

東日本大震災 2次報告書

[地震、津波を受けた基礎構造物の分析]

平成24年12月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

目 次

1. はじめに	1
2. 道路・鉄道基礎の被災・無被災検討報告（道路・鉄道技術委員会）	2
2.1 全体概要	2
2.2 鋼管矢板基礎某案件における無被災検討	5
2.2.1 検討目的	5
2.2.2 検討方法	5
2.2.3 設計震度算出	6
2.2.4 荷重条件（橋脚下端の断面力）	8
2.2.5 計算結果	10
2.2.6 まとめ	13
3. 建築基礎の被災・無被災検討報告（建築基礎技術委員会）	14
3.1 全体概要	14
3.2 杭基礎建物における被災・無被災検討	16
3.2.1 建物に作用する津波荷重	16
3.2.2 津波荷重の算出	19
3.2.3 被災時の状況比較	21
3.2.4 転倒原因の推定	23
3.3 まとめ	27
4. 港湾構造物の被災・無被災検討報告（港湾技術委員会）	28
4.1 全体概要	28
4.2 S港T埠頭	29
4.2.1 被災概要	29
4.2.2 2号岸壁の鋼管矢板・控え組杭の変形状況	31
4.2.3 2号岸壁の被災状況の再現計算	32
4.2.4 まとめ	40
4.3 相馬港1号埠頭	41
4.3.1 被災概要	41
4.3.2 C-1-4岸壁の被災原因検討	47
4.3.3 まとめ	59
4.4 石巻漁港波除堤	60
4.4.1 被災概要	60
4.4.2 東西波除堤の設計条件	61
4.4.3 被災原因の検討	62
4.4.4 まとめ	75
4.5 港湾構造物のまとめ	76
5. 鋼矢板構造物の被災・無被災検討報告（鋼矢板技術委員会）	78
5.1 全体概要	78
5.2 河川堤防における液状化被災再現解析	79

5.2.1 解析対象の被災概要（利根川）	80
5.2.2 利根川堤防断面の再現解析	81
5.2.3 模型振動実験のシミュレーション解析（適用性検討事例）	88
5.2.4 まとめ	96
5.3 二重鋼矢板壁における津波被災再現解析	97
5.3.1 被災概要	97
5.3.2 下荒川水門工事二重鋼矢板壁の再現解析	99
5.3.3 まとめ	105
5.4 鋼矢板構造物のまとめ	106
6. おわりに	108

1. はじめに

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会では、「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」発生後、道路・鉄道技術委員会、建築基礎技術委員会、港湾技術委員会、鋼矢板技術委員会の中に震災対策チームを設置した。各分野の鋼管杭・鋼管矢板・鋼矢板構造物に着目し、目視による一次調査の結果を平成 23 年 10 月「東日本大震災 1 次調査報告書」として報告した。

今回、1 次調査報告書にて報告した各分野における課題や被災した鋼構造物のメカニズムの解明に取り組み、「東日本大震災 2 次報告書」としてとりまとめた。

道路・鉄道分野では、津波により上部工・下部工が流出した橋梁はあったものの、それらを除いた橋梁基礎は、基礎本体部に大きな変状は見られずほぼ健全であった。しかし、今回の東日本大震災は、わが国観測史上最大のマグニチュード 9.0 の地震動に対して基礎がほぼ無被災であったことから、本地震動における基礎の健全性について検証を行った。健全性の検討は、構造規模が大きく実構造物での載荷試験事例が極めて少ない鋼管矢板基礎に着目し実施した。

建築分野では、1 次調査において鋼管杭基礎建物での被災事例は確認されていないが、他杭種の杭基礎建物に津波による被災事例がみられたため、① 1 次報告書において調査した石巻市内での鋼管杭基礎建物に作用した津波荷重の推定②宮城県牡鹿郡女川町における杭基礎建物の転倒原因の推定を行った。

港湾分野では、広範囲にわたり重力式防波堤や防潮堤の倒壊等の壊滅的な被害が見られたが、岸壁や護岸構造物の被害は限定的であった。しかしながら、一部の鋼構造物においては、これまで経験したことがないような被災事例も発生した。本報告書では①「S 港 T 埠頭 2 号岸壁のはらみだし」②控え組杭の鋼矢板岸壁の一部区間においてタイワイヤーの破断と鋼矢板爪の離脱が見られた「相馬港 1 号埠頭岸壁の一部倒壊」③カーテンウォール式波除堤において、鋼管杭の破断が発生した「石巻漁港波除堤の鋼管杭の破断」の 3 事例を取り上げ、被災原因の究明に取り組んだ。

鋼矢板分野では、河川堤防や道路盛土等が、液状化等によって沈下・法面崩壊等の被災や海岸堤防が津波により崩壊する等の大きな被害があった中、「河川堤防」においては、鋼矢板による耐震補強の効果が見られた。また、津波により重力式構造物に被害が生じているにもかかわらず、「二重鋼矢板壁」は構造形式としてほぼ健全な状態を維持し、津波に対する根入れ構造物の有効性が確認された。本報告書では①鋼矢板による河川堤防の補強効果について解析的検討②「二重鋼矢板壁」の津波に対する有用性の検証を実施した。

本報告書作成にあたり、資料の提供、解析検討等の御協力をいただいた関係各機関の方々に感謝申し上げますとともに、本報告書が地震や津波に対する防災・減災技術の構築の一助にいただければ幸いです。

平成 24 年 12 月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
代表理事 岡原 美知夫

2. 道路・鉄道基礎の被災・無被災検討報告（道路・鉄道技術委員会）

2.1 全体概要

(1) 結果概要

東北地方太平洋沖地震における道路・鉄道分野における橋梁基礎の被害は、随時、応急復旧が進み、早期に高速道路・国道・新幹線等がほぼ通行可能となったことから、甚大な被害は確認されていない。

また、津波により上部工・下部工が流失した橋梁（気仙大橋（写真 2.1.1）、小泉大橋（写真 2.1.2）、外尾川橋、歌津大橋（写真 2.1.3）、新北上大橋、鹿行大橋等）はあったものの、それらを除いた橋梁の損傷は下記のような傾向であり、地震のみによる基礎本体の損傷は軽微であったものと推測される。

- ・盛土構造自体の崩壊
- ・背面盛土部の崩壊による段差
- ・支承部破損に伴う上部工の移動による段差
- ・橋脚のせん断破壊
- ・路面のひび割れ

今回の鋼管杭基礎、鋼管矢板基礎の調査においても支承部の変形（写真 2.1.4）、や橋台部での堤防法面のひび割れ（写真 2.1.5）、桁端部でのずれ（写真 2.1.6）は若干確認されているが、基礎本体部に大きな変状は見られておらずほぼ健全であった。



写真 2.1.1 気仙大橋



写真 2.1.2 小泉大橋



写真 2.1.4 支承部の変形



写真 2.1.3 歌津大橋



写真 2.1.5 堤防法面のひび割れ



写真 2.1.6 桁端部でのずれ

(2) 調査方法

1) 基礎全体の被災状況の情報収集

公開調査結果やヒアリング結果を基に鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の被災状況の調査を行った。大きな被災案件が確認されなかったため、下記案件の個別調査を実施した。

- ① 鋼管矢板基礎（阪神大震災時、損傷無し工法）
- ② 鋼管ソイルメント杭、回転杭（阪神大震災を未経験工法）

2) 一次被災状況の現地調査

以下の項目に着目し、写真撮影、目視観察を実施した。

[調査項目] ① 橋梁全体、② 橋脚・橋台単体：全景（損傷、修復状況）、下端部（液状化、残留変位）、③ 支承部（上部工変位状況）

3) 調査対象案件

対象案件を表 2.1.1 に示す。ここで、施工実績が不明確であり、阪神大震災においても被害が確認されていない鋼管杭による打込み杭工法および中掘り根固め工法は対象外とした。また、関東地方や内陸部における液状化に伴う被災案件も対象外とした。

表 2.1.1 調査案件一覧

鋼管矢板基礎（調査対象：14 件）

No.	物件名	施主	場所
①	新飯野川橋	東北地建	宮城県石巻市小船越
②	新北上大橋	宮城県	宮城県石巻市釜谷葦島
③	新小野橋	東北地建	宮城県東松島市矢本町鳴瀬
④	東北新幹線小野地区高架橋	日本国有鉄道	宮城県大崎市古川小野
⑤	米谷大橋	宮城県	宮城県登米市中田町浅水
⑥	磯崎漁港橋梁	宮城県塩釜漁港事務所	宮城県松島町磯崎
⑦	七北田川橋 P44,P45	東北地建仙台工事事務所	宮城県仙台市泉区七北田
⑧	新天王橋 P1,P2,P3	東北地建仙台工事事務所	宮城県石巻市鹿又～小船越
⑨	船岡地区 PA7,PA8	東北地建	宮城県柴田郡柴田町船岡
⑩	鴫波橋 P2,P3	東北地整	宮城県登米市豊里町白鳥地内
⑪	新鹿行大橋 A2,P3,P4,P5	茨城県土木部道路建設課	茨城県行方市と鉾田市
⑫	曾波神大橋 P9, P10,P11	東北地整	宮城県石巻市河北町蛇田
⑬	川口橋 A1,A2,P1,P2	大船渡市	岩手県大船渡市赤崎町
⑭	新米谷大橋 P2,3	東北地整仙台河川国道事務所	宮城県登米市東和町米谷～浅水

鋼管ソイルメント杭（調査対象：6 件）

No.	物件名	施主	場所
①	磐城 BP（浜道、住吉地区）	東北地整／磐城国道事務所	福島県いわき市小名浜住吉字浜道地内
②	下屋浦橋梁	宮城県／迫、登米土木事務所	福島県登米市富里町字下屋浦地内
③	鶴ヶ谷仙台港線福室跨線橋	宮城県仙台市	宮城県仙台市宮城野区福室4丁目地内
④	久保土橋	宮城県東松島市	宮城県東松島市赤井字七反谷地地内
⑤	大谷跨線橋、白石川橋梁等	宮城県／大河原地方振興事務所	宮城県柴田郡大河原町大谷、南平地内
⑥	馬寄・東田・李塚地区下部工	東北地整／仙台河川国道事務所	宮城県大崎市古川馬寄・東田・李塚地内

回転杭（調査対象：3 件）

No.	物件名	施主	場所
①	北上川脇谷、鴫波水門	東北地整／北上川下流河川事務所	宮城県登米市津山町柳津、豊里町中谷
②	仙台空港アクセス鉄道	東北地整／塩釜港湾・空港整備事務所	宮城県名取市下増田相ノ谷地
③	宮ノ下高架橋	東北地整／いわき国道事務所	福島県いわき市泉町下川宮ノ下

(3) 工法別概要

1) 鋼管矢板基礎

調査案件リストを設計年代別に着目してみると、

- ・昭和 55 年（道路橋示方書Ⅴ耐震設計編制定）以前の設計案件：①新飯野川橋～⑤米谷大橋
- ・昭和 55 年～平成 7 年：⑥磯崎漁港橋梁
- ・平成 8 年（道路橋示方書Ⅴ耐震設計編改定：保耐法導入）以降：⑦七北田川橋梁～⑮新米谷大橋

となっているが、いずれの基礎においても変状は確認されていない。

調査案件リストを基礎形状別に着目してみると、

- ・円形：③新小野、④小野地区、⑧新天王、⑨船岡、⑩鵠波、⑫曾波神、⑮新米谷
- ・矩形：①新飯野川、②新北上、⑥磯崎漁港
- ・小判形：⑤米谷、⑦七北田川、⑪新鹿行、⑭川口

となっており、構造型式によって被災状況が異なることは無かった。

一部上部工が流出した新北上大橋は、1 基のみケーソン基礎から試験的に鋼管矢板基礎の近年では珍しい立上り方式に変更していたが、変状は見られていない。

鹿行大橋は新設中の基礎に鋼管矢板基礎が適用されており、変状はなかったが、旧橋はパイルベント基礎の単純桁橋であり、液状化による基礎の傾斜等により上部工が落橋していた。

2) 鋼管ソイルメント杭基礎

本工法は、阪神大震災以降に道路橋示方書に記載された工法であり、大きな震災経験の無いものであったが、今回の地震を受けても被災は確認されなかった。

対象案件は全て平成 8 年以降に設計された基礎であり、支承部、基礎周辺の液状化は見られる場合があるものの、基礎本体の変状は確認されていない。

久保土橋は単径間橋梁の両側橋台基礎として、鋼管ソイルメント杭の摩擦杭が震災地域で唯一適用されているが、背面地盤の沈下は見られるものの、基礎本体の変状は見られなかった。

3) 回転杭基礎

本工法は、平成 18 年の杭基礎設計便覧には記載（道路橋示方書未記載）されたので、道路分野での適用は未だ普及段階であり、阪神大震災も未経験であったが、今回の地震を受けても被災は確認されなかった。

2.2 鋼管矢板基礎某案件における無被災検討

2.2.1 検討目的

一次報告書において津波による被害以外では鋼管杭系基礎に関して概ね無被災が確認できたことを報告したが、各公的機関の震災報告においても同様の傾向であった。

しかしながら、今回の東日本大震災はわが国観測史上最大のマグニチュード9.0を観測した地震動によるものであり、このような地震動を受けた地域の基礎がほぼ無被災であったということに着目し基礎の健全性に関して追加解析を実施し検証を行った。

調査対象としては、継手構造を有するという特徴を持ち、杭基礎に比べ載荷試験例が極めて少ない（水平載荷試験9例）鋼管矢板基礎とした。また対象橋梁は1次報告書で調査した鋼管矢板基礎案件のうち、基礎近傍の強震記録波形から震度が大きく、かつ上部構造の仕様や原設計の設計結果が分かるような設計計算書が入手可能なものとした。

2.2.2 検討方法

本橋梁付近の強震記録波形(k-net)から加速度応答スペクトルに変換し算出した作用力にて設計し、現設計と比較する。但し、本橋梁のレベル2の設計は、実際より数倍の地震動の設計水平震度を用いている。このことから本橋梁は、地震による損傷もなく、早期に供用されていることもあり、レベル1にて比較することとした。

(1) 対象橋梁

宮城県橋梁（平成14年道路橋示方書準拠）

鋼管矢板基礎 $\phi 1000 \times t14$ (SKY400) $L=35.0\text{m}$ $n=28$ 本(円形)

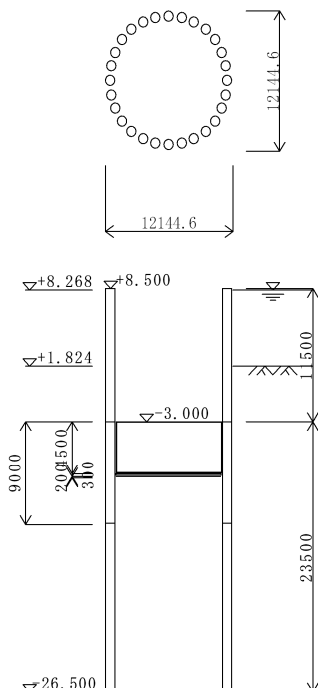
固有周期 T 橋軸方向： $T=0.76$ (s)

直角方向： $T=0.75$ (s)

設計震度 $k_h=0.30$ （レベル1地震時）

耐震設計上の地盤種別：Ⅲ種地盤

なお、検討にあたっては、L1およびL2の液状化低減係数および継手のせん断特性（せん断剛性およびせん断耐力）はL1に統一した。



層No	土質	層厚(m)	平均N値	単位重量 γ (kN/m ³)		c (kN/m ²)	ϕ (度)	変形係数 $\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)		低減係数	
				γ	γ'			常時	地震時	DE	DE'
1	砂質	3.500	7.0	18.0	9.0	0.0	32.00	19600	39200	1.000	1.000
2	粘性	1.300	4.0	15.5	6.5	20.8	0.00	8000	16000	1.000	1.000
3	粘性	0.600	4.0	15.5	6.5	20.8	0.00	8000	16000	1.000	1.000
4	砂質	3.900	10.0	18.5	9.5	0.0	30.00	17200	34400	1.000	1.000
5	砂質	1.700	12.0	18.5	9.5	0.0	30.00	17200	34400	0.667	0.667
6	砂質	2.700	12.0	18.5	9.5	0.0	30.00	17200	34400	1.000	1.000
7	砂質	1.700	12.0	18.5	9.5	0.0	30.00	17200	34400	1.000	1.000
8	粘性	2.400	10.0	18.0	9.0	60.0	0.00	28400	56800	1.000	1.000
9	粘性	0.200	12.0	18.0	9.0	60.0	0.00	33600	67200	1.000	1.000
10	砂質	1.800	34.0	19.0	10.0	0.0	37.60	84000	168000	1.000	1.000
11	粘性	2.200	21.0	17.0	8.0	60.0	0.00	58800	117600	1.000	1.000
12	粘性	2.000	10.0	17.0	8.0	60.0	0.00	28000	56000	1.000	1.000
13	粘性	1.100	8.0	17.0	8.0	60.0	0.00	22400	44800	1.000	1.000
14	砂質	2.000	30.0	21.0	12.0	0.0	38.60	56000	112000	1.000	1.000
15	砂質	0.700	50.0	21.0	12.0	0.0	38.60	140000	280000	1.000	1.000
16	砂質	2.200	50.0	21.0	12.0	0.0	38.60	140000	280000	1.000	1.000
17	砂質	1.100	50.0	21.0	12.0	0.0	38.60	140000	280000	1.000	1.000

(2) 設計震度

検討に用いる震度は、本橋近傍の加速度応答スペクトルから算出する。加速度応答スペクトルは、「K-net : 防災科学技術研究所」より検索する。

(3) 計算モデル

以下3つのモデルにて計算を実施し、原計算のL1地震時の結果と比較を行う。

- 1) 弾性床上の有限長ばり
- 2) 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばり (地盤抵抗要素：線形)
- 3) 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばり (地盤抵抗要素：バイリニア型)

2.2.3 設計震度算出

(1) 強震記録波形

本橋梁近傍の強震記録波形を図2.2.1に示す。

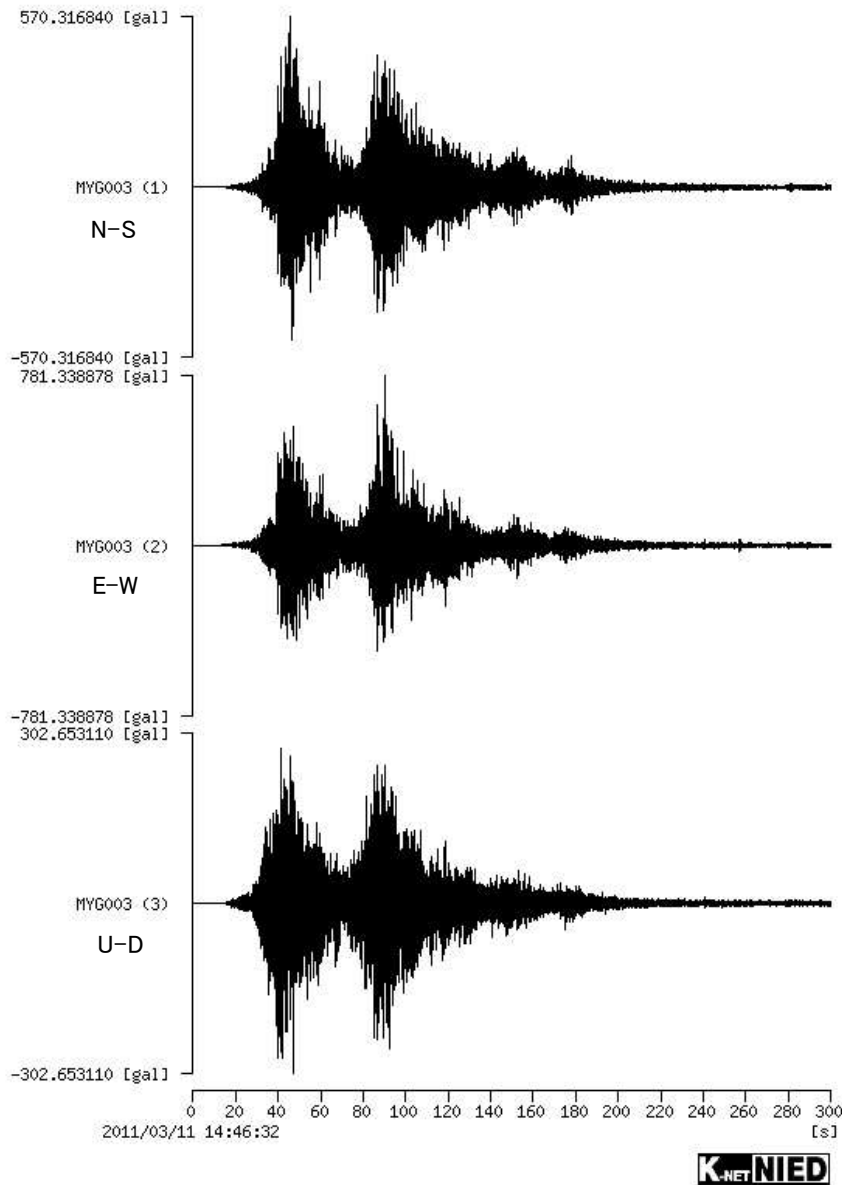


図 2.2.1 本橋梁近傍強震記録波形 (K-net より画像コピー)

(2) 加速度応答スペクトルおよび検討に用いる設計震度

1) 加速度応答スペクトル

K-net よりダウンロードした強震記録波形の生データを加速度応答スペクトルに変換したものを図 2.2.2 に示す。強震記録波形の加速度応答スペクトルへの変換は、「港湾構造物の設計震度算出システム（株式会社 アライズソリューション）」を用いた。

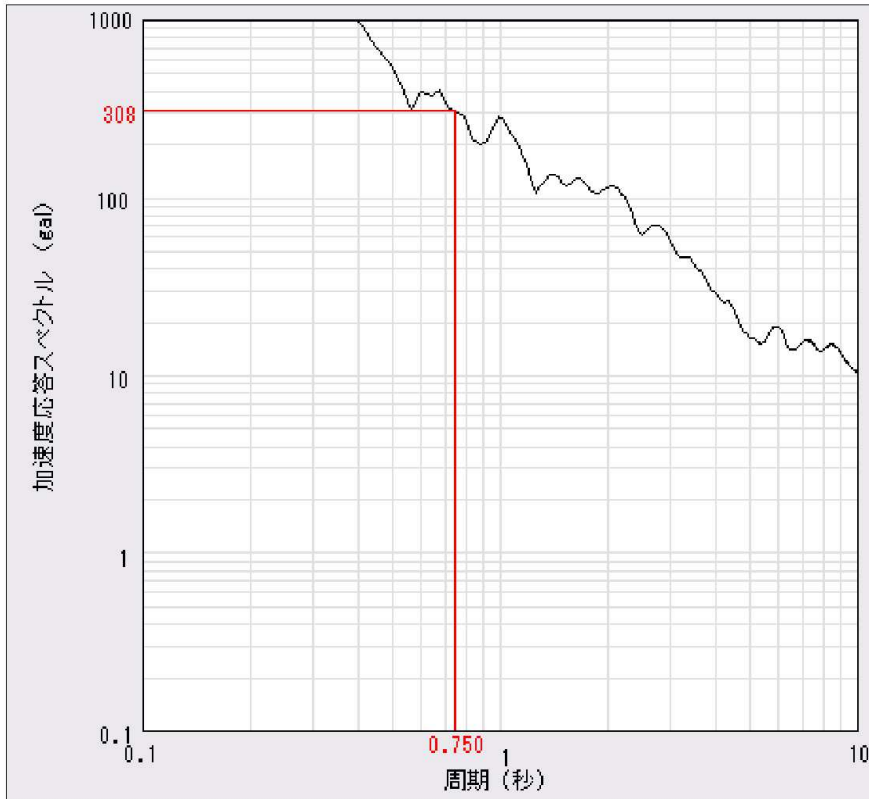


図 2.2.2 加速度応答スペクトル (E-W) (港湾構造物の設計震度算出システム)

ここで、本橋脚の固有周期は橋軸方向で 0.75 (s)、直角方向で 0.76 (s) であり、周期 0.75 および 0.76 の加速度応答スペクトルはほぼ等しいことから、検討に用いる設計震度を算出する際の固有周期は 0.75 (s) を採用した。

固有周期 0.75 (s) に対応する応答加速度は、図 2.2.2 に示すように、「港湾構造物の設計震度算出システム」の計算システムを用いて算出した 308.498 (gal) とした。

2) 検討に用いる設計震度

$$\begin{aligned} kh &= \alpha \max / g \\ &= 308.498 / 980 = 0.31479 \end{aligned}$$

したがって、 $kh = 0.31$ とする。

ここに、

- kh : 設計震度
- $\alpha \max$: 基礎の固有周期に対する応答加速度 (gal)
- g : 重力加速度 (980cm/s²)

2.2.4 荷重条件（橋脚下端の断面力）

原設計(kh=0.30)および比較検討に用いる荷重(kh=0.31)を以下に整理する。

(1) 原設計 (kh=0.30)

1) 橋軸方向

地震時+浮力考慮

項目	鉛直力	kh	水平力	アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)		H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
はり重量	0.00		0.00	0.000	22.200	0.00	0.00
柱重量	10457.08	0.30	3137.12	0.000	11.746	0.00	36849.97
上部工反力	14400.00	0.30	4320.00	0.000	22.200	0.00	95904.00
動水圧（地震時）	-		57.21	-	5.469	-	312.88
中空内水（橋軸）	0.00		260.00	-	-	0.00	822.90
合計	24857.08		7774.33			0.00	133889.75
							133889.75

2) 橋軸直角方向

地震時+浮力考慮

項目	鉛直力	kh	水平力	アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)		H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
はり重量	0.00		0.00	0.000	22.200	0.00	0.00
柱重量	10457.08	0.30	3137.12	0.000	11.746	0.00	36849.97
上部工反力	14400.00	0.30	4250.00	0.000	26.700	0.00	113475.00
動水圧（地震時）	-		24.21	-	5.469	-	132.40
中空内水（橋軸）	0.00		260.00	-	-	0.00	822.90
合計	24857.08		7671.33			0.00	151280.27
							151280.27

(2) 設計震度修正 (kh=0.31)

1) 橋軸方向

地震時+浮力考慮

項目	鉛直力	kh	水平力	アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)		H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
はり重量	0.00		0.00	0.000	22.200	0.00	0.00
柱重量	10457.08	0.31	3241.69	0.000	11.746	0.00	38078.30
上部工反力	14400.00	0.31	4464.00	0.000	22.200	0.00	99100.80
動水圧（地震時）	-		57.21	-	5.469	-	312.88
中空内水（橋軸）	0.00		260.00	-	-	0.00	822.90
合計	24857.08		8022.90			0.00	138314.88
							138314.88

2) 橋軸直角方向

地震時+浮力考慮

項目	鉛直力	kh	水平力	アーム長		曲げモーメント	
	V (kN)		H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
はり重量	0.00		0.00	0.000	22.200	0.00	0.00
柱重量	10457.08	0.31	3241.69	0.000	11.746	0.00	38078.30
上部工反力	14400.00	0.31	4464.00	0.000	26.700	0.00	119188.80
動水圧（地震時）	-		24.21	-	5.469	-	132.40
中空内水（橋軸）	0.00		260.00	-	-	0.00	822.90
合計	24857.08		7989.90			0.00	158222.41
							158222.41

(3) 原設計との柱下端の荷重比較

橋軸方向

	現設計 (kh=0.30)	震度修正 (kh=0.31)	比率
V (kN)	24857.08	24857.08	1.000
H (kN)	7774.33	8022.90	1.032
My (kN/m)	133889.75	138314.88	1.033

直角方向

	現設計 (kh=0.30)	震度修正 (kh=0.31)	比率
V (kN)	24857.08	24857.08	1.000
H (kN)	7671.33	7989.90	1.042
My (kN/m)	151280.27	158222.41	1.046

(4) 強震記録波形U-Dを考慮した荷重

さらに、図1のU-D強震記録波形の最大加速度302.653galが鉛直方向の慣性力として作用した場合を考慮するため、以下に鉛直荷重を整理する。なお、水平力と曲げモーメントは、(2)の作用力とする。

$$K_h = 302.653 / 980 = 0.31$$

項目	鉛直力
	V (kN)
はり重量	0.00
柱重量	10457.08
上部工反力	14400.00
動水圧(地震時)	-
中空内水(橋軸)	0.00
合計	24857.08
鉛直方向慣性力(+)	32562.77
鉛直方向慣性力(-)	17151.39

2.2.5 計算結果

(1)原設計の震度および強震記録波形 E-W にて算出した修正震度における計算結果一覧表および変位図、合成応力度分布図を以下に整理する。また、参考資料に継手のせん断耐力、継手の変形量、地盤反力を示す。

1) 橋軸方向

地震時浮力考慮：液状化考慮

検討ケース			現設計 (kh=0.30)	震度修正 (kh=0.31)			
設計モデル			有限長梁	有限長梁	仮想井筒梁(L1)	仮想井筒梁(L2)	
変位	δ	mm	9.0 ≤ 50.0	9.3 ≤ 50.0	10.9 ≤ 50.0	12.3 ≤ 50.0	
応力度	本体	$\sigma 1$ N/mm ²	95.6 ≤ 210.0	97.9 ≤ 210.0	97.7 ≤ 210.0	74.4 ≤ 235.0	
	仮縮切り時	$\sigma 2$ N/mm ²	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	
	合成応力度	σ N/mm ²	198.5 ≤ 210.0	200.7 ≤ 210.0	200.8 ≤ 210.0	187.3 ≤ 235.0	
支持力	最大鉛直反力	R kN	1288 ≤ 3540	1294 ≤ 3540	2320 ≤ 3540	1016 ≤ 1979	
	最小鉛直反力	P kN	935 ≥ -1104	929 ≥ -1104	-96 ≥ -1104	-228 ≤ 0	

2) 橋軸直角方向

地震時浮力考慮：液状化考慮

検討ケース			現設計 (kh=0.30)	震度修正 (kh=0.31)			
設計モデル			有限長梁	有限長梁	仮想井筒梁(L1)	仮想井筒梁(L2)	
変位	δ	mm	9.6 ≤ 50.0	10.1 ≤ 50.0	12.2 ≤ 50.0	13.8 ≤ 50.0	
応力度	本体	$\sigma 1$ N/mm ²	103.0 ≤ 210.0	106.5 ≤ 210.0	109.5 ≤ 210.0	80.7 ≤ 235.0	
	仮縮切り時	$\sigma 2$ N/mm ²	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	112.9 ≤ 210.0	
	合成応力度	σ N/mm ²	205.6 ≤ 210.0	209.1 ≤ 210.0	212.6 ≥ 210.0	193.6 ≤ 235.0	
支持力	最大鉛直反力	R kN	1294 ≤ 3540	1304 ≤ 3540	2531 ≤ 3540	1132 ≤ 1979	
	最小鉛直反力	P kN	929 ≥ -1104	919 ≥ -1104	-307 ≥ -1104	-315 ≤ 0	

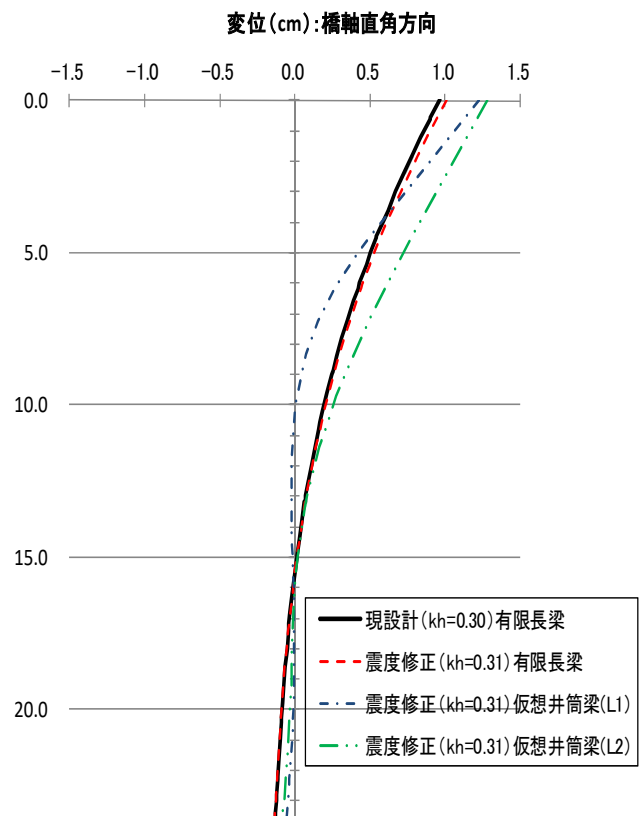
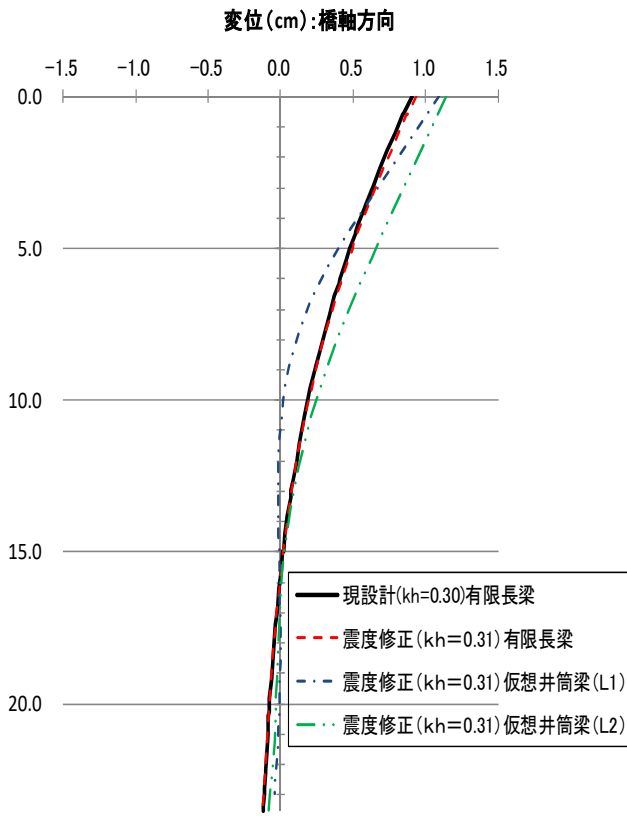


図 2.2.3 設計モデル別変位図

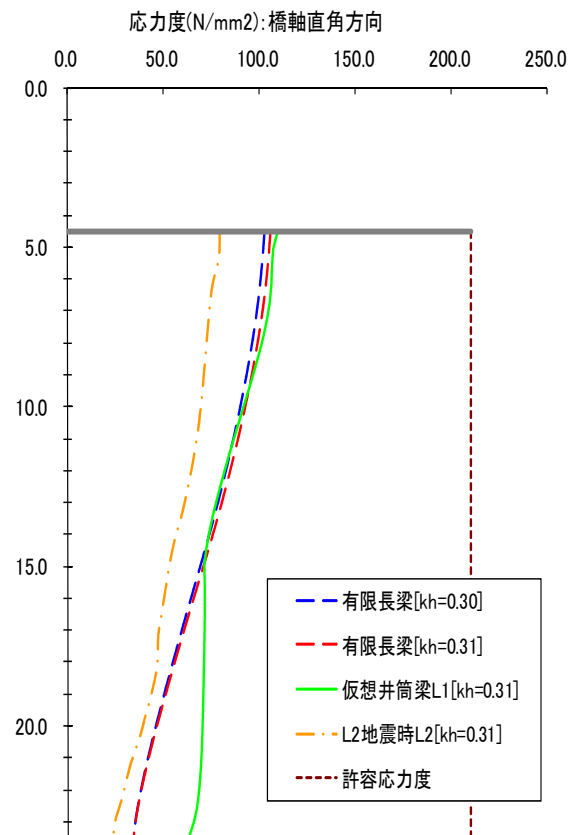
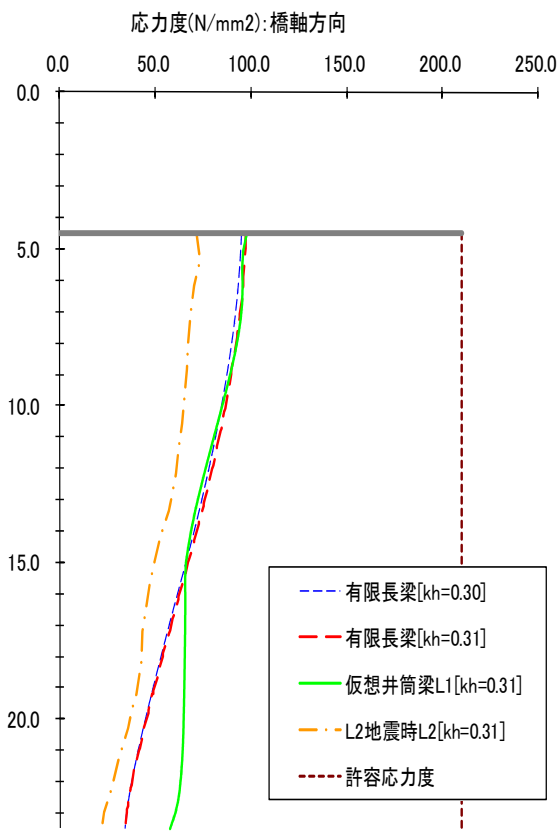


図 2.2.4 設計モデル別応力度分布図

(2) 強震記録波形 U-D により鉛直荷重を考慮した場合の計算結果一覧表を以下に示す。

1) 橋軸方向 鉛直方向慣性力 (+)

地震時浮力考慮：液状化考慮

検討ケース				震度 (kh=0.31)					
設計モデル				有限長梁		仮想井筒梁 (L1)		仮想井筒梁 (L2)	
変位		δ	mm	9.3 ≤ 50.0		10.9 ≤ 50.0		12.0 ≤ 50.0	
応 力 度	本体	$\sigma 1$	N/mm ²	91.0 ≤ 210.0		90.8 ≤ 210.0		67.9 ≤ 235.0	
	仮締切り時	$\sigma 2$	N/mm ²	103.1 ≤ 210.0		103.1 ≤ 210.0		103.1 ≤ 210.0	
	合成応力度	σ	N/mm ²	193.9 ≤ 210.0		194.0 ≤ 210.0		171.0 ≤ 235.0	
支 持 力	最大鉛直反力	R	kN	1019 ≤ 3540		2045 ≤ 3540		891 ≤ 1979	
	最小鉛直反力	P	kN	654 ≥ -1104		-327 ≥ -1104		-318 ≤ 0	

2) 橋軸直角方向 鉛直方向慣性力 (+)

地震時浮力考慮：液状化考慮

検討ケース				震度 (kh=0.31)					
設計モデル				有限長梁		仮想井筒梁 (L1)		仮想井筒梁 (L2)	
変位		δ	mm	10.1 ≤ 50.0		12.2 ≤ 50.0		13.2 ≤ 50.0	
応 力 度	本体	$\sigma 1$	N/mm ²	99.6 ≤ 210.0		102.6 ≤ 210.0		74.1 ≤ 235.0	
	仮締切り時	$\sigma 2$	N/mm ²	103.1 ≤ 210.0		103.1 ≤ 210.0		103.1 ≤ 210.0	
	合成応力度	σ	N/mm ²	202.2 ≤ 210.0		205.8 ≤ 210.0		177.2 ≤ 235.0	
支 持 力	最大鉛直反力	R	kN	1029 ≤ 3540		2256 ≤ 3540		842 ≤ 1979	
	最小鉛直反力	P	kN	644 ≥ -1104		-583 ≥ -1104		-402 ≤ 0	

2.2.6 まとめ

(1) 設計震度について

本基礎が受けた震度 kh は 0.31 であり、原設計における L1 地震時での震度 ($kh=0.30$) とほぼ同程度の荷重の履歴を受けたことが確認できた。

(2) 変位、応力度、支持力

変位については、L1 許容値の 20%程度、応力度については L1 許容値の 50%程度（本体部応力度）、支持力については、設計モデルの違いもあるが、L1 許容値の 40%~70%、引抜きについては、②、③モデル（仮想井筒ばりモデル）で発生しているが、全本数（28本）の 10%~30%（許容値は押し込み極限+引抜き=60%）であり構造に影響を及ぼすレベルではなかった。ちなみに、現設計の基礎平面形状は、橋脚形状の大きさから決定し、鋼管断面については、打撃工法の偏打の影響を考慮し決定しているため、許容値に対して余裕があったと考える。但し、仮締め切時の残留応力を考慮した合成応力度の余裕はなく、原設計の基礎の決定要因は仮締め切り時の合成応力度であった。

(3) 鉛直方向の震度の影響

鉛直荷重（死荷重）に U-D 強震記録波形の最大加速度 302.653gal 相当分を考慮した場合における鉛直反力の許容値に対する割合を以下の表に示す。なお、③モデルの引抜力は全本数（28本）に対して引抜きが発生した本数の割合とした。②モデルにおいては、許容支持力に対し、支持力が 79%まで達している。

【橋軸方向】

設計モデル	①モデル 有限長梁			②モデル 仮想井筒梁 (L1)			③モデル 仮想井筒梁 (L2)			
	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	
鉛直反力	支持力	37%	44%	29%	66%	73%	58%	51%	58%	45%
	引抜力	-	-	-	9%	-	30%	32%	25%	39%

【橋軸直角方向】

設計モデル	①モデル 有限長梁			②モデル 仮想井筒梁 (L1)			③モデル 仮想井筒梁 (L2)			
	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	E-W kh=0.31	U-D(+) kh=0.31	U-D(-) kh=0.31	
鉛直反力	支持力	37%	45%	29%	71%	79%	64%	57%	65%	43%
	引抜力	-	-	-	28%	3%	53%	32%	25%	39%

これらの結果により、今回の震災では橋脚の固有周期との関係からほぼレベル 1 地震動を若干超える震度を受けたが、本対象基礎のような仮締め切り兼用構造であれば原設計では仮締め切り時の合成応力度で仕様が決定することも多いため、変位、応力度、支持力において許容値に対して余裕を持つ結果であった。また、設計では対象外となっている鉛直方向成分も考慮すると支持力においては若干厳しくなったが、それでも許容値以内であったため本対象基礎が無被災であったと考えられる。

3. 建築基礎の被災・無被災検討報告（建築基礎技術委員会）

3.1 全体概要

(1) 被害状況の概要

今回の地震では、震源地に近い地域において非常に大きな地動加速度が観測されたが、観測値に対して建物倒壊等の被害は比較的少なかった。一方、東日本の太平洋沿岸部各地で観測された大津波は、多くの地域で建物の流出・転倒・崩壊・傾斜等、甚大な被害をもたらした。特に宮城県牡鹿郡女川町においては、杭基礎構造の RC 造・S 造建物が転倒・移動するという被災事例も発生した。

また、液状化による被害は、茨城県・千葉県・埼玉県を中心に多数発生した。特に千葉県浦安市では市域の約 85 % で液状化が発生したことにより、上下水道・雨水管・ガス等のライフラインの寸断、戸建て住宅の沈下・傾斜、集合住宅周辺の地盤沈下等の甚大な被害が発生した。

(2) 1 次調査報告書の概要

北海道・東北・関東東地区における鋼管杭基礎建物は、予備調査の結果 453 件（東北地区：31 件）であったが、地震動および液状化による構造躯体の被災事例は確認されなかった。この状況を踏まえて、被災調査の視点を地震被害から津波被害に切り替え、宮城県石巻市内の鋼管杭基礎建物およびその周辺地域について被災調査を実施した。



図 3.1.1 石巻市内での調査位置

震災 1 次調査報告書では、石巻市内にて調査した 3 建物についての被災状況（外壁のみの被害で構造躯体には被害なし）を報告した。本章では、1 次調査報告書にて「今後の課題」とした下記 2 項目についての検討結果を報告する。

- ① 調査建物に作用した津波荷重の推定
- ② 宮城県牡鹿郡女川町における杭基礎建物の転倒原因の推定

表 3.1.1 調査結果の概要

調査建物	遊戯施設	飼料工場	原料サイロ
構造形式	RC造 地上4階	S造	S造
杭仕様	φ800~1000×75m (中掘り根固め工法)	φ600~800×54m (中掘り根固め工法)	φ600~800×54m (中掘り根固め工法) φ406.4~508.0×53m (回転杭工法)
被災状況	<ul style="list-style-type: none"> 津波が旧北上川を遡上し、1.5m程度冠水 津波の波圧を直接受けておらず、構造躯体等に損傷無 	<ul style="list-style-type: none"> 到達津波高≒3.5m 津波の波圧を直接受け外壁の一部が破損 構造躯体には損傷認められず 	<ul style="list-style-type: none"> 「飼料工場」隣接構造物 到達津波高≒3.5m 津波波圧を直接受けたが、構造躯体、外壁に損傷認められず
建物全景			

(3) 女川町における杭基礎建物の転倒事例

『東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ』の調査結果^{3.3)}によれば、転倒した杭基礎構造の建物は4件となっている。図3.1.2に転倒建物の位置と転倒方向を示す。

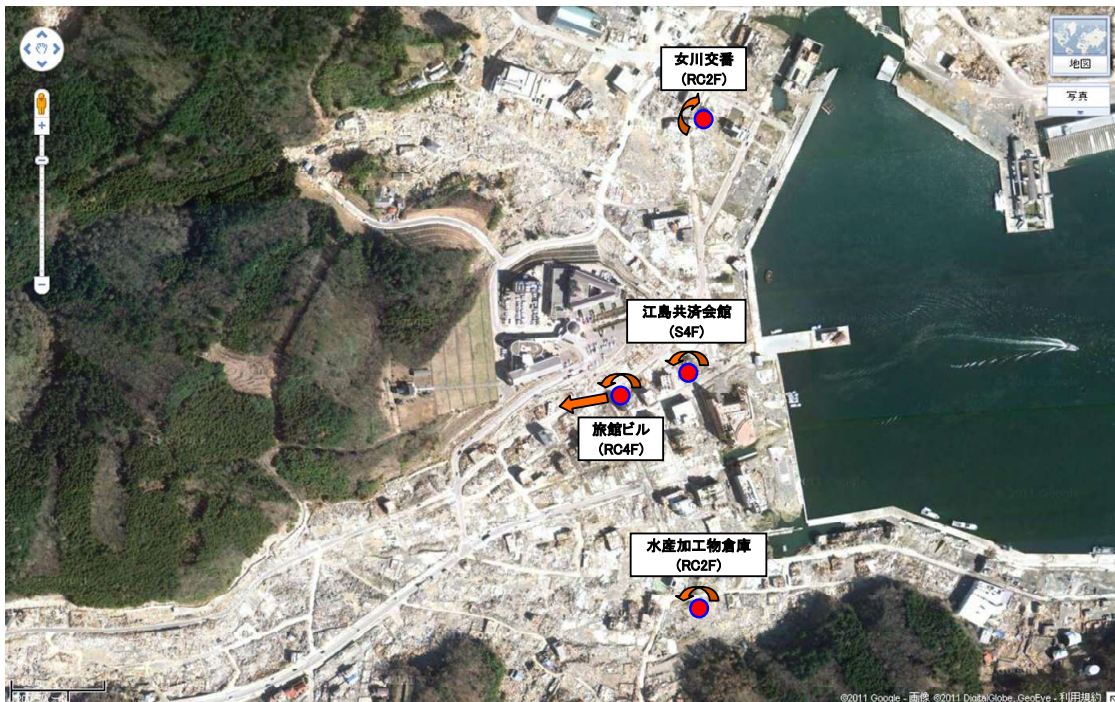


図 3.1.2 女川町における転倒建物の位置と転倒方向

『女川交番』は、津波の流入方向に対して直角方向に転倒しているのに対し、『江島共済会館』・『旅館ビル』・『水産加工物倉庫』は津波の流入方向に転倒している。また、『旅館ビル』に至っては、建物転倒後に約70m山側に流されている。転倒建物の構造形式および被災状況の概略を表3.1.2に示す。

表 3.1.2 女川町における転倒建物（杭基礎構造）の被災状況

被災建物	女川交番	江島共済会館	旅館ビル	水産加工物倉庫
構造・規模	RC造2F 長辺×短辺×高さ =10m×4.8m×10m 塔状比：短辺=2.08 長辺=1.00	S造3F（一部4F） 長辺×短辺×高さ =16m×8.4m×12m 塔状比：短辺=1.43 長辺=0.75	RC造4F 長辺×短辺×高さ =5.6m×5.6m×14.5m 塔状比：短辺=2.59 長辺=2.59	RC造2F 長辺×短辺×高さ =20m×8.8m×10m 塔状比：短辺=1.14 長辺=0.50
被災状況	<ul style="list-style-type: none"> その場で北向きに転倒 基礎杭にはφ300のPHC杭が使用されていた模様 全ての杭は杭頭部付近で破断 引抜かれた部分がフーチングに接続したまま露出 屋根及び壁面に衝突痕あり 	<ul style="list-style-type: none"> 建物の短辺方向から津波を受けた模様 付近で撮影された津波映像から、大津波の第1波（押し波）が建物の3階部分に達するまでは転倒しなかった模様 基礎杭にはφ250のPHC杭が使用されていた模様 露出したフーチング底面には杭頭接合鉄筋（かご筋）、中詰めコンクリート、引抜かれた杭1本が残存 引抜かれた杭の長さは6.0m（現場溶接部にて破断?） この1本の杭を除き、杭は建物の元の位置に残置されている模様 	<ul style="list-style-type: none"> 元の位置より70m以上西側（押し波方向）に流された模様 基礎杭にはφ300のPHC杭が使用されていた模様 大半の杭が建物の元の位置で破断 1本の杭のみが建物が流された位置まで引きずられ折損 元の位置には4本の杭が2m程度引抜けた状態で残存 	<ul style="list-style-type: none"> 短辺方向に津波（押し波）を受け転倒した模様 フーチング底面には杭と接続された痕跡が若干残っていたものの、 <ol style="list-style-type: none"> ①基礎杭の接合部分に鉄筋かごの痕跡等が確認できないこと ②基礎杭がフーチングに埋込まれた痕跡がないこと ③フーチングせいが非常に小さいことから、フーチングと杭は接合されていなかったものと思われる
状況写真				
		3.4より転載	3.4より転載	3.5より転載

3.2 杭基礎建物における被災・無被災検討

3.2.1 建物に作用する津波荷重

(1) 津波荷重に関する文献

津波による荷重の推定方法は、国総研・建築研究所による調査報告書^{3.1)}に記載される下記の2文献に示されている。この2文献は2004年12月のスマトラ沖地震による津波の被害を受けて作成されたものである。

①津波避難ビル等に係るガイドライン：内閣府2005年6月

②津波からの避難のための構造物の設計ガイドライン（Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis）：アメリカ合衆国連邦緊急事態管理庁（略称：FEMA）2008年6月

(2) 津波荷重の算出方法

(1)項に示す文献を参考として、建物に作用した津波荷重の推定方法を以下に示す。

1) 推定方法A：「津波避難ビル等に係るガイドライン」にもとづく考え方

津波波圧は、波圧分布を設計用浸水深の3倍に達する静水圧分布と考え、次式により算定する。

$$qz = \rho g(3h - z)$$

ここに、 qz ：構造設計用の進行方向の津波波圧（ kN/m^2 ）

ρ ：水の単位体積質量（ t/m^3 ）

g ：重力加速度（ m/s^2 ）

h ：設計用浸水深（ m ）

u ：流れ速度（ m/s ）

z ：当該部分の地盤面からの高さ（ $0 \leq z \leq 3h$ ）（ m ）

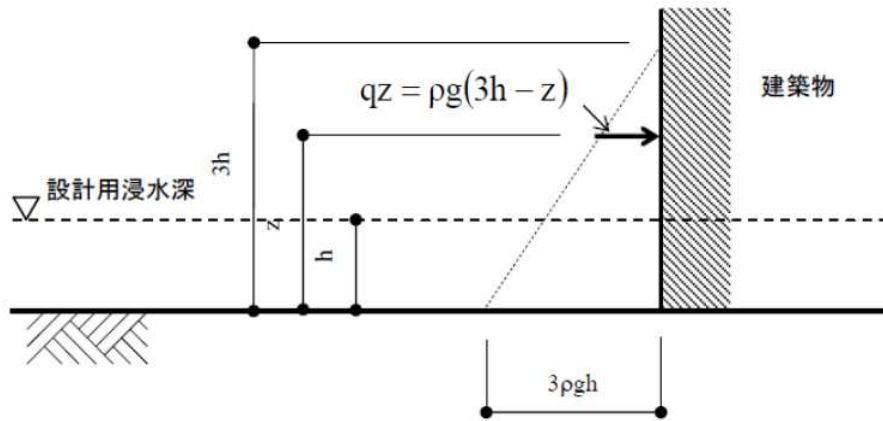


図 3.2.1 津波波圧の算定式

津波波力は、前記の津波波圧が構造物に働くと仮定し、受圧面の面積で積分する考え方であり、次式により算定する。

$$Q_z = B \int_{z_1}^{z_2} q_z dz = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3h - z) dz = \frac{1}{2} \rho g B \{ (6hz_2 - z_2^2) - (6hz_1 - z_1^2) \}$$

ここに、 Q_z : 構造設計用の進行方向の津波波力 (kN)

B : 当該部分の幅 (m)

z_1 : 受圧面の最小高さ ($0 \leq z_1 \leq z_2$) (m)

z_2 : 受圧面の最高高さ ($z_1 \leq z_2 \leq 3h$) (m)

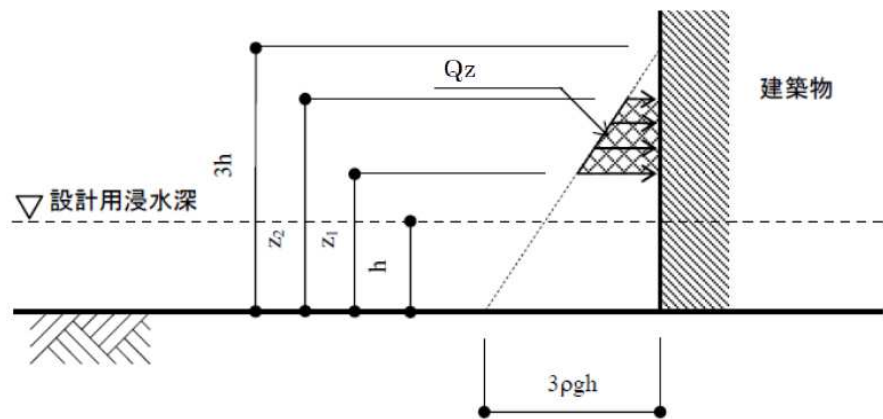


図 3.2.2 津波波力の算定式

2) 推定方法 B : 「津波からの避難のための構造物の設計ガイドライン」における【流体力学および衝撃による荷重】にもとづく考え方

流体力学による荷重とは、比較的早い水の流れが構造物に当たる際に働く荷重であり、水による圧力と構造物側との摩擦による抗力からなり、次式により算定される。

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

ここに、 F_d : 構造物に働く荷重 (kN)

ρ_s : 流体の比重 (t/m³)

C_d : 抗力係数 (2.0 が推奨される)

B : 流れが当たる部分の構造物の幅 (m)

h : 流れの高さ (m)

u : 流れ速度 (m/s)
 hu^2 : 流束運動量 (m³/s²)

$$\text{最大値は、}(hu^2)_{max} = g R^2 \left\{ 0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right\}$$

R : 津波の遡上高さ(m) 津波の最大浸水高さの 1.3 倍と考えてよい
 z : 建物がある地面の高さ (m)

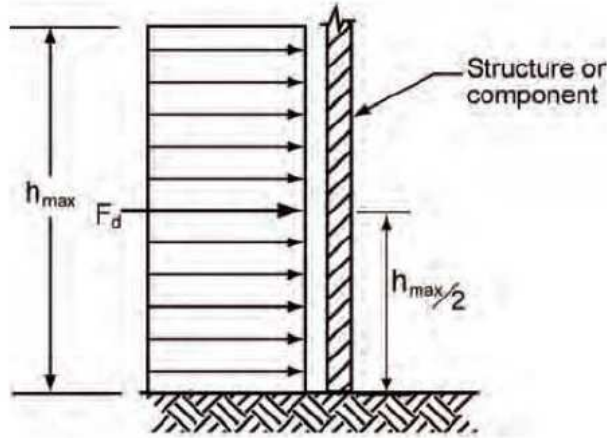


図 3.2.3 流体力学による荷重

また、衝撃による荷重とは、波の先端が構造物にぶつかることによる力であり、安全側の評価として、流体力学による力の 1.5 倍と考えてよい。

$$F_s = 1.5F_d$$

ここに、 F_s : 衝撃による荷重 (kN)

3) 津波による浮力

津波によって生じる浮力は、次式により算定する。

$$Q_v = \rho g V$$

ここに、 Q_v : 浮力 (kN)

V : 津波に浸かった建築物の体積 (m³)

4) 開口部の影響

開口部の影響に関しては、「建築物に作用する津波のシミュレーション」^{3.2)}において開口部と津波波力の関係が図 3.2.4 のように示されている。津波力は、開口面積比に応じて線形的に低減できると考えられる。

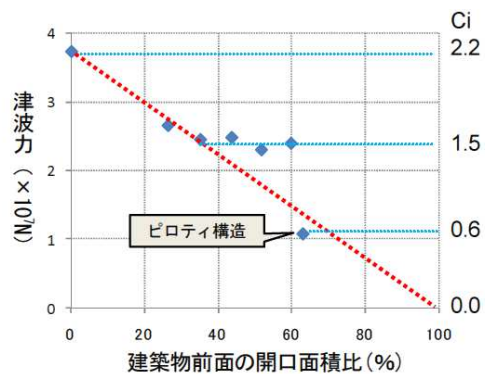
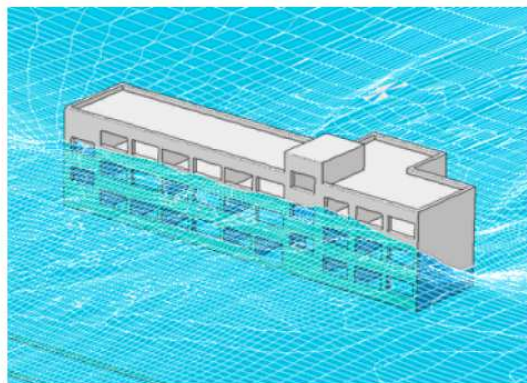


図 3.2.4 建築物前面の開口面積比と最大津波力 (波高 5m) の関係

3.2.2 津波荷重の算出

石巻市内の調査建物および女川町内の転倒建物に作用した津波荷重を推定する。津波荷重の算出については、3.2.1 項の(2)に示した【推定方法 A】および【推定方法 B】によるものとする。

(1) 石巻市内の調査建物に作用した津波荷重

津波荷重の算出にあたっては、津波の状況や調査建物に関する情報が不十分なことを踏まえ、下記の仮定によることとする。

- ①津波高さは 3.5m とする。(事業者の発表情報による)
- ②津波の方向は建物の長手方向とする。(図 3.2.5 参照)
- ③建築物前面の開口率は、サイロでは 5%，飼料工場では 30%とする。
- ④建物の高さは津波高さに比べて十分高い。(25m 程度と想定)
- ⑤津波の最大浸水深さが不明であるため、流体力学による荷重は、津波高さと津波速度を用いて算出する。ただし、津波速度は 10m/s^{注)} とする。

注) 文献 3.1)では、名取川左岸地区(海岸線より約 1km 内陸部)にて撮影された津波映像から流速約 7m/s が推定されている。対象構造物は海岸に面していること、津波映像の解析結果等から、津波速度は 10m/s と仮定した。

算出条件一覧を表 3.2.1 に、津波荷重の算出結果を表 3.2.2 に示す。



図 3.2.5 調査構造物の大きさ と津波の方向 (仮定)

表 3.2.1 算出条件一覧

建物	建物の条件			津波の条件			その他		
	幅 B (m)	高さ H (m)	前面 開口率 α (%)	津波 高さ h (m)	津波 速度 u (m/s)	海拔 Z (m)	海水の 単位体積 質量 ρ (t/m ³)	重力 加速度 g (m/s ²)	抗力 係数 C_d
サイロ	45	25	5	3.5	10	0	1.025	9.8	2
飼料工場	150	25	30	3.5	10	0	1.025	9.8	2

表 3.2.2 津波荷重の算出結果

建物	推定方法 A			推定方法 B		
	津波波力 (kN)	作用高さ (m)	転倒 モーメント (kN・m)	衝撃荷重 (kN)	作用高さ (m)	転倒 モーメント (kN・m)
サイロ	23672	3.5	82852	23005	1.75	40258
飼料工場	58142	3.5	203496	56503	1.75	98880

両手法にて推定される津波の波力はほぼ同等であるが、荷重分布の違い（三角形分布と等荷重分布：図 3.2.6 参照）により、転倒モーメントには倍程度の差が出ている。

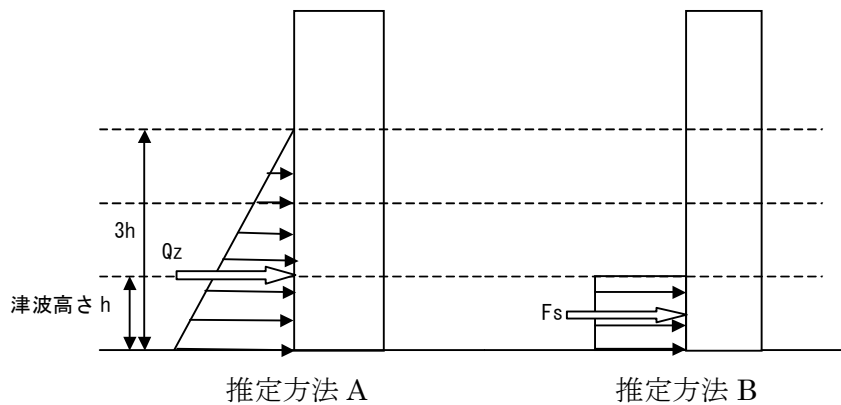


図 3.2.6 荷重分布の違い

(2) 女川町内の転倒建物に作用した津波荷重

女川町においては、津波の浸水痕に関する調査が実施され、その結果をもとに浸水高の推定が行われている^{3.3)}。女川町の各地区における津波の浸水高を表 3.2.3 に示す。

表 3.2.3 女川町における津波の浸水高^{3.3)}

地区	浸水高 (m)
女川漁港	14.8
竹浦地区	8.0~11.0
女川浜地区（町役場）	14.0
鷲神浜地区（町立病院）	17.6

この浸水高から女川町に到達した津波の最大波高を 15.0m、最大流速を 10m/s と仮定して転倒した 4 つの建物に作用した津波荷重を算出する。算出結果を表 3.2.4 に示す。

表 3.2.4 津波荷重の算出結果

建物名	津波		建物					波圧による転倒モーメント (kN・m)	
	波高 <i>h</i> (m)	速度 <i>u</i> (m)	幅 <i>B</i> (m)	奥行 <i>D</i> (m)	高さ <i>H</i> (m)	開口率 α (%)	階高	推定方法 A	推定方法 B
	女川交番	15.0	10.0	4.8	10.0	10.0	30	2	42218
江島共済会館	16.0			8.4	12.0	40.0	3~4	257069	106272
旅館ビル	5.6			5.6	14.5	10.0	4	188177	81461
水産加工物倉庫	20.0			8.8	10.0	20.0	2	308256	123000

※ただし、波圧による転倒モーメントは次式により算出した。

$$\text{推定方法 A : } Mr = \frac{1}{2} \frac{100-\alpha}{100} \rho g B H^2 \left(3h - \frac{2}{3}H \right)$$

$$\text{推定方法 B : } Mr = \gamma \cdot \frac{1}{2} \frac{100-\alpha}{100} C_D \rho u^2 B H \frac{H}{2}$$

ここに、 ρ : 海水の単位体積質量 (t/m³) $\rho = 1.025$ t/m³

C_D : 抗力係数 $C_D = 2.0$

γ : 波の先端が構造物に衝突するときの衝撃力による割増し係数 $\gamma = 1.5$

3.2.3 被災時の状況比較

女川町では津波による杭基礎建物の転倒が発生したが、石巻市では杭基礎建物の転倒は発生しなかった。ここでは、両地域における被災時の状況（津波高さ・地盤状況）や建物に作用した津波荷重を比較する。

(1) 津波の浸水高

表 3.2.5 に石巻市と女川町における津波浸水高の比較結果を示す。両地域における浸水高から判断して、女川町に到達した津波の最大波高は石巻市に到達した津波の 2 倍以上であったと推察される。

表 3.2.5 石巻市と女川町における津波浸水高の比較

石巻市		女川町	
地区	浸水高	地区	浸水高
石巻工業港	4~5m	女川漁港	14.8m
中瀬地区	5.9m	竹浦地区	8.0~11.0m
旧北上川右岸沿い (門脇~中央地区)	3.3~5.0m	女川浜地区 (町役場)	14.0m
門脇地区	6.7m	鷺神浜地区 (町立病院)	17.6m
中浦地区	5.6m		

(2) 地盤状況

石巻市および女川町における地盤状況の概要を表 3.2.6 に示す。石巻市に比較して女川町の支持地盤が極端に浅いことがわかる。

表 3.2.6 石巻市および女川町における地盤状況の概要

地区	石巻市	女川町
地盤状況	<ul style="list-style-type: none"> 平野部は、旧北上川沿岸の河岸平野と石巻湾沿岸の海岸平野で構成 平野部の地質は、主に海成堆積物による粘性土層 沖積層下端の最深部は、海面下 約 90m (調査建物の支持地盤深度 = 地表面 - 55~80m) 	<ul style="list-style-type: none"> 平野部は、複雑に入り組んだリアス式海岸の湾奥部に形成された小規模な海岸平野 支持地盤 (風化砂岩) の深度は、地表面 - 6~15m 程度 支持地盤は、臨港部付近において海側方向に急激に傾斜 支持地盤の直上層は、比較的粘性の強い粘土層

また、既存のボーリングデータ等から、女川町内にて転倒した建物位置における支持地盤の深度は以下のように推定される。

- ① 女川交番 地表面 - 10~15m
- ② 江島共済会館 地表面 - 10~15m
- ③ 旅館ビル 地表面 - 5~10m
- ④ 水産加工物倉庫 地表面 - 5~10m

(3) 津波荷重

石巻市の調査建物と女川町の転倒建物における津波荷重の比較を表 3.2.7 に示す。石巻市の調査建物に対して女川町の転倒建物では、作用水平力にて 3~12 倍強、転倒モーメントにて 4~24 倍強の荷重が作用した結果となる。

表 3.2.7 石巻市の調査建物と女川町の転倒建物における津波荷重の比較

地区	建物名	作用水平力/建物幅 (kN/m)		転倒モーメント/建物幅 (kN・m/m)	
		推定方法 A	推定方法 B	推定方法 A	推定方法 B
石巻市	原料サイロ	526	511	1841	895
	飼料工場	388	377	1357	659
女川町	女川交番	2815	1076	8795	5381
	江島共済会館	2823	1107	16067	6642
	旅館ビル	4952	2006	33603	14547
	水産加工物倉庫	3217	1230	15413	6150

算出値は大きめの値を示していると考えられるものの、建物の転倒という現実を鑑みると、建物が水没した時点において基礎杭にはかなりの引抜き力が作用していたと考えるのが妥当である。

3.2.4 転倒原因の推定

津波浸水痕の調査結果から、女川町に到達した津波の最大波高は、石巻市に到達した津波の2倍以上であったと推定される。このため女川町では、沿岸部の4階建て以下の建物は全て水没したものと判断される。

建物全体が水没すると、

①浮力によって鉛直方向の押さえ力が減少する

②押さえ力の減少によって基礎杭（PHC杭）および杭頭接合部の曲げ耐力・せん断耐力が低下する

ため、この状態で建物全体に水平力（津波による波圧力や漂流物による衝突力）が作用した場合、建物は通常状態（気中での状態）に比較してより転倒しやすい状況となる。女川町で転倒した4つの建物は全て4階建て以下であり、全て短辺方向に転倒している。被災前の写真から『女川交番』以外の建物では、津波の波圧力は全て短辺方向に作用したものと判断される。以上を踏まえ、4つの建物の転倒原因を推定する。

(1) 基礎杭に作用した引抜き力と引抜き耐力

津波荷重（波圧による転倒モーメント）から、基礎杭に作用した軸力（引抜き力）を推定すると表3.2.8の通りとなる。

表 3.2.8 基礎杭に作用した軸力（引抜き力）の推定値

建物名	建物							作用軸力 (kN/本)				
	構造	幅 B (m)	奥行 D (m)	高さ H (m)	階高	杭本数		長期	変動軸力		作用引抜き力	
						総 本数	転倒 抵抗		推定 方法 A	推定 方法 B	推定 方法 A	推定 方法 B
女川交番	RC	4.8	10.0	10.0	2	14	4	113.1	-2111	-1998	-1292	-1178
江島共済会館	S	16.0	8.4	12.0	3~4	20	10	315.8	-6121	-2530	-5805	-2214
旅館ビル	RC	5.6	5.6	14.5	4	32	12	63.7	-5600	-2424	-5537	-2361
水産加工物倉庫	RC	20.0	8.8	10.0	2	30	15	228.8	-4671	-1864	-4442	-1635

※ただし、杭1本に作用する長期軸力および変動軸力は、次式により算出した。

$$\text{長期軸力} = \frac{w_s \cdot B \cdot D \cdot \text{階高} + w_B \cdot B \cdot D}{\text{杭総本数}}, \quad \text{変動軸力} = \frac{Mr}{D/2 \cdot \text{転倒抵抗杭本数}}$$

ここに、 w_s ：上部構造の各階単位重量 (kN/m²)

S造の場合 $w_s = 10.0$ kN/m², RC造の場合 $w_s = 13.0$ kN/m² と仮定

w_B ：基礎部分の単位重量 $w_B = 13.0$ kN/m² と仮定

また、女川町の地盤性状から、基礎杭の施工方法を打撃工法と仮定して引抜き耐力を推定すると表3.2.9の通りとなる。

表 3.2.9 基礎杭の引抜き耐力の推定値

建物名	杭径 (mm)	杭長 (m)	周面摩擦力度 (kN/m ²)	引抜き耐力 (kN/本)
女川交番	300	15	80	1131.0
江島共済会館	250	15		942.5
旅館ビル	300	10		754.0
水産加工物倉庫	250*1	10		638.3

*1：フーチングに残った痕跡より推定

ただし、周面摩擦力度は、打撃工法における設計上の周面摩擦力度の最大値(=100kN/m²)の0.8倍とした。また、引抜き耐力は、引抜き抵抗力の極限值とした。

(2) 転倒原因の推定結果

表 3.2.8 と表 3.2.9 を比較すると、いずれの建物においても、基礎杭の引抜き耐力を上回る引抜き力が作用していることがわかる。しかしながら、転倒建物の基礎杭の多くは引抜けておらず、地中に残置された状態であった。これは、基礎杭とフーチングの接合部（杭頭接合部）が非常に脆弱な構造であり、この部位に破壊が集中したためと考えられる。以下に各建物における転倒原因の推定結果を述べる。

1) 女川交番

本建物では、基礎杭に作用した引抜き力の推定値と引抜き耐力の推定値がほぼ等しい値となっている。したがって、引抜き力により杭体が破断したと推定することもできる。しかしながら、本建物のみが津波の流入方向に対して直角方向に転倒しているという被災状況を踏まえると、引抜き力による杭体破断だけでは妥当な説明は難しい。

tube_log（木村博之）氏のブログ^{3.6)}には、本建物の転倒原因が推察されているが、大津波到達時の写真・建物の破損状況から、合理的かつ妥当な説明が為されていると判断される。以下に建物が転倒に至った概略の過程を示す（写真 3.2.1～3.2.3 参照）。

- ①津波の波圧力を受けながら建物が徐々に水没
- ②津波（押し波）高さの上昇により、建物の海側に位置する女川共同ビル（RC 造 3 階建て、幅 約 60m、1967 年完成）が左右に分離破壊後、流出（または、流出後、左右に分離破壊）
- ③女川共同ビルの海側から見て右側部分が建物に衝突、衝撃荷重により基礎杭の頭部がせん断破壊
- ④波圧力の上昇に伴って女川共同ビルが更に陸側に押されことにより、建物が転倒・移動



写真 3.2.1 津波後の女川共同ビル^{3.6)}



写真 3.2.2 国道 398 号線を塞ぐ女川共同ビル 3.6)



写真 3.2.3 大津波の第 1 波がかなり引いたころの状況：女川町役場屋上から撮影 3.6)

以上から本建物が転倒した主な原因は、建物の水没により基礎杭の曲げ耐力・せん断耐力が低下したところに、流出建物（女川共同ビル）が衝突、基礎杭がせん断破壊（破断）したことによるものと推察される。また、基礎杭の破断後に流出建物（女川共同ビル）が更に陸側に移動したことも転倒の一因と考えられる。

2) 江島共済会館

本建物では、露出したフーチング底面の状況から、フーチングと基礎杭は鉄筋かごにて接合されていたことがわかっている。この付近で撮影された津波映像では、大津波 第 1 波の押し波が建物の 3 階部分に達するまでは転倒しなかったことが確認されている。また、大津波 第 1 波が引き始めたころの写真（写真 3.2.4）では建物が消失していること、引き波時の映像で建物の転倒が確認できることから、転倒は建物全体が水没して以降に発生したと判断される。以下に建物が転倒に至った概略過程を示す。

- ①津波の波圧力を受けながら建物が徐々に水没
- ②大津波 第 1 波（押し波）の波圧力により建物の海側部分が徐々に浮き上がる
- ③海側フーチングにおいて基礎杭から接合鉄筋が徐々に抜け出し始める（残存した 1 本の杭については、接合鉄筋の抜け出し破壊はおこらず、そのため杭そのものが引

き抜けた)

④陸側フーチングにおいても基礎杭から接合鉄筋が抜け出し、最終的に転倒



写真 3.2.4 大津波の第1波が引き始めたころの状況：町立女川病院付近から撮影 3.4)

以上から、建物の水没により基礎杭および杭頭接合部の曲げ耐力・せん断耐力が低下したところに建物の短辺方向から過大な波圧力を受けたこと、1本の基礎杭を除いてフーチングと基礎杭を接合する鉄筋かごが杭体内の中詰め部より抜け出したことが建物転倒の主な原因と推定される。

3) 旅館ビル

本建物も江島共済会館と同様に、大津波 第1波が引き始めたころの写真(写真 3.2.4)で建物が消失していること、引き波時の津波映像において建物の転倒が確認できることから、建物全体が水没した後に転倒したものと判断される。

本建物では、フーチングと基礎杭の接合部分に鉄筋かごの痕跡等が確認できなことから、フーチング内に破断した基礎杭の頭部が残っていることから、杭頭部がフーチング内に若干量埋め込まれるような接合構造であったと思われる。ただし、全ての基礎杭の頭部がフーチング底面に残っていないことから、原設計は基礎杭に上部構造を載せただけの構造であった可能性も否定できない。以下に建物が転倒に至った概略の過程を示す。

- ①津波の波圧力を受けながら建物が徐々に水没
- ②大津波 第1波(押し波)の波圧力により建物の海側部分が徐々に浮き上がる
- ③海側部分において基礎杭が破断(建物中央付近の数本の杭は、地中からある程度引抜かれた後に破断)
- ④陸側部分においても基礎杭が破断し、最終的に転倒・流出

本建物の主な転倒原因は、『江島共済会館』の場合とほぼ同様である。若干異なる点は、フーチングと基礎杭は鉄筋等で接合されていなかったこと、頭部がフーチング内に埋め込まれていた幾つかの基礎杭がせん断破壊(破断)したことである。また、建物の塔状比が大きかったことも建物転倒の一因と思われる。

4) 水産加工物倉庫

本建物も建物全体が水没して以降に転倒したものと判断される。露出したフーチング部から判断して、フーチングを介して基礎杭に上部構造を載せているだけの構造であったものと思われる。従って、直接基礎の建物と同じような状態で転倒に至ったと判断される。以下に建物が転倒に至った概略の過程を示す。

- ①津波の波圧力を受けながら建物が徐々に水没
- ②大津波 第1波（押し波）の波圧力により建物の海側部分が徐々に浮き上がる
- ③波圧力の上昇に伴って更に建物の海側部分が浮き上がる
- ④建物重心が建物位置の外に移動、最終的に転倒

本建物では、建物と基礎杭が接合されていなかったうえに、建物水没により押さえ力が低下したところに短辺方向から過大な波圧力を受けたことが建物転倒の主な原因と推定される。

3.3 まとめ

本章では、1次調査の対象となった石巻市内の建物について、これに作用した津波荷重を推定するとともに、女川町にて転倒した杭基礎建物の原因推定を行った。

石巻市に到達した津波の波高は5～6mであったのに対し、女川町に到達した津波の波高は15～16mであった。このため、女川町では多くの建物が水没する状況となった。

また、女川町の転倒建物には石巻市の調査建物に作用した波圧力の3～12倍の波圧力が作用し、基礎構造にも非常に大きな引抜き力が作用したことがわかった。同時に、これらの建物は建設年代が比較的古く（いわゆる、『新耐震』以前の建物）、特に杭頭接合部が構造的に脆弱であったため、この部位に損傷が集中したものと思われる。

『新耐震』以降の杭基礎建物である『旧マリンピア女川』（江島共済会館に隣接）が転倒を免れたことから、必ずしも基礎杭が短いから引抜けてしまうとは言えないものの、もし転倒建物の杭頭接合部が引抜き力に耐え得る構造であったとすると、基礎杭が引抜けていた可能性は否定できない。今後の沿岸地域における建物設計では、基礎杭や杭頭接合部を含めた津波による建物転倒に対しても何らかの検討が必要であろう。

【参考文献】

- 3.1) 国土技術政策総合研究所・(独) 建築研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）調査研究（速報），2011年5月
- 3.2) 奥田泰雄：建築物に作用する津波のシミュレーション：(独) 建築研究所 平成20年度講演会資料（平成21年3月6日開催）
- 3.3) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ：東北地方太平洋沖地震津波情報共有サイト <http://www.coastal.jp/ttjt/>
- 3.4) Yahoo! JAPAN：東日本大震災 写真保存プロジェクト <http://archive.shinsai.yahoo.co.jp/>
- 3.5) TETSU（中山 哲）：多摩ウォッチ，2011年5月6・津波被害・宮城県女川町 <http://tetunakaya.o.oo7.jp/indexharu20110506.html>
- 3.6) tube_log（木村博之）：スタンス変えたら何かが見えてくる。tubegraphics キムラの日常的浮遊。、3.11 故郷・宮城県女川町を地震と大津波が襲った（東日本大震災） <http://cottostreet.blog.so-net.ne.jp/2011-04-24>

4. 港湾構造物の被災・無被災検討報告（港湾技術委員会）

4.1 全体概要

東北地方太平洋沖地震及び地震後の津波により、防波堤や防潮堤は、岩手県釜石市沖の防波堤の被災に代表されるように、東北地方の多くの箇所で倒壊等の大きな被害を受けた。一方、岸壁や護岸構造物の被害は限定的であった。青森県から宮城県にかけては、港湾構造物の被災に影響を与える周波数成分（0.3～1.0Hz）が非常に少ない地震動であったため、岸壁の大規模な被害は発生しなかった。しかし、福島県から茨城県にかけては、港湾構造物の被災に影響を与える周波数成分（0.3～1.0Hz）が比較的多かったため、地盤の液状化及び津波による岸壁の被害が見られた^{4.1)}。

一次調査（現地調査）の結果、港湾鋼構造物の被災は限定的であることがわかったが、一方で、これまでに経験したことがないような被災状況も観察された。鋼管杭・鋼矢板技術協会では、下記に示す3例について被災原因究明を目的として詳細検討を行った。

(1) S港 T埠頭 2号岸壁のはらみだし

S港は、T埠頭の2号岸壁（-14m水深、控え組杭の鋼管矢板式）で最大0.65m程度海側にはらみだしが発生した（図4.1.1参照）。2号岸壁の被災原因を明らかにするため国土交通省で実施された調査結果の考察と、FLIPを用いた地震応答解析にて詳細検討を行った。

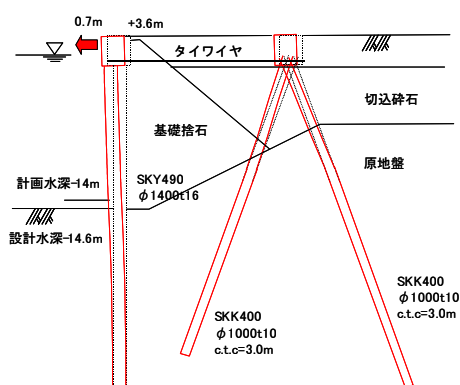


図 4.1.1 T埠頭 2号岸壁の被災概要

(2) 相馬港 1号埠頭岸壁の一部倒壊

相馬港 1号埠頭の控え組杭の鋼矢板式岸壁の一部区間で、ワイヤーが破断したため海側に変位が生じ、鋼矢板爪の離脱が発生した（写真4.1.1参照）。そこで、地震時の安定性について設計のアプローチで詳細検討を行った。

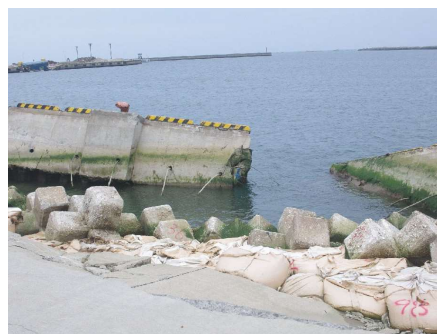


写真 4.1.1 相馬港 1号埠頭の被災状況

(3) 石巻漁港波除堤の鋼管杭の破断

石巻漁港のカーテンウォール式波除堤において、鋼管杭の破断が発生した（写真4.1.2参照）。設計荷重を上回る大きな津波外力が作用したことによる被災と考えられたが、倒壊区間は波除堤の一部区間に限られており、鋼管の破断原因解明のためプッシュオーバー解析による検討を行った。



写真 4.1.2 石巻漁港波除堤の被災状況

4.2 S 港 T 埠頭

4.2.1 被災概要

S 港 T 埠頭は全長 690m のコンテナ対応の埠頭であり、-12m 水深の 1 号岸壁と -14m 水深の 2 号岸壁に分かれている（写真 4.2.1 参照）。岸壁の諸元を表 4.2.1 に、標準断面図を図 4.2.1 に示す。どちらも、控え組杭による鋼管矢板式岸壁構造である。1 号岸壁は、掘込式港湾として築造された -5.5m ~ -7.5m 水深の旧岸壁（鋼管矢板式岸壁）の前面に、新たに鋼管矢板を打設して -12m まで増深化した構造である。一方、2 号岸壁は、背面埋立により築造された構造である。

東北地方太平洋沖地震時には、1 号岸壁は全体的に 0.5m 程度の沈下が生じたが、海側へのはらみだしは生じていない。2 号岸壁では、全体的に 0.6m 程度沈下したほか、鋼管矢板が海側に 0.1~0.65m 程度はらみだしが生じた。また、鋼管矢板上部工、控え工の上部工と地盤では段差が生じていた^{4.2)}。

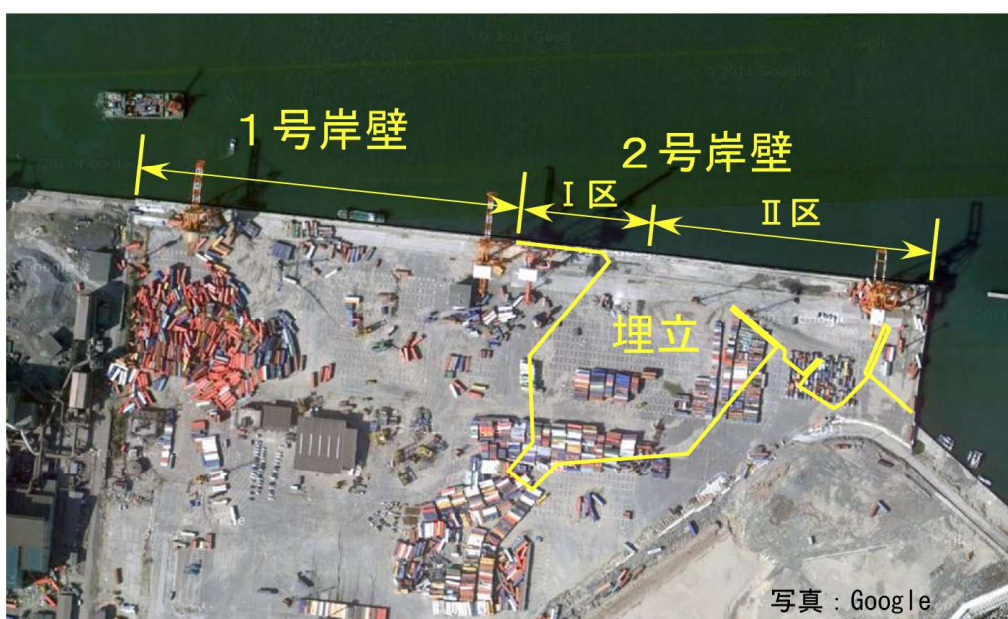
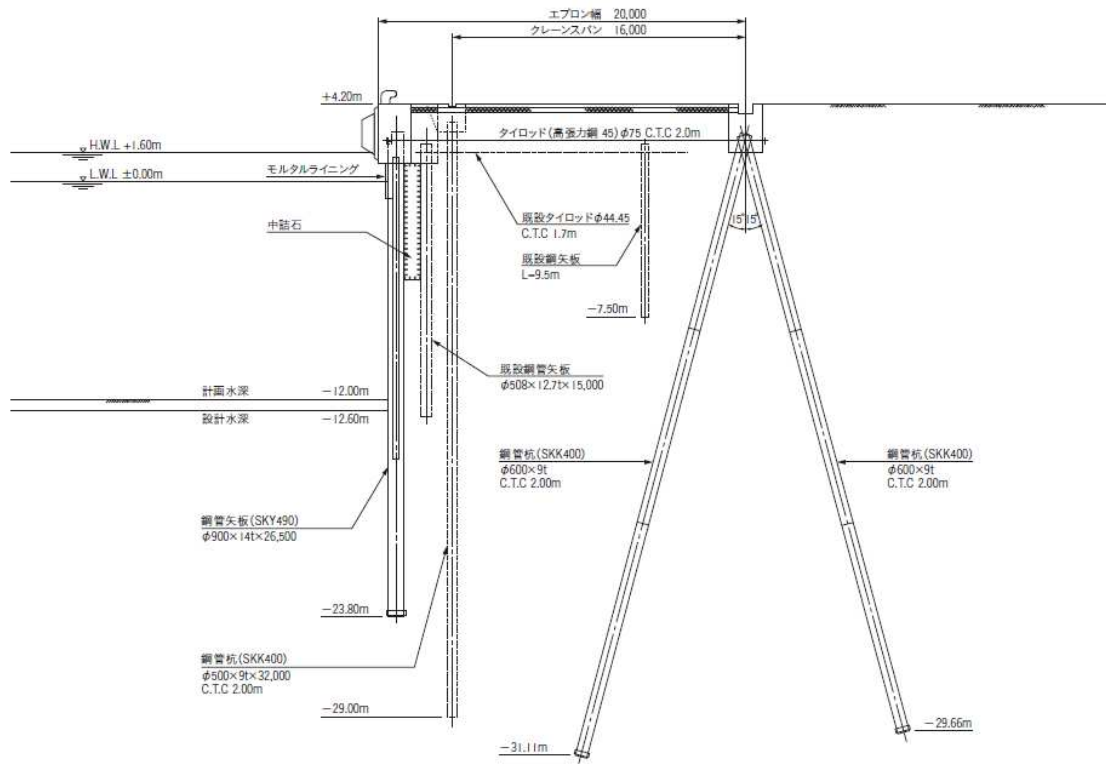


写真 4.2.1 S 港 T 埠頭の平面配置と地震後の状況

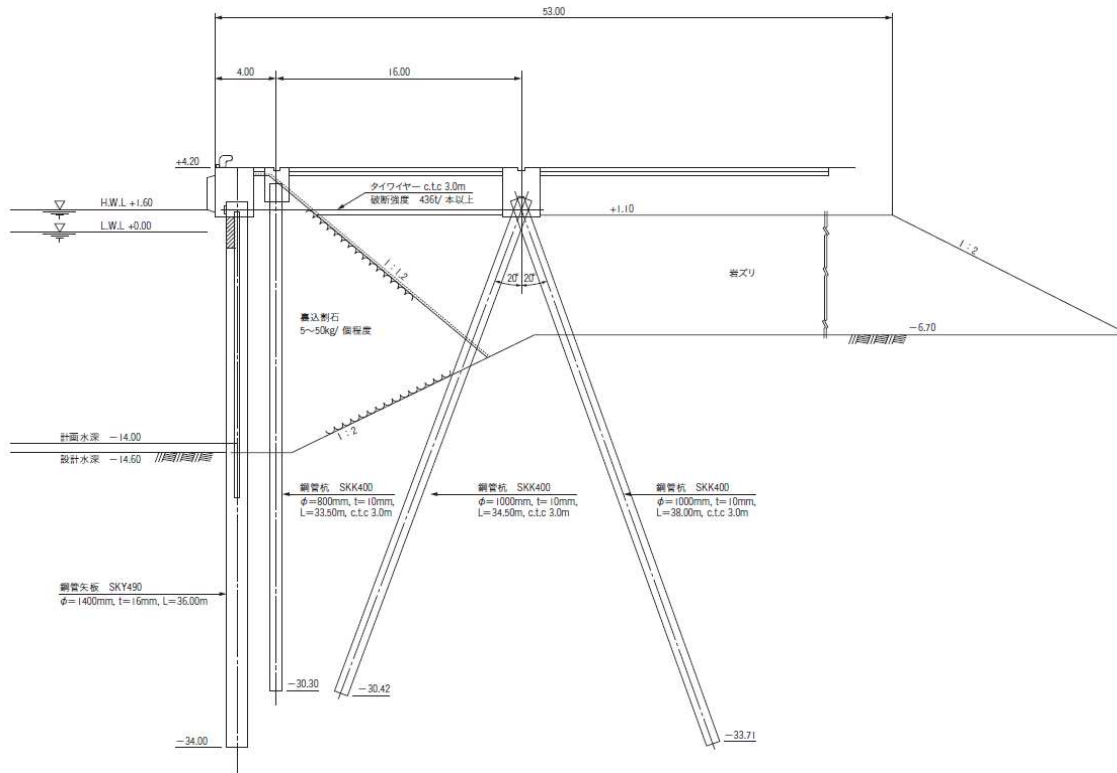
表 4.2.1 S 港 T 埠頭の諸元

	1 号岸壁	2 号岸壁 (I 区)	2 号岸壁 (II 区)
計画水深	-12.0m	-14.0m	-14.0m
設計震度	0.10	0.22	0.22※
主要構造	鋼管矢板 SKY490 (φ 900mm × t14mm) 控え組杭 SKK400 (φ 600mm × t9mm , c.t.c=2m)	鋼管矢板 SKY490 (φ 1400mm × t16mm) 控え組杭 SKK400 (φ 1200mm × t12mm , c.t.c=3m)	鋼管矢板 SKY490 (φ 1400mm × t16mm) 控え組杭 SKK400 (φ 1000mm × t10mm , c.t.c=3m)

※取付部（写真 4.2.1 の右端）の設計震度は 0.10



(1号岸壁)



(2号岸壁II区)

図 4.2.1 T埠頭の標準断面図

4.2.2 2号岸壁の鋼管矢板・控え組杭の変形状況

海側へのはらみだしが生じた2号岸壁に対して、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所では、鋼管矢板、控え組杭、タイワイヤーの被災状況について詳しく調査している^{4.2)}。以下に調査概要と考察を記す。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の変形状況を把握するため、鋼管矢板内部をハンマーグラブにて土砂を撤去後に超音波測定器を垂下して1mピッチで変形状況の計測を行っている。2号岸壁Ⅱ区で鋼管矢板が最大変形した近傍の2点の計測結果を図4.2.2に示す(計測された数値をもとに作図した)。また、前後3点の変形量から算出した曲率(3点を通る円の半径を算出)を併せて示す。これらの結果から、大きく変形している可能性のある地点に○印を示している。杭頭付近と、標高-10m、-17m、-23m付近で変形している可能性が読みとれる。最大曲率は0.02であり、全塑性モーメントに対応する曲率を越えていることがわかる。

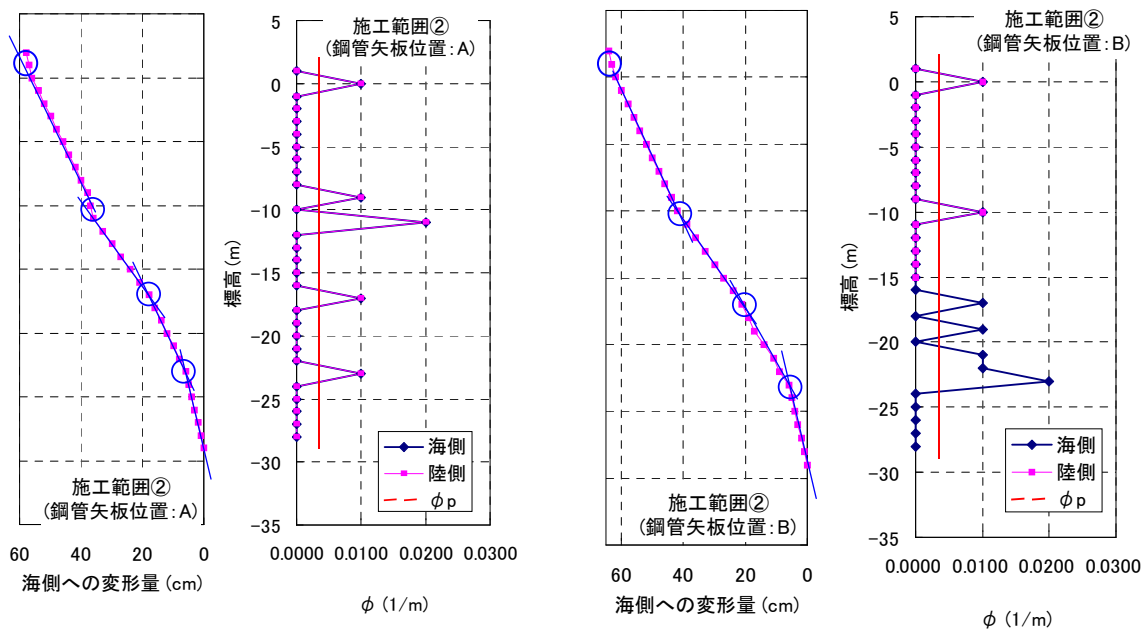


図 4.2.2 超音波測定器による鋼管矢板の変形状況と曲率分布

(2) 控え組杭

2号岸壁Ⅱ区で鋼管矢板が最大変形した近傍の控え組杭の変形状態について掘削調査が行われた。図4.2.3に計測結果を示す。押し込み杭に関して、設計時よりも2~3°海側に傾斜していることが確認された。

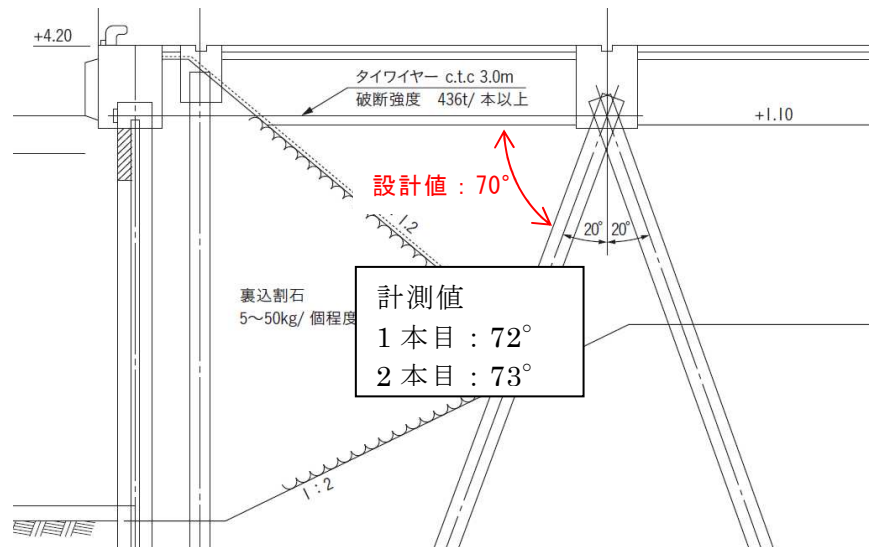


図 4.2.3 控え組杭の変形状況計測結果

(3) タイワイヤー

現地での载荷試験により損傷は無いことが確認されている。

4.2.3 2号岸壁の被災状況の再現計算

有効応力解析プログラム FLIP^{4.3)} を用いて、2号岸壁Ⅱ区の被災状況の再現計算を試みた。

(1) 地震動について

入力地震動は 2011 年東北地方太平洋沖地震による地震動の事後推定結果として (独) 港湾空港技術研究所から公開されたデータ (工学的基盤の 2E 波) を用いた^{4.4)}。加速度時刻歴波形と、積分して求めた速度波形を図 4.2.4 に示す。

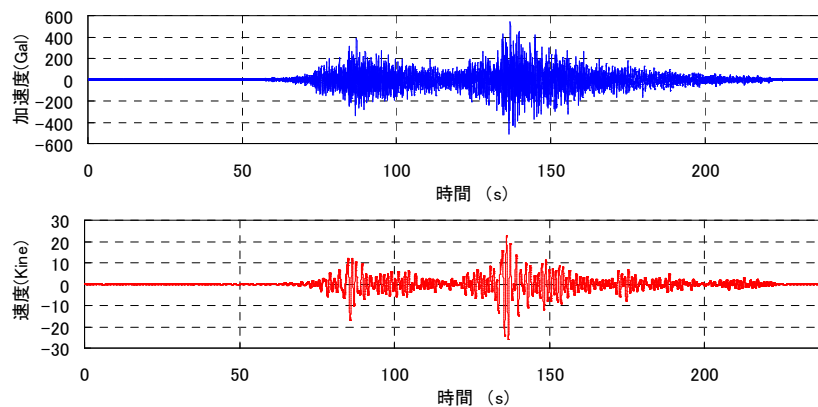


図 4.2.4 T 埠頭地区の事後推定地震動 (工学的基盤の 2E 波, NS 方向)

(2)地盤条件

解析で用いた地層区分を図 4.2.5 に示す。解析地盤定数は、設計時の土質調査と、図 4.2.6 に示す地震後の土質調査（PS 検層を含む）結果を用いて表 4.2.2 のとおり設定した。液状化に関するパラメータは、建築基礎設計指針に基づき設定した液状化抵抗を再現できるように要素シミュレーションで決定した。

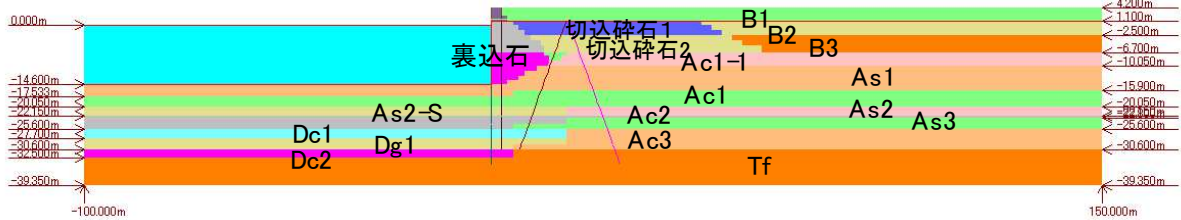


図 4.2.5 FLIP 解析で用いた第 2 埠頭の地層区分

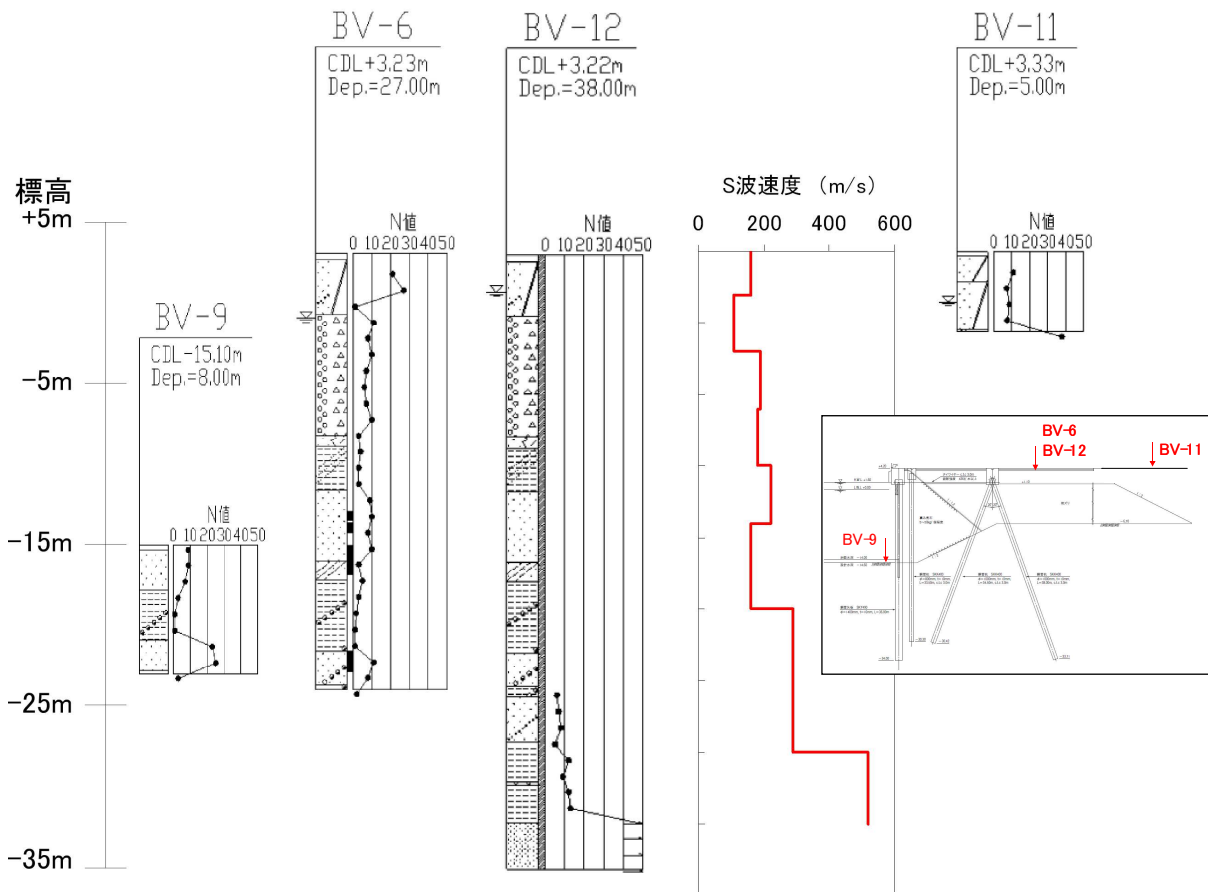


図 4.2.6 地震後の土質調査結果（N 値および S 波速度）

表 4.2.2 解析地盤定数一覧

層名称	等価N値 N ₆₅	F _c %	σ _{ma} ' kPa	G _{ma} kPa	K _{ma} kPa	φ _i deg.	C kPa	液状化パラメタ					n (間隙率)	h _{max}	
								φ _p deg.	SI	WI	PI	P2			CI
陸側															
B1	8.8	10.0	98.0	7.82E+04	2.04E+05	39.4		28	0.005	4.1	0.5	1.00	2.02	0.45	0.24
B2,B3	8.8	10.0	98.0	7.82E+04	2.04E+05	39.4		28	0.005	6.7	0.5	0.94	2.8	0.45	0.24
切込砕石1			98.0	3.22E+04	8.39E+04	39.3								0.45	0.24
切込砕石2			98.0	7.79E+04	2.03E+05	38.5								0.45	0.24
Ac1-1			98.0	4.91E+04	1.28E+05	30.0								0.55	0.20
As1	5.3	21.5	98.0	7.42E+04	1.94E+05	38.4		28	0.005	5.4	0.5	1	2.37	0.45	0.24
Ac1			98.0	3.11E+04	8.11E+04	30.0								0.55	0.20
As2	4.1	13.4	98.0	1.17E+05	3.05E+05	38.1		28	0.005	4.1	0.5	1.03	2.05	0.45	0.24
Ac2			98.0	1.02E+05	2.66E+05	30.0								0.55	0.20
As3	2.5	15.0	98.0	1.12E+05	2.91E+05	37.7		28	0.005	3.4	0.5	1.05	2	0.45	0.24
Ac3			98.0	1.00E+05	2.61E+05		124							0.55	0.20
Tf			98.0	3.75E+05	9.79E+05	44.5								0.45	0.24
海側															
As2-S	27.3	13.4	98.0	1.61E+05	4.20E+05	42.4		28	0.005	22.67	0.5	0.546	10.06	0.45	0.24
Dc1			98.0	4.91E+04	1.28E+05		144							0.55	0.20
Dg1			98.0	1.55E+05	4.04E+05	42.2		28	0.005	13.58	0.5	0.676	7.406	0.45	0.24
Dc2			98.0	4.02E+04	1.05E+05		133							0.55	0.20

※As3のCは「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年7月)」の323ページの図-2.3.14(粘性土におけるqu値とN値との関係から)から設定
 ※Dc1とDc2のCは室内試験値
 ※G_{ma}はVsを優先して設定(切込砕石~Tf)。Vsが無いところでは、N値(G_{ma}=14100N₁₃₁)とC(G_{ma}=340C)から設定。
 ※粘性土は正規圧密粘土と想定される場合はφ_i=30°指定
 ※拘束圧依存係数はすべて0.5
 ※太字は仮定値

(3)解析条件

主な解析条件を表 4.2.3 に示す。地盤の初期応力状態を再現するため実際の施工過程を考慮した多段階築堤解析を行った。また、鋼材の強度は、被災再現解析であるため平均的な値を用いることにした。

また、控え組杭の杭軸方向挙動の扱いを変えた 2 ケースを解析対象とした。

表 4.2.3 解析条件

FLIP のバージョン	FLIP719-6-2_2
砂の力学モデル	<ul style="list-style-type: none"> マルチスプリング要素を利用 変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレイタンスへの寄与の扱いは tmp7 法
運動方程式の解法	<ul style="list-style-type: none"> 改良型非線形反復計算法 レーレー減衰は背後地盤の 1 次固有周期に対して 1%の減衰を与える設定 (β=0.002)
鋼管杭, 鋼矢板	<ul style="list-style-type: none"> バイリニアモデル (腐食量は現地計測に基づく, 2 次勾配ゼロ, 軸力考慮にて全塑性モーメントを低減) 折れ曲がり点は鋼材強度の平均的な値とする 鋼管矢板 SKY490 の降伏応力は特性値×1.2 倍 鋼管杭 SKK400 の降伏応力は特性値×1.26 倍
タイ材	<ul style="list-style-type: none"> 非線形ばね要素でモデル化 (引張のみ伝える) ヤング率は現地計測値. 降伏強度は特性値×1.5 倍
築堤解析	<ul style="list-style-type: none"> 第 1 段階: -6.7m 以深の原地盤の自重解析 第 2 段階: +4.2m までの自重解析 (タイ取付点を固定扱い) 第 3 段階: タイ取付点の反力開放, 岸壁前面の掘削解析, 残留水圧載荷 第 4 段階: 動的解析
控え組杭と地盤の相互作用	<ul style="list-style-type: none"> 杭軸直角方向は「杭-地盤相互作用ばね」を配置 杭軸方向の取り扱い Case1: 杭周面摩擦を考慮 (摩擦角 15 度) 杭先端部は押し込み方向のみに効く非線形ばね要素 Case2: 杭周面摩擦無視 杭先端部は地盤要素と同一挙動 (MPC 拘束)

(4)解析結果

2号埠頭Ⅱ区に対する解析結果として、残留変形図と最大せん断ひずみ分布を図4.2.7に、過剰間隙水圧分布図を図4.2.8に、鋼管矢板の変形図を図4.2.9に、鋼管矢板、控え杭の曲率、軸力分布図を図4.2.10に示す。

Case-1では、鋼管矢板天端の残留水平変形量は1.25mで、実際の被災の0.65m程度よりも2倍程度の値となっている。控え杭は降伏軸力には達していないものの、設計では考慮していない曲げの影響で塑性化し、杭頭で1.15mの変形量が生じている。

Case-2では、鋼管矢板天端の残留水平変形量は0.62mで実際の被災の0.65m程度と調和的である。引き抜き杭が抜けない設定としているため、控え杭の杭頭の変形量が0.56mまで抑制されていることが大きく寄与している。一方、鋼管矢板の変形図を見ると、海底面下での変形量が実際よりも大きくなっており、解析では受働側の地盤の抵抗が十分に発揮されていない(As2-S層など)ものと推察される。

両ケースとも被災していることは再現できているが、被災状況をさらに合わせるためには、1)受働側の地盤強度がもう少し発揮される設定、2)控え杭の軸方向挙動の設定が重要と考えられる。

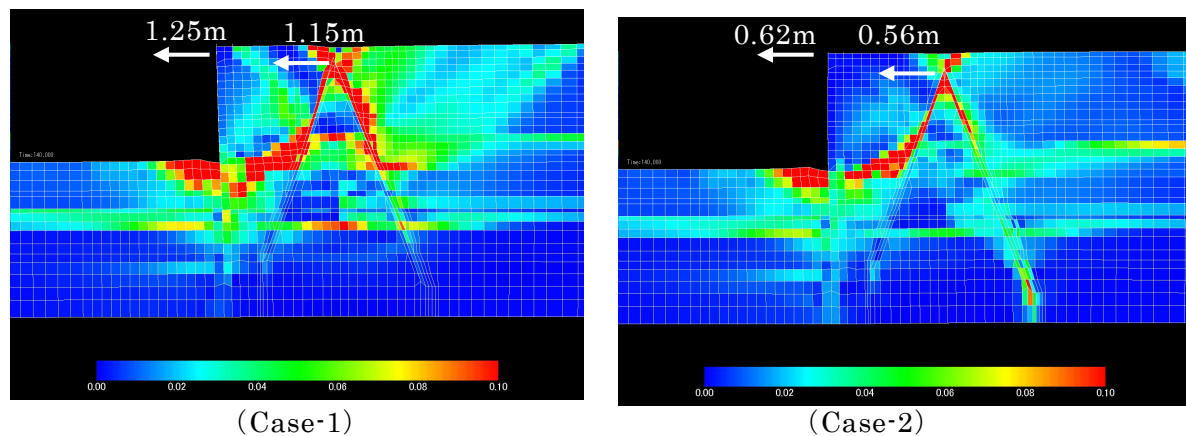


図 4.2.7 残留変形図 (最大せん断ひずみ分布図)

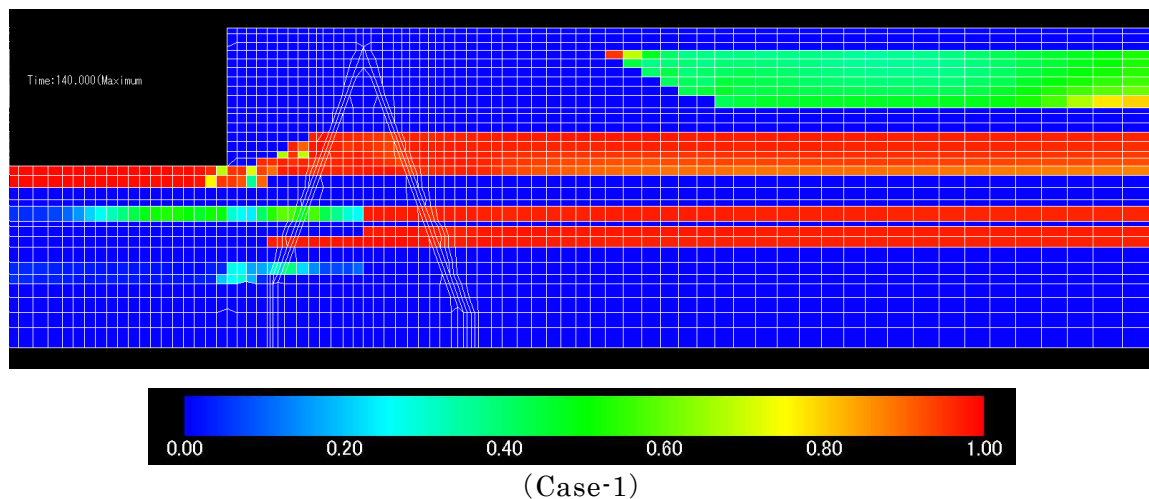
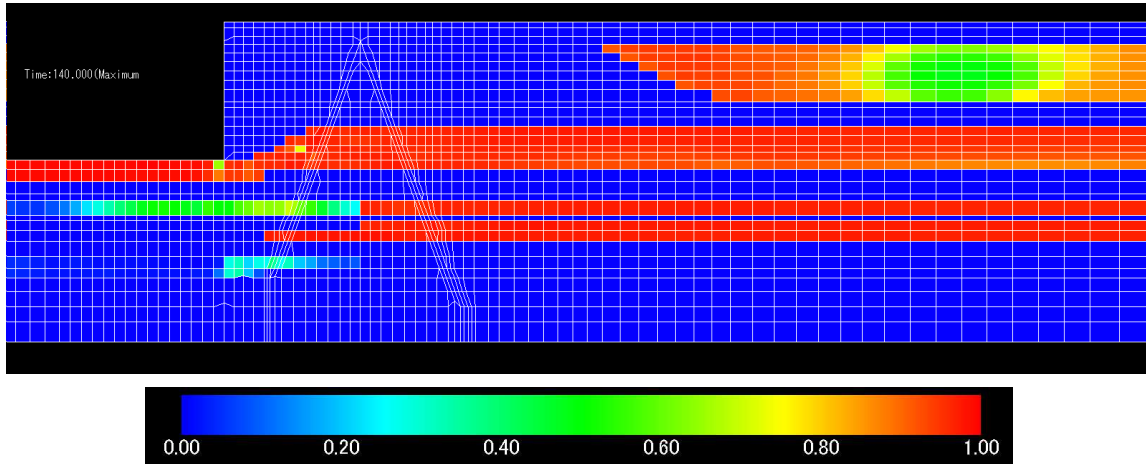
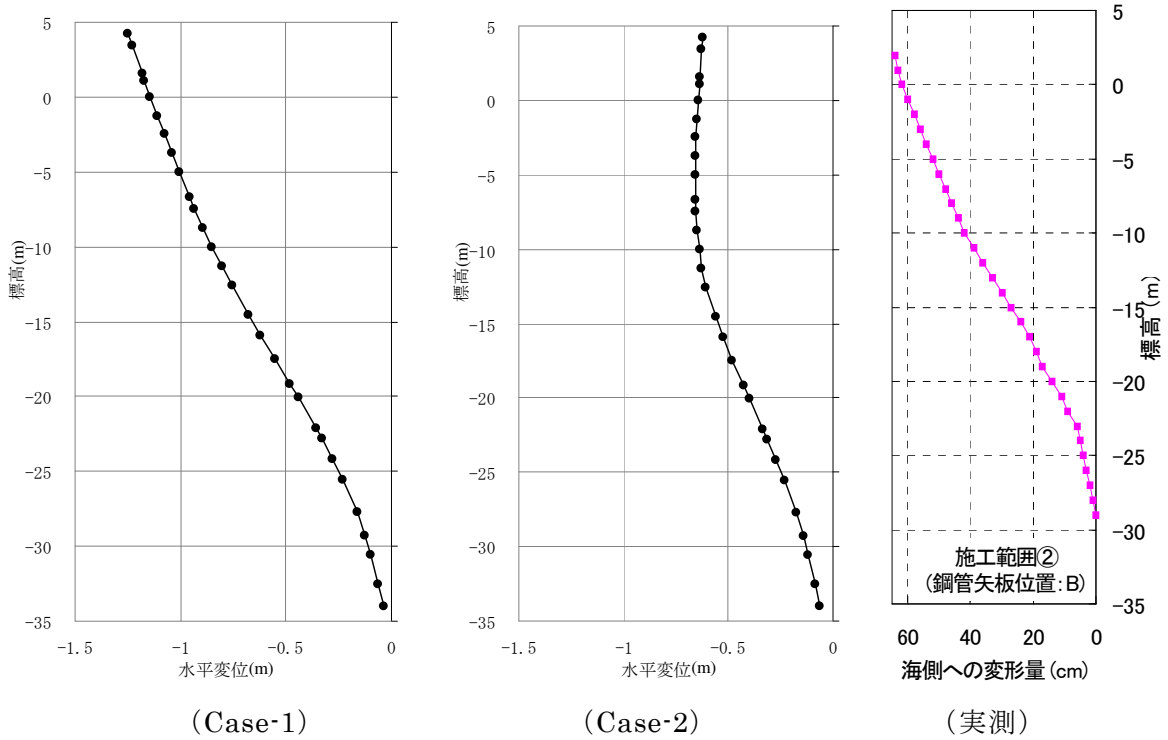


図 4.2.8(1) 過剰間隙水圧比分布図 (最大値)



(Case-2)

図 4.2.8(2) 過剰間隙水圧比分布図 (最大値)



(Case-1)

(Case-2)

(実測)

図 4.2.9 鋼管矢板の変形分布図

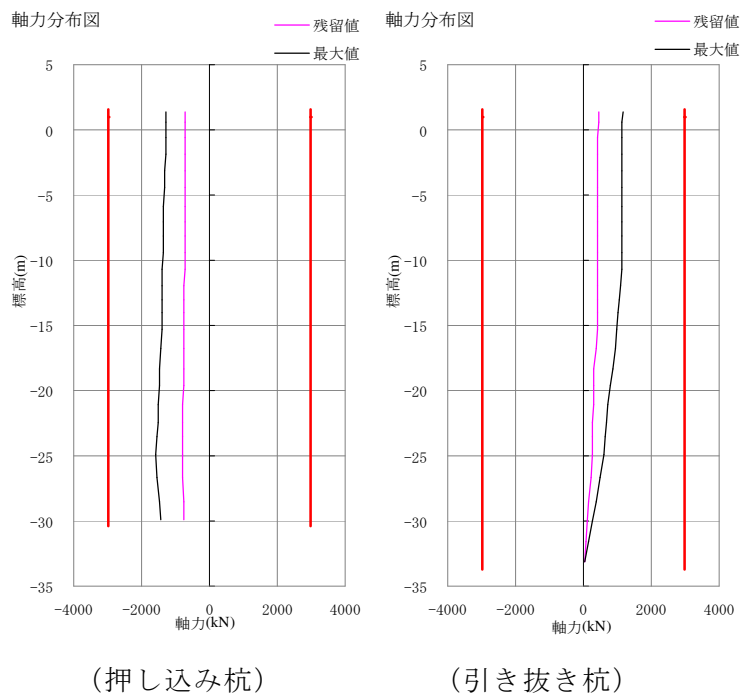
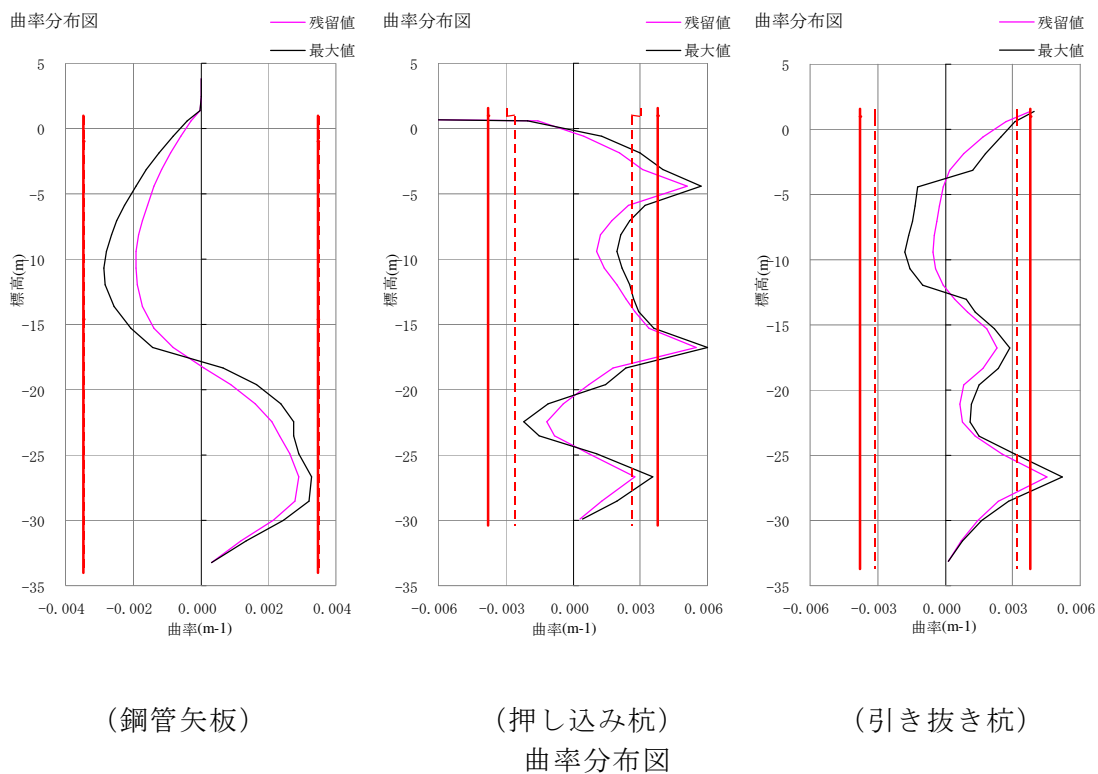
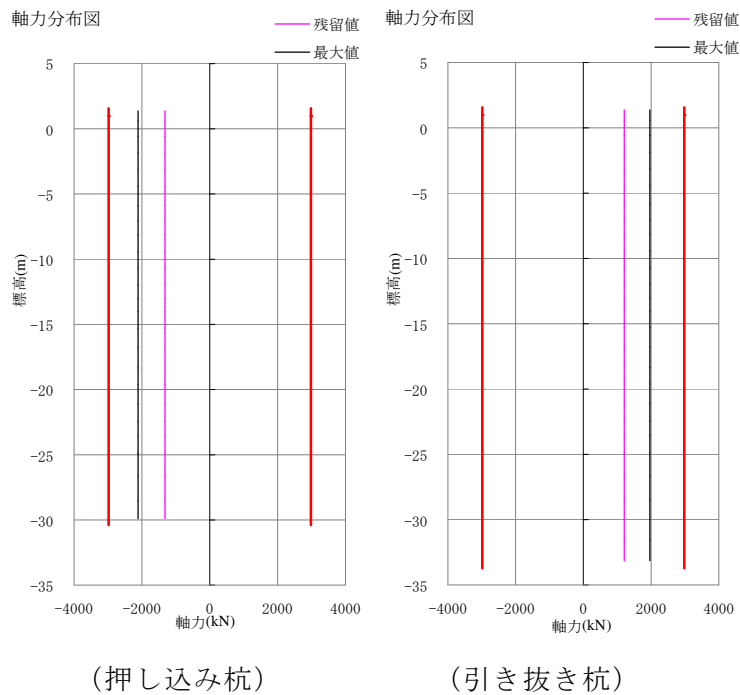
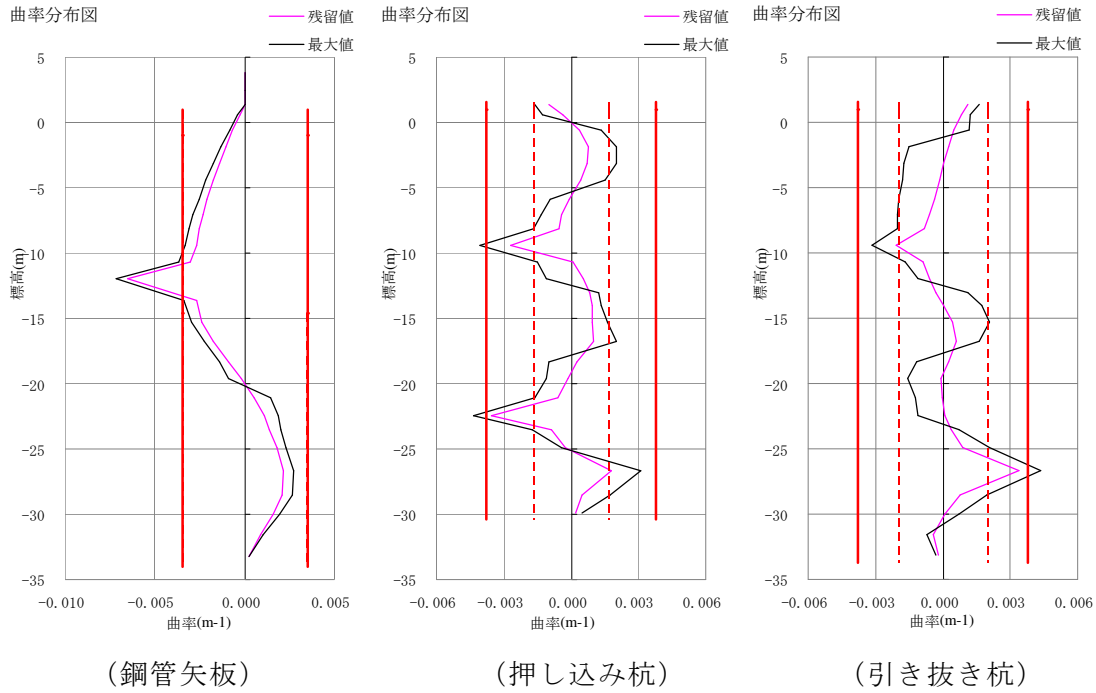


図 4.2.10(1) 鋼管矢板・控え工の曲率分布図・軸力分布図(Case-1)

- ※ 曲率分布図の赤実線は軸力ゼロ時の全塑性モーメントに対応する曲率、赤点線は最大軸力発生時の全塑性モーメントに対応する曲率
- ※ 軸力分布図の赤実線は降伏軸力



軸力分布図
 図 4.2. 10 (2) 鋼管矢板・控え工の曲率分布図・軸力分布図(Case-2)

- ※ 曲率分布図の赤実線は軸力ゼロ時の全塑性モーメントに対応する曲率、赤点線は最大軸力発生時の全塑性モーメントに対応する曲率
- ※ 軸力分布図の赤実線は降伏軸力

(5) 控え杭の位置を変えた検討

Case-1、Case-2 の検討で控え杭に、大きな曲げが作用していることがわかった。原設計では、曲げを考慮しない設計法を採用しているため、控え杭は岸壁法線からの離れが少ない 20m 地点に設置されている。ここでは、曲げを考慮した設計法で必要となる岸壁法線からの離れ位置（約 34m）に控え杭を移動させた場合の効果の検証をおこなった。

Case-1 に対して控え杭を岸壁法線から 34m 位置としたところ、岸壁天端の残留水平変位が 1.25m から 0.99m まで低減された（図 4.2.11 参照）。これは、押し込み杭の位置が鋼管矢板背後の地盤のせん断ひずみが多く発生する地点よりも陸側に移ったため、杭の横抵抗が増加したことが影響しているものと考えられる。

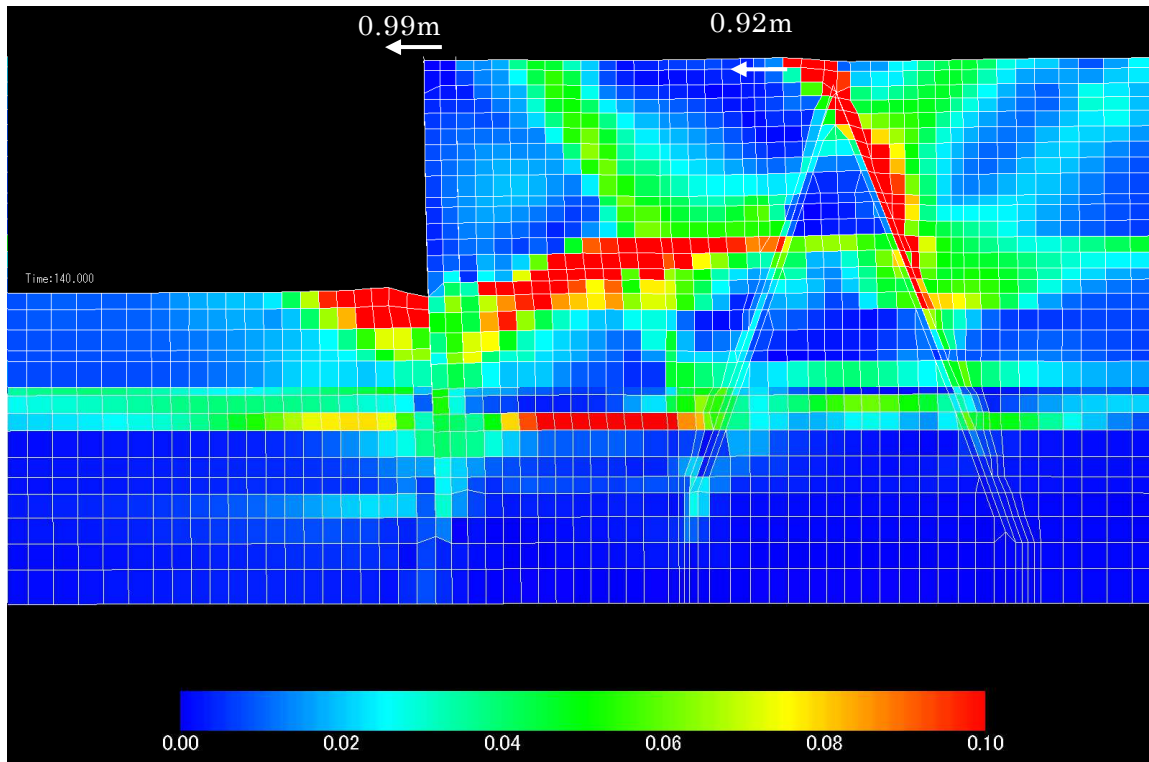


図 4.2.11 残留変形図（最大せん断ひずみ分布図）
控え杭を陸側に移動させたケース

4.2.4 まとめ

東北地方太平洋沖地震時にS港T埠頭の2号岸壁（控え組杭による鋼管矢板式岸壁）では、鋼管矢板が海側に最大0.65m程度はらみだしの被害が生じた。鋼管矢板・鋼管杭の被災状況について、国土交通省の調査結果の分析と、FLIPによる地震応答解析で検討を行った。主な結論を以下に示す。

- ・最大はらみだし地点近傍の鋼管矢板の変形測定結果から損傷状況を推定するため、曲率を算定した。その結果、杭頭、海底面上方、地盤内2箇所合計4箇所で全塑性に対応する曲率を越えていることがわかった。

- ・FLIPによる地震応答解析では、控え杭の周面摩擦を考慮（引き抜きを可能）とした解析(Case1)では岸壁天端の残留水平変形量が1.25mで実被害よりも過大な結果となった。周面摩擦を無視（引き抜き不可）とした解析では、残留水平変形量が0.62mとなり実被害と調和的な結果となった。両ケースとも被災していることは再現できているが、鋼管矢板の変形状態をさらに合わせるためには、1)受働側の地盤強度がもう少し発揮される設定、2)控え杭の軸方向挙動の設定が重要と考えられる。

- ・控え杭の位置を、曲げを考慮した設計法で必要となる位置まで移動させた解析をおこなったところ、杭に作用する横抵抗が増加して、残留水平変形量が8割程度まで抑制されることがわかった。

なお、本検討は、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所からデータ提供いただき、鋼管杭・鋼矢板技術協会でも独自に検討したものです。関係者の皆様に感謝いたします。

4.3 相馬港1号埠頭

4.3.1 被災概要

相馬港1号埠頭はC-1-1～6岸壁等からなり、このうちC-1-1～4の岸壁（総延長664.1m）が鋼矢板で形成されている。一次調査として現地調査を行った結果、一部でタイプルの破断により海側に変位が生じ鋼矢板の爪が離脱している部分があったことを確認している^{4.5)}。

本節では、Googleの航空写真等から被災状況を整理するとともに、福島県相馬港港湾建設事務所から提供を受けた調査結果をもとに、岸壁に開口が生じていたC-1-4岸壁を対象に行った設計的検討の内容を紹介する。



写真 4.3.1 相馬港被災状況（Google より）

(1) 1号埠頭配置概要

相馬港の全体図、及び1号埠頭の配置を図4.3.1に示す。図より、1号埠頭は前面防波堤と隣接埠頭に囲まれた港奥に位置していることがわかる。

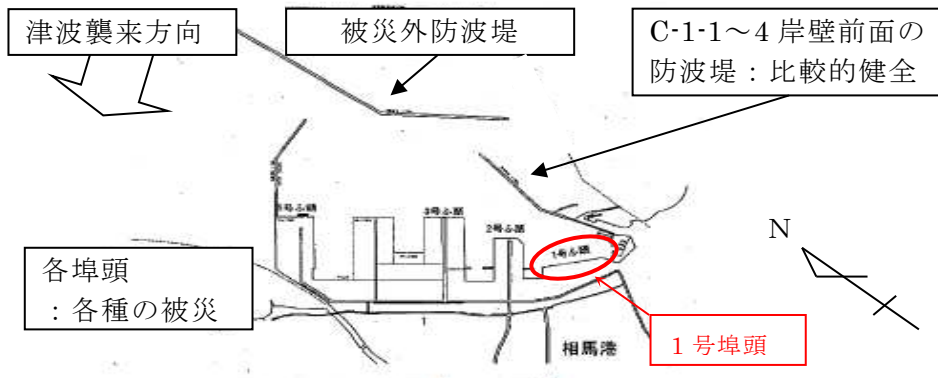


図 4.3.1 相馬港 1号埠頭位置

(2)各岸壁の特徴概要

鋼矢板で形成される1号埠頭のC-1-1~C-1-4岸壁について、相馬港港湾建設事務所から提供を受けた資料をもとに岸壁法線の変位状況をまとめたものを図4.3.2に示す。

図から水平変位量に着目すると、港奥のC-1-1~3岸壁のはらみ出しとC-1-4岸壁中央付近の開口部が特徴的であることが分かる。

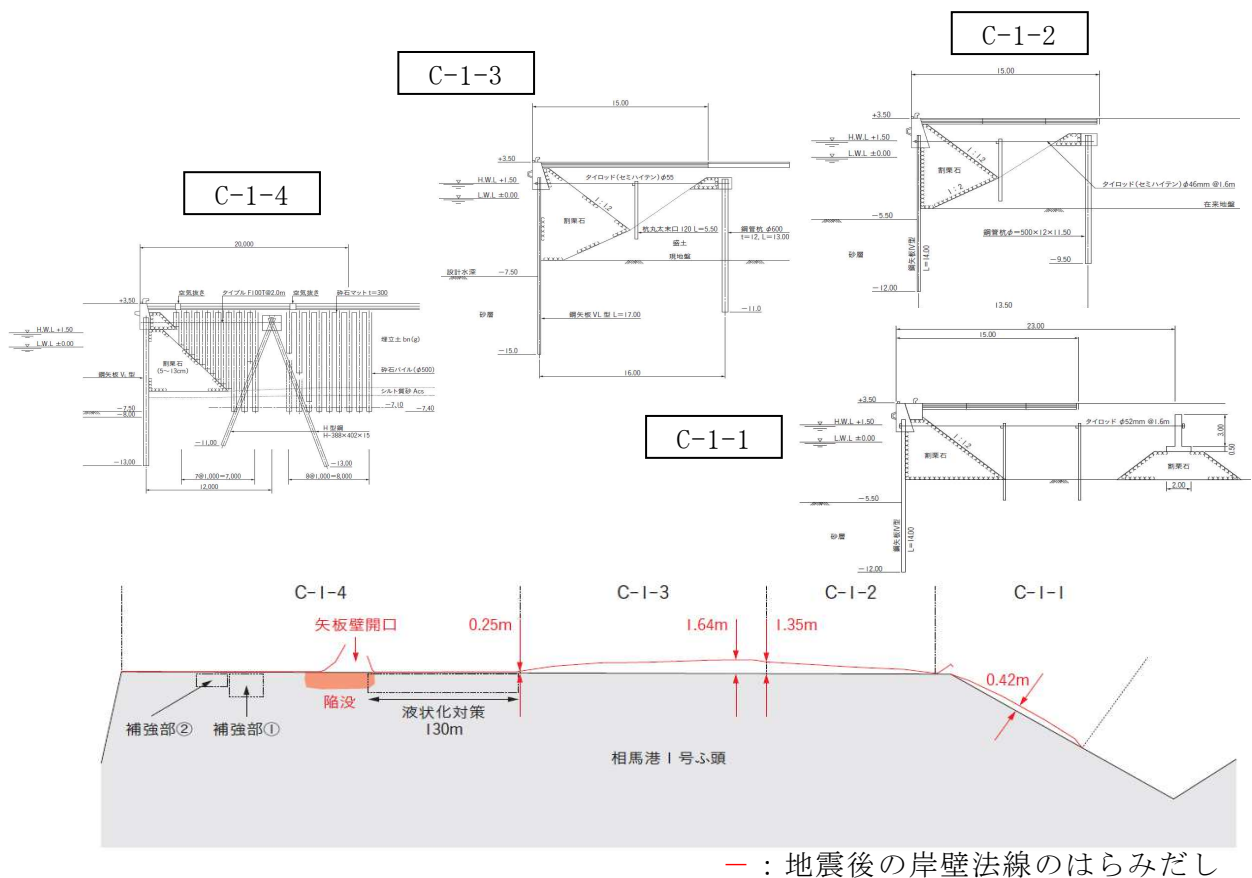


図 4.3.2 1号埠頭岸壁法線の変位状況 4.6)

C-1-1～4岸壁の変状調査結果^{4.6)}を整理して表4.3.1に示す。鋼矢板の爪離脱部を除くと、岸壁背後の沈下量は数百mmオーダー以内であり、地震動や津波の大きさを考えると比較的小さいようである。

表 4.3.1 1号埠頭 C-1-1～4 岸壁変状調査結果（鋼矢板の爪離脱部除く）^{4.6)}

		C-1-1	C-1-2	C-1-3	C-1-4	備 考
目地開き/ ひび割れ :単位 mm	岸壁直背後	3ヶ所 35、80、70	記載無し	1ヶ所 30	連続 0～100	
	エプロン舗装背後	200～350	40：一部	40：全長	10～15	
エプロン下空洞: 単位 mm		0～105	300	0～250	記載無し	
矢板傾斜 or 壁面傾斜		0～4°	0～5°	0～8°	0～8°	水面上*
エプロン舗装の沈下		記載無し	記載無し	記載無し	記載あり	補強岸壁除き 沈下
背面鉛直変位: 単位 mm		0～	30～140	-15～90	0～280	
(笠コ)貫通ひび割れ: ヶ所		記載無し	1	3	記載無し	
タイ材破断		記載無し	海陸無し	陸無し	無し	鋼矢板爪離脱 部除く
控え上部 コンクリート	傾斜方向他	全長目開き	海側へ	海側へ	記載無し	同上
	開き: 単位 mm	200～350	5°、14°	11～15°		
その他の被災 (数値は被災内容のヶ所数)		C-1-2 側端部 剥離 (1)		岸壁コンクリートの 天端のずれ (1)	矢板壁の 開口部 (1)	

* 変状図に記載の潜水1次調査結果では鋼矢板・鋼矢板壁とも傾斜無し

以下に各岸壁の被災状況を断面図と関連写真とともに示す。

1) C-1-1 岸壁

前面水深-5.5mで、IV型鋼矢板壁と割栗石上の逆T型鉄筋コンクリートの自立式控え版からなる(図4.3.3)。

延長113.6mの本岸壁の被災は、岸壁中央付近の最大420mmのはらみ出しと隅角部からC-1-2岸壁に隣接する10.9mの鋼矢板の継手(爪)の離脱による開口(写真4.3.2)とその背後の陥没のほか、エプロン陸側の舗装コンクリートの翹上(写真4.3.3)等である。

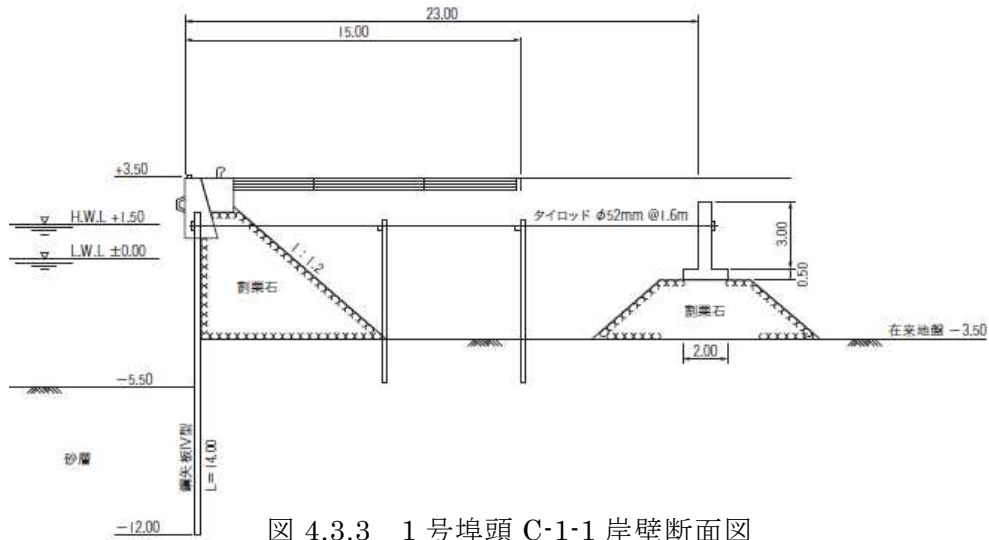
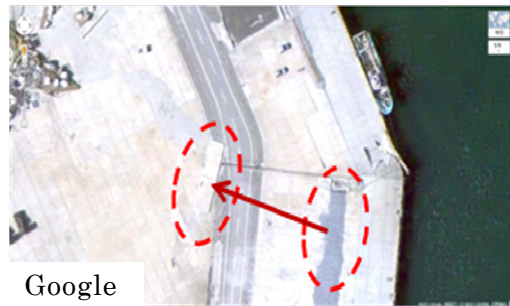


図 4.3.3 1号埠頭 C-1-1 岸壁断面図



写真 4.3.2 C-1-1 端部鋼矢板壁の開口



Google

○約 L25m×B2.5m×t25cm の舗装コンクリート
健全な状態(左下写真)で約 50m 遡上

写真 4.3.3 遡上したコンクリート舗装

2) C-1-2 岸壁

前面水深 -5.5m で、IV型鋼矢板と自立式控え鋼管杭 $\phi 500\text{mm}$ からなり、鋼管杭は在来地盤上の盛土中に -9.5m まで建て込まれている(図 4.3.4)。

延長 110.0m の本岸壁の被災は、はらみ出し量ゼロの C-1-1 側端部から C-1-3 側に向かって最大はらみ出し量が 1350mm へと漸増(図 4.3.1)している。

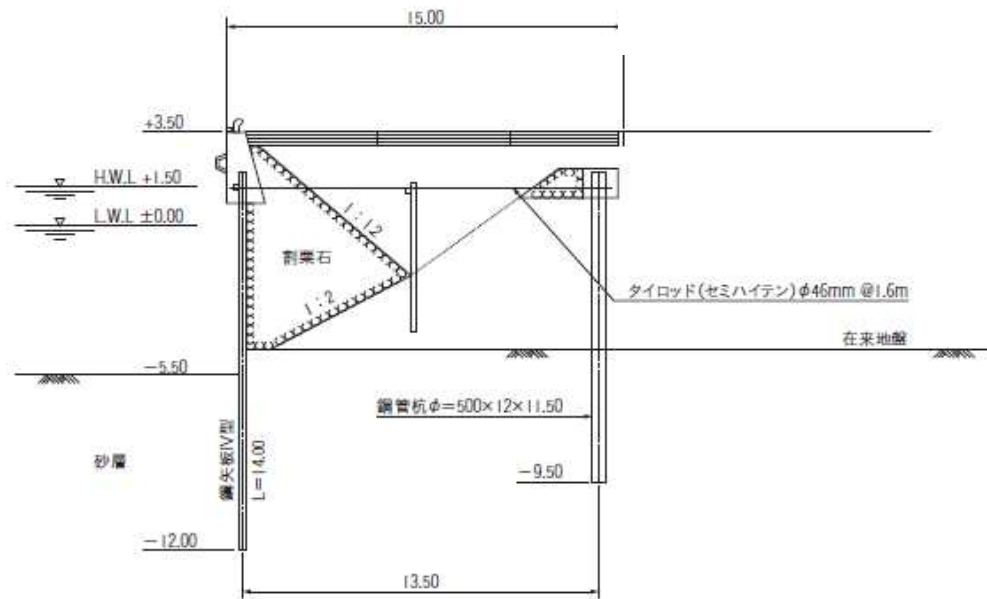


図 4.3.4 1号埠頭 C-1-2 岸壁断面図

3) C-1-3 岸壁

前面水深 -7.5m 、 V_L 型鋼矢板と盛土内に設けた自立の控え鋼管杭 $\phi 600\text{mm}$ を有し(図 4.3.5)、C-1-2 岸壁から直線状に連続している。

延長 160.5m の本岸壁の被災は、C-1-2 岸壁に近いところで最大はらみ出し量 1640mm (図 4.3.2) であるが、C-1-4 岸壁に向かってゼロとなっている。また、福島民報によると、本岸壁は C-1-1 岸壁とともに、2011 年 3 月 23 日から緊急物資対応として供用開始されたとのことである。

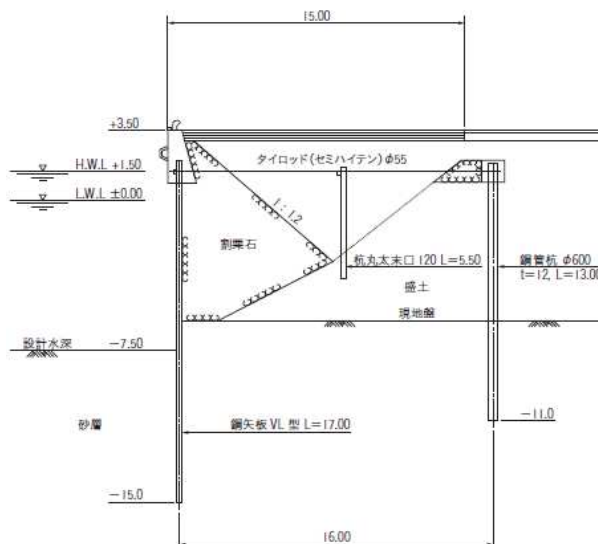


図 4.3.5 1号埠頭 C-1-3 岸壁断面図



写真 4.3.4 C-1-4 から見た両岸壁のはらみ出し

4) C-1-4 岸壁

本岸壁は、前面計画水深 -7.5m (設計水深 8.0m)、 V_L 型鋼矢板壁と背後の H 形鋼(H-388 $\times 402\times 15$) からなる控え組杭で形成されているが、一部はその前後 10m 程度に採石ドレーンによる液状化対策が実施されている(図 4.3.6)。

延長 280.0m の本岸壁の被災は、写真 4.3.1 でもわかる鋼矢板の爪離脱による開口部を除けば、はらみ出し量は極めて小さい（C-1-3 側端部で 260mm、その他はゼロ）。

また、開口部は液状化対策実施箇所の端部に近い。開口部でのタイブル破断の状況（写真 4.3.5、4.3.6）から、タイブルが何らかの影響で破断し、鋼矢板壁爪部が外れたものと想定される。

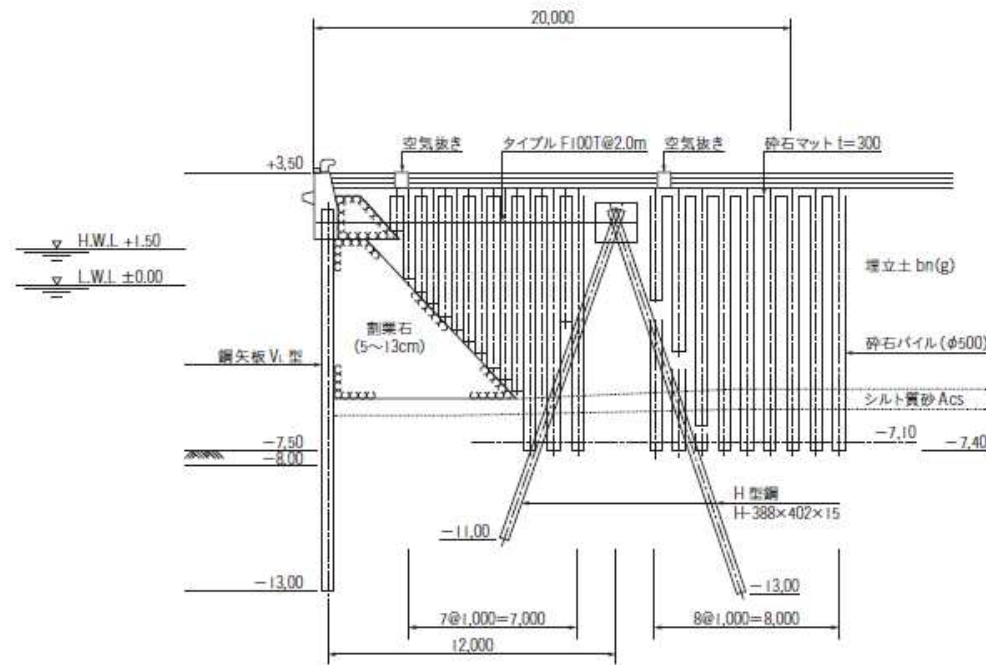
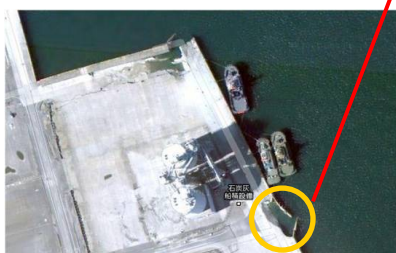


図 4.3.6 1号埠頭 C-1-4 岸壁断面図



写真 4.3.5 タイブルの破断部例



参考航空写真 (Google)



写真 4.3.6 タイブル破断例

以下では、C-1-4 岸壁の被災要因について設計的アプローチで検討した内容を報告する。

4.3.2 C-1-4 岸壁の被災原因検討

(1)地震動・津波・地盤状況

東北地方太平洋沖地震（以下、3.11 地震）による港湾施設の被災要因は、津波の来襲により液状化など地震動の痕跡が洗われたため、それぞれの影響を特定しにくい状況にある。そこで、地震動と津波を分け、地盤条件を加味し、開口が見られた C-1-4 岸壁について検討を行った。

1) 地震動

地震動については昭和 54 年建設時^{4.7)}の構造（震度 $k_h=0.1$ ）に、（独）港湾空港技術研究所の事後推定地震波を用いて 1 次元解析により求めた 3.11 地震での震度 $k_h=0.26$ を作用させ、鋼矢板の曲げモーメント、控え索の引張力、控え杭（組杭）の押し込み力と引抜き力、部材の軸圧縮（引張）応力を照査した。原設計震度に対する照査は許容応力度で、3.11 地震震度に対する照査は降伏応力度、降伏荷重で行なった。ここに、3.11 地震での震度の算定概要は次の通りである。

① 地盤モデル

対象とする 1 号埠頭に、国総研のホームページ^{4.8)}に掲載されている相馬港の地盤モデル（表 4.3.2）を用いた。

表 4.3.2 相馬港 1 号埠頭の地盤モデル

層No.	土質名	層下端 深度 (m)	層厚 (m)	Vs (m/s)	単重 γ (kN/m ³)
1		0.80	0.80	238.3	18.62
2	砂質土	1.80	1.00		
3		2.80	1.00		
4	砂質土	4.25	1.45	253.3	19.60
5		5.70	1.45		
6	粘性土	6.70	1.00	163.6	15.68
7		7.70	1.00		
8	基盤	11.70	4.00	300.0	20.58

② 工学的基盤面の入力地震動と地震応答解析

入力地震動は、3.11 地震動の事後推定結果として（独）港湾空港技術研究所から公開されたデータ^{4.4)}を用いた。その NS 波について、1 次元等価線形手法の「SHAKE」を用いた解析を行い得られた地表面加速度波形を図 4.3.7 に示す。

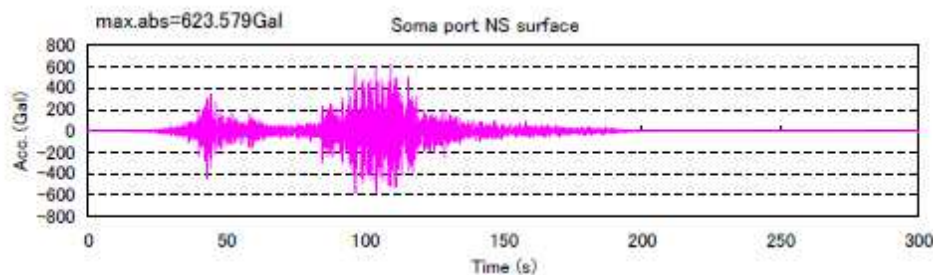


図 4.3.7 相馬港の地表面加速度波形 NS

③ 作用震度の算定

相馬港地表面加速度波形に SMAC フィルター処理を行い、SMAC フィルター処理前後の最大加速度と野田・上部式^{4.9)}から算定される作用震度を表 4.3.3 にまとめた。表に示すとおり、NS 波、EW 波の両方向の作用震度は 0.26 であった。

地震被災例から求めた震度と加速度の上限を推定する野田・上部式を次に示す。

$$k_h = \alpha / g \quad (\alpha : 200\text{gal 以下}), \quad k_h = 1/3 (\alpha / g)^{1/3} \quad (\alpha : 200\text{gal 超})$$

k_h : 水平震度
 α : 地表面最大加速度
 g : 重力加速度

表 4.3.3 野田・上部式による作用震度

	方向	地表面最大加速度 (Gal) (SMAC フィルター処理前)	地表面最大加速度 (Gal) (SMAC フィルター処理後)	野田・上部式による作用震度
相馬港	NS	623.6	485.2	0.26
	EW	603.8	455.5	0.26

2)津波

福島県沖の GPS 波浪計の観測潮位によると、相馬港への津波は K-NET 相馬 (FKS001) での本震観測後、約 1 時間で最大波高が到達している (4.10)、(4.11)。両記録の時間軸を合わせて図 4.3.8 に示す。

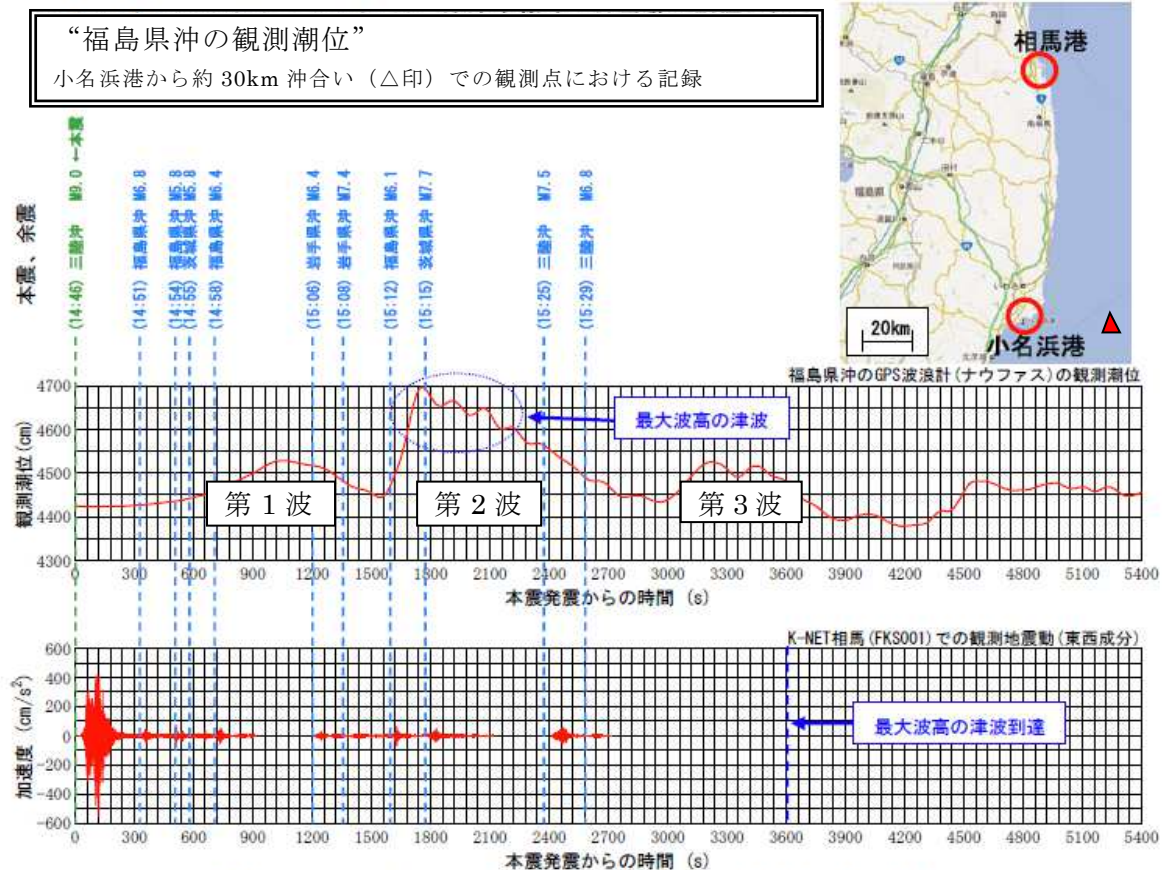


図 4.3.8 “本震・余震” と “福島県沖の観測潮位” の関係

図 4.3.8 では本震発生から約 30 分 (1800 秒) 後に小名浜港沖合い約 30km 地点に最大波高の津波が到達している。津波の生起が日本海溝の日本側とされるため、ここに記載の第 1 波以降の津波も本震により発生したものと考えられる。

これは、本震に比べ余震の地震動が振幅、継続時間ともに非常に小さく、最大波高以降の津波にこれらの余震が大きく影響したとは考え難いことによる。

その後相馬港検潮所で測定された津波の最大波高は図 4.3.9 より T.P.+9m 程度であること、相馬験潮結果 (途中欠測) と数値シミュレーション結果がよく一致していることがわかる (4.12)。これらの実測結果とシミュレーション結果より、津波が繰り返し作用したこと

がわかる。

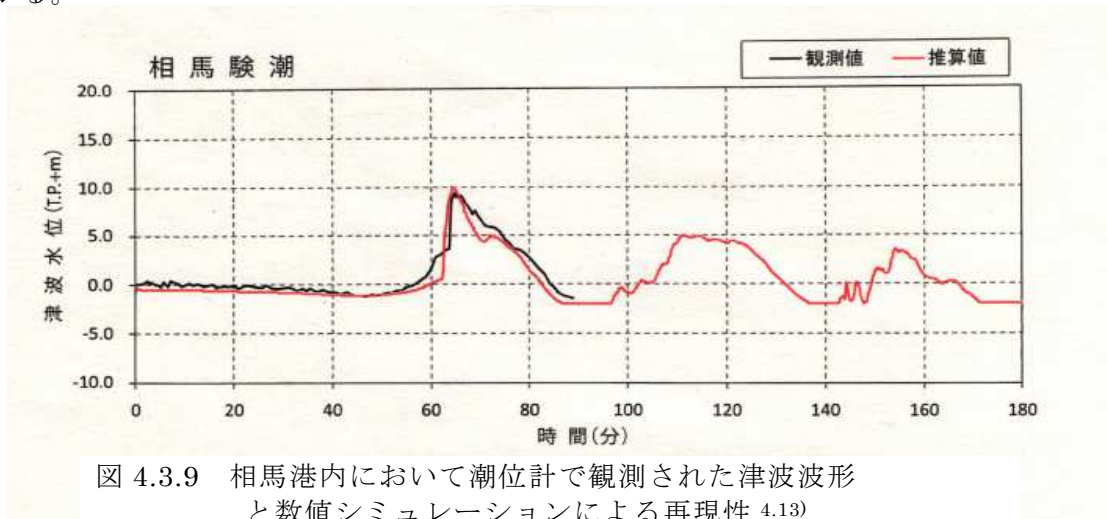


図 4.3.9 相馬港内において潮位計で観測された津波波形と数値シミュレーションによる再現性^{4.13)}

ここで、津波の構造物や施設への作用状況を考える場合、津波の流れによる作用と潮位の上昇・下降による圧力差に分けると分かり易いと考えた。そこで次節(2) C-1-4 岸壁の被災要因検討では、津波襲来前に岸壁前面潮位が低下し海底が現れる状態を引き波時の鋼矢板壁への土水圧作用時とし、水陸満水後の引き波時に始まる船舶の係留索引張力のボラードへの作用等を取り上げて検討した。これは、津波の水位上昇時の設計手法が確立されていないことによる。

3)地盤

相馬港 1号埠頭岸壁付近の土質調査は図 4.3.10、図 4.3.11 に示す箇所で行われている。ここでは、岸壁付近のボーリングである○囲い番号 5、6、64~71 の柱状図を含めて整理したと思われる C-1-4 岸壁付近を含む土質柱状図を図 4.3.12^{4.7)}に示した。本図は昭和 54 年時点の土層断面を表すが、埋土以深の土層は海域に向かって互層を形成するもののN値は 40 以上と大きく、根入れ部での液状化は生じ難いと思われる。

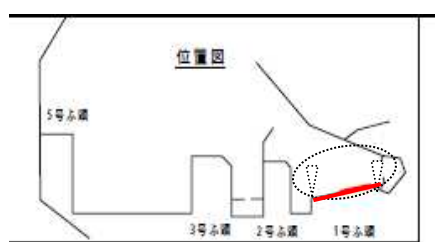


図 4.3.10 1号埠頭の配置

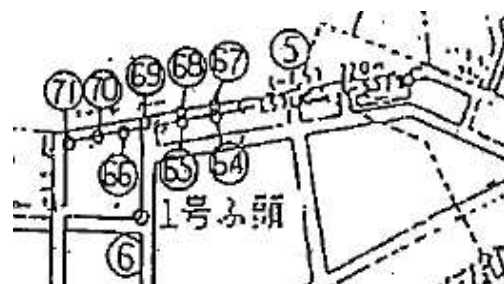


図 4.3.11 相馬港 1号 (第 1) 埠頭土質調査位置図

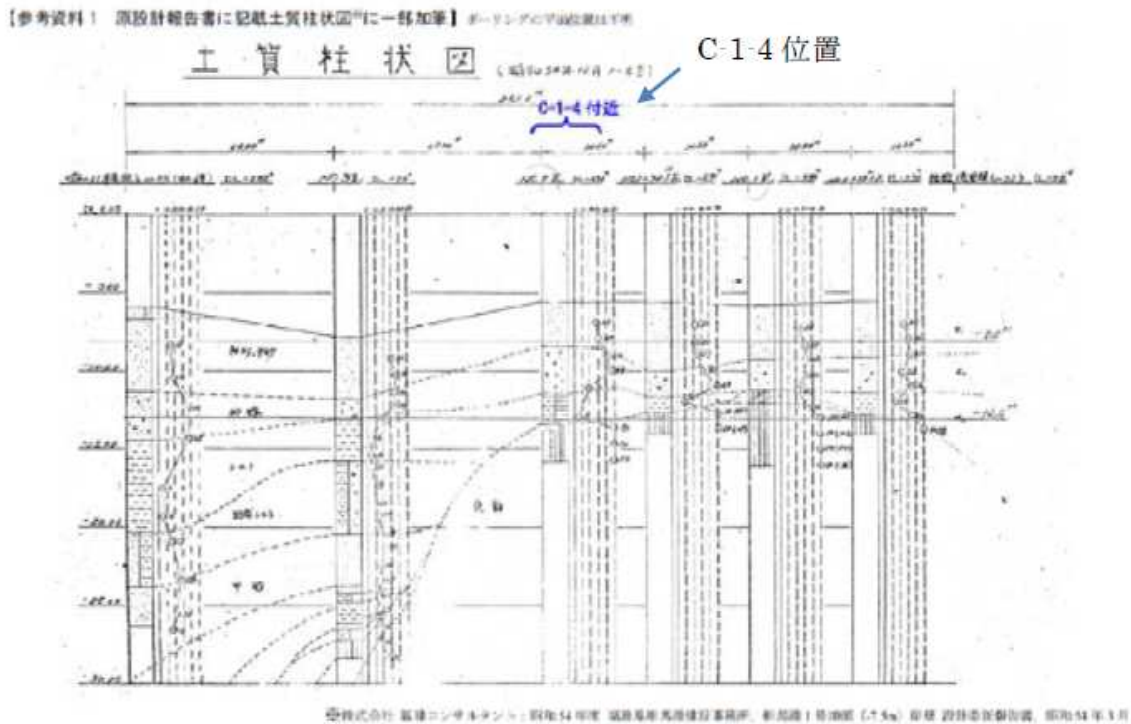


図 4.3.12 設計報告書記載の C-1-4 岸壁付近の土質柱状図 4.7)

(2) C-1-4 岸壁の被災要因検討

地震動および津波の影響について、控え組杭式鋼矢板で形成される C-1-4 岸壁開口部を対象として設計的検討を行った。この際の入力地震動条件は、前述の通り原設計時が水平震度 $k_h=0.1$ 、3.11 地震時で $k_h=0.26$ である。

1) 構造諸元と地盤条件

① 構造諸元

照査部位毎に使用されている鋼材と適用する基準値を表 4.3.4 に示す。

表 4.3.4 使用鋼材と基準値

照査部位	使用鋼材			基準値		
				原設計		3.11 震災 降伏
				常時	地震時	
鋼矢板	U 型鋼矢板 VL	SY295	曲げ応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{sa}180$	σ_y270	σ_y295
控え索	タイブル	F100T	引張力 (kN)	T_a254	T_y386	T_y826
控え組杭	H 形鋼 388 x 402x15	SS400	引張/圧縮応力度 (N/mm ²)	$\sigma_{sa}140$	σ_y210	σ_y235

② 地盤条件

本施設の設計計算書 4.7) に基づき設定した地盤モデルを図 4.3.13 に、地盤定数を表 4.3.5 に示す。

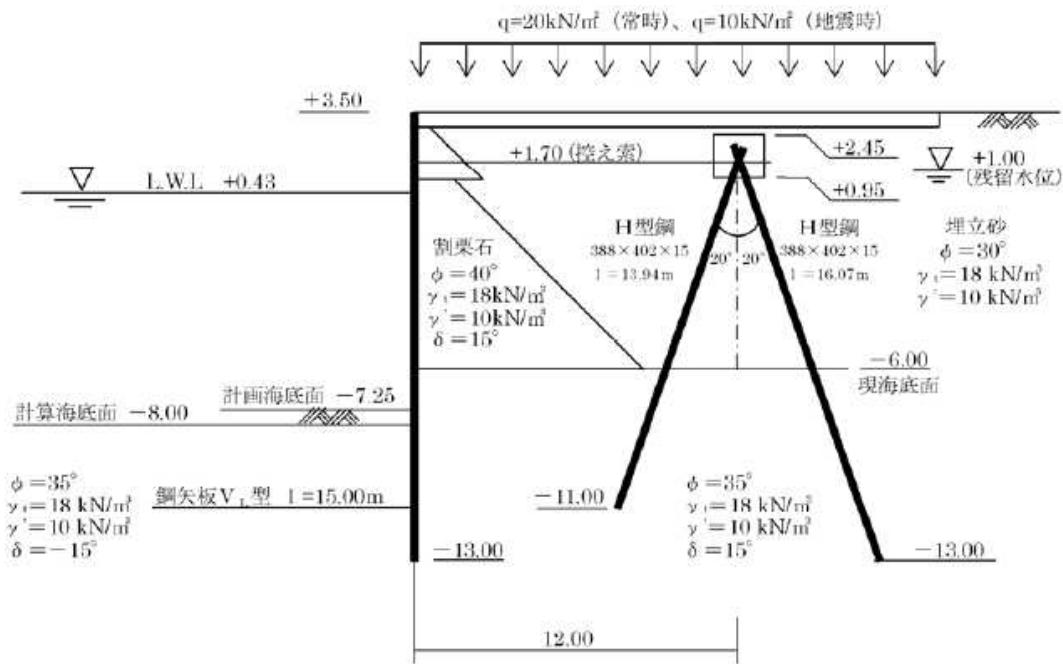


図 4.3.13 地盤モデル

ここに、残留水位：DL+1.00m

L.W.L : DL+0.43m

上載荷重：20.0 (kN/m²) (常時)、10.0 (kN/m²) (地震時)

表 4.3.5 地盤定数

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	土の単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kN/m ²)	壁面摩擦角 δ (°)	上載荷重 q (kN/m ²)	備考
1	3.50	1.80	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0	10.0	
2	1.70	0.70	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		残留水位面
3	1.00	0.57	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		L.W.L
4	0.43	6.43	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		内陸側海底面
5	-6.00	2.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		海側海底面

※上載荷重については、常時は20kN/m²、地震時10kN/m²とする

2)解析ケースと荷重条件

① 解析ケース

表 4.3.6 に解析ケースの一覧を、図 4.3.14 に各ケースの荷重イメージを示す。

case0、1 は原設計と地震時動水圧の効果を検討し、case2 の 3.11 地震動と比較した。ここに、地震時動水圧は港湾基準 (H19) を適用した。一方、津波に関しては case3 として襲来直前の海面露出状態、case4、5 にて水陸とも満水状態の引き波状態を想定し、ボラードに作用する引張力の有無でケースを設定した。

表 4.3.6 解析ケース

解析ケース	残留水圧	静止土圧	地震時土圧	地震時動水圧	ボラード引張力
case0(参考)	○	×	○	×	×
case1	○	×	○	○	×
case2	○	×	○	○	×
case3	○	○	×	×	×
case4	×※	○	×	×	×
case5	×※	○	×	×	○

case0 : 原設計の荷重ケース (地震時動水圧は考慮していない)
 case1 : 原設計の震度を作用させた場合 (地震時土圧、地震時動水圧は港湾基準 (H19) を用いて算出する)
 case2 : case1における設計震度を3/11の地震動 (震度) とした場合
 case3 : 潮位が低下し、海底面が現れた場合 (海面水位ゼロとし、土圧・水圧を作用させる)
 case4 : 引波時を想定した場合 (水陸満水時)
 case5 : 引波時を想定した場合 (水陸満水時に対してボラードに作用する引張力を考慮する)
 ※case4、5では、海側と陸側の水位が同じとなり、水頭差による残留水位は発生しない。

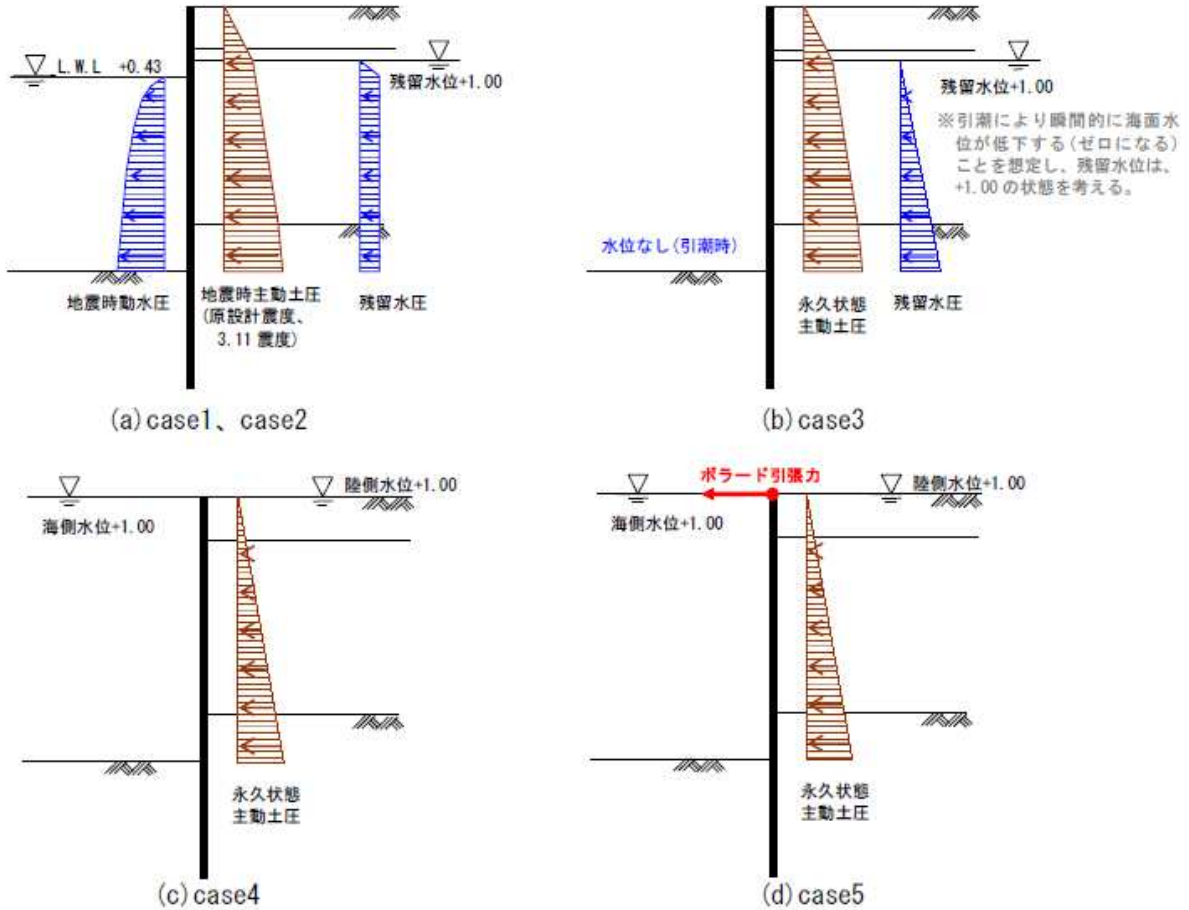


図 4.3.14 各解析ケース荷重イメージ

② 荷重条件

case1～3で設定した残留水圧を表 4.3.7 (case3 は太枠内) に、case1、2の地震時主動土圧を表 4.3.8、表 4.3.9 に、case3～5の主動土圧を表 4.3.10、表 4.3.11 に示す。

表 4.3.7 残留水圧 (case1、case2、case3 (太枠))

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	残留水圧 (kN/m ²)	残留水圧 (kN/m ²)	備考
1	3.50	1.80	10.0	0.00	0.00	
	1.70			0.00	0.00	
2	1.70	0.70	10.0	0.00	0.00	残留水位面
	1.00			0.00	0.00	
3	1.00	0.57	10.0	0.00	0.00	
	0.43			5.70	5.70	
4	0.43	6.43	10.0	5.70	5.70	内陸側海底面
	-6.00			5.70	70.00	
5	-6.00	2.00	10.0	5.70	70.00	海側海底面
	-8.00			5.70	90.00	

表 4.3.8 case1 の地震時主働土圧 (原設計震度)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	土の単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kN/m ²)	壁面摩擦角 δ (°)	上載荷重 q (kN/m ²)	有効上載圧 (kN/m ²)	震度 kh	見掛けの震度 kh'	地震時主働土圧係数 Ka	地震時主働土圧強度 Pa (kN/m ²)	備考
1	3.50	1.80	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0	10.0	10.0	0.10		0.25	2.50	
	42.4								0.10	0.25	10.60			
2	1.70	0.70	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		42.4	0.10		0.25	10.60	残留水位面
	55.0								0.10	0.25	13.75			
3	1.00	0.57	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		55.0	0.10	0.10	0.25	13.75	L.W.L
	60.7								0.10	0.10	15.18			
4	0.43	6.43	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		60.7	0.10	0.14	0.28	17.00	内陸側海底面
	125.0								0.10	0.14	35.00			
5	-6.00	2.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		125.0	0.10	0.17	0.36	45.00	海側海底面
	145.0								0.10	0.17	52.20			
6	-8.00	5.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		145.0	0.10	0.18	0.36	52.20	
	195.0								0.10	0.18	70.20			

表 4.3.9 case2 の地震時主働土圧 (3.11 地震動の震度)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	土の単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kN/m ²)	壁面摩擦角 δ (°)	上載荷重 q (kN/m ²)	有効上載圧 (kN/m ²)	震度 kh	見掛けの震度 kh'	地震時主働土圧係数 Ka	地震時主働土圧強度 Pa (kN/m ²)	備考
1	3.50	1.80	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0	10.0	10.0	0.26		0.36	3.60	
	42.4								0.26	0.36	15.26			
2	1.70	0.70	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		42.4	0.26		0.36	15.26	残留水位面
	55.0								0.26	0.36	19.80			
3	1.00	0.57	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		55.0	0.26	0.27	0.37	20.35	L.W.L
	60.7								0.26	0.27	22.46			
4	0.43	6.43	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		60.7	0.26	0.38	0.47	28.53	内陸側海底面
	125.0								0.26	0.38	58.75			
5	-6.00	2.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		125.0	0.26	0.43	0.64	80.00	海側海底面
	145.0								0.26	0.43	92.80			
6	-8.00	5.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		145.0	0.26	0.46	0.69	100.05	
	195.0								0.26	0.46	134.55			

表 4.3.10 主働土圧 (case3)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	土の単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kN/m ²)	壁面摩擦角 δ (°)	上載荷重 q (kN/m ²)	有効上載圧 (kN/m ²)	永久状態主働土圧係数 Ka	永久状態主働土圧強度 Pa (kN/m ²)	備考
1	3.50	1.80	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0	20.0	20.0	0.20	4.00	
	52.4								0.20	10.48		
2	1.70	0.70	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		52.4	0.20	10.48	残留水位面
	65.0								0.20	13.00		
3	1.00	0.57	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		65.0	0.20	13.00	L.W.L
	70.7								0.20	14.14		
4	0.43	6.43	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		70.7	0.20	14.14	内陸側海底面
	135.0								0.20	27.00		
5	-6.00	2.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		135.0	0.25	33.75	海側海底面
	155.0								0.25	38.75		

表 4.3.11 主動土圧 (case4、case5)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	土の単位体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kN/m ²)	壁面摩擦角 δ (°)	上載荷重q (kN/m ²)	有効上載圧 (kN/m ²)	永久状態主動土圧係数Ka	永久状態主動土圧強度Pa (kN/m ²)	備考
1	3.50 1.70	1.80	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0	20.0	20.0 38.0	0.20 0.20	4.00 7.60	水位面(海側・陸側)
2	1.70 1.00	0.70	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		38.0 45.0	0.20 0.20	7.60 9.00	
3	1.00 0.43	0.57	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		45.0 50.7	0.20 0.20	9.00 10.14	
4	0.43 -6.00	6.43	18.0	10.0	40.0	0.0	15.0		50.7 115.0	0.20 0.20	10.14 23.00	内陸側海底面
5	-6.00 -8.00	2.00	18.0	10.0	35.0	0.0	15.0		115.0 135.0	0.25 0.25	28.75 33.75	海側海底面

次に、港湾基準に準拠した地震時動水圧の算出結果例を表 4.3.12、表 4.3.13 に示す。case3、case4、case5 は津波を想定しているため地震時動水圧は生じない。

表 4.3.12 case1 の地震時動水圧 (原設計震度)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	設計震度 kh	水深H (m)	地震時動水圧 (kN/m ²)	備考
1	3.50 1.70	1.80	10.0	0.10	8.4	0.00 0.00	
2	1.70 1.00	0.70	10.0			0.00 0.00	残留水位面
3	1.00 0.43	0.57	10.0			0.00 0.00	L.W.L
4	0.43 0.00 -1.00 -2.00 -3.00 -4.00 -5.00 -6.00	6.43	10.0			0.00 -1.67 -3.04 -3.96 -4.71 -5.35 -5.92 -6.44	内陸側海底面
5	-6.00 -8.00	2.00	10.0			-6.92 -7.38	海側海底面

注)原設計震度での地震時動水圧は下端の-8m で-7.38kN/m²である。

表 4.3.13 case2 の地震時動水圧 (3.11 震度)

No.	深さDL (m)	層厚h (m)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	設計震度 kh	水深H (m)	地震時動水圧 (kN/m ²)	備考
1	3.50 1.70	1.80	10.0	0.26	8.4	0.00 0.00	
2	1.70 1.00	0.70	10.0			0.00 0.00	残留水位面
3	1.00 0.43	0.57	10.0			0.00 0.00	L.W.L
4	0.43 0.00 -1.00 -2.00 -3.00 -4.00 -5.00 -6.00	6.43	10.0			0.00 -4.33 -7.90 -10.30 -12.23 -13.90 -15.39 -16.75	内陸側海底面
5	-6.00 -8.00	2.00	10.0			-18.00 -19.18	海側海底面

津波の引き波時にボラードに作用する引張力は、係留している船舶が引き波により海側に流される際に作用する力とし、控え索であるタイブルの降伏荷重を破断荷重とみなして逆算した。引張力の作用箇所は図 4.3.15 に示すように矢板壁の頂部+3.5m に作用するものとし、算定内容を表 4.3.14 にまとめた。

図 4.3.15 はボラード引張力算定のイメージ図である。

表 4.3.14 ボラードの引張力

タイブルピッチ	a	(m)	2.0	
タイブルの破断荷重	Ta2	(kN/本)	826	
case4における(土圧による)タイブル位置での反力	R1'	(kN/m)	80.8	case4 で算出される反力
地表面からタイブル位置までの長さ	L1	(m)	1.8	
タイブル位置から海底面までの長さ	L2	(m)	9.7	
ボラード引張力に対するタイブル位置での反力	R1	(kN/m)	332.2	
ボラード引張力に対する海底面位置での反力	R2	(kN/m)	-52.0	
タイブルが破断荷重に達する時のボラード引張力	p	(kN/m)	280.2	
ボラード設置間隔	x	(m)	8.0	
ボラード1基に作用する引張力	P	(kN)	2241.6	

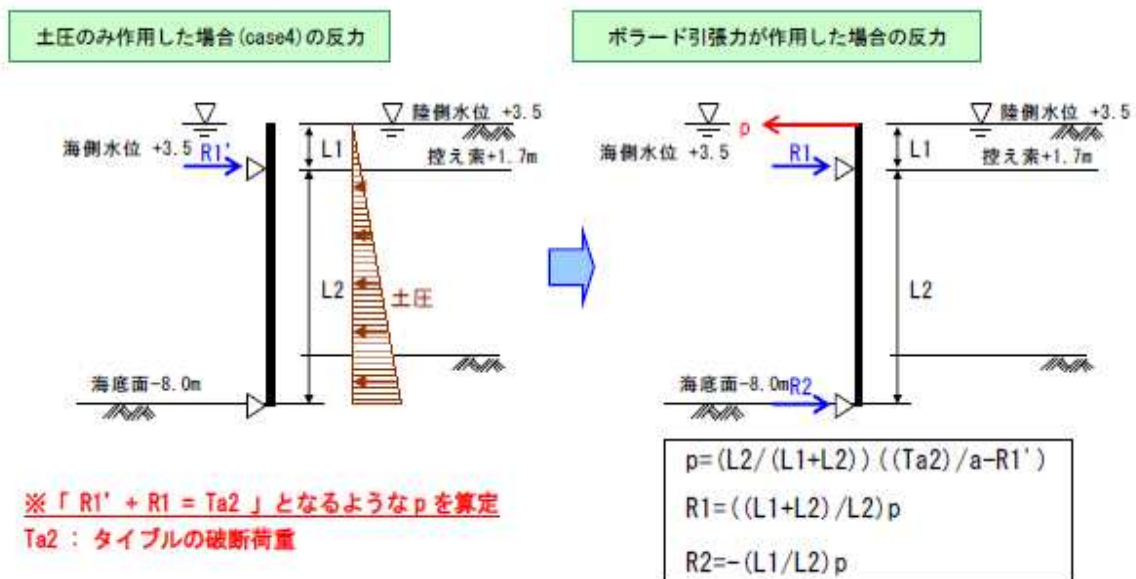


図 4.3.15 ボラード引張力算定イメージ図

3)解析モデルと照査項目

鋼矢板岸壁の解析モデルおよび控え杭部の解析モデルを図 4.3.16、図 4.3.17 に示す。照査項目は次の通りである。

- ①鋼矢板護岸 : 曲げモーメントに対する応力度照査
- ②タイブル (控え索) : 引張力に対する照査
- ③控え杭 (組杭) : 押し込み力、引き抜き力、部材の軸圧縮 (引張) 応力度照査

注) case1 の原設計震度 (レベル 1 地震動相当) に対する照査は “許容応力度”、
case2(3.11 震度(レベル 2 地震動相当))~case5 に対する照査は “降伏応力度・降伏荷重” に対して行う。

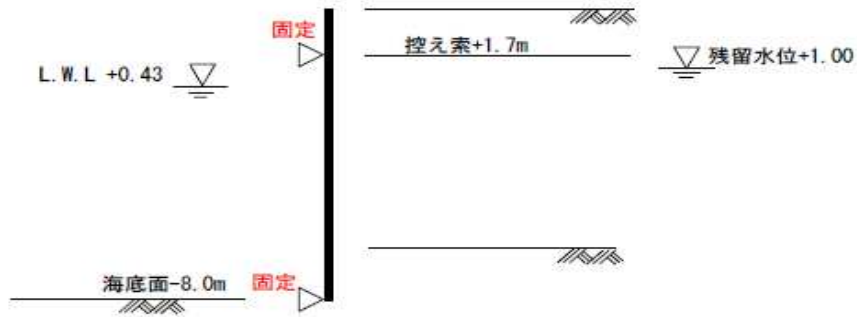
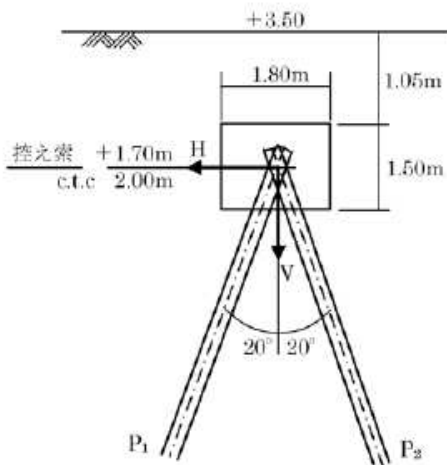


図 4.3.16 鋼矢板護岸の解析モデル(仮想ばり法)



鉛直荷重V

$V = \text{組杭コンクリート荷重} + \text{頭部コンクリート荷重} + \text{上載荷重}$

水平荷重H

$H = \text{控え索張力} \times \text{ピッチ長}$

組杭の軸方向力

$$P_1 = \frac{V \sin 20^\circ + H \cos 20^\circ}{\sin(20^\circ + 20^\circ)} \quad (\text{押し込み力})$$

$$P_2 = \frac{V \sin 20^\circ - H \cos 20^\circ}{\sin(20^\circ + 20^\circ)} \quad (\text{引き抜き力})$$

図 4.3.17 控え杭部の解析モデル

また、鋼矢板の根入れについては、フリーアースサポート法により照査するものとし、本法における荷重イメージを図 4.3.18 示す。

④フリーアースサポート法による鋼矢板の根入れ長の照査

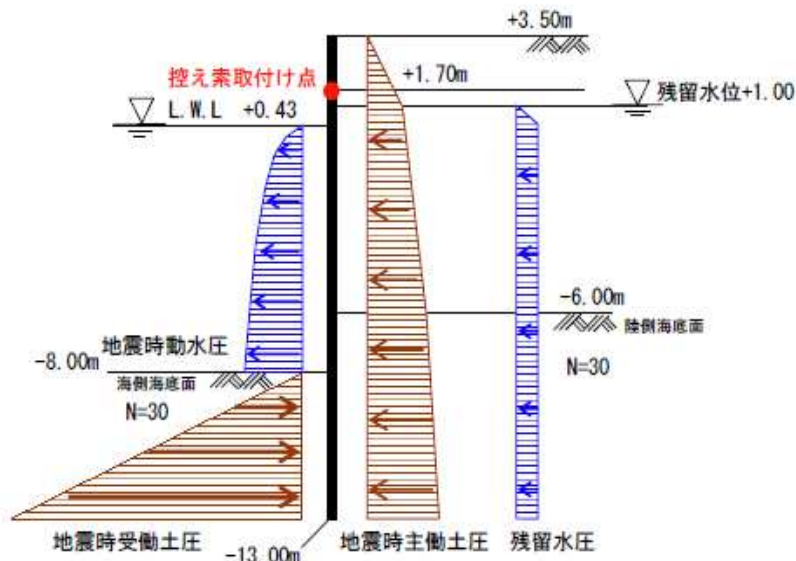


図 4.3.18 フリーアースサポート法における荷重イメージ

4)解析結果

- ・鋼矢板の応力度
 供用年数30年として既往の設計計算書 4.7)に基づき腐食を見込む断面性能で照査した結果、設定した各ケースとも安全であった。
- ・タイブルの引張力
 ボラードを介して船舶係留索からの荷重がタイブルに作用すると仮定したところ、引き波時に 2241.6 k N以上の荷重（表 4.3.14 参照）がボラード1基に作用するとタイブルが破断する結果となった。
- ・控え組杭の支持力（押込み、引抜き）
 表 4.3.15 に示すとおり、タイブルが降伏荷重に至るまでに組杭が引き抜かれる結果となった。

表 4.3.15 控え杭（組杭）の照査結果

解析ケース			case1	case2	case3	case4	case5	備考
組杭材料			SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	
タイプル引張力	H1	(kN/m)	158.1	257.8	228.0	80.8	413.0	
タイプルピッチ	a	(m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	
水平荷重H(=H1×a)	H	(kN)	316.2	515.6	456.0	161.6	826.0	
組杭コンクリート荷重	V1	(kN)	132.3	132.3	132.3	132.3	132.3	
頭部コンクリート荷重	V2	(kN)	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	
上載分布荷重	q	(kN/m ²)	10.0	10.0	20.0	20.0	20.0	
上載荷重	V3	(kN)	36.0	36.0	72.0	72.0	72.0	
鉛直荷重(=V1+V2+V3)	V	(kN)	236.3	236.3	272.3	272.3	272.3	
杭押し込み力	P1	(kN)	588.0	879.6	811.6	381.1	1352.4	
杭引き抜き力	P2	(kN)	-336.5	-628.0	-521.8	-91.3	-1062.6	
極限支持力	Pu	(kN)	2296.6	2296.6	2296.6	2296.6	2296.6	
最大引張力	Put	(kN)	-892.8	-892.8	-892.8	-892.8	-892.8	
押し込み力に対する安全率	Fs1(=Pu/P1)		3.91	2.61	2.83	6.03	1.70	
引き抜き力に対する安全率	Fs2(=Put/P2)		2.65	1.42	1.71	9.78	0.84	
押し込み力に対する許容安全率	Fsa1		1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	case2-5は極限支持力で照査
引き抜き力に対する許容安全率	Fsa2		2.5	1.0	1.0	1.0	1.0	case2-5は最大引抜き力で照査
判定（押し込み照査）			OK	OK	OK	OK	OK	
判定（引き抜き照査）			OK	OK	OK	OK	NG	

・ 控え組杭（H形鋼）の応力度

表 4.3.16 に示すとおり、H形鋼は腐食による断面減少を考慮しても健全である結果となった。

表 4.3.16 控え杭の部材（H形鋼）応力照査結果

解析ケース			case1	case2	case3	case4	case5	備考
組杭材料			SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	
杭押し込み力	P1	(kN)	588.0	879.6	811.6	381.1	1352.4	
杭引き抜き力	P2	(kN)	-336.5	-628.0	-521.8	-91.3	-1062.6	
腐食後の杭の断面積	A	(m ²)	1.603E-02	1.603E-02	1.603E-02	1.603E-02	1.603E-02	
押し込み杭発生応力度	σ_u	(N/mm ²)	36.7	54.9	50.6	23.8	84.4	
引き抜き杭発生応力度	σ_{ut}	(N/mm ²)	21.0	39.2	32.5	5.7	66.3	
許容圧縮応力度	σ_{ua}	(N/mm ²)	210	235	235	235	235	
許容引張応力度	σ_{uta}	(N/mm ²)	210	235	235	235	235	case2-5は降伏応力度で照査
判定（押し込み照査）			OK	OK	OK	OK	OK	
判定（引き抜き照査）			OK	OK	OK	OK	OK	

・ 鋼矢板の根入れ長

原設計の震度を作用させた case1 では安全であったが、表 4.3.17 に示すとおり 3.11 地震動を作用させた case2 の場合は NG となった。

表 4.3.17 case2 の根入れ長の照査結果

No.	深さDL (m)	主働側の曲げ モーメントの 合計 (kN・m)	受働側の曲げ モーメントの 合計 (kN・m)	耐力作用比	判定	備 考
6	-8.00 -13.00	11392.4	5343.7	0.47	NG	矢板護岸下部部
7	-13.00 -13.50	12453.8	6631.2	0.53	NG	
8	-13.50 -14.00	13577.3	8088.5	0.60	NG	
9	-14.00 -14.50	14764.6	9723.7	0.66	NG	
10	-14.50 -15.00	16017.5	11545.1	0.72	NG	
11	-15.00 -15.50	17337.8	13560.8	0.78	NG	
12	-15.50 -16.00	18727.1	15779.0	0.84	NG	
13	-16.00 -16.50	20187.2	18208.0	0.90	NG	
14	-16.50 -17.00	21719.8	20855.9	0.96	NG	
15	-17.00 -17.50	23326.6	23730.9	1.02	OK	この深度ま での掘入れ が必要

0.5m ごとに
深度を増加
させ、モーメ
ントの釣合
点を試算

※曲げモーメントは控え索取付け点と中心として算出したもの

ここに、

主働側の曲げモーメント：

残留水位、地震時動水圧、地震時主働土圧による控え索取付け点を中心とした曲げモーメント

受働側の曲げモーメント：

地震時受働土圧による控え索取付け点を中心とした曲げモーメント

4.3.3 まとめ

福島県相馬港における東北地方太平洋沖地震（3.11 地震）による各種被災状況を概観した後、鋼矢板で形成され被災開口部を有する 1 号埠頭の C-1-4 岸壁について設計的アプローチにより検討した。以下に結果と今後の課題を述べる。

(1)3.11 地震の影響

- ①C-1-4 岸壁について、原設計水平震度、及び 3.11 地震の水平震度に対して、鋼矢板、控え索、控え杭の安全性を照査した結果、地震時の土圧や水圧に対しては鋼矢板の根入れを除き特に問題ないことがわかった。
- ②鋼矢板の根入れ長については、3.11 震度に対して不足することがわかった。本結果は、地盤の性状と鋼矢板壁の局所的な被災状況を考慮すると、今後の課題と思われる。
- ③K-NET 相馬の記録および福島県沖の GPS 波浪計（ナウファス）および相馬験潮所の観測潮位とそのシミュレーションから、本地震後に数波の津波が相馬港 1 号埠頭に来襲したことが明確になった。

(2)津波時の比較

- ①C-1-4 岸壁の鋼矢板は、水位をもとに想定した津波時の荷重状態（case3、case4）に対しては特に問題ないことがわかった。
- ②case5（水陸満水状態に対してボラードに引張力を考慮する場合）は、控え索が降伏するまで荷重の増加を試みたところ、控え索が降伏に至る前に控え杭の引抜き力が大きくなり、控え杭の安定性が問題となる結果となった。
従って、実被災で控え索が破断に至ったのは、ここで検討したものとは異なる要因が影響しているものと考えられる。
- ③地震動による岸壁背後の目地ずれやひび割れ等から津波により土砂が洗われたと考えられ、開口部では背面土砂が流出し、地盤を含む構造系は破綻したようである。

(3)今後の課題

設計的にはフリーアースサポート法による根入れの検討と被災の実態把握として、①設計上根入れ不足となった岸壁の常時と地震時の動的解析、②津波の作用による被災 4.12)、4.13)の実験的・解析的検討があげられる。

最後に、資料を提供頂いた福島県相馬港港湾管理事務所殿に感謝します。

4.4 石巻漁港波除堤

4.4.1 被災概要

石巻漁港は約 70cm の地盤沈下が発生した地域である。写真 4.4.1 に示すように西防波堤、西波除堤、東波除堤、岸壁からなる。構造形式は防波堤が消波ブロック被覆堤、波除堤がカーテン式、-7.0m 岸壁が直杭式横棧橋である。東波除堤の一部は被災しており、カーテン式構造が陸上に引き上げられていた（写真 4.1.2 参照）。図 4.4.1 はそのカーテン式波除堤の標準断面図を示したものである。前面のカーテン側の直杭には $\phi 700 \times t7$ と $\phi 700 \times t9$ の鋼管杭が使用されている。後面の斜杭には $\phi 700 \times t11$ の鋼管杭が使用されており、上部工底面下約 2.1m の区間には重防食が施されている。被災状況であるが、カーテン側の鋼管杭はカーテンウォールの下部で破断している。後面の斜杭は座屈を生じているものや、中詰めコンクリート部で破断しているものもある。

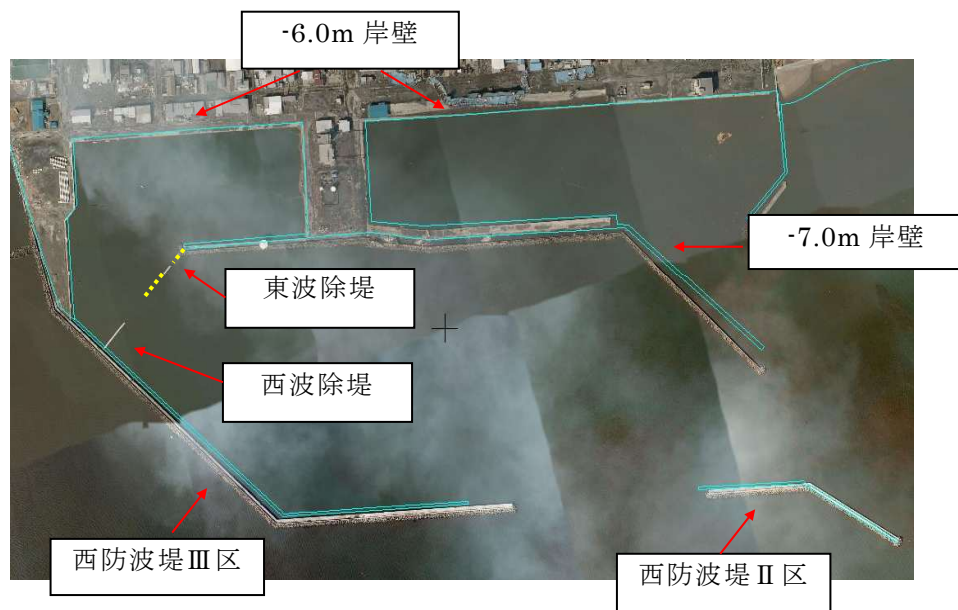


写真 4.4.1 石巻漁港の施設平面配置（電子国土 WEB システム版に加筆）



写真 4.1.2 石巻漁港波除堤の被災状況（再掲）

4.4.2 東西波除堤の設計条件

宮城県東部地方振興事務所の協力により入手した、当該施設の標準断面を図 4.4.1～4.4.2 に、設計条件を表 4.4.1 に示す。

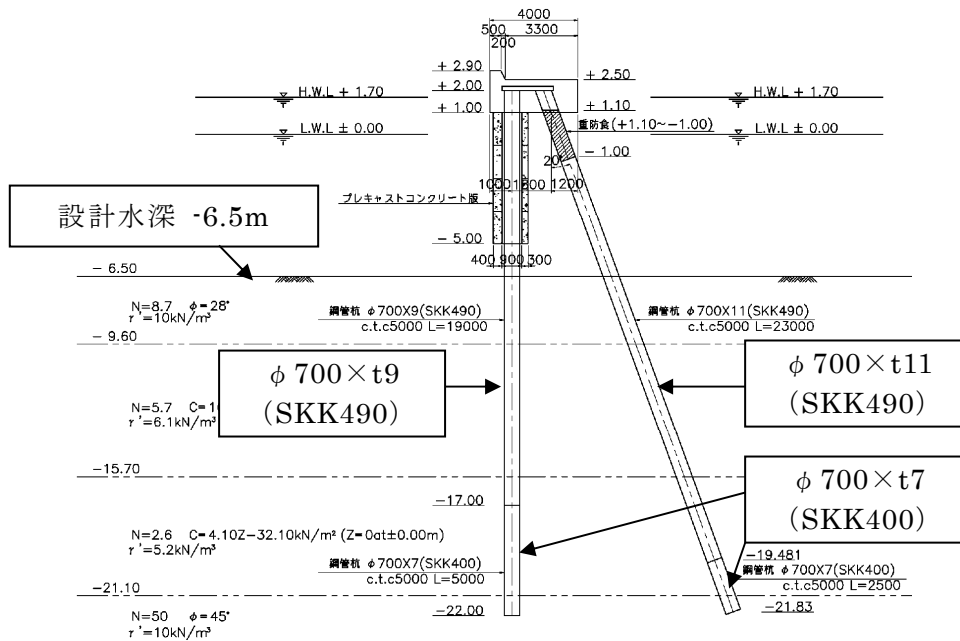


図 4.4.1 東波除堤標準図（一部被災）

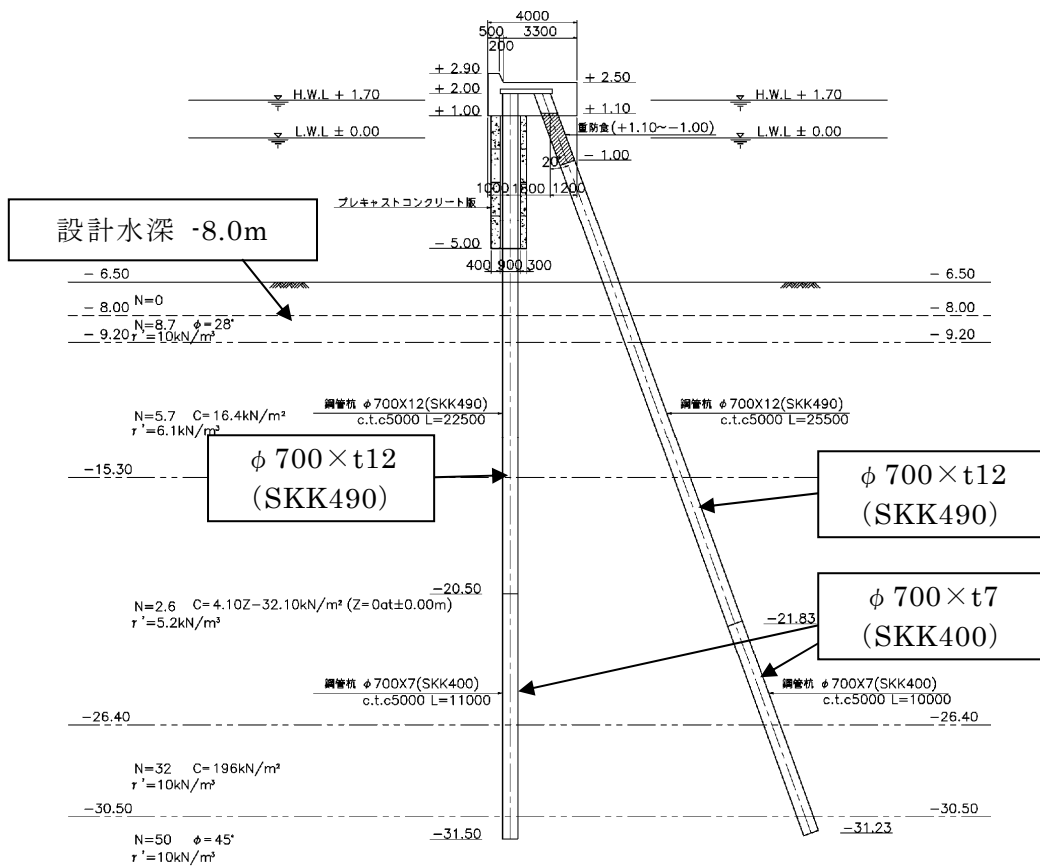


図 4.4.2 西波除堤標準図（無被災）

表 4.4.1 設計条件

沖波波向	S
沖波波高	$H_0 = 9.9\text{m}$
換算沖波波高	$H_0' = 0.92\text{m}$
設計波高	$H = 1.2\text{m}$
周期	$T = 13.0\text{sec}$

これらより、設計波高は、東波除堤、西波除堤とも同一の $H=1.2\text{m}$ であるが、地盤条件の違いにより設計水深が異なっており（東波除堤-6.5m、西波除堤-8.0m）、その結果、上杭の板厚が東波除堤で直杭 9mm、斜杭 11mm、西波除堤で直杭 12mm、斜杭 12mm と違いが見られる。

4.4.3 被災原因の検討

(1) 検討の手順

東波除堤の被災原因を考察するにあたっては、表 4.4.2 に示す手順で検討を行った。また、西波除堤は被災を免れているが、構造耐力上の差異を分析し、考察を行う。

表 4.4.2 構造検討の手順

①	波高 $H = 6.6\text{m}$ 作用時の断面力の計算 (気象庁発表による周辺での推定津波波高)
②	プレキャストコンクリート版の構造耐力への影響検討
③	鋼材の全塑性モーメントに達する荷重の検討
④	上記荷重に相当する波高の検討
⑤	鋼材の $M \sim \phi$ 関係に基づく構造耐力の検討
⑥	上記荷重に相当する波高の検討
⑦	$P \sim \delta$ 曲線の作成による東波除堤、西波除堤の許容耐力の比較

(2)波高 H=6.6m 作用時の断面力の計算

1)波力の設定

波力の設定は、漁港・漁場の施設の設計の手引き 4.14)に従い、 $h \leq 2H$ (h : 堤体前面水深、 H : 堤体前面の波高) より、砕波として検討する。砕波の波力を図 4.4.3 に、砕波の負圧を図 4.4.4 に示す。

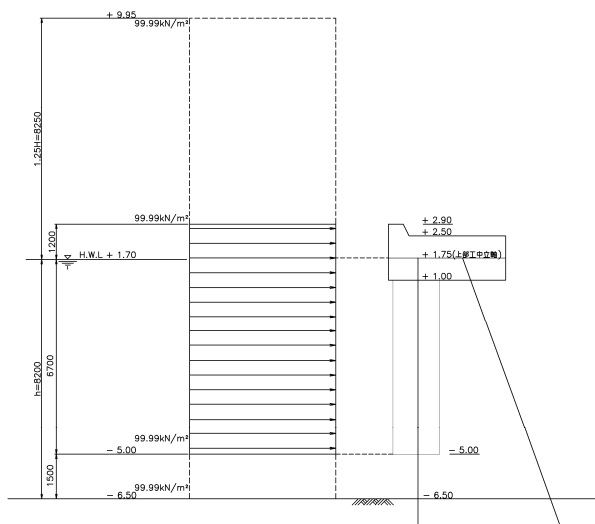


図 4.4.3 砕波の波圧分布

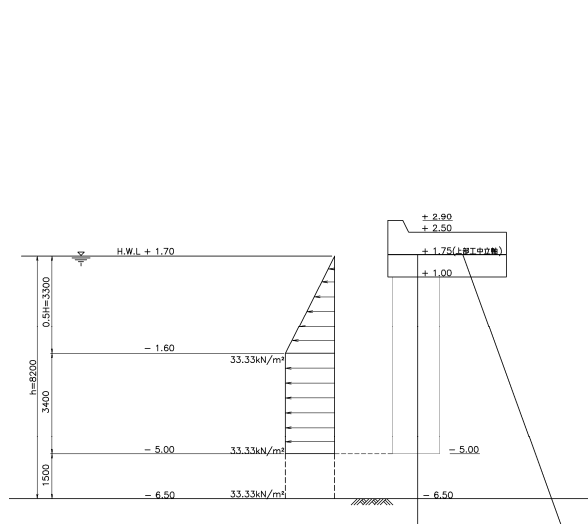


図 4.4.4 砕波の負圧の分布

2)計算結果

計算結果を表 4.4.3 に示す。同表より、いずれのケースも杭頭部での応力負荷が高いことが分かる。(断面応力比は建設後 7 年経過とした腐食分を控除した断面性能を使用)

表 4.4.3 作用波高 6.6m 時の断面応力比及び支持力比

項目	砕波の波力		砕波の負圧	
	海側鋼管杭	陸側鋼管杭	海側鋼管杭	陸側鋼管杭
変位量	25.25 c m		- 5.51 c m	
杭頭部応力比	<u>4.530</u>	<u>5.309</u>	<u>1.249</u>	<u>1.284</u>
海中部応力比	2.577	3.660	0.632	0.789
地中部 1 応力比	3.507	2.357	0.904	0.600
地中部 2 応力比	1.333	1.560	0.382	0.207
支持力比 : 押込み側	—	2.48	0.54	—
支持力比 : 引抜き側	11.4	—	—	1.73

3)プレキャストコンクリート版の構造耐力への影響検討

プレキャストコンクリート版（PC版）の剛性を考慮した場合の計算結果を表 4.4.4 に示す。これから、PC版が杭と一体化すると、海側鋼管杭のPC版下端の応力が最大となり、陸側鋼管杭の応力は低減している。

実際の被災断面の観察ではPC版下端で杭の破断が見られるものがあり、PC版と杭は一体化された状態とされるものもあると考えられる（原設計ではPC版の重量のみ考慮）。

表 4.4.4 プレキャストコンクリート版の剛性効果を考慮

項目	波の山の側		波の谷の側	
	海側鋼管杭	陸側鋼管杭	海側鋼管杭	陸側鋼管杭
変位量	14.41 c m		- 3.19 c m	
杭頭部応力比	0.000	<u>1.867</u>	0.000	0.423
海中部応力比	<u>5.181</u>	1.564	<u>1.517</u>	<u>0.789</u>
地中部 1 応力比	2.060	1.454	0.573	0.321
地中部 2 応力比	1.425	1.718	0.417	0.240
支持力比：押込み側	—	2.58	0.65	—
支持力比：引抜き側	13.5	—	—	2.06

(3)鋼材の全塑性モーメントに達する荷重の検討

鋼管杭が降伏し、全塑性に至る全水平荷重の検討を荷重漸増解析（プッシュオーバー解析）を用いて、下記の手順で行う。

1)プレキャストコンクリート版の剛性を無視する場合の計算
押し波（砕波の波力）

前提条件を下記に示す。

- ① 漸増荷重の初期値（Step-1）は、波高を 0.0m として波力は考慮しない。
- ② 漸増荷重の最大値（Step-67）は、波高を 6.6m としたときの砕波の波力とする。
（「4.4.3(2) 波高 6.6m としたときの設計」を参照）
- ③ 鋼管杭の M-P- ϕ 関係は、全塑性モーメントを折れ曲がり点とするバイリニア・モデルとする。
- ④ 地盤の p-y 曲線は、下記に示す水平方向地盤反力係数を初期勾配、最大地盤反力を受働土圧強度とする。
 - ・ 受働土圧強度は、壁面摩擦角を $\delta = \phi/6$ として、クーロンの受働土圧係数を用いて計算する。このとき、地震震度の影響は考慮しない。
 - ・ 水平方向地盤反力係数は、N 値より $k=1500N(kN/m^3)$ とて計算する。

初めて全塑性に到達する終局荷重時【Step-22，全水平力 $\Sigma P=1256.69kN$ 】の荷重状態を図 4.4.9 に示す。

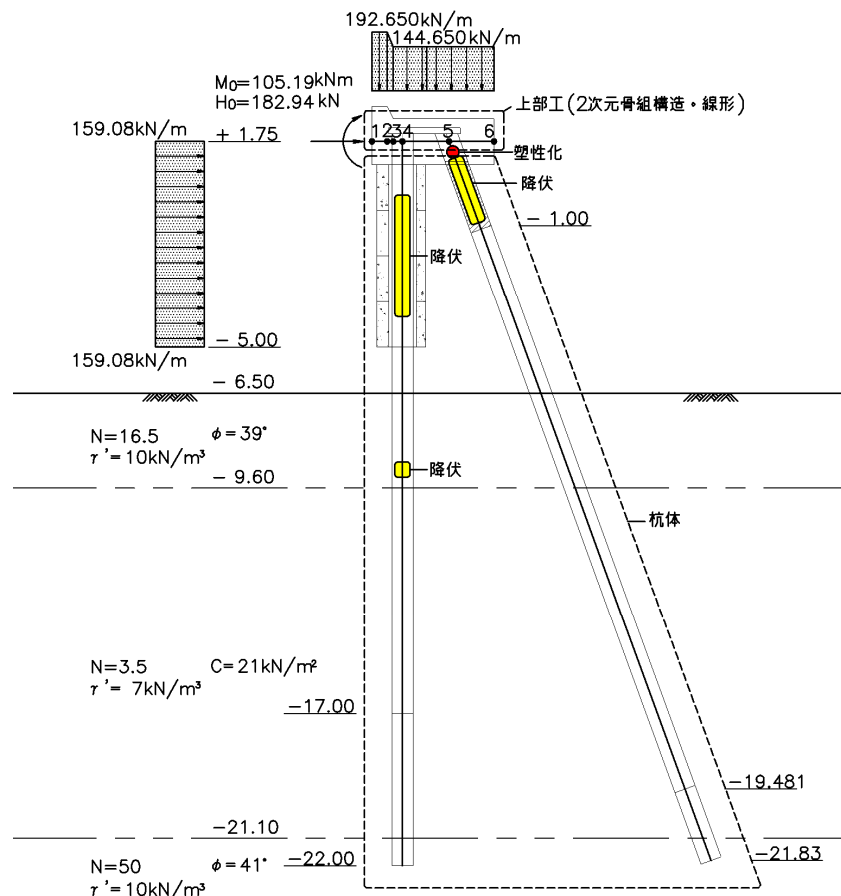


図 4.4.9 終局荷重時の作用荷重（砕波の波圧）

引き波（砕波の負圧）

前提条件を下記に示す。

- ① 漸増荷重の初期値（Step-1）は、波高を 0.0m として波力は考慮しない。
- ② 漸増荷重の最大値（Step-67）は、波高を 6.6m としたときの砕波の負圧とする。（「4.4.3(2) 波高 6.6m としたときの設計」を参照）
- ③ 鋼管杭の M-P- ϕ 関係は、全塑性モーメントを折れ曲がり点とするバイ・リニアモデルとする。
- ④ 地盤の p-y 曲線は、下記に示す水平方向地盤反力係数を初期勾配、最大地盤反力を受働土圧強度とする。
 - ・ 受働土圧強度は、壁面摩擦角を $\delta = \phi / 6$ として、クーロンの受働土圧係数を用いて計算する。このとき、地震震度の影響は考慮しない。
 - ・ 水平方向地盤反力係数は、N 値より $k=1500N(kN/m^3)$ とて計算する。

初めて全塑性に到達する終局荷重時【Step-66, 全水平力 $\Sigma P=828.85kN$ 】の荷重状態を図 4.4.10 に示す。

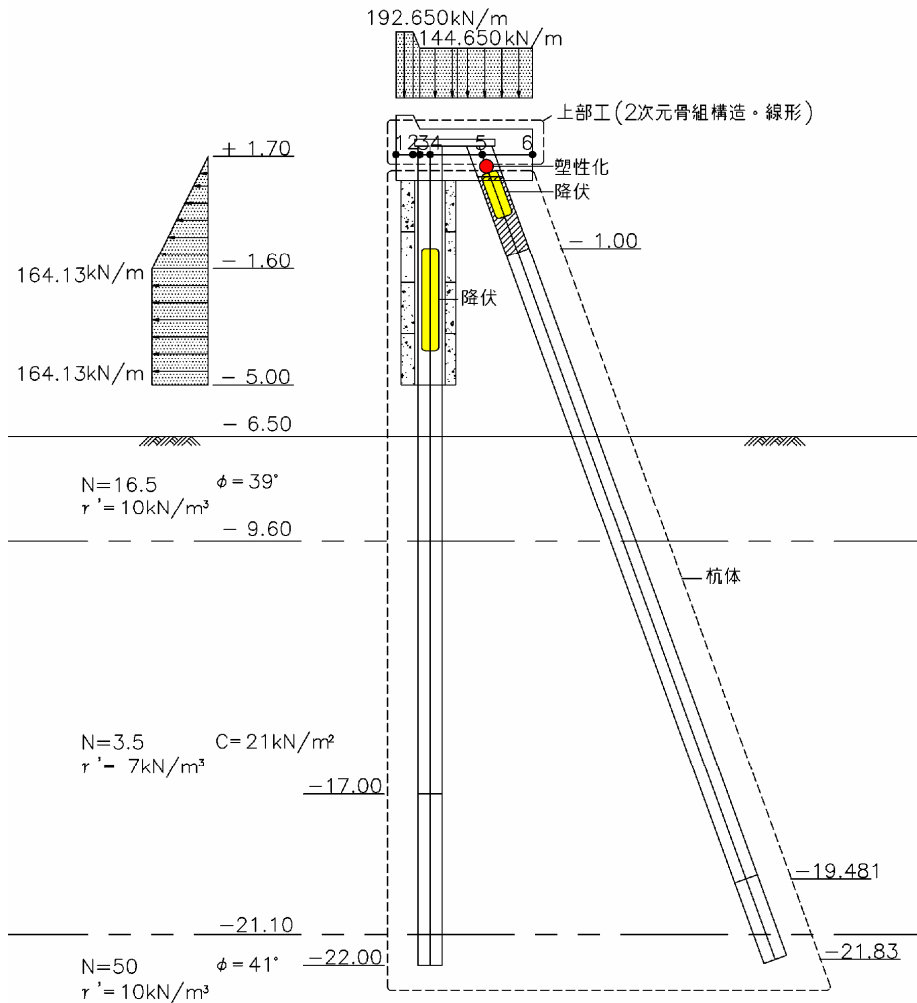


図 4.4.10 終局荷重時の作用荷重（砕波の負圧）

2)プレキャストコンクリート版の剛性を考慮する場合の計算

押し波（砕波の波力）

前提条件を下記に示す。

- ① 漸増荷重の初期値（Step-1）は、波高を 0.0m として波力は考慮しない。
- ② 漸増荷重の最大値（Step-67）は、波高を 6.6m としたときの砕波の波力とする。
（「4.4.3(2) 波高 6.6m としたときの設計」を参照）
- ③ 鋼管杭の M-P- ϕ 関係は、全塑性モーメントを折れ曲がり点とするバイ・リニアモデルとする。
- ④ 地盤の p-y 曲線は、下記に示す水平方向地盤反力係数を初期勾配、最大地盤反力を受働土圧強度とする。
 - ・ 受働土圧強度は、壁面摩擦角を $\delta = \phi / 6$ として、クーロンの受働土圧係数を用いて計算する。このとき、地震震度の影響は考慮しない。
 - ・ 水平方向地盤反力係数は、N 値より $k=1500N(kN/m^3)$ とて計算する。

初めて全塑性に到達する終局荷重時【Step-20, 全水平力 $\Sigma P=1137.01kN$ 】の荷重状態を図 4.4.11 に示す。

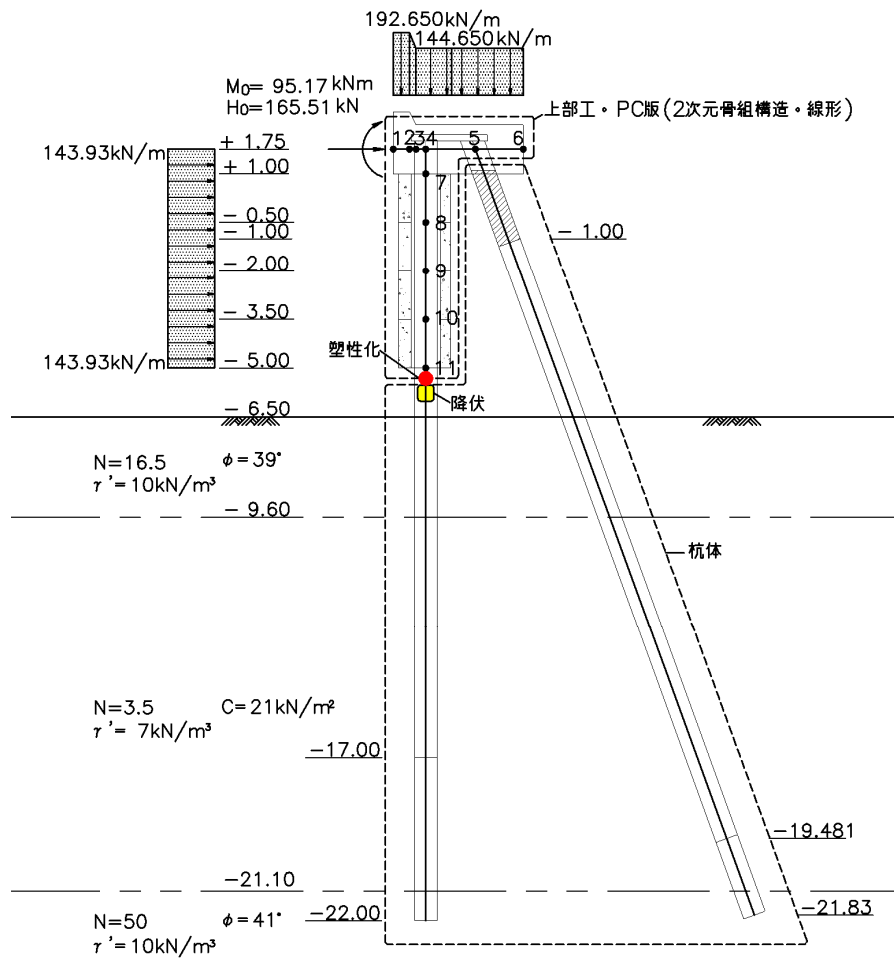


図 4.4.11 終局荷重時の作用荷重（砕波の波圧、P C 版考慮）

引き波（砕波の負圧）

前提条件を下記に示す。

- ① 漸増荷重の初期値（Step-1）は、波高を 0.0m として波力は考慮しない。
- ② 漸増荷重の最大値（Step-67）は、波高を 6.6m としたときの砕波の負圧とする。（「4.4.3(2) 波高 6.6m としたときの設計」を参照）
- ③ 鋼管杭の M-P-φ 関係は、全塑性モーメントを折れ曲がり点とするバイ・リニアモデルとする。
- ④ 地盤の p-y 曲線は、下記に示す水平方向地盤反力係数を初期勾配、最大地盤反力を受働土圧強度とする。
 - ・ 受働土圧強度は、壁面摩擦角を $\delta = \phi / 6$ として、クーロンの受働土圧係数を用いて計算する。このとき、地震震度の影響は考慮しない。
 - ・ 水平方向地盤反力係数は、N 値より $k=1500N(kN/m^3)$ とて計算する。

初めて全塑性性に到達する終局荷重時【Step-66, 全水平力 $\Sigma P=828.88kN$ 】の荷重状態を図 4.4.12 に示す。

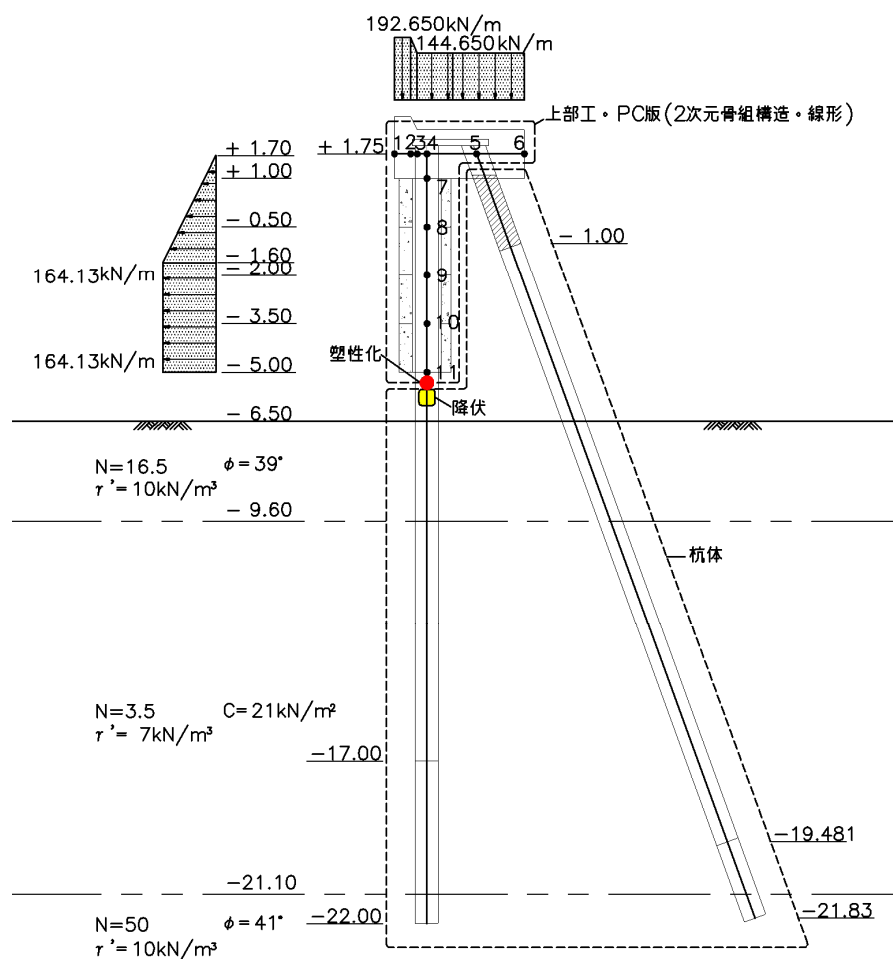


図 4.4.12 終局荷重時の作用荷重（砕波の負圧、P C 版考慮）

3)鋼材が全塑性にいたる全水平荷重のまとめ

鋼材が全塑性に至る全水平荷重の計算結果を表 4.4.5 に示す。

これより、原設計の全水平力は、波高 H=1.2m で線形計算（部材、地盤共に）により、山がある場合 $\Sigma H=485\text{kN}$ 、波の谷がある場合 $\Sigma H=342\text{kN}$ であることから、非線形を考慮した本計算結果では 2.3 倍程度の荷重までは耐え得ることが分かる。

表 4.4.5 鋼材が全塑性時の水平荷重の推定結果

	全水平力 ΣH (kN)	
	波の山がある場合	波の谷がある場合
P C 版無視	1256.690	828.850
P C 版考慮	1137.010	828.880

(4)波高の推定

前節で、鋼材が全塑性に至る際の全水平力が求まったことより、その全水平力に相当す

る津波高さを逆算する。計算は、漁港・漁場の施設の設計の手引き 4.14) に従う。

1) 波高推定結果

押し波は、重複波として、波高 $H=2.9\text{m}$ となった (図 4.4.13 参照)。

引き波は、砕波の負圧として、波高 $H=6.5\text{m}$ となった (図 4.4.14 参照)。

但し、実際の引き波は砕波の負圧とは波の性状が異なると考えられるため、参考程度と見るべきと考える。

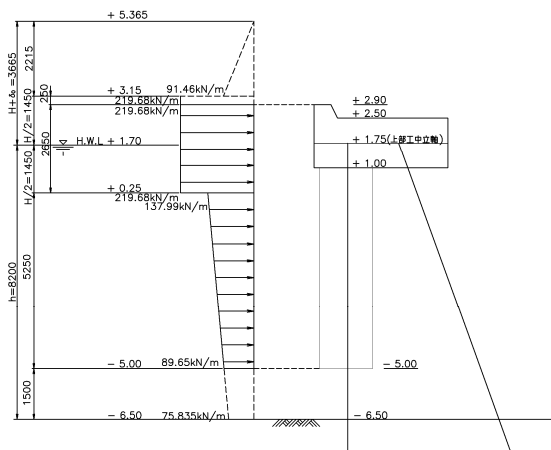


図 4.4.13 押し波 ($H=2.9\text{m}$)

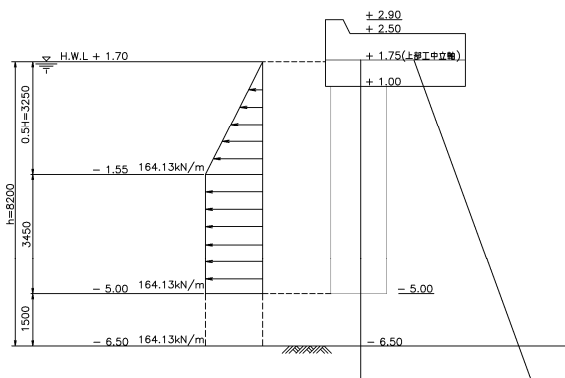


図 4.4.14 負圧 ($H=6.5\text{m}$)

$$\text{押し波 (重複波)} \quad \Sigma P = 219.68 \times 2.65 + \frac{137.99 + 89.65}{2} \times 5.25 = 1179.71\text{kN} \Rightarrow H=2.9\text{m}$$

$$\text{引き波 (砕波の負圧)} \quad \Sigma P = \frac{164.13}{2} \times 3.25 + 164.13 \times 3.45 = 832.96\text{kN} \Rightarrow H=6.5\text{m}$$

(5) 鋼材の $M \sim \phi$ 関係に基づく構造耐力の検討

部材の塑性化を許容し、かつ、靱性を損なわない範囲の荷重 (波高) を検討するため、道路橋示方書 V 耐震設計編 4.15) に準じて鋼材の $M \sim \phi$ モデルを設定し、塑性化点の鋼材が許容曲率に至る際の全水平力を算出する。なお、波力は破砕の波圧 (等分布荷重) を対象とする。

1) 計算の手順

許容ひずみ、許容応力度、許容曲率等の設定は以下に示す。図 4.4.15 に $M \sim \phi$ モデルの設定例を示す。

・許容ひずみは、「道路橋示方書 V 耐震編 11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度-ひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ」の記載より、

$$\text{鋼材の許容ひずみ} \quad \varepsilon_a = (20 - 140Rt) \varepsilon_y \quad \dots \text{式 1.}$$

ここに、

$$Rt = R/t \cdot \sigma_y / E \cdot \sqrt{[3(1 - \mu^2)]} \quad \dots \text{式 2.}$$

R : 板厚中心位置の半径 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

μ : 鋼材のポアソン比

・許容応力度は、「道路橋示方書 V 耐震編 11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度-ひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ」の記載より、

鋼材の許容応力度 $\sigma_a = \sigma_y + Es/100 (\epsilon_a - \epsilon_y)$ …式 3.

ここに、

σ_y : 鋼材の降伏点 (N/mm²)

Es : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ϵ_y : 鋼材の降伏ひずみで、 $\epsilon_y = \sigma_y / Es$

- 軸力が 0 のときの降伏曲げモーメント及び降伏曲率は、

$$M_{y0} = \sigma_y \cdot Z, \quad \phi_{y0} = \epsilon_y / R$$

- 軸力が 0 のときの許容曲げモーメント及び許容曲率は、

$$M_{a0} = \sigma_a \cdot Z, \quad \phi_{a0} = (\epsilon_a / \epsilon_y) \cdot \phi_{y0}$$

- 降伏軸力及び許容軸力は、 $N_{y0} = \sigma_y \cdot A$ 、 $N_{a0} = \sigma_a \cdot A$ (A : 鋼材の断面積)

- 降伏軸力比パラメータ及び許容軸力比パラメータは、

$$\alpha_y = N / N_{y0}, \quad \alpha_a = N / N_{a0}$$

- 軸力を考慮した降伏曲げモーメント及び降伏曲率

$$M_y = (1 - \alpha_y) M_{y0}, \quad \phi_y = (1 - \alpha_y) \phi_{y0}$$

- 軸力を考慮した許容曲げモーメント及び許容曲率

$$M_a = (1 - \alpha_a) M_{a0}, \quad \phi_a = (\epsilon_a / \epsilon_y) \phi_y$$

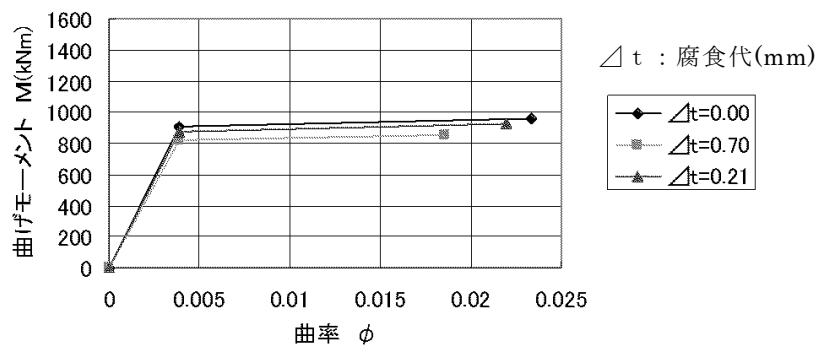


図 4.4.15 M~ ϕ モデルの設定例 (東波除堤 海側鋼管杭 上杭)

2) 計算結果

前項の手順でステップ計算を行い、杭材の一部が許容ひずみに到達したときの波力合計を計算した結果を表 4.4.6 に示す。

【Step-65】

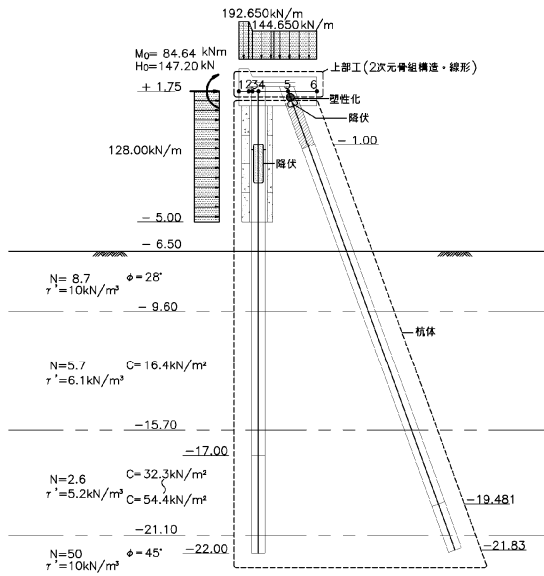


図 4.4.16 PC 版無視

【Step-75】

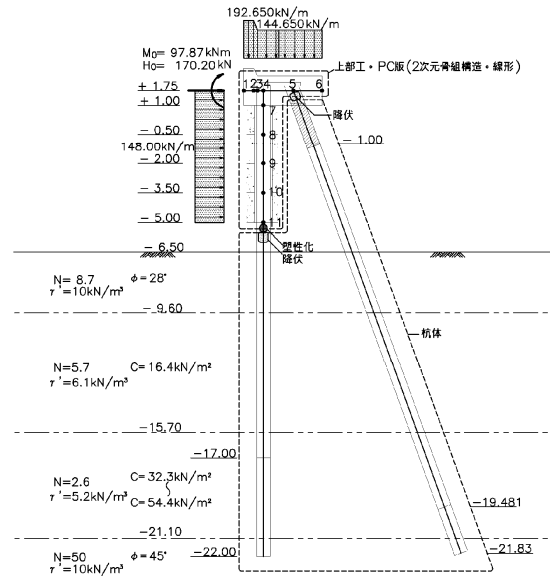


図 4.4.17 PC 版考慮

表 4.4.6 鋼材の M~φ モデルに基づく全水平力の計算結果

	東波除堤	西波除堤
押し波（砕波） （コンクリート版無視）	$\Sigma H = 1011 \text{ kN}$ 上部工水平変位 126mm	$\Sigma H = 1043 \text{ kN}$ 上部工水平変位 230mm
押し波（砕波） （コンクリート版考慮）	$\Sigma H = 1169 \text{ kN}$ 上部工水平変位 89mm	$\Sigma H = 1138 \text{ kN}$ 上部工水平変位 157mm

(6) 津波高さの推定

1) 計算の手順

表 4.4.6 に示す全水平力と同等の津波荷重を与える津波高さを推定するにあたっては、港湾の施設の技術上の基準・同解説 4.16) に準じて算出する。

直立壁に作用する津波力は、図 4.4.18 に示す分布を考え、静水位上 $\eta^* = 3.0 \alpha_1$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p=2.2 \rho g \alpha_1$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。

直立壁に作用する津波力は、図-5.2のように与えてもよい。静水面上 $\eta^*=3.0a_t$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p=2.2\rho_0ga_t$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする³⁾。

$$\eta^* = 3.0a_t \quad \dots \text{式 4.}$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_t \quad \dots \text{式 5.}$$

$$p_u = p_1 \quad \dots \text{式 6.}$$

ここに、

- η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)
- a_t : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)
- ρ_0g : 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- p_1 : 静水面上における波圧強度 (kN/m²)
- p_u : 前面下端における揚圧力 (kN/m²)

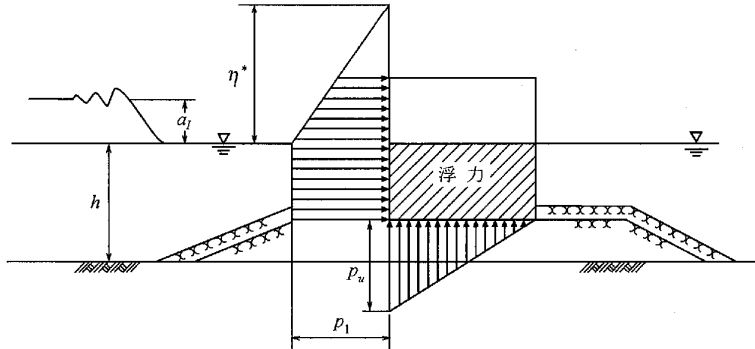


図 4.4.18 津波波力の考え方

2)津波高さの推定結果

前節の手順により津波高さを推定した結果を表 4.4.7 に示す。

同表より、鋼材の許容ひずみに対応する曲率での津波高さ 1.2m程度、静水面上の波圧作用高さ 4.0m程度であることが分かる。

表 4.4.7 津波高さの推定結果 (鋼材の許容ひずみ範囲)

			東波除堤		西波除堤	
			PC版無視	PC版考慮	PC版無視	PC版考慮
計算条件	天端	m	2.90	2.90	2.90	2.90
	静水面	m	1.70	1.70	1.70	1.70
	海底面	m	-5.00	-5.00	-5.00	-5.00
	αI	m	1.182	1.362	1.218	1.326
波圧強度	$\eta^*=3.0\alpha I$	m	3.55	4.09	3.65	3.98
	h	m	6.70	6.70	6.70	6.70
	h1	m	1.20	1.20	1.20	1.20
	h2	m	2.35	2.89	2.45	2.78
	$P1=2.2\rho_0g\alpha I$	kN/m ²	26.28	30.28	27.08	29.48
	P2	kN/m ²	17.38	21.38	18.18	20.58
津波合力	1 m 当り津波荷重					
	S1	kN	26.20	31.00	27.16	30.04
	S2	kN	176.04	202.85	181.41	197.49
	S	kN	202.24	233.85	208.56	227.53
	1 フレーム 当りの津波荷重 (5 m 当り)					
S	kN	1011.20	1169.25	1042.81	1137.64	

(7)P~δ 曲線の作成による東波除堤、西波除堤の許容耐力の比較

「(5)鋼材の M~φ 関係に基づく構造耐力の検討」の結果得られた P~δ (上部工) 曲線 (PC 版考慮) を描くと、図 4.4.19 となる。図中に、直杭及び斜杭の鋼材が降伏、許容ひずみに達した点を記している。

海側の直杭の塑性化点が許容塑性率に到達する際の荷重は、西波除堤の方が大きく、かつ、変位も大きいことがわかる。すなわち、西波除堤の方が東波除堤より変形性能が大きく、これが被災を免れた一因であると考えられる。

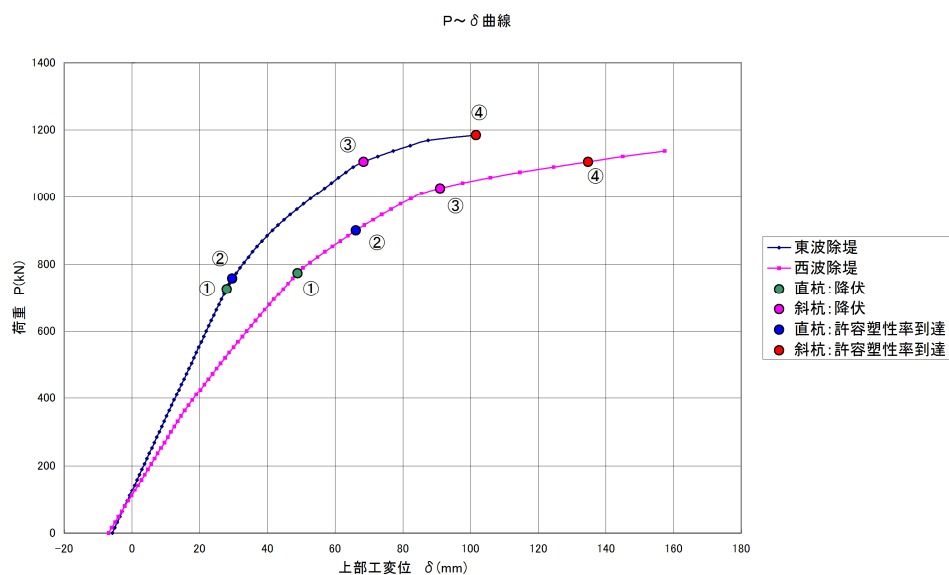


図 4.4.19 P～ δ 曲線（東波除堤、西波除堤）PC 版考慮

表 4.4.8 東波除堤&西波除堤の P～ δ 曲線上の降伏点、許容ひずみ到達点（PC 版考慮）

	水平荷重 P (kN)	上部工変位 δ (mm)	P C 版下端変位 δ (mm)	鋼管杭の状態	Step	
東波除堤	①	726.8	28.0	27.7	直杭：降伏	47
	②	758.4	29.6	29.5	直杭：許容ひずみ到達	49
	③	1106.0	68.4	108.2	斜杭：降伏	71
	④	1185.0	101.6	191.0	斜杭：許容ひずみ到達	76
西波除堤	①	774.2	48.9	54.0	直杭：降伏	50
	②	900.6	66.1	85.7	直杭：許容ひずみ到達	58
	③	1027.0	91.0	137.8	斜杭：降伏	66
	④	1106.0	134.7	245.8	斜杭：許容ひずみ到達	71

また、西波除堤の杭の板厚を薄くした場合の P～ δ 曲線は図 4.4.20 となる。

同図から、板厚を薄くすると、そうでない場合に比べ、直杭が許容塑性率に到達する荷重は 0.74 倍に低減されていることが分かる。

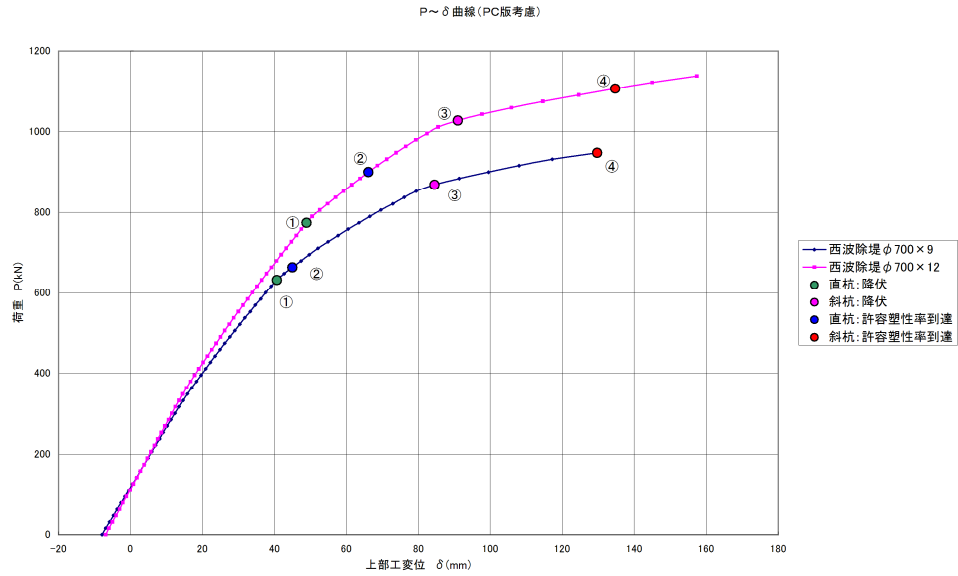


図 4.4.20 P~δ 曲線 西波除堤 (杭の板厚を薄くした場合)

表 4.4.9 西波除堤の板厚変化させた P~δ 曲線上の降伏点、許容ひずみ到達点 (PC 版考慮)

		水平荷重 P (kN)	上部工変位 δ (mm)	PC 版下端変位 δ (mm)	鋼管杭の状態	Step
西波除堤 φ 700×9	①	632.0	40.7	27.7	直杭：降伏	41
	②	663.6	45.0	29.5	直杭：許容ひずみ到達	43
	③	869.0	84.5	108.2	斜杭：降伏	56
	④	948.0	129.7	191.0	斜杭：許容ひずみ到達	61
西波除堤 φ 700× 12	①	774.2	48.9	54.0	直杭：降伏	50
	②	900.6	66.1	85.7	直杭：許容ひずみ到達	58
	③	1027.0	91.0	137.8	斜杭：降伏	66
	④	1106.0	134.7	245.8	斜杭：許容ひずみ到達	71

4.4.4 まとめ

東北地方太平洋沖地震により石巻漁港のカーテンウォール式波除堤の鋼管杭に発生した損傷について、原設計との対比、東西波除堤の差異分析を主体とした設計的検討を行った。以下に得られた成果をまとめる。

①波高 $H=6.6\text{m}$ の波が作用すると、鋼管杭の許容応力度比は4~5倍となり、部位としては、杭頭部及びPC版下端での応力比が高くなる結果となった。これは、実際の構造物の被災調査結果とも合致する結果と考えられる。

②一方、鋼材、地盤の非線形性を考慮して、部材断面が全塑性状態に至る荷重分布を想定すると、その状態での全水平力は原設計の2.3倍程度までは耐え得ることが分かった。

③原設計の2.3倍程度の水平力に相当する波高を推定すると、押し波は重複波で $H=2.9\text{m}$ であり、静水面上の波圧作用高さは $H.W.L+3.665\text{m}$ と推定される。

これは、波高 $H=6.6\text{m}$ の碎波の1/2程度の規模であり、波高 $H6.6\text{m}$ の波が襲えば東波除堤を被災させるに十分な波力が作用していたものと推察される。

④全塑性後の鋼材の許容ひずみに着目した $M\sim\phi$ モデルを設定し、 $P\sim\delta$ 曲線を作成した。その結果、直杭の塑性化点が許容ひずみに到達する全水平力は、東波除堤よりも西波除堤の方が大きく、また、変形性能に優れており、西波除堤が被災を免れた一因であると考えられる。

⑤板厚の影響を見るため、西波除堤の構造モデルにおいて、板厚を変えた計算を実施したが、直杭 $t12\Rightarrow t9$ 、斜杭 $t12\Rightarrow t11$ とすると、単位当たりの荷重に対する変形が増えるが、直杭が許容ひずみに達する荷重は0.74倍（対東波除堤で0.87倍）と低減される。よって、長期にわたる変形性能を維持するため、初期の板厚を増しておくことが有用と考えられる。

最後になりましたが、資料をご提供頂いた宮城県東部地方振興事務所殿に感謝申し上げます。

4.5 港湾構造物のまとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で被災した港湾鋼構造物として、S港T埠頭（鋼管矢板式岸壁）、相馬港1号埠頭（鋼矢板式岸壁）、石巻漁港波除堤（鋼管杭によるカーテンウォール）について被災原因の検討をおこなった。以下に主な結論と今後の課題について記す。

【S港T埠頭2号岸壁】

- ①最大0.65m程度海側にはらみだした鋼管矢板部分の現地変位計測結果から鋼管矢板の曲率を算定したところ、複数点で塑性化している可能性があることがわかった。
- ②FLIPによる地震応答解析で概ね被災することは再現できた。ただし、実際の鋼管矢板や控え組杭の計測結果とあわせるためには、1)受働側の地盤強度がもう少し発揮される地盤定数の設定、2)控え杭の軸方向挙動の設定を調整して引き抜きの程度を合わせる必要があると考えられる。
- ③控え組杭に関して、曲げを考慮した設計法に対応する位置まで背後に移動させたところ、残留水平変位が2割程度減少し、耐震性が向上することが明らかになった。
- ④1号岸壁に関して、2号岸壁と同じモデル化による地震応答解析（FLIP）で無被災をどの程度再現可能なのか、今後の課題としたい。

【相馬港1号埠頭】

- ①控え直杭式の鋼矢板岸壁（-5.5m水深、C-1-1～C-1-3）では最大1.64mのはらみだしが発生していた。控え組杭式の鋼矢板岸壁（-7.5m水深、C-1-4）では、タイワイヤーが破断して鋼矢板が海側へ倒壊した区間を除いてはらみだしは生じていない。
- ②一部倒壊したC-1-4岸壁に対して、地震時の土圧を作用させて設計したところ、鋼矢板の根入れが不足することがわかった。このことが、タイワイヤーの破断に繋がるのか今後の検討課題としたい。

【石巻漁港波除堤】

- ①東波除堤（水深-6.5m、上部鋼管杭φ700mmt9、t11）の一部で鋼管杭が破断する倒壊が発生した。一方、西波除堤（水深-8m、上部鋼管杭φ700mmt12）では倒壊は見られなかった。
- ②当該地区の津波波高6.6mを砕波圧として作用させると、許容応力度比が4～5倍程度となることがわかった。
- ③東西の波除堤で差異が生じた要因を探るため、プッシュオーバー解析で検討を行った。鋼管杭の非線形性は径厚比が考慮できる道路橋示方書の鋼製橋脚の応力ひずみ関係を用いた。その結果、鋼管杭が許容塑性率に到達する変位は西波除堤の方が3割程度大きく、変形性能に優れる（ねばり強い）ことがわかった。

港湾分野の鋼管杭の塑性化を考慮した設計（地震応答解析やプッシュオーバー解析）では、全塑性モーメントを折れ曲がり点とするバイリニアモデルを用いることが多いが、全塑性後の限界値（許容塑性率や限界ひずみ）までチェックされることは少ない。鋼管杭は、適切な設計により「ねばり強さ」を発揮できるポテンシャルを有しているため、径厚比に応じた適切な限界値の設定が課題と考えられる。

【参考文献】

- 4.1) 「2011 東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報」
(2011.4 港湾空港技術研究所資料 1231)
- 4.2) 国土交通省 東北地方整備局, 芙蓉海洋開発株式会社・五洋建設株式会社設計共同体:
平成 22 年度仙台塩釜港 (仙台港区) 外港湾施設等被災状況調査報告書, 平成 23 年
8 月.
- 4.3) Iai, Matsunaga, Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility,
SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 4.4) 港湾空港技術研究所地震動研究チーム: 2011 年東北地方太平洋沖地震による地震動
の事後推定, [http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/research_jpn/
research_jpn_2011/jr_4052_rev2.html](http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/research_jpn/research_jpn_2011/jr_4052_rev2.html), 2011 年 6 月
- 4.5) (一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会、震災 1 次報告書
- 4.6) 福島県相馬港湾建設事務所資料
- 4.7) 株式会社 福建コンサルタント: 昭和 54 年度 福島県相馬港建設事務所
相馬 1 号埠頭 (-7.5m) 岸壁 設計委託報告書、昭和 54 年 3 月
- 4.8) 国総研 HP <http://www.ysk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>
- 4.9) 野田節男、上部達生、千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報
告 第 14 巻第 4 号、1975
- 4.10) 一般社団法人 日本気象協会: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震津波の概
要 (速報)
- 4.11) ナウファスの資料 <http://nowphas.mlit.go.jp>
- 4.12) 沿岸レポート: 東日本大震災から 1 年—港湾被災で判ったこととまだ判らないこと
—; C D I T / Vol.38、2012.4 pp26~32
- 4.13) 基礎工 平成 24 年 8 月号 VOL.40、No.8 pp19~22, 「海岸堤防の津波越流被害と復旧
に向けての取り組み」; 諏訪 義雄
- 4.14) 漁港・漁場の施設の設計の手引き 2003 年度版 (全国漁港漁場協会)
- 4.15) 道路橋示方書 V 耐震設計編
 - 11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力
 - 11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度—ひずみ曲線並び
に鋼材の許容ひずみ
- 4.16) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 19 年 7 月 (日本港湾協会) p.235

5. 鋼矢板構造物の被災・無被災検討報告（鋼矢板技術委員会）

5.1 全体概要

東北地方太平洋沖地震では、河川堤防や道路盛土等の盛土構造が、液状化等によって沈下や法面崩壊等の被災を受ける事例が、青森県から千葉県までの広範囲にわたって多数発生した。また、海岸堤防の盛土構造が、津波によって崩壊する等の大きな被害も多くみられた。

本節では、まず、1次調査において、「河川堤防」に着目して現地調査を行い、近傍の無対策箇所では沈下や法面崩壊等の被災を受けている箇所があるのに対して、鋼矢板による耐震補強が施されていた箇所が無被災であったことを確認した。止水矢板設置箇所としては利根川と阿武隈川の現地調査を行ったが、被災箇所と無被災箇所があった。今回はこれら調査結果の取りまとめとともに、鋼矢板による河川堤防の補強効果について解析的検討を行った。

鋼矢板は河川では、堤防補強以外に、「護岸」として使用されている。この河川護岸の被災事例は少なかったようであるが、横利根川（千葉県・茨城県）では、液状化によって鋼矢板のはらみ出しや沈下が発生していた。一方、液状化が発生した地区のひとつである新木場地区（東京都）の現地調査も実施したが、鋼矢板の変状は認められず、健全であった。

鋼矢板は河川以外に、「道路擁壁」としても使用されている。そこで、青森、岩手、宮城の3県に設置された擁壁を現地調査したところ、被災はほとんど認められず、健全な状態を維持していた。

津波を受ける海岸域で言えば、鋼矢板の代表的な用途は、鋼矢板岸壁や護岸である。これらの被災は限定的であったが、「相馬港1号埠頭岸壁」に一部倒壊がみられている。この被災要因検討結果は本編4.3に記載されているので、そちらを参照されたい。ここでは、港湾分野で取りあげられていない「仮締切り堤」に着目して、岩手県で水門建設のために設置されていた「二重鋼矢板仮締切り堤」2箇所の現地調査を実施し、津波により一部の中詰め土が流出していたものの、鋼矢板には損傷が無いことを確認した。今回はこれら調査結果を元に、供用時の状況及び今回の津波による作用外力を推定し、鋼矢板二重壁は想定外の外力が作用しても倒壊しない「粘り強い構造」であることを確認した。

「河川堤防」における鋼矢板の耐震効果は、各機関で実施された調査・分析によっても評価されている。

河川堤防の被災実態を把握、分析し、これまでの河川堤防の耐震に関する取り組みを検証することを目的として設立された「河川堤防耐震対策緊急検討委員会」（委員長：東京大学 東畑郁生教授）では、関東地方整備局管内の河川（利根川下流、江戸川、小貝川、那珂川、久慈川、霞ヶ浦）における堤防の被災状況を調査・整理した結果、鋼矢板を耐震対策として適用した場合には100%、止水対策として適用した場合には95%が小規模被災以下であり、概ね沈下軽減効果があったと評価している^{5.1)}。また、小貝川の止水矢板施工箇所を対象に「現状矢板対策」「現状+追加矢板対策」「無対策」の3ケースに対する解析を実施し、堤防の沈下量や側方変位の定量的な比較で矢板対策工の沈下軽減効果を確認している^{5.2)}。

また、東日本大震災で被災した河川堤防等の被災メカニズムの解明や復旧工法の方針を検討するために設立された「北上川等堤防復旧技術検討会」（委員長：広島大学 佐々木康名誉教授）では、阿武隈川において矢板対策区間16箇所に対し15箇所において被災が無く、「無対策箇所に比べて耐震効果が発揮されている」と評価している^{5.3)}。

5.2 河川堤防における液状化被災再現解析

東日本大震災では、河川堤防において液状化等による崩壊が発生したが、鋼矢板による補強を施した堤防では被害が少なかったことが報告されている^{5.4)}。そこで、鋼矢板による補強効果のメカニズム解明に資するため、2次元液状化流動解析プログラム「ALID」による解析検討を実施した。

検討内容としては、利根川堤防の実断面を対象として、実スケールの解析を実施し、鋼矢板対策の有無、あるいは鋼矢板の打設位置、打設長さなどを変えた場合の結果について検討を行った。さらに、「ALID」の鋼矢板-盛土地盤構造への適用性を確認・検証するため、平成12年に鋼管杭協会において実施した振動台模型実験を対象としたシミュレーションを実施し、変形量や鋼矢板に生じた曲げひずみ等の比較を行った。

○ 2次元液状化流動解析プログラム「ALID」の概要

「ALID」とは、安田（東京電機大）、吉田（東北学院大）、安達（地盤ソフト工房）らによって設立されたALID研究会において開発された地盤～構造物系の解析プログラムであり、地盤の液状化に伴って発生する流動現象のメカニズムを、液状化層の土骨格構造破壊に起因する剛性の消失として捉え、自重応力下の砂質土層がせん断剛性低下によって変形すると仮定した静的な地盤変形解析手法である。

（以下のホームページ参照）

<http://www.jibansoft.com/entrance.html>

5.2.1 解析対象の被災概要（利根川）

東北地方太平洋沖地震（2011/3/11）における利根川堤防の被災箇所の再現解析を「A L I D」を用いて行い、その適用性を検証すると共に、鋼矢板による対策を行った場合の対策効果を同解析により評価した。

図 5.2.1 に解析対象とした利根川左岸 18.5k+100m～19.0k 区間（神栖市横瀬地先）の地図を示す。本地点は、鋼矢板や地盤改良による耐震対策はとられていなかった。

図 5.2.2 に同地点における国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会の調査^{5.5)}による被災スケッチ図を示す。1～2m 程度の天端沈下が報告されている。

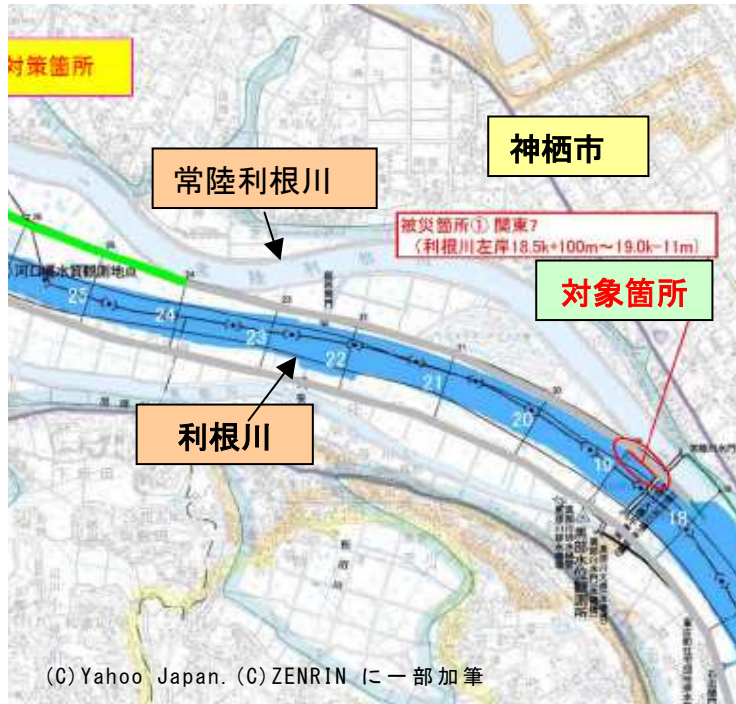


図 5.2.1 解析対象（利根川左岸 18.5k+100m～19.0k 区間、無対策）

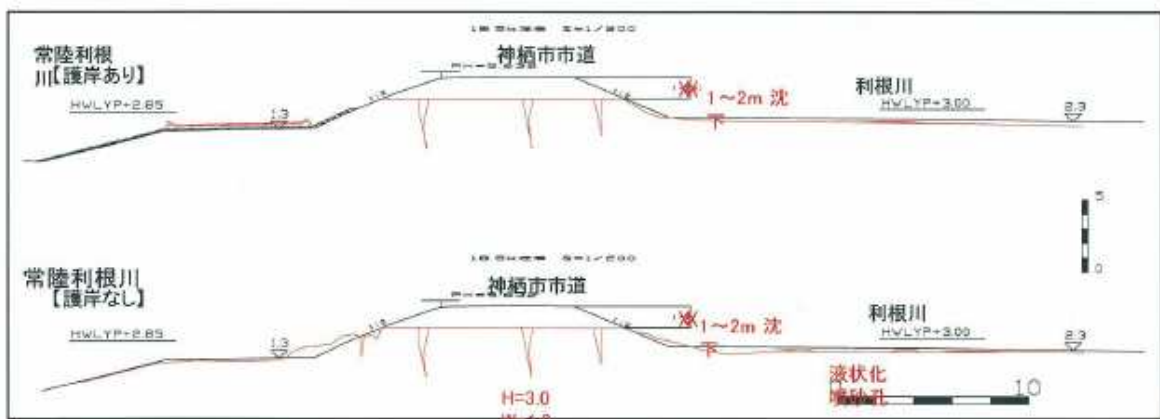


図 5.2.2 解析対象箇所近傍における被災スケッチ図

5.2.2 利根川堤防断面の再現解析

(1)解析条件

解析対象箇所における土質データ（国交省より提供）を表 5.2.1 に示す。
解析対象箇所における土質条件（標準貫入試験結果）を図 5.2.3 に示す。

表 5.2.1 土質データ（国交省より提供）

資料名	種別	細別
標準断面図	標準横断図(完成図)	
土質データ	標準貫入試験結果	N値
		土質柱状図
		地下水位
	粒度試験結果(粒度分布)	
	せん断試験	内部摩擦角
		粘着力
	圧密試験	
	繰返しせん断試験	

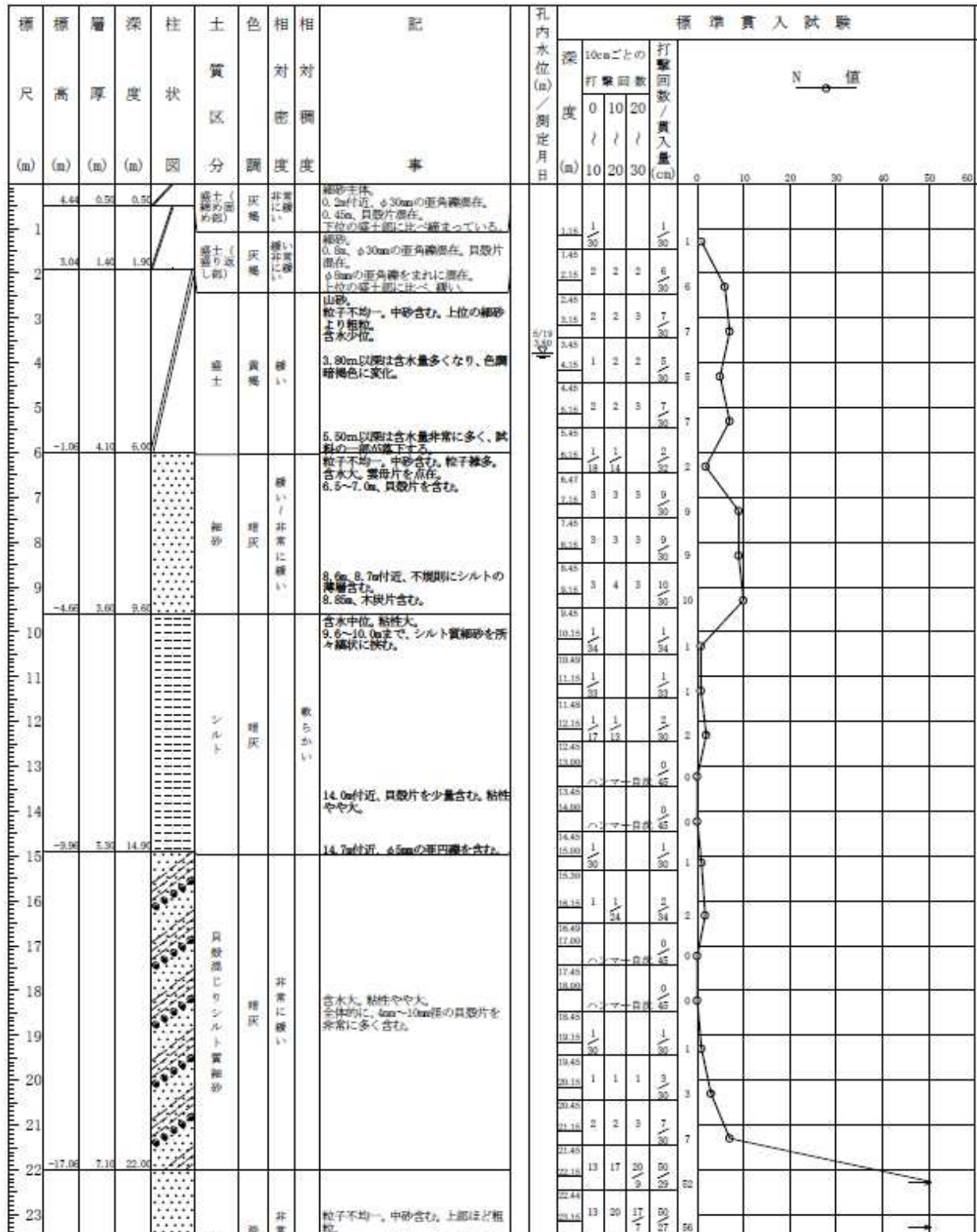


図 5.2.3 解析対象箇所における土質条件 (標準貫入試験結果)

解析対象の断面図を図 5.2.4 に示す。

このうち、第 1 層、第 2 層の細砂層と第 4 層の砂質シルト層を液状化対象層とし、常時応力解析工程および残留変形解析工程のいずれの解析工程（5.2.2 参照）においても MC/DP 型の弾塑性モデルとした。

また、鋼矢板対策のケースでは、鋼矢板を弾性梁でモデル化するとともに、鋼矢板－地盤間はジョイント要素を設けた（すべり抵抗 $\mu=0$ とした）。

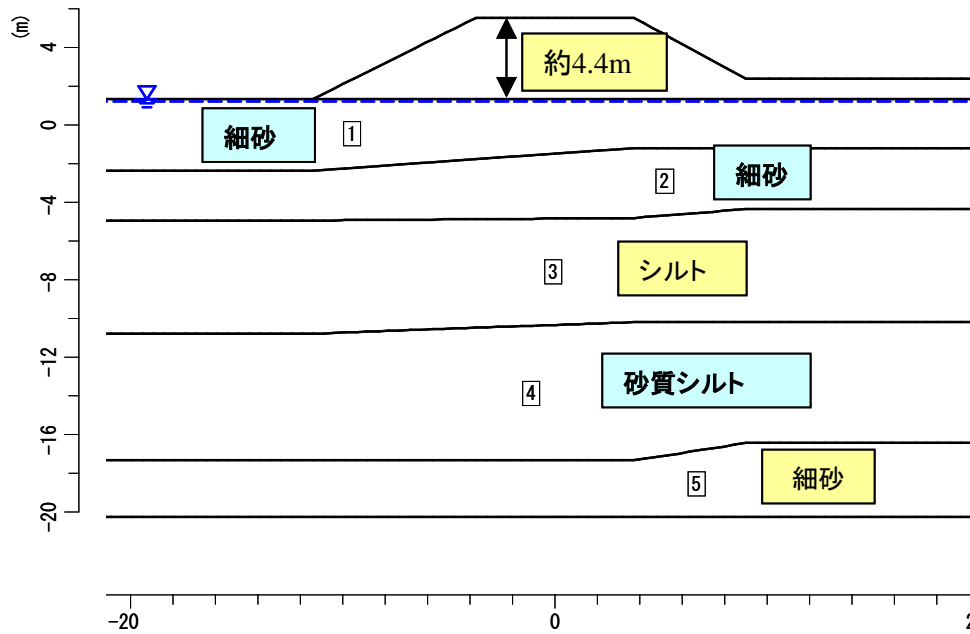


図 5.2.4 解析対象断面（モデル化）

A L I D の解析における工程モデル（無対策および鋼矢板対策時）を表 5.2.2 に示す。

表 5.2.2 A L I D 解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル

番号	工 程	内 容
1	自然堆積地盤	初期自然堆積地盤としてY. P. +1.45mまで生成($K_0=0.5$)
2	盛土工①	盛土工(Y. P. +2.49m)
3	盛土工②	盛土工(Y. P. +4.05m)
4	堤体完成	堤体完成(Y. P. +5.60m)
5	対策工施工	

残留変形解析工程モデル

番号	工 程	内 容
6	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
7	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算

(2)解析ケース

解析ケースを図 5.2.5 に示す。

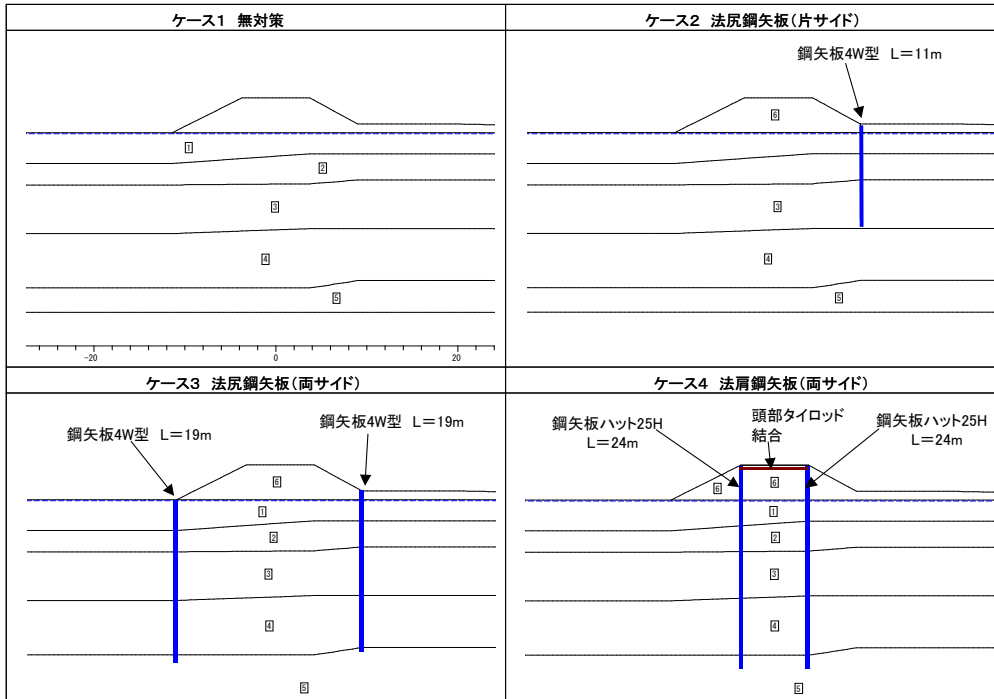


図 5.2.5 解析ケース

(3)解析結果

各ケースの FL 値分布（液状化発生度合い）を図 5.2.6 に示す。解析メッシュの違い（鋼矢板の位置）による微小な相違はあるものの、基本的にいずれのケースも同様の FL 値分布である。

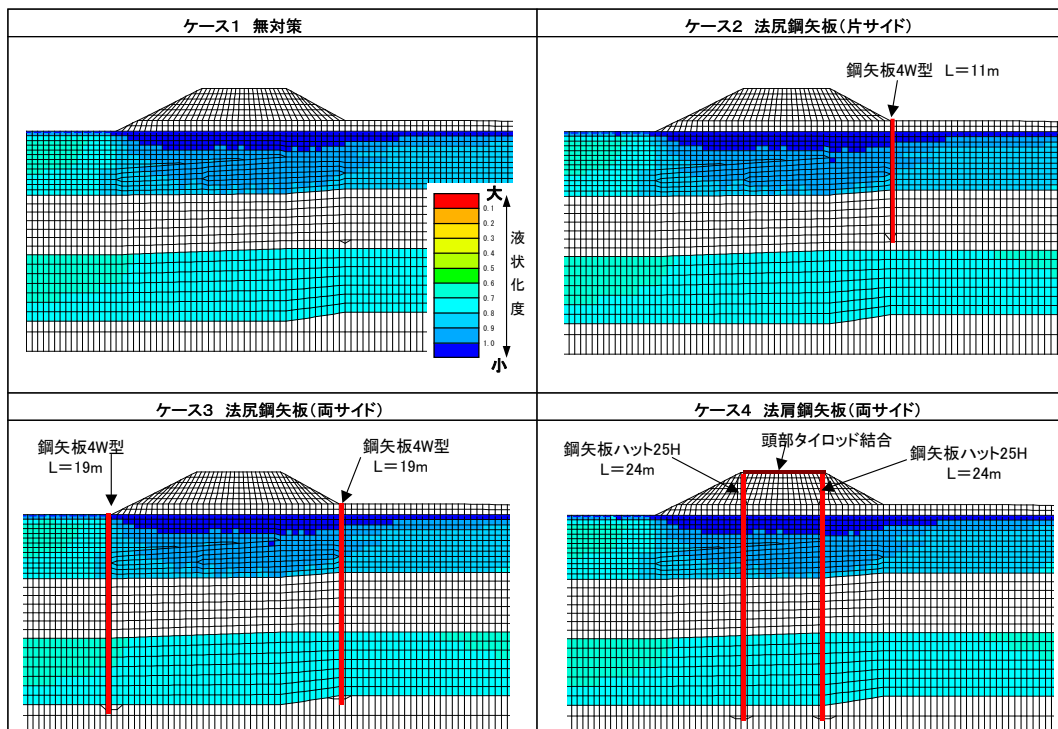


図 5.2.6 FL 値分布（液状化発生度合い）

過剰間隙水圧消散後の地盤変形図を図 5.2.7 に示す。

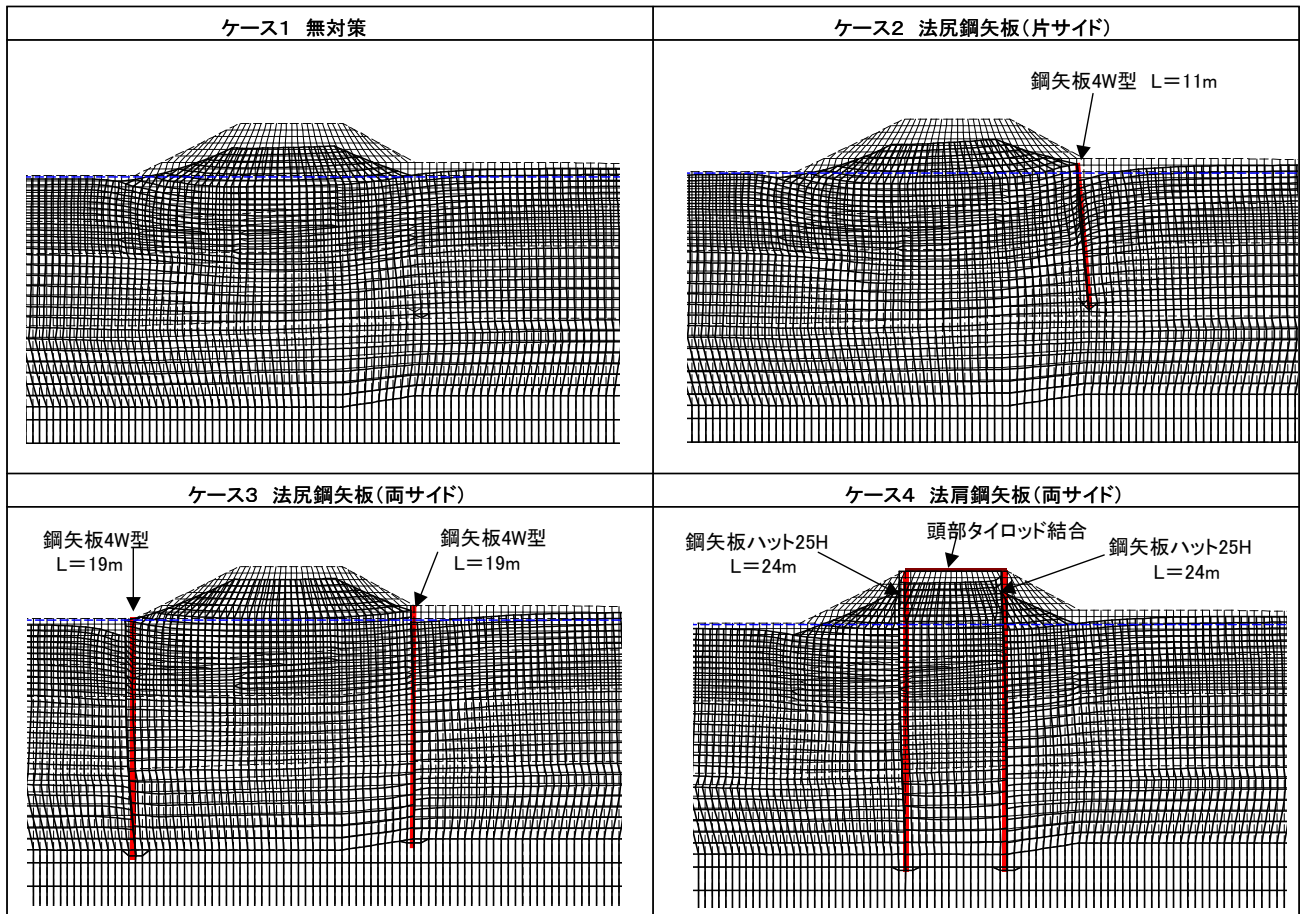


図 5.2.7 変形図 (過剰間隙水圧消散後)

各層の沈下量分布図（過剰間隙水圧消散後）を図 5.2.8 に示す。

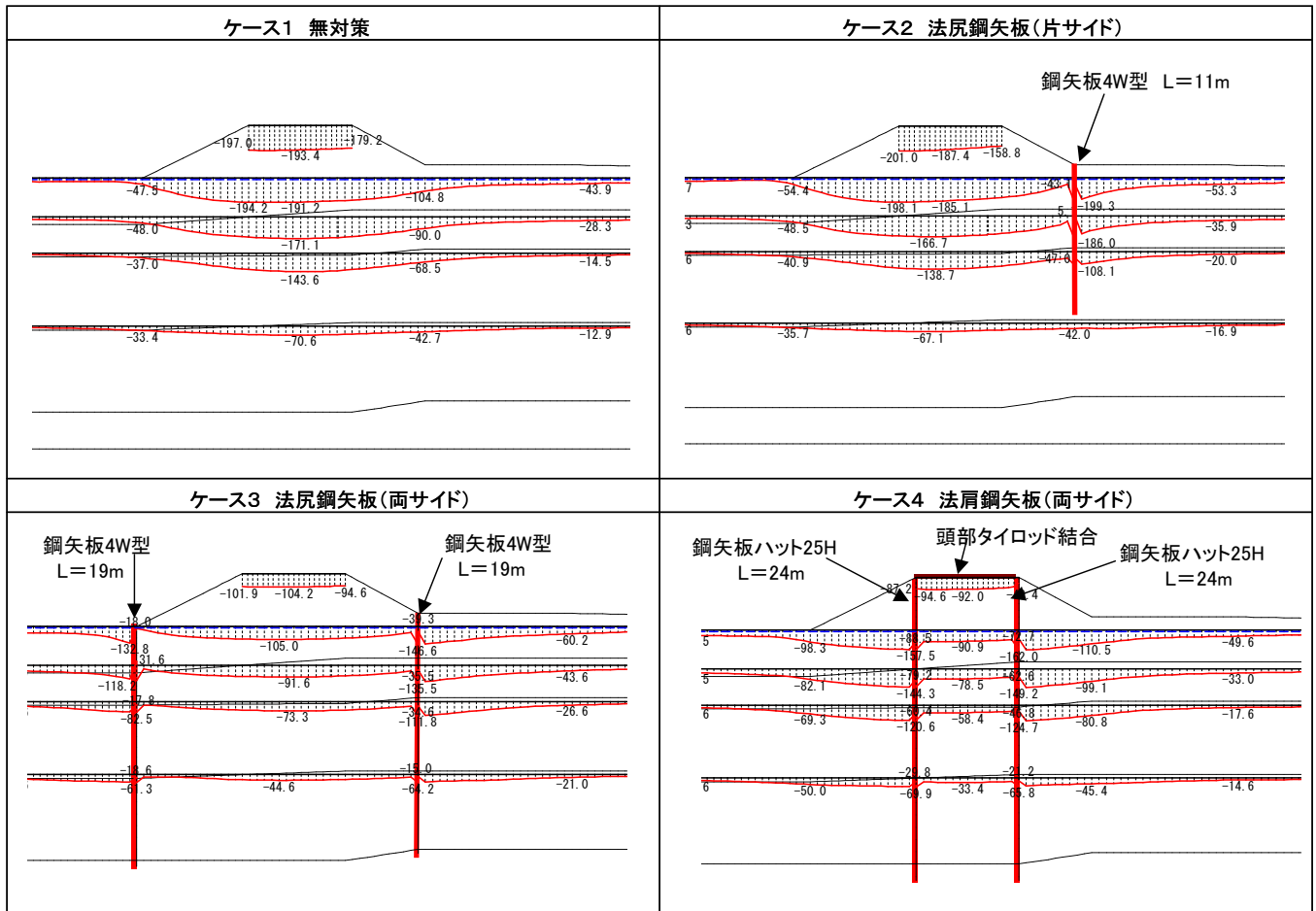


図 5.2.8 各層の沈下量分布図（過剰間隙水圧消散後）

各ケースにおける鋼矢板への作用モーメント（残留値）を図 5.2.9 に示す。

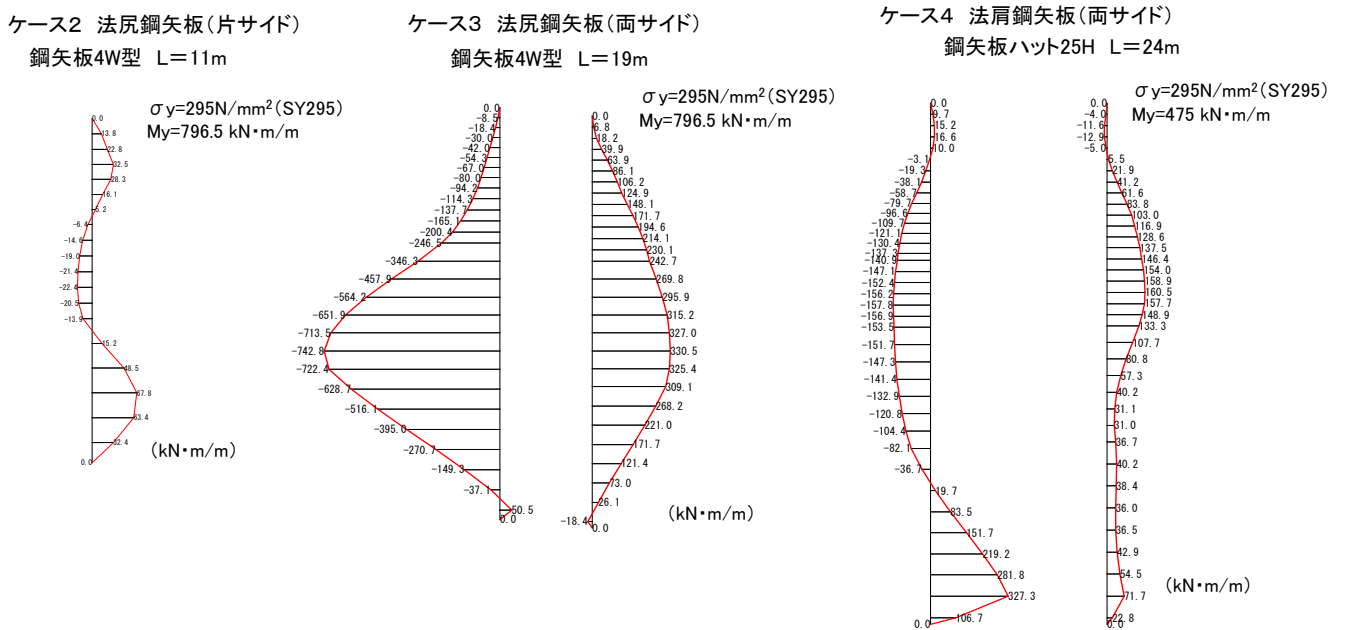


図 5.2.9 鋼矢板への作用モーメント（残留値）

(4)結果の考察

①無対策時

無対策ケースにおける本解析結果では、天端沈下量が約 1.8～1.9m であった。

国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会の調査結果^{5.5)}(図 5.2.2 参照)と比較して、ある程度合致した結果となっている。

②鋼矢板対策の効果

根入れ長が短く、堤防法尻の片側のみに鋼矢板を配したケース 2 では、天端沈下量が約 1.7～2.0m 程度発生しており、無対策と比べて沈下を抑制する効果は確認されなかった。今回の解析条件では砂質シルト層(第 4 層)で液状化(剛性低下)に伴う大きな変形が生じており、それに追従する形で上方のシルト層(第 3 層/根入れ層)にも変形が生じているためと考えられる。

非液状化層まで根入れし、両法に鋼矢板を配したケース 3 (法尻)、ケース 4 (法肩)では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。

なお、各ケースの堤体沈下量について、液状化発生時の地盤流動化(A)による成分と、液状化発生した後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下(B)に分けて、表 5.2.3 に示す。

地盤流動化による沈下(A)：過剰間隙水圧消散に伴う沈下(B)は、およそ 6：4 の関係にある。

表 5.2.3 沈下量の成分について ※堤体天端中央での数値解析

ケース		沈下量(cm)		
		液状化発生時の地盤流動化(A)	過剰間隙水圧消散に伴う沈下(B)	残留沈下(A+B)
無対策		-106	-87	-193
対策①	法先抑止(片側)	-99	-88	-187
対策②	法先抑止(両側)	-62	-43	-105
対策③	法肩抑止(両側)	-54	-38	-92

③鋼矢板への作用力

両法に鋼矢板を配したケース 3 (法尻)では、鋼矢板への作用応力は許容応力度レベルを大きく超えているのに対し、ケース 4 (法肩)では、ケース 3 (法尻)と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、許容応力度レベルを下回った。

鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4 (法肩)の構造が有利となる。

5.2.3 模型振動実験のシミュレーション解析（適用性検討事例）

前節（5.2.2 利根川堤防断面の再現解析）との関係が前後するが、盛土－鋼矢板対策の連成構造におけるA L I Dの適用性、および鋼矢板作用外力特性の把握を目的として実施した「模型振動実験のシミュレーション解析事例」について記述する。

(1) 振動台模型実験の条件

平成12年に鋼管杭協会において実施した1G場の振動台模型実験^{5.6)}を対象とした。対象ケースは無対策および盛土の両法肩に鋼矢板を打設し頭部をタイロッド結合したものの2ケースである。

模型概要を図5.2.10および図5.2.11に示す。

模型は、300mm高さの盛土、350mm厚の液状化層、その下の195mm厚の締固め層（非液状化層）から構成されている。盛土は天端幅300mm、のり勾配1:1.75で、含水比を15%に調整した7号ケイ砂($G_s=2.648$ 、 $D_{50}=0.177\text{mm}$ 、 $U_c=1.59$ 、 $F_c=1.4\%$)を用いて湿潤密度 $\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$ を目標に作成した。

液状化層は相対密度 D_r を40~50%に調整した7号ケイ砂により作成した。

締固め層（非液状化層）は、 D_r を90%に調整した7号ケイ砂を用いた。

鋼矢板は板厚 $t=2\text{mm}$ ×高さ845mmのステンレス鋼板で、下端は土槽にピン固定した。また両側矢板の頭部をタイロッドで連結して事前に緊張力50Nを導入した。

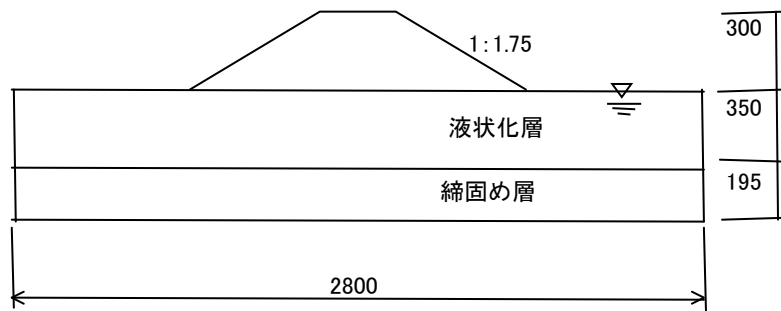


図 5.2.10 実験模型（無対策）

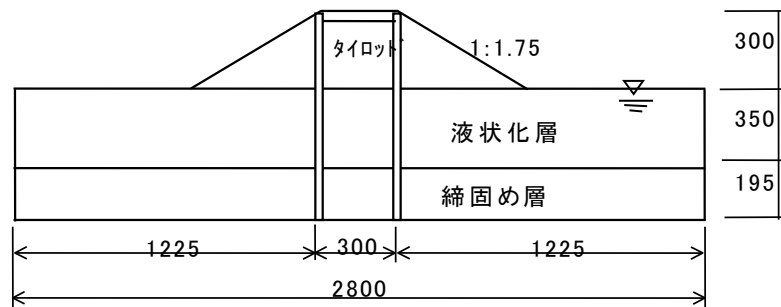


図 5.2.11 実験模型（鋼矢板対策、のり肩二重矢板）

また、実験における入力加振波を図 5.2.12 に示す。
 入力波は正弦波（5Hz、300gal、20 波）である。

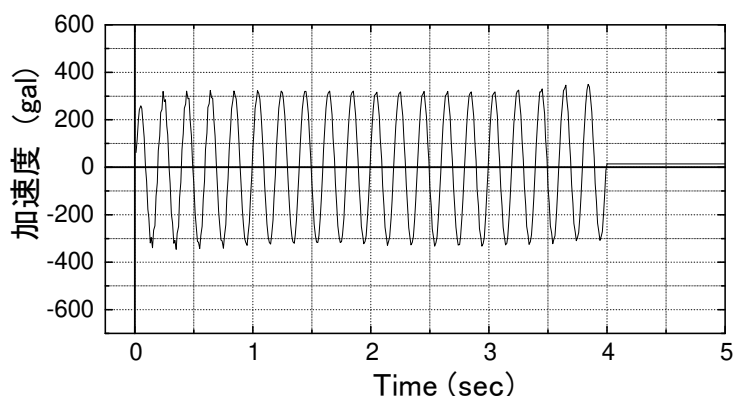


図 5.2.12 実験における入力加振波

(2) A L I D 解析条件の概要

A L I D 解析条件の概要を表 5.2.4 に示す。

同表には模型実験および以前実施した時刻歴応答型の有効応力解析プログラム LIQCA^{5.7)} による条件を比較して示している。

表 5.2.4 A L I D 解析条件の概要（比較）

		模型実験	LIQCA2D(ver.99)	A L I D
重力場		1G 場		
入力加速度		入力加振波（図 5.2.12 時刻歴）		300gal として最大加速度のみ入力
地盤モデル	盛土	7号ケイ砂 ($\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$)	繰返し弾塑性モデル (乾燥モデル)	MC/DP 弾塑性モデル (非液状化)
	液状化層	7号ケイ砂 ($D_r: 40\sim 50\%$)	繰返し弾塑性モデル (湿潤モデル) ※	MC/DP 弾塑性モデル ($R_L 0.25$) ※
	締固め層	7号ケイ砂 ($D_r: 90\%$)	繰返し弾塑性モデル (非液状化)	MC/DP 弾塑性モデル (非液状化)
鋼矢板		板厚 $t=2\text{mm}$ ステンレス鋼板（下端ピン結合）		
鋼矢板－地盤間		－	ジョイント要素 (地盤との摩擦角 $\phi=5^\circ$)	
水圧消散過程の考慮		○	×	○

なお、A L I D における液状化層の繰返しせん断応力比は、LIQCA2D において採用した液状化層の液状化強度曲線（図 5.2.13）を踏襲し、20 回繰返し時で R_L を 0.25 と設定した。

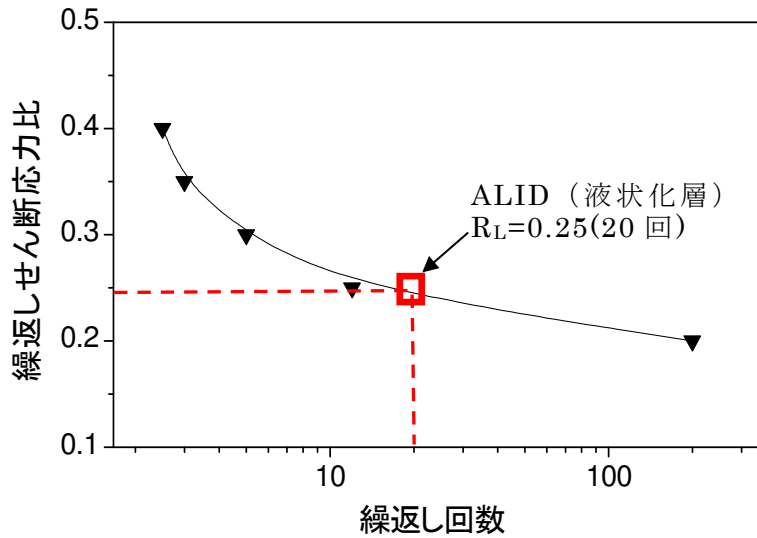


図 5.2.13 LIQCA2D (液状化層) の液状化強度曲線 (および、ALIDにおける縦返しせん断応力比の設定)

ALIDの解析における工程モデル(無対策および鋼矢板対策時)を表 5.2.5 および 5.2.6 に示す。

表 5.2.5 無対策時のALID解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル		
番号	工程	内容
1	初期地盤	初期地盤として高さ54.5cmまで生成($K_0=0.5$)
2	盛土①	盛土(高さ67.0cm)
3	盛土②	盛土(高さ84.5cm)

残留変形解析工程モデル		
番号	工程	内容
4	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
5	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算

表 5.2.6 鋼矢板対策時(のり肩二重矢板)のALID解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル		
番号	工程	内容
1	初期地盤	初期地盤として高さ54.5cmまで生成($K_0=0.5$)
2	矢板	矢板設置(ステンレス鋼版: $t=2\text{mm}$)
3	盛土①	盛土(高さ67.0cm)
4	盛土②	盛土(高さ84.5cm)
5	タイロッド	矢板天端間にタイロッド設置

残留変形解析工程モデル		
番号	工程	内容
6	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
7	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算

(3)解析結果

ALIDの解析結果（無対策およびのり肩二重矢板）について、過剰間隙水圧消散後の残留変形と側方変位分布、およびFL値分布を図5.2.14に示す。

模型実験およびLIQCA解析結果（無対策およびのり肩二重矢板）について、加振終了後の残留変形を図5.2.15に示す。

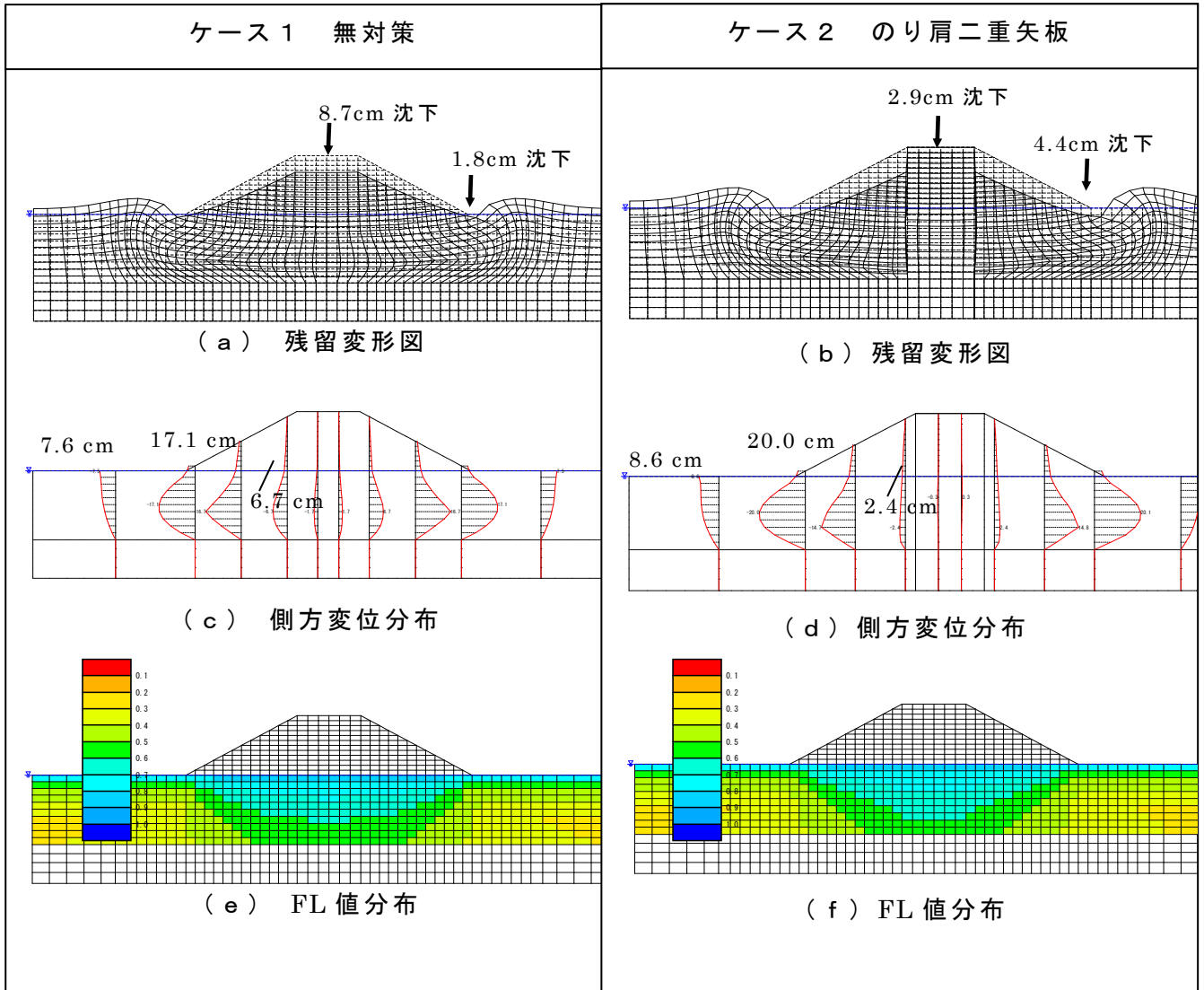


図5.2.14 ALIDの解析結果

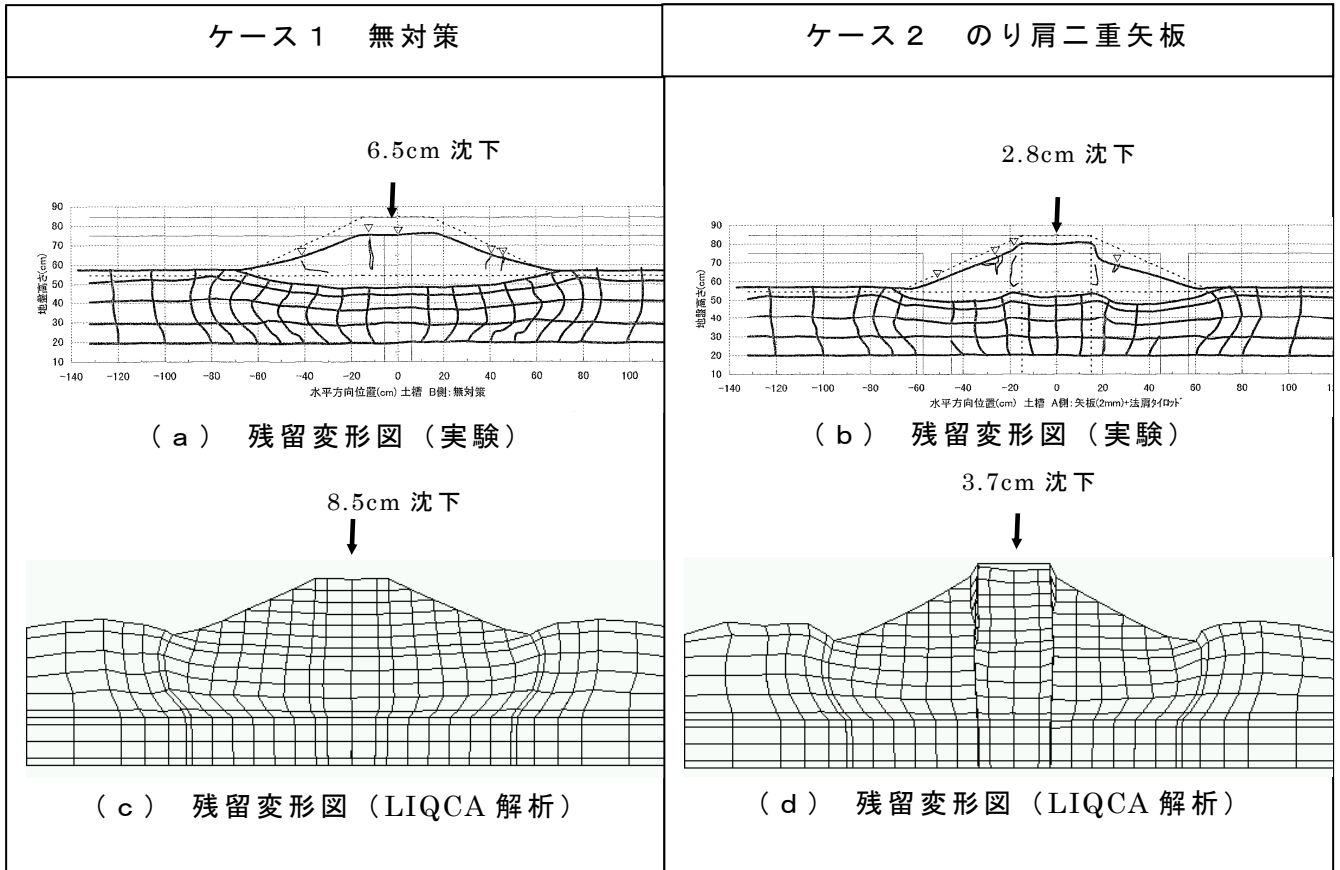
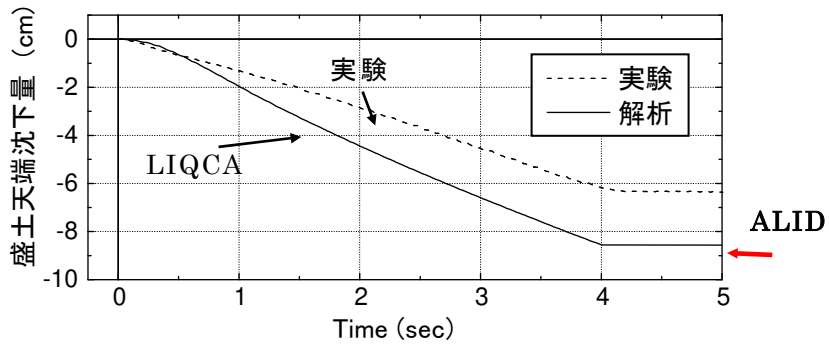


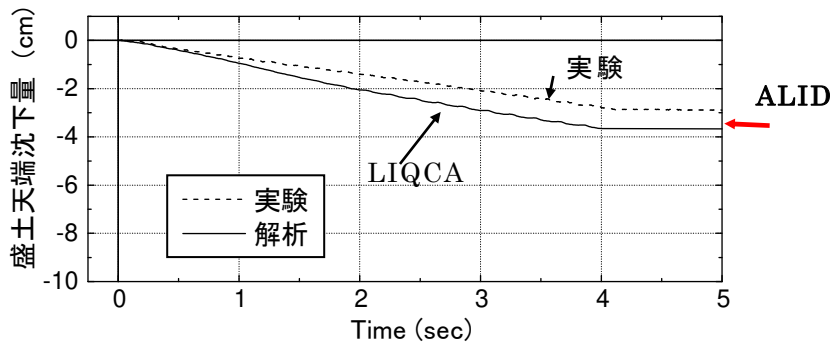
図 5.2.15 模型実験および LIQCA 解析結果

無対策および鋼矢板対策のケースについて、図 5.2.16 に、それぞれ天端沈下量の時刻歴 (ALID は最終沈下量のみ) を比較して示す。

天端最終沈下量について、無対策および鋼矢板対策のいずれにおいても、ALID 解析結果は、模型実験結果あるいは LIQCA 解析結果と近似した。



(a) 無対策ケース



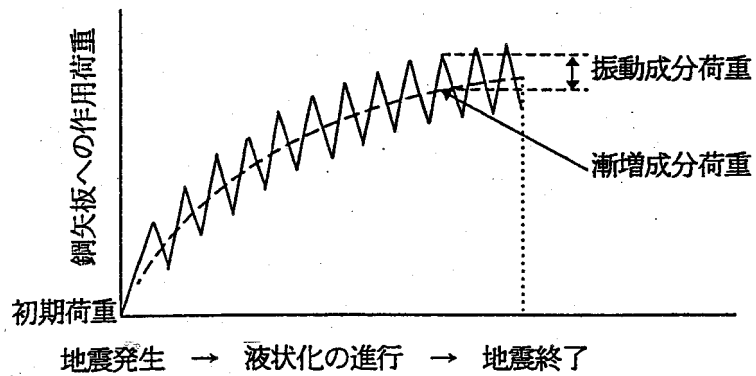
(b) 鋼矢板対策 (のり肩二重矢板)

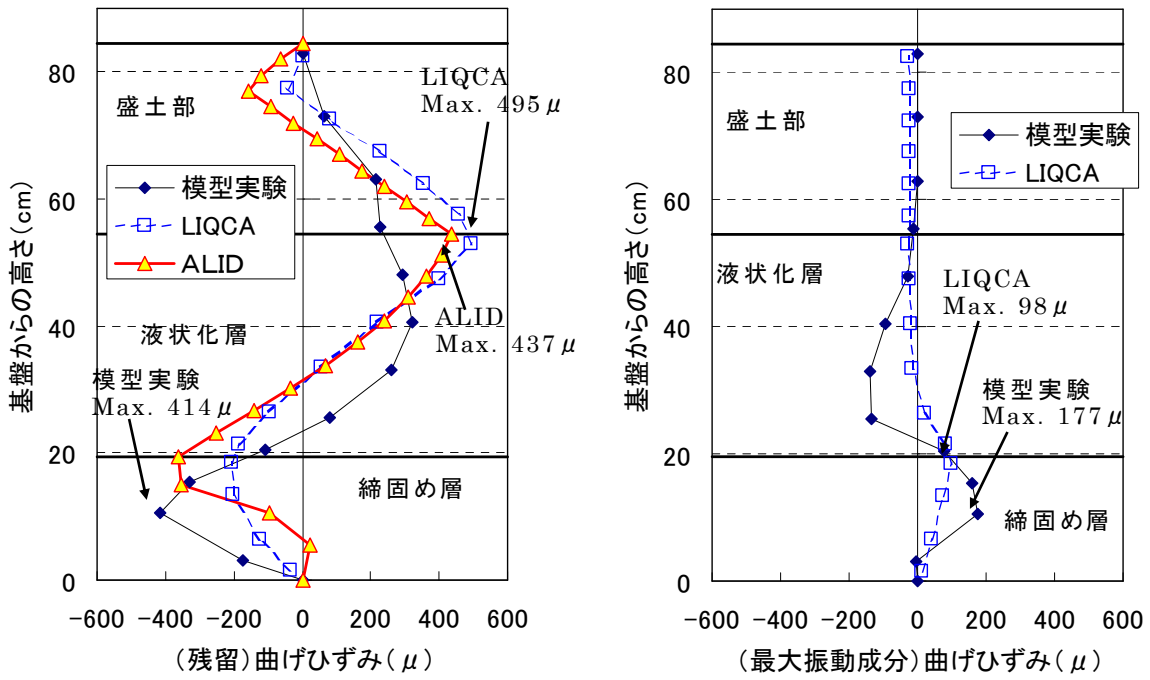
図 5.2.16 天端沈下量の比較

鋼矢板に作用する曲げひずみについて、図 5.2.17 に残留値（漸増成分最終値）および最大振動成分作用時（ALIDは除く）の分布を比較して示す。

鋼矢板曲げひずみ残留値について、ALID解析結果は実験結果をやや上回る（LIQCA解析値とは近似）。

また、鋼矢板に発生する曲げひずみは、残留値 > 振動成分値であるが、振動成分値も無視しえないレベルである。（ALID解析では考慮できないため、別途考慮が必要）





(a) 残留値 (b) 振動成分 (最大値)

図 5.2.17 鋼矢板の曲げひずみの比較

”河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)(平成9年2月)”に記載されている振動成分荷重の設計式を本構造に適用し、実験結果との比較を行った。(図 5.2.18 に示す鋼矢板への作用荷重モデル(イメージ)のうちの④に相当)

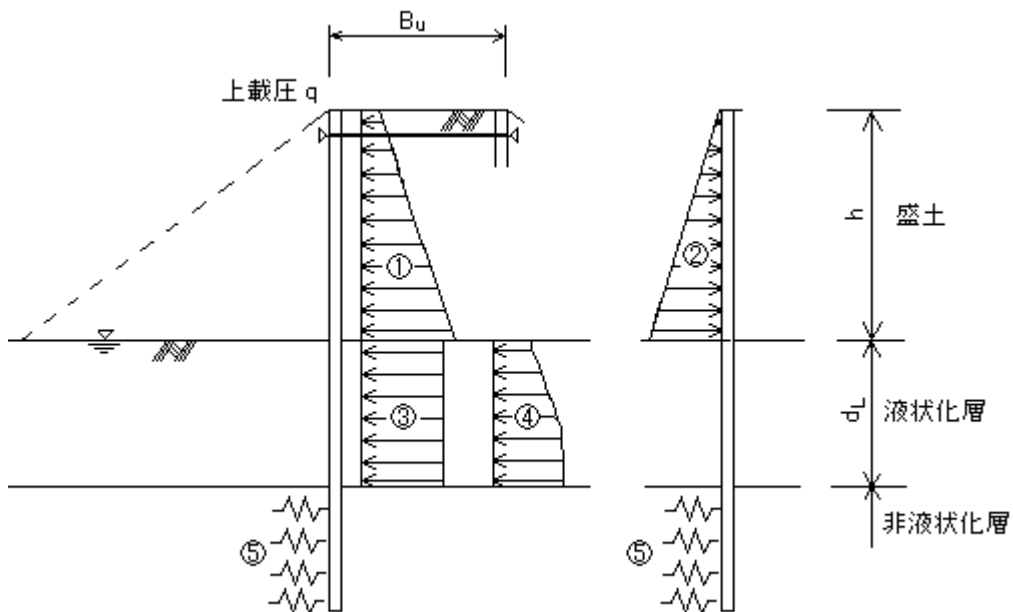


図 5.2.18 作用荷重モデル (イメージ)

- 設計荷重および水平地盤反力係数
- ① 中詰土の静止土圧+天端上載圧
- ② 中詰土の地震時主動土圧と静止土圧の差
- ③ 液状化層の漸増成分荷重
- ④ 液状化層の振動成分荷重

④振動成分荷重式

鋼矢板に作用する液状化層の振動成分荷重は、式 (5.2.1) により算定する。

$$P_d = \eta_d \cdot P_{dmax} \quad \dots \dots \dots (5.2.1)$$

$$P_{dmax} = \kappa \cdot \gamma_{sat} \cdot (H_d \cdot z)^{1/2}$$

ここに、

P_d : 振動成分土圧 (kN/m²)

η_d : 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数 (=1.0 とした)

κ : 設計水平震度 (=0.3 とした)

H_d : 水位面から最も下の液状化層の下端までの距離 (m)

γ_{sat} : 液状化層における土の飽和単位体積重量 (kN/m³) (=2.0 kN/m³)

z : 深度 (m)

模型実験における最大振動成分曲げひずみ分布を 2 回微分して得られた「反力荷重分布」および式 (5.2.1) による「振動成分設計荷重」を比較して図 5.2.19 に示す。

液状化層における荷重分布について、実験値は設計荷重を上回っておらず、設計荷重は安全側の評価となっている。

なお、盛土部では振動成分荷重は、ほとんど生じていない。

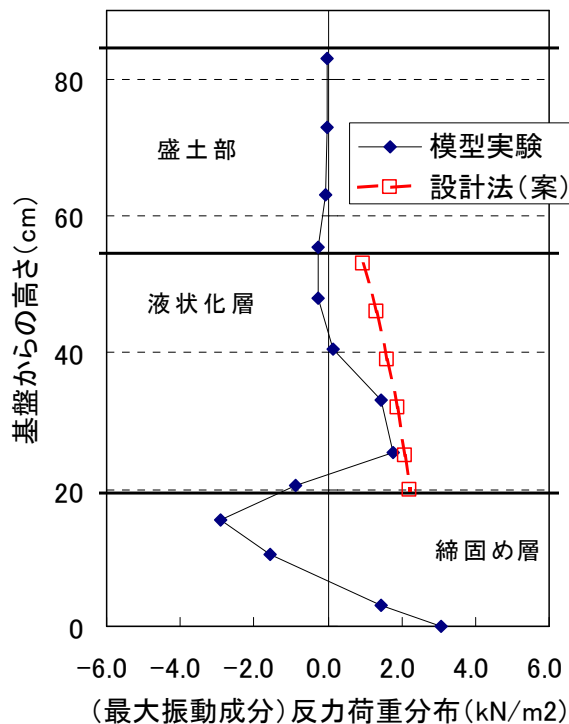


図 5.2.19 反力荷重分布 (実験値) と振動成分設計荷重との比較

5.2.4 まとめ

(1)利根川堤防断面の再現解析

- ①無対策ケースにおける本解析結果では、天端沈下量が約 1.8～1.9m であり、実際の被災調査結果とある程度合致した結果が得られた。
- ②鋼矢板対策の効果について、根入れ長が短く、堤防法尻の片側のみに鋼矢板を配したケース 2 では、天端沈下量が約 1.7～2.0m 程度発生しており、無対策と比べて沈下を抑制する効果は確認されなかった。
非液状化層まで根入れし、かつ両法に鋼矢板を配したケース 3（法尻）、ケース 4（法肩）では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。
- ③鋼矢板への作用力について、両法に鋼矢板を配したケース 3（法尻）では、鋼矢板への作用応力は許容応力度レベルを大きく超えているのに対し、ケース 4（法肩）では、ケース 3（法尻）と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、許容応力度レベルを下回った。鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4（法肩）の構造が有利となる。

(2)模型振動実験のシミュレーション解析

- ① A L I D による模型振動実験のシミュレーションの結果、無対策、鋼矢板対策ともに地盤変形は良く近似した。また、鋼矢板に作用する曲げひずみ（残留値）も、解析がやや上回るものの、同程度の水準であった。
- ② 上記の結果から、盛土地盤－鋼矢板系の構造に対して、A L I D は、適用できることが確認できた。
- ③ ただし、鋼矢板に発生する曲げひずみは、残留成分 > 振動成分であるが、振動成分も無視しえないレベルであるが、A L I D 解析では動的挙動は考慮できないため、別途考慮（部分的に設計荷重を適用など）が必要である。
- ④利根川堤防実断面を対象とした実スケール解析を実施した結果、東日本大震災で報告された、堤防被災状況（鋼矢板対策なし）とほぼ合致した結果が得られた。
- ⑤非液状化層まで根入れし、両法に鋼矢板を配したケース 3（法尻）、ケース 4（法肩）では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。
ただし、鋼矢板への作用応力では、ケース 4（法肩）では、ケース 3（法尻）と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4（法肩）の構造が有利となる。

5.3 二重鋼矢板壁における津波被災再現解析

5.3.1 被災概要

二重鋼矢板壁の調査対象を表5.3.1に示す。

表 5.3.1 二重鋼矢板壁の調査対象一覧

	調査施設	構造明細	調査地点の揺れの強さ
①	岩手県下閉伊郡山田町織笠（織笠川水門工事）	SP-IV w型、V L型（仮締切 二重壁部）、 III型（仮締切 隔壁部） 長さ不明	震度 5 弱 ～ 5 強
②	岩手県釜石市唐丹町下荒川（水門工事）	SP-10H×L10.5～13.5m（仮締切部）、 SP-III×L12.5m（護岸部）等	震度 5 強 ～ 6 弱

何れも壊滅的な周辺状況とは対照的に、二重鋼矢板壁はほぼ健全な状態を維持しており、鋼矢板による根入れ構造が地震および津波に対して有効であったことが確認できた。

各地点における調査結果の概要を以下に示す。

(1) 岩手県下閉伊郡山田町織笠（織笠川水門工事）

本二重鋼矢板壁は、水門の周囲三辺を取り囲む形で設置されている。

写真5.3.1に示すように、二重鋼矢板壁内部の中詰土は津波により若干洗掘・流出した箇所も見られたが、鋼矢板およびタイロッドには損傷が見られなかった。周辺の堤防や構造物は津波により流され壊滅状態であるのに対し、本二重鋼矢板壁は構造形式としてほぼ健全な状態を維持しており、根入れ構造により津波にも耐えうる構造であることが確認できた。

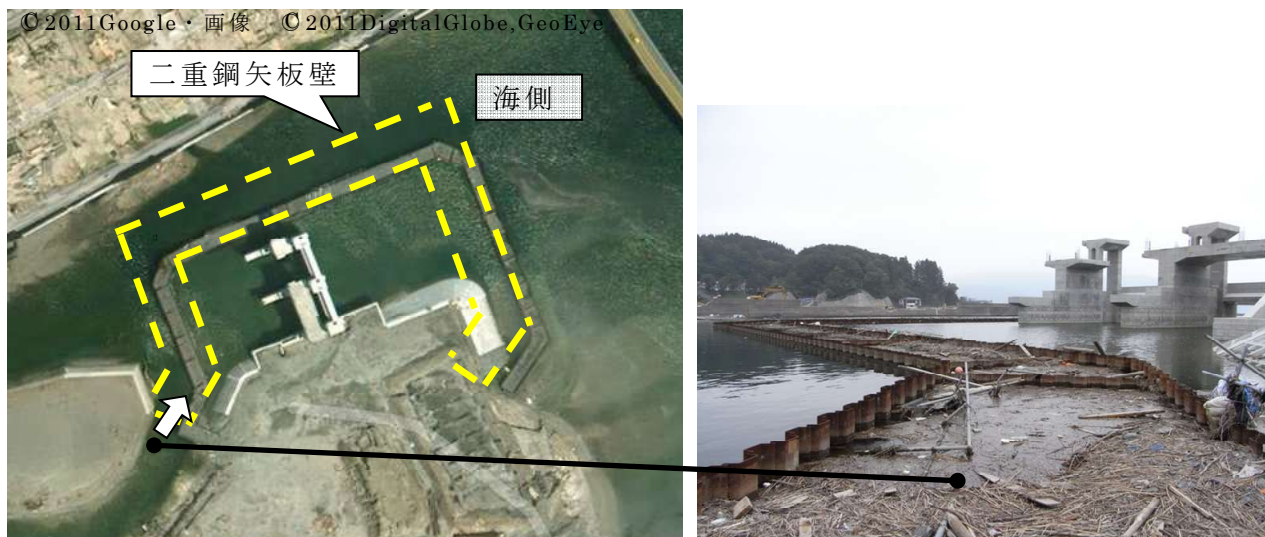


写真 5.3.1 二重鋼矢板壁
(調査対象①(山田町)、鋼矢板損傷なし)

(2)岩手県釜石市唐丹町下荒川（水門工事）

本二重鋼矢板壁は、建設中の水門を起点に、水門内側と海側に設置されている。また、護岸部にも二重鋼矢板壁が構築されている。

水門内側の二重鋼矢板壁は鋼矢板、タイロッドとも健全な状態で維持されていた。水門の内側ということもあり、中詰土の流出もほとんど無かった。

水門より海側の二重鋼矢板壁についても、一部建設途中で中詰めされていないと思われる部分を除き、写真5.3.2に示すように、鋼矢板およびタイロッドは健全であった。水門内側よりも津波の影響を大きく受けており、中詰土については一様に1m程度洗掘されていた。また、二重鋼矢板壁の外側の水深を計測したところ、二重鋼矢板壁の両側で水深に差があることが分かった（写真5.3.2）。津波の影響より、海側の海底面が大きく洗掘されており、少なくとも海側・水門側の差である2m程度の洗掘を受けたことが想定される（水門側も洗掘されている場合、海側の洗掘度がさらに大きい可能性も考えられる）。

また、護岸部の二重鋼矢板壁についても健全な状態を維持していた。

織笠川水門同様、周辺の構造物はほぼ壊滅状態であるのに対し、建設中の水門と二重鋼矢板壁のみが残っているような状態であった。

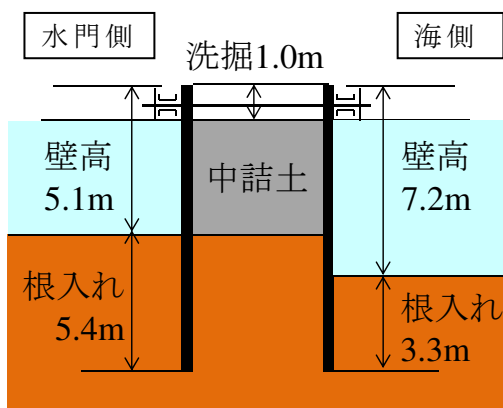
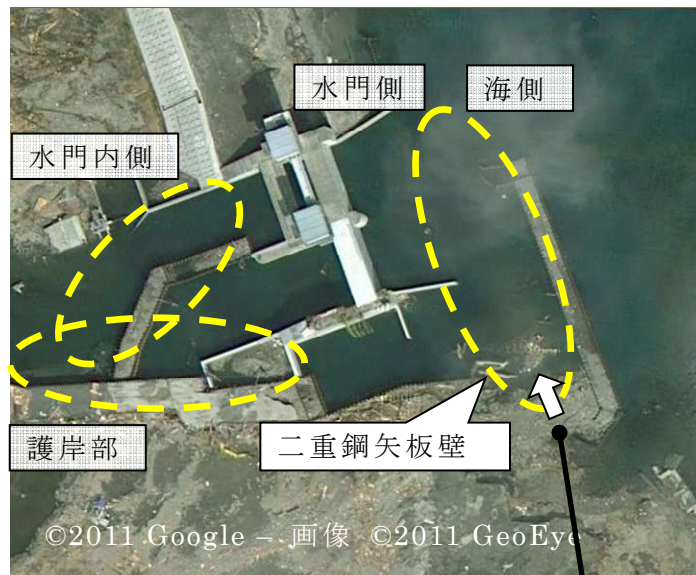


写真 5.3.2 二重鋼矢板壁
（調査対象②(釜石市)、鋼矢板損傷なし）

5.3.2 下荒川水門工事二重鋼矢板壁の再現解析

震災一次調査により、東北地区の2カ所において、津波の襲来を受けたにもかかわらず、健全な状態を維持していた二重鋼矢板壁が確認された。そこで二重鋼矢板壁の津波に対する効果を明らかにし、その有用性の検証を目的に、下荒川を対象として津波波力を考慮した再現解析を実施した。

(1)解析対象

解析対象は、写真 5.3.3 に示す水門から海側の二重鋼矢板壁とした。本地域は図 5.3.1 に示すように、湾奥に位置している。また、写真 5.3.3 は、津波時想定水位を示すものである。



図 5.3.1 対象地点



写真 5.3.3 全景 (水門より海側)

(2)検討断面

被災前断面は、入手できた条件「鋼矢板断面 10H, 鋼矢板長 $L=10.50\text{m}$, 壁体幅 $B=4.50\text{m}$ 」をもとに、「鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル」(財団法人 国土技術研究センター)に準じて設計上許容される限界の根入れ長を逆算し、図 5.3.2(a)に示す断面とした。被災後断面は、写真 5.3.2 に示す調査結果をもとに根入れ長を設定した。

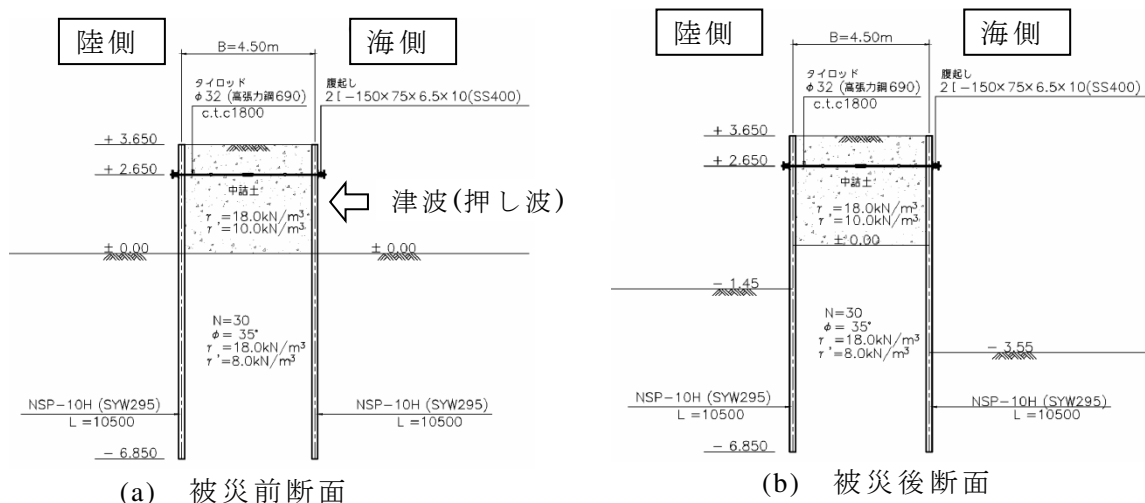


図 5.3.2 検討断面

注) 1. 今回の検討では中詰土は下記に示す2パターンを考える。

① $\phi=30^\circ$, $G=a \times 5.0 \sigma_N^{0.7} \theta^{-0.5} (\text{N/cm}^2)$

② $\phi=40^\circ$, $G=a \times 7.9 \sigma_N^{0.7} \theta^{-0.5} (\text{N/cm}^2)$

(ϕ : 中詰土の内部摩擦角度、 G : 中詰土のせん断剛性)

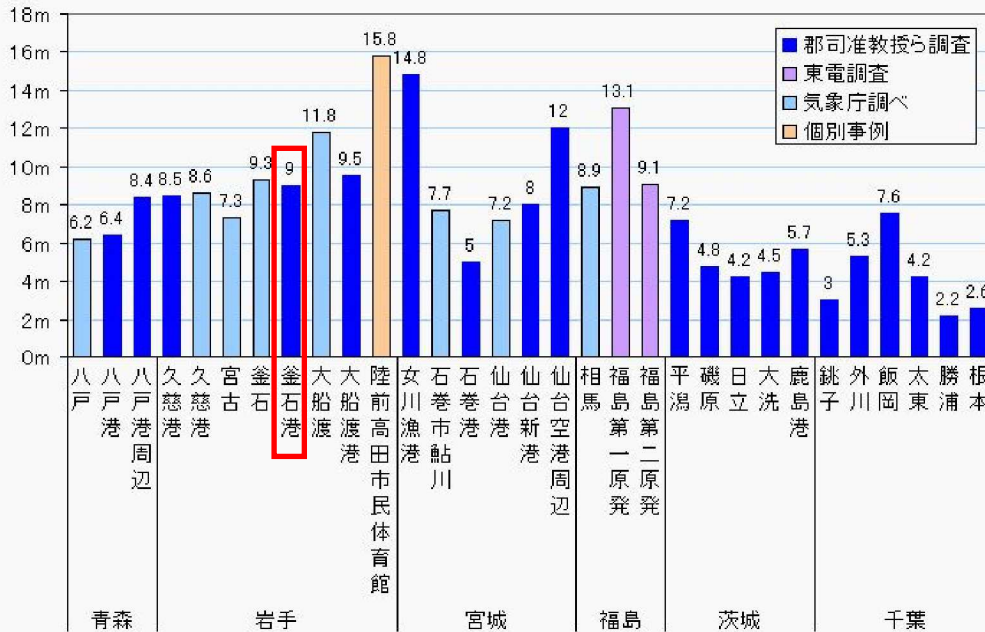
2. 今回検討の各水位は状況に合わせて設定する。

(3)津波波力の設定

1) 津波高さ

検討に用いる津波高さは、独立行政法人港湾空港技術研究所と東京大学都司准教授の調査結果にて報告されている図 5.3.3 を参考に、釜石周辺の港の津波高さ 9.0m と仮定した。

東日本大震災で確認された津波の高さ



(資料) 毎日新聞2011.3.25(港湾空港技術研究所と郡司嘉宣・東大准教授の調査による)、気象庁調べ(2011.4.5公表、痕跡等から推定した津波の高さ、下に定義図)、東京新聞2011.7.9(東京電力による詳細調査結果)、毎日新聞2011.4.17(東京海洋大岡安教授推定による陸前高田市民体育館事例)

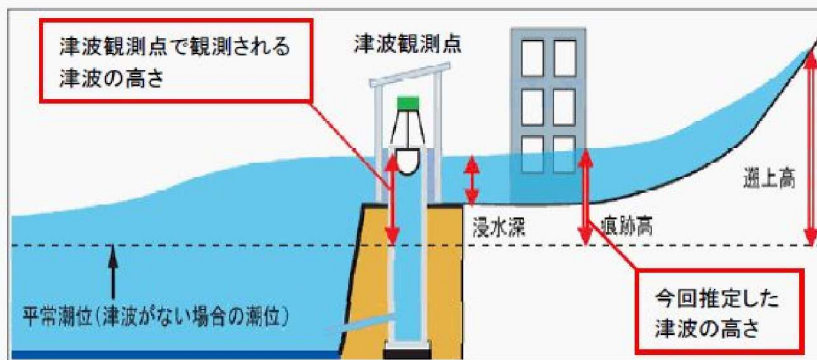


図 5.3.3 津波高さ

2)津波波力の計算

i) 押し波（海から陸に作用する場合）

a) 津波波力

津波波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（H19年 社団法人日本港湾協会）、国土交通省報道発表資料「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について」（平成23年11月17日）^{5.8)}、旧原子力安全・保安院「津波による波力について（コメント回答）」（平成23年12月9日）^{5.9)}等を参考に、以下の3ケースとした。

- ① 港湾基準に準拠し静水圧の3.0倍としたケース
- ② 対象水門が湾奥にあることを考慮し静水圧の1.5倍としたケース
- ③ 津波が本二重壁に対し水平方向に作用したと想定し静水圧としたケース

b) 波圧分布

被災前断面、被災後断面それぞれに作用させた波圧分布を、図5.3.4及び図5.3.5に示す。

<被災前断面>

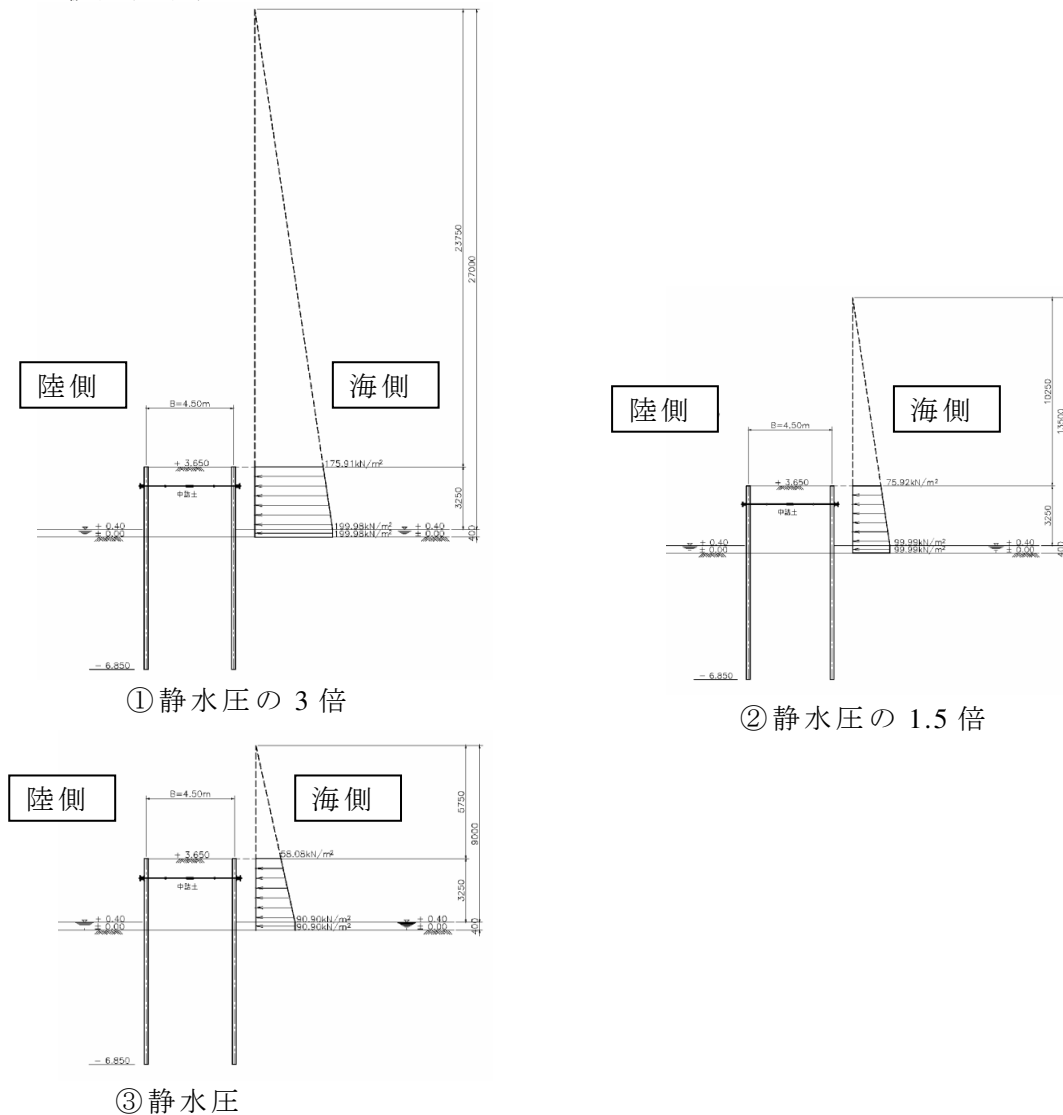


図 5.3.4 波圧分布（押し波）

ii) 引き波（陸から海に作用する場合）

a) 津波波力

図 5.3.5 に示す被災後観測海底面の断面において、陸側水位は二重鋼矢板壁天端、海側水位が観測海底面となった状態を想定し、水圧及び主働土圧が海側観測海底面まで作用するものと仮定した。

< 被災後断面 >

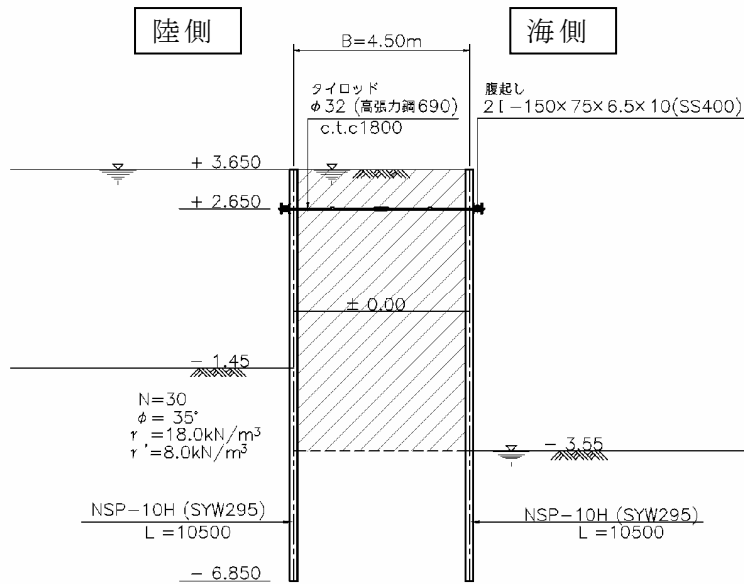


図 5.3.5 検討断面（引き波）

(4) 検討ケース

表 5.3.2 示す 16 ケースについて検討を行った。

簡便法では、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」(財団法人 国土技術研究センター)に基づき、せん断変形・壁体の転倒・壁体の滑動に対する照査を行い、大堀らの方法(「二重矢板式構造物の力学特性に関する研究」(港湾技術研究所報告 Vol.23 No.1, p.103~151 大堀ら)では、二重鋼矢板の天端変形量及び鋼矢板に作用する応力度を評価し変形に対する性能照査を行った。

表 5.3.2 検討ケース

検討ケース	設計法	設計断面	外力			中詰土の 内部摩擦角
			津波進行方向	津波高	津波波力の考え方	
ケース1	簡便法	被災前断面	海→陸 (押し波)	9.0m	静水圧の3.0倍	$\phi=30^\circ$
ケース2					$\phi=40^\circ$	
ケース3					静水圧の1.5倍	$\phi=30^\circ$
ケース4					$\phi=40^\circ$	
ケース5					静水圧 海側水位：津波高	$\phi=30^\circ$
ケース6					陸側水位：WL+0.40	$\phi=40^\circ$
ケース7		被災後断面	陸→海 (引き波)	水位差7.2m	静水圧 陸側水位：GL-3.55	$\phi=30^\circ$
ケース8					海側水位：GL+3.65	$\phi=40^\circ$

検討ケース	設計法	設計断面	外力			中詰土の せん断剛性
			津波進行方向	津波高	津波波力の考え方	
ケース9	大堀らの方法	被災前断面	海→陸 (押し波)	9.0m	静水圧の3.0倍	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$
ケース10					$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	
ケース11					静水圧の1.5倍	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$
ケース12					$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	
ケース13					静水圧 海側水位：津波高	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$
ケース14					陸側水位：WL+0.40	$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$
ケース15		被災後断面	陸→海 (引き波)	水位差7.2m	静水圧 陸側水位：GL-3.55	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$
ケース16					海側水位：GL+3.65	$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$

(5) 検討結果

計算結果一覧を表 5.3.3 に示す。表中の着色部分は、各許容値を超えていることを示す。

表 5.3.3 検討結果一覧

設計条件				せん断変形に対する検討		転倒に対する 検討	滑動に対する 検討		
検討ケース	設計法	設計断面	津波波力の考え方	中詰土の 内部摩擦角		壁底面	壁底面		
				海面	海底面				
ケース1	簡便法	被災前断面	押し波 (静水圧の3.0倍)	$\phi=30^\circ$	0.097	0.492	0.600	2.006	
ケース2				$\phi=40^\circ$	0.132	0.528	0.600	2.006	
ケース3				$\phi=30^\circ$	0.210	1.072	1.254	3.981	
ケース4				$\phi=40^\circ$	0.288	1.149	1.254	3.981	
ケース5				押し波 (静水圧)	$\phi=30^\circ$	0.254	1.293	1.468	4.565
ケース6					$\phi=40^\circ$	0.347	1.387	1.468	4.565
ケース7		被災後断面	引き波 (静水圧)	$\phi=30^\circ$	0.465	1.173	0.796	1.945	
ケース8				$\phi=40^\circ$	0.465	1.173	0.796	1.945	
備考				津波作用時としてFa=1.0					

設計条件				天端変位量 [mm]		鋼矢板応力度 [N/mm ²]			
検討ケース	設計法	設計断面	津波波力の考え方	中詰土の せん断弾性係数		海側	陸側		
				海側	陸側				
ケース9	大堀らの方法	被災前断面	押し波 (静水圧の3.0倍)	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	23.316	22.284	622.6	578.7	
ケース10				$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	20.882	19.918	559.5	517.2	
ケース11				押し波 (静水圧の1.5倍)	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	9.778	9.346	262.4	243.5
ケース12					$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	8.320	7.932	225.3	206.5
ケース13				押し波 (静水圧)	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	7.871	7.546	212.5	196.8
ケース14					$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	6.594	6.308	180.8	164.2
ケース15		被災後断面	引き波 (静水圧)	$G=a5.0\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	21.980	20.270	180.9	363.3	
ケース16				$G=a7.9\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$	17.130	15.595	140.0	308.7	
備考				許容変位量を壁高の3%とすると被災前断面10.95cm、被災後断面21.60cm		中詰土と津波による合成応力度許容応力度 295N/mm ²			

注). は、備考で設定した許容値を超えていることを示す。

1)簡便法

<中詰土のせん断変形に対する検討>

上述の3ケース（静水圧の3倍、静水圧の1.5倍、静水圧）の津波波力を考慮して、せん断変形に対する照査を実施した結果、いずれのケースにおいても、せん断抵抗で鋼矢板が発揮する抵抗モーメントを考慮しなければ、せん断変形モーメントがせん断抵抗モーメントより大きくなり、安全率1を確保されない結果となった。

一方、せん断抵抗に対して鋼矢板が発揮する抵抗モーメントを考慮した場合には、対象の二重鋼矢板壁が湾奥に位置することを考慮して、津波波力として静水圧の1.5倍を作用させたケース並びに静水圧を作用させたケースでは、せん断抵抗モーメントがせん断変形モーメントより大きくなり、安全率1を上回る結果となった。

<転倒滑動に対する検討>

津波波力として静水圧の3倍を作用させた場合には、転倒モーメントが転倒抵抗モーメントより大きくなり、安全率1を確保されない結果となった。

一方、静水圧の1.5倍を作用させたケース並びに静水圧を作用させたケースでは、安全率1を上回る結果となった。

<引き波の検討>

被災後の断面について、海側の水位を海底面、陸側の水位を壁体天端として、水位差の静水圧を作用させて引き波の検討を実施した。転倒に対する検討で安全率1を確保されない結果となった。実地調査により、本二重鋼矢板壁は、壁体の転倒等の変形は生じず壁体として安定を保っていたことから、被災後の海底面断面に対して、海側の水位を海底面まで下げて検討することは、過度に安全側な設計であると考えられる。

<まとめ>

実際の二重鋼矢板壁は、津波の襲来を受けたにもかかわらず、転倒等の変形は生じず壁体として安定を保っていたことから、次のことが考えられる。

- ・津波波力として、津波高さの1.5倍程度の静水圧を作用させると、実現象を説明できる。
- ・せん断変形の照査においては、鋼矢板が発揮する抵抗モーメントを考慮するのが良い。

なお、全てのケースに対して中詰土の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ と 40° で計算を実施したが、計算結果は大差なく、安全側の $\phi=30^\circ$ で計算を実施すれば良いと考えられる。

2)大堀らの方法

津波波力を静水圧の3倍として作用させた場合には、鋼矢板の天端変位量、応力度ともに許容値を超える結果となった。一方、静水圧の1.5倍とした場合には、海側の鋼矢板において、天端の変位量が97.8mmとなり、許容変位109.5mmの概ね90%、鋼矢板の応力度が262.4N/mm²で降伏応力度295N/mm²の概ね90%で許容値以下であった。

5.3.3 まとめ

二重鋼矢板壁は津波を受けても壁体の天端を保つ粘り強い構造であり、東日本大震災で津波襲来を受けた断面について再現解析を実施した結果、以下の知見が得られた。

- ①「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」(財団法人 国土技術研究センター)に基づいて、せん断変形・壁体の転倒・壁体の滑動に対する照査が可能である。
- ②簡便法や大堀らの方法を用いて押し波作用時の計算を行う場合、津波高さの1.5倍の静水圧を設計断面に対して作用させると、実現象を説明できる結果が得られた。
- ③壁体のせん断変形に対する安定性の照査を行う際には、2列の鋼矢板が発揮する抵抗モーメントを考慮して検討するのが良い。

今回の検討結果から、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」(財団法人 国土技術研究センター)を基にした二重鋼矢板壁の設計精度向上には、以下が考えられる。

①せん断変形に対する検討

今回の再現解析においては、簡易的に鋼矢板の抵抗モーメントを考慮することで実際に近い設計となることを確認した。さらに、鋼矢板に作用する応力度を検証することで、設計精度が向上すると考えられる。

②転倒に対する検討

今回の再現解析においては、転倒に対する検討では、根入れ部の土と鋼矢板の摩擦を考慮していない。しかしながら実際は、その摩擦によっても転倒に抵抗しているものと推測される。このため、鋼矢板の摩擦を考慮することで、より合理的な設計となると考えられる。

5.4 鋼矢板構造物のまとめ

東北地方太平洋沖地震で被災した河川堤防と二重鋼矢板壁について被災再現解析を行い、鋼矢板による補強効果のメカニズム解明を試みた。以下に各検討における主な結論と今後の課題について記す。

(1) 河川堤防における液状化被災再現解析

- ①東北地方太平洋沖地震（2011/3/11）における利根川堤防の被災箇所の再現解析を「A L I D」を用いて行い、その適用性を検証すると共に、鋼矢板による対策を行った場合の対策効果を同解析により評価した。
- ②無対策ケースにおける本解析結果では、天端沈下量が約 1.8～1.9m であり、実際の被災調査結果とある程度合致した結果が得られた。
- ③鋼矢板対策の効果について、根入れ長が短く、堤防法尻の片側のみに鋼矢板を配したケースでは、沈下を抑制する効果は確認されなかった。一方、非液状化層まで根入れし、かつ両法に鋼矢板を配したケースでは、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。
- ④A L I Dによる模型振動実験のシミュレーションの結果、無対策、鋼矢板対策ともに地盤変形は良く近似した。また、鋼矢板に作用する曲げひずみ（残留値）も、解析がやや上回るものの、同程度の水準であった。
- ⑤ただし、鋼矢板に発生する曲げひずみは、残留成分>振動成分であるが、振動成分も無視しえないレベルであるが、A L I D解析では動的挙動は考慮できないため、別途考慮（部分的に設計荷重を適用など）が必要である。
- ⑥解析精度向上および鋼矢板対策の最適化にむけ、解析条件（傾斜考慮、根入れ長）や設定パラメータに関する追加検討と、利根川堤防の鋼矢板対策区間（被災なし）を対象とした解析検討の実施を検討している。

(2) 二重鋼矢板壁における津波被災再現解析

- ①津波の襲来を受けたにも関わらず、健全な状態を維持していた下荒川水門工事の二重鋼矢板壁を対象として、鋼矢板二重締切り構造の津波に対する効果を明らかにし、その有用性の検証を目的に、津波波力を考慮した場合の再現解析を実施した。
- ②津波波力は大きくとも静水圧の 1.5 倍程度の波力とすることで実現象を説明できる結果が得られた。
- ③せん断変形の照査においては、鋼矢板が発揮する抵抗モーメントを考慮することで実現象を説明できる結果が得られた。

(3) 今後の課題

堤防の耐震性照査で一般的に用いられる A L I D を用いて、鋼矢板による補強効果を精度良く再現できることが確認できた。一方で、地震時に鋼矢板に生ずる振動成分による応力は、原理的に A L I D では考慮できず、無視できないレベルであるため、今後検討を加えて、その考慮の方法を提案できるようにしたいと考えている。

二重鋼矢板壁における津波被災再現解析は、仮締切堤だけではなく、鋼矢板芯壁堤の耐震・耐津波性にも関わる。特に、海岸堤防や河口部の堤防の補強で鋼矢板芯壁堤を適用する場合には、耐震性だけでなく、津波に対する設計法も明らかにしておくことが必要になると思われる。津波の波力や既存設計法の適用範囲も含め、今後も鋼矢板技術委員会で検討を進めていきたいと考えている。

【参考文献】

- 5.1) 財国土技術研究センターホームページ 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料
- 5.2) 財国土技術研究センターホームページ 第4回河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料
- 5.3) 国土交通省東北地方整備局ホームページ 第4回北上川等堤防復旧技術検討会資料
- 5.4) 国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会. “東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書(案)”. 2011.9.
- 5.5) 国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会. “関東地整における大規模堤防被災一覧”. 2011.5.
- 5.6) 田中ら. “鋼矢板による新しい盛土の液状化対策工法に関する検討(その1: 振動台模型実験による検討)”. 土木学会第56回年次学術講演会 III-A129. 2001.
- 5.7) 恩田ら. “鋼矢板による新しい盛土の液状化対策工法に関する検討(その2: 動的有効応力解析による検討)”. 土木学会第56回年次学術講演会 III-A130. 2001.
- 5.8) 国土交通省ホームページ 報道発表資料「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について」(平成23年11月17日)
- 5.9) 旧原子力安全・保安院ホームページ 地震・津波に関する意見聴取会(第6回) - 配布資料「地震・津波 6-2 津波による波力について(コメント回答)」

6. おわりに

本報告書は、当協会が震災直後に実施した独自調査により把握した被災状況をふまえ、この中の一部を対象に、その後深掘り検討を行った成果をまとめたものである。

当協会では、道路・鉄道、建築基礎、港湾、鋼矢板の4つの分野毎に、外部有識者を含む専門委員で構成される技術委員会を設置しており、今回の検討もこれらの委員会内で独自に行ったものである。

検討の位置づけやアプローチ、濃淡には、分野や取り上げた事例毎に差異があるものの、各検討は下記いずれかの判断基準、目的によっている。

- ・地震動や液状化、津波により特徴的な被害を受けた構造形式がある場合は、構造形式単位で代表的な構造物を取り上げ、その被災原因を究明し、有効な対策方法を提案する。
- ・顕著な被害が見られなかった構造形式については、被災した類似構造物との比較や最新の設計手法との対比等により、鋼材系構造物の持つ特性や限界点の解明を試みる。

いずれも未曾有の外力を受けた各構造物の実挙動を可能な限りトレースすることにより、鋼管杭・鋼管矢板・鋼矢板が本来有する特性を積極的に再評価し、今後の耐震、防災技術の向上につなげることを意図したものである。

以下に、各分野での検討内容と得られた成果を総括する。

道路・鉄道分野では、無被災であった鋼管矢板基礎の代表例を取り上げ、近傍の強震記録から算出した修正設計震度を用いて代表的な3種のモデルにより構造計算を行い、健全度を検証した。各モデルとも、本体の変位、応力度、支持力はいずれも限界値に達しておらず無被災を裏付ける結果を得た。これらの結果を受けて、今回の震災では代表例においては橋脚の固有周期との関係からレベル1地震動を若干超える震度を受けたが、総合的に健全であると結論づけた。

建築分野では、内外2文献に記載されている設計法に基づき津波荷重を推定するとともに、これを用いて転倒した他杭種の建物について原因推定を行った。その結果、検討対象とした建物については脆弱な杭頭接合部が被災の起点となったと結論づけた一方で、杭本体の設計についても、鋼管杭を含め、津波を考慮する場合には見直しの余地があることを示唆した。

港湾分野では、過去に類を見ない被害が発生した構造形式の異なる3つの構造物を対象に被災原因の検討を行った。その結果、現行の設計基準では発生した現象を必ずしも説明しきれない部分もあるとの認識に至り、設計法の改善に向けた課題提起を行っている。

鋼矢板分野では、今回の震災で確認された、河川堤防における鋼矢板による液状化対策の有効性、津波に対する二重鋼矢板壁の有用性について、再現解析によりそのメカニズムの解明を試みた。その結果、河川堤防の液状化対策については、一般的に用いられているALID解析により鋼矢板による対策効果を評価できる可能性を示した。二重鋼矢板壁についても、津波波力の設定方法、鋼矢板のせん断抵抗に配慮することで津波に対する安定性の照査が可能になることを示した。

最後に、検討にご協力頂いた関係者の方々に重ねて御礼を申し上げます。

「東日本大震災 2 次報告書」執筆者名簿

	一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
岡原美知夫	代表理事
田中 宏征	技術総括委員会 委員長
片山 英治	技術総括委員会 委員、港湾技術委員会 委員長
麻生川 学	技術総括委員会 委員
龍田 昌毅	前技術総括委員会 委員長
平田 尚	道路・鉄道技術委員会 委員長
横幕 清	道路・鉄道技術委員会 委員
杉原 宏英	道路・鉄道技術委員会 委員
桑嶋 健	前道路・鉄道技術委員会 委員
廣瀬 智治	建築基礎技術委員会 委員長
坂本 俊彦	建築基礎技術委員会 委員
市川 和臣	建築基礎技術委員会 委員
塩崎 禎郎	港湾技術委員会 委員
宮本 孝行	港湾技術委員会 委員
喜田 浩	港湾技術委員会 委員
大槻 貢	港湾技術委員会 委員
岡 由剛	鋼矢板技術委員会 委員長
恩田 邦彦	鋼矢板技術委員会 委員
原田 典佳	鋼矢板技術委員会 委員
西山 輝樹	鋼矢板技術委員会 委員
永尾 直也	鋼矢板技術委員会 委員
戸田 和秀	鋼矢板技術委員会 委員
楠本 操	事務局
水谷 太作	事務局
吉澤 幸仁	事務局

東日本大震災 2 次報告書

平成 24 年 12 月 25 日 第 1 版

発行 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
(震災対応総括チーム)

〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10
鉄鋼会館 6 階
☎ 03 (3669) 2437 (代表)
FAX 03 (3669) 1685
