁については、被災直後の被災状況調査より速やかに得られる指標として、「変形モード」及び「最大変位量」の2つを取り上げ、静的弾塑性解析手法による解析モデルを構築し、併せて、過去の鋼矢板岸壁の被災事例を用いてその適用性を検証した。

その結果、鋼矢板岸壁の解析モデルは過去の被災事例について、矢板の変形、曲げモーメント及び被災程度を精度良く再現できることが確認された。なお、ここで開発した評価手法は、緊急時の利便性に配慮しパーソナルコンピュータで簡便に実行できる1つのプログラムとすることができた。

キーワード：ケーソン岸壁，矢板岸壁，被災施設，残留応力，解析プログラム

* 計画設計基準部設計基準研究室主任研究官

** 計画設計基準部設計基準研究室長

*** 計画設計基準部設計基準研究室

**** 第三港湾建設局（前計画設計基準部設計基準研究室）

所在地：〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1

TEL：0468-44-5037 FAX：0468-44-1145 E-mail：takechi@cc.phri.go.jp

1. はじめに

1.1 研究の目的

兵庫県南部地震等の大規模地震の発生により、港湾の施設は甚大な被害を被ることがある^{1) 2) 3) 4)}。港湾の岸壁は社会経済活動において基盤的機能を担っているため、被災した岸壁の早期復旧は重要である。

また、被災直後にあつては、岸壁が海上ルートによる緊急物資輸送施設、避難所、復旧工事の拠点等として重要な役割を果たしたことが阪神・淡路大震災で実証された⁵⁾。このような緊急時における岸壁の暫定使用に当たっては、使用条件を満たすだけの構造及び地盤の安定性・健全性の評価、すなわち、岸壁の「残存耐力」の評価を速やかに行う必要がある。また、被災し変形した岸壁は、さらに変形が増大する可能性があるため、暫定使用時の物資・群衆等の上載荷重に対する岸壁の残存耐力の評価が重要である。

本研究は、地震により被災した係留施設を対象として、本復旧されるまでの間に暫定的に使用される場合の構造物の残存耐力を評価する手法の開発を行うものである。

1.2 研究内容

港湾施設の中で岸壁として一般的な次の2タイプの構造形式を研究対象施設とする。

- ・重力式岸壁
- ・矢板式岸壁 (控え工式)

この重力式、矢板式岸壁を対象として主に下記の3項目について検討した。

- (1) 残存耐力を評価する計算プログラムを作成する。
- (2) 上記プログラムを用い、代表的被災パターンに係船岸について暫定使用時の安定、応力解析を行い、残存耐力の評価を行う。
- (3) 開発した評価手法を実際の被災事例で検証する。

評価手法の検証にあたっては、1983年の日本海中部地震から1995年1月に発生した兵庫県南部地震までの5地震について被災した港湾施設の調査報告書等を基に、構造

被災程度	施設数
0	59
I	142
II	105
III	78
IV	131

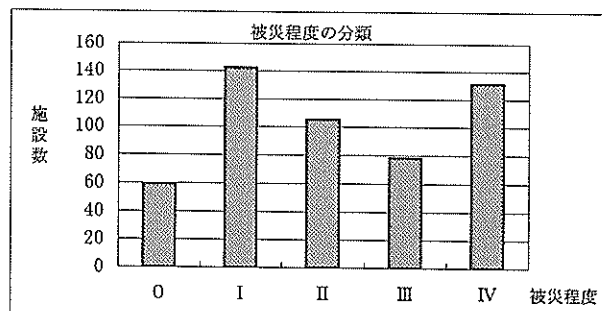


図-2.1 各地震別被災程度の分類

型式ごとの被災状況を把握整理し、被災の程度、被災形態、暫定供用の有無等について整理し、検討した。

残存耐力評価システムプログラムの構成は、次のとおりである。

- ・重力式・・・<表計算プログラムExcelで作成>
- ・矢板式・・・<Fortran言語のバッチ処理プログラム>
- ・基本OSをWindows95とする。
- ・入出力画面のビジュアル化。
- ・マニュアルの作成。

また、暫定使用時の安定、応力解析は、それぞれ次のように行った。

- ・重力式岸壁では、作成したノモグラムの全ケースについて限界傾斜角を求めた。ここで言う限界傾斜角とは、滑動・転倒の安全率が許容安全率を下回るか、または、底面反力が許容底面反力 (50tf/m²を目安) を上回る直前の岸壁の傾斜角度とした。

2. 港湾構造物の被災事例

2.1 被災事例の概要

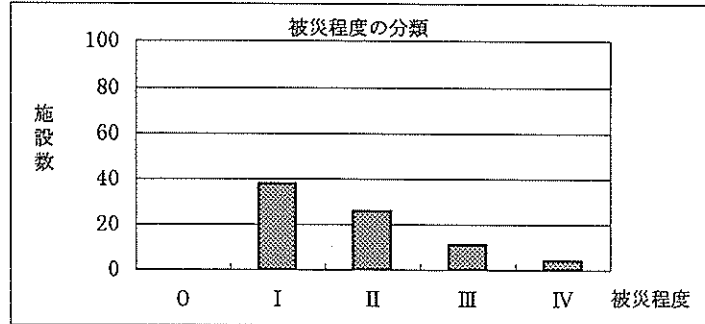
近年発生した5地震 (日本海中部、釧路沖、北海道南西沖、三陸はるか沖、兵庫県南部地震) に遭遇した港湾施設の被害については、表-2.1に示す評価基準にしたがって港湾技研資料^{1) 2) 3) 4)}にまとめられている。それらの施設の被害程度を5地震まとめて分類したのが図-2.1である。各地震別には図-2.2に示す。なお、図-2.1、2.2では臨港道路、泊地、駐車場、埠頭用地等の被害施設は除いた。

表-2.1 港湾施設の被害程度⁶⁾

被災程度	被災の状況
0	無被災
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなりの変状が起こったもの。
III	形はとどめているが、構造体に破壊が起こったものと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

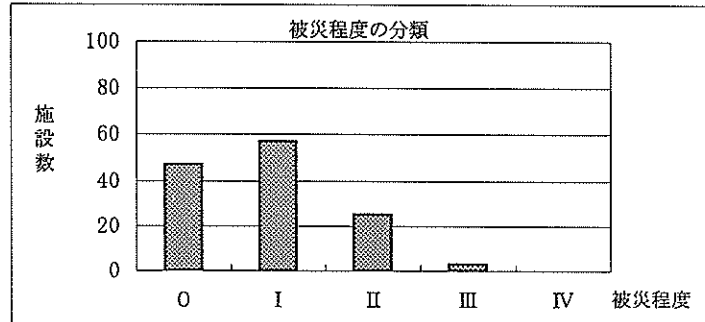
日本海中部地震(1983. 5. 26)

被災程度	施設数
0	0
I	38
II	26
III	11
IV	4



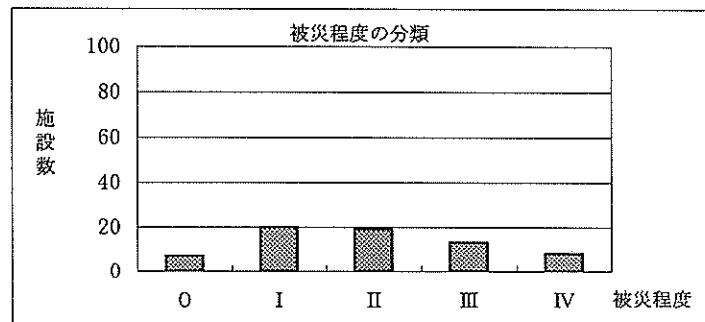
釧路沖地震(1993. 1. 15)

被災程度	施設数
0	47
I	57
II	25
III	3
IV	0



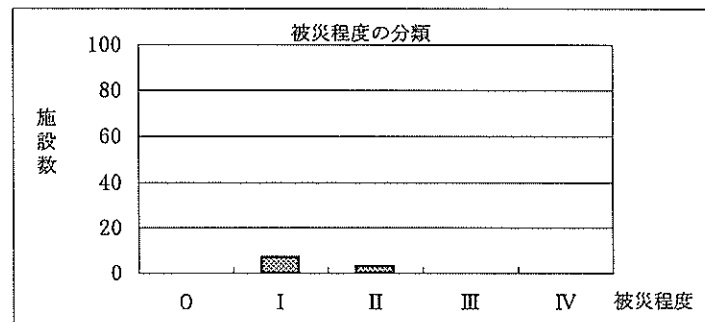
北海道南西沖地震(1993. 7. 12)

被災程度	施設数
0	7
I	20
II	19
III	13
IV	8



三陸はるか沖地震(1994. 12. 28)

被災程度	施設数
0	0
I	7
II	3
III	0
IV	0



兵庫県南部地震(1995. 1. 17)

被災程度	施設数
0	5
I	20
II	32
III	51
IV	119

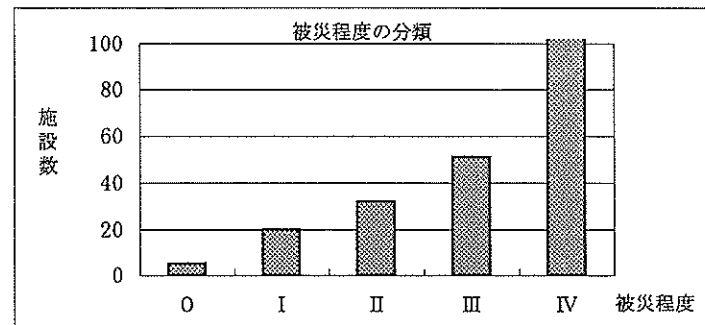


図-2.2 各地震別被災程度の分類

図-2.1から、被災程度Ⅰが最も多く全体の27.6%、次いで被害程度Ⅳが25.4%、被災程度0～Ⅱで全体の施設数の半数以上の59.4%を占めることが分かる。

被災程度Ⅳが多いのは兵庫県南部地震を含んでいるため、神戸港直下で起こった直下型地震による被害の大きさを示している。各地震別の分類の図-2.2をみると、兵庫県南部地震では被災程度が大きくなるほど被災施設数が増加しているのに対し、他の4地震では被災程度Ⅰ、Ⅱにピークがあって被災程度が大きくなるに従い漸減し

ている。

岸壁の構造型式別に被災形態の典型的事例をみると次のようである。

(1) 重力式岸壁

図-2.3(1)～(3)に日本海中部地震における秋田港外港-13m岸壁の標準断面図と被災断面図等を示す。この岸壁の被災程度はⅢと診断されている。被災の状況は、エプロンの著しい沈下(最大1.5mの落差)に伴い、ケーソンが海側に0～2°傾斜している。

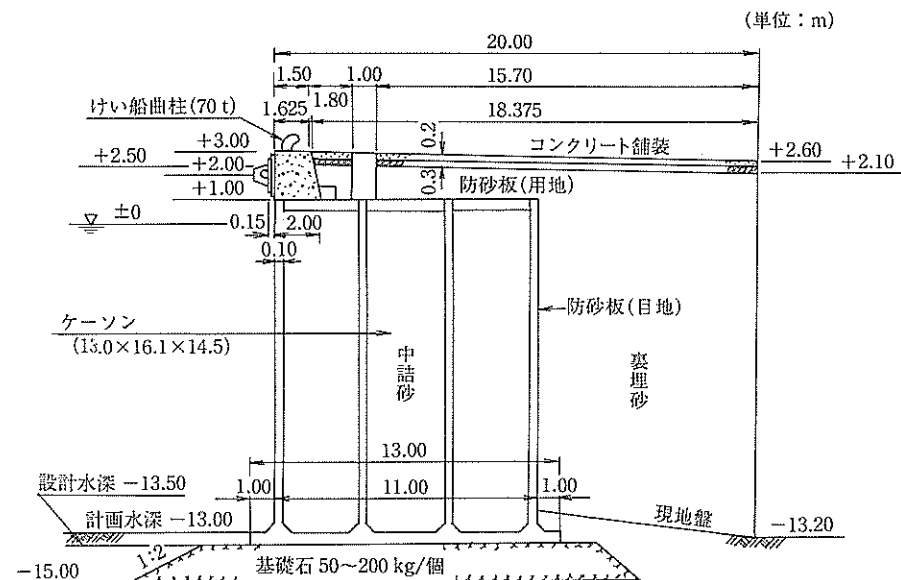


図-2.3(1) 外港-13m岸壁標準断面図⁷⁾

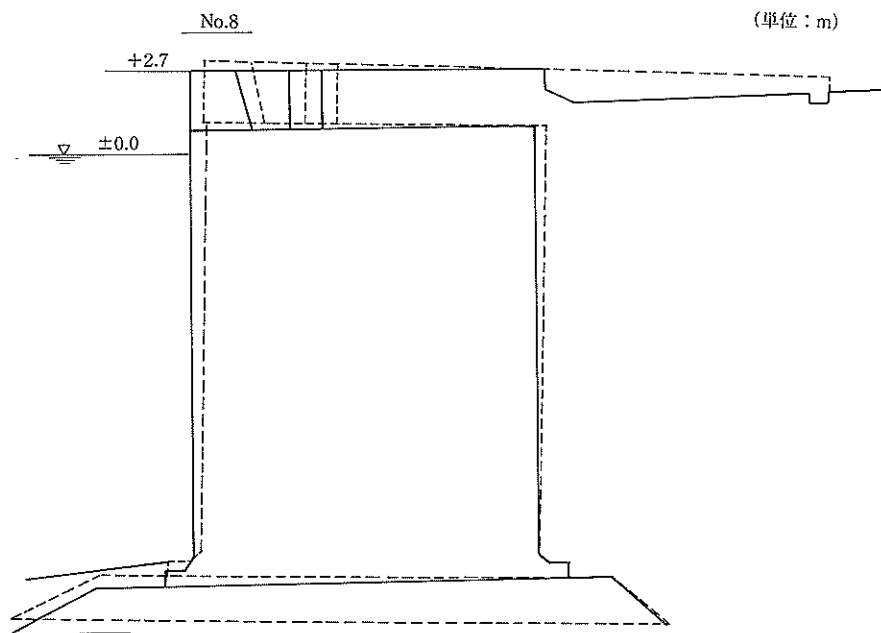


図-2.3(2) 外港-13m岸壁被災断面図⁸⁾

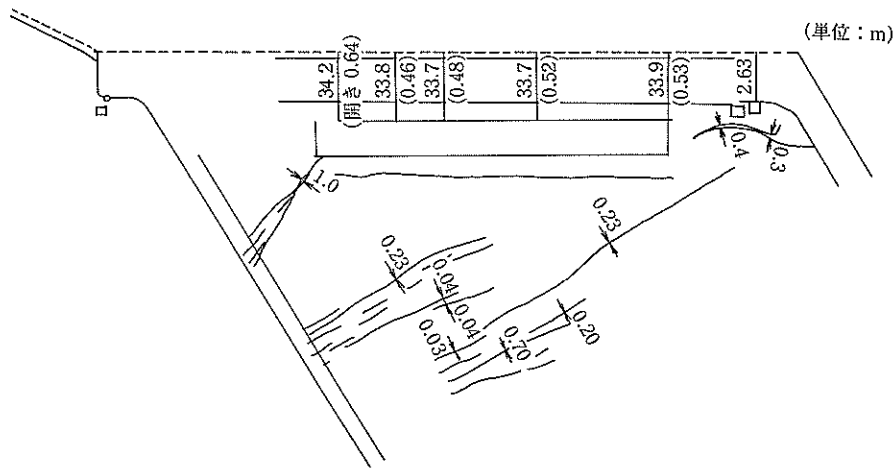


図-2.3(3) 外港-13m岸壁被災平面図⁹⁾

そのため岸壁法線は蛇行し、天端も沈下したような形状になっている。

なお、復旧はケーソン本体に損傷がなく、マウンドの形状にも大きな変化がないことから上部工の打ち直して法線の蛇行を修正した、とある。

(2) 矢板式岸壁

図-2.4(1)～(3)に秋田港大浜-10m 2号岸壁の標準断面図と被災断面図等を示す。被災の程度はIVと判定され、矢板本体にも損傷が生じ程度としては大きい部類に入っている。

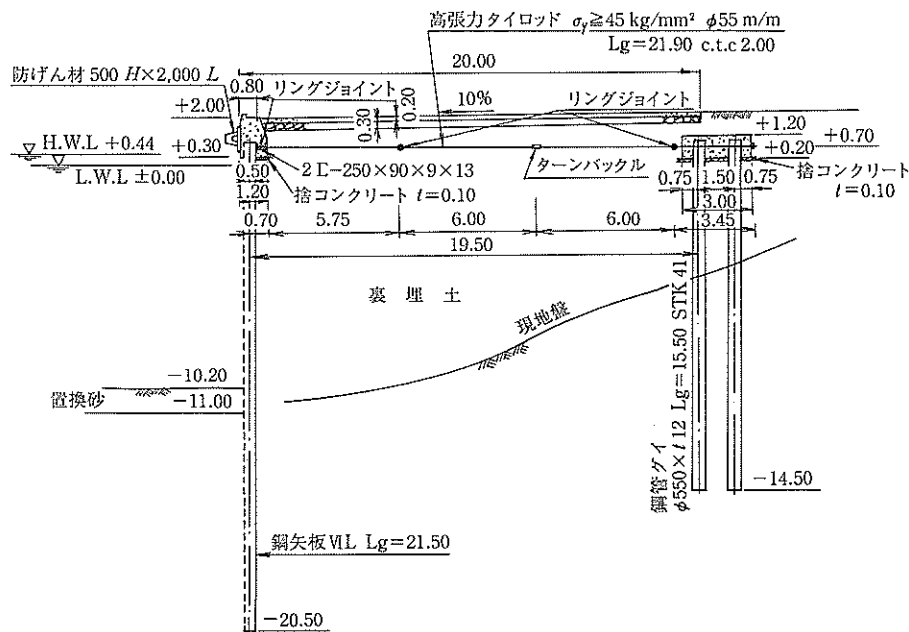


図-2.4(1) 大浜-10m 2号岸壁標準断面図¹⁰⁾

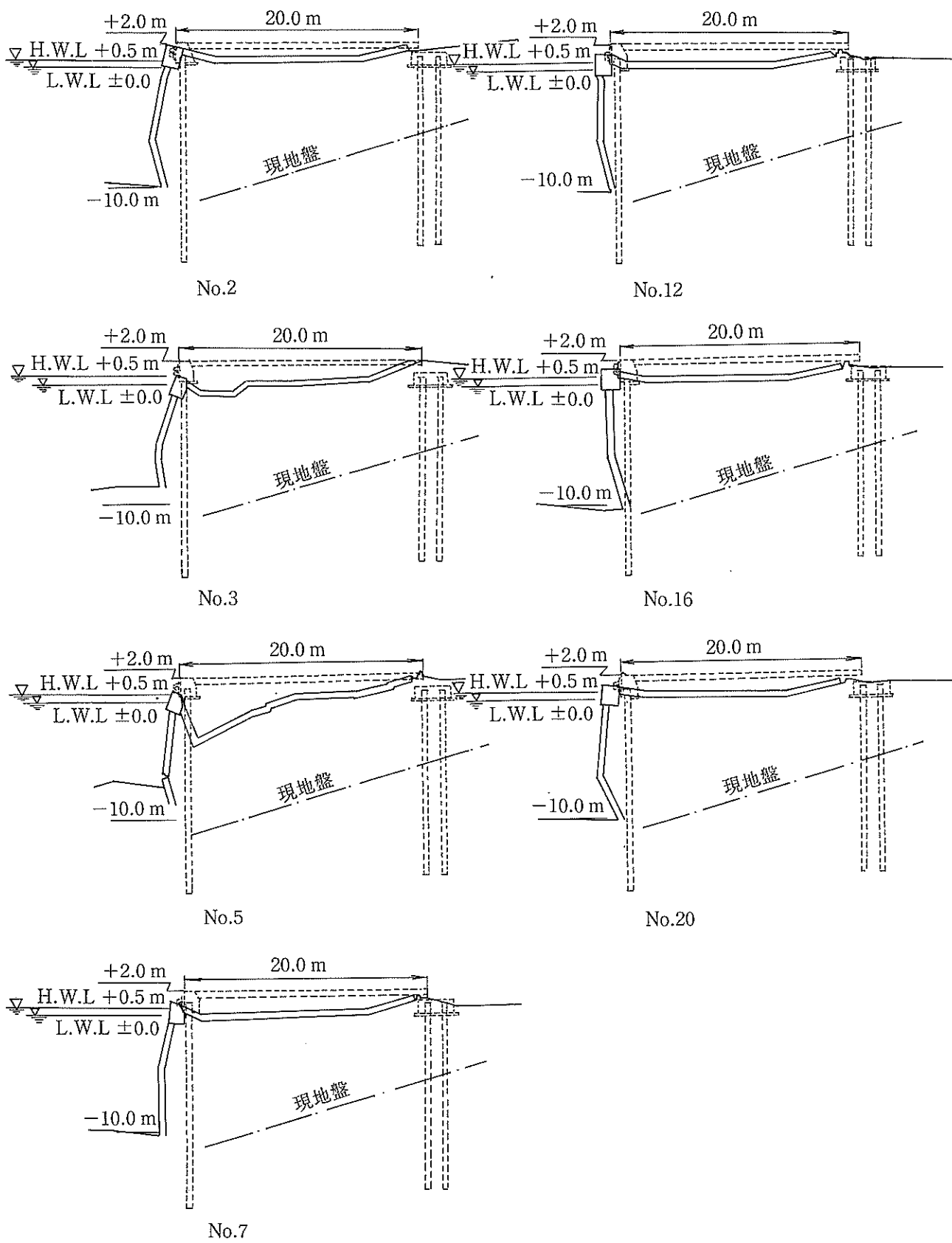


图-2.4(2) 大浜-10m 2号岸壁被災断面图¹⁾

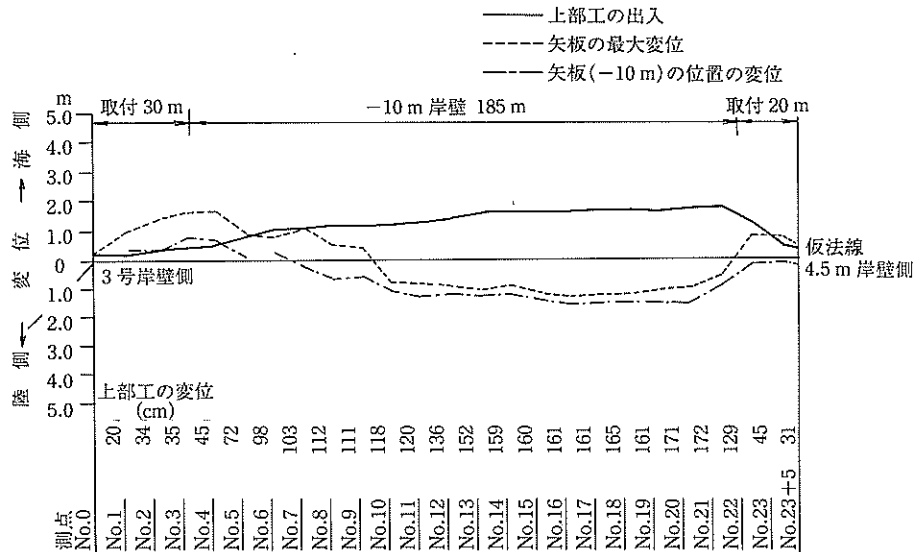


図-2.4(3) 大浜-10m 2号岸壁の法線出入図¹²⁾

同図から矢板本体の変形パターンがよく分かる。矢板の変形パターンとして、上部工があまり変位しないで矢板が海側へ凸状に湾曲した状態と、控え工に耐力がなく上部工が海側へ変位した状態の大きく2パターンに分かれている。

被災の状況としては、埋立土の液状化によって生じた過大な外力が矢板にクラックや折損を生じさせ、法線は海側へずれ、エプロンは沈下したような状況である。

(3) 栈橋式岸壁

栈橋式岸壁の被災事例は少なく、兵庫県南部地震を除く4地震では3例しか報告されていない。その被災程度も0かIで本体の鋼管杭等への損傷は報告されていない。

このようなことから、栈橋式岸壁については被災事例が少ないので、本研究の対象とはしないこととした。

なお、栈橋式岸壁については、栈橋の地震時保有水平耐力を評価する研究¹³⁾が別途行われており、その成果を用いて残存耐力を評価することができる。

2.2 被災構造物の暫定利用実態

港湾施設はその社会経済的重要度や立地条件等から、被災直後の緊急物資の輸送や、復興支援等で大いに貢献できることは兵庫県南部地震においても十分実証された。

このように、震災直後においても施設使用の要求度は高く、地元等からの要望も強い。したがって、軽微な被災程度であれば暫定的に応急復旧、使用制限等を実施して利用されている。本項ではその暫定利用の実態(暫定利用される施設の被災程度、使用制限項目、期間等)を事例から検討する。

(1) 暫定利用施設の被災程度

日本海中部地震、釧路沖、北海道南西沖地震の被害報告書等において地震後における施設の利用状況がまとめられている。

それらを総合すると、被災を受けて本格復旧工事開始までに利用できなかった施設数は表-2.2のとおりである。釧路沖地震の施設数は全面使用不能の施設が記載されていたのでその施設数を示す。

表-2.2 暫定利用できなかった施設数

地震名	施設数	被災程度
日本海中部地震	7 / 19	5 / 7が被災程度Ⅲ以上
釧路沖地震	4 / 72	2 / 4が被災程度Ⅲ以上
北海道南西沖地震	7 / 33	7施設すべてⅢ以上

※暫定利用できなかった施設数/被災のあった施設数。
 釧路沖地震は釧路港のみの施設数。
 施設数から道路、埠頭用地、浜地等は除く。

表-2.2では、暫定利用できなかった施設数18の内14施設数(78%)が被災程度Ⅲ以上である。被災程度Ⅲとは表-2.1に示したように構造物本体に破壊が生じたものであり、当然のことながら応急的処置では復旧できない被災程度といえることができる。逆に、応急復旧で暫定利用が可能となる被災程度はⅠからⅡまでと考えることができる。

(2) 使用制限項目

暫定利用時の施設に付された使用制限の内容については日本海中部地震、北海道南西沖地震の被害報告書に詳細に示されている。

表-2.3 秋田港の施設の施設の使用制限と応急復旧¹⁾

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W)	使用可能バース	使用制限の内容	応急復旧
①	外港-13m岸壁	-13	50,000	1	アンローダの使用不可 (鉱石の荷役不可)	防絨材 (空気式) の仮設 エプロンの補修
⑥	大浜-10m 3号岸壁	-10	15,000	1	係船には直柱及び曲柱を使う。対象船舶は7,000D/Wでセメント運搬船のみ。エプロン上は、ダクト以外の上載荷重不可。	防絨材の仮設 セメント運搬用ダクト仮設
⑦	中島3号岸壁	-10	15,000	1	曲柱使用不可。沖出しの風向で風速10m/s以上の時係船不可。セメント運搬船のみ。エプロン上はダクト以外の荷重不可。	セメント運搬用ダクト仮設
⑧	中島2号岸壁	-10	15,000	1	エプロン上の載荷重は1.0tf/m ² 以下。船型は、7,000D/Wとする。	2号アンローダ撤去 エプロン補修
⑨	中島1号岸壁	-9	10,000	1	2号岸壁より60m区間のみ利用可。セメント運搬船のみ。	
⑩	北埠頭A岸壁	-7.5	5,000	1	北埠頭B岸壁より隅角部曲柱の1基使用不可。	エプロンの補修
⑪	北埠頭B岸壁	-7.5	5,000	2	船型は3,000D/Wに制限。木材の水平投下は可能。エプロン確認後荷役可。	
⑭	下浜-5m岸壁	-5	1,000	4	官庁船、漁船の船だまりとして使用。	
⑮	寺内埠頭	-7.5	5,000	2	被害が小さく係船、荷役可能。	
⑯	向浜-7.5m 1号岸壁	-7.5	5,000	1	船型は3,000D/W。木材の水平投下可能。	
⑰	向浜-7.5m 2号岸壁	-7.5	5,000	1	船型は3,000D/W。陸揚げ可能。	
⑱	向浜-10m 1号岸壁	-10	15,000	1	直柱を必ず使って曲柱を補助的に使用。沖出しの風向で風速10m/sの時係船可。7,000D/Wでチップ、木材運搬船のみ係船可。エプロン上はベルトコンベア以外の載荷不可 (木材は水面投下)。	チップ運搬用ベルトコンベアの仮設

表-2.4(1) 奥尻港の施設の施設の使用制限と応急復旧¹⁰⁾

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W)	使用可能 パス	使用制限の内容 (使用制限期間)	応急復旧
③	埠頭東道路	-	-	-	車両等の通行止め (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	転倒胸壁に石籠を設置 (8/5)
⑤	南物揚場	-2.0～ -3.0	3～10	1	堤体倒壊部分は漁船の接岸・荷役不可 (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	堤体倒壊部分 (L=28m) に 石籠を設置 (8/5)
⑦	埠頭南物揚場 (取付部)	-	-	-	使用制限は行っていない (取付部のため漁船の接岸はない)	堤体倒壊部分 (L=26.5m) に石籠を設置 (7/16)
⑧	岸壁 (-5.0m)	-5	1,000	1	フェリー (2,150t) の接岸不可。 曲柱の使用不可。フェリーは岸壁から約5m離 れ、船のアンカー及び直柱を使用して係船し、乗 客は船尾のランブウェイから乗降。 (フェリー第1船：7/16入港) (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在) (代替岸壁：⑩岸壁 (-4.5m)；平成6年2月15 日完成、翌日から使用)	岸壁上部工及びエプロン舗装 を除去して上載荷重を軽減す る。 (8/20) 堤体を水中コンクリートによ り根固。 (8/20) 岸壁先端倒壊部分 (L=12 m) にブロック設置 (7/16)
⑨	北埠頭-4.0m物揚場	-4	30	1	堤体倒壊部分は船舶の接岸・荷役の禁止 (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	堤体倒壊部分 (L=15m) に ブロック設置 (7/16)
⑩	泊地 (-5.0m)	-5	-	-	泊地内の障害物を除去するまでの間 (7/13～ 7/16) はフェリーの入船不可。 ただし、作業船、自衛艦等は入船。	障害物除去 (7/13)

表-2.4(2) 函館港の施設の施設の使用制限と応急復旧¹⁶⁾

番号	施設名	水深 (m)	階級(D/W)	バース数	使用制限の内容	応急復旧
1	西埠頭D岸壁	5.0	1,000	2	被害が小さく係船, 荷役可能.	なし
3	西埠頭F岸壁	6.5	3,000	1	被害が小さく係船, 荷役可能.	なし
4	豊川埠頭岸壁	5.0	1,000	7 (530m)	内190mが被災したが, 被害が小さく係船, 荷役可能.	なし
13	万代埠頭正面岸壁	10.0	10,000	1	岸壁自体の被害は小さいが, 小麦荷役用のコンベアピット損傷. アンローダによる小麦荷役不可.	コンベアピット等応急修理
16	北埠頭南側岸壁	5.5	2,000	1	岸壁, エプロンが被災(沈下)したが, 支障はあるものの係船, 荷役可能.	なし
17	北埠頭北側岸壁	7.5	5,000	1	岸壁, エプロンが被災(沈下)したが, 支障はあるものの係船, 荷役可能.	なし
18	北埠頭B岸壁	5.5	2,000	3 (330m)	内240mが被災したが, 一部については係船, 荷役可能.	セメント圧送用パイプ 応急修理
20	港町地区係船杭	10.0	10,000	1	法線が不連続となり, 係留不可.	なし
22	有川埠頭第5岸壁	7.0	※5,500	1	係留施設として利用可.	なし
24	北海道振興岸壁	8.0 8.0	6,000 1,000	6 1	岸壁法線が大きく前出し, 傾斜し, 係留不可・	なし
31	東日本フェリー接岸棧橋	5.0~ 6.5	※1,000~ 6,000	4	背後埋め立て地の駐車場に段差・亀裂が生じ, 利用不可.	駐車場を応急復旧
32	大同ほくさん 小野田セメントドルフィン	6.6 6.0	2,500	1	被害が小さく係船, 荷役可能.	なし
33	出光興産ドルフィン	7.5	5,000	1	被害が小さく係船, 荷役可能.	なし

注) 階級における※は(G/T)

表-2.4(3) 森港の施設の使用制限と応急復旧¹⁷⁾

番号	施設名	水深(m)	階級(G/T)	使用可能バース	使用制限の内容	応急復旧
①	西-2.5m物揚場	-2.5			被害が小さく、係船、陸揚げ可能。工事期間のみ使用不可。	なし
②	岸壁(中央-5.5m)	-5.5	500	1	被害が小さく、係船、荷役可能。工事期間のみ使用不可。	なし
③	岸壁(-5.5m)	-5.5	500	2	被害が小さく、係船、荷役可能。工事期間のみ使用不可。	なし
④	西物揚場	-3.5			被害が小さく、係船、陸揚げ可能。工事期間のみ使用不可。	なし
⑤	東物揚場	-3.5			被害が小さく、係船、陸揚げ可能。工事期間のみ使用不可。	なし
⑥	中央埠頭-3.5m物揚場	-3.5			被害が小さく、係船、陸揚げ可能。工事期間のみ使用不可。	なし
⑦	中央埠頭-4.5m岸壁	-4.5	30~50	1	エプロン及び鋼矢板の損傷が激しいため、全延長使用不可。	なし
⑧	中央埠頭物揚場	-3.5			エプロン及び鋼矢板の損傷が激しいため、全延長使用不可。	なし
⑨	第1潤内物揚場	-4.0			被害が小さく、係船、陸揚げ可能。工事期間のみ使用不可。	なし

表-2.3及び表-2.4に示されている施設の使用制限の内容の代表的なものとしては、次のようなものがある。

中島2号岸壁では、

- ・設計対象船舶 15,000D/W → 7,000D/W
- ・設計上載荷重 3.0tf/m² → 1.0tf/m²

中島3号岸壁では、

- ・設計対象船舶 15,000D/W → セメント運搬船のみ
- ・設計上載荷重 3.0tf/m² → ダクト(輸送管)以外の荷重不可
- ・気象条件 離岸方向の風向で、風速10m/s以上の場合、係船不可

表-2.3及び表-2.4から施設の使用制限項目をまとめると、次のような項目になる。

- ①対象船舶の大きさ(対象船舶を縮小)
- ②岸壁の利用区間(区間の限定)
- ③係船柱(使用制限)
- ④上載荷重(荷重の低減)
- ⑤荷役機械(使用制限)
- ⑥気象条件(風向、風速)
- ⑦期間(本格復旧工事まで) 等

以上の制限項目を岸壁の安定計算上の条件で整理すると次のようになる。

- ・船舶けん引力(①②③⑥)
- ・上載荷重(④⑤)

(3) 応急復旧工事の内容

表-2.3及び表-2.4に応急復旧工事の内容も記載されているが、あくまでも応急的であり、また被災程度も先に述べたように暫定利用できる程度がⅡ以下であることから、仮設的な内容となっている。具体的にはエプロンの沈下等の補修、防舷材の仮設、障害物の除去等である。

2.3 被災形態の整理とモデル化

震災に遭った港湾施設(岸壁)の被災形態については、文献¹⁸⁾にまとめられている。それらを参考に各型式別に被災形態を整理し、3章以降で検討する残存耐力評価手法で対象とする具体的な被災状況を表す指標を決定する。

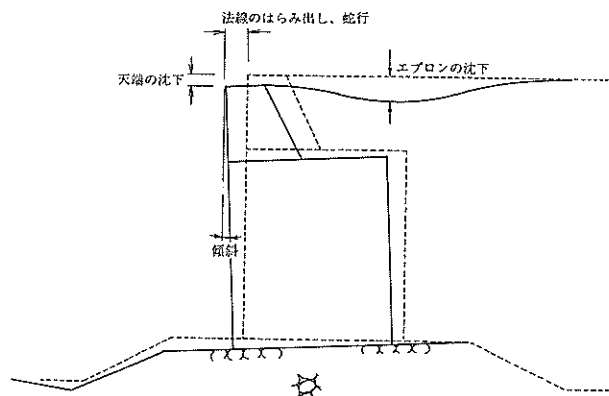
(1) 各構造型式の被災形態

a) 重力式岸壁

典型的被災事例として図-2.3にその被災断面図を示した。その被災断面図から重力式岸壁の被害の発生箇所は概ね本体部、基礎部及びその背後部の3つに区別されることが分かる。発生箇所ごとに被災形態をまとめると表-2.5のようになる。

表-2.5 重力式岸壁の被災形態¹⁹⁾

被災形態	本体部	基礎部	背後部
沈下	天端の沈下	捨石、被覆材の沈下	エプロンの沈下
はらみ出し	法線の蛇行	—	背後止壁法線の蛇行
目地開き	目地の開き	—	背後止壁の目地開き
破損	クラック等	散乱、崩れ	エプロンのクラック
傾斜	本体の傾斜	—	背後止壁の傾斜

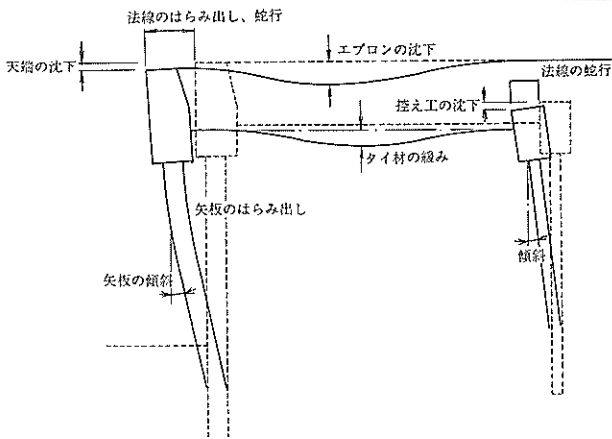


b) 矢板式岸壁

典型的被災事例として図-2.4にその被災断面図を示す。その被災断面図から被害の発生箇所としては、重力式と同様に本体部、基礎部及びその背後部の3つに区分されることが分かる。被害の発生箇所ごとに被災形態をまとめると表-2.6のようになる。

表-2.6 矢板式岸壁の被災形態²⁰⁾

被災形態	本体部	基礎部	背後部
沈下	天端の沈下	捨石、被覆材の沈下	エプロン、控え工の沈下 タイ材の緩み
はらみ出し	法線の蛇行 矢板のはらみ出し	—	背後止壁法線の蛇行 控え上部工法線の
目地開き	目地の開き	—	背後止壁の目地開き
破損	上部のクラック 矢板の折損	散乱、崩れ	エプロンのクラック 控え工の破損
前傾	上部の傾斜 傾斜	—	背後止壁の傾斜 控え工の



(2) 評価対象の被災形態と変形量

a) 評価対象の被災形態

暫定的に施設を使用する場合、応急復旧後ということになるから、先に示した各型式の被災形態の内、本体部と基礎部に生じた変形はほとんどの場合残ることになる。したがって、本体背後部のエプロンの沈下等を補修した後の岸壁の被災形態を評価対象被災形態とする。

表-2.7 評価対象被災形態

構造型式	評価対象被災形態
重力式岸壁	天端の沈下、本体の傾斜
矢板式岸壁	矢板のはらみ出し(変形形状)、タイ材(タイロッド)の緩み

表-2.7の矢板式岸壁において評価対象被災形態に変形形状と示したのは、2.1被災事例の概要の節で述べたように、変形形状が矢板に残存するひずみに影響すると思われるためであり、それらの2パターンの変形形状に、

被災事例から1パターンを加えた図-2.5に示す3パターンについて評価を行うこととする。

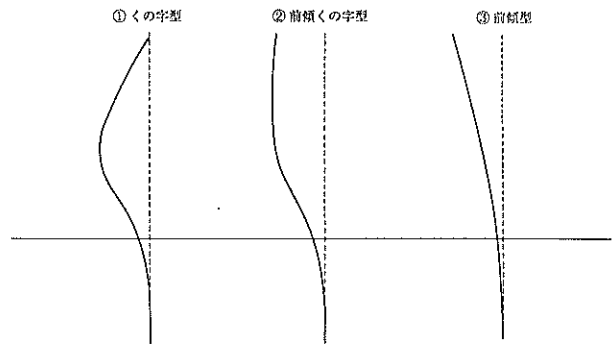


図-2.5 矢板の変形パターン²¹⁾

b) 被災程度と変形量

2.2で述べたように、暫定利用できる被災程度は概ねⅡ以下と考えられる。被災程度は表-2.1に示したような被災の状況が定義されているが、この被災程度と変形量の関係は重力式岸壁と矢板式岸壁について過去の被災事例を元に表-2.8及び表-2.9のように求められている。

表-2.8 重力式岸壁の被災程度と変形量の範囲²²⁾

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	25 以下	25 以下	30 以下	50 以下	5° 以下
Ⅱ	25~70	40 以下	50 以下	20~80	1~8°
Ⅲ	70~200	40~200	100 以下	30~100	2~15°
Ⅳ	200 以上	200 以上	100 以上	100 以上	15° 以上

表-2.9 矢板式岸壁の被災程度と変形量の範囲²³⁾

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	0~30	10 以下	30 以下	20 以下	3° 以下
Ⅱ	30~100	10~60	40 以下	50 以下	5° 以下
Ⅲ	100~200	60~120	50 以下	50~100	10° 以下
Ⅳ	200 以上	120 以上	50 以上	100 以上	10° 以上

3. 港湾構造物の残存耐力評価手法の開発

3.1 残存耐力評価の指標と評価手法

2.3では被災事例から港湾構造物の残存耐力を評価するために評価対象被災形態と変形量を設定した。本項では、各構造型式の評価対象被災形態と変形量について安定計算方法について述べる。

実際の現場における残存耐力評価時の緊急性（対象施設の構造諸元等を調査する等の時間的余裕の有無）等から、計算プログラムの作成にあたっては、ある程度簡略化したモデル化を行うこととする。そのモデル化した岸壁の諸元と計算条件等は3.2で詳述する。

各型式の残存耐力評価指標は表-3.1のとおりとする。重力式岸壁の評価手法の手順(フロー)を図-3.1に示す。

表-3.1 各形式の残存耐力評価指標

構造型式	残存耐力評価指標	評価基準
重力式	滑動安全率 (F_s)	$F_s > 1.2$ (常時)
	転倒安全率 (F_r)	$F_r > 1.2$ (常時)
矢板式	矢板応力度 (M)	$M < M_p$

3.2 評価対象施設のモデル化と計算条件

各型式の計算モデル図と水深別構造諸元(堤体幅、堤体長、潮位、矢板諸元等)を土質条件、荷重条件とともに以下に示す。

(1) 重力式岸壁の評価手法

a) 計算モデル

被災形態のパラメータを、図-3.2に示すように堤体の沈下量 S と傾斜角 θ を持つ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う。その他、以下の計算条件を設定した。

- i) 傾斜面に沿った分力を考慮し、土圧は傾斜面に作用する土圧を考える。ただし背面の地形形状は水平とする。
- ii) 堤体は γ_b ($\approx 2.1 \text{ tf/m}^3$) の単位体積重量を持った1つのブロックとする。
- iii) 上載荷重は、土圧のみに作用する。
- iv) けん引力 T は、堤体長 L で除した値 ($T/L \text{ tf/m}$) を堤体自体に作用させる。

以下に、図-3.2のモデル図の外力の釣り合い式を示す。

(2) 矢板式岸壁の評価手法

矢板式岸壁では、被災パラメータは3つの被災形態(くの字、前傾くの字、前傾型)と最大変位である。実際の応力計算では載荷、除荷、再載荷という3段階の荷重STEP

モデル化

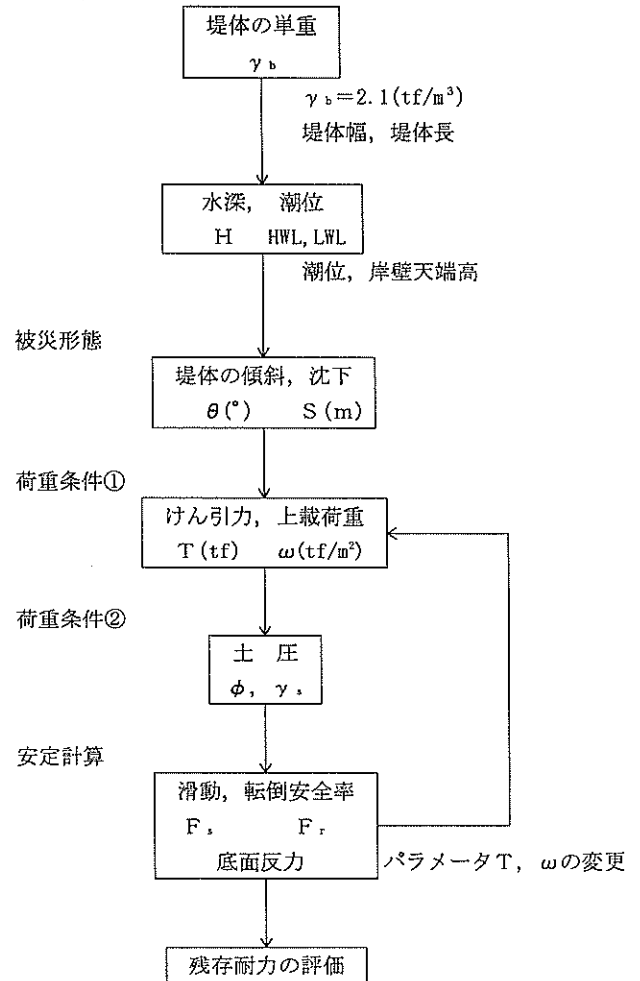
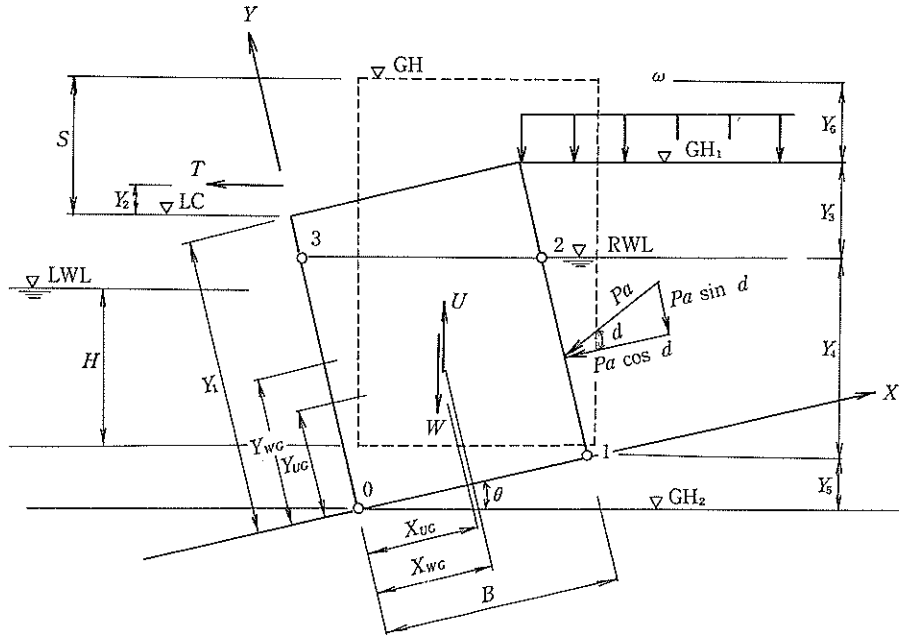


図-3.1 重力式岸壁の残存耐力評価フロー

を考慮して計算を行う。ここで、載荷ステップは被災時の最大変位を被災形態に合わせて再現する計算、除荷ステップは作用土圧が地震時土圧から常時土圧に減じる段階の計算、再載荷ステップは上載荷重による土圧の増分を作用させた段階である。

以下に計算の概要を示す。

計算は載荷STEP→除荷STEP→再載荷STEPの順で行い、除荷STEPの計算が終了した時点で、最大変位量が設定した値に合致しているか照査し、合致するまで荷重を漸増させ、載荷STEP→除荷STEPの計算を繰り返す。最大変位量が設定した値を超えたら、再載荷STEPの計算を行う(表-3.2及び図-3.3参照)。



	壁体自重	浮力	土被荷重	土圧	牽引力	残留水圧
鉛直力	$Wv = WCOS \theta$ $- WPHSIN \theta$	$Uv = UCOS \theta$	$\omega v = \omega BCOS \theta$	$Pav = TAN \delta \cdot Pah$	$Tv = TSIN \theta / L$	---
水平力	$Wh = WSIN \theta$ $+ WPHCOS \theta$	$Uh = USIN \theta$	$\omega h = \omega BSIN \theta$	$Pah = PP1 + PP2$	$Th = TCOS \theta / L$	PPw
作用位置 X_i	$XWG = B/2 + FL$	$XUG = \frac{GV}{Au}$	$XWG = B/2 + FL$	$XPG = B + FL$	$XTG = 0$	---
作用位置 Y_i	YWG	$YUG = GX/A$	$YwG = Y1$	$YPG = YP1G, YP2G$	$YTG = Y1 + \frac{Y2}{COS \theta}$	$YrG = Yr1, Yr2$

全鉛直力

$$\Sigma V = Wv - Uv + \omega v + Pav - Tv$$

全水平力

$$\Sigma H = Wh - Uh + \omega h + Pah + Th + PPw$$

転倒モーメント

$$Mm = Wh \cdot YWG - Uh \cdot YUG + \omega h \cdot YWG + Pah \cdot YPG + Th \cdot YTG + PPw \cdot YrG$$

抵抗モーメント

$$Mr = Wv \cdot XWG - Uv \cdot XUG + \omega v \cdot XWG + Pav \cdot XPG + Tv \cdot XTG$$

(ここで、 $Pah \cdot YPG = PP1 \cdot YP1G + PP2 \cdot YP2G$, $PPw \cdot YrG = PPw1 \cdot Yr1 + PPw2 \cdot Yr2$)

①滑動の安全率

$$Fs = \frac{\mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

②転倒の安全率

$$Fr = \frac{Mr}{Mm}$$

③底面反力

$$\text{偏心距離 } x = \frac{Mr - Mm}{\Sigma V}$$

$$e = (B + FL) / 2 - x$$

台形分布

$$P1 = \frac{\Sigma V}{B + FL} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B + FL}\right)$$

$$P2 = \frac{\Sigma V}{B + FL} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B + FL}\right)$$

三角形分布

$$P_{max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{x}$$

図-3.2 重力式岸壁安定計算モデル図, 外力の釣合式

表-3.2 各STEPの荷重条件

荷重STEP	地震時土圧などを想定し、三角形分布の分布荷重を海底面より上部に鋼矢板の背面から作用させる。
除荷STEP	地震中の大きな作用土圧から地震後の作用土圧が減少することを考慮し、鋼矢板前面に減少土圧を作用させる。
再載荷STEP	被災後に上載加重が作用する場合を想定し、上載荷重による土圧の増分を矢板背面に作用させる

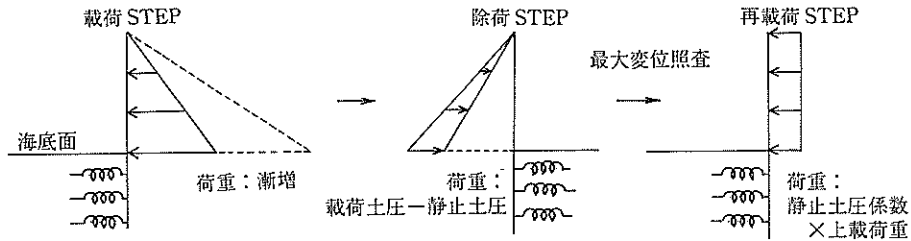


図-3.3 各STEPの荷重条件

タイロッド取付点の支持条件は、被災形態（モード）ごとに表-3.3及び図-3.4に示すように設定した。

すなわち、くの字型の場合は、控え工及びタイロッドが健全な状態であり、水平方向のみ固定とする。

前傾型の場合は、控え工が液状化等により横方向支持力を失った状態であり、支承無しとする。

前傾くの字型は、くの字型と前傾型の中間的な状態であり、ばね定数を1/2等に変えたタイロッドばねによる支持とする。

なお、タイロッドのばね定数の設定方法については、付録17ページに示す。

表-3.3 タイロッド取付点における鋼矢板壁の支持条件

	荷重STEP	除荷STEP	再載荷STEP
くの字型	水平方向のみ固定	支承無し	水平方向のみ固定
前傾くの字型	ばね定数を1/2としたタイロッドばね	支承無し	タイロッドばね
前傾型	支承無し	支承無し	タイロッドばね

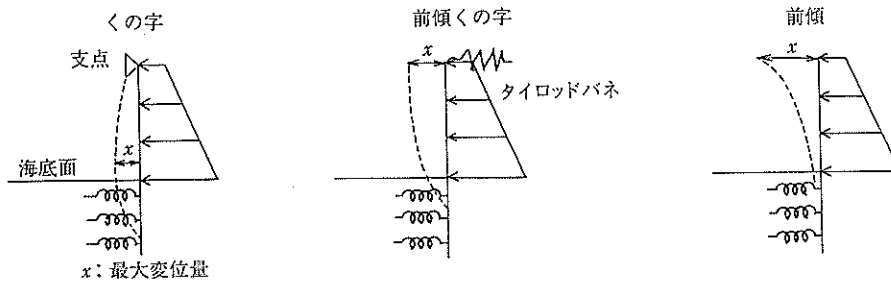


図-3.4 タイロッド取付点における鋼矢板壁の支持条件

以下に各荷重STEPごとの計算モデルについて述べる。

a) 荷重STEP

i) 荷重モデル

計算モデルは、図-3.5に示すように、海底面より上部の鋼矢板壁背面に三角形分布の土圧を作用させる。地震時の土圧はこのような単純なものではないが、矢板の最大変位量及び分布形を再現するための第一次近似として三角形分布を仮定した。

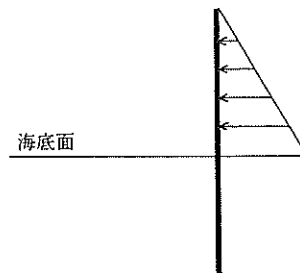


図-3.5 鋼矢板壁背面にかかる土圧分布

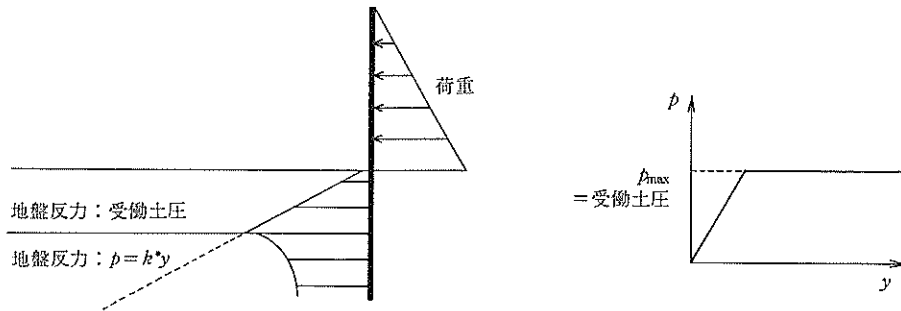


図-3.6 地盤反力モデル

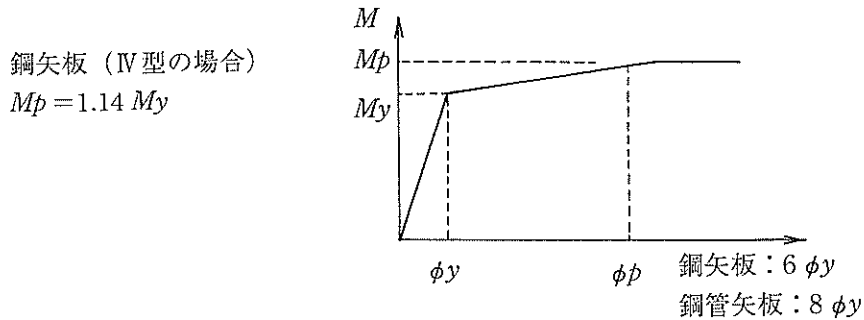


図-3.7 鋼矢板の弾塑性モデル

ii) 地盤反力モデル

図-3.6に示すようなパイレニア及び分布形の地盤反力を海底面より下に作用させる。

iii) 鋼矢板モデル

鋼矢板の曲げモーメントMと曲率φの関係は、図-3.7に示すようなトリリニアなM-φ関係を考慮した弾塑性モデルとする。

全塑性モーメントMpと降伏モーメントMyの関係については、鋼管矢板の場合は円筒形であるので、

$$M_p = 4/\pi \cdot M_y$$

となる。

鋼矢板の場合は断面形状が複雑であるので、Mpは鋼管矢板のような簡単な理論式では算出できない。そこで、本研究では鋼矢板が連続壁となったときの鋼矢板のMpについて、鋼矢板の各型ごとのCAD図面から得られる鋼矢板断面の諸量を基に、全塑性モーメントMpと降伏モーメントMyを算出することによりその関係を求めた。その結果、各型ごとによりMp=1.13~1.20・Myの関係となった。

鋼管矢板の場合の全塑性モーメントの時の曲率φ_pと降伏モーメントの時の曲率φ_yの関係について、

φ_p=8φ_yとしたのは、文献²⁰⁾によった。

b) 除荷STEP

i) 荷重モデル

図-3.8に示すように地震後は地震時荷重から静止土圧まで土圧が減少すると仮定して、載荷STEPでの作用荷重から静止土圧を引いたものを除荷荷重とし、鋼矢板前面から作用させる。

地震後に矢板に作用している土圧が静止状態であるか主働状態であるか議論のわかれるところであるが、載荷時の土圧を三角形分布と単純化していること及び安全サイドを考えて、ここでは静止土圧が作用しているものとした。

載荷STEP荷重は設定された最大変位に見合うまで増加させていくが、載荷STEP荷重が静止土圧以下で設定された最大変位に達することも考えられる。

この場合は(載荷STEP荷重-静止土圧)が負となるため、除荷STEP荷重は0とする。

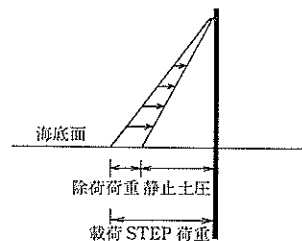


図-3.8 除荷荷重

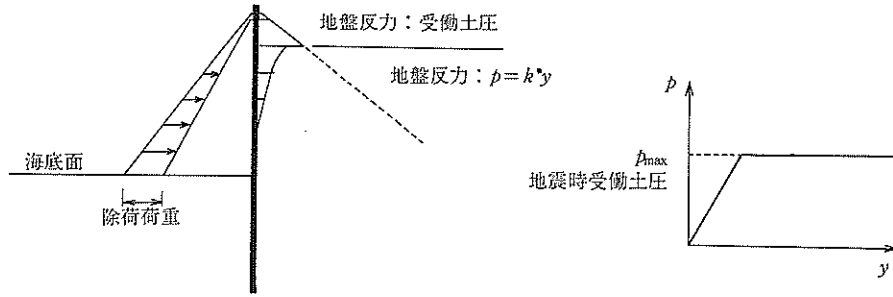


図-3.9 除荷STEPの地盤反力

ii) 地盤反力モデル

図-3.9に示すようなバイリニアの地盤反力を背後地盤の地表面から深度方向に作用させる。

除荷時には、除荷荷重を陸側に載荷するモデルであるので本来背後地盤の地盤反力を考慮しない方が、厳密であるといえるが、実際の被災の場合には元の状態への戻りにくさを考慮して、背後地盤の地盤反力を考慮することとした。これは、地盤が主働状態では引張抵抗はほぼ0に近いが、受働状態では圧縮抵抗が働くと考えたものである。

iii) 鋼矢板モデル

除荷時のM- ϕ 関係については、鋼矢板が図-3.10のような弾性時のM- ϕ 関係にしたがって挙動するものとした。

c)再載荷STEP

i) 荷重モデル (図-3.11参照)

被災した鋼矢板岸壁の背面地盤に上載荷重が作用する場合を想定し、上載荷重による土圧の増分を鋼矢板背面に作用させる。

ii) 地盤反力モデル及び鋼矢板モデル

除荷時、再載荷時の地盤ばねのp-y関係と鋼矢板のM- ϕ 関係は、図-3.12及び図-3.13のように、地盤と鋼矢板がそれぞれ初期剛性をもって弾性挙動をするものと仮定した。

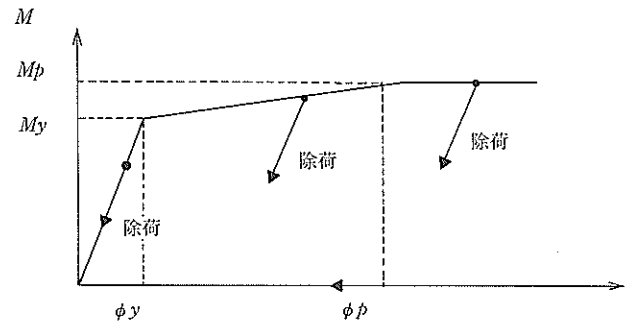


図-3.10 除荷STEPの鋼矢板モデル

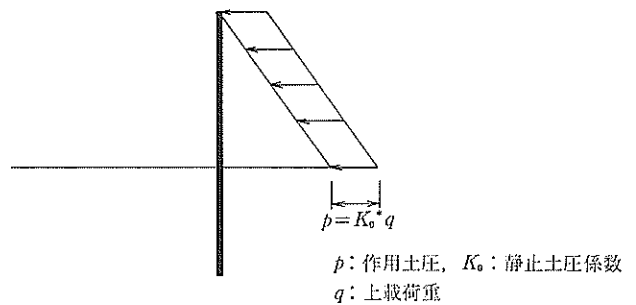


図-3.11 再載荷荷重

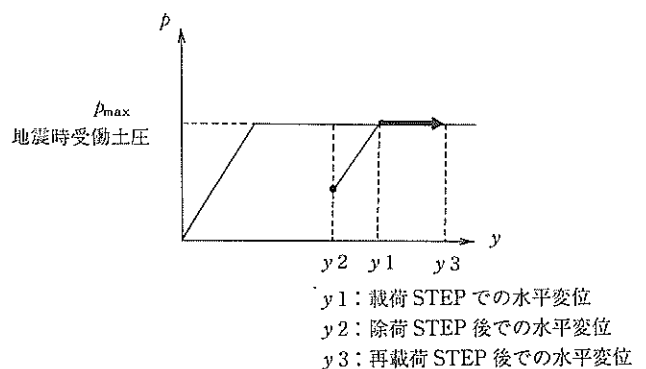


図-3.12 再載荷STEPの地盤反力モデル

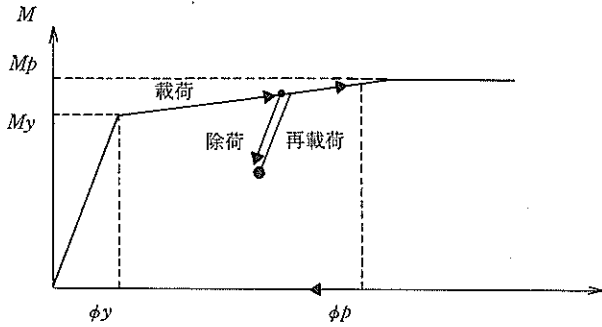
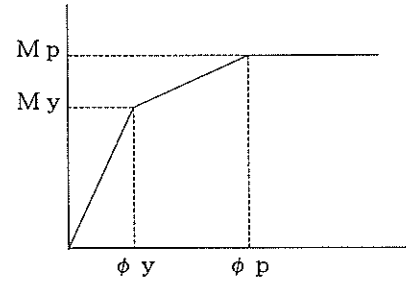


図-3.13 再載荷STEPの鋼矢板モデル



鋼管矢板 : $M_p = \frac{4}{\pi} M_y, \phi_p = 8\phi_y$

鋼矢板 : $M_y = 1.13 \sim 1.20 \cdot M_y, \phi_p = 6\phi_y$

図-3.14 M-phiモデル

d) 解析プログラムの剛性マトリックス

本プログラムの、剛性マトリックスを以下に示す⁽²⁵⁾⁽²⁶⁾。

①地上部 (横方向地盤反力係数が0の部材)

$$\begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ & \frac{4EI}{l} & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ & & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} \\ & & & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix}$$

SYM.

②地中部 (横方向地盤反力係数が0でない、弾性床
上の梁要素)

$$-\frac{EI\beta}{\delta} \begin{bmatrix} 2\beta^2(x_2+w_2) & \beta(-\phi_2+\varphi_2) & -4\beta^2(-\phi\omega+x\varphi) & 4\beta x\omega \\ & -x_2+w_2 & -4\beta x\omega & 2\beta(-\phi\omega+x\varphi) \\ & & 2\beta^2(x_2+w_2) & \beta(\phi_2-\varphi_2) \\ & & & -x_2+w_2 \end{bmatrix}$$

SYM.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh}{4EI}}$$

$$\delta = \sin^2(\beta l) - \sinh^2(\beta l)$$

$$\phi = \cos(\beta l), x = \sin(\beta l), \varphi = \cosh(\beta l), w = \sinh(\beta l)$$

$$\phi_2 = \cos(2\beta l), x_2 = \sin(2\beta l), \varphi_2 = \cosh(2\beta l), w_2 = \sinh(2\beta l)$$

e) 解析の手順

本プログラムのM-phiモデル, My, Mpの判断方法, 解析手順を図-3.14, 図-3.15及び図-3.16に示す。

(3) 残存耐力評価システムプログラムの概要

(1) (2) に示した手法で, 重力式は堤体の沈下量と傾斜角をパラメータとして安定計算を行い転倒, 滑動の安全率及び底面反力で残存耐力を評価する。矢板式は矢板の最大水平変位量と変形形態を計算上のパラメータとして考慮し, 計算された断面モーメントを矢板の保有するMy, Mpと比較して評価を行う。

図-3.17に, 残存耐力評価システムプログラムの画面構成をフローとして示す。なお, 詳細は付録のシステムプログラム操作説明書を参照されたい。

(4) 重力式岸壁の残存耐力評価プログラムの作成

重力式岸壁の残存耐力評価プログラムを作成するための水深別構造諸元等の計算条件を過去の設計事例を参考に表-3.4に示すように定めた。条件の考え方は以下のとおりである。

- a) 水深……対象船舶を小型船及び大型船として-4.0m~-12.0mで設定した。
- b) 堤体幅……過去の設計事例から, 水深別に設定した。
- c) 堤体長……過去の設計事例から, けん引力作用時の感度分析した結果を基に設定した。
- d) 潮位, 天端高……過去の設計事例から対象船舶, 潮位(H.W.L),天端高の組み合わせを設定した。L.W.Lは±0.0mとし, 残留水位R.W.Lは1/3*(H.W.L-L.W.L)で計算した。
- e) 土圧……裏込材が入っていると, 一般的な内部摩擦角とした。ただし, 裏込材の投入高, 形状等で内部摩擦角を低減する場合も考慮し, $\phi = 35^\circ, 40^\circ$ の2ケースに設定した。単位体積重量 γ は2.0tf/m³(飽和), 1.0tf/m³(水中)とした。

f) 上載荷重……被災後暫定利用を考慮し、0.5, 1.0, 2.0tf/m²に設定した。
 g) けん引力……対象船舶、水深別にごとに設定した。

前記の全ケースについて本プログラムで予め計算しノモグラムを作成した。その一例を、図-3.18に、また、全ケース(フーチングを考慮)の結果をまとめたものを、図-3.19及び図-3.20に示す。

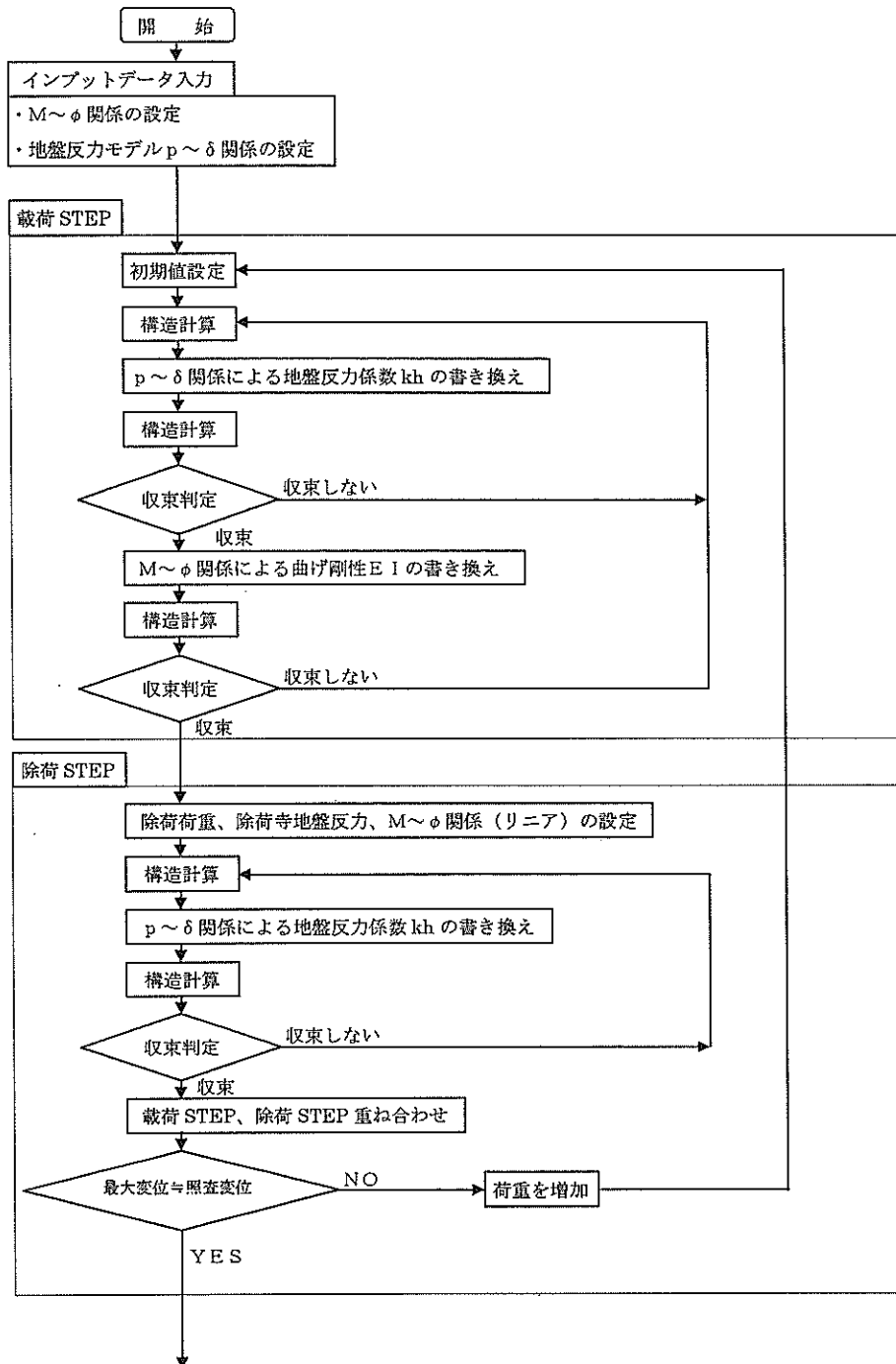


図-3.16 フローチャート

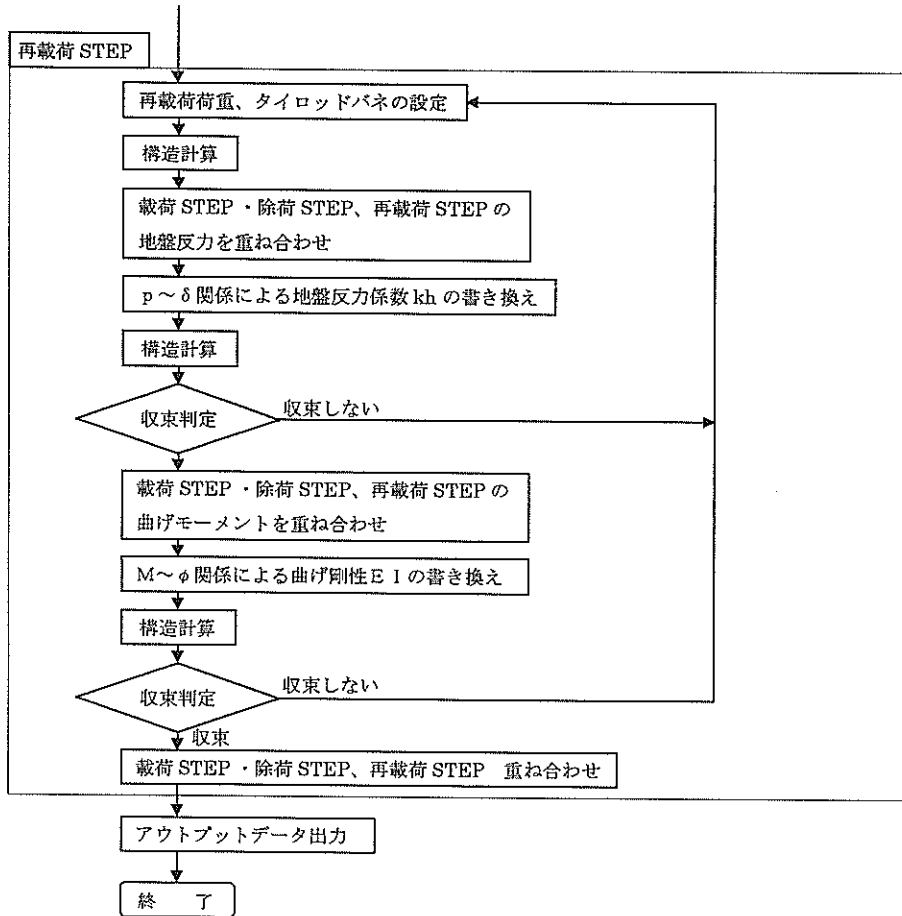
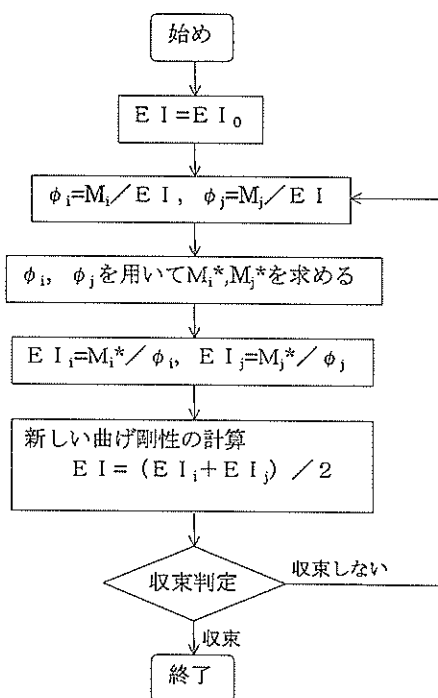
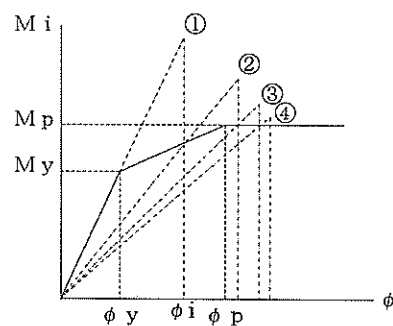


図-3.16 フローチャート (続き)



左図のフローチャートを模式的に示すと以下のようになる。



①, ②, ③, ④は計算の順番を示す。

図-3.15 My, Mpの判断方法

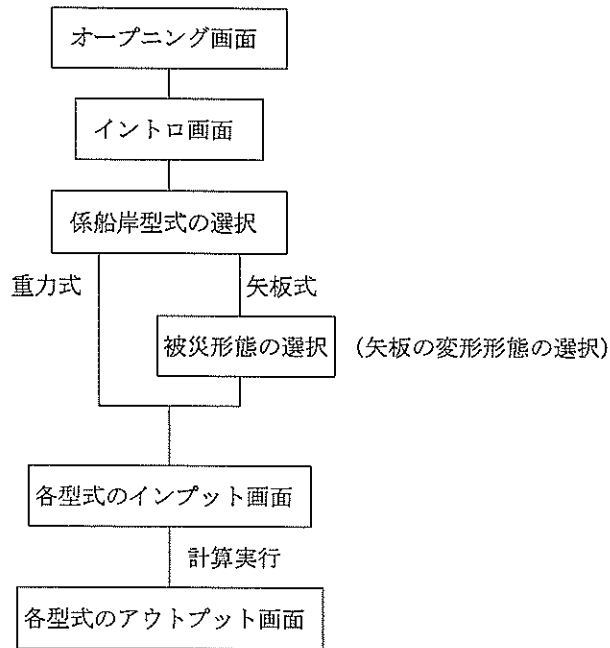


図-3.17 残存耐力評価プログラムの画面構成

表-3.4 対象船舶と計算条件一覧

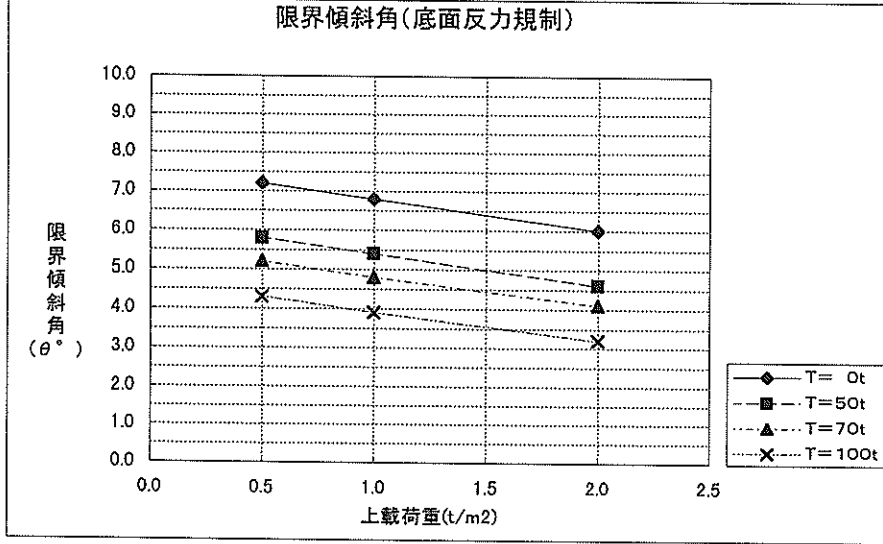
対象船舶	水深 (m)	堤体幅 (m)	堤体長 (m)	天端高 (m)	H.W.L (m)	R.W.L (m)	土圧 (°)	上載荷重 (t/m ²)	被災形態		けん引力 (t)				
									傾斜角θ	沈下量S					
小型	-4.0	4.5	10.0	2.0	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0				
				3°	10 cm	15									
			15.0	3.5	2.0	0.7	40	1.0	5°	30 cm	25				
				8°	50 cm										
			大型	-4.5	5.0	10.0	2.5	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0	
							4.0	2.0	0.7			1.0	3°	10 cm	15
15.0	4.5	3.0				1.0	40	2.0	5°	30 cm	25				
	8°	50 cm				35									
大型	-5.5	5.0				7.0	2.5	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0	
							4.0	2.0	0.7			1.0	3°	10 cm	15
			10.0	4.0	2.0	0.7	40	2.0	5°	30 cm	25				
				8°	50 cm	35									
			大型	-7.5	7.0	10.0	2.5	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0	
							4.0	2.0	0.7			1.0	3°	10 cm	15
12.5	4.0	2.0				0.7	40	2.0	5°	30 cm	25				
	8°	50 cm				35									
大型	-10.0	8.0				7.0	7.0	2.5	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0
							10.0	10.0	4.0	2.0			0.7	1.0	3°
			13.0	15.0	4.5	3.0	1.0	40	2.0	5°	30 cm	70			
				8°	50 cm	100									
			大型	-12.0	10.0	8.0	12.5	2.5	0.5	0.2	35	0.5	0°	0 cm	0
							15.0	4.0	2.0	0.7			1.0	3°	10 cm
17.5	4.0	2.0				0.7	40	2.0	5°	30 cm	70				
	8°	50 cm				100									
14.0	10.0	4.5				3.0	1.0	40	2.0	5°	30 cm	70			
	15.0	4.5				3.0	1.0			8°	50 cm	100			

重力式岸壁 限界傾斜角ノモグラム

- ・対象船舶 大型船
- ・計算条件 水深 -10.0m, 堤体幅 10.0m, 堤体長 15.0m, 天端高 +4.5m, H.W.L +3.0m

シート番号 109

内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$



シート番号 110

内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$

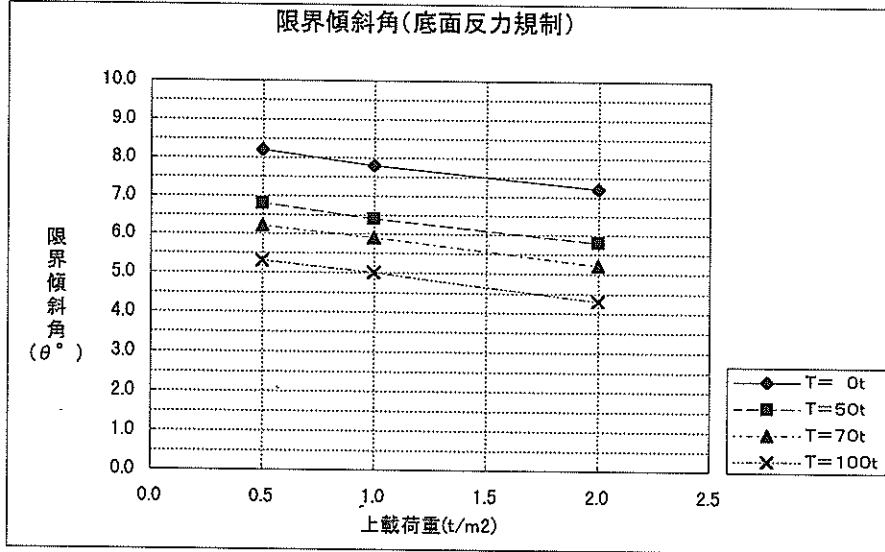


図-3.18 ノモグラムの一例

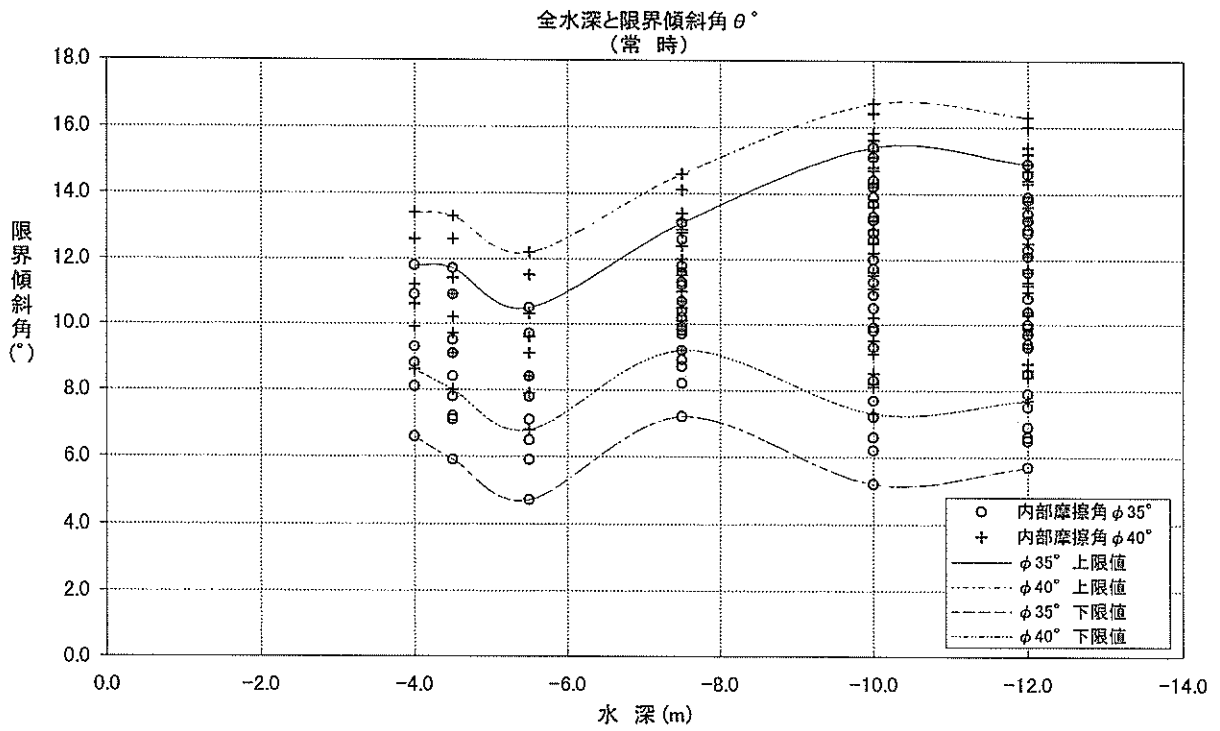


図-3.19 全解析結果 (常時)

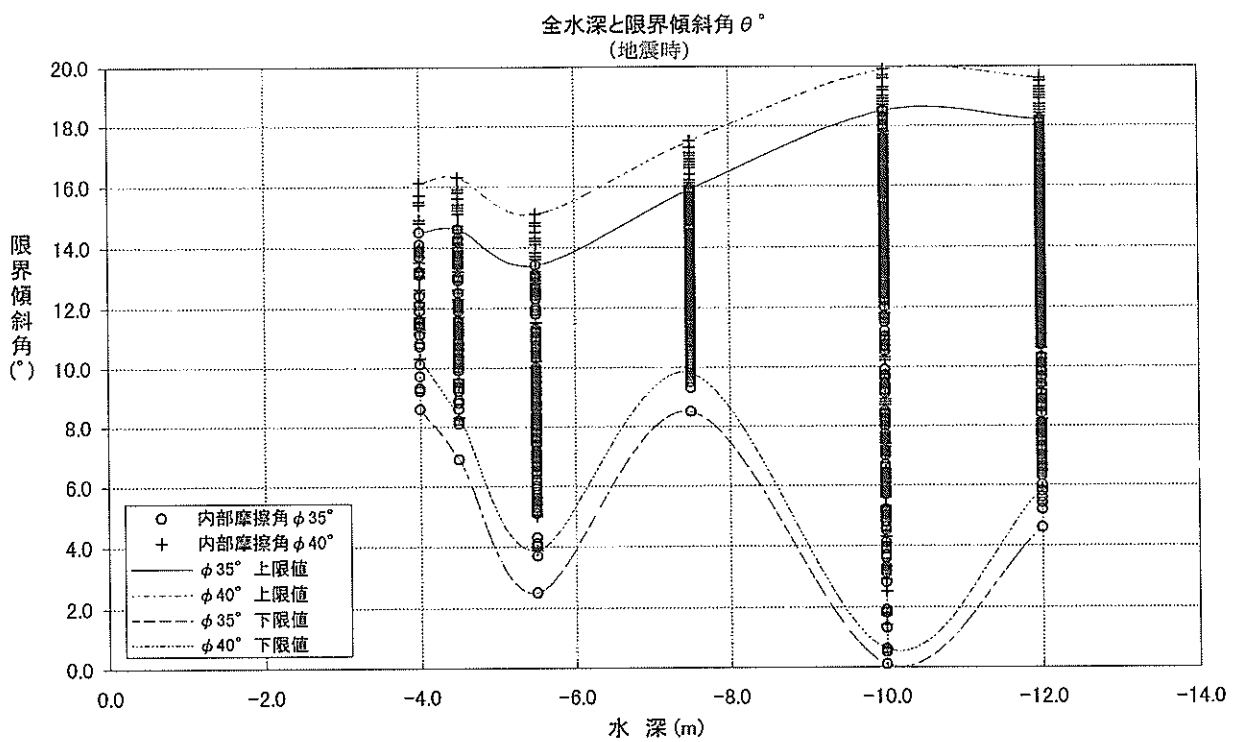


図-3.20 全解析結果 (地震時)

4. 各構造型式の暫定使用時の残存耐力評価

3.2で作成した残存耐力評価システムプログラムを使用して、重力式、矢板式岸壁の構造形式別に安定・応力計算を実施し、それぞれの構造形式の持つ残存耐力の特性を検討した。以下に結果を示す。

4.1 重力式岸壁の安定計算

重力式岸壁では、ノモグラムの全ケースについて限界傾斜角を求めた。ただし、限界傾斜角は、滑動・転倒の安全率（常時：Fs=1.2, Fr=1.2, けん引時：Fs=1.0, Fr=1.1）及び底面反力（目安値としてPmax=50tf/m²とした）のいずれかを下回る直前の傾斜角度として、0.1刻みで算出した。その結果を表-4.1に示す。

表-4.1 各水深ごとの限界傾斜角

水深 (m)	土圧 φ(°)	堤体幅 (m)	限界傾斜角(°)	
			常時	けん引時
-4.0	35	4.5	6.6 ~ 11.8	8.6 ~ 14.5
	40	4.5	8.6 ~ 13.4	10.3 ~ 16.1
-4.5	35	5.0	5.9 ~ 11.7	6.9 ~ 14.6
	40	5.0	8.0 ~ 13.3	8.3 ~ 16.3
-5.5	35	5.0	4.7 ~ 10.5	2.5 ~ 13.4
	40	5.0	6.8 ~ 12.2	3.9 ~ 15.1
-7.5	35	7.0	7.2 ~ 11.8	8.5 ~ 14.6
	35	8.0	8.9 ~ 13.1	10.9 ~ 15.9
	40	7.0	9.2 ~ 13.4	9.8 ~ 16.2
	40	8.0	10.7 ~ 14.6	12.6 ~ 17.5
-10.0	35	7.0	5.2 ~ 9.9	0.1 ~ 12.0
	35	10.0	9.8 ~ 13.3	10.9 ~ 16.1
	35	13.0	12.6 ~ 15.4	14.4 ~ 18.5
	40	7.0	7.3 ~ 11.6	0.6 ~ 13.2
	40	10.0	11.5 ~ 14.7	12.6 ~ 17.6
	40	13.0	14.2 ~ 16.7	15.9 ~ 19.9
-12.0	35	8.0	5.7 ~ 9.9	4.6 ~ 12.6
	35	10.0	8.5 ~ 12.1	10.9 ~ 15.0
	35	14.0	12.3 ~ 14.9	14.8 ~ 18.2
	40	8.0	7.7 ~ 11.6	5.9 ~ 13.7
	40	10.0	10.3 ~ 13.6	12.7 ~ 16.6
	40	14.0	13.8 ~ 16.3	16.4 ~ 19.6

この結果から次のことがわかる。

① 土圧の違い（φ=35°, 40°）により限界傾斜角にほぼ1°の差がある。

② 計算した岸壁の中で、水深の浅い、特に-4.5~-5.5mの岸壁では傾斜角に余裕がない。また、水深-10m以深の深い岸壁でも堤体幅が10m以下については同様に余裕がない。余裕がないケースについて、さらに詳細に計算条件をみると次のようである。

- ・満潮位が2.0mを越えるもの
- ・上載荷重2.0tf/m²が作用した場合
- ・対象岸壁の中で最大のけん引力を作用させた場合

したがって、以上の条件に当てはまる岸壁は残存耐力が小さいということになる。逆に、-10m以深の堤体幅13m以上の岸壁には残存耐力が比較的大きいといえる。

③ 表-4.1の中で限界傾斜角が0のものがある。これは、底面反力の規制値Pmax=50tf/m²を越えたため、安定計算でフーチングを考慮していないことが原因である。ただ被災したケーソンのフーチングが損傷しているケースを想定すると、暫定使用決定時に被災岸壁の残存耐力を危険側に判定することは、二次災害を未然に防止する上で致し方ないことであろう。ちなみに滑動、転倒の安全率は全て許容値内に収まっている。

4.2 矢板式岸壁の変形形状と応力

矢板式岸壁では、水深-7.5mの規模を想定して応力の計算を行った。なお、矢板の断面諸元（I, Z等）は表-4.2のとおりで、鋼材仕様は実際のもの（U型SP-IV, 鋼管矢板φ600, φ800）を用いた。計算条件は表-4.3のとおりである。

また、前傾くの字モードのタイロッドばねは図-4.1のように、海底面および海底面下0.1~0.2Hに仮想支持点をおいた場合のタイロッド取付点の支点反力の算定を行い、この取付点反力から最適なタイロッドを求め、タイロッド長を10mと仮定してタイロッドばねを求めた。

表-4.2 鋼材仕様

型式	I (cm ⁴ /m)	Z (cm ³ /m)	My (tf·m/m)	Mp (tf·m/m)
FSP-IV (SY295)	38,600	2,270	68.10	77.63(=1.14My)
φ600 t9(SKY400)	110,000	3,660	87.84	111.84(=4/πMy)
φ800 t9(SKY490)	202,000	5,040	161.18	205.35(=4/πMy)

※ SY295 : σy=3000kgf/cm²

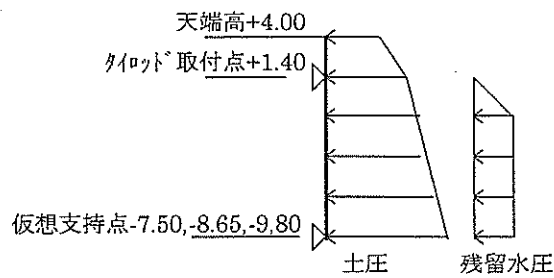
SKY400 : σy=2400kgf/cm²

SKY490 : σy=3200kgf/cm²

表-4.3 計算条件

海底地盤N値	N=5, 10, 15
被災形態	くの字、前傾くの字、前傾
最大変位量	10, 30, 60 cm
上載荷重	1.0 t/m ²

計算結果を矢板ごとに横軸に最大変位量を取り、縦軸に最大曲げモーメントを取って示したのが図-4.2 (1)



～(3)である。同図の左側は、除荷後（地震後の残留モーメント）、右側が再載荷後（上載荷重1.0t/m²の載荷後）である。各被災モードの各最大変形量に○が3つ重ねてプロットされているが、上から順にN値=5, 10, 15となっている。

限られた計算条件についてであるが、変形モードと矢板発生応力について図-4.2から以下のようなことが分かる。

タイロッドバネ設定のための試算ケース

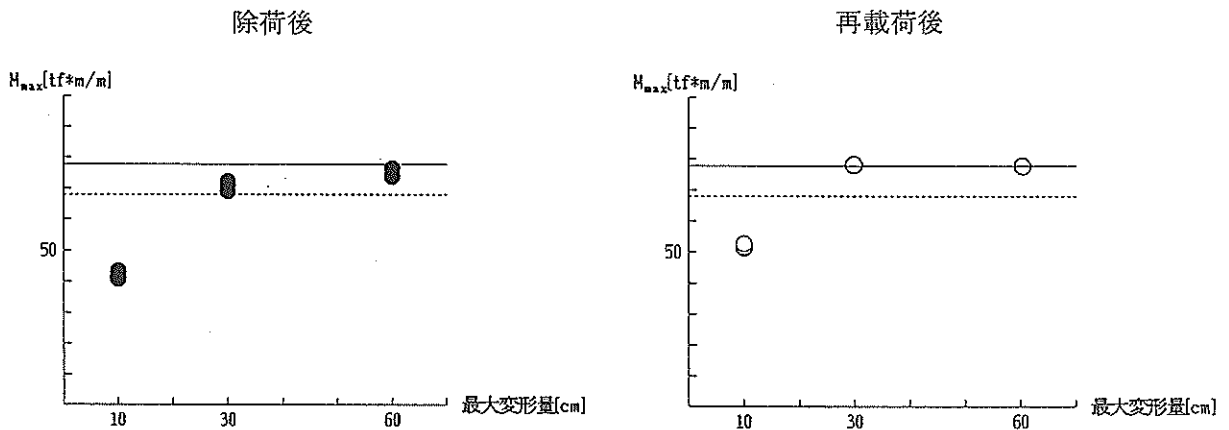
	仮想支持点			内部摩擦角 φ		設計震度(k'=2.0*k)		
	海底面	海底面-0.1H	海底面-0.2H	30	35	k=0.1	k=0.2	k=0.25
ケース1	○			○		○		
ケース2	○			○			○	
ケース3	○			○				○
ケース4	○				○	○		
ケース5	○				○		○	
ケース6		○		○				○
ケース7			○	○				○

試算結果

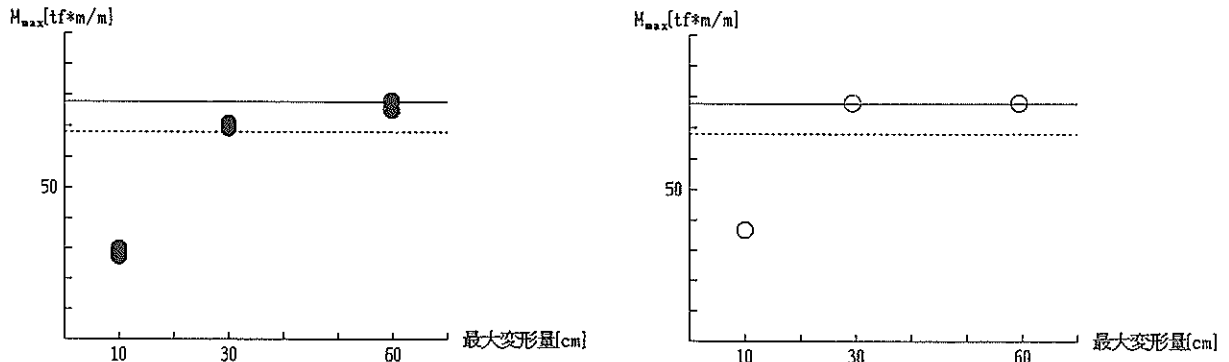
	最大曲げモーメント[tf*m/m]	タイロッド取付点反力[tf*m/m]
ケース1	54.439 鋼材 1*	24.792
ケース2	78.341	36.062
ケース3	101.156	46.793
ケース4	47.293	21.681
ケース5	67.059 鋼材 2*	30.079
ケース6	136.813 鋼材 3*	53.742
ケース7	179.218	61.122

*許容応力度ベースで内輪で最大の曲げモーメント

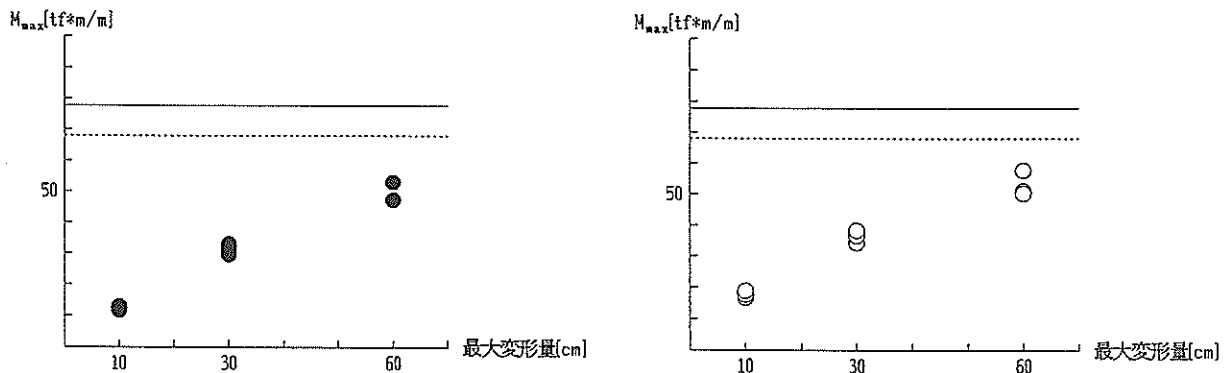
図-4.1 タイロッドばねの設定



最大曲げモーメント (FSP-IV、被災モードくの字)

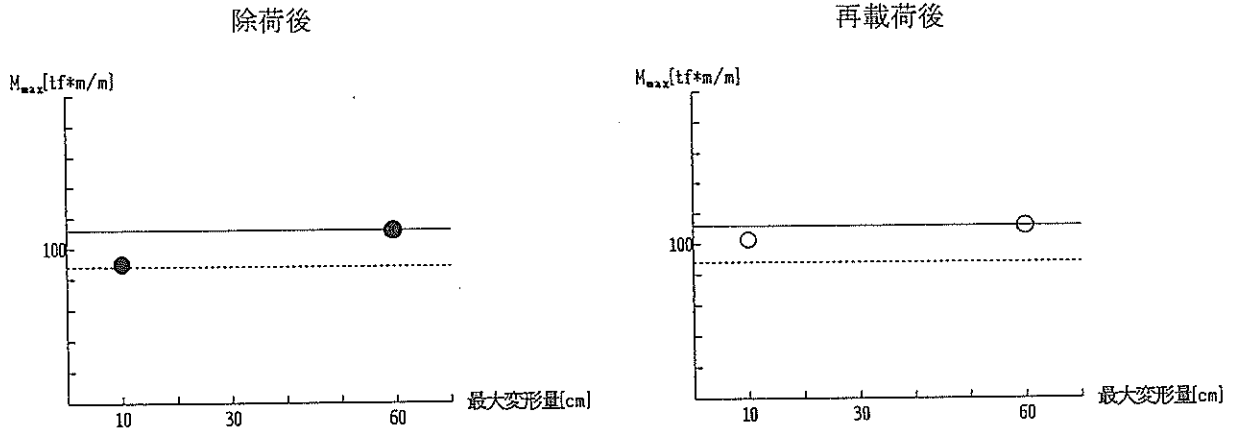


最大曲げモーメント (FSP-IV、被災モード前傾くの字)

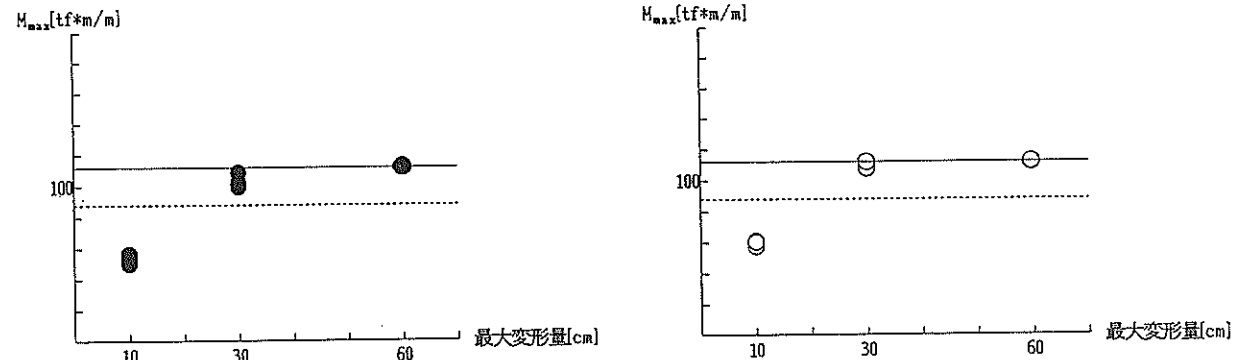


最大曲げモーメント (FSP-IV、被災モード前傾)

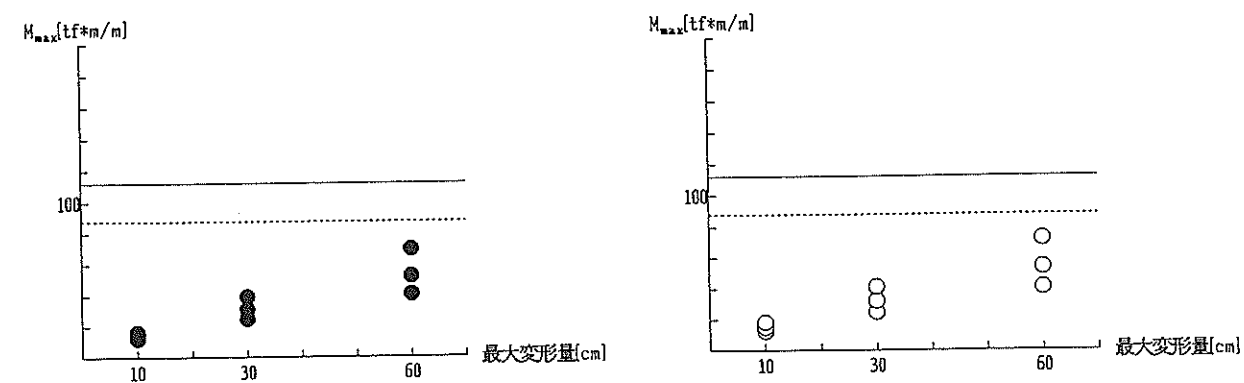
図-4.2(1) U型矢板FSP-IVの計算結果



最大曲げモーメント (φ 600、被災モードくの字)



最大曲げモーメント (φ 600、被災モード前傾くの字)

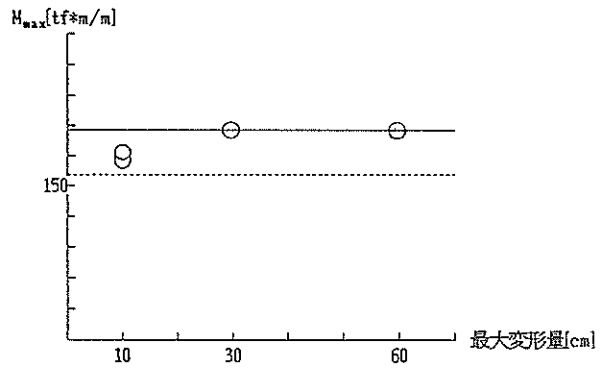
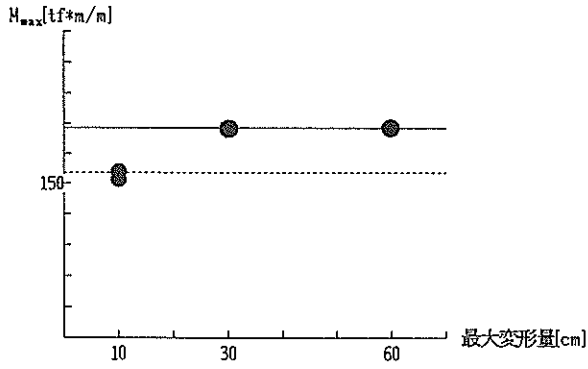


最大曲げモーメント (φ 600、被災モード前傾)

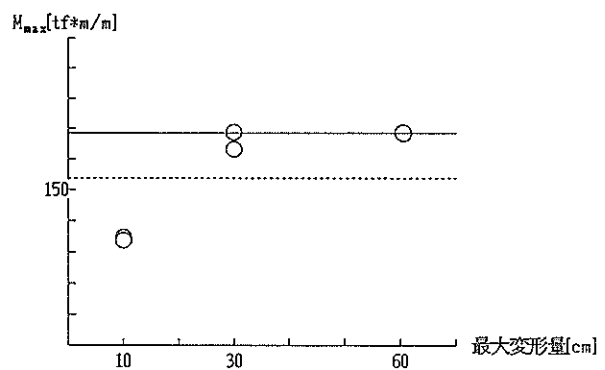
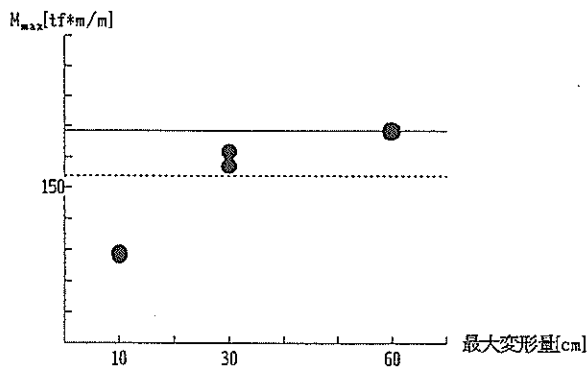
図-4.2(2) 鋼管矢板φ600の計算結果

除荷後

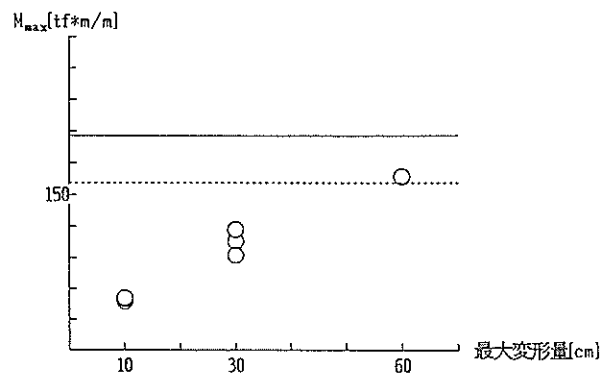
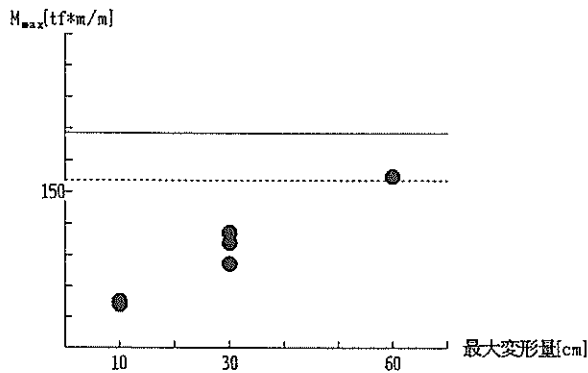
再載荷後



最大曲げモーメント (φ 800、被災モードくの字)



最大曲げモーメント (φ 800、被災モード前傾くの字)



最大曲げモーメント (φ 800、被災モード前傾)

図-4.2(3) 鋼管矢板φ800の計算結果

表-4.4 ケーソン式岸壁の傾斜角度による常時の残存耐力の目安

堤体の傾斜角	残存耐力	暫定使用の評価
3°以下	残存耐力をほぼ有している。	概ね可。
3～5°	残存耐力をほぼ有している可能性もある。	概ね可であるが十分な調査検討が必要。(上載荷重、接岸けん引の制限等)
5～8°	残存耐力を有していない可能性が高い。	やむを得ない場合に限り十分な検討の上判断する。
8°以上	条件により残存耐力を保持している場合もあるが殆ど残らない。	原則不可。

①海底面下の地盤N値の影響は小さい。

②鋼管矢板の被災モードが「くの字」及び「前傾くの字」においては、除荷後の残留変形がそれぞれ10cm、30cmのとき曲げモーメントは降伏モーメント M_y ～塑性モーメント M_p の間にあり弾塑性領域である。再載荷後（上載荷重 1.0tf/m^2 の載荷後）には塑性モーメントの線からそれ以上にモーメントが大きくなり、ほぼ全塑性モーメントに達し、両者とも60cmの残留変形では塑性モーメントに達している。

U型の鋼矢板では同じ被災モードで、残留変形が30cmのとき弾塑性領域にあり、再載荷後には全塑性モーメントに達する。60cmの残留変形では鋼管矢板と同様である。

③U型の残留変形10cm場合とどの矢板においても被災モードが前傾型の場合は、最大変形量が60cmであっても降伏モーメントまではまだ若干の余裕がある。ただし、計算の前提が再載荷後の計算では「前傾くの字型」「くの字型」ともタイロッドばね定数を健全な状態と仮定しているの、実際に現場で暫定使用を判断する場合注意が必要であり、タイロッド及び控え工が健全であることが確認できた場合残存耐力が十分であると判断できる。

④変形図からいえることは、再載荷ステップでの変形増加は数cm程度である。

⑤被災モードがくの字及び前傾くの字の場合、海底面より上と地中部の2カ所で塑性化が発生しており、前傾の場合は発生していない。

⑥くの字及び前傾くの字の場合再載荷ステップにおいて、海底面より上でのモーメントは、降伏モーメントに達した部材要素が増え、矢板の塑性化が進展したことが分かる。

4.3 暫定使用時の残存耐力の総合評価

4.1及び4.2の結果より被災岸壁の暫定使用時の残存耐力評価について改めてまとめると次のようである。

(1)重力式岸壁

表-4.5 矢板式岸壁の残存耐力の目安

矢板種別	残留変形 (cm)	被災モード		
		くの字	前傾くの字	前傾
U型	10	弾性領域	弾性領域	弾性領域
	30	弾塑性～塑性	弾塑性～塑性	弾性領域
	60	弾塑性～塑性	弾塑性～塑性	弾性領域
鋼管矢板	10	弾塑性領域	弾塑性領域	弾性領域
	30	弾塑性～塑性	弾塑性～塑性	弾性領域
	60	塑性領域	塑性領域	弾性領域

①土圧の違いにより限界傾斜角にほぼ1°の差がある。

②水深-4.5m～-5.5mの岸壁及び水深-10m以深の深い岸壁でも堤体幅が10m以下については、次の条件下にあるとき残存耐力に余裕がない。

- ・満潮位が2.0mを越えるもの
- ・上載荷重 2.0tf/m^2 が作用した場合
- ・対象岸壁の中で最大のけん引力を作用させた場合

③重力式岸壁の傾斜角度による常時の残存耐力の目安は、表-4.4のように示すことができる。

(2)矢板式岸壁

今回解析の対象としたケース（水深-7.5m、 $\phi=600$ 、800、U型のIV型）については被災モード及び矢板の種別で残存耐力評価の目安となる残留変形は表-4.5のようになる。

ただし、被災モードの前傾においては、計算の前提が再載荷後の計算ではタイロッドばね定数を健全な状態と仮定しているの、実際に現場で暫定使用を判断する場合注意が必要であり、タイロッドが健全であることが確認できた場合残存耐力が十分であると判断できる。

5. 残存耐力評価手法の事例検証

本章では、3.1～3.2で示した残存耐力評価手法等の妥当性について、実際の被災した岸壁を使って検証した。

5.1 重力式岸壁の事例検証

重力式岸壁の検証に用いた事例は兵庫県南部地震で被

災した表-5.1に示す3岸壁とした。これらの被災状況は表-5.1及びに図-5.1(1)~(3)に示す断面図のとおりである。検証は、実際に岸壁ケーソン、中詰砂、上載土等の重量を詳細に計算し、表-5.1の被災形態の内沈下量と傾斜角を考慮して安定計算を行い、その計算結果と残存耐力評価手法のモデルによる安定計算結果と比較することで行った。

表-5.1 検証事例 (六甲アイランド)

施設名	被災形態		
	沈下量(m)	傾斜角(°)	水平移動(m)
六甲アイランド-7.5m岸壁	1.70	2.5	1.22
六甲アイランド-10m岸壁	1.30	3.0	2.84
六甲アイランド-12m岸壁	1.70	5.0	2.40

表-5.2(1)及び(2)に計算結果を比較して示す。

これらの結果から、常時では、船舶けん引力を100tf/mとしても滑動安全率、転倒安全率、底面反力とも設計条件を満たすことが確認された。

地震時については、設計震度相当の余震が発生すると滑動安全率が1.0を下回る結果となった。

本施設の被災の程度(傾斜角 2.5° ~ 5.0°)から判断すると、常時には安全で地震時には危険となるというこの結果は妥当なもの判断できる。

以上のことより、モデルによる残存耐力の評価計算は妥当であると判断する。

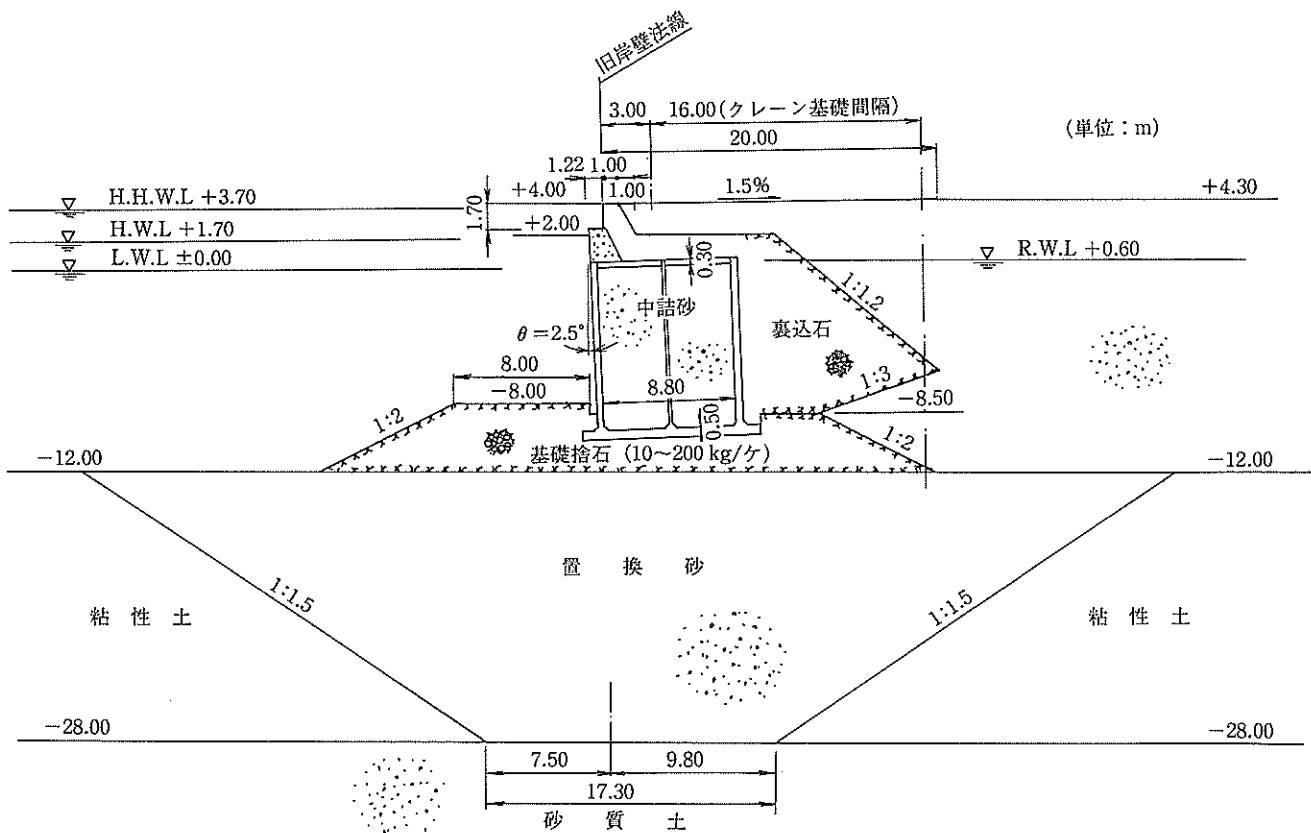


図-5.1(1) 六甲アイランド -7.5m岸壁 被災断面図²⁾

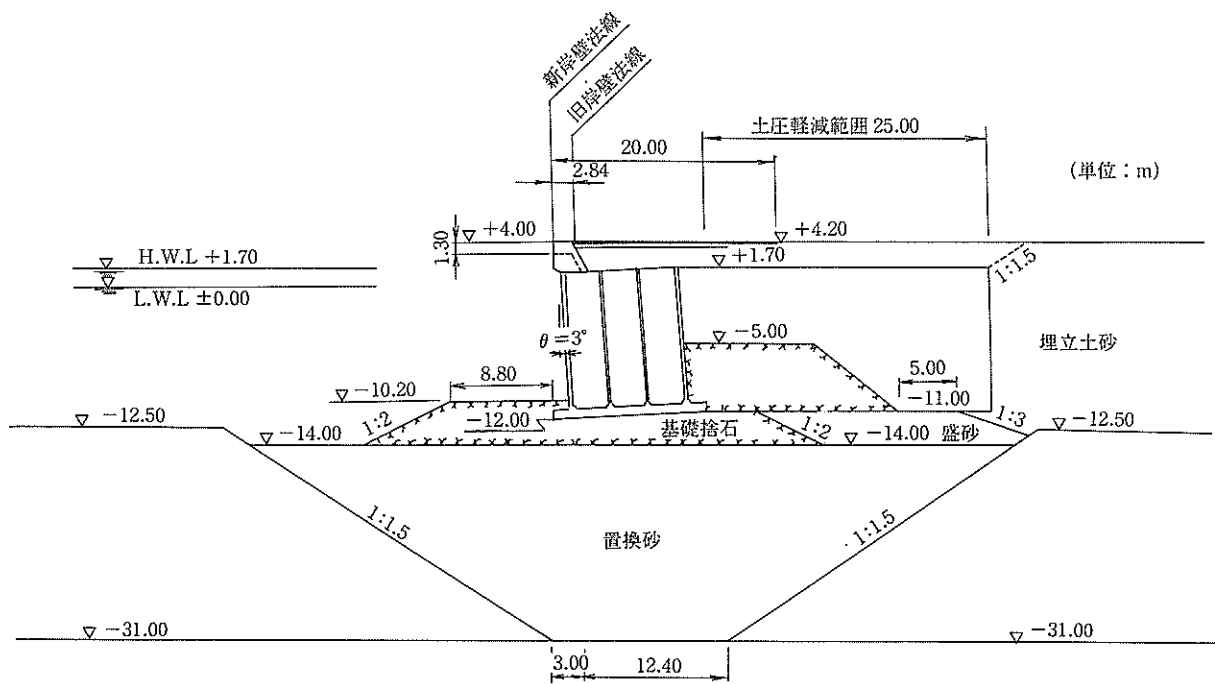


図-5.1(2) 六甲アイランド -7.5m岸壁 被災断面図²⁸⁾

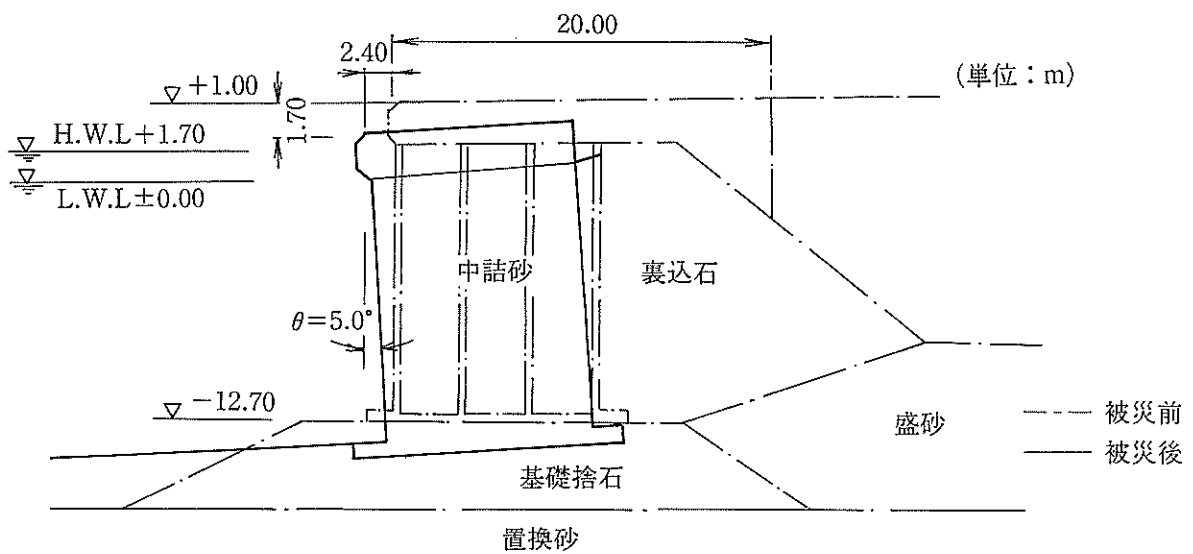


図-5.1(3) 六甲アイランド -7.5m岸壁 被災断面図²⁹⁾

表-5.2(1) 重力式岸壁の検証計算結果（常時）

	けん引力(tf)	滑動安全率	転倒安全率	底面反力(tf/m ²)
六甲747号* -7.5m岸壁	0	2.17	4.17	19.20
	100	1.79	2.74	25.07
六甲747号* -10m岸壁	0	1.97	3.61	23.00
	100	1.66	2.46	30.23
六甲747号* -12m岸壁	0	1.78	3.14	29.16
	100	1.62	2.55	33.67

表-5.2(2) 重力式岸壁の検証計算結果（地震時）

	けん引力(tf)	滑動安全率	転倒安全率	底面反力(tf/m ²)
六甲747号* -7.5m岸壁	0	0.85	1.62	41.96
六甲747号* -10m岸壁	0	0.80	1.48	55.93
六甲747号* -12m岸壁	0	0.75	1.36	76.94

5.2 矢板式岸壁の事例検証

(1) 検証事例のデータ

表-5.3検証計算用被災岸壁データ集(1)～(5)に示す25施設26ケース(整理番号1-1において2ケース)の矢板式岸壁について、残存耐力評価プログラム(以下、評価プログラムと言う)の検証を行った。

(2) 解析結果と考察

以下に、各ケースごとに実測事例と評価プログラムの計算結果を比較検討し、残存耐力の評価を検証した。なお、検証は各施設で最大変位を生じた、若しくは断面力的に曲率の小さい変形モードを示している測定断面にて行った。

なお、本プログラムでは、計算過程で矢板断面モーメントが塑性モーメントを超えた場合には、計算変位が実測最大変位に達していなくても計算を打ち切り、1ステップ前の計算結果を出力するようになっている。

a) 整理番号1-1(秋田港大浜-10m 2号岸壁(NO.20))

図-5.2に検証計算結果(変位図とモーメント図)と変位図に被災後の実測変位をプロットして示す(図中の●が実測変位、実線が計算値、以下同じ.)。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字であり、深度-6.5mの位置で最大変位232.5cm(被災前の矢板前面を0になるよう実測変位を換算している)の変形を生じており、ここの所に「キレツ」が発生している³⁰⁾。

変位図で、実測変位と計算変位が合わないのは、本評価プログラムで変位を再現する計算過程において、矢板に発生するモーメントが塑性モーメントを超えた場合、矢板の曲げ剛性がなくなり、変形が急速に進むこととなり計算不能となるので「塑性ヒンジが発生しました」のメッセージ表示の後計算を打ち切るためである。このケ

ースの場合、最大変位232.5cmに計算変位が達するまでに、塑性モーメントが発生したことになる。したがって、実測でも「キレツ」が発生し矢板が破損しているように、計算でもこの矢板には残存する耐力がないことになる。また、計算における塑性ヒンジの発生位置は-6.0mの深さであり、その誤差はわずか0.5mでほぼ一致していると言え、矢板破損の状況をよく再現している。

b) 整理番号1-1(秋田港大浜-10m 2号岸壁(NO.23+5))

図-5.3に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字で、実測最大変位は77.5cm(深度-6.3m)である。先に述べた測点NO.20と同様に、矢板最大変位の位置に「クラック」が生じている。評価プログラムの計算結果でも深度-6.0mで「塑性ヒンジ」が発生し、矢板の耐力は残存していない結果となり、実際の矢板の損傷状況とよく一致している。

c) 整理番号1-2(秋田港大浜-10m 3号岸壁(NO.15))

図-5.4に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本断面の矢板の変形モードはくの字で、実測最大変位は133.5cm(深度-6.3m)である³⁰⁾。実測の断面図には矢板が破損したような記述は見られない。

しかし、評価プログラムの計算結果では、計算変位が133.5cmに達するまでに深度-5.4mで「塑性ヒンジ」が発生し、矢板の残存耐力は0である。矢板に損傷は見られないが、実測最大変位量と変形モードを前記2ケースと比較すると、本ケースも矢板に耐力は残っていないものと十分推測される。

d) 整理番号1-3(秋田港中島1号岸壁(NO.0))

図-5.5に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字で、実測最大変位は53.0cm(深度+0.2m)である³⁰⁾。この施設の断面図には矢板が破損したような記述は見られない。

実測の変位分布と計算変位は同図に示すようによく一致している。計算による矢板のモーメントは降伏モーメントに近い値となっているが、降伏モーメントを限界耐力とするとまだ余裕がある(暫定供用等の短期的使用に限定したとき.)。

e) 整理番号1-4(秋田港中島2号岸壁(NO.0))

図-5.6に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字で、実測最大変位は43.8cm(深度-3.7m)である。実測変位分布は深度-3.7mから-5.2m(変位17.8cm)にかけて急変している³⁰⁾。計算変位は実測の最大変位をほぼ再現できているが、この深度から深いところの変位分布が再現できていない。実際の地震時の矢板変形状況として、液状化圧の過大な

表-5.3(1) 検証計算用被災岸壁データ集(1)

整理番号	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	
地震名	日本海中部	日本海中部	日本海中部	日本海中部	日本海中部	
最大水平加速度(gal)	205	205	205	205	205	
暫定利用の有無	使用不可	有(使用制限付)	矢板区間不可	有(使用制限付)	有(使用制限付)	
応急復旧の有無	無	防舷材仮設	無	エプロン補修	ダクト仮設	
本復旧の有無	有	有	有	有	有	
港名・地区名	秋田港・大浜	秋田港・大浜	秋田港・本港	秋田港・本港	秋田港・本港	
施設名	大浜-10m 2号岸壁	大浜-10m 3号岸壁	中島1号岸壁	中島2号岸壁	中島3号岸壁	
矢板式岸壁基本条件	H.W.L(m)	0.44	0.44	0.49	0.49	0.49
	L.W.L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	水深(m)	-10.20	-9.60	-9.00	-10.00	-10.50
	天端高(m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	背面土の摩擦角 $\phi(^{\circ})$	30.0	30.0	35.0	30.0	30.0
	土の湿潤重量 γ (tf/m ³)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	土の水中重量 γ' (tf/m ³)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	地盤反力係数 (N値)	8.3	8.3	18.8	18.8	8.3
	タイロッド 取付点高(m)	0.70	0.70	0.50	0.50	0.70
矢板根入れ深度(m)	-20.5 (-30.0)	-16.0 (-18.7)	-15.5 (-20.0)	-16.2 (-20.0)	-16.5 (-30.0)	
矢板断面諸元	材質	SY390	SY390	SY390	SY390	SY390
	種類	FSP-VIL型	FSP-VIL型	FSP-IV型	FSP-Z38型	FSP-VIL型
	断面積 A (cm ² /m)	382.5	382.5	242.5	305.8	382.5
	断面2次モーメント I (cm ⁴ /m)	86000.0	86000.0	38600.0	69200.0	86000.0
	断面係数 Z (cm ³ /m)	3820.0	3820.0	2270.0	3800.0	3820.0
	降伏モーメント M _y (tf・m)	152.8	152.8	90.8	152.0	152.8
	塑性モーメント M _p (tf・m)	180.3	180.3	103.5	174.8	180.3
タイロッド諸元	取付間隔(m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	径 ϕ (mm)	55.00	55.00	60.00	50.00	55.00
	材質	NHT690	NHT690	NHT690	NHT690	NHT690
	タイロッド長(m)	21.90	27.90	21.00	15.00	20.00
	断面積 A (cm ²)	23.76	23.76	28.27	19.63	23.76
バネ定数 K (kgf/cm/m)	4104	3735	4956 (1000)	3824 (2000)	4236 (1400)	
変形形状	前傾くの字	くの字	前傾くの字	前傾くの字	前傾くの字	
被災時矢板最大変位(cm)	-232.5	-133.5	-53.0	-43.8	-66.5	
被災時 矢板変位分布 変位cm(深度m) (-は海側変位)	-171.00(2.00)	-2.00(2.00)	-53.00(0.20)	-42.80(-0.80)	-60.00(2.00)	
	-187.50(-0.80)	-51.50(-0.80)	-51.00(-0.80)	-41.80(-2.20)	-64.50(-0.80)	
	-228.50(-4.80)	-90.50(-2.80)	-47.00(-2.30)	-43.80(-3.80)	-66.50(-4.80)	
	-232.50(-6.50)	-125.50(-4.80)	-49.00(-3.80)	-17.80(-5.20)	-50.50(-8.80)	
	-97.50(-8.80)	-133.50(-6.30)	-46.00(-5.30)	-9.80(-6.80)		
		-100.50(-8.80)	-43.00(-6.80)	-6.80(-7.20)		
	(NO.20)	(NO.15)	(NO.0)	(NO.0)	(NO.5)	

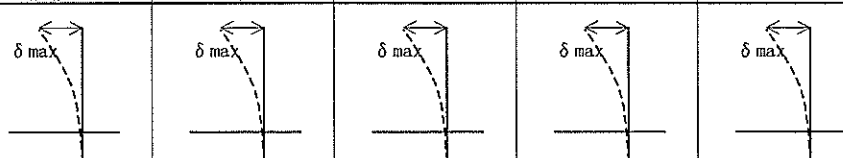
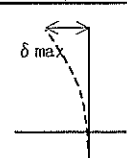
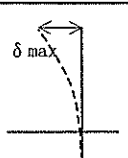
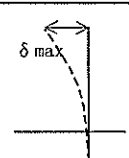
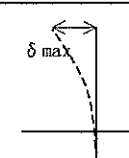
※矢板根入れ深度、バネ定数の () 数値は、検証計算時に変更したデータ。

表-5.3(2) 検証計算用被災岸壁データ集(2)

整理番号	1-6	1-7	1-8	2-1	2-2	
地震名	日本海中部	日本海中部	日本海中部	釧路沖	釧路沖	
最大水平加速度(gal)	205	205	205	342.4~467.8	342.4~467.8	
暫定利用の有無	有(使用制限付)	有(使用制限付)	無	無	無	
応急復旧の有無	エプロン補修	コンベア仮設	無	無	無	
本復旧の有無	有	有	有	有	有	
港名・地区名	秋田港・本港	秋田港・向浜	秋田港・向浜	釧路港・東港	釧路港・第2埠頭	
施設名	北埠頭 A岸壁	向浜-10m 1号岸壁	向浜-10m 2号岸壁	漁港埠頭 ②南側岸壁	⑩物揚場 (-4.0m)	
矢板式岸壁基本条件	H.W.L(m)	0.49	0.50	0.50	1.50	1.50
	L.W.L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	水深(m)	-7.50	-10.50	-8.90	-7.50	-4.00
	天端高(m)	2.00	2.00	2.00	2.70	3.00
	背面土の摩擦角 ϕ (°)	30.0	30.0	30.0	35.0	30.0
	土の湿潤重量 γ (tf/m ³)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	土の水中重量 γ' (tf/m ³)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	地盤反力係数 (N値)	8.3	18.8	8.3	2.1	20.0
	タイロッド 取付点高(m)	1.00	0.70	0.50	1.50	1.00
	矢板根入れ深度(m)	-14.0 (-20.0)	-19.0 (-19.4)	-19.2 (-25.0)	-20.50	-11.00
矢板断面諸元	材質	SY390	SY390	SY390	SY295	SY295
	種類	FSP-Z25型	FSP-VII型	FSP-VII型	FSP-Z25型	FSP-IIA型
	断面積 A(cm ² /m)	235.6	382.5	382.5	235.8	137.5
	断面2次モーメント I(cm ⁴ /m)	38300.0	86000.0	86000.0	38300.0	10600.0
	断面係数 Z(cm ³ /m)	2510.0	3820.0	3820.0	2510.0	880.0
	降伏モーメント M _y (tf・m)	100.4	152.8	152.8	75.3	26.4
	塑性モーメント M _p (tf・m)	113.5	180.3	180.3	85.1	30.6
タイロッド諸元	取付間隔(m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	径 ϕ (mm)	42.00	60.00	60.00	65.00	60.00
	材質	NHT690	NHT690	NHT690	SS400	SS400
	タイロッド長(m)	16.00	21.15	21.15	22.80	21.00
	断面積 A(cm ²)	13.85	28.27	28.27	33.18	28.27
	バネ定数 K(kgf/cm/m)	2649 (2000)	4944	4944 (2000)	3404	2952
変形形状		前傾くの字	くの字	前傾くの字	くの字	前傾型
被災時矢板最大変位(cm)	-46.8	-53.0	-167.8	-130.5	-19.0	
被災時 矢板変位分布		-33.00(2.00) -52.75(-0.80) -48.75(-2.30) -50.75(-3.80) -47.75(-5.30) -44.75(-6.80) -34.75(-8.00)	-0.50(2.00) -16.00(-0.70) -53.00(-4.70) -31.00(-7.70)	-19.30(2.00) -53.80(-0.80) -126.30(-3.70) -167.80(-6.20) -153.80(-7.70)	-12.00(1.00) -20.00(0.00) -43.50(-1.00) -70.50(-2.00) -92.00(-3.00) -116.00(-4.00) -130.50(-5.00) -130.00(-6.00) -111.00(-7.00) -85.50(-8.00)	
	変位cm(深度m) (-は海側変位)	(NO.12)	(NO.13+5m)	(NO.12)	(SP.80)	

※矢板根入れ深度、バネ定数の()数値は、検証計算時に変更したデータ。

表-5.3(3) 検証計算用被災岸壁データ集(3)

整理番号	2-3	2-4	3-1	3-2	3-3	
地震名	釧路沖	釧路沖	北海道南西沖	北海道南西沖	北海道南西沖	
最大水平加速度(gal)	270~300	270~300	118	118	118	
暫定利用の有無	無	不明	無	無	無	
応急復旧の有無	無	不明	無	無	無	
本復旧の有無	本復旧後供用	本復旧後供用	被災後放置	本復旧後供用	本復旧後供用	
港名・地区名	霧多布港	厚岸漁港・湖南	函館港・弁天	函館港・大町	函館港・若松	
施設名	④岸壁 (-5.0m)	用地 護岸(F・G)部	第6岸壁 (民間)	緑地護岸B部	道路護岸	
矢板式岸壁基本条件	H.W.L(m)	1.50	1.50	1.05	1.05	
	L.W.L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	
	水深(m)	-5.60	-2.80	-8.00	-6.70	-4.50
	天端高(m)	2.30	2.30	2.30	2.00	2.50
	背面土の摩擦角 ϕ (°)	40.0	30.0	30.0	35.0	30.0
	土の湿潤重量 γ (tf/m ³)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	土の水中重量 γ' (tf/m ³)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	地盤反力係数 (N値)	8.3	10.0	10.0	1.0	3.0
	タイロッド 取付点高(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	矢板根入れ深度(m)	-20.0	-8.5	-21.00	-27.50	-22.50
矢板断面諸元	材質	SY295	SY295	SY295	SKY400	SY295
	種類	FSP-II A型	FSP-II A型	FSP-IV A型	ϕ 812.8, t16	FSP-VL型
	断面積 A(cm ² /m)	137.5	137.5	235.5	495.2	334.5
	断面2次モーメント I(cm ⁴ /m)	10600.0	10600.0	41600.0	361000.0	63000.0
	断面係数 Z(cm ³ /m)	880.0	880.0	2250.0	8880.0	3150.0
	降伏モーメント M _y (tf・m)	26.4	26.4	67.5	213.1	94.5
	塑性モーメント M _p (tf・m)	30.6	30.6	81.0	271.4	113.4
タイロッド諸元	取付間隔(m)	1.60	2.00	1.60	1.78	2.00
	径 ϕ (mm)	42.00	42.00	42.00	80.00	38.00
	材質	SS400	SS400	NHT490	NHT690	NHT690
	タイロッド長(m)	16.80	11.00	12.40	19.30	9.60
	断面積 A(cm ²)	13.85	13.85	13.85	50.27	11.34
	バネ定数 K(kgf/cm/m)	1886.00	1606.00	2778.00	10217.00	2455.00
変形状	前傾型	前傾型	前傾型	前傾型	前傾型	
						
被災時矢板最大変位(cm)	-3.0	-27.0	-521.0	-51.0	-80.0	
被災時 矢板変位分布 変位cm(深度m) (-は海側変位)						

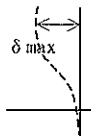

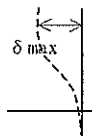
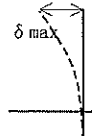
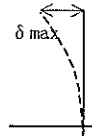
※矢板根入れ深度、バネ定数の () 数値は、検証計算時に変更したデータ。

表-5.3(4) 検証計算用被災岸壁データ集(4)

整理番号	3-4	4-1	4-2	4-3	4-4	
地震名	北海道南西沖	三陸はるか沖	三陸はるか沖	三陸はるか沖	三陸はるか沖	
最大水平加速度(gal)	118	545	545	545	545	
暫定利用の有無	無	無	無	無	無	
応急復旧の有無	木材撤去	無	無	無	無	
本復旧の有無	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	
港名・地区名	函館港・木材整理	八戸港・八太郎	八戸港・八太郎	八戸港・八太郎	八戸港・八太郎	
施設名	北側護岸	護岸A	護岸B	護岸C	護岸D	
矢板式岸壁基本条件	H.W.L(m)	1.05	1.50	1.50	1.50	1.50
	L.W.L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	水深(m)	-2.00	-4.21	-1.74	-0.31	-3.33
	天端高(m)	2.30	3.00	3.55	5.00	3.00
	背面土の摩擦角 $\phi(^{\circ})$	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	土の湿潤重量 γ (tf/m ³)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	土の水中重量 γ' (tf/m ³)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	地盤反力係数 (N値)	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3
	タイロッド 取付点高(m)	0.85	1.50	1.70	3.50	1.50
	矢板根入れ深度(m)	-5.7 (-12.5)	-10.50	-10.50	-6.5 (-10.0)	-10.50
矢板断面諸元	材質	SY295	SY295	SY295	SY295	SY295
	種類	FSP-II型	FSP-III型	FSP-III型	FSP-III型	FSP-III型
	断面積 A (cm ² /m)	153.0	157.4	163.1	168.5	159.8
	断面2次モーメント I (cm ⁴ /m)	8740.0	13373.4	13869.8	14350.8	13583.0
	断面係数 Z (cm ³ /m)	874.0	1087.2	1124.5	1160.5	1103.0
	降伏モーメント M _y (tf・m)	26.2	32.6	33.7	34.8	33.1
	塑性モーメント M _p (tf・m)	30.2	36.9	38.1	39.3	37.4
タイロッド諸元	取付間隔(m)	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
	径 ϕ (mm)	32.00	38.00	38.40	31.60	37.90
	材質	SS400	NHT690	NHT690	NHT690	NHT690
	タイロッド長(m)	9.00	12.00	12.00	12.07	17.00
	断面積 A (cm ²)	8.04	11.34	11.58	7.84	11.28
	バネ定数 K (kgf/cm/m)	1288.0	2924.0	2986.0	2019.0	2649.0
変形形状	前傾くの字	前傾型	前傾型	前傾くの字	前傾型	
被災時矢板最大変位(cm)	-34.0	-103.0	-34.3	-33.9	-50.0	
被災時 矢板変位分布		-103.00(2.79) -72.20(0.69) -46.80(-1.21) -24.50(-3.21) -24.50(-3.91)	-34.30(3.55) -29.00(1.55) -20.90(-0.45) -14.50(-1.65)	-27.40(5.01) -33.90(3.01) -30.40(1.01) -29.40(-0.21)	-50.00(2.91) -34.50(0.86) -15.80(-1.09) -0.50(-3.09) -0.50(-3.29)	
変位cm(深度m) (-は海側変位)						

※矢板根入れ深度、バネ定数の () 数値は、検証計算時に変更したデータ。

表-5.3(5) 検証計算用被災岸壁データ集(5)

整理番号	4-5	4-6	4-7	5-1	5-2	
地震名	三陸はるか沖	三陸はるか沖	三陸はるか沖	兵庫県南部	兵庫県南部	
最大水平加速度(gal)	545	545	545	686	686	
暫定利用の有無	無	無	無	無	無	
応急復旧の有無	無	無	無	無	無	
本復旧の有無	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	本復旧後供用	
港名・地区名	八戸港・八太郎	八戸港・八太郎	八戸港・八太郎	神戸港 兵庫第三突堤	神戸港 兵庫第三突堤	
施設名	護岸E	護岸F	岸壁	-9.0岸壁 (鋼矢板)	-9.0岸壁 (鋼管矢板)	
矢板式岸壁基本条件	H.W.L(m)	1.50	1.50	1.50	1.70	1.70
	L.W.L(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	水深(m)	-5.00	-5.00	-3.13	-9.00	-9.00
	天端高(m)	3.00	3.00	3.50	3.10	3.10
	背面土の摩擦角 $\phi(^{\circ})$	30.0	30.0	30.0	35.0	35.0
	土の湿潤重量 $\gamma(\text{tf}/\text{m}^3)$	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	土の水中重量 $\gamma'(\text{tf}/\text{m}^3)$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	地盤反力係数 (N値)	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3
	タイロッド 取付点高(m)	1.70	1.50	1.50	1.00	1.00
	矢板根入れ深度(m)	-10.5	-10.5 (-15.0)	-9.0 (-15.0)	-18.0	-18.0 (-24.3)
矢板断面諸元	材質	SY295	SY295	SY295	SY295	SKY400
	種類	FSP-Ⅲ型	FSP-Ⅲ型	FSP-Ⅲ型	FSP-Z38型	$\phi 1000, \text{t}9$
	断面積 $A(\text{cm}^2/\text{m})$	153.5	174.5	175.4	305.8	295.4
	断面2次モーメント $I(\text{cm}^4/\text{m})$	13027.5	14888.5	14971.5	69200.0	322000.0
	断面係数 $Z(\text{cm}^3/\text{m})$	1061.3	1200.5	1206.8	3800.0	6430.0
	降伏モーメント $M_y(\text{tf}\cdot\text{m})$	31.8	36.0	36.2	114.0	154.3
	塑性モーメント $M_p(\text{tf}\cdot\text{m})$	36.0	40.7	40.9	131.1	196.5
タイロッド諸元	取付間隔(m)	1.60	1.60	1.60	2.00	2.13
	径 $\phi(\text{mm})$	38.00	38.00	42.10	60.00	60.00
	材質	NHT690	NHT690	NHT690	NHT690	NHT690
	タイロッド長(m)	12.00	12.00	15.00	25.00	25.00
	断面積 $A(\text{cm}^2)$	11.34	11.34	13.92	28.27	28.27
	バネ定数 $K(\text{kgf}/\text{cm}/\text{m})$	2924 (300)	2924 (1500)	3390 (950)	4646	4362
変形形状	前傾くの字	前傾くの字	前傾くの字	前傾型	前傾型	
						
被災時矢板最大変位(cm)	-47.0	-29.5	-58.8	-52.0	-10.0	
被災時 矢板変位分布 変位cm(深度m) (-は海側変位)	-47.00(2.89) -40.80(0.84) -30.20(-1.11) -14.80(-3.11) -14.80(-3.31)	-23.00(2.93) -29.50(0.88) -26.50(-1.07) -22.20(-3.07) -22.20(-3.87)	-55.00(3.37) -58.80(0.82) -46.50(-0.63) -33.50(-2.63) -33.50(-2.83)			

※矢板根入れ深度、バネ定数の()数値は、検証計算時に変更したデータ。

《 タ イ ト ル : 1-1秋田港大浜-10m2号岸壁 検証計算(No.20) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 0.44 m 矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY390
 設計水深: -10.20 m 変形形態 : 前傾くの字型
 天端高: 2.00 m 照査最大変位: -232.50 cm
 矢板根入れ深度: -20.50 m

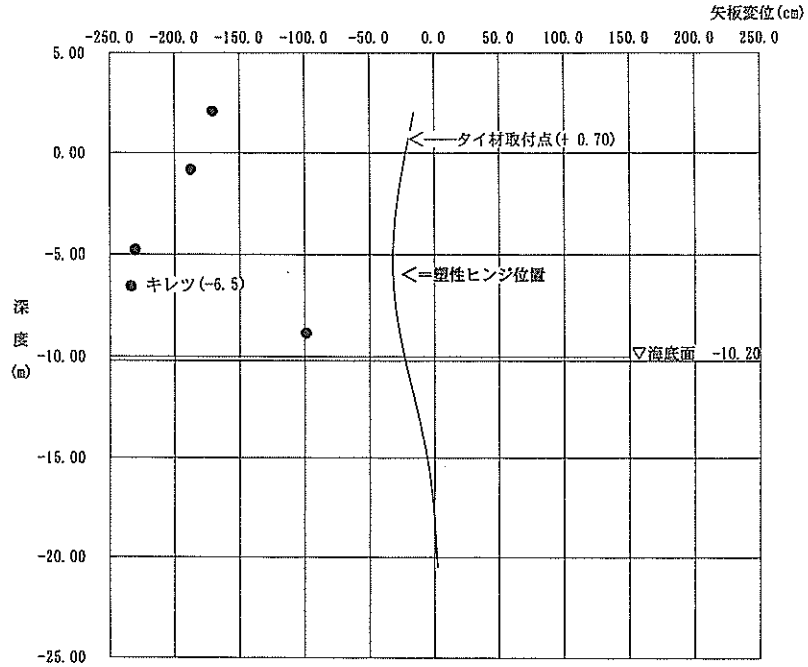
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -32.13 cm
 暫定使用時: -32.13 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-1秋田港大浜-10m2号岸壁 検証計算(No.20) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型 矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板材質 : SY390 矢板断面係数 : 3820.0 cm³/m
 変形形態 : 前傾くの字型 降伏モーメント My : ±152.8 tf-m
 照査最大変位: -232.50 cm 塑性モーメント Mp : ±180.3 tf-m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 154.20 tf-m
 暫定使用時: -104.28 tf-m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20
 倍数: 2

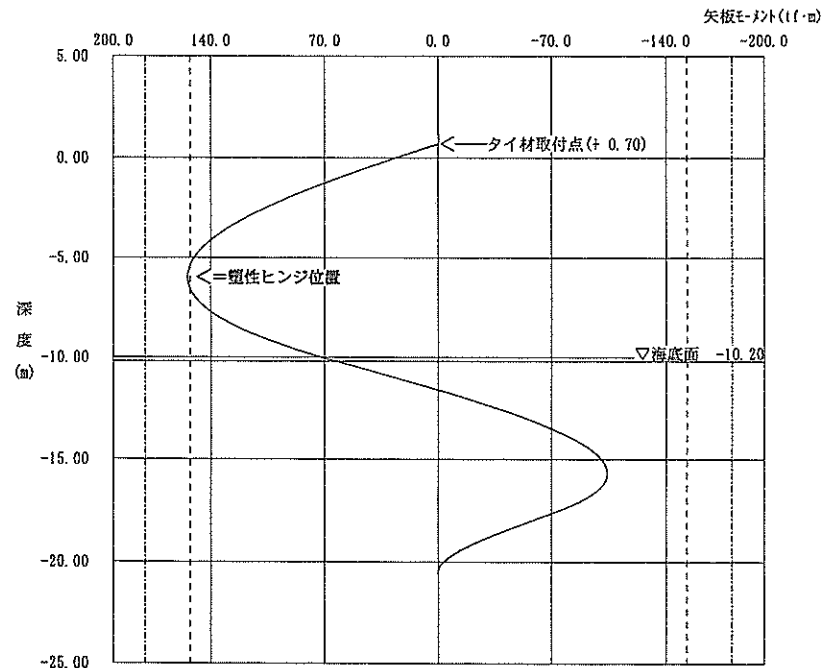


図-5.2 秋田港大浜-10m2号岸壁 (No.20) の検証計算

《 タ イ ト ル : 1-1 秋田港大浜-10m 2号岸壁 検証計算 (NO. 23+5.5) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 0.44 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -10.20 m
 天端高: 2.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -77.50 cm

◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

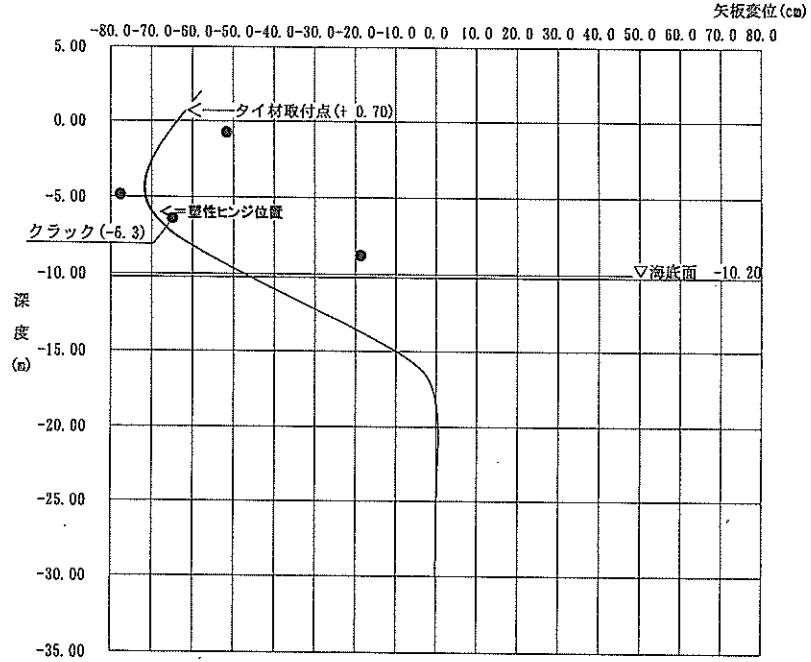
被災時: -71.91 cm
 暫定使用時: -71.54 cm

矢板根入れ深度: -30.00 m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-1 秋田港大浜-10m 2号岸壁 検証計算 (NO. 23+5.5) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -77.50 cm

矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 3820.0 cm³/m
 降伏モーメント My: ±152.8 t·m
 塑性モーメント Mp: ±180.3 t·m

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被災時: 175.62 t·m
 暫定使用時: 172.22 t·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

----- My
 ----- Mp

分割数: 0
 倍数: 0

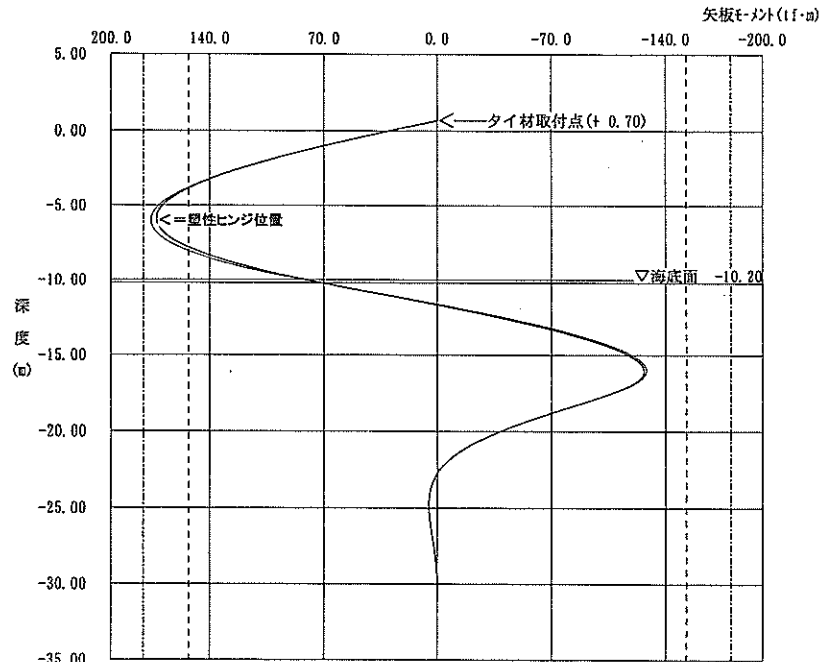


図-5.3 秋田港大浜-10m 2号岸壁 (No. 23+5) の検証計算

《 タイトル : 1-2秋田港大浜-10m3号岸壁 検証計算(No.15) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 0.44 m 矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY390
 設計水深: -9.60 m 変形形態 : <の字型
 天端高: 2.00 m 照査最大変位: -133.50 cm
 矢板根入れ深度: -18.70 m

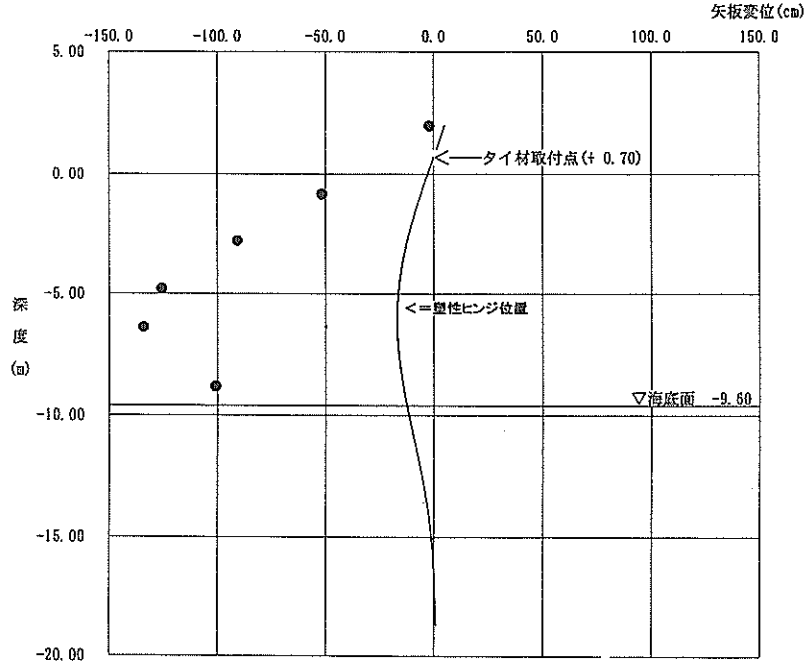
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -17.29 cm
 暫定使用時: -16.86 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タイトル : 1-2秋田港大浜-10m3号岸壁 検証計算(No.15) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型 矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板材質 : SY390 矢板断面係数: 3820.0 cm³/m
 変形形態 : <の字型 降伏モーメント My: ±152.8 tf·m
 照査最大変位: -133.50 cm 塑性モーメント Mp: ±180.3 tf·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 154.02 tf·m
 暫定使用時: 149.76 tf·m
 -81.92 tf·m
 -89.74 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 0
 倍数: 0

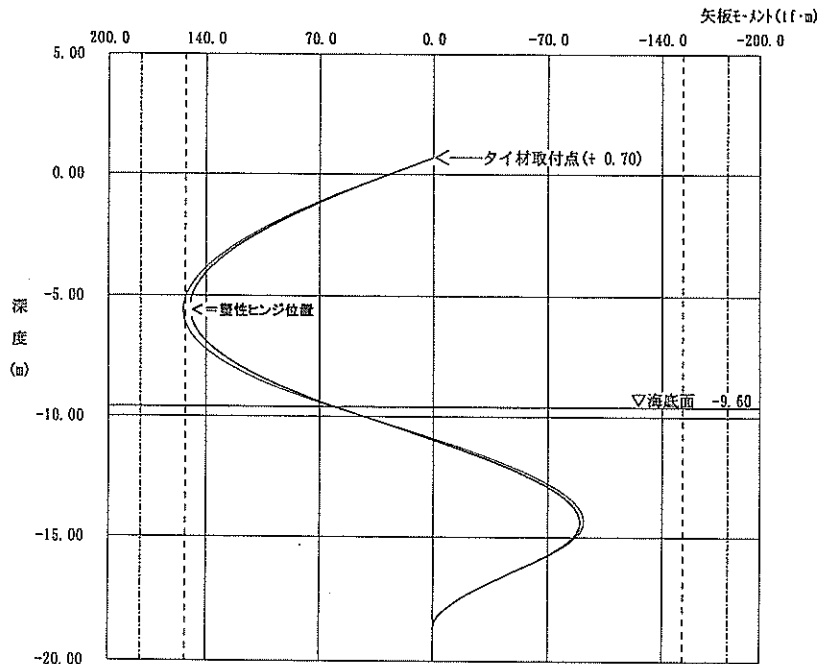


図-5.4 秋田港大浜-10m3号岸壁 (No.15) の検証計算

《 タ イ ト ル : 1-3秋田港本港中島1号岸壁 検証計算(No.0) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 0.49 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -9.00 m
 天 端 高: 2.00 m
 矢板根入れ深度: -20.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 IV型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -53.00 cm

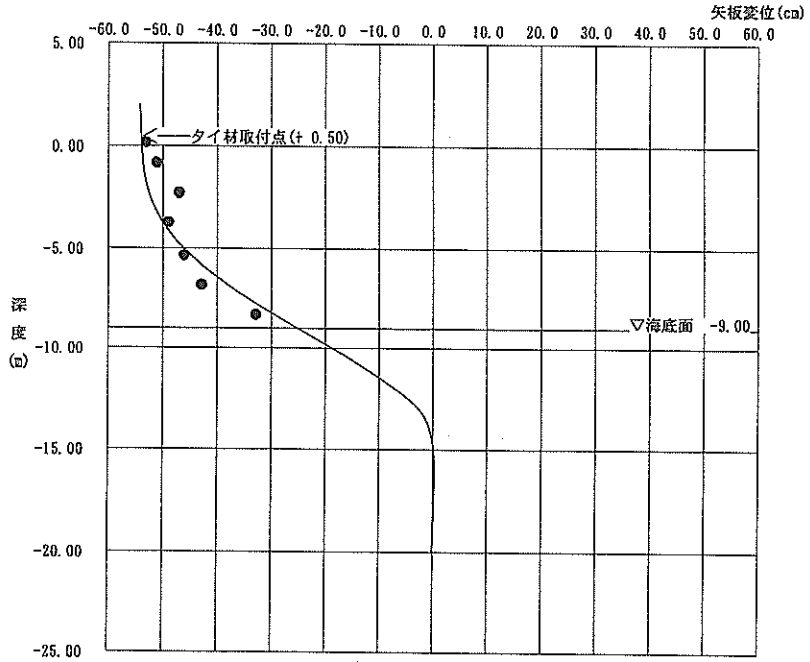
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -54.20 cm
 暫定使用時: -54.19 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0$ t/m²

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-3秋田港本港中島1号岸壁 検証計算(No.0) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 IV型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -53.00 cm

矢板断面2次モーメント: 38600.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 2270.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : ± 90.8 t·m
 塑性モーメント M_p : ± 103.5 t·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 78.79 t·m
 暫定使用時: 78.05 t·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0$ t/m²
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 0
 倍数: 0

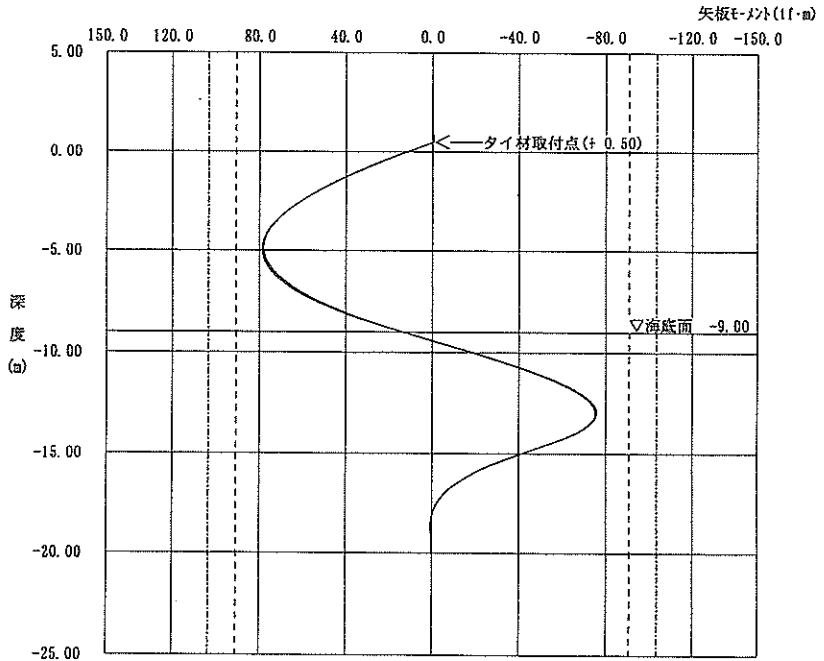


図-5.5 秋田港中島1号岸壁 (No.0) の検証計算

《 タ イ ト ル : 1-4 中島2号岸壁 検証計算(No.0) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 0.49 m
L. W. L : 0.00 m
設計水深 : -7.20 m
天 端 高 : 2.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
矢板材質 : SY390
変形形態 : 前傾くの字型
照査最大変位 : -43.80 cm

◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

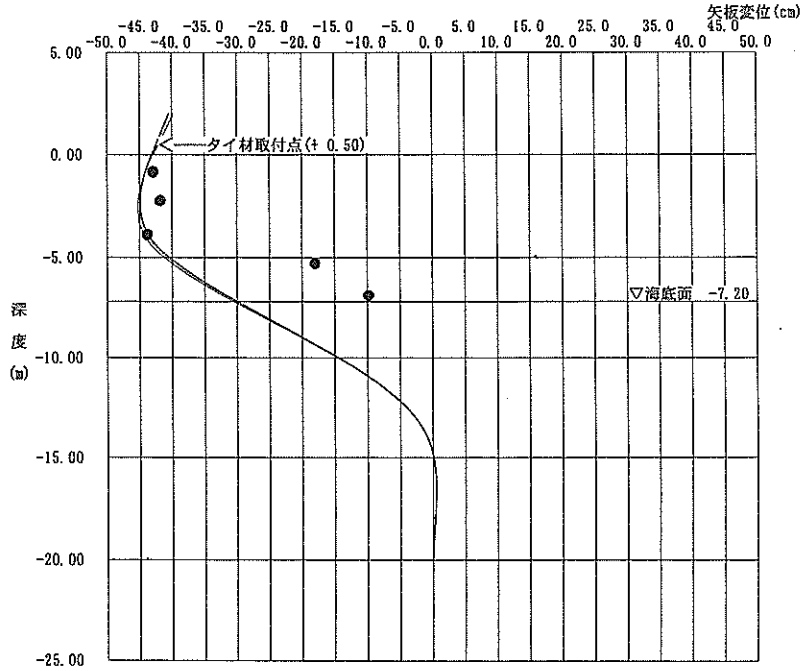
被 災 時 : -45.27 cm
暫 定 使 用 時 : -44.89 cm

矢板根入れ深度 : -20.00 m

凡 例
—— 被災時 (照査計算)
—— 暫定使用時
上載荷重 $W = 1.0 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 50
倍 数 : 5

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-4 中島2号岸壁 検証計算(No.0) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
矢板材質 : SY390
変形形態 : 前傾くの字型
照査最大変位 : -43.80 cm

矢板断面2次モーメント : 69200.0 cm⁴/m
矢板断面係数 : 3800.0 cm³/m
降伏モーメント My : ±152.0 tf·m
塑性モーメント Mp : ±174.8 tf·m

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 156.01 tf·m
暫 定 使 用 時 : 145.58 tf·m
-156.58 tf·m
-153.13 tf·m

凡 例
—— 被災時 (照査計算)
—— 暫定使用時
上載荷重 $W = 1.0 \text{ tf/m}^2$
----- My
----- Mp

分割数 : 50
倍 数 : 5

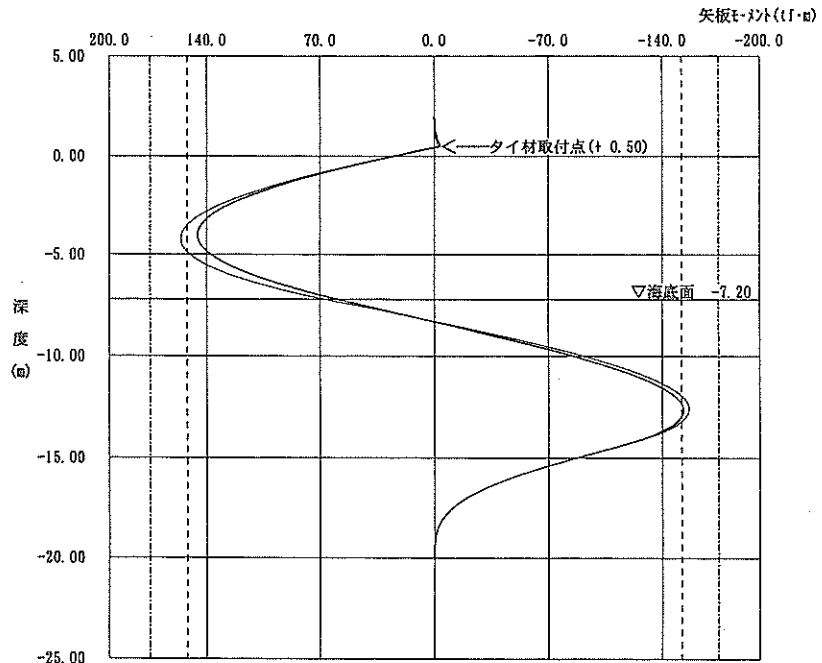


図-5.6 秋田港中島2号岸壁 (No.0) の検証計算

荷重を受け-5.2mのところ折れ曲がったのち、矢板の根入れ先端から(根こそぎ)回転したのであろう。評価プログラムは、あくまでも実測最大変位に見合うだけの静的な荷重を作用させ、最大変位と変形モードを再現しているため、このように急に折れ曲がったような変形モードは再現できない。また、実際問題として本評価プログラムでは、このケースのように海底面下の根入れが短い(最大変位に見合うだけの主働土圧に対する受働土圧抵抗がとれない)と、根入れ先端が回転変位すると解が発散し、収束しないため、設計断面より深い根入れで計算している。

しかし、モーメント図を見ると、計算された変位分布のとき、海底面より上で矢板には降伏モーメントに近い断面力が作用していることが分かる。実測変位分布は、計算変位分布より小さい曲率で変形していることは明らかであるから、実際の矢板には降伏モーメントを超えるモーメントが発生していることが推測できる。したがって、この計算結果からは、この矢板には耐力が残っていないか、あってもほとんど余裕のない状態と推測できる。

f) 整理番号1-5 (秋田港中島3号岸壁 (NO.5))

図-5.7に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字で、実測最大変位は66.5cm(深度-4.8m)である³⁴⁾。

実測と計算の変位分布はよく一致している。矢板のモーメントは海底面より上でほぼ降伏モーメントに達している。計算では海底面下の方がモーメントは大きく、降伏と塑性モーメントの半ばくらいの値がでている。

しかし、前記整理番号1-4の施設と同様、本施設の実測の根入れ深度は-16.5mであり、これは本解析において海底面下の最大モーメントが発生する位置とほぼ等しい深度である。前記同様根入れ先端から根こそぎ回転して変形している可能性がある。したがって、暫定供用時の判断を行う場合、海底面より上の計算変位、モーメントから残存耐力を評価すると過大に評価するおそれがある。

g) 整理番号1-6 (秋田港北埠頭A岸壁 (NO.12))

図-5.8に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードは前傾くの字で、実測最大変位は52.75cm(深度-0.8m)である³⁵⁾。同図に示すように、実測と計算の変位分布はよく一致している。矢板のモーメントは海底面の上下でほぼ降伏モーメントに達している。本施設的设计根入れ深度も-14.0mと浅いので、前記整理番号1-4、1-5の施設と同様のことがいえる。

h) 整理番号1-7 (秋田港向浜1号岸壁 (NO.13+5m))

図-5.9に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードはくの字であるが、計算は前傾くの字のモードで行った(タイロッド取付点位置で変位が認められるため)。実測最大変位は53.0cm(深度-0.8m)である³⁶⁾。評価プログラムによる計算は、実測最大変位に達するまでに「塑性ヒンジ」が発生し、矢板断面に残存耐力はないと思われる。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

i) 整理番号1-8 (秋田港向浜2号岸壁 (NO.12))

図-5.10に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードはくの字であるが、計算は前傾くの字のモードで行った。実測最大変位は167.8cm(深度-6.2m)である³⁷⁾。評価プログラムによる計算は、実測最大変位に達するまでに「塑性ヒンジ」が発生し、矢板断面に残存耐力はないと思われる。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

j) 整理番号2-1 (釧路港漁港埠頭②南側岸壁 (SP80))

図-5.11に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設の矢板変形モードはくの字である。実測最大変位は130.5cm(深度-5.0m)である³⁸⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算は、実測最大変位に達するまでに海底面下で「塑性ヒンジ」が発生しており、矢板断面に残存耐力はないと思われる。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

k) 整理番号2-2 (釧路港漁港埠頭⑩物揚場-4.0m)

図-5.12に計算結果と実測変位をプロットして示す。

ただし、実測変位は天端の変位しか測定されていない。そのため矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の19.0cmである³⁹⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位は19.25cm、モーメントは海底面下で最大約14tf・mの値となるが、降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。実測断面図¹³⁾に矢板損傷の記述はない。

l) 整理番号2-3 (霧多布港④岸壁-5.0m)

図-5.13に計算結果と実測変位をプロットして示す。

ただし、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の18.0cmである⁴⁰⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位18.39cm、モーメントは海底面下で最大約11tf・mの値となるが、降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

m) 整理番号2-4 (厚岸魚港用地護岸(F・G)部)

図-5.14に計算結果と実測変位をプロットして示す。

本施設も、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最

《 タ イ ト ル : 1-5 中島3号岸壁 検証計算(No.5) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 0.49 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -10.50 m
 天 端 高: 2.00 m
 矢板根入れ深度: -30.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -66.50 cm

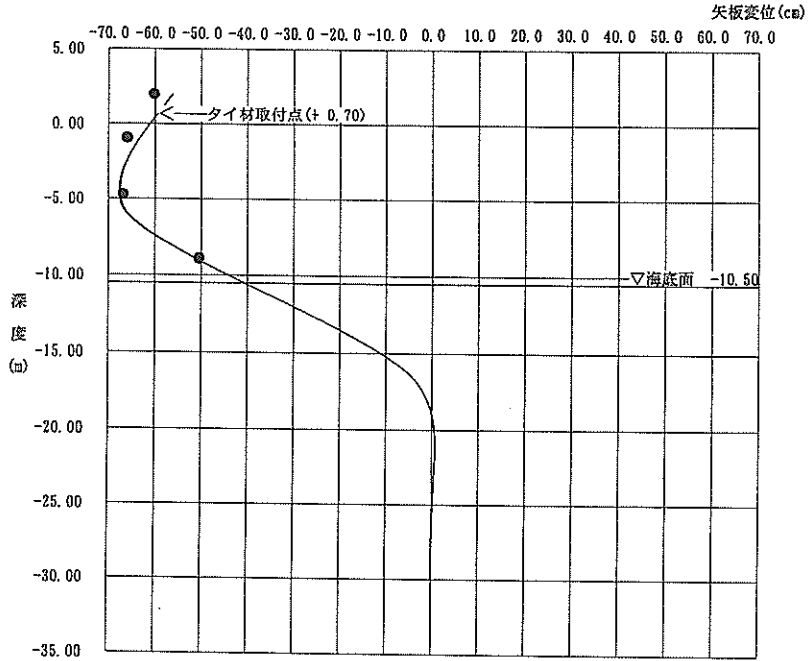
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時: -67.79 cm
 暫 定 使 用 時: -67.47 cm

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-5 中島3号岸壁 検証計算(No.5) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -66.50 cm

矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 3820.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 152.8 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 180.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時: 154.88 t \cdot m
 暫 定 使 用 時: 152.45 t \cdot m

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 0
 倍数: 0

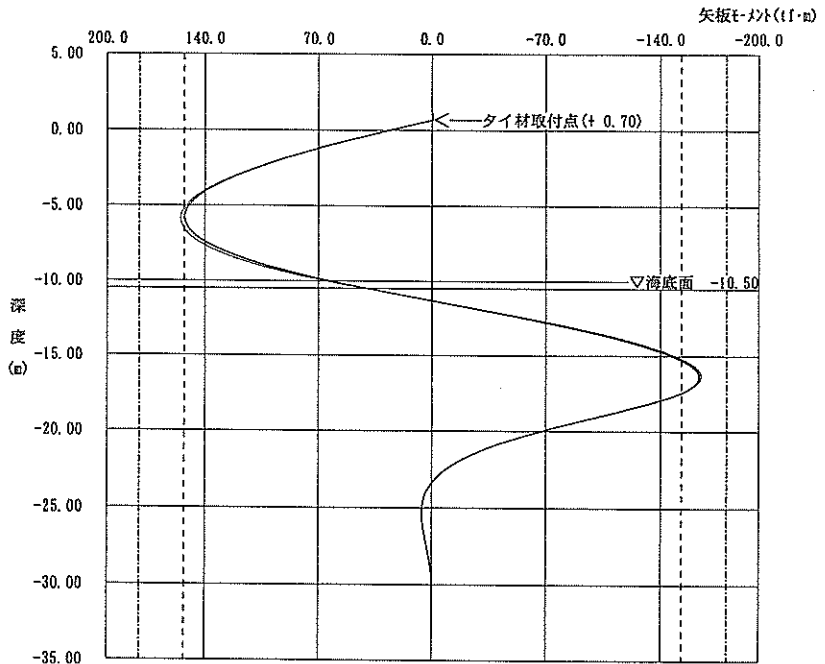


図-5.7 秋田港中島3号岸壁 (No.5) の検証計算

《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算 (NO. 12) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 0.49 m
 L. W. L : 0.00 m
 設計水深 : -8.30 m
 天 端 高 : 2.00 m
 矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -52.75 cm
 矢板根入れ深度 : -20.00 m

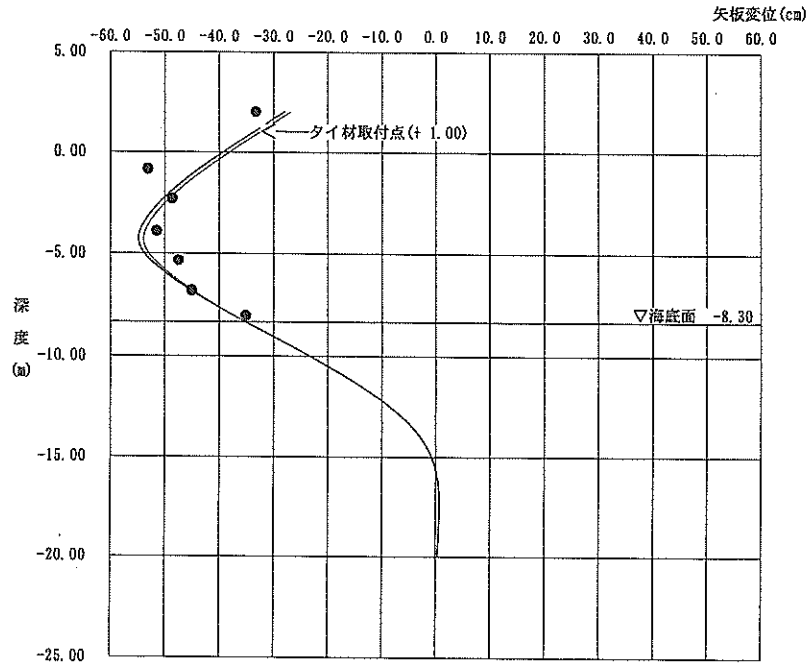
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被災時 : -52.90 cm
 暫定使用時 : -54.81 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 1.0 \text{ t/m}^2$

分割数 : 40
 倍 数 : 3

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算 (NO. 12) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -52.75 cm

矢板断面2次モーメント : 38300.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 2510.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 100.4 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 113.5 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被災時 : 102.87 t \cdot m
 暫定使用時 : 104.46 t \cdot m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 1.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 40
 倍 数 : 3

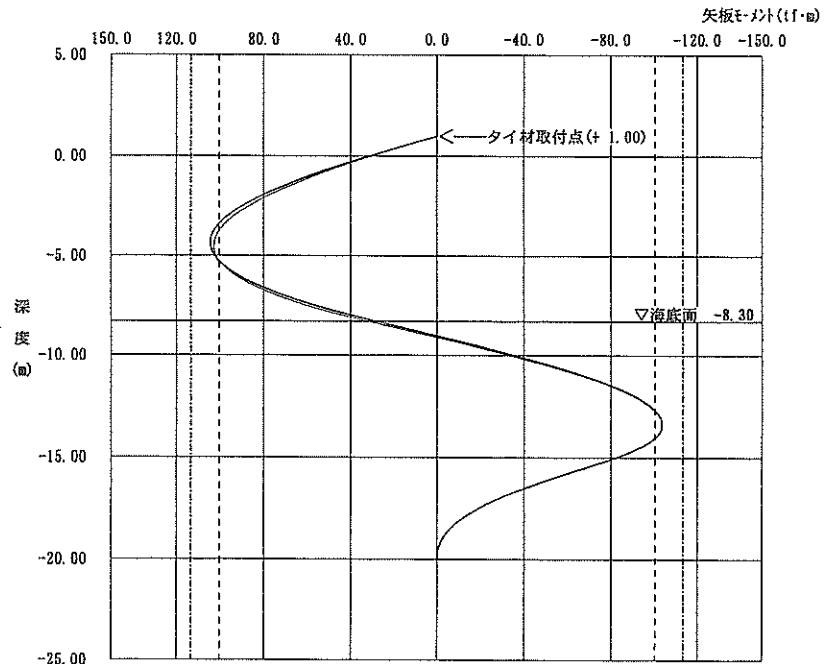


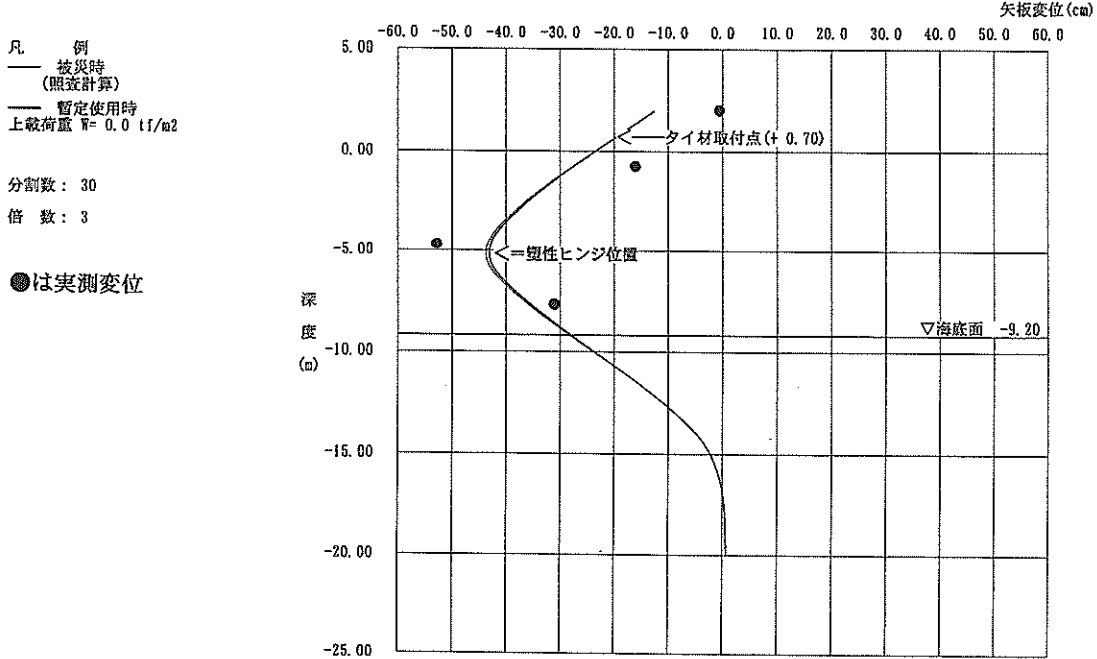
図-5.8 秋田港北埠頭A岸壁 (No. 12) の検証計算

《 タイトル : 1-7秋田港向浜-10m1号岸壁 検証計算(No.13+5m) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※ この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆		◆ 計算最大変位 ◆	
H.W.H: 0.50 m	矢板種別 : 鋼矢板 VII型	被災時: -43.72 cm	
L.W.L: 0.00 m	矢板材質 : SY390	暫定使用時: -43.13 cm	
設計水深: -9.20 m	変形形態 : 前傾くの字型		
天端高: 2.00 m	照査最大変位: -53.00 cm		

矢板根入れ深度: -20.00 m

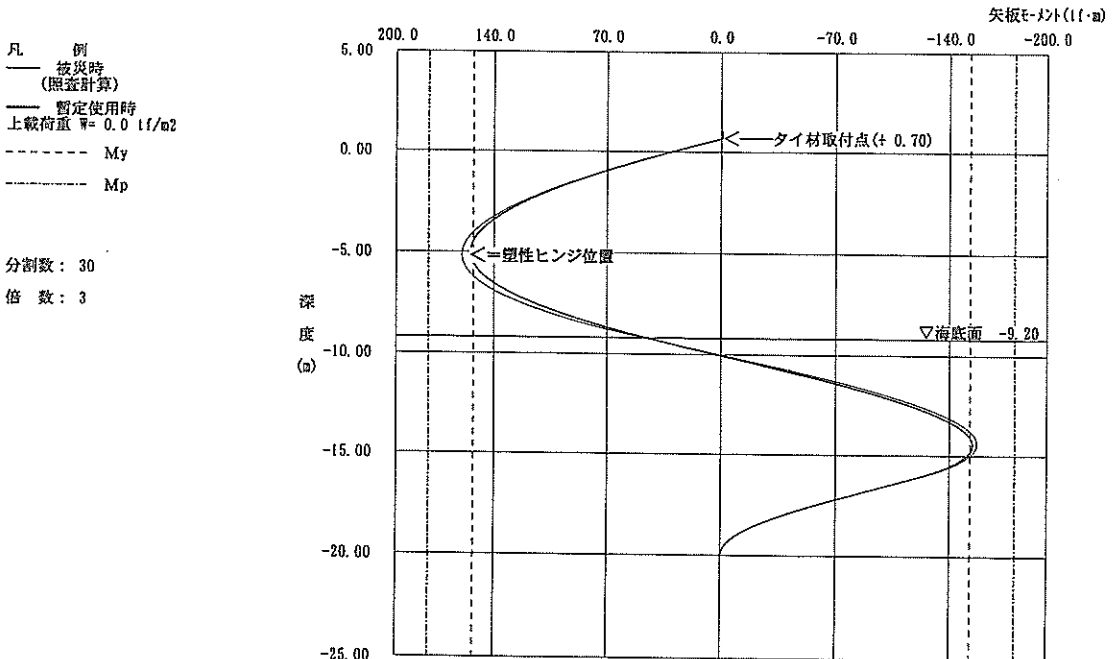


凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 分割数: 30
 倍数: 3
 ● は実測変位

《 タイトル : 1-7秋田港向浜-10m1号岸壁 検証計算(No.13+5m) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※ この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆		◆ 計算最大最小モーメント ◆	
矢板種別 : 鋼矢板 VII型	矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm ⁴ /m	被災時: 159.67 tf·m	
矢板材質 : SY390	矢板断面係数: 3820.0 cm ³ /m	暫定使用時: 154.35 tf·m	
変形形態 : 前傾くの字型	降伏モーメント My: ±152.8 tf·m		
照査最大変位: -53.00 cm	塑性モーメント Mp: ±180.3 tf·m		



凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp
 分割数: 30
 倍数: 3

図-5.9 秋田港向浜1号岸壁 (No.13+5m) の検証計算

《 タイトル : 1-8 秋田港向浜-10m 2号岸壁 検証計算 (No. 12) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 0.50 m 矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY390
 設計水深: -8.90 m 変形形態 : 前傾くの字型
 天端高: 2.00 m 照査最大変位: -167.80 cm
 矢板根入れ深度: -25.00 m

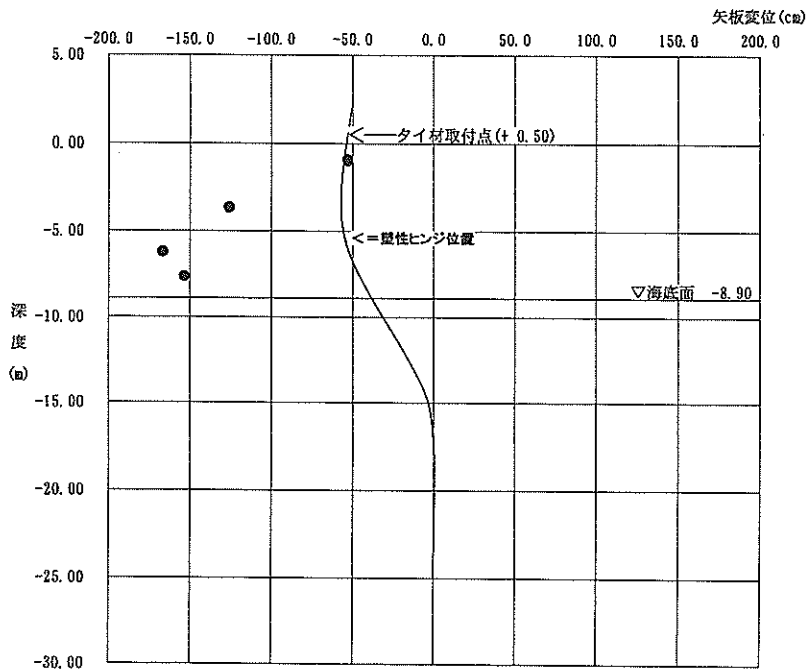
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -57.59 cm
 暫定使用時: -57.05 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タイトル : 1-8 秋田港向浜-10m 2号岸壁 検証計算 (No. 12) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型 矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板材質 : SY390 矢板断面係数: 3820.0 cm³/m
 変形形態 : 前傾くの字型 降伏モーメント My: ±152.8 tf·m
 照査最大変位: -167.80 cm 塑性モーメント Mp: ±180.3 tf·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 169.18 tf·m
 暫定使用時: 162.79 tf·m
 -132.37 tf·m
 -130.47 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 0
 倍数: 0

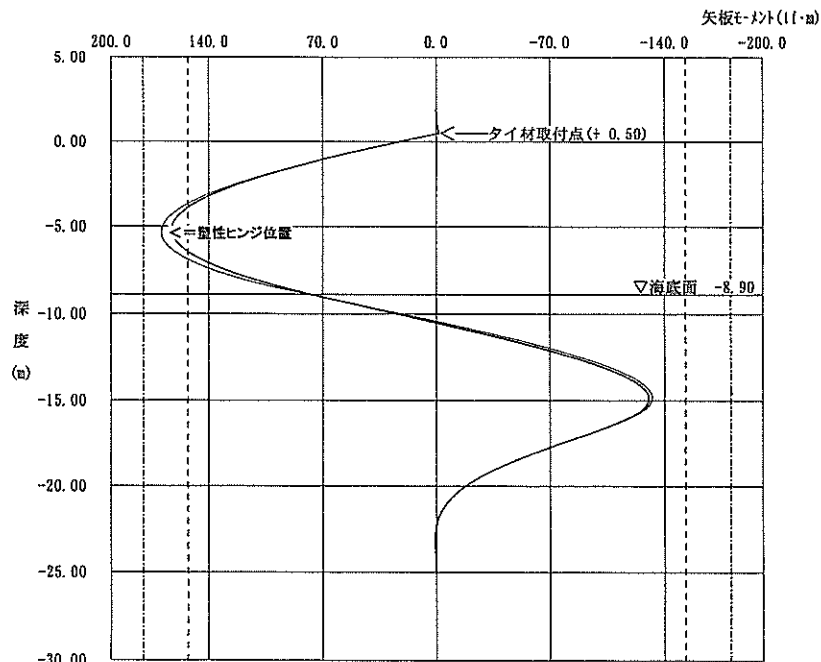


図-5.10 秋田港向浜2号岸壁 (No. 12) の検証計算

《 タイトル : 2-1 釧路港漁港埠頭②南側岸壁 検証計算 (SP80) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H, W, H : 1.50 m 矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 L, W, L : 0.00 m 矢板材質 : SY295
 設計水深 : -7.50 m 変形形態 : <の字型
 天端高 : 2.70 m 照査最大変位 : -130.50 cm
 矢板根入れ深度 : -20.50 m

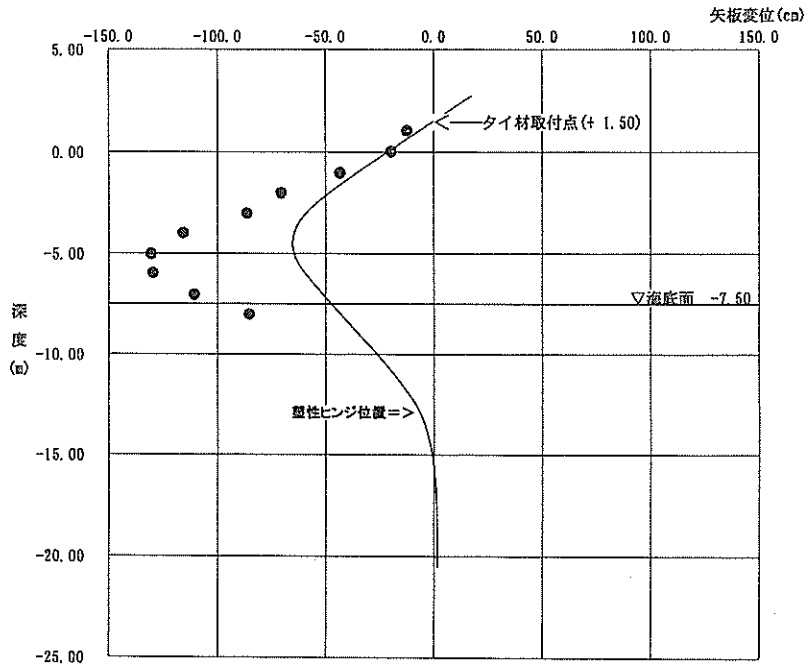
◆ 計算最大変位 ◆

被災時 : -65.38 cm
 暫定使用時 : -65.21 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数 : 20
 倍数 : 2

● は実測変位



《 タイトル : 2-1 釧路港漁港埠頭②南側岸壁 検証計算 (SP80) 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : <の字型
 照査最大変位 : -130.50 cm

矢板断面2次モーメント : 38300.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 2510.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 75.3 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 85.1 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時 : 78.81 t \cdot m
 暫定使用時 : -84.79 t \cdot m
 77.89 t \cdot m
 -84.58 t \cdot m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 20
 倍数 : 2

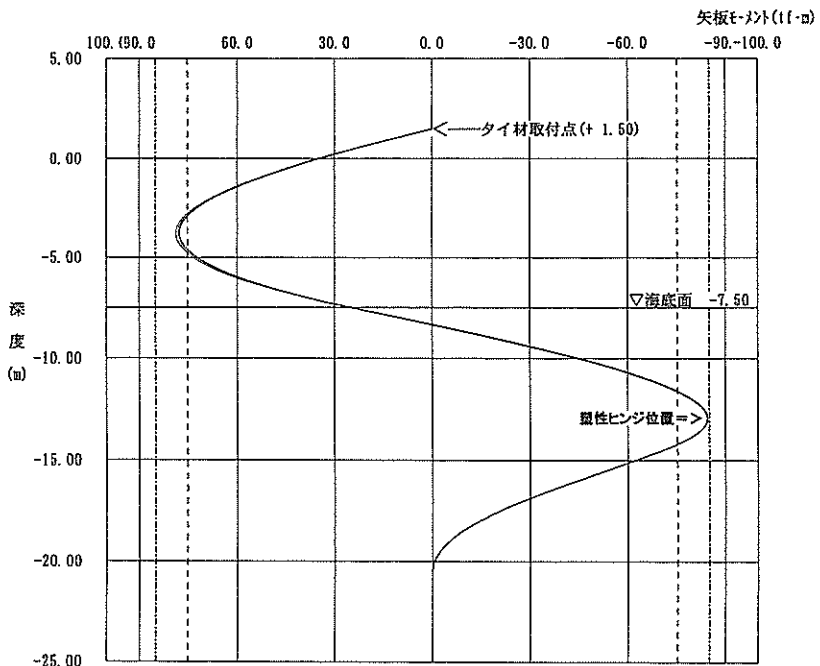


図-5.11 釧路港漁港埠頭②南側岸壁 (SP80) の検証計算

《 タイトル : 2-2 釧路港第2埠頭⑩物揚場 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

H, W, H: 1.50 m
 L, W, L: 0.00 m
 設計水深: -4.00 m
 天端高: 3.00 m
 矢板埋入れ深度: -11.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 II A型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -19.00 cm

◆ 計算最大変位 ◆

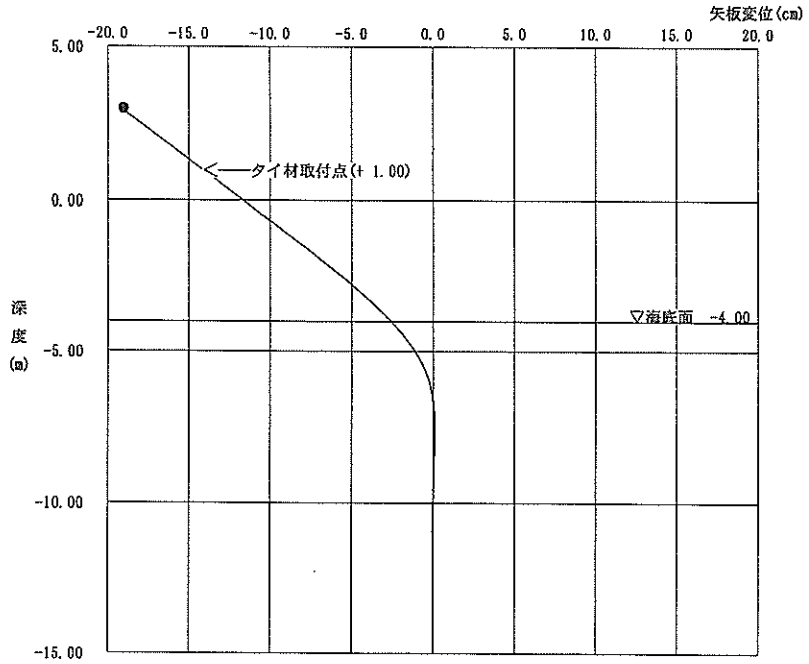
被災時: -19.25 cm
 暫定使用時: -19.25 cm

凡例
 被災時 (照査計算)

暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 2

● は実測変位



《 タイトル : 2-2 釧路港第2埠頭⑩物揚場 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 II A型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -19.00 cm

矢板断面2次モーメント: 10600.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 880.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 26.4 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 30.6 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 0.34 t \cdot m
 暫定使用時: 0.34 t \cdot m
 照査最大変位: -19.00 cm

凡例
 被災時 (照査計算)

暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ t/m}^2$

----- M_y
 ----- M_p

分割数: 20
 倍数: 2

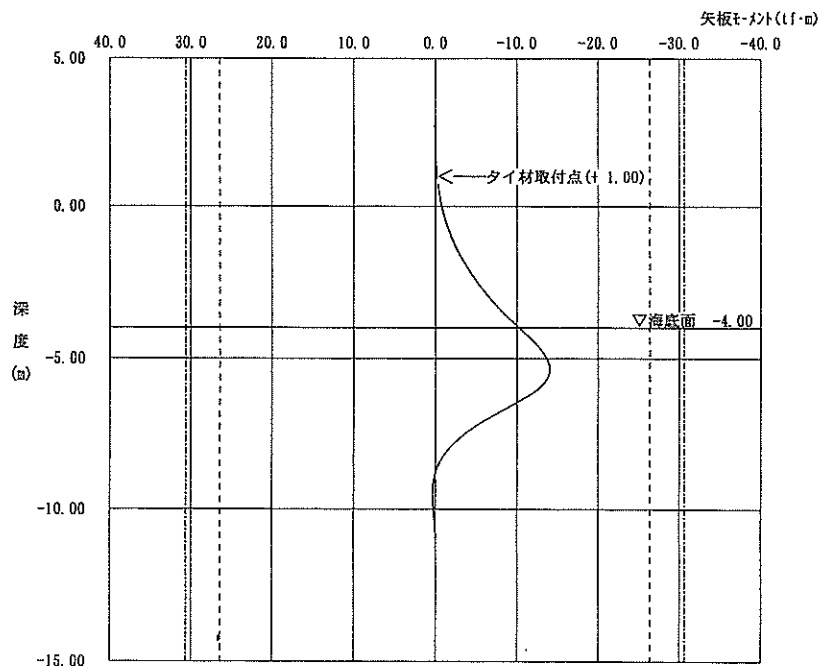


図-5.12 釧路港漁港埠頭⑩物揚場-4.0mの検証計算

《 タイトル : 2-3 霧多布港④岸壁 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 1.50 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -5.60 m
 天端高: 2.30 m
 矢板種別: 鋼矢板 II A型
 矢板材質: SY295
 変形形態: 前傾型
 照査最大変位: -18.00 cm
 矢板根入れ深度: -20.00 m

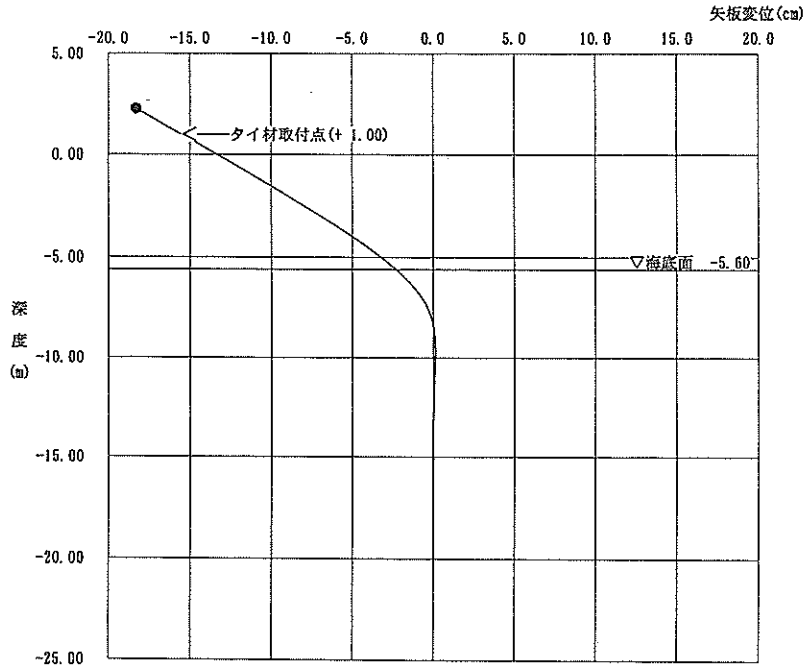
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -18.39 cm
 暫定使用時: -18.39 cm

凡例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 10
 倍数: 2

● は実測変位



《 タイトル : 2-3 霧多布港④岸壁 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

矢板種別: 鋼矢板 II A型
 矢板材質: SY295
 変形形態: 前傾型
 照査最大変位: -18.00 cm

矢板断面2次モーメント: 10600.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 880.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 25.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 30.6 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 0.46 tf·m
 暫定使用時: 0.46 tf·m

凡例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - M_y
 - - - - M_p

分割数: 10
 倍数: 2

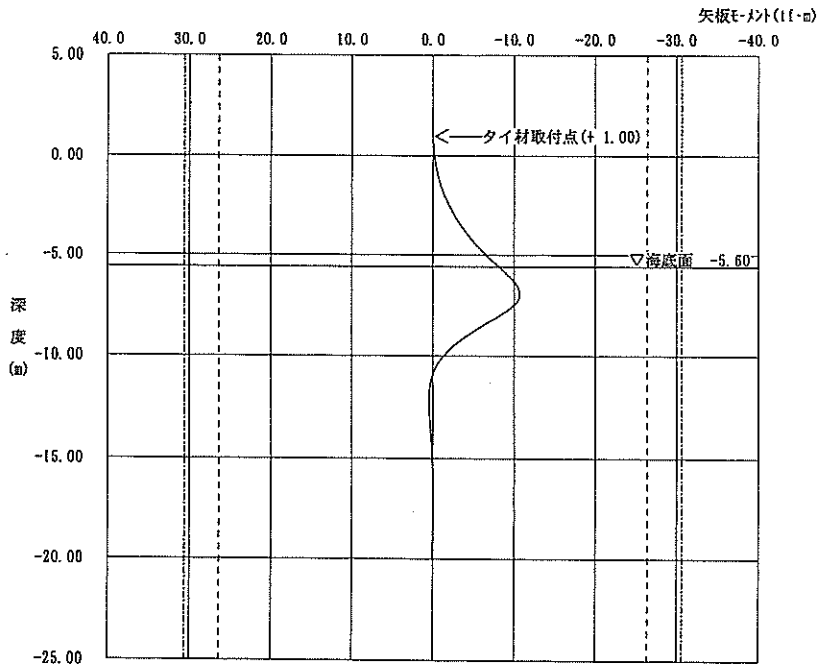


図-5.13 霧多布港④岸壁-5.0mの検証計算

大変位は天端の27.0cmである⁴¹⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位28.26cm、モーメントは海底面下で最大約22tf・mの値となるが、降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

n) 整理番号3-1 (函館港弁天地区第6岸壁 (民間))

図-5.15に計算結果と実測変位をプロットして示す。本施設も、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の521.0cmである⁴²⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算は、実測最大変位に達するまでに海底面下で「塑性ヒンジ」が発生しており、矢板断面に残存耐力はないと思われる。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

o) 整理番号3-2 (函館港大町地区緑地護岸B部)

図-5.16に計算結果と実測変位をプロットして示す。本施設も、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の51.0cmである⁴³⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位51.12cm、モーメントは海底面下で最大約209tf・mの値となる。ほぼ降伏モーメントに達するものであるが、塑性モーメントにはまだ余裕がある。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

p) 整理番号3-3 (函館港若松地区道路護岸)

図-5.17に計算結果と実測変位をプロットして示す。本施設も、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の80.0cmである⁴⁴⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位80.99cm、モーメントは海底面下で最大約100tf・mの値となる。降伏モーメントを超えるものであるが、塑性モーメントには達していない。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

q) 整理番号3-4 (函館港木材整理北側護岸)

図-5.18に計算結果と実測変位をプロットして示す。本施設も、実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは被災断面図から前傾くの字型として計算を行った。実測最大変位は天端の34.0cmである⁴⁵⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位34.18cm、モーメントは海底面下で最大約20tf・mの値となる。降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。実測断面図に矢板損傷の記述はない。

r) 整理番号4-1 (八戸港八太郎地区 護岸A)

図-5.19 計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは実測変位から前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の103.0cmである^{46) 47)}。同図に

示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位103.21cmで、変位の最大値、分布傾向もほぼ一致する。このときのモーメントは海底面下で最大約36tf・mの値となり、ほぼ塑性モーメントに達する。この矢板断面には残存耐力はほとんどないと思われる。実測断面図に矢板損傷の記録はない。

s) 整理番号4-2 (八戸港八太郎地区 護岸B)

図-5.20に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の34.3cmである^{48) 49)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位34.65cmで、変位の最大値はほぼ一致する。矢板の中間部では、実際の変位分布が少しふくらんだような前傾くの字型の傾向にあるので、計算変位と若干のずれが見られる。しかし、被災変形モードとしては、ほとんど前傾型に近いので、モーメントの最大値も海底面下に発生すると思われる。このときのモーメントは海底面下で最大約30tf・mの値となり、降伏モーメントに近いものが発生していることとなるが、塑性モーメントに対しては余裕がある。実測断面図に矢板損傷の記録はない。

t) 整理番号4-3 (八戸港八太郎地区 護岸C)

図-5.21に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは前傾くの字型として計算を行った。実測最大変位は天端の33.9cmである^{50) 51)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では最大変位に達するまでに、海底面下で「塑性ヒンジ」が発生し、計算結果は1ステップ前のものが出力されている。「塑性ヒンジ」発生位置の深度は-4.1mである。設計時の根入れ深度は-6.5mであるので、実際の被災状況として、矢板の根入れ先端から動いている可能性もあるが、根入れがしっかりしていると矢板には残存耐力は残っていない。実測断面図に矢板損傷の記録はない。

なお、計算上は、最大変位に見合うだけの陸側からの土圧を作用させたとき、実際の根入れ深度では受働土圧抵抗がとれないため計算上は根入れを-10.0mとしている。

u) 整理番号4-4 (八戸港八太郎地区 護岸D)

図-5.22に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは実測変位から前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の50.0cmである^{52) 53)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位50.09cmで、変位の最大値はほぼ一致する。分布傾向は深くなるにつれて合わなくなり、実際の海底面付近での変位はほとんど0であるので、海底面下の地盤は被災時点では入力値(設計時地盤定数)より地盤反力が大きい

《 タ イ ト ル : 2-4 厚岸漁港用地護岸(F・G)部 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 1.50 m
 L. W. L : 0.00 m
 設計水深 : -2.80 m
 天 築 高 : 2.30 m
 矢板根入れ深度 : -8.50 m

矢板種別 : 鋼矢板 II A型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -27.00 cm

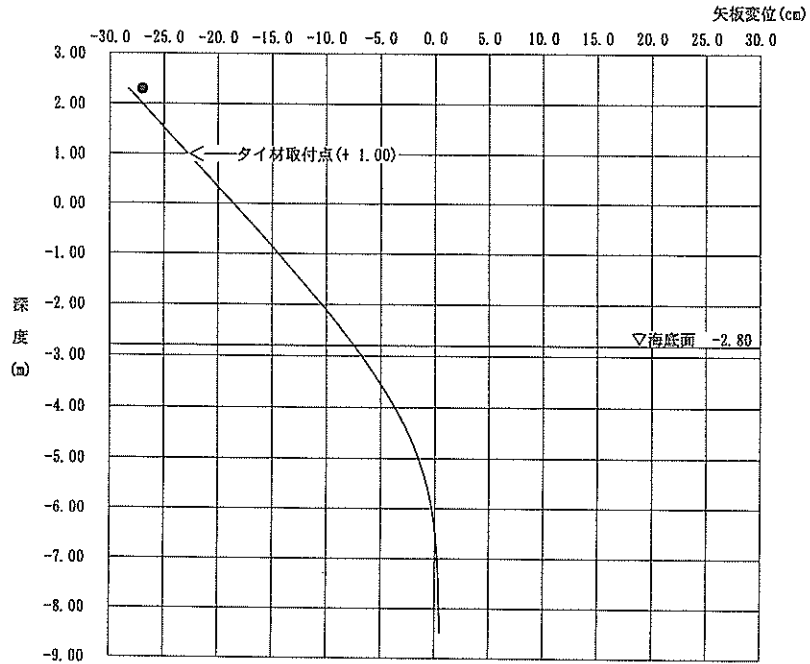
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時 : -28.26 cm
 暫 定 使 用 時 : -28.26 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 20
 倍 数 : 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 2-4 厚岸漁港用地護岸(F・G)部 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 II A型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -27.00 cm

矢板断面2次モーメント : 10600.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 880.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 26.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 30.6 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 0.00 tf·m
 暫 定 使 用 時 : -21.58 tf·m
 暫 定 使 用 時 : 0.00 tf·m
 暫 定 使 用 時 : -21.58 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$

----- M_y
 ----- M_p

分割数 : 20
 倍 数 : 2

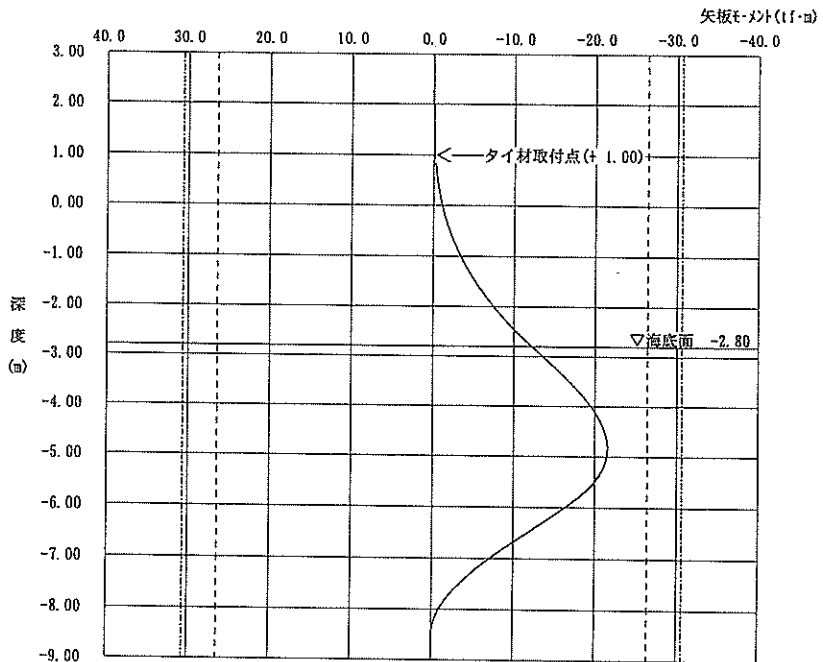


図-5.14 厚岸漁港用地護岸 (F・G) 部検証計算

《 タイトル : 3-1 函館港弁天地区第6岸壁 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 1.05 m 矢板種別 : 鋼矢板 IVA型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY295
 設計水深: -8.00 m 変形形態 : 前傾型
 天端高: 2.30 m 照査最大変位: -521.00 cm
 矢板根入れ深度: -21.00 m

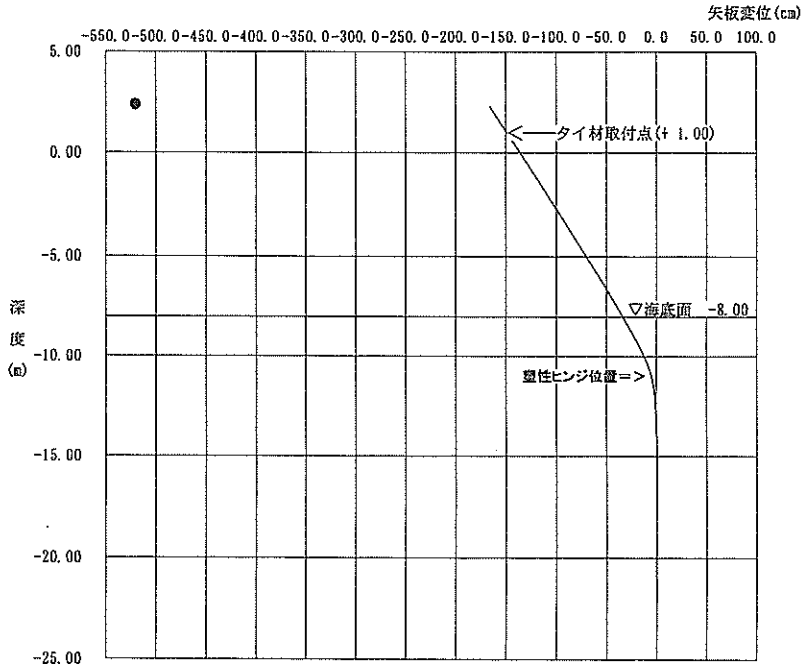
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -165.93 cm
 暫定使用時: -165.93 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 2

● は実測変位



《 タイトル : 3-1 函館港弁天地区第6岸壁 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 IVA型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -521.00 cm

矢板断面2次モーメント: 41600.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 2250.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 67.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 81.0 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 2.25 tf·m
 -79.25 tf·m
 暫定使用時: 2.25 tf·m
 -79.25 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 20
 倍数: 2

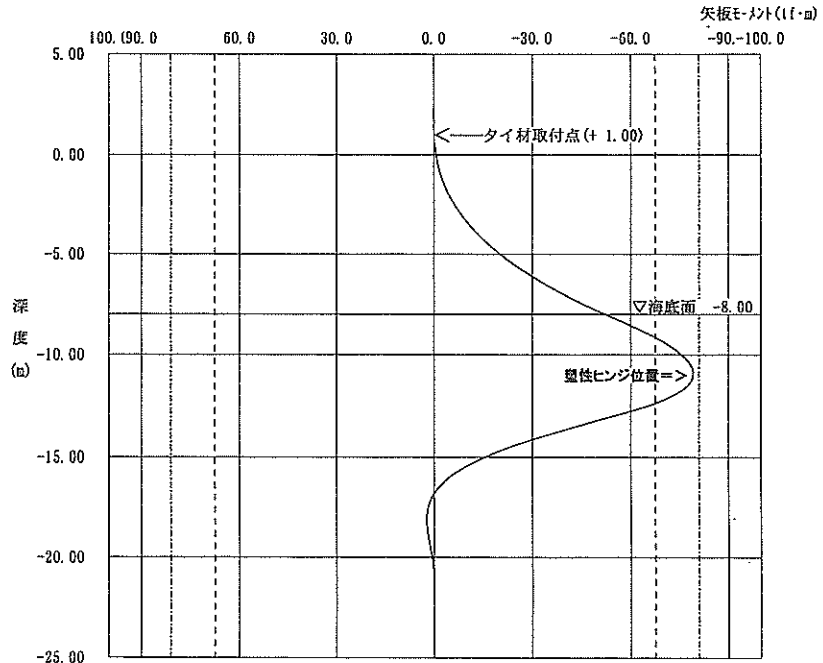


図-5.15 函館港弁天地区第6岸壁の検証計算

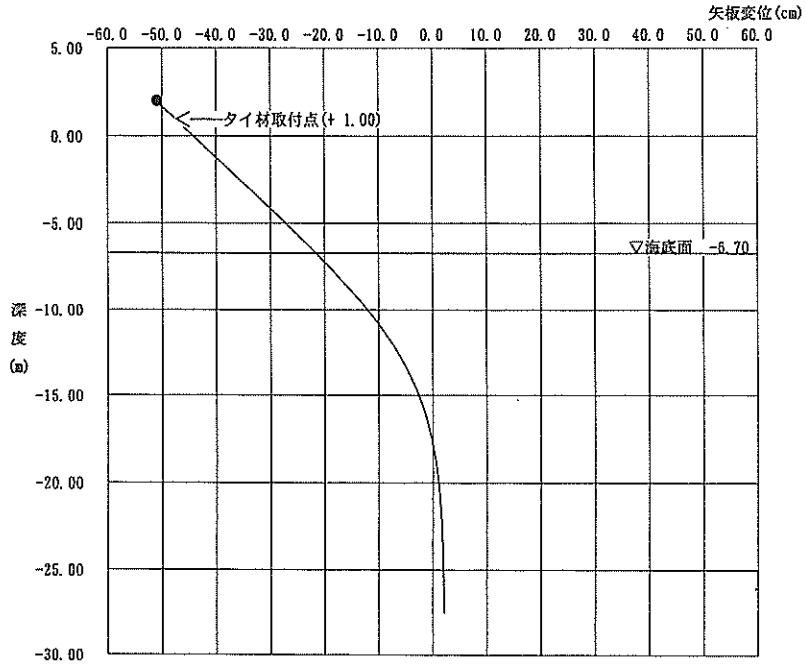
《 タイトル : 3-2 函館港大町地区緑地護岸B部 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆
 H.W.H: 1.05 m 矢板種別 : 鋼管矢板 φ812.8 t 16 ◆ 計算最大変位 ◆
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SKY400 被災時: -51.12 cm
 設計水深: -6.70 m 変形形態 : 前傾型 暫定使用時: -51.12 cm
 天端高: 2.00 m 照査最大変位: -51.00 cm
 矢板根入れ深度: -27.50 m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 2

● は実測変位



《 タイトル : 3-2 函館港大町地区緑地護岸B部 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆
 矢板種別 : 鋼管矢板 φ812.8 t 16 矢板断面2次モーメント: 361000.0 cm⁴/m ◆ 計算最大最小モーメント ◆
 矢板材質 : SKY400 矢板断面係数: 8880.0 cm³/m 被災時: 0.00 tf·m
 変形形態 : 前傾型 降伏モーメント My: ±213.1 tf·m 暫定使用時: 0.00 tf·m
 照査最大変位: -51.00 cm 塑性モーメント Mp: ±271.4 tf·m 暫定使用時: -208.70 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20
 倍数: 2

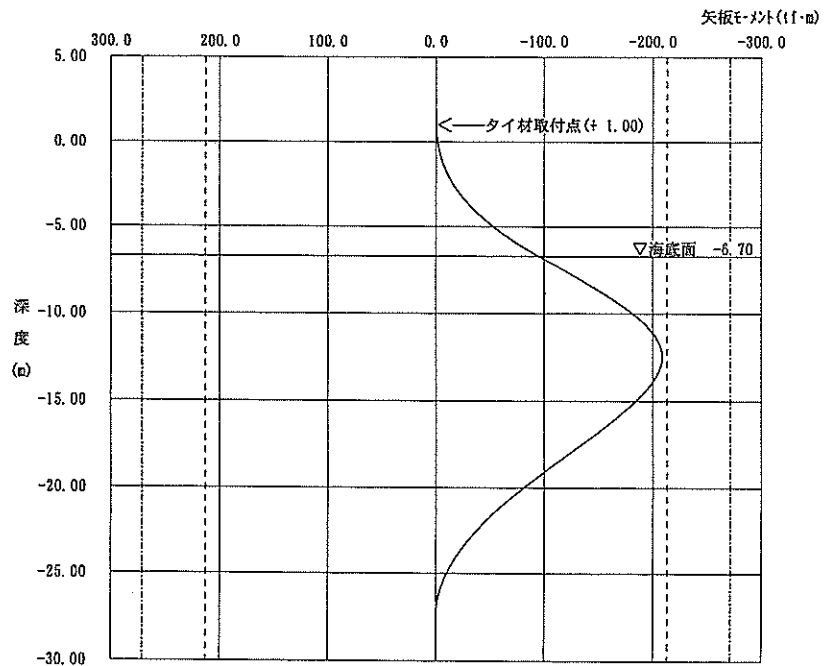


図-5.16 函館港大町地区緑地護岸B部の検証計算

《 タ イ ト ル : 3-3 函館港若松地区道路護岸 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 1.05 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -4.50 m
 天 端 高: 2.50 m
 矢板種別 : 鋼矢板 V1型
 矢板材質 : SY235
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -80.00 cm
 矢板根入れ深度: -22.50 m

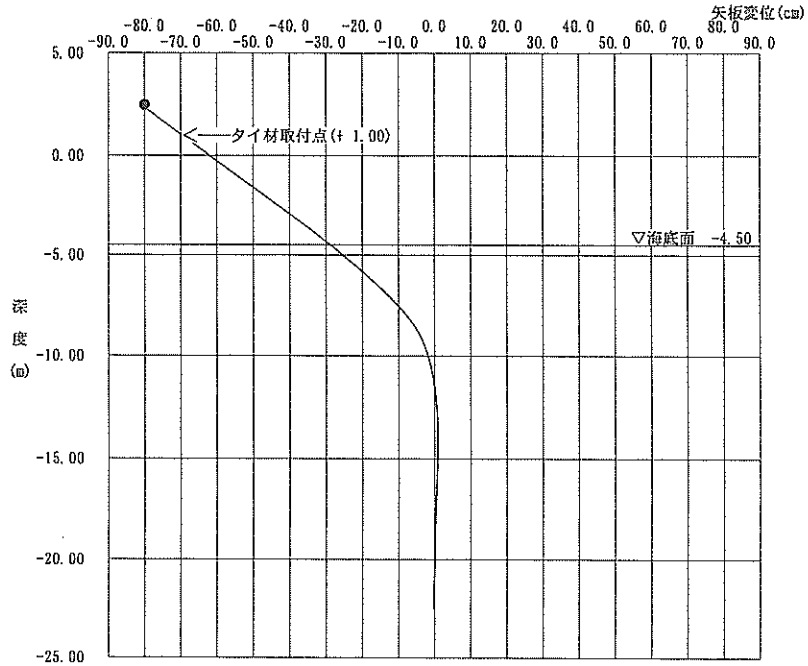
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時: -80.99 cm
 暫 定 使 用 時: -80.99 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 20
 倍 数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 3-3 函館港若松地区道路護岸 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 V1型
 矢板材質 : SY235
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -80.00 cm

矢板断面2次モーメント: 63000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 3150.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 94.5 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 113.4 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時: 2.48 t \cdot m
 暫 定 使 用 時: 2.48 t \cdot m
 被 災 時: -100.68 t \cdot m
 暫 定 使 用 時: -100.68 t \cdot m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 20
 倍 数: 2

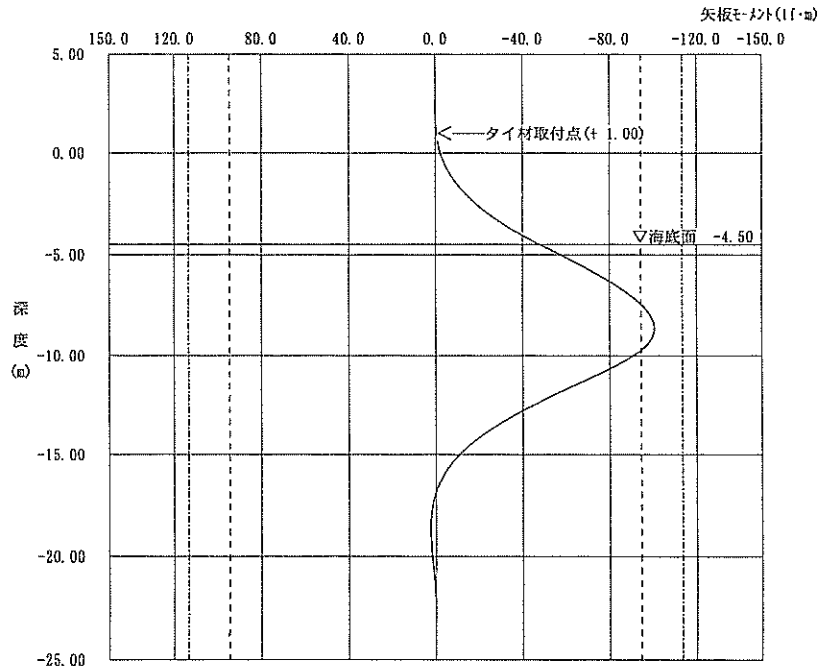


図-5.17 函館港若松地区道路護岸の検証計算

《 タ イ ト ル : 3-4 函館港木材整理北側護岸 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 1.05 m
 L. W. L : 0.00 m
 設計水深 : -2.00 m
 天 端 高 : 2.30 m
 矢板根入れ深度 : -12.50 m

矢板種別 : 鋼矢板 II型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -34.00 cm

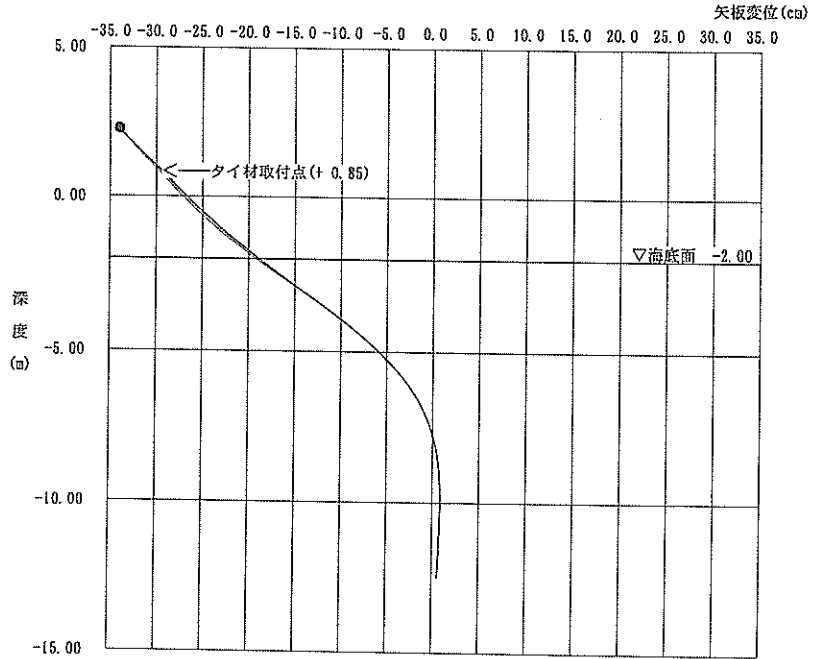
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時 : -34.18 cm
 暫 定 使 用 時 : -34.10 cm

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 20
 倍 数 : 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 3-4 函館港木材整理北側護岸 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 II型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -34.00 cm

矢板断面2次モーメント : 8740.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 874.0 cm³/m
 臨状モーメント M_y : $\pm 26.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 30.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 14.67 tf·m
 暫 定 使 用 時 : 11.92 tf·m

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 20
 倍 数 : 2

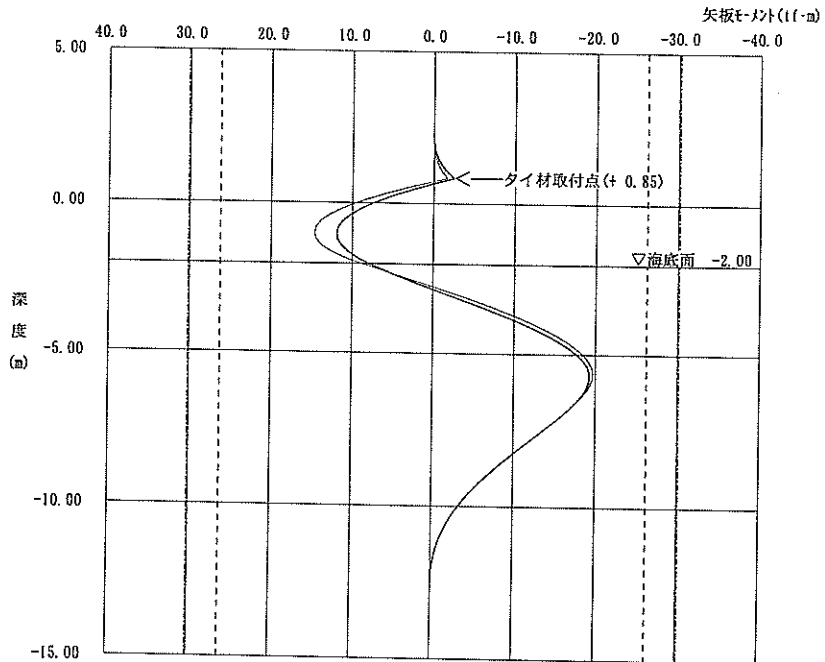


図-5.18 函館港木材整理北側護岸の検証計算

《 タ イ ト ル : 4-1 八戸港八太郎護岸A 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H: 1.50 m
 L. W. L: 0.00 m
 設計水深: -4.21 m
 天 端 高: 2.79 m
 矢板種別 : 鋼矢板 Ⅲ型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -103.00 cm
 矢板根入れ深度: -10.50 m

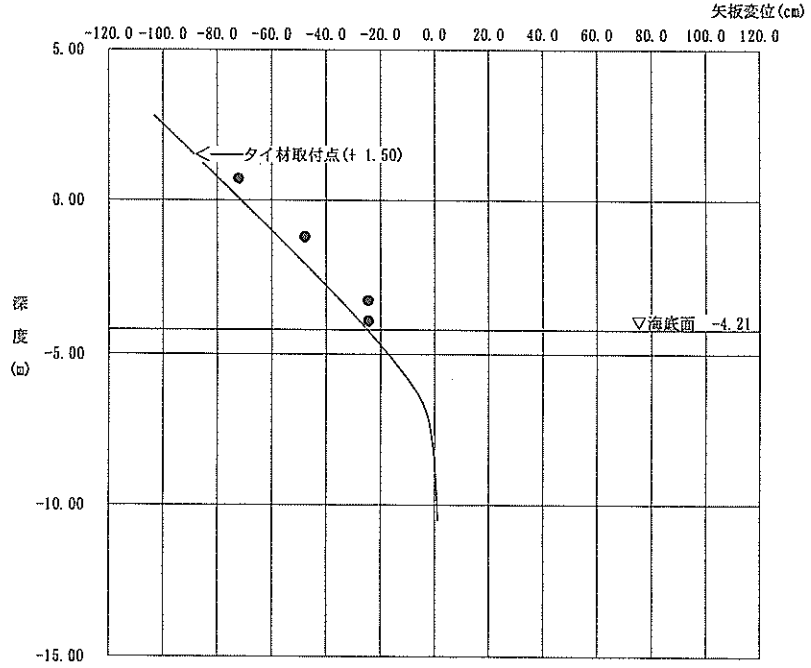
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -103.21 cm
 暫定使用時: -103.21 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍 数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 4-1 八戸港八太郎護岸A 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Ⅲ型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -103.00 cm

矢板断面2次モーメント: 13373.4 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1087.2 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 32.6 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 36.9 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 0.00 tf·m
 暫定使用時: -35.52 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 20
 倍 数: 2

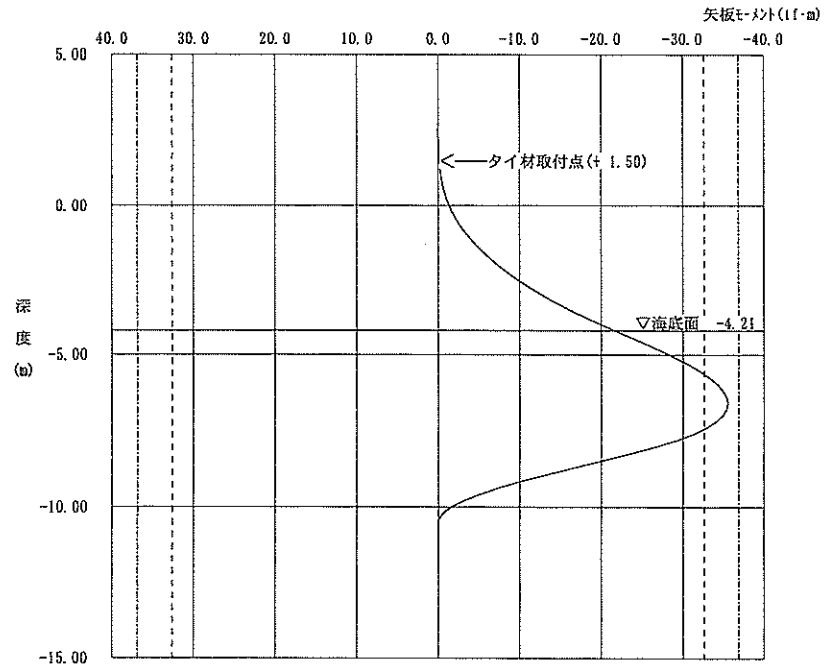


図-5.19 八戸港八太郎地区 護岸Aの検証計算

《 タ イ ト ル : 4-2 八戸港八太郎護岸B 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

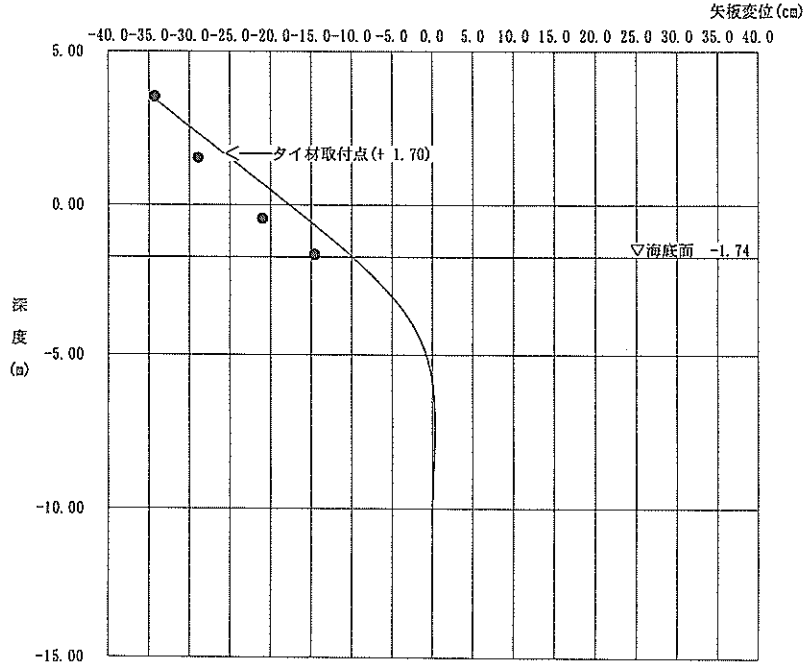
H.W.H: 1.50 m 矢板種別 : 鋼矢板 III型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY295
 設計水深: -1.74 m 変形形態 : 前傾型
 天 端 高: 3.55 m 照査最大変位: -34.30 cm
 矢板根入れ深度: -10.50 m

◆ 計算最大変位 ◆
 被災時: -34.65 cm
 暫定使用時: -34.65 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍 数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 4-2 八戸港八太郎護岸B 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -34.30 cm

矢板断面2次モーメント: 13869.8 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1087.2 cm³/m
 降伏モーメント My: ±32.6 tf·m
 塑性モーメント Mp: ±36.9 tf·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 0.08 tf·m
 暫定使用時: -29.95 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20
 倍 数: 2

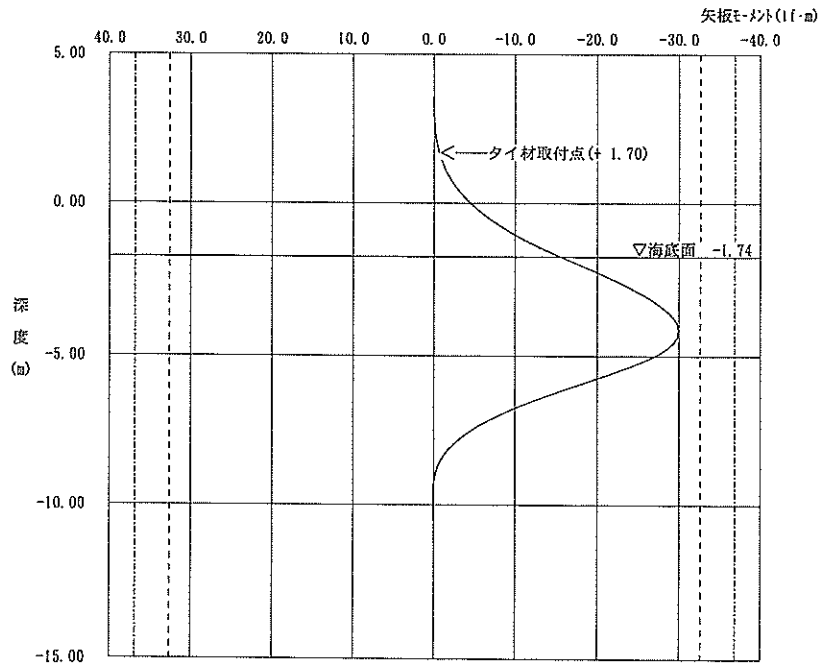


図-5.20 八戸港八太郎地区 護岸Bの検証計算

《 タイトル : 4-3 八戸港八太郎護岸C 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.H: 1.50 m 矢板種別 : 鋼矢板 III型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY295
 設計水深: -0.31 m 変形形態 : 前傾くの字型
 天端高: 5.00 m 照査最大変位: -33.90 cm
 矢板根入れ深度: -10.00 m

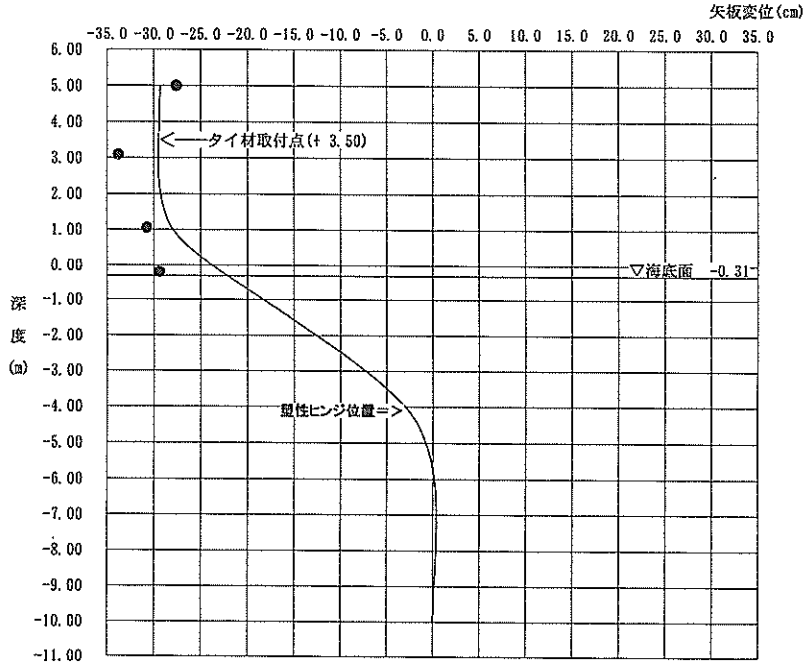
◆ 計算最大変位 ◆

被災時: -29.50 cm
 暫定使用時: -29.50 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 4

● は実測変位



《 タイトル : 4-3 八戸港八太郎護岸C 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -33.90 cm

矢板断面2次モーメント: 14350.8 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1160.5 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 34.8 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 39.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 35.98 t \cdot m
 暫定使用時: 35.98 t \cdot m
 -36.75 t \cdot m
 -36.75 t \cdot m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 20
 倍数: 4

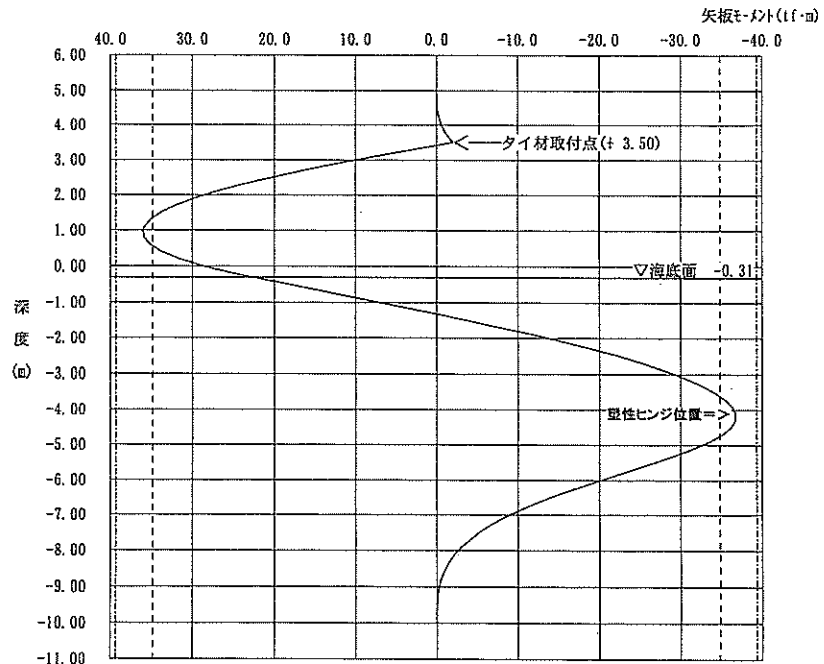


図-5.21 八戸港八太郎地区 護岸Cの検証計算

《 タ イ ト ル : 4-4 八戸港八太郎護岸D 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 1.50 m
 I. W. L : 0.00 m
 設計水深 : -3.33 m
 天端高 : 2.91 m
 矢板根入れ深度 : -10.50 m

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -50.00 cm

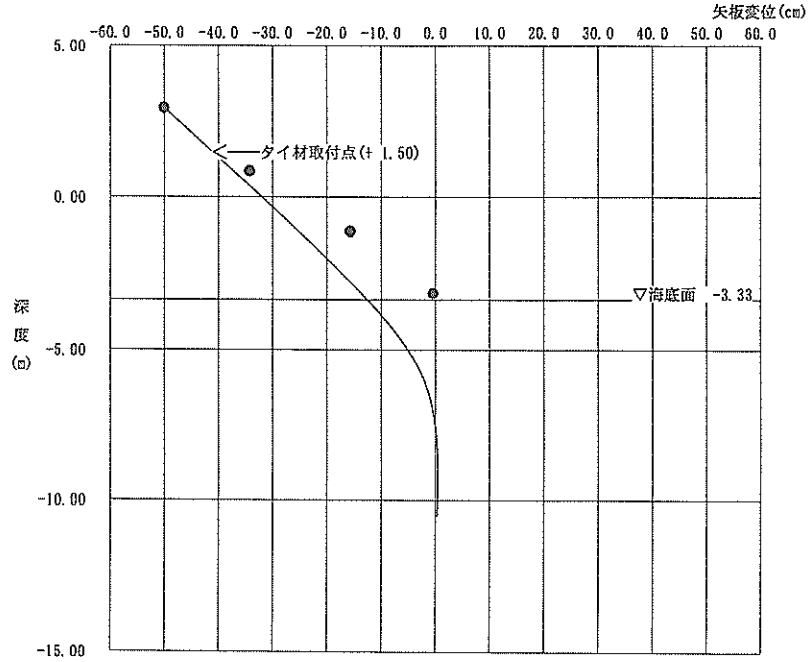
◆ 計算最大変位 ◆

被災時 : -50.09 cm
 暫定使用時 : -50.09 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0$ tf/m²

分割数 : 20
 倍数 : 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 4-4 八戸港八太郎護岸D 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -50.00 cm

矢板断面2次モーメント : 13583.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 1103.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : ± 33.1 tf·m
 塑性モーメント M_p : ± 37.4 tf·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時 : 0.00 tf·m
 暫定使用時 : -33.58 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0$ tf/m²
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 20
 倍数 : 2

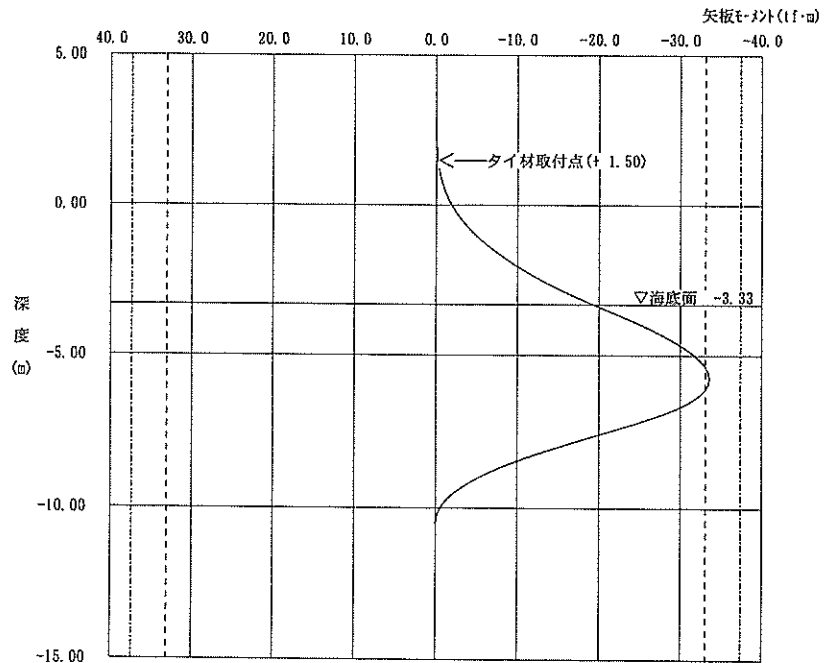


図-5.22 八戸港八太郎地区 護岸Dの検証計算

《 タ イ ト ル : 4-5 八戸港八太郎護岸E 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 1.50 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -5.00 m
 天 端 高: 2.89 m
 矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -47.00 cm
 矢板根入れ深度: -10.50 m

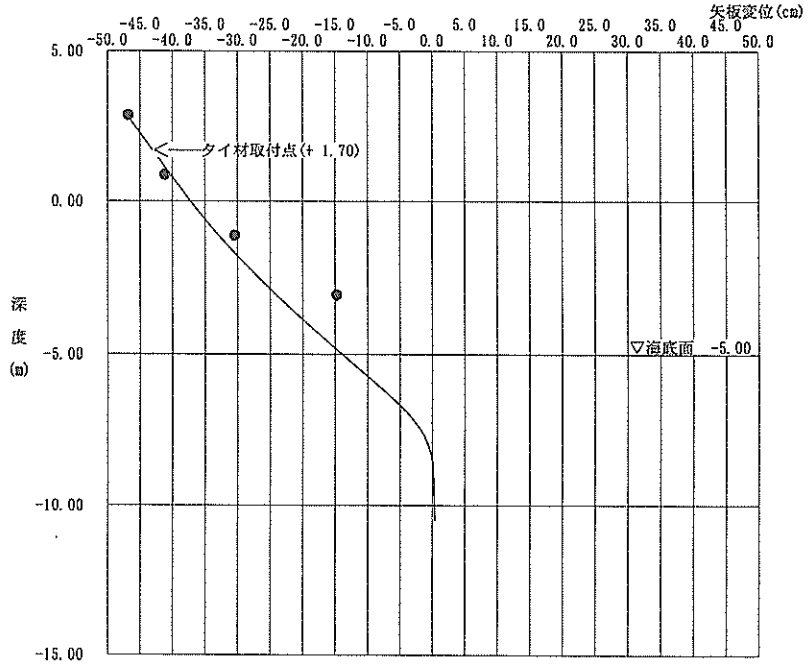
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時: -47.03 cm
 暫 定 使 用 時: -47.03 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0$ (t/m²)

分割数: 20
 倍 数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 4-5 八戸港八太郎護岸E 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -47.00 cm

矢板断面2次モーメント: 13027.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1061.3 cm³/m
 降伏モーメント M_y : ± 31.8 (t·m)
 塑性モーメント M_p : ± 36.0 (t·m)

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時: 13.16 (t·m)
 暫 定 使 用 時: -12.41 (t·m)
 暫 定 使 用 時: 13.16 (t·m)
 暫 定 使 用 時: -12.41 (t·m)

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W=0.0$ (t/m²)
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数: 20
 倍 数: 2

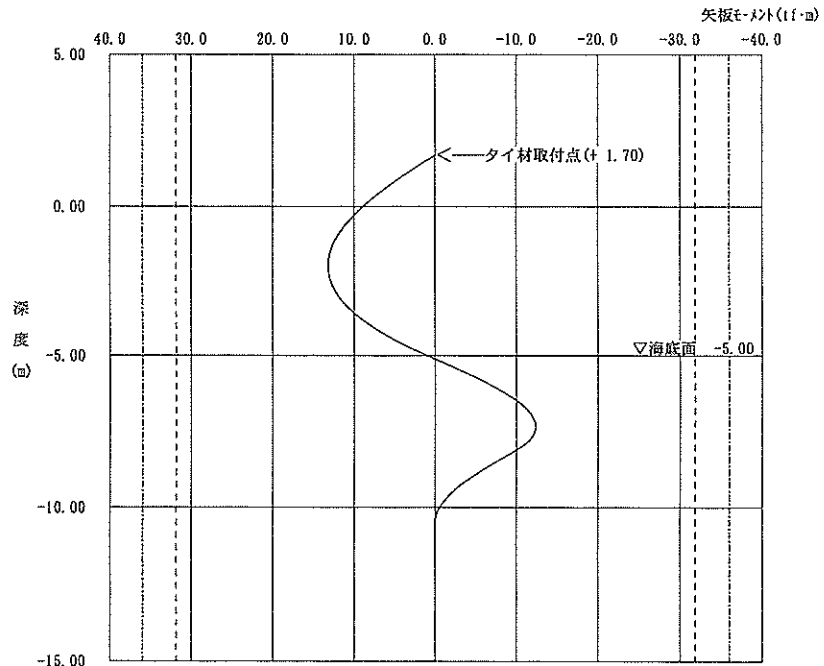


図-5.23 八戸港八太郎地区 護岸Eの検証計算

《 タ イ ト ル : 4-6 八戸港八太郎護岸F 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 1.50 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -5.00 m
 天 端 高: 2.93 m
 矢板根入れ深度: -15.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -29.50 cm

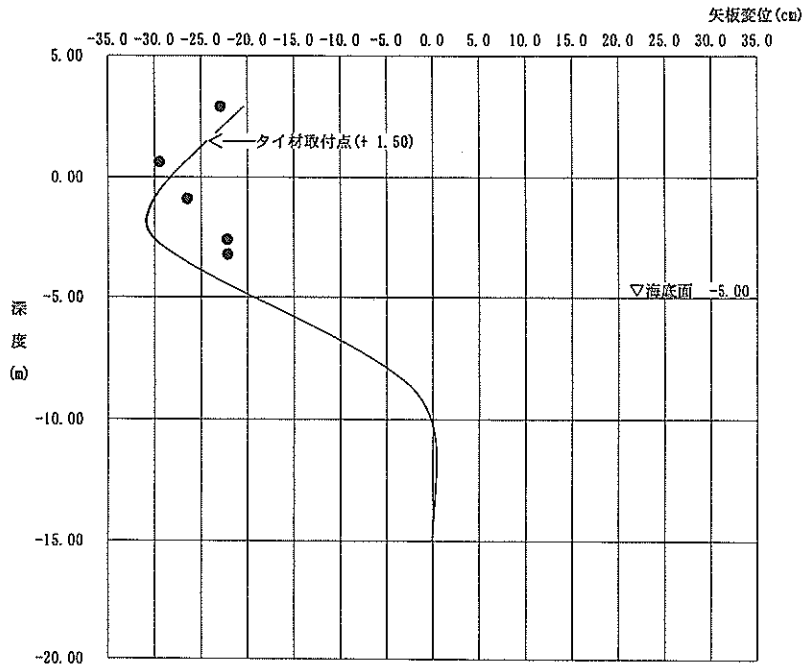
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時: -30.98 cm
 暫 定 使 用 時: -30.83 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 0
 倍数: 0

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 4-6 八戸港八太郎護岸F 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -29.50 cm

矢板断面2次モーメント: 14888.5 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1200.5 cm³/m
 降伏モーメント My: ±36.0 t·m
 塑性モーメント Mp: ±40.7 t·m

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時: 36.42 t·m
 暫 定 使 用 時: -37.89 t·m
 暫 定 使 用 時: 35.89 t·m
 暫 定 使 用 時: -37.66 t·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 0
 倍数: 0

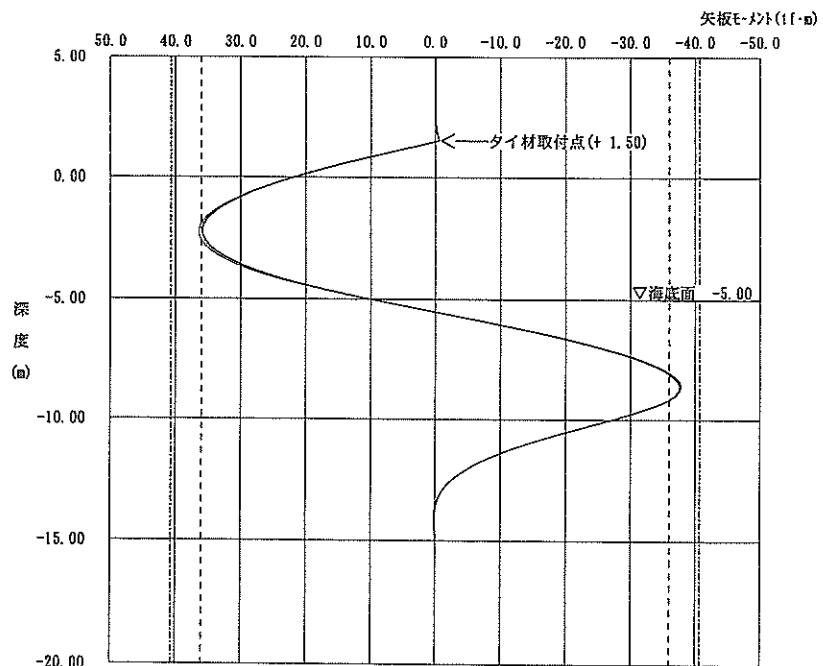


図-5.24 八戸港八太郎地区 護岸Fの検証計算

《 タイトル : 4-7 八戸港八太郎 岸壁 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

H.W.L: 1.50 m 矢板種別 : 鋼矢板 III型
 L.W.L: 0.00 m 矢板材質 : SY295
 設計水深: -3.13 m 変形形態 : 前傾くの字型
 天端高: 3.37 m 照査最大変位: -58.80 cm
 矢板根入れ深度: -15.00 m

◆ 計算最大変位 ◆

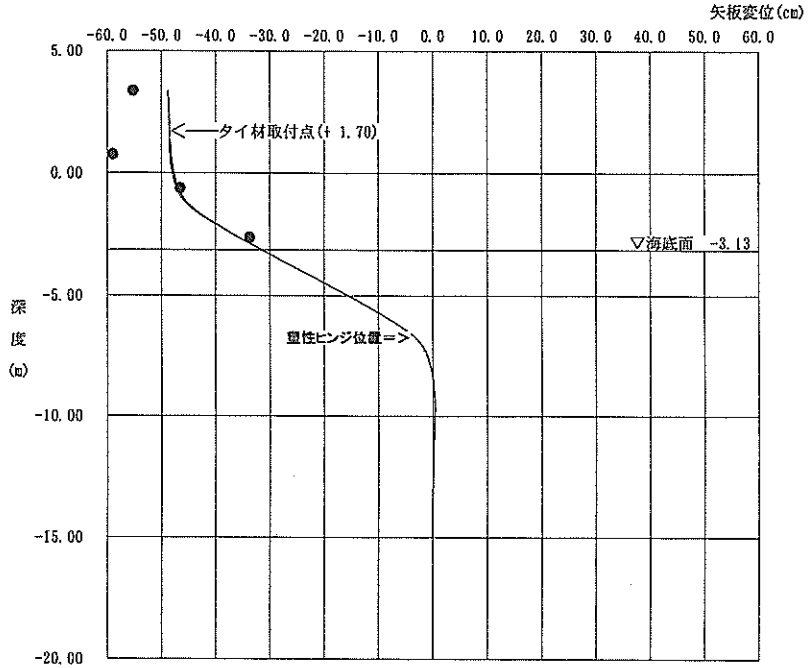
被災時: -48.76 cm
 暫定使用時: -48.77 cm

凡例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 20

倍数: 3

● は実測変位



《 タイトル : 4-7 八戸港八太郎 岸壁 検証計算 》

【被災時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 III型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位: -58.80 cm

矢板断面2次モーメント: 13027.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 1061.3 cm³/m
 降伏モーメント My: ±31.8 t·m
 塑性モーメント Mp: ±36.0 t·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 32.91 t·m
 暫定使用時: 30.91 t·m

凡例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20

倍数: 3

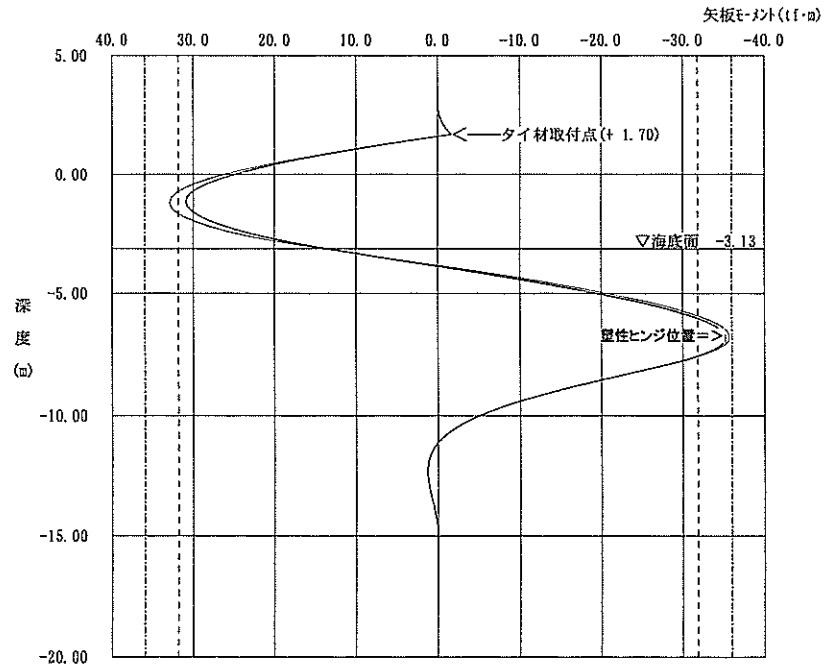


図-5.25 八戸港八太郎地区 岸壁の検証計算

《 タイトル : 5-1 兵庫第三突堤 (-9.0m鋼矢板岸壁) 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

H.W.L : 1.70 m
 L.W.L : 0.00 m
 設計水深 : -9.00 m
 天端高 : 3.10 m
 矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -52.00 cm
 矢板根入れ深度 : -18.00 m

◆ 計算最大変位 ◆

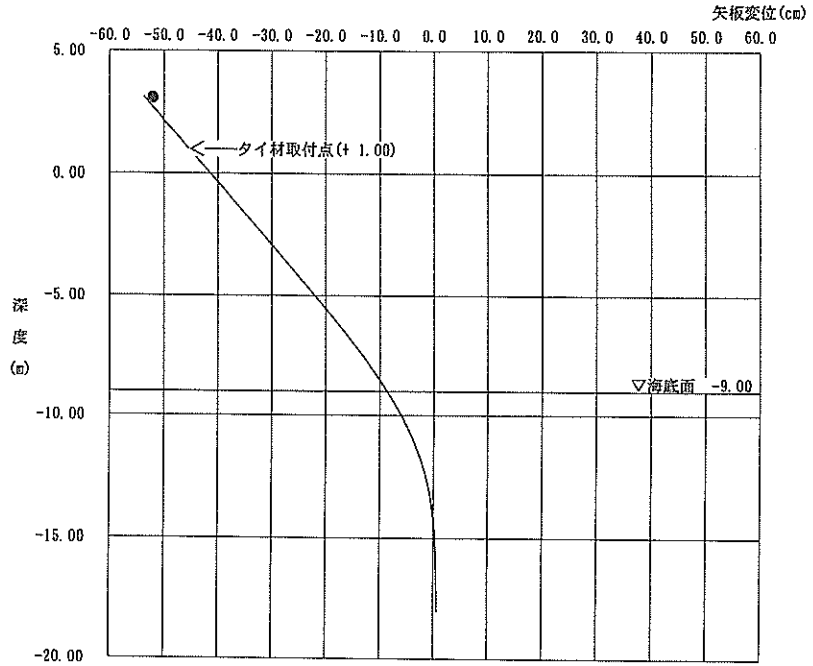
被災時 : -53.66 cm
 暫定使用時 : -53.66 cm

凡例
 被災時 (照査計算)
 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数 : 20

倍数 : 2

● は実測変位



《 タイトル : 5-1 兵庫第三突堤 (-9.0m鋼矢板岸壁) 検証計算 》

◆ 計算条件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
 矢板材質 : SY295
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -52.00 cm

矢板断面2次モーメント : 69200.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 3800.0 cm³/m
 降伏モーメント My : ±114.0 t^f·m
 塑性モーメント Mp : ±131.1 t^f·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時 : 0.00 t^f·m
 暫定使用時 : -73.55 t^f·m
 暫定使用時 : 0.00 t^f·m
 暫定使用時 : -73.55 t^f·m

凡例
 被災時 (照査計算)
 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 ----- My
 ----- Mp

分割数 : 20

倍数 : 2

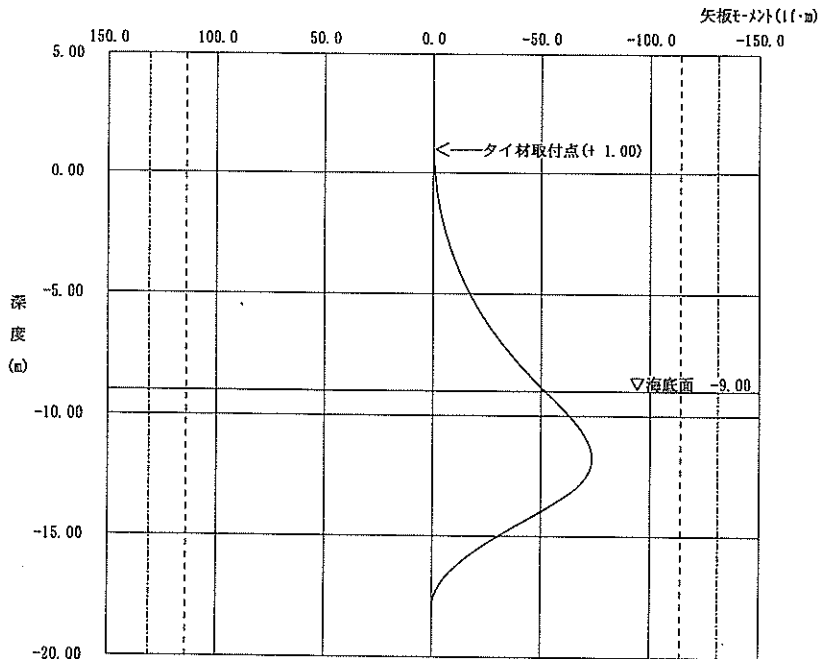


図-5.26 兵庫第三突堤-9.0m岸壁 (鋼矢板) の検証計算

《 タ イ ト ル : 5-2 兵庫第三突堤 (-9.0m鋼管矢板岸壁) 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

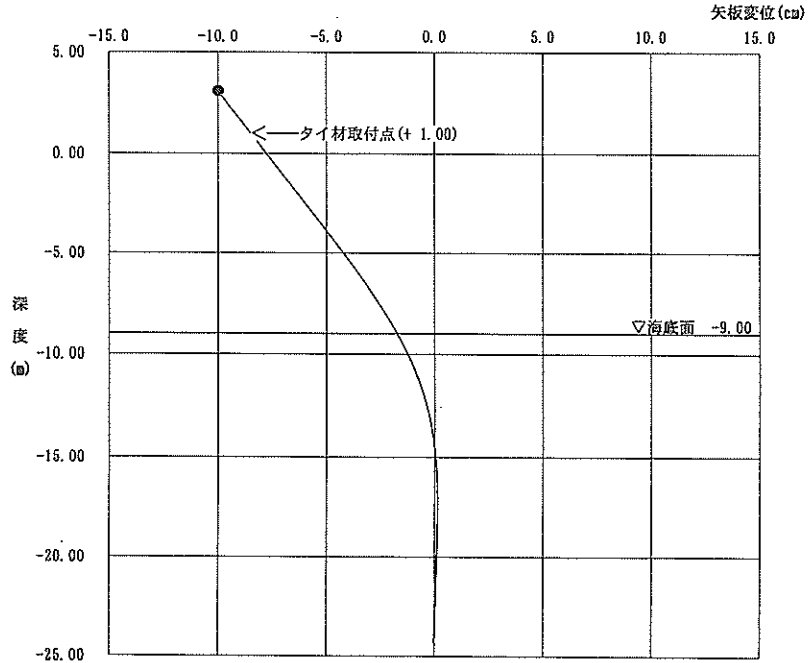
H. W. H: 1.78 m
 L. W. L: 0.00 m
 設計水深: -9.00 m
 天 端 高: 3.10 m
 矢板種別 : 鋼管矢板 φ1000 t9
 矢板材質 : SKY400
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -10.00 cm
 矢板根入れ深度: -24.30 m

◆ 計算最大変位 ◆
 被災時: -10.02 cm
 暫定使用時: -10.02 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 5-2 兵庫第三突堤 (-9.0m鋼管矢板岸壁) 検証計算 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼管矢板 φ1000 t9
 矢板材質 : SKY400
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位: -10.00 cm

矢板断面2次モーメント: 322000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 6430.0 cm³/m
 降伏モーメント My: ±154.3 tf·m
 塑性モーメント Mp: ±196.5 tf·m

◆ 計算最大最小モーメント ◆

被災時: 0.06 tf·m
 暫定使用時: -58.36 tf·m
 0.06 tf·m
 -58.36 tf·m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20
 倍数: 2

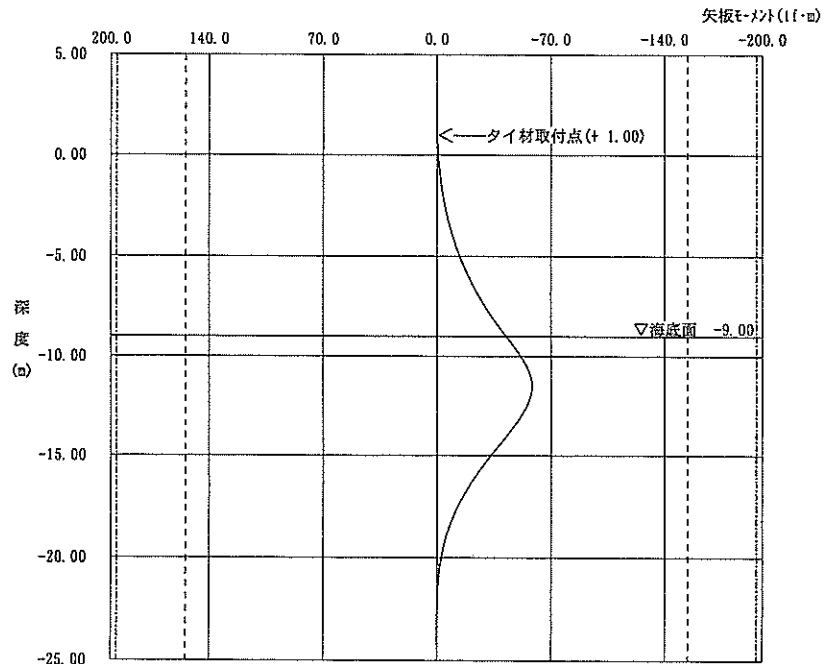


図-5.27 兵庫第三突堤-9.0m岸壁 (鋼管矢板) の検証計算

状態になっている可能性もある。

計算上のモーメントは海底面下で最大約34tf・mの値となり、僅かに降伏モーメントを超える。しかし、根入れがしっかりしていると仮定すると、この部分の曲率は計算より小さくなるので、実際は海底面下で矢板は破損している可能性もある。矢板損傷の記録はない。

v) 整理番号4-5 (八戸港八太郎地区 護岸E)

図-5.23に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは実測変位から前傾くの字型として計算を行った。実測最大変位は天端の47.0cmである^{54) 55)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位47.03cmで、変位の最大値はほぼ一致する。分布傾向は深くなるにつれ合わない。前記整理番号4-4の施設同様、海底面下の地盤は、被災時点では入力値(設計時地盤定数)より地盤反力が大きい状態になっている可能性もある。

計算上のモーメントは海底面上下で最大値は降伏モーメントに対して十分余裕があるが、根入れがしっかりしていると仮定すると、海底面付近で計算より大きいモーメントの発生が十分考えられる。矢板損傷の記述はない。

w) 整理番号4-6 (八戸港八太郎地区 護岸F)

図-5.24に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは実測変位から前傾くの字型として計算を行った。実測最大変位は天端の29.5cm(深度+0.88m)である^{56) 57)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位30.83cmで、変位の最大値はほぼ一致するが、最大値の発生深度及び分布傾向は深くなるにつれて合わなくなる。海底面より上の実測変位と計算変位の曲率はほぼ同じようなので、海底面より上のモーメントは計算モーメントに近いものが発生していると思われる。海底面下については、最大モーメントの発生位置が-8.6mで設計時根入れ深度-10.5mに近い位置なので、矢板の根入れ先端から動いている可能性もある。モーメント値は降伏モーメントと塑性モーメントの半ばくらいにあり矢板断面に残存耐力の余裕はないと思われる。矢板損傷の記録はない。

なお、計算上は、最大変位に見合うだけの土圧を作用させたとき、受働土圧抵抗がとれないため計算上は根入れを-15.0mとしている。

x) 整理番号4-7 (八戸港八太郎地区 岸壁)

図-5.25に計算結果と実測変位をプロットして示す。矢板の変形モードは実測変位から前傾くの字型として計算を行った。実測最大変位は天端の58.8cm(深度+0.82m)である^{58) 59)}。同図に示すように、評価プログラムによる計算では最大変位に達するまでに、海底面下で「塑性ヒ

ンジ」が発生し、計算結果は1ステップ前のものが出力されている。「塑性ヒンジ」発生位置の深度は海底面下-6.73mである。これも計算上は設計時の根入れ深度は-6.5mより深い根入れ-10.5mとしているので、実際の被災状況として、矢板の根入れ先端から動いている可能性もあるが、根入れがしっかりしていると矢板には残存耐力は残っていない。海底面から上については、実測変位のほうが計算変位の曲率より小さいので計算モーメントより大きいモーメントが発生していると思われる。矢板損傷の記録はない。

y) 整理番号5-1 (兵庫第三突堤-9.0m岸壁(鋼矢板))

図-5.26に計算結果と実測変位をプロットして示す。実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の52.0cmである⁶⁰⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位53.66cm、モーメントは海底面下で最大約74tf・mの値となるが、降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。矢板損傷の記述はない。

z) 整理番号5-2 (兵庫第三突堤-9.0m岸壁(鋼管矢板))

図-5.27に計算結果と実測変位をプロットして示す。実測変位は天端の変位しか測定されていない。矢板の変形モードは前傾型として計算を行った。実測最大変位は天端の10.0cmである⁶¹⁾。同図に示すように、評価プログラムによる計算では、最大変位10.02cm、モーメントは海底面下で最大約58tf・mの値となるが、降伏、塑性モーメントにはまだ十分余裕がある。矢板損傷の記述はない。

5.3. 事例検証結果のまとめ

(1) 整理番号1-1(NO.20, NO.23+5), 1-2, 1-7, 1-8, 2-1, 3-1, 4-3では、実際の変形量に達する前に矢板のモーメントが塑性モーメント M_p を超えたために「塑性ヒンジ発生しました」のメッセージを表示した後に、計算が終了したケースである。実測最大変位に達するまでに塑性ヒンジが発生したため、計算による最大変位は実測のものと開きがある。しかし、これらの内、矢板の破損状況が判明している1-1(NO.20, NO.23+5)の2ケースについて、塑性ヒンジ発生位置と破損状況を比較すると、1-1(NO.20)では深さ-6.5mで矢板に亀裂、1-1(NO.23+5)では-6.3mの深さでクラックが確認されている。一方、計算結果ではそれぞれ-6.0m, -5.8mで塑性ヒンジが発生しており、その位置はほぼ一致している。この2ケースのみでは断言はできないが、他の塑性ヒンジが発生したケースにおいても、その位置において矢板破損状態に近いダメージを受けていると推測できる。

(2) 今回の事例において、整理番号1-1~1-8, 2-1,

4-1~4-7の16ケースについては被災後の矢板変位の鉛直分布が詳細に測定されており、計算結果による変形形状と実測の変形形状との比較ができる。塑性ヒンジが発生しなかった1-3~1-6, 4-1, 2, 4-4~4-7についてその変位形状を分析する。

整理番号1-3, 1-5, 1-6, 4-1, 4-2については深さ方向にもその変位分布は実測とよく一致しているが、整理番号1-4, 4-4, 4-5, 4-6のように、急な折れ曲がり点がある変位分布をしているケースでは、深さ方向で計算変位と必ずしも合わない。これは、実際の矢板変形が動的で急激な変形であるのに対して、検証計算はあくまでも静的な荷重を作用させて計算した静的解析であることが主原因であろう。

(3) 変形モード別では、実測最大変位については最大変位に見合うだけの土圧を作用させているため、どの変形モードでもほぼその最大変位を再現できる。そのため、前傾型やくの字型のような比較的単純な変形モード（最大変位の発生位置が矢板頭部か中間部）の場合は、被災後の変形形状を精度良く再現でき、したがって被災後の残存耐力の評価も十分に行えるものと思われる。

一方、前傾くの字のように、最大変位の発生位置が矢板の頭部から中間部までどこに出てもおかしくない変形形状である場合は、被災後の変形状態を精度良く再現するためには鉛直方向に数点、変位を測定しておく必要がある。また、その場合、表-5.3に示すように、タイ材の設計値から単純に計算されるばね定数を入力しても必ずしも変形形状が一致しないので、1/2~1/10程度にばね定数を低減したり、形状によっては強めたりの操作が必要である。

(4) 表-5.3の中で根入れ深度を設計値より深くしているケースは、本プログラム上の計算において、矢板が回転しないだけの十分な（反力が出る）根入れが取れていないケースであり、この場合計算結果が収束しなくなる。

これは、最大変位を再現するための土圧を作用させようとしても、設計上の根入れ深度では受動土圧が不足して力の釣合がとれないためである。

本来、このような状態は構造上不安定な状態（根こそぎ回転）であり、構造計算が成立しない。

しかし、実際は変形しながらも矢板は立っている状態である。これは、①地盤反力（N値）が設計想定時より強い、②根こそぎ海側へ変位して、背後土圧が減少したことによりやっとな立っている状態である、等の可能性がある。

本評価プログラムでは、①、②は再現できないので、ここでは、便宜的に根入れを実際より深くして検討した。

また、実際の被災施設の残存耐力の評価に本プログラムを使用する場合は、計算が収束しないときは「構造不安定」と判断して、残存耐力はないものとする方が安全サイドである。

6. 事例における暫定利用と矢板残存耐力の解析結果

今回検証計算の事例に採用した施設で暫定使用が行われたことが明記されているのは、整理番号1-2, 1-4~1-7の5施設である。表-6.1に暫定使用が行われた矢板式岸壁の使用制限内容と設計時外力条件を示す。

表-6.1 暫定使用した矢板式岸壁の使用制限内容と設計時外力条件⁶²⁾

整理番号	港名 地区名	施設名	使用制限の内容	設計時外力条件
1-2	秋田港 大浜	大浜-10m 3号岸壁	係船には直柱及び曲柱を使う。 対象船舶は7000DWでセメント運搬船のみ。 エプロン上はダクト以外の上載荷重不可。	対象船舶：15,000DWT 上載荷重： $q=3.0(1.5) \text{ t/m}^2$ 設計震度： $kh=0.1$
1-4	秋田港 本港	中島2号岸壁	エプロン上の載荷重は 1.0 tf/m^2 以下。船型は7000DWとする。	対象船舶：15,000DWT 上載荷重： $q=3.0(1.5) \text{ t/m}^2$ 設計震度： $kh=0.1$ 荷役機械：25t/m(クレーン)
1-5	秋田港 本港	中島3号岸壁	曲柱使用不可。沖出しの風向で風速10m/s以上の時係船不可。 セメント運搬船のみ。エプロン上はダクト以外の荷重不可。	対象船舶：15,000DWT 上載荷重： $q=3.0(1.5) \text{ t/m}^2$ 設計震度： $kh=0.1$ 荷役機械：25t/m(クレーン)
1-6	秋田港 本港	北埠頭A岸壁	北埠頭B岸壁寄り隅角部曲柱の1基使用不可。	対象船舶：10,000DWT 上載荷重： $q=3.2(1.6) \text{ t/m}^2$ 設計震度： $kh=0.1 \times 1$
1-7	秋田港 向浜	向浜-10m 1号岸壁	直柱を必ず使って曲柱を補助的に使用。 沖出しの風向で風速10m/sの時係船不可。 7000DWでチップ、木材運搬船のみ係船可。 エプロン上はベルトコンベア以外の載荷不可(木材は水面投下)。	対象船舶：15,000DWT 上載荷重： $q=2.5(1.25) \text{ t/m}^2$ 設計震度： $kh=0.1$

※1 設計条件不明のため隣接する中島1号岸壁の設計時外力条件を示す。

《 タ イ ト ル : 1-2秋田港大浜-10m3号岸壁 検証計算(No.10) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H: 0.44 m
 L.W.L: 0.00 m
 設計水深: -9.60 m
 天 端 高: 2.00 m
 矢板根入れ深度: -25.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : く字型
 照査最大変位: -71.09 cm

◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

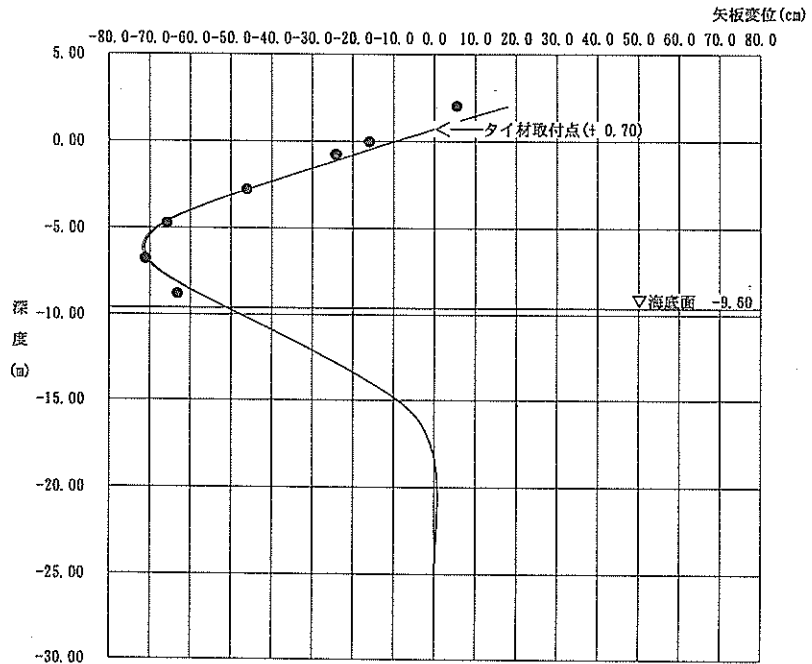
被災時: -71.82 cm
 暫定使用時: -71.28 cm

凡 例

— 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $q = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数: 20
 倍数: 3

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-2秋田港大浜-10m3号岸壁 検証計算(No.10) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : く字型
 照査最大変位: -71.09 cm

矢板断面2次モーメント: 86000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数: 3820.0 cm³/m
 降伏モーメント My: ±152.8 t·m
 塑性モーメント Mp: ±180.3 t·m

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被災時: 163.19 t·m
 暫定使用時: 158.12 t·m

凡 例

— 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $q = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - My
 - - - - - Mp

分割数: 20
 倍数: 3

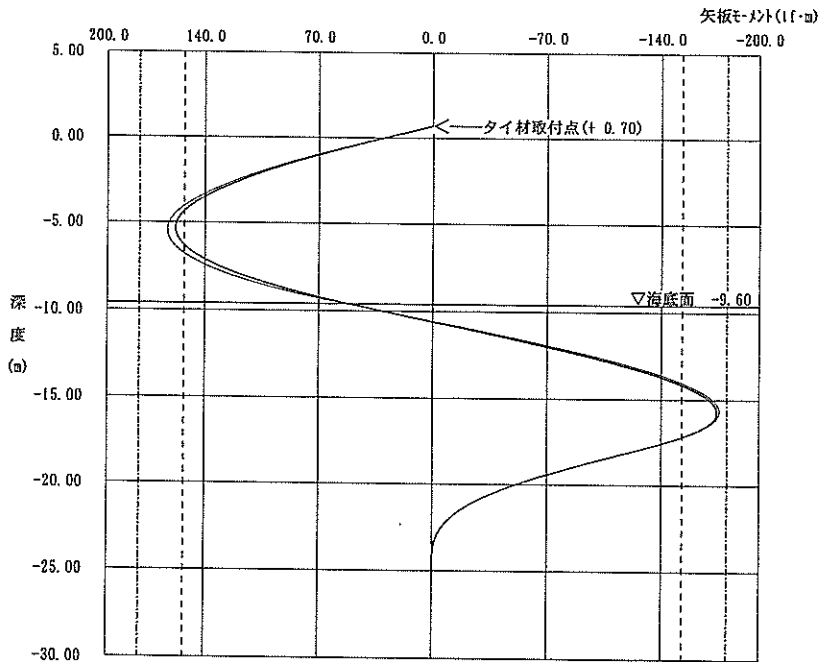


図-6.1 大浜-10m3号岸壁 (No.10) の残存耐力評価

《 タ イ ト ル : 1-4 中島2号岸壁 検証計算(No.2) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H : 0.49 m
 L.W.L : 0.00 m
 設計水深 : -9.84 m
 天 端 高 : 2.00 m
 矢板根入れ深度 : -20.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -39.60 cm

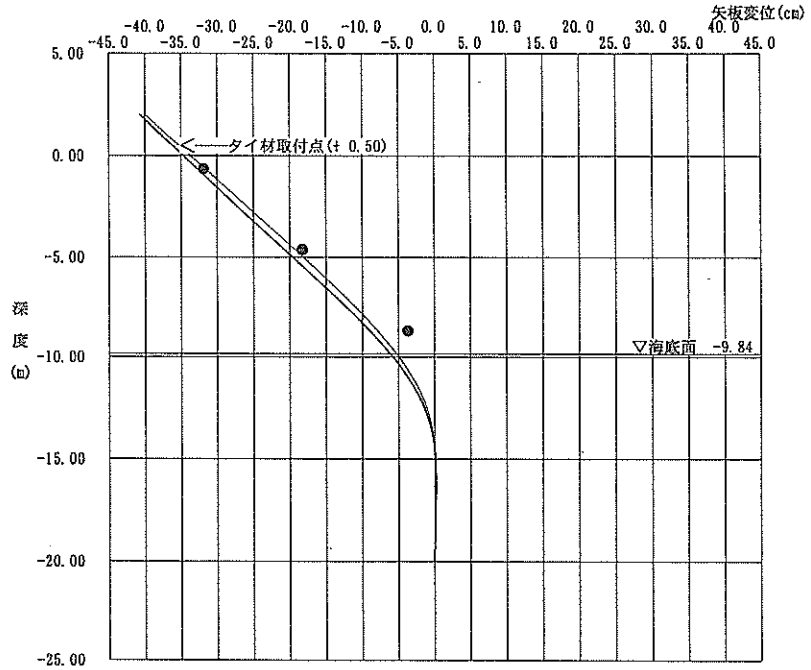
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時 : -39.97 cm
 暫 定 使 用 時 : -40.66 cm

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 1.0 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 20
 倍 数 : 2

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-4 中島2号岸壁 検証計算(No.2) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z38型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾型
 照査最大変位 : -39.60 cm

矢板断面2次モーメント : 69200.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 3800.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 152.0 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 174.8 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 0.24 tf·m
 -66.42 tf·m
 暫 定 使 用 時 : 2.51 tf·m
 -70.41 tf·m

凡 例
 — 被災時
 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 1.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 20
 倍 数 : 2

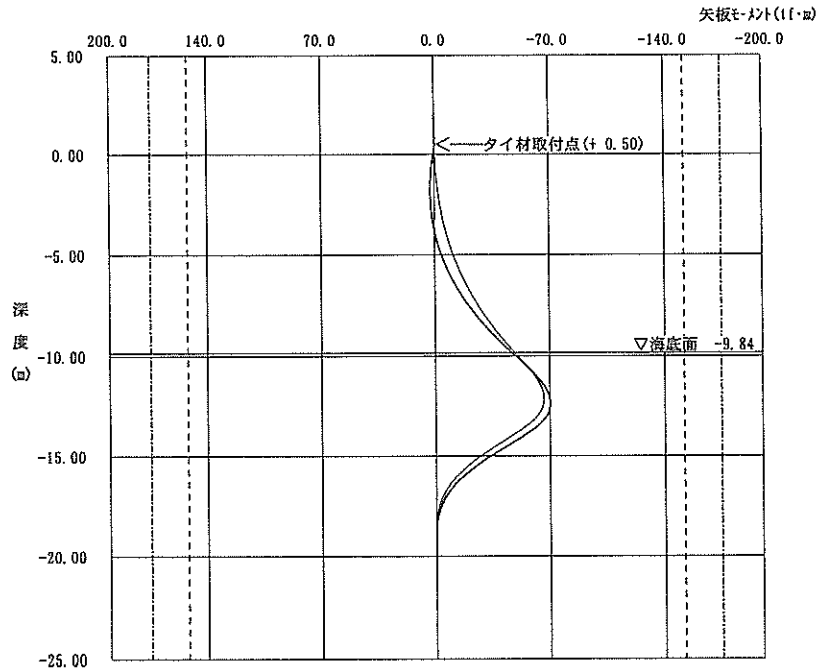


図-6.2 中島2号岸壁 (No.2) の残存耐力評価

《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算(No.12) 》

【 暫定供用時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※ この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H : 0.49 m 矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 L.W.L : 0.00 m 矢板材質 : SY390
 設計水深 : -8.30 m 変形形態 : 前傾くの字型
 天 端 高 : 2.00 m 照査最大変位 : -52.75 cm

◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

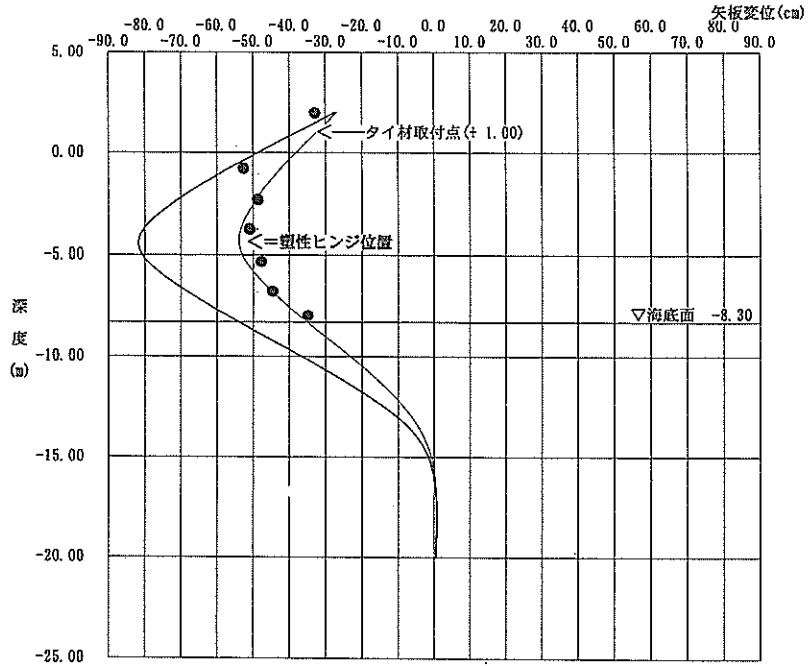
被 災 時 : -53.90 cm
 暫 定 使 用 時 : -81.77 cm

矢板根入れ深度 : -20.00 m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 3.6 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 40
 倍 数 : 3

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算(No.12) 》

【 暫定供用時の計算で塑性ヒンジが発生しました。この矢板は暫定供用できません。】
 ※ この計算結果は、塑性ヒンジが発生するワンステップ前のものです。

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -52.75 cm

矢板断面2次モーメント : 38308.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 2510.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 109.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 113.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 102.87 tf \cdot m
 暫 定 使 用 時 : 124.07 tf \cdot m
 -117.60 tf \cdot m

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 3.6 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 40
 倍 数 : 3

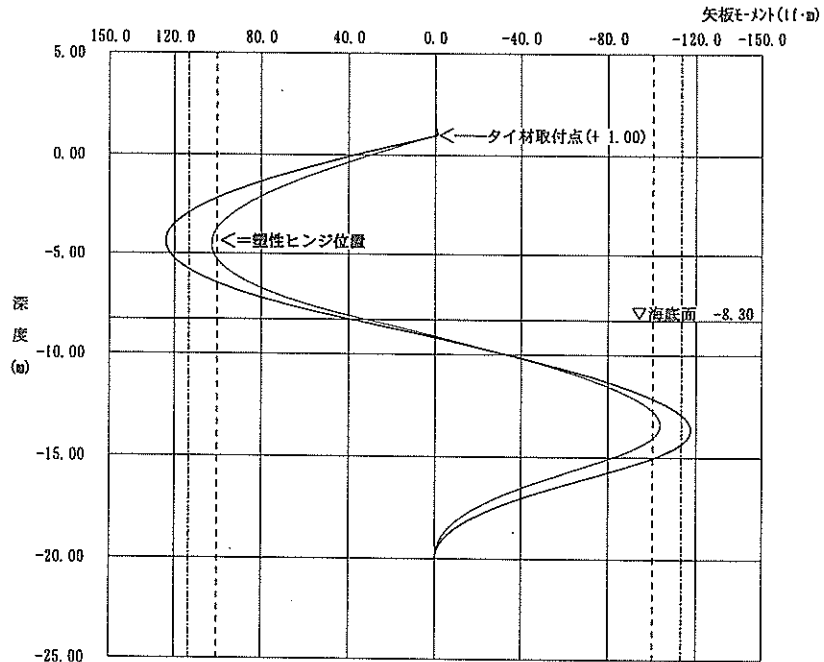


図-6.3 北埠頭A岸壁 (No.12; $q=3.6 \text{ tf/m}^2$) の残存耐力評価

《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算(No.12) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H.W.H : 0.49 m
 L.W.L : 0.00 m
 設計水深 : -8.30 m
 天 端 高 : 2.00 m
 矢板根入れ深度 : -20.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -52.75 cm

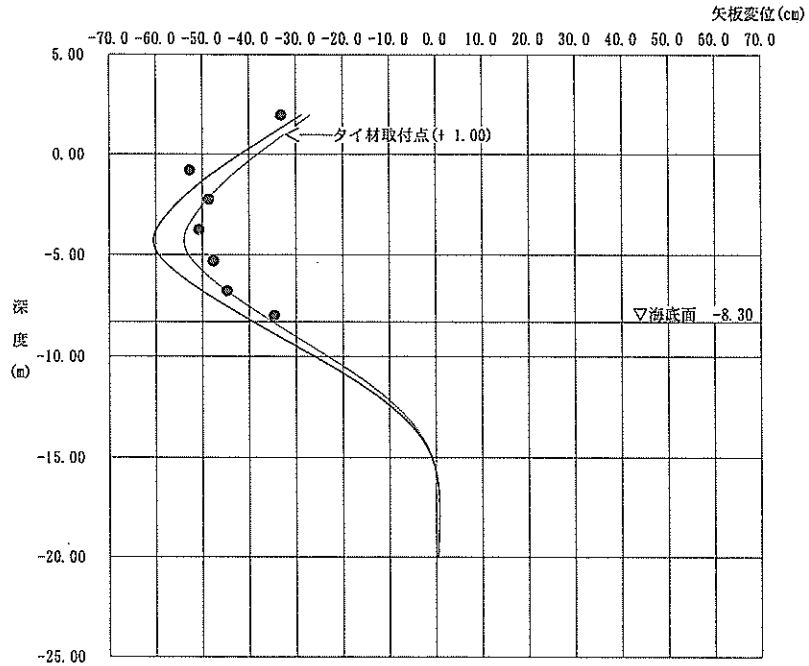
◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

被 災 時 : -53.90 cm
 暫 定 使 用 時 : -60.47 cm

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 2.0 \text{ tf/m}^2$

分割数 : 40
 倍 数 : 3

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-6 秋田港北埠頭A岸壁 検証計算(No.12) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 Z25型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -52.75 cm

矢板断面2次モーメント : 38300.0 cm^4/m
 矢板断面係数 : 2510.0 cm^3/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 100.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 113.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被 災 時 : 102.87 $\text{tf}\cdot\text{m}$
 暫 定 使 用 時 : -103.75 $\text{tf}\cdot\text{m}$
 111.86 $\text{tf}\cdot\text{m}$
 -108.94 $\text{tf}\cdot\text{m}$

凡 例
 — 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $W = 2.0 \text{ tf/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 40
 倍 数 : 3

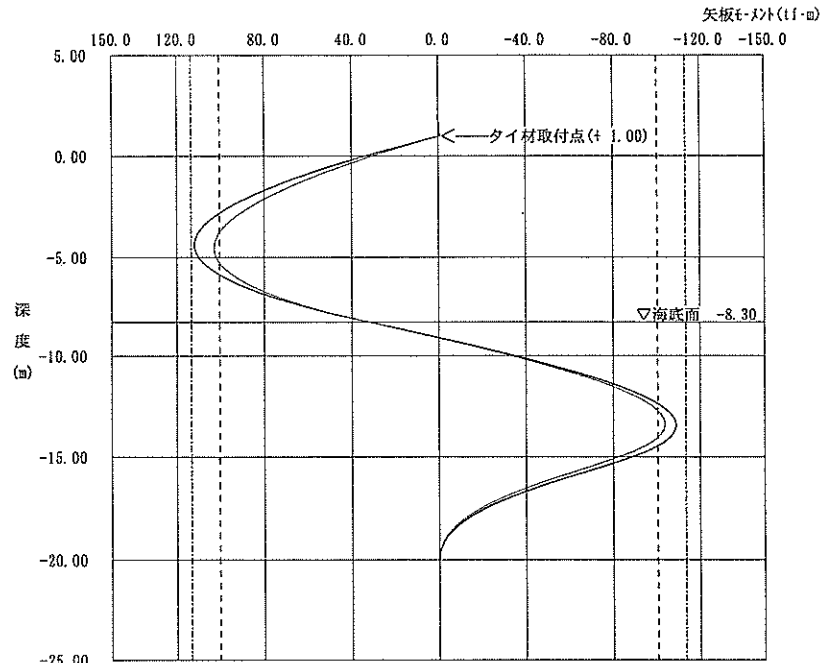


図-6.4 北埠頭A岸壁 (No.12: $q=2.0 \text{ tf/m}^2$) の残存耐力評価

《 タ イ ト ル : 1-7 秋田港向浜-10m 1号岸壁 検証計算 (No.14+5m) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

H. W. H : 0.50 m
 L. W. L : 0.00 m
 設計水深 : -8.30 m
 天 端 高 : 2.00 m
 矢板根入れ深度 : -19.00 m

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -44.80 cm

◆ 計 算 最 大 変 位 ◆

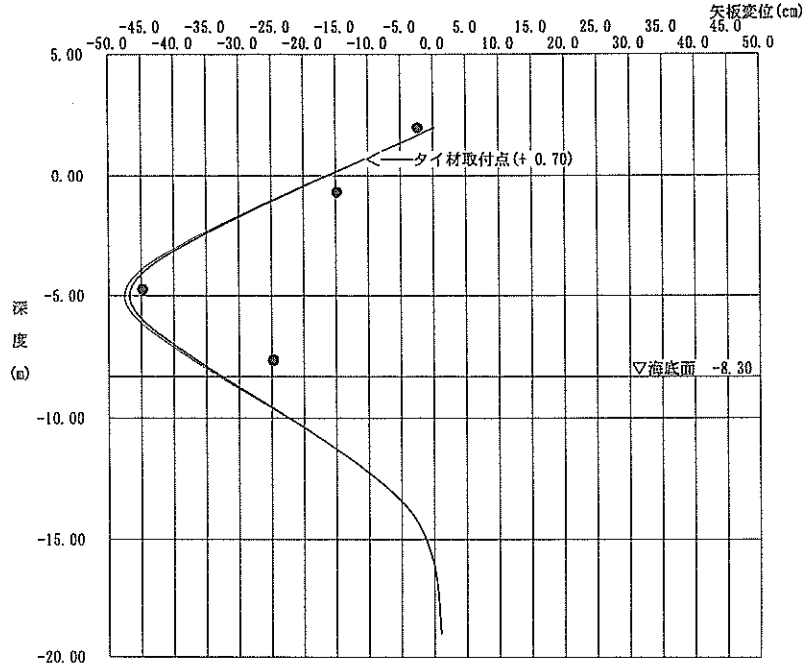
被災時 : -47.55 cm
 暫定使用時 : -46.79 cm

凡 例

— 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$

分割数 : 10
 倍 数 : 4

● は実測変位



《 タ イ ト ル : 1-7 秋田港向浜-10m 1号岸壁 検証計算 (No.14+5m) 》

◆ 計 算 条 件 ◆

矢板種別 : 鋼矢板 VII型
 矢板材質 : SY390
 変形形態 : 前傾くの字型
 照査最大変位 : -44.80 cm

矢板断面2次モーメント : 86000.0 cm⁴/m
 矢板断面係数 : 3820.0 cm³/m
 降伏モーメント M_y : $\pm 152.8 \text{ t}\cdot\text{m}$
 塑性モーメント M_p : $\pm 180.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

◆ 計 算 最 大 最 小 モーメント ◆

被災時 : 157.34 t \cdot m
 被災時 : -169.27 t \cdot m
 暫定使用時 : 149.13 t \cdot m
 暫定使用時 : -166.05 t \cdot m

凡 例

— 被災時 (照査計算)
 — 暫定使用時
 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
 - - - - - M_y
 - - - - - M_p

分割数 : 10
 倍 数 : 4

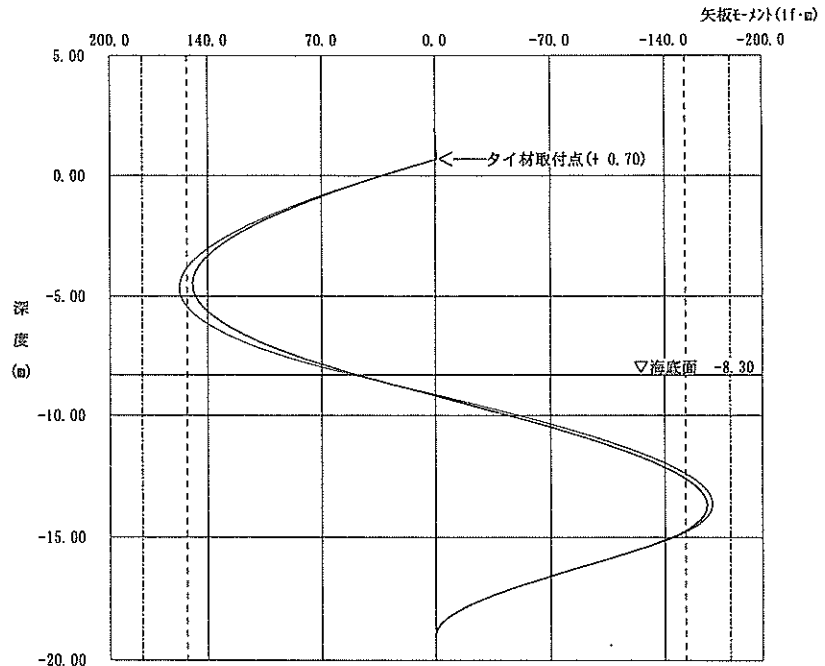


図-6.5 向浜-10m 1号岸壁 (No.14+5m) の残存耐力評価

各施設ごとに検証計算結果と暫定使用制限内容を比較検討すると、以下のとおりである。

(1) 整理番号1-2 (大浜-10m 3号岸壁)

暫定使用状況では、対象船舶を7000DWの約半分の規模に縮小し、エプロン上の上載荷重はダクト(輸送管)のみ(実質、載荷重 $q=0$ と思われる)に制限して供用している。

最大変位(133.5cm;被災前の矢板前面を0として変位量を換算)を生じた測点No.15についての検証計算結果は図-5.4のとおりであり、深度-5.4mで塑性ヒンジのメッセージが表示され、矢板の残存耐力はほとんど無いと思われる。しかし、実際は上記の使用制限のもと供用されており、これは、各測点の被災状況調査からクラック等の矢板損傷が認められなかったための判断であろう⁶³⁾。

一方、図-6.1のように測点NO.10(最大変位71cm)の本プログラムの計算では塑性ヒンジ状態にはならないので、最大変位71cmを越える測点NO.8, 9, NO.14~NO.18の区間の矢板は塑性域に達するかそれに近い状態で残存耐力はほとんど無いものと判断される。

以上のことから使用制限内容の上載荷重をダクトのみとしたのは妥当であったと考えられるが、矢板の残存耐力からは使用区間制限も必要であったかもしれない。

(2) 整理番号1-4 (中島2号岸壁)

本施設も対象船舶を7000DWの規模に縮小し、上載荷重はエプロン上 $q=1.0\text{tf/m}^2$ 以下に制限されて暫定供用されている。

変位の形状、変位量から測点NO.0, NO.2(NO.2は変位モードを前傾として、最大変位を矢板の傾きから39.6cmとして計算した。)について、暫定使用時の上載荷重 $q=1.0\text{tf/m}^2$ を載荷して計算した。図-5.6及び図-6.2に結果を示す。

測点NO.0の計算結果では、矢板のモーメントは降伏モーメントを僅かに超えたくらいで塑性モーメントには余裕がある。しかし、被災形状の実測では、深度-4.7mで急変しており、実際は塑性モーメントを超えている可能性がある。

測点NO.2では、海底面下で最大モーメントが発生するが、降伏モーメントの約半分で、上載荷重 $q=1.0\text{tf/m}^2$ を載荷しても十分残存耐力は保持されていると思われる。

測点NO.0以外は十分矢板の残存耐力は保持されていると思われるので上記の使用制限における暫定供用は妥当であったと思われる。

(3) 整理番号1-5 (中島3号岸壁) :

暫定供用における使用制限は整理番号1-2の施設と同様であるが、係船時の制約条件を付されている。

最大変位を生じ、形状的にも発生断面力の大きいと思われる測点NO.5の計算結果を図-5.7に示す。海底面から上の実測変位と計算変位は同図のようにほぼ一致する結果となっている。

海底面から上の部分のモーメントは、ほぼ降伏モーメントの断面力が発生しているが、塑性モーメントにはまだ余裕がある。計算では海底面下のモーメントの方が大きく-16.3mで最大値が発生する結果になるが、実際は設計時の矢板根入れ深度が-16.5mであるため、矢板根入れ先端が回転するように変形している可能性がある。矢板自体には残存耐力が保持されているようなので、控え工が健全であるとの条件付きであれば、上記の暫定供用の条件は妥当なものであろう。

(4) 整理番号1-6 (北埠頭A岸壁)

本施設の使用制限は隅角部の曲柱が使用できないだけである。したがって、検証計算での暫定使用時の上載荷重は、設計時(常時) $q=3.6\text{tf/m}^2$ (本施設の設計条件不明のため、隣接する中島1号岸壁の条件とした)を載荷して計算した。その結果を図-6.3に示す。 $q=3.6\text{tf/m}^2$ を載荷すると-5.0m付近で塑性ヒンジが発生する。本施設の実際の設計時上載荷重が不明なので、暫定使用時に可能な上載荷重を計算すると、図-6.4に示すように $q=2.0\text{tf/m}^2$ が限界であると思われる。

(5) 整理番号1-7 (向浜-10m 1号岸壁)

本施設は、係船方法、係船時制約条件、対象船舶制限、エプロン上の上載荷重制限が付されて暫定供用されている。測点NO.13+5mでの計算結果を図-5.9に示す。暫定使用時の載荷重は、ベルトコンベア以外不可であるため、 $q=0$ として計算した。計算結果は、被災最大変位に達するまでに-5.0m付近に塑性ヒンジが発生し、矢板に残存耐力はないという結果になる。図-6.5に示す測点NO.14+5では、計算結果では塑性モーメントには達していないものの、実測変位の曲率は計算値の変位形状より明らかにきついで、ほとんど矢板の耐力は残っていないと思われる。1-2の施設同様、各測点の被災状況調査からクラック等の矢板損傷が認められなかったための使用制限付き暫定使用の判断であったと思われる⁶⁴⁾。

7. 結論

本研究では、被災した係留施設(ケーソン式岸壁及び鋼矢板式岸壁)の暫定使用時の残存耐力を評価する手法

を開発するとともに、被災事例との検証を行って、以下のような成果が得られた。

(1) 重力式(ケーソン式)及び鋼矢板式の係留施設について開発した評価手法は、パーソナルコンピュータで簡便に実行できる1つのプログラムとした。

(2) 重力式(ケーソン式)の係留施設については、代表的な水深、船舶けん引力、傾斜角等についての計算結果をノモグラム化しさらに簡便に残存耐力を評価できるようにした。

(3) 鋼矢板岸壁の解析モデルは過去の被災事例で検証した結果、現象を良く再現できることが確認された。

(1998年6月25日受付)

謝 辞

本稿の取りまとめに際し、各種資料を御提供していただいた各港湾建設局の方々、プログラムの開発に御協力いただいた開発エンジニアリング株式会社及び新日本製鐵株式会社の担当者の方々及び御助言をいただいた矢部計画設計基準部長並びに寺内前設計基準研究室長(現港湾局技術課技術指導官)に、末尾ながら、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土田 肇, 他: 1983年日本海中部地震港湾被害報告, 港湾技研資料No.511, 1985年, pp.123~180.
- 2) 上田 茂, 他: 1993年釧路沖地震港湾施設被害報告, 港湾技研資料No.766, 1993年, pp.84~333.
- 3) 稲富隆昌, 他: 1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料No.791, 1994年, pp.81~163.
- 4) 稲富隆昌, 他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料No.857, 1997年, pp.1005~1009.
- 5) 高橋宏直, 中本隆, 吉村藤謙: 兵庫県南部地震時の震災直後における海上輸送モードの対応状況に関する分析, 港湾技研資料, No.861, 1997年.
- 6) 上部達生: 地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定, 港湾技研資料No.473, 1983年, p.8.
- 7) 文献1), p.116.
- 8) 文献1), p.121.
- 9) 文献1), p.120.
- 10) 文献1), p.123.

- 11) 文献1), p.135.
- 12) 文献1), p.125.
- 13) 横田弘, 高橋邦夫, 南兼一郎, 川端規之, 原田典佳: 地震時における鋼管杭式栈橋の破壊メカニズムに関する解析的研究, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演会論文集, 1998年, pp.279~282.
- 14) 文献1), p.98.
- 15) 文献3), p.436.
- 16) 文献3), p.440.
- 17) 文献3), p.441.
- 18) 財団法人沿岸開発技術研究センター: 地震対策に関する港湾技術セミナーテキスト, 1995年, pp.20~52.
- 19) 文献6), p.9.
- 20) 文献6), p.9.
- 21) 文献1), p.126.
- 22) 文献6), p.15.
- 23) 文献6), p.18.
- 24) 社団法人日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 1975年.
- 25) 社団法人土木学会: 構造力学公式集, 1974年, pp.75~91.
- 26) 成岡昌夫, 遠田良喜: 土木構造力学, 1981年, pp.278~282.
- 27) 文献4), p.234.
- 28) 文献4), p.234.
- 29) 文献4), p.233.
- 30) 文献1), pp.126~127.
- 31) 文献1), p.128.
- 32) 文献1), p.140.
- 33) 文献1), p.149.
- 34) 文献1), p.151.
- 35) 文献1), p.159.
- 36) 文献1), p.173.
- 37) 文献1), p.174.
- 38) 文献2), p.85等.
- 39) 文献2), p.85.
- 40) 文献2), pp.266~267.
- 41) 文献2), p.333.
- 42) 文献3), pp.81~86.
- 43) 文献3), pp.99~100.
- 44) 文献3), pp.116~119.
- 45) 文献3), pp.161~162.
- 46) 運輸省第二港湾建設局, 港湾技術研究所: 三陸はるか沖地震現地調査報告書(港湾施設編), 1995年, pp.28

～47.

- 47) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所：八戸港のケーソンヤード護岸および資材積み出し岸壁(-5m)の応力解析について，1995年.
- 48) 文献46) 参照.
- 49) 文献47) 参照.
- 50) 文献46) 参照.
- 51) 文献47) 参照.
- 52) 文献46) 参照.
- 53) 文献47) 参照.
- 54) 文献46) 参照.
- 55) 文献47) 参照.
- 56) 文献46) 参照.
- 57) 文献47) 参照.
- 58) 文献46) 参照.
- 59) 文献47) 参照.
- 60) 文献4), p.262.
- 61) 文献4), p.262.
- 62) 文献1), pp.74～98.
- 63) 文献1), p.128.
- 64) 文献1), p.173.

3. プログラム画面の説明

3-1. オープニング

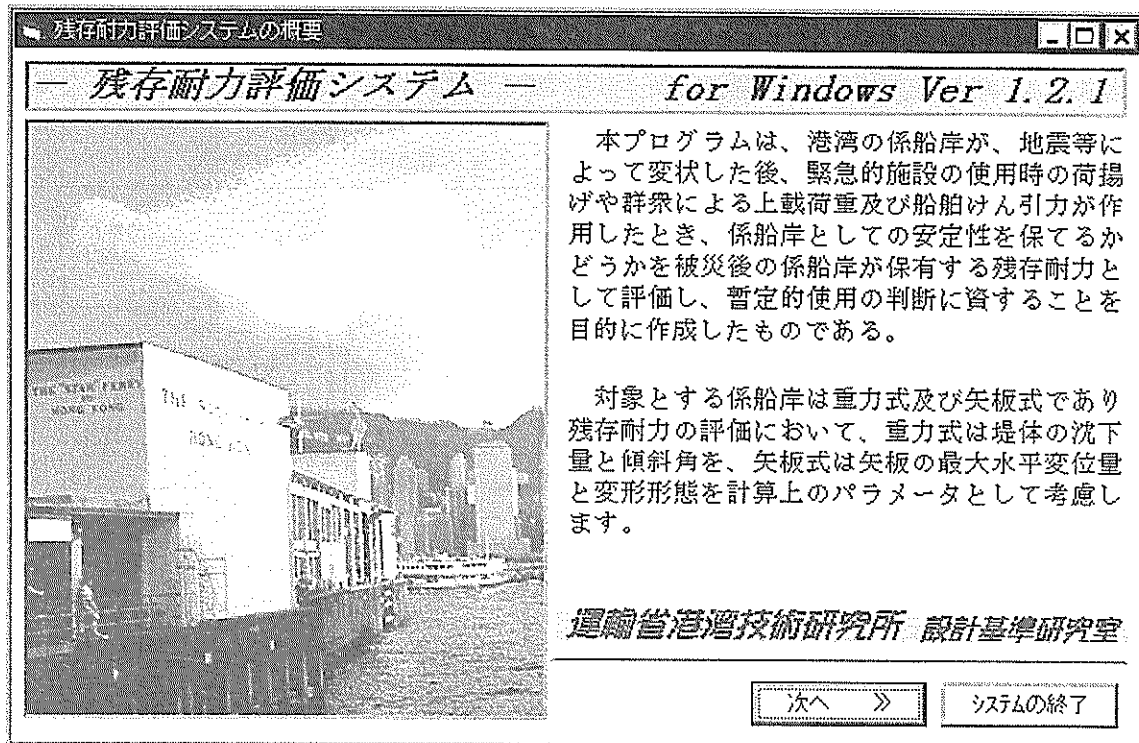
画面【Zanzon 01】



1. 画面の説明

オープニング画面です。数秒間表示されます。

続いて自動的に残存耐力評価システムの概要を紹介する画面【Zanzon 02】へ変わります。



1. 画面の説明

残存評価システムについて概要を説明した画面です。

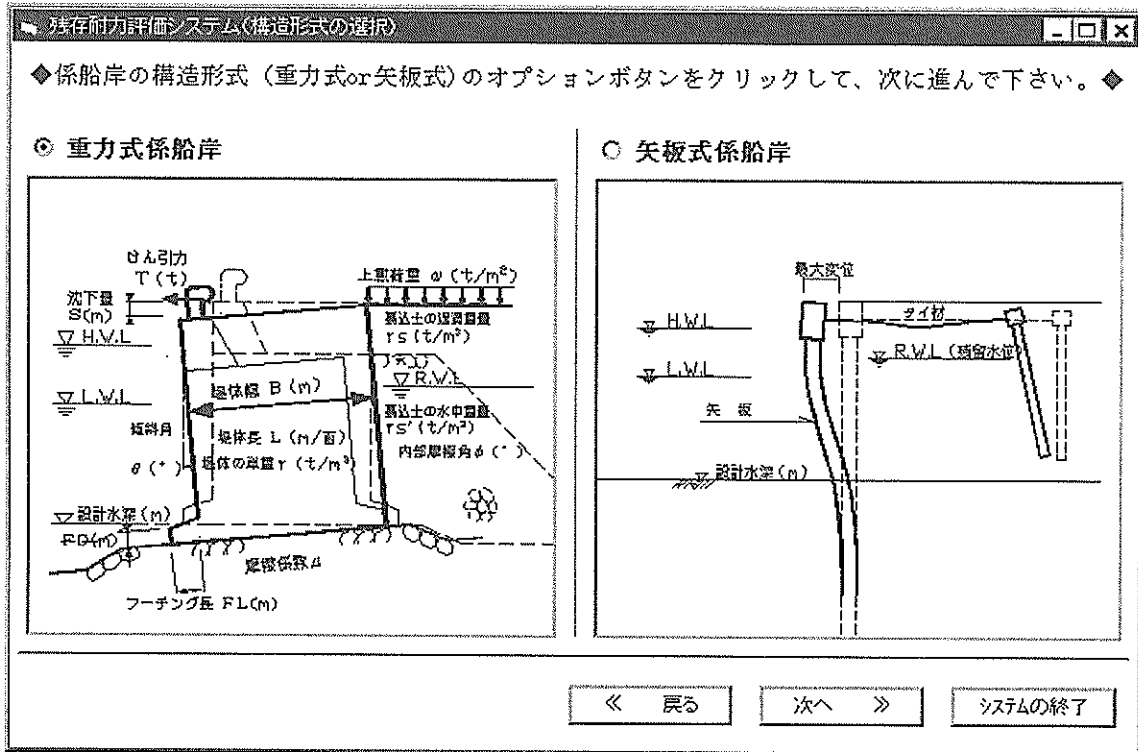
2. 操作方法

[次へ >>] をクリックすると係船岸の型式を選択する画面【Zanzon 03】へ進みます。

[システムの終了] をクリックすると確認のメッセージの後、プログラム自体を終了することができます。

3-3. 係船岸型式の選択

画面【Zanzon 03】



1. 画面の説明

重力式か矢板式の係船岸型式を選択します。

2. 操作方法

重力式を選択して[次へ >>]をクリックすると重力式の入力画面【Zanzon 04】へ進みます。

矢板式を選択して[次へ >>]をクリックすると矢板の入力画面【Zanzon 06】へ進みます。

[<< 戻る]のボタンで前画面へ戻れます。

[システムの終了]をクリックするとシステムを終了できます。

3-4. 重力式データ入力画面

画面【Zanzon 04】

残存耐力評価システム(重力式データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

<p>1. タイトル(全角30文字)</p> <p>テストデータ OPT4</p>	<p>18. 海側フーチングの考慮</p> <p>フーチング長 FL (m) 1.0 フーチング厚 FD (m) 0.5</p>
---	---

<p>2. H.W.L(m) 0.5</p> <p>3. L 0.5, 2.0, 3.0</p> <p>4. 設計水深(m) -4</p> <p>5. 天端高(m) 2</p> <p>6. 堤体幅(m) 4.5</p> <p>7. 堤体長(m/函) 7</p> <p>8. 堤体の単重(t/m³) 2.1</p> <p>9. 裏込土の内部摩擦角(°) 35</p>	<p>10. 裏込土の湿潤重量(t/m³) 1.8</p> <p>11. 裏込土の水中重量(t/m³) 1</p> <p>12. 海水の単重(t/m³) 1.03</p> <p>13. 摩擦係数μ 0.6</p> <p>14. 上載荷重(t/m²) 2</p> <p>15. けん引力(t) 0</p> <p>16. 堤体の傾斜角(°) 5</p> <p>17. 堤体の沈下量(m) 0.3</p>
---	---

重力式岸壁モデル図

太枠部分のブロックとして、堤体の安定計算をします。

1. 画面の説明

重力式のデータを入力します。データは上記のH. W. Lのようにあらかじめ設定されたデータリストから選択することも、任意のデータを入力することもできます。

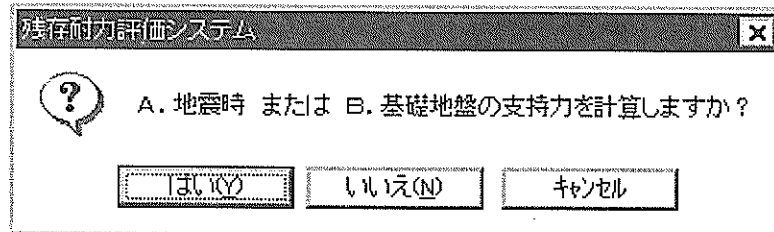
2. 操作方法

メニューエディターの【ファイル】【印刷】【計算実行】【単位変換】【ヘルプ】の5つのメニューをクリックして操作します。

【ファイル】には(新規作成)(既存データの読み込み)(入力データの保存)(係船岸型式の変更)(終了)のサブメニューあり、【ファイル】をクリックすると表示されます。6つのサブメニューの中で、実行したいものをクリックします。(新規作成)は既にデータ入力していて、改めて全部のデータを入力し直す場合等でクリックすると入力済みデータがクリアーされます。(既存データの読み込み)をクリックするとデータファイルを選択する画面が表示され、その中から既存データファイルを選択して開くと、データが入力項目に表示されます。(入力データの保存)で入力したデータの保存をします。データ保存画面が表示されますので、保存ファイル名を書いて保存して下さい。(係船岸型式の変更)では、重力式から矢板式に変更して計算したい場合にクリックします。クリックすると係船岸型式の選択画面【Zanzon 03】が表示されます。(終了)をクリックすると残存評価プログラムを終了します。

[印刷]では(プリンタの設定)(入力データ印刷)のサブメニューがあり、(プリンタの設定)で印刷するプリンタを選択し、(入力データ印刷)で入力データが印刷できます。

[計算実行]で計算を開始します。[計算実行]をクリックすると、計算実行前に次のメッセージが表示され、地震時計算と基礎の支持力計算のオプション選択するかどうかを聞いてきます。



オプションを選択すると、重力式の入力画面は次のようになり、地震時計算、支持力計算のデータを入力する画面が表示されます。

画面【Zanzon 0 4-1】

残存耐力評価システム(重力式データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

1. タイトル(全角30文字)
[テストデータ OPT4]

2. HWL(m) [0.5] 10. 裏込土の湿潤重量 (tf/m³) [1.8]
3. LWL(m) [0] 11. 裏込土の水中重量 (tf/m³) [1]
4. 設計水深(m) [-4] 12. 海水の単重 (tf/m³) [1.03]
5. 天端高 (m) [2] 13. 摩擦係数μ [0.6]
6. 堤体幅 (m) [4.5] 14. 上載荷重 (tf/m²) [2]
7. 堤体長 (m/箇) [7] 15. けん引力 (tf) [0]
8. 堤体の単重 (tf/m³) [2.1] 16. 堤体の傾斜角(°) [5]
9. 裏込土の内部摩擦角(°) [35] 17. 堤体の沈下量 (m) [0.3]

18. 海側フーチングの考慮
フーチング長 FL (m) [1.0] フーチング厚 FD (m) [0.5]

A. 地震時の計算
i. 水平震度 kh [0.20] ii. 見かけの震度 []
 1.旧基準式 荒井・横井式のとき
 2.荒井・横井式 => iii. 海底面水深 [-5.00]
 3.二連式

B. 捨石下面の支持力計算
i. 基礎地盤の土質 砂質土 粘性土
ii. 基礎の根入れ深さ(m) [2.000] (捨石マウンド厚)
iii. 支持力の安全率 F= [2.5]

《支持層が砂質土のとき》
基礎の形状係数 (β) 連続形 β=0.5 正方形 β=0.4 円形 β=0.3 長方形 β=0.5-0.1(B/L)
基礎の長さ L(m)= [0.000]

土の水中重量 (tf/m³) [基礎地盤 γ₁' = [1.00] 捨石マウンド γ₂' = [1.00]

基礎地盤の内部摩擦角 φ(°) = [40.00]

[単位変換]をクリックすると、重力単位系とS I単位系の切り替えの選択が出来ます。

[ヘルプ]をクリックすると、重力式の残存耐力評価手法の説明、操作説明等が表示されます。

3-5. 重力式アウトプットデータ出力画面

画面【Zanzon 05】

タイトル		テストデータ OPT4		
計算条件		計算結果		
		常時 (and けん引時)	地震時	
H.W.L(m)	0.50	全鉛直力 $\Sigma V = 40.09 \text{ tf/m}$ 全水平力 $\Sigma H = 14.33 \text{ tf/m}$ 転倒モーメント $M_d = 37.71 \text{ tf}\cdot\text{m/m}$ 抵抗モーメント $M_r = 135.68 \text{ tf}\cdot\text{m/m}$ 滑動安全率 $F_s = 1.68$ 転倒安全率 $F_r = 3.60$ 偏心距離 $e = 0.31 < B/6 = 0.75 \text{ m}$ 底面反力 $P_1 = 9.72 \text{ tf/m}^2$ $P_2 = 4.85 \text{ tf/m}^2$	◆ 水平震度 $KH = 0.20, 0.26$ ◆ 見かけの震度(横井・荒井の式) 全鉛直力 $\Sigma V = 40.03 \text{ tf/m}$ 全水平力 $\Sigma H = 29.40 \text{ tf/m}$ 転倒モーメント $M_d = 77.91 \text{ tf}\cdot\text{m/m}$ 抵抗モーメント $M_r = 137.65 \text{ tf}\cdot\text{m/m}$ 滑動安全率 $F_s = 0.82$ 転倒安全率 $F_r = 1.77$ 偏心距離 $e = 1.26 > B/6 = 0.75 \text{ m}$ 底面反力 $P_{max} = 17.88 \text{ tf/m}^2$	
L.W.L(m)	0.00			
R.W.L(m)	0.00			
設計水深(m)	-4.00			
天端高(m)	2.00			
堤体幅(m)	4.50			
堤体長(m)	7.00			
フーチング長(m)	0.00			
フーチング厚(m)	0.00			
堤体の単重	2.10			
土	γ_s (tf/m ³)			1.80
	γ_s' (tf/m ³)			1.00
	γ_w (tf/m ³)			1.03
圧	ϕ (°)			35.00
	摩擦係数 μ	0.60		
上載荷重 (tf/m ²)	2.00			
けん引力 (tf)	0.00			
被災形態	傾斜角(°)	5.00		
	沈下量(m)	0.30		
基礎地盤支持力	安全率 F	2.50		
	根入れ深さ(m)	2.00		
	形状係数 β	0.00		
	γ_1 (tf/m ³)	1.00		
	γ_2 (tf/m ³)	1.00		
ϕ (°)	40.00	基礎地盤支持力 (砂地盤) $P_{max} = 9.09 \text{ tf/m}^2$ $< Q_a = 297.19 \text{ tf/m}^2$	基礎地盤支持力 (砂地盤) $P_{max} = 11.08 \text{ tf/m}^2$ $< Q_a = 268.69 \text{ tf/m}^2$	

※ 但し、上載荷重は常時の1/2、けん引力は0とする。

1. 画面の説明

重力式の計算結果出力画面です。

2. 操作方法

画面上部のメニューエディターで操作します。

メニューエディターは【ファイル】、【印刷】、【戻る】、【システムの終了】です。

【ファイル】はサブメニューで構成され、サブメニューをクリックすると次の処理を行います。

- ・(結果の保存) は計算結果を保存します。保存場所とファイル名を画面を指定する画面が表示され、保存場所とファイル名を書いて保存します。
- ・(既存結果の読み込み) は既存の計算結果を読み込み表示することができます。保存場所とファイル名を指定して読み込みます。

【計算結果の表示】では計算結果の矢板の変形図やモーメント図、結果のリスト表示をします。サブメニューは次のとおりです。

【印刷】では、(プリンタの設定)、(印刷)のサブメニューがあります。

- ・(プリンタの設定) をクリックすると次ページのフォームが表示されます。印刷したいプリンターに設定してOKボタンを押すと、選択したプリンターで

印刷できます。

- ・（結果の印刷）で表示している計算結果を印刷できます。

印刷

プリンタ

プリンタ名(N): Canon LBP-720 LIPS4 プリンタタイプ(P)...

状態: 通常使うプリンタ: オンライン

種類: Canon LBP-720 LIPS4

場所: \\#Ke_tokyo_server#lpb730

コネクタ: ファイルへ出力(O)

印刷範囲

すべて(A)

ページ指定(S) ページから(F) ページまで(T)

選択した部分(C)

印刷部数

部数(C):

1 1 2 2 3 3

OK キャンセル

[戻る] には（再計算）、（係船岸型式の再選択）のサブメニューがあります。

- ・（再計算）をクリックすると、重力式の入力画面【Zanzon 0 4】に戻ります。
- ・（係船岸型式の再選択）で画面【Zanzon 0 3】の係船岸の型式選択画面へ移行します。

[システムの終了] をクリックするとシステムを終了できます。

3-6. 矢板式データ入力画面

画面【Zanzon 06】

残存耐力評価システム(矢板式係船岸データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

基本データの入力 **土質データの入力** **被災形態の入力**

1. タイトル(全角30文字)
 テスト 小型-4.0m φ500t10 単層 前傾くのδmax30cm

2. 矢板係船岸基本データ

1) H.W.L.(m) 2

2) L.W.L.(m) 0

3) 設計水深(m) -4

4) 天端高(m) 3.5

5) 矢板根入れ深度(m)
 -14.50 (省略の時、自動計算。)

6) タイ材取付高(m)
 1.33

7) タイ材バネ定数(kgt/cm/m)
 1000.0

ヘルプ → → →

3. 矢板断面諸元

1) 矢板種類
 鋼矢板
 鋼管矢板

2) 鋼管矢板寸法と材質
 厚み t(mm) 10
 径 φ(mm) 500.0
 材質 SKY400

3) 矢板断面諸元
 断面積(cm²/m) 328.0
 断面二次モーメント(cm⁴/m) 82100.0
 断面係数(cm³/m) 3280.0

矢板式係船岸模式図

▽ 天端高

▽ H.W.L.

▽ L.W.L.

▽ 設計水深

▽ タイ材取付高

▽ R.W.L.

矢板

▽ 矢板根入れ深度

1. 画面の説明

矢板式のデータを入力します。データは「基本データの入力」、「土質データの入力」、「被災形態の入力」の3つのタブをそれぞれクリックして、入力します。ここで被災形態を再選択できます。

タブ「土質データの入力」をクリックしたときの画面は【Zanzon 06-1】に、タブ「被災形態の入力」をクリックしたときの画面は【Zanzon 06-2】のようになります。

2. 操作方法

重力式と同様に、メニューエディターに【ファイル】【印刷】【計算実行】【単位変換】【ヘルプ】の5つのメニューがあり、それぞれをクリックして操作します。操作方法は、重力式の場合と同様です。

タブ「基本データの入力」(画面【Zanzon 06-1】)では、岸壁の天端高、矢板の根入れ、矢板の断面諸元等を入力します。タイロッドバネ定数の入力テキストボックス右横に表示されている をクリックすると、タイロッドバネの説明、算定方法のヘルプを見ることが出来ます。

残存耐力評価システム(矢板式係船岸データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

基本データの入力	土質データの入力	被災形態の入力
4. 土質データ		
1) 土層種別の選択 <input checked="" type="radio"/> 単層系地盤 <input type="radio"/> 多層系地盤		
2) 土圧強度の与え方の選択 <input checked="" type="radio"/> 最終土圧強度を静止土圧の×倍で与える <input type="radio"/> 地震時土圧強度(初期、最終水平震度)を与える 静止土圧強度のとき 倍数 \times <input type="text" value="2.0"/> 省略値=2 荷重分割数 <input type="text" value="10"/> 省略値=10		
3) 単層系地盤の土質データ入力		
i. 裏込土の内部摩擦角 ($^{\circ}$) <input type="text" value="30"/>		
ii. 裏込土の湿潤単位体積重量 (t/m^3) <input type="text" value="1.8"/>		
iii. 裏込土の水中単位体積重量 (t/m^3) <input type="text" value="1"/>		
iv. 海水の単位体積重量 (t/m^3) <input type="text" value="1.03"/>		
v. 海底面下地盤の平均 N 値(受働側) <input type="text" value="10"/>		
vi. 上 載 荷 重 (t/m^2) <input type="text" value="1"/>		
矢板式係船岸模式図(単層系地盤)		
上 載 荷 重 (t/m^2)		
▽ 天端高		
裏込土の湿潤重量 γ_s (t/m^3)		
▽ タイ材取付高		
▽ R.W.L		
裏込土の水中重量 γ_s' (t/m^3)		
内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)		
▽ 設計水深		
海底面下地盤 N 値		
▽ 仮想固定点		
▽ 矢板根入れ深度		

タブ「土質データの入力」は上のような画面になります。単層系、多層系地盤の選択、土圧強度の選択、土質データの入力を行います。多層系地盤を選択すると次のような画面になります。土質データ入力のボタンをクリックすると、入力した主働側土層数分の入力シートが表示されます。入力シートは次ページの様です。

残存耐力評価システム(矢板式係船岸データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

基本データの入力	土質データの入力	被災形態の入力
4. 土質データ		
1) 土層種別の選択 <input type="radio"/> 単層系地盤 <input checked="" type="radio"/> 多層系地盤		
2) 土圧強度の与え方の選択 <input checked="" type="radio"/> 最終土圧強度を静止土圧の×倍で与える <input type="radio"/> 地震時土圧強度(初期、最終水平震度)を与える 静止土圧強度のとき 倍数 \times <input type="text" value="2.0"/> 省略値=2 荷重分割数 <input type="text" value="10"/> 省略値=10		
3) 多層系地盤の土質データ入力		
i. 主働側土層数(～海底面、最大10層まで) <input type="text" value="4"/>		
ii. 海水の単位体積重量 (t/m^3) <input type="text" value="1.03"/>		
iii. 海底面下地盤の平均 N 値(受働側) <input type="text" value="5"/>		
iv. 上 載 荷 重 (t/m^2) <input type="text" value="2.5"/>		
<input type="button" value="土質データ入力"/>		
矢板式係船岸模式図(多層系地盤)		
上 載 荷 重 (t/m^2)		
▽ 天端高		
裏込土の湿潤重量 γ_s (t/m^3)		
▽ タイ材取付高		
▽ R.W.L		
裏込土の水中重量 γ_s' (t/m^3)		
内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)		
▽ 設計水深		
海底面下地盤 N 値		
▽ 仮想固定点		
▽ 矢板根入れ深度		

【主働土圧データ入力シート】

主働土圧データ入力シート							
入力終了 データクリア キャンセル							
	深 度 (m)	土 質	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (tF/m ²)	土の飽和単位体 積重量(tF/m ³)	土の湿潤単位体 積重量(tF/m ³)	土の水中単体積 重量(tF/m ³)
1層	0.00		0	0.00	0.00	0.00	0.00
2層	0.00		0	0.00	0.00	0.00	0.00
3層	0.00		0	0.00	0.00	0.00	0.00
4層	0.00		0	0.00	0.00	0.00	0.00

画面【Zanzon 0 6-2】

残存耐力評価システム(矢板式係船岸データ入力)

ファイル 印刷 計算実行 単位変換 ヘルプ

基本データの入力 土質データの入力 被災形態の入力

◆下のオプションボタンをクリックして矢板式係船岸の変形形態を選択し、最大変位を入力して下さい◆

最大変位(cm) 30

前傾型
 前傾くの字型
 くの字型

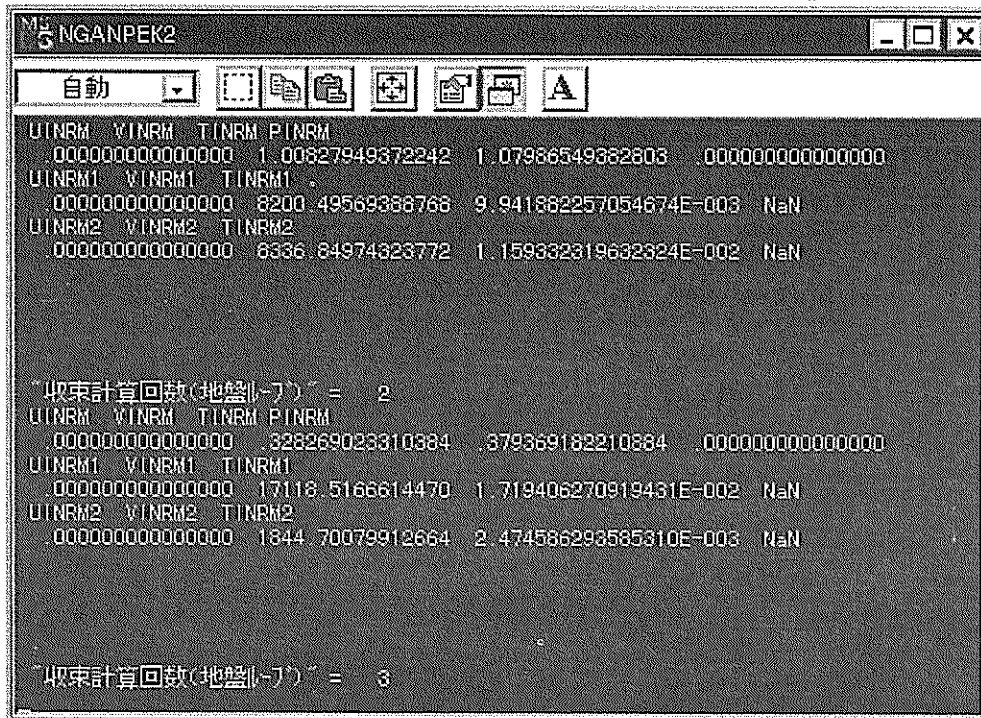
最大変位
 H.W.L.
 L.W.L.
 R.W.L.
 矢板
 裏込石
 設計水深
 海底面下地盤N値
 仮想固定点

タブ「被災形態の入力」は上のような画面になります。変形後の矢板の最大変位と被災形態の選択をします。被災形態のオプションボタンをクリックすると上のように被災形態モデル図の回りが橙色で縁取られます。

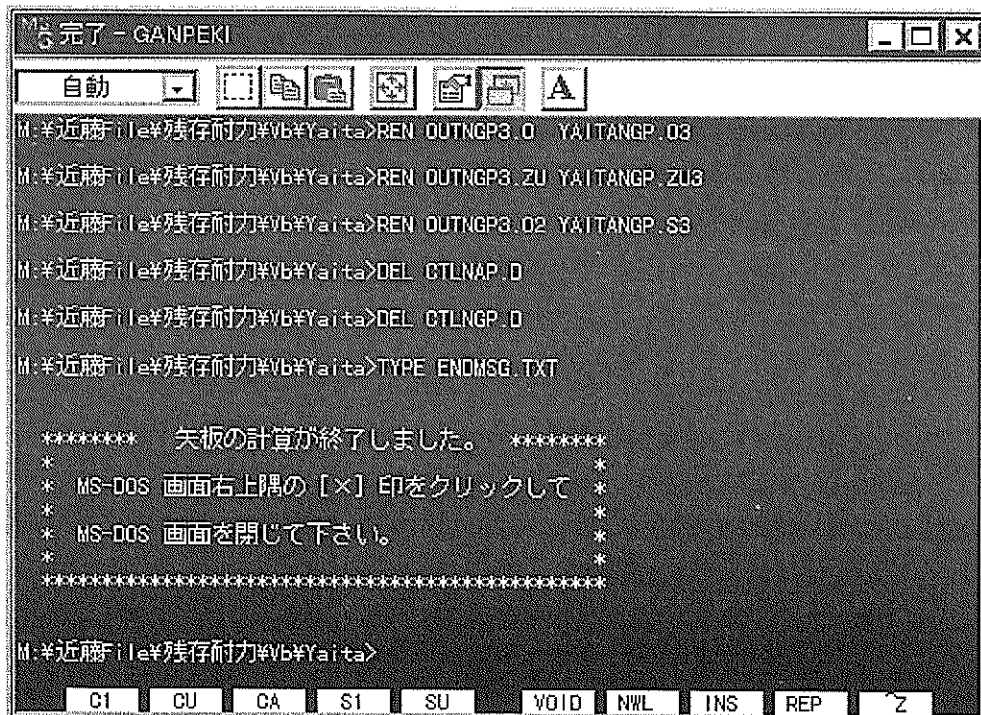
【計算実行】で計算しますが、矢板式の計算実行プログラムは DOS 画面で走るため、データ入力画面上に DOS 窓【Zanzon 0 6-3】が表示され、矢板式の計算が実行されます。

◆矢板式計算実行中画面◆

画面【Zanzon 0 6-3】

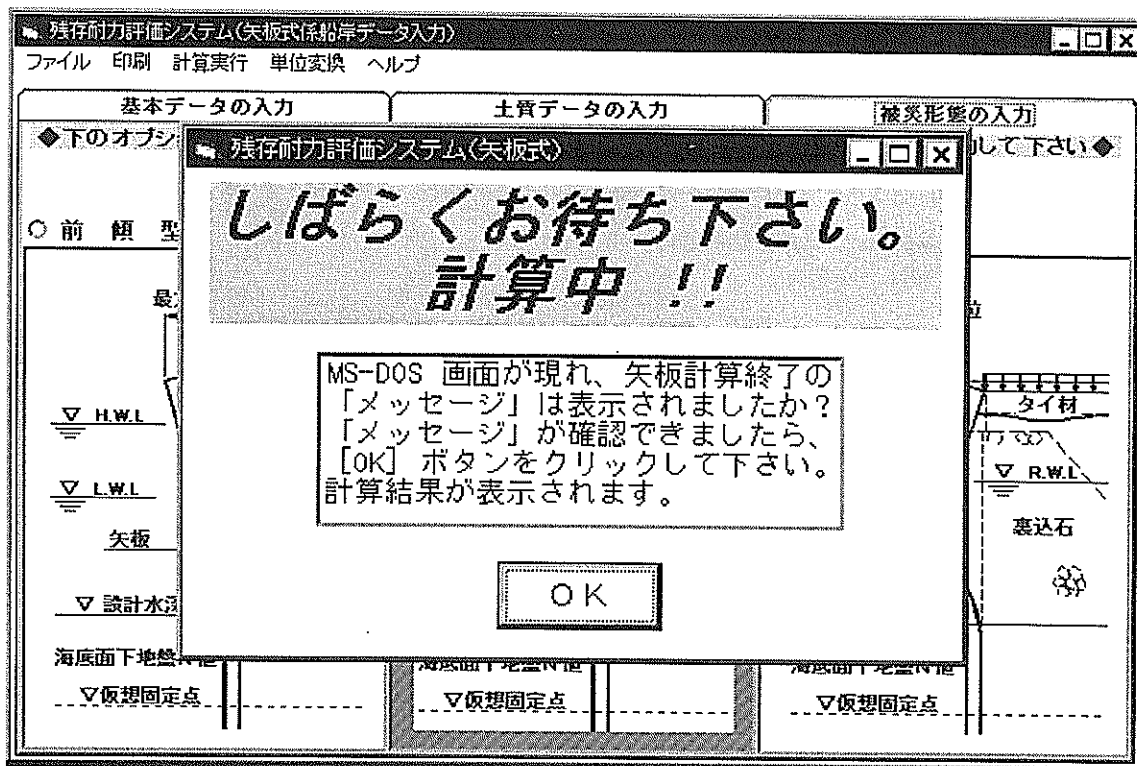


計算が終了するとDOS窓は次のようになります。



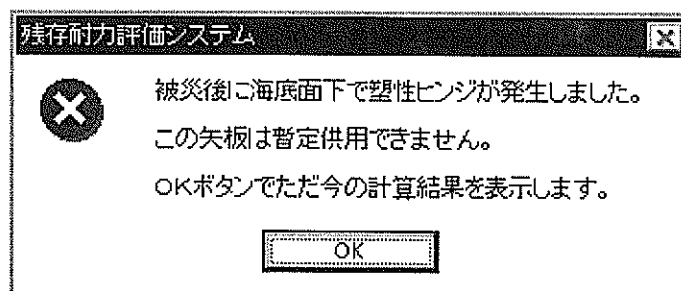
画面にあるようにDOS窓の右上隅の [X] 印をクリックして、DOS窓を閉じて下さい。計算終了を確認する次ページのようなメッセージが表示されます。

計算終了の確認メッセージ上の [OK] ボタンをクリックすると計算結果の画面が表示されます。



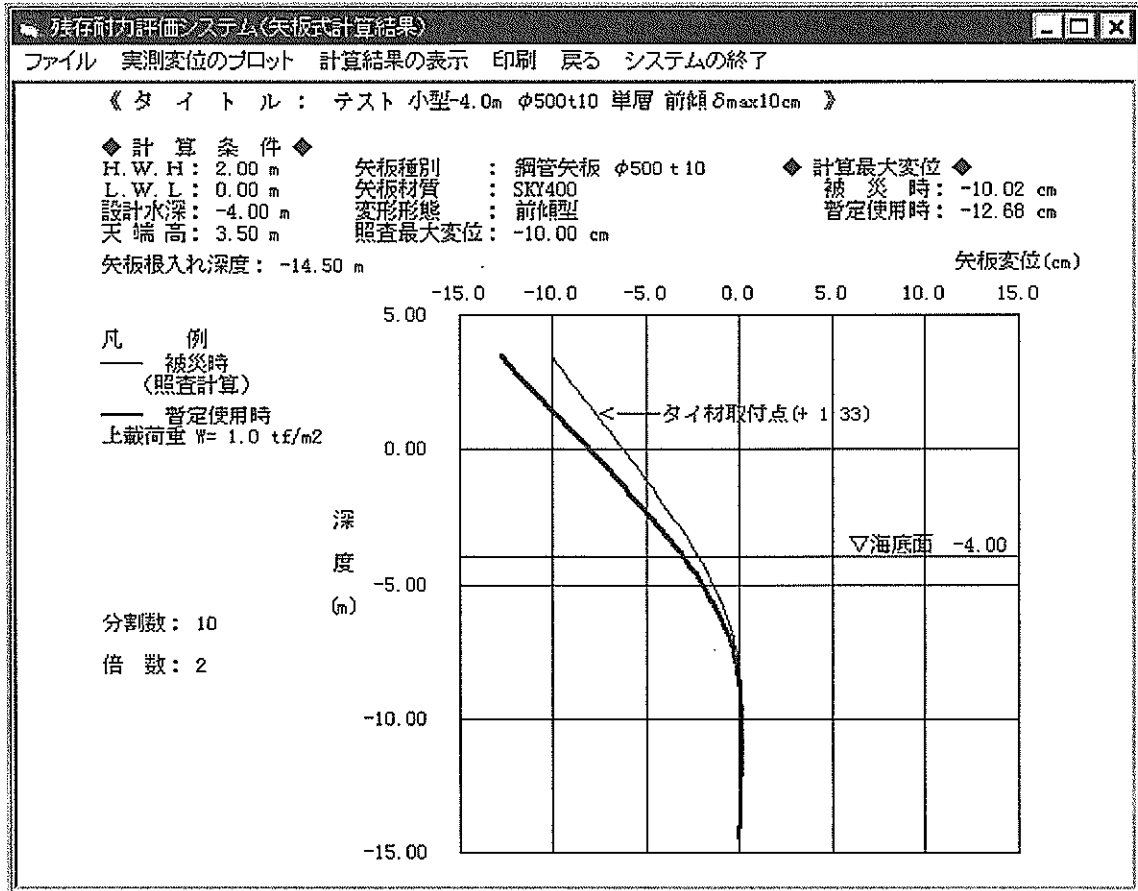
計算過程で、矢板の計算中に塑性ヒンジが発生すると、計算は入力データで入力した最大変位に達する前に計算は中断され、[OK] ボタンをクリックすると次のようなメッセージが表示されます。ここで、また [OK] ボタンをクリックすると計算結果表示画面が表示されます。計算結果表示画面は【Zanzon 07-2】【Zanzon 07-3】になります。

計算変位が入力最大変位とほぼ同じくらいになり、塑性ヒンジが発生しないで計算が終了すると、下記のメッセージは表示されずに計算結果表示画面【Zanzon 07】になります。



3-7. 矢板式アウトプットデータ出力画面

画面【Zanzon 07】



1. 画面の説明

計算結果の表示画面です。これは矢板の水平変位を表示したものです。モーメント図は次ページの【Zanzon 07-1】ような画面になります。

2. 操作方法

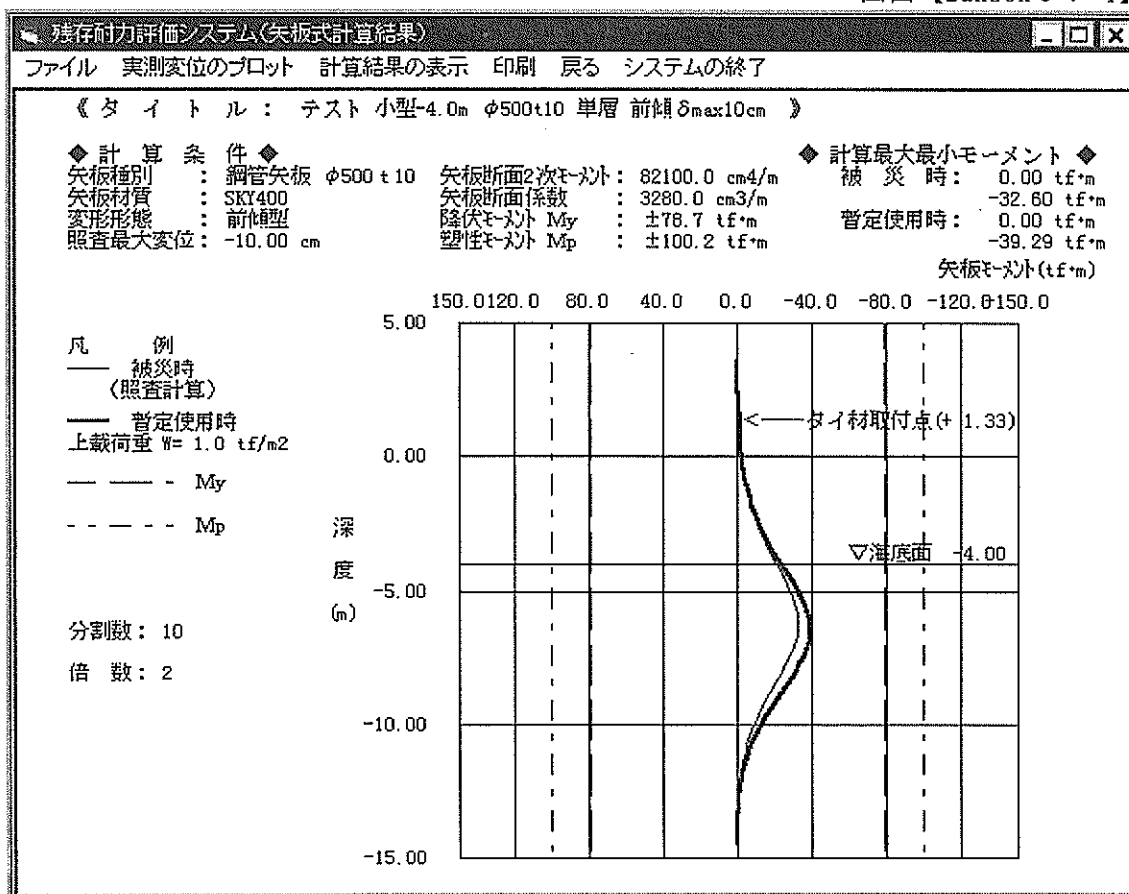
画面上部のメニューエディターで操作します。

メニューエディターは [ファイル]、[実測変位のプロット]、[計算結果の表示]、[印刷]、[戻る]、[システムの終了] です。

[ファイル] はサブメニューで構成され、サブメニューをクリックすると次の処理を行います。

- ・ (結果の保存) は計算結果を保存します。保存場所とファイル名を画面を指定する画面が表示され、保存場所とファイル名を書いて保存します。
- ・ (既存結果の読み込み) は既存の計算結果を読み込み、矢板の変形図やモーメント図、結果のリストを表示することができます。保存場所とファイル名を指定して読み込みます。

[計算結果の表示] では計算結果の矢板の変形図やモーメント図、結果のリスト表示をします。サブメニューは次のとおりです。



〔実測変位のプロット〕では、変形した矢板変位の実測値を入力し、計算変位と重ね合わせることが出来ます。画面【Zanzon 0 7 -2】参照。

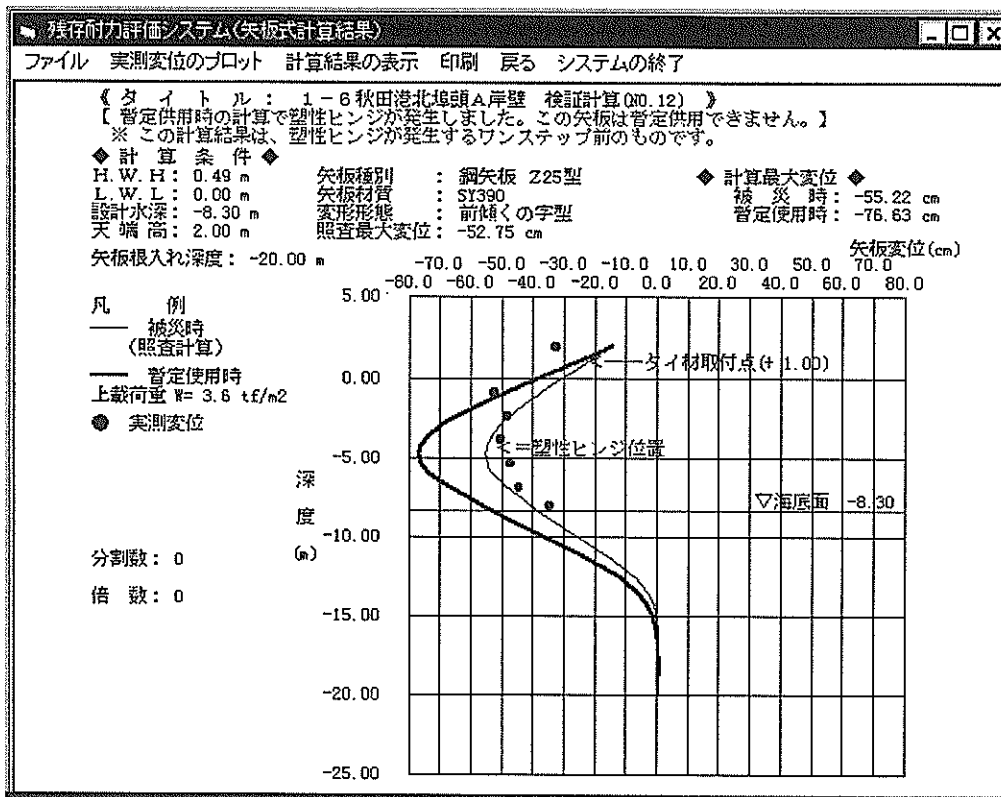
実測変位の入力画面は、〔実測変位のプロット〕をクリックすると表示されます。入力画面は次のとおりです。最大50点まで入力できます。

実測変位の入力

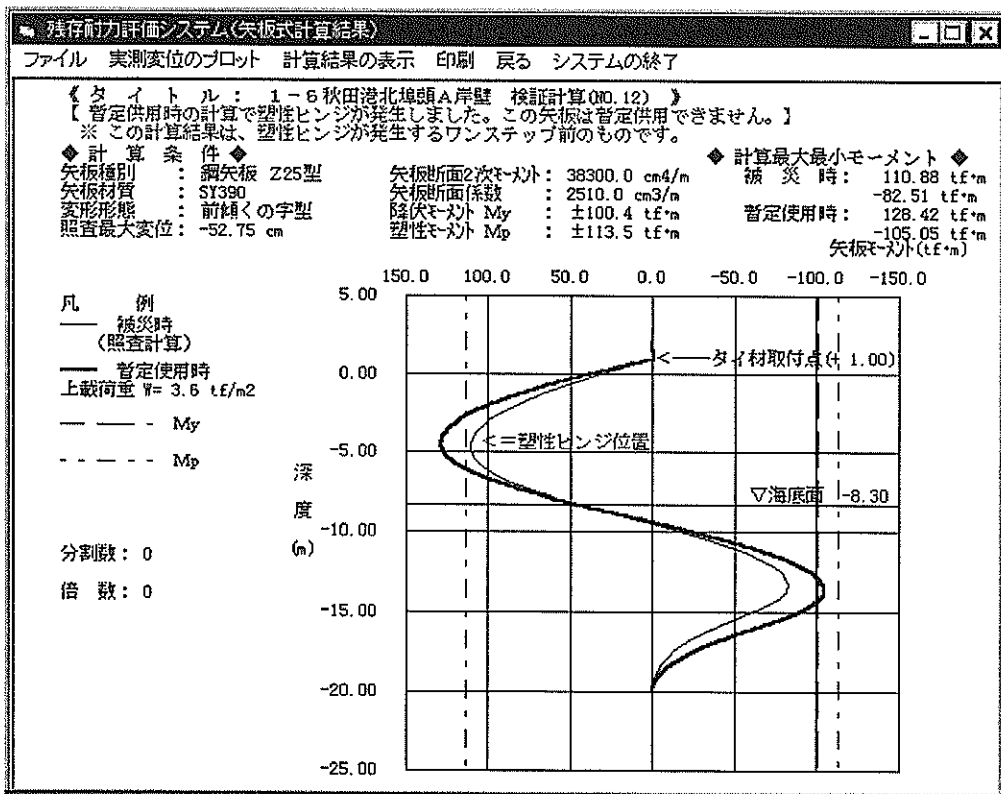
入力終了 データクリア キャンセル

	深 度 (m)	実測変位 (m)	コメント
1	0.00	-0.33	
2	-0.80	-0.53	
3	-2.30	-0.49	
4	-3.80	-0.51	
5	-5.30	-0.48	
6	-6.80	-0.45	
7	-8.00	-0.35	
8			
9			

画面【Zanzon 0 7-2】



画面【Zanzon 0 7-3】



- ・(軸の設定) のクリックで次のフォームが表示され、結果図の縦軸、横軸の目盛りを任意に設定できます。

- ・(変形図表示)、(モーメント図表示) のクリックでそれぞれを交互に表示できます。
- ・(計算結果リスト表示) 上にカーソルを移動させると、(載荷時の結果表示)、(再載荷時の結果表示) のメニューが表示され、見たいケースをクリックすると画面上に結果のリストが表示されます。表示画面は【Zanzon 07-4】のようです。画面上に表示されていないところは、スクロールバーで画面を移動させて下さい。

[印刷] では、(プリンタの設定)、(印刷) のサブメニューがあります。

- ・(プリンタの設定) をクリックすると次のフォームが表示されます。

- ・「印刷」の下にはさらに（結果の全印刷）、（結果図の印刷）（結果リストの印刷）のメニューがあり、（印刷）の上にカーソルを移動させるとメニューリストが表示されます。印刷したい項目をクリックして下さい。
- [戻る] で前画面に戻ることができます。
- [システムの終了] のクリックでシステムを終了します。

計算結果のリスト表示は次のようになります。

画面【Zanzon 0 7 -4】

残存耐力評価システム(矢板式計算結果)				
ファイル 実測変位のプロット 計算結果の表示 印刷 戻る システムの終了				
タイトル: 1-6 秋田港北埠頭A 岸壁 検証計算(N0.12) (被災時)				
満潮位	: 0.49 m	干潮位	: 0.00 m	
設計水深	: -8.30 m	天端高	: 2.00 m	
背面土の摩擦角	: 30°	海底地盤N値	: 8.3	
上載荷重	: ---- tf/m ²			
矢板種別	: 鋼矢板 Z25 型			
材質	: SY390			
断面積A	: 235.6 cm ² /m			
断面2次モーメント	: 38300.0 cm ⁴ /m			
断面係数Z	: 2510.0 cm ³ /m			
降伏モーメントMy	: ±100.4 tf·m			
塑性モーメントMp	: ±113.5 tf·m			
矢板根入れ深度	: -20.00 m			
タイ材取付点高	: 1.00 m			
タイ材のバネ定数	: 2952 kgf/cm/m			
変形形態	: 前傾くの字型			
照査最大変位	: -52.75 cm			
節点番号	深 度 (cm)	矢板変位 (cm)	軸 力 (kgf/cm)	せん断力 (kgf/cm)
1	200.00	-1.49875E+01	0.00000E+00	6.00060E-10
2	180.00	-1.65808E+01	0.00000E+00	3.64200E-01
3	160.00	-1.81742E+01	0.00000E+00	1.45680E+00

◆タイロッドバネ定数の算定例◆

タイロッドのバネ定数は、タイロッドの軸方向バネ (K1) と控え工の変形を考慮して (K2) 設定します。

タイロッドのバネ定数 (K1) は次式 (1) による。

$$K1 = (EA/L) \times \frac{1}{atc} \quad (1)$$

E : タイロッドの弾性係数 (kg/cm²)

A : タイロッドの断面積 (cm²)

L : タイロッド長(m)

a t c : タイロッド取り付け間隔(cm)

控え工の変形から求められるバネ定数 (K2) は次式 (2) による。

$$K2 = (P/\delta) \times \frac{1}{atc} \quad (2)$$

P : タイロッド軸力 (kg/本 : 設計張力 or $A \times \sigma_{ta}$)

δ : タイロッド取り付け点での控え工の変位 (cm : 許容変位等)

式 (1) (2) より求めたバネ定数を下記式 (3) により合成し、タイロッドのバネ定数 (K) とする。

$$K = \frac{K1 \times K2}{(K1 + K2)} \quad (3)$$

【算定例】

タイロッド径 $\phi 52$ mm

タイロッド長 L = 20 m

タイロッド材質 : 普通鋼 S S 4 1

タイロッド許容引張応力度 $\sigma_{ta} = 1320$ kg/cm² (地震時)

タイロッド取り付け間隔 a t c = 1.6 m

控え工の変位 $\delta = 5$ cm

$$K1 = \frac{2.1 \times 10^6 \times 5.2^2 \times \pi / 4}{2000} \times \frac{1}{160} = 139.1 \text{ kg/cm/cm}$$

$$K2 = \frac{1320 \times 21.2}{5} \times \frac{1}{160} = 35.0 \text{ kg/cm/cm}$$

$$K = \frac{139.1 \times 35.0}{139.1 + 35.0} = 28.0 \text{ kg/cm/cm}$$

※計算では、上記のように算定できます。ただ、実際に入力してプログラムを実行した場合、バネ定数が大きいと計算時間がかかりすぎたり (最大変位に計算変位を合わせるため繰り返し計算しているため)、また最大変位と計算変位に開きがでて収束しない場合があります。そういった場合は、算定したバネ定数を適宜減らして下さい。(例えば 1/2 にするとか)

港湾技研資料 No. 912

1998. 9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 あんざい

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1998) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。