

# 港灣技研資料

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

No. 325      Sept. 1979

1978年宮城県沖地震港灣被害報告

土田	肇	稲富	隆昌
野田	節男	柳生	忠彦
田端	竹千穂	徳永	省三
大槻	有吾	平野	忠告

運輸省港灣技術研究所



正 誤 表

頁 欄 行	誤	正
21 左 5	なお、表-2.2.1には、 被害を	なお、被害を
“ “ 7	価した。	価した。それらは3章に おいて、各港の被災状況 の概要の表中に示してあ る。

# 目 次

要 旨 .....	4
ま え が き .....	4
1. 地 震 .....	5
1.1 地震の概要 .....	5
1.2 強震記録 .....	9
1.3 各地の推定加速度 .....	14
2. 被害の概要 .....	19
2.1 一般被害 .....	19
2.1.1 気象および海象 .....	19
2.1.2 報告された被害 .....	20
2.2 港湾施設被害 .....	20
2.2.1 港湾施設被害 .....	21
2.2.2 漁港施設被害 .....	21
3. 港湾施設の被害 .....	21
3.1 塩釜港 .....	21
3.1.1 概 要 .....	21
3.1.2 各施設の被災状況 .....	28
3.1.3 無被災施設 .....	38
3.2 仙台港 .....	39
3.2.1 概 要 .....	39
3.2.2 各施設の被災状況 .....	43
3.2.3 無被災施設 .....	50
3.3 石巻港 .....	53
3.3.1 概 要 .....	53
3.3.2 各施設の被災状況 .....	66
3.3.3 無被災施設 .....	80
3.4 雄勝港 .....	82
3.4.1 概 要 .....	82
3.4.2 各施設の被災状況 .....	84
3.4.3 無被災施設 .....	90
3.5 女川港 .....	91
3.5.1 概 要 .....	91
3.5.2 各施設の被災状況 .....	92
3.5.3 無被災施設 .....	92
3.6 荻浜港 .....	94
3.6.1 概 要 .....	94
3.6.2 各施設の被災状況 .....	95
3.6.3 無被災施設 .....	95
3.7 金華山港 .....	97
3.7.1 概 要 .....	97
3.7.2 各施設の被災状況 .....	98
3.7.3 無被災施設 .....	101

3.8	松島港	102
3.8.1	概要	102
3.8.2	各施設の被災状況	103
3.8.3	無被災施設	106
3.9	相馬港	106
3.9.1	概要	106
3.9.2	各施設の被災状況	108
3.9.3	無被災施設	126
4.	漁港施設の被害	128
4.1	石巻漁港	128
4.1.1	概要	128
4.1.2	各施設の被災状況	131
4.1.3	無被災施設	136
4.2	関上漁港	137
4.2.1	概要	137
4.2.2	各施設の被災状況	139
5.	その他施設	165
5.1	大船渡港津波防波堤	165
5.1.1	構造および設計	165
5.1.2	沈下の状況	168
5.2	仙台空港	168
5.2.1	概要	168
5.2.2	地震動の影響	168
5.3	東京港コンテナクレーン	170
5.3.1	概要	170
5.3.2	クレーンの構造	170
5.3.3	クレーンの地震時挙動	171
6.	まとめ	173
6.1	地震動	173
6.2	構造種別の被害	173
6.3	液状化現象	174
6.4	控え工の形式と被害	174
あ	と	174
が	き	174
参	考	175
文	献	175

# The Damage to Port Structures by the 1978 Miyagi-ken-oki Earthquake

Hajime TSUCHIDA\*  
Takamasa INATOMI\*\*  
Setsuo NODA\*\*\*  
Tadahiko YAGYU\*\*\*\*  
Takechiho TABATA\*\*\*\*\*  
Syozo TOKUNAGA\*\*\*\*\*  
Yugo OTSUKI\*\*\*\*\*  
Tadatsugu HIRANO\*\*\*\*\*

## Synopsis

On June 12, 1978, an earthquake of magnitude 7.4 occurred with its epicenter off Miyagi Prefecture. Structures in various ports mainly in Miyagi prefecture were damaged by it, and the total cost equivalent to the damage of public port facilities and coastal facilities of the Ministry of Transport was about 3,500,000,000 Yen.

This report presents the results of the field investigations on damage to port structures. The investigation team was organized by the government organizations in concern.

This report contains data on the ground motion during the earthquake centering around accelerograms by the observation network in port area, details of damaged and undamaged structures, and other data related to damage. Facilities investigated herein are various berthing facilities, breakwaters, revetments, dock roads, quayside railway trucks. Cargo handling equipments and some facilities in Sendai airport are also included. Damage in Ishinomaki and Yuriage fishing port are reported.

This report does not include analysis of earthquake damage but description of damage in detail.

---

\* Chief of the Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division  
\*\* Chief of the Vibration Laboratory, Structures Division  
\*\*\* Chief of the Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division  
\*\*\*\* Chief of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division  
\*\*\*\*\* Deputy Chief of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division  
\*\*\*\*\* Ex-Chief of the Work Section, the Second District Port Construction Bureau  
\*\*\*\*\* Ex-Chief of the Design Section, Yokohama Investigation and Design Office, the Second Port District Construction Bureau  
\*\*\*\*\* Ex-Deputy Chief of the Design Section, Yokohama Investigation and Design Office, the Second Port District Construction Bureau

# 1978年 宮城県沖地震港湾被害報告

土田 肇\*            稲富 隆昌\*\*  
野田 節男\*\*\*      柳生 忠彦\*\*\*\*  
田端 竹千穂\*\*\*\*\*    徳永 省三\*\*\*\*\*  
大槻 有吾\*\*\*\*\*    平野 忠告\*\*\*\*\*

## 要 旨

1978年6月12日に宮城県沖に震源を有するマグニチュード7.4の地震が発生した。この地震によって、宮城県を中心とする各地の公共港湾施設および海岸保全施設に被害が発生し、その被害額は約35億円に達した。港湾関係諸機関は協力して被害調査に当たった。この報告はそれらの調査の結果をまとめたものである。

この報告では、港湾地域強震観測の成果を中心とした地震動の資料、各港の施設（無被災施設を含む）および被災状況の資料等を収録した。対象となった施設の種類は各種係船岸、防波堤、護岸、臨港道路および鉄道である。更に、荷役機械ならびに仙台空港の諸施設についての資料も収録されている。また、石巻、関上両漁港の被害も記録されている。

被害の詳しい解析はこの報告には含まれておらず、物理的な被害の詳しい記録としてとりまとめられている。

## まえがき

1978年6月12日に、宮城県沖に震源を有するマグニチュード7.4の地震が発生した。この地震により、港湾および海岸関係の公共施設で約35億円の被害が発生した。港湾において観測された地震動のうちで最大加速度が最も大きかったものは、塩釜港の地盤上で記録されたもので、最大水平成分加速度で280 Galであった。この地震で被害の著しかったのは宮城県の港湾であった。

この地震の特徴のひとつは、近代的都市を襲った地震として社会の注目をあびたことであった。すなわち、停電、断水、ガス供給停止、交通信号機の機能停止等による交通渋滞、石油タンク破損とそれにとまなう重油の流出、ガスタンク火災、大型電子計算機の転倒破損等、都市市民の生活に密着したところでも、地震の被害を受けたものが多数あった。

地震後、運輸省港湾局、同港湾技術研究所、同第二港湾建設局は合同で係官を派遣し、宮城県および福島県の港湾について被害調査を実施した。調査の期間は1978年6月26日より6月30日までであった。また、派遣された係官のうち、いずれかが実際に現地を見た港湾は、塩釜港（塩釜港塩釜港区）、仙台港（塩釜港仙台港区）、松島港、石巻港、雄勝港、荻浜港、（以上宮城県）、相馬港（福島県）であった。また、石巻漁港、関上漁港についても調査を行った。

調査に派遣された係官は以下のとおりであった。

武本 勇司（運輸省港湾局防災課災害査定官）

土田 肇（運輸省港湾技術研究所構造部耐震構造研究室長）

稲富 隆昌（運輸省港湾技術研究所構造部振動研究室長）

野田 節男（運輸省港湾技術研究所構造部地震防災研究室長）

---

\*            構造部 耐震構造研究室長  
\*\*          構造部 振動研究室長  
\*\*\*        構造部 地震防災研究室長  
\*\*\*\*       設計基準部 設計基準研究室長  
\*\*\*\*\*    設計基準部 専門官  
\*\*\*\*\*    第二港湾建設局 工事課長  
\*\*\*\*\*    第二港湾建設局 横浜調査設計事務所建設専門官

- 柳生 忠彦 (運輸省港湾技術研究所設計基準部設計  
基準研究室長)
- 田端竹千穂 (運輸省港湾技術研究所設計基準部専門  
官)
- 徳永 省三 (運輸省第二港湾建設局工事課長)
- 大槻 有吾 (運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務  
所建設専門官)
- 平野 忠告 (運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務  
所建設専門官)

現地機関として、状況説明等で調査に協力された方々のうち、機関を代表する立場の方々は以下のとうりであった。

- 桜井 岩夫 (宮城県土木部港湾課長)
- 森 清隆 (宮城県土木部港湾課課長補佐)
- 安部 隆之 (宮城県仙台港湾事務所長)
- 岩佐 忠志 (宮城県塩釜港湾事務所長)
- 矢野 勇剛 (宮城県石巻港湾事務所長)
- 佐藤 謙内 (福島県土木部港湾課課長補佐)
- 竹内英次郎 (福島県相馬港湾建設事務所長)
- 吉田 浩 (福島県相馬港湾建設事務所次長)
- 橋川 隆 (運輸省第二港湾建設局塩釜港工事事務  
所長)
- 佐藤 正 (運輸省第二港湾建設局塩釜港工事事務  
所次長)

上記以外の多数の方々をも含めて、現地機関の関係者には、調査を爽り多きものとするために並々ならぬ御協力をいただいた。また、漁港関係の資料の収集に当り、水産庁漁港部防災海岸課ならびに宮城県水産林業部漁港課にお世話になった。ここに深謝の意を表する次第である。(担当者および関係機関代表者の職名は調査実施時のものである。)

なお、徳永が派遣されて調査に当ったグループを代表して現地機関との連絡に当った。

この報告は、前記の派遣されて調査に当った者が、調査結果およびその後に入手された資料をもとにとりまとめたものである。先に記された以外の港湾についても、資料が入手されているものは記述することとした。また、標題は港湾被害報告としているが、海岸施設、空港土木施設、漁港等についての記述も加えることとした。

この報告では、被害の状況および地震動等の関連情報を詳しく記録することが主目的とされている。被害の詳しい解析については、追って報告がなされるものと考えている。

## 1. 地震

### 1.1 地震の概要

1978年6月12日17時14分に宮城県沖に震源を有して発生した地震は、宮城県を中心に東北および関東の各地に相当に激しい地震動をもたらした。気象庁はこの地震を「1978年宮城県沖地震」と命名した。<sup>1)</sup> 同地震の諸元および各地の震度を表一1.1.1に示す。<sup>2)</sup> また、図一1.1.1に震央と各地の震度を示す。地震発生後、津波警報等が発表されたが、それらについては「2.被害の概要」において説明する。

表一1.1.1 地震諸元および各地の震度

地震諸元	
地震名	1978年宮城県沖地震
発震年月日時刻	1978年6月12日17時14分
震源地	
震源地名	宮城県沖
緯度	38°09' N
経度	142°10' E
深さ	40 km
規模	顕著
マグニチュード	7.4

各地の震度(気象庁震度階)	
V	大船渡, 仙台, 新庄, 福島, 石巻
IV	東京, 秋田, 前橋, 銚子, 千葉, 帯広, 鷹巣, 山形, 白河, 一関, 横浜, 八戸, 熊谷, 盛岡, 大島, 酒田, 宮古, 館山, 小名浜, 水戸
III	青森, 静岡, 甲府, 網代, 三島, 高田, 勝浦, 秩父, 河口湖, 軽井沢, 函館, 根室, 釧路, 広尾, 浦河
II	新潟, 輪島, 長野, 相川, 彦根, 津, 諏訪, 札幌, 室蘭, 苫小牧, 岩見沢
I	浜松, 敦賀, 御前崎, 豊岡, 松本, 森, 江差, 網走, 小樽

港湾地域強震観測のために各地の港湾に強震計が設置されているが、それらによる地震動加速度の最大のものは塩釜港の地盤上で記録された。最大水平成分加速度はNS成分で270 Gal, EW成分で280 Galであった。港湾関係の強震記録は別に報告されているが、<sup>3)</sup> 港湾関係以外の機関が取得した記録も含めて主要な地点の最大水平成分加速度を示したものが図一1.1.2である。図

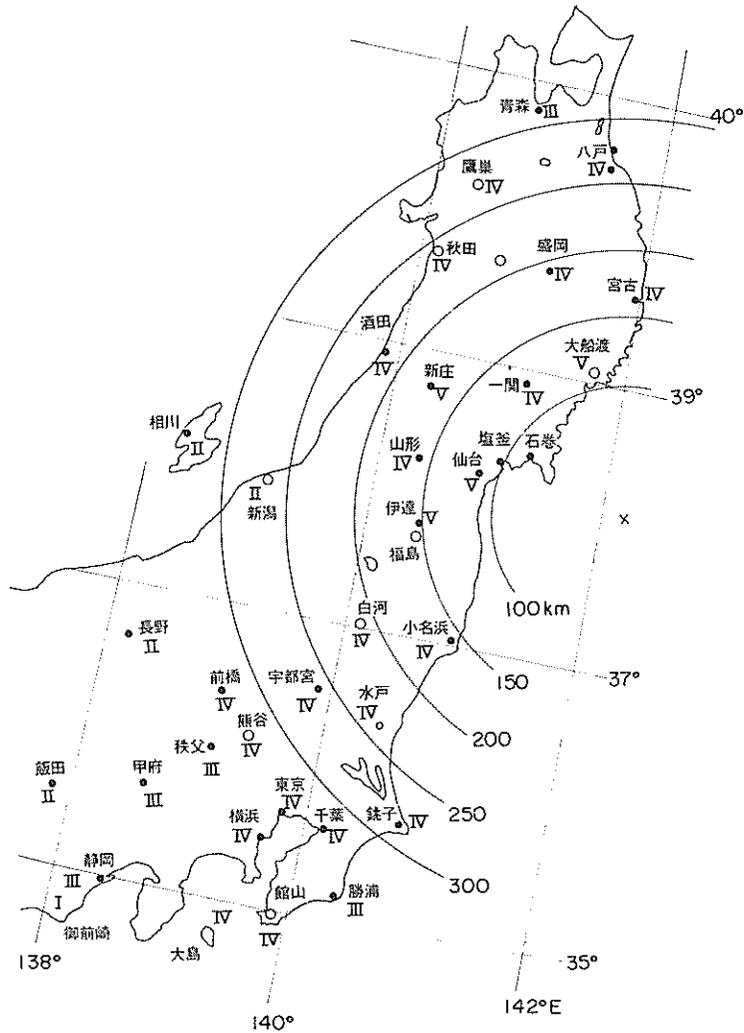


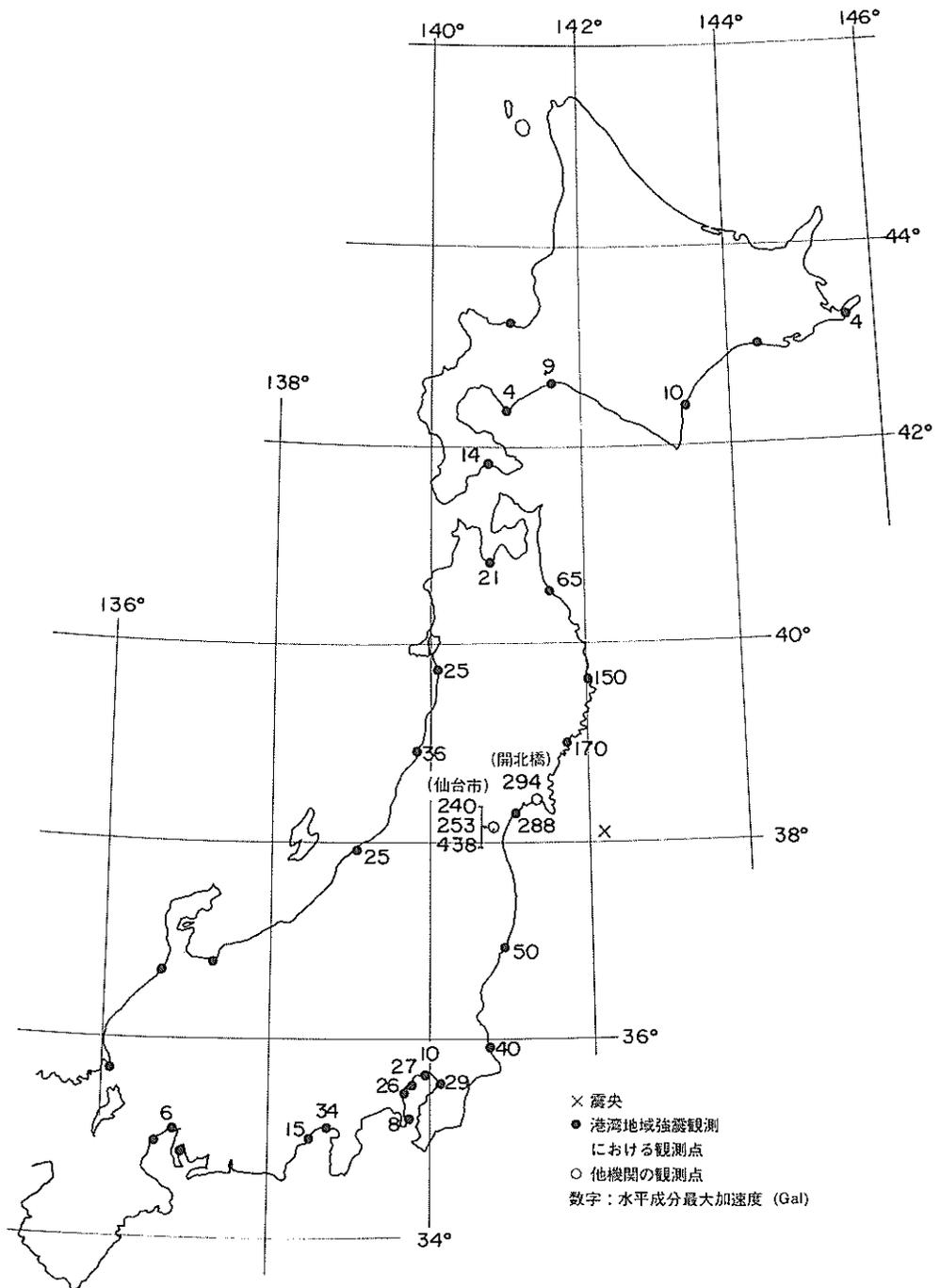
図-1.1.1 各地の震度

中の加速度値は水平2成分の最大加速度のうち、大きい値を示した。これらの値は強震観測事業推進連絡会議の取りまとめによっており、原記録の最大振巾を読取ったままの値、すなわち、計器特性の補正を行っていない値である。<sup>4)</sup>

1978年宮城県沖地震を発生させた断層は、断層面の傾斜方向に長さ約80 km、南北方向に約30 kmの長方形で近似できる大きさをもつ逆断層であった。断層パラメタを表-1.1.2に、また、断層面の水平面への投影を図-1.1.3に示す。<sup>5,6)</sup> 図中の矢印は滑りの方向を示している。逆断層であるから、断層面は西側が深くなっている。また、断層面の上端は海底面下

表-1.1.2 断層パラメタ(文献4, 5による)

断層の大きさ	
幅(降斜方向)	80 km
長さ	30 km
傾斜角	20°
傾斜方向	N 28 0° E
滑り方向	N 6 5° W
地震モーメント	$2.9 \times 10^{27}$ dyne·cm
くい違い量平均値	1.7 m
応力降下量の平均値	6.4 bar

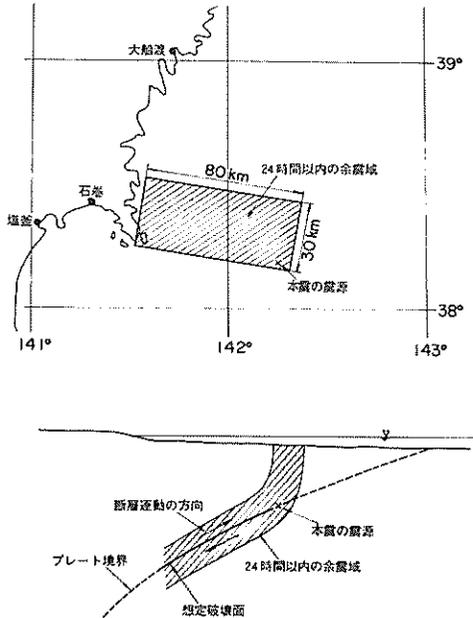


図一・一・二 各地の最大加速度（水平成分加速度のうち大きいもの）

表一・二・一 港湾地域強震観測網による強震記録と各地の最大加速度

観測地点			記録番号	最大加速度 (Gal)		
設置地点略称	設置条件	震央距離 (km)		NS成分	EW成分	UD成分
京浜山下第6-S	構造物	374	S-1187	2.0	1.9	9
京浜事-S	地盤	376	S-1188	3.1	2.5	1.0
京浜山下変-S	地盤	374	S-1189	2.5	1.5	6
小名浜-S	地盤	174	S-1191	4.4	5.1	1.9
青森-S	地盤	319	S-1192	2.1	2.3	10以上
酒田-S	地盤	220	S-1193	3.0	3.4	1.9
品川-S	地盤	354	S-1194	9	1.0	5
千葉-S	地盤	345	S-1195	2.6	2.9	6
清水三保-S	地盤	478	S-1196	1.3	1.3	1.0
興津-S	地盤	476	S-1197	4	4	3
清水工場-S	地盤	480	S-1198	1.5	1.5	6
塩釜工場-S	地盤	100	S-1201	270	280	169
秋田-S	地盤	249	S-1200	2.5	21以上	1.5
八戸-S	地盤	273	S-1202	6.3	6.1	3.0
新潟事-S	地盤	274	S-1203	2.5	1.9	4
宮古-S	地盤	166	S-1204	15.1	11.5	5.0
名古屋造函-S	地盤	584	S-1205	6	4	3
鹿島造函-S	地盤	281	S-1206	4.0	3.0	9
苫小牧-S	地盤	500	S-1207	9	8	1
田子の浦-S	地盤	459	S-1209	2.3	3.6	8
大船渡防地-S	地盤	103	S-1210	14.1	17.0	6.0
大船渡防-S	構造物	102	S-1211	35.0	27.5	10.6
港研-M	地盤	392	M-216	8	7	
京浜山下変-M	地盤	374	M-217	2.5	1.7	7
京浜山下第7-M	構造物	374	M-218	1	1	
川崎第5構-M	構造物	364	M-219	34以上	—	
川崎第5地-M	地盤	364	M-220	2.4	2.7	
四日市石炭-M	構造物	609	M-221	5	1.5	
清水石炭-M	構造物	481	M-222	2.3	2.0	
名古屋稲永第2(矢板)-M	構造物	583	M-223	6	7	
函館-M	地盤	422	M-224	1.2	1.4	7
十勝-M	地盤	469	M-225	1.0	1.0	4
花咲-M	地盤	638	M-226	4	4	2
室蘭-S	地盤	475	S-1217	4	4	1

15 km よりは浅くはなかったとされている。このように断層面が海底面に達していなかったことが顕著な津波が発生しなかった主因と考えられている。図中の×印は断層の破壊開始点の水平面への投影すなわち震央である。



図一・一・三 断層面の水平面への投影および滑りの方向

## 1.2 強震記録

### (1) 強震記録および最大加速度

港湾地域強震観測網を構成する強震計によって得られた1978年宮城県沖地震の記録は34本であった。記録の得られた範囲の北東端は花咲港、南西端は四日市港であった。得られた記録を最大成分加速度と共に示したものが表一・二・一である。表中の設置地点略称は各強震計に付された略称で、それにより強震計が設置されている大まかな位置が推察できるようにしたものである。設置地点の詳細は最近の強震観測年報<sup>7)</sup>および強震観測地点資料<sup>8~11)</sup>を参照されたい。強震計の設置されている港およびその港の記録の最大水平成分加速度の大きいものは図一・一・二にも示されている。なお、ここでいうNS成分およびEW成分は、それぞれの方向に最も近い成分を指す。したがって、NS成分が真のNS方向に対して偏角を有している場合がある。詳細は地点資料を参照されたい。<sup>8~11)</sup>

これらの記録を得た強震計の機種は、設置地点略称の末尾がSの地点ではSMAC-B<sub>2</sub>、末尾がMの地点ではERS-BまたはCである。SMAC-B<sub>2</sub>強震計およびERS-B/C強震計の詳細は強震観測年報に見ることができる。<sup>7)</sup>

東北地方には港湾関係以外の諸機関によって設置された強震計もあり、それらによっても記録が得られている。それらは、港湾地域強震観測による記録も含めて、強震観測事業推進連絡会議によって取りまとめられている。<sup>4)</sup> それらのうちから、地盤上または建築物地下階または1階に設置されている強震計の記録で、最大加速度が50 Gal以上のものを表一・二・二に示す。

### (2) 加速度波形および応答スペクトル

港湾地域強震観測で得られた記録のうちから、塩釜港

表一・二・二 港湾関係以外の機関の強震計による最大加速度(文献3)

資料提供機関	都道府県市	設置対象	設置箇所	震央距離 (km)	最大加速度(Gal)		
					NS成分	EW成分	UD成分
土木研究所	岩手県	真崎大橋付近	GL	164	104	75	30
建築研究所	宮古市	宮古市立愛宕中学校	1F	150	80	92	90
建築研究所	仙台市	東北大学工学部建築学科建物	1F	115	240	190	150
住友生命	仙台市	住友生命仙台ビル	B2F	115	253	227	120
鉄道技術研究所	仙台市	国鉄ビル	B1F	110	438	238	100
土木研究所	石巻市	開北橋付近	GL	80	200	294	113
土木研究所	いわき市	平大橋付近	GL	185	75	88	38
東大地震研究所	茨城県	日本原子力研究所	1F	242	88	125	30

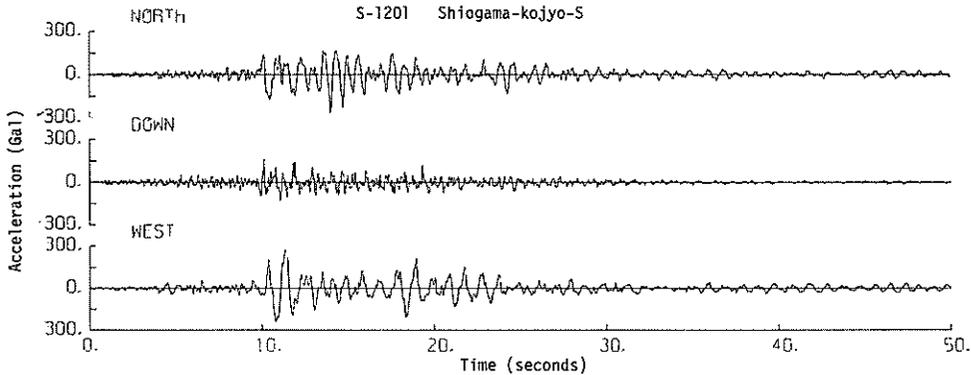
(略号) GL:地盤上, F:階, B:地下

および大船渡港で得られた記録の波形および応答スペクトルを図一・2・1～4に示す。塩釜港の強震計の設置地点略称は「塩釜工場-S」であり、記録番号はS-1201である。この強震計の設置地点の条件は文献10に出ており、深度15m以上は泥岩である。なお、この地点については、地震後に詳細な地盤調査を実施し

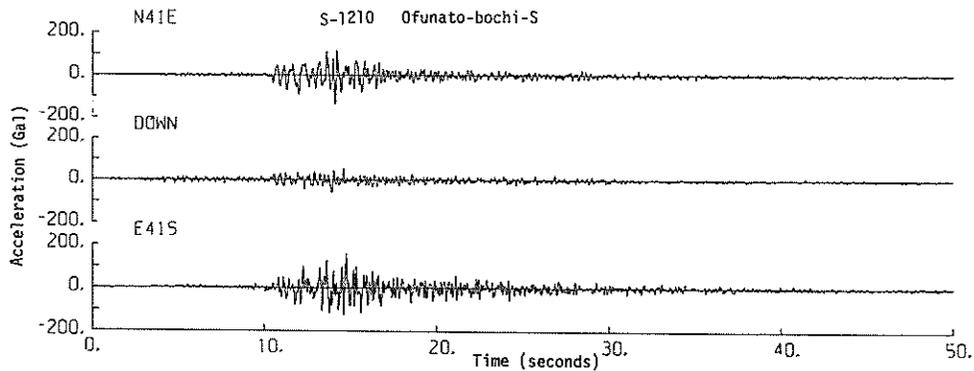
ており、別に報告される予定である。

強震記録S-1201の最大成分加速度はEW成分で280Galであるが、これは港湾地域強震観測でこれまでに記録されている最大水平成分加速度のうちで最大のものである。

大船渡港の強震記録として図一・2・2に示したも



図一・2・1 強震記録（塩釜工場-S）



図一・2・2 強震記録（大船渡防地-S）

のは、設置地点略称「大船渡防地-S」の強震計により得られたもので、その記録番号はS-1210である。同強震計の設置地点の条件は文献9に出ており、大船渡港津波防波堤の長磯側の取付部付近の露出した岩盤である。

### (3) 最大水平加速度

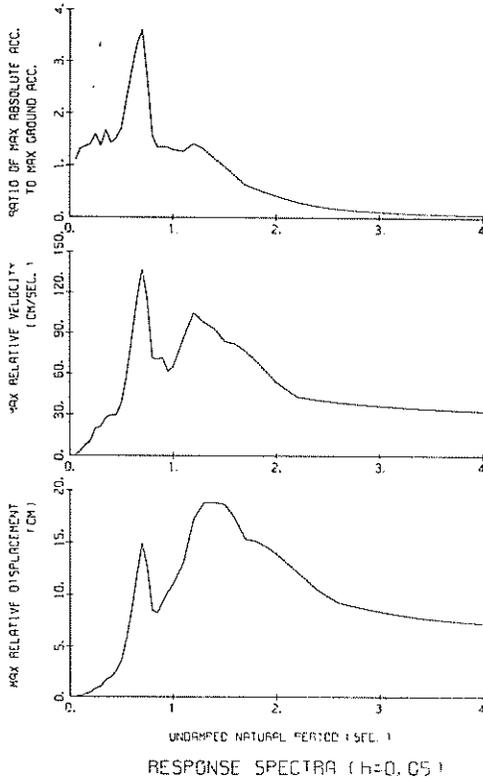
表一・2・1に示された水平成分（NS成分およびEW成分）の最大加速度は、それぞれの成分の方向の最大加速度であって、水平方向の最大加速度ではない。水

平方向の最大加速度は、各時間ごとにNS成分とEW成分の加速度のベクトル和を求め、その記録全体での最大値を求めることによって得られる。そのようにして合成して求めた主要記録の最大水平加速度を表一・2・3に示す。

### (4) 最大速度、最大変位、補正最大加速度

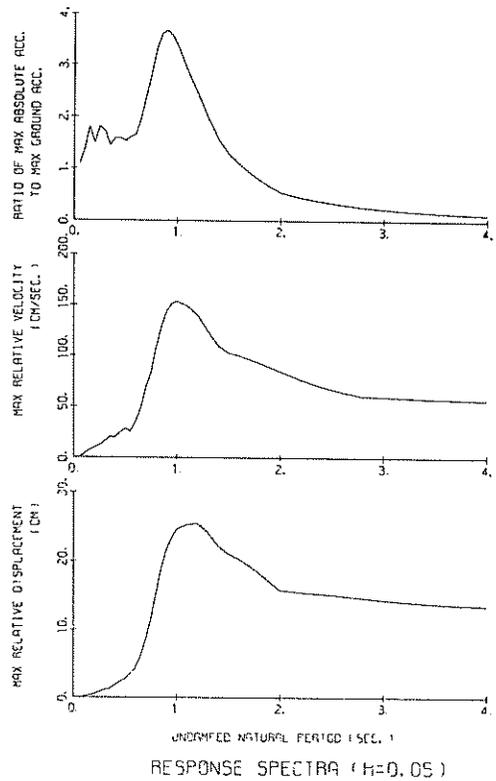
強震記録は加速度を記録したものである。しかし、時には地震動の速度あるいは変位を参照したいことがある。原理的には、加速度波形を1回積分することにより速度

S-1201 NORTH SHIOGAMA-KOJYO-S  
(1/FC=4.78 sec.)



図一 1.2.3(a) 応答スペクトル(塩釜工場-S)

S-1201 WEST SHIOGAMA-KOJYO-S  
(1/FC=9.01 sec.)



図一 1.2.3(b) 応答スペクトル(塩釜工場-S)

波形が、2回積分することにより変位波形が求まる。実際には、積分計算に用いる加速度波形に含まれている誤差の中に積分により増幅されるものがあり、速度および変位の波形を求めることは容易ではない。誤差の影響を押えつつ速度および変位の波形を求める方法が多数提案されている。当然のこととして、ある加速度記録から求めた速度および変位の波形は、その際に用いた方法により変化する。港湾地域強震観測では、「固定フィルタ法」および「パラメタ付きフィルタ法」の2方法で速度および変位波形を求め、並列的に報告している。表一 1.2.4に、主要記録について2方法で求めた最大速度および最大変位を示す。表中に同時に示されている補正最大加速度は、強震計の計器特性を補正した加速度波形の最大値である。補正および積分の方法については、別報を参照されたい。<sup>12)</sup>

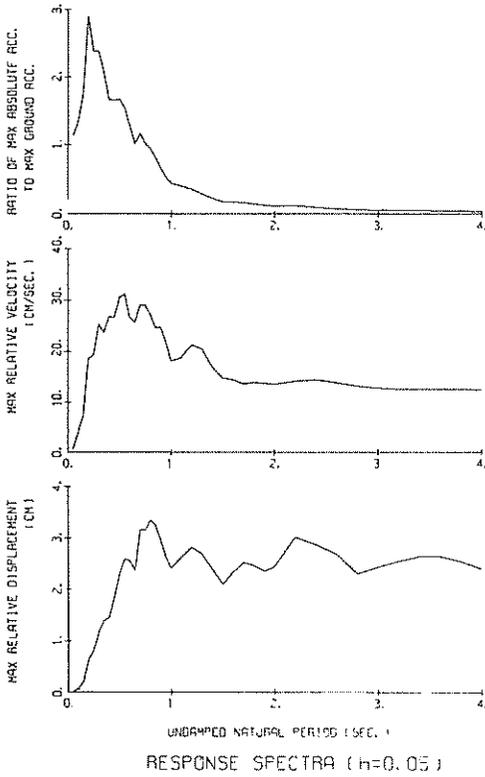
(5) 加速度および変位の軌跡

地震動の加速度および変位がある特定の方向に卓越し

ていないかについて関心が持たれることがある。その場合には、各瞬間ごとの加速度または変位の大きさを座標系の原点からの距離に対応させ、加速度または変位の方向と原点からの方向を対応させたプロットを作れば、加速度および変位の卓越の有無および卓越がある場合の方向が視覚的に把握できる。地震動は三次元的空間内の振動であるから、前記のプロットも三次元の座標系におけるプロットとなる。しかし、それでは印刷が困難なので、いずれかの平面へ投影した形のプロットを行う。加速度についてのこのようなプロットは、地震動の加速度を原点から出ているベクトルとしたとき、その先端の軌跡を示している。変位についても同じであるが、変位の場合は、地震動を記録した場所の一点の運動の軌跡といってもよい。以後、この報告では、これを軌跡図と書く。

図一 1.2.5~8に、観測地点「塩釜工場-S」および「大船渡防地-S」の記録の水平面における軌跡図を示した。加速度軌跡図には、計器特性の補正を行った

S-1210 N41E OFUNATO-BOCHI-S  
(1/FC=3.70 sec.)



S-1210 E41S OFUNATO-BOCHI-S  
(1/FC=8.13 sec.)

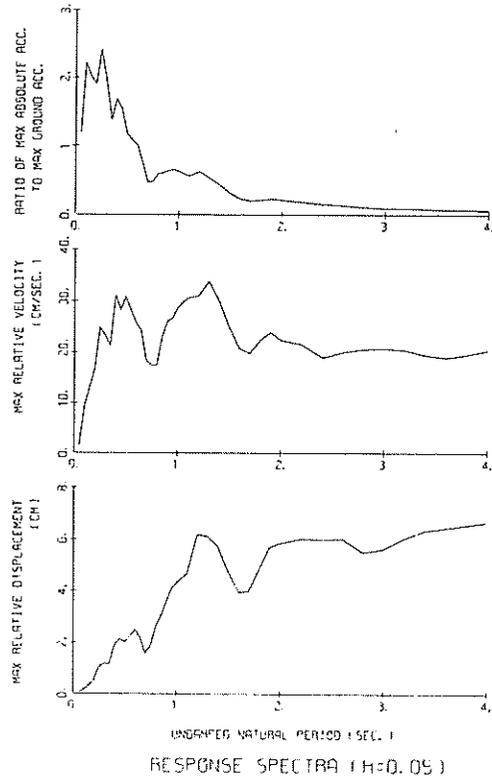


図-1.2.4(a) 応答スペクトル(大船渡防地-S) 図-1.2.4(b) 応答スペクトル(大船渡防地-S)

表-1.2.3 水平2成分の合成加速度の最大値

設置地点略称	記録番号	最大加速度 (Gal)			水平2成分の合成の最大加速度の方向*
		NS	EW	水平2成分の合成	
京浜事-S	S-1188	28.6	27.1	29.0	199
山下交-S	S-1189	26.0	18.3	26.0	30
小名浜-S	S-1191	53.7	49.7	62.7	103
青森-S	S-1292	22.1	24.7	28.8	140
千葉-S	S-1195	30.0	31.9	34.2	63
秋田-S	S-1200	27.9	26.2	30.7	308
塩釜工場-S	S-1201	335.3	288.6	336.2	184
八戸-S	S-1202	79.4	72.7	81.2	325
新潟事-S	S-1203	24.1	16.4	24.3	10
宮古-S	S-1204	249.0	175.9	254.7	156
鹿島造函-S	S-1206	53.4	39.1	55.4	342
大船渡防地-S	S-1210	220.9	275.2	275.4	309
山下交-M	M-217	26.0	16.8	26.1	266
川崎第5地-M	M-220	24.1	26.8	29.3	194

\* N方向より時計廻りに測った角度(単位:度)  
(注) 加速度は計器特性補正後の値である。

表-1.2.4 補正最大加速度, 最大速度, 最大変位

設置地点略称	記録番号	N S 成分						E W 成分						U D 成分								
		Ac Gal	Ase Gal	Vf cm/s	Vv cm/s	Df cm	Fc Hz	Ac Gal	Ase Gal	Vf cm/s	Vv cm/s	Df cm	Fc Hz	Ac Gal	Ase Gal	Vf cm/s	Vv cm/s	Df cm	Fc Hz			
京浜線 - S	S-1188	28.6	27.8	3.9	4.1	1.2	0.6	0.287	27.1	25.0	3.5	3.6	1.3	0.6	0.317	12.1	11.3	1.7	1.4	0.7	0.3	0.397
京浜山下変 - S	S-1189	26.0	25.2	3.4	2.5	0.6	0.5	0.427	18.3	14.5	1.9	2.1	0.7	0.4	0.404	7.0	6.7	1.8	0.8	0.6	0.2	0.507
小名浜 - S	S-1191	61.2	53.7	6.9	7.4	1.5	1.2	0.310	55.8	49.7	6.9	6.2	1.7	1.5	0.268	27.9	24.1	2.3	2.0	0.7	0.4	0.414
青森 - S	S-1192	22.1	23.0	6.1	4.4	2.7	2.2	0.176	24.6	22.7	5.8	5.4	2.6	1.9	0.177	9.1	8.7	1.8	1.4	0.9	0.2	0.390
千葉 - S	S-1195	30.0	25.6	3.6	3.6	1.6	0.6	0.275	31.9	28.1	4.2	3.9	1.3	0.7	0.281	7.6	8.0	1.0	0.7	0.8	0.1	0.629
秋田 - S	S-1200	27.9	24.1	3.7	3.6	2.4	1.4	0.196	26.2	23.9	4.0	4.1	1.5	0.9	0.208	15.7	13.4	2.3	2.6	1.5	0.7	0.214
袈蓋工場 - S	S-1201	335.	265.	29.8	29.2	6.2	6.5	0.209	290.	273.	50.5	50.6	11.8	10.8	0.111	252.	166.	14.3	15.1	2.6	2.1	0.221
八戸 - S	S-1202	79.4	65.6	8.2	7.8	1.8	1.5	0.265	72.7	56.3	8.7	8.2	2.0	1.7	0.246	36.0	26.2	3.6	2.9	1.2	0.5	0.368
新潟線 - S	S-1203	24.1	24.3	5.8	5.2	2.7	2.2	0.164	16.4	15.6	4.4	4.3	2.5	1.8	0.152	5.2	4.5	1.8	0.7	0.9	0.3	0.353
留古 - S	S-1204	249.	150.	9.0	7.3	1.9	1.0	0.219	176.	111.	7.1	6.1	1.2	0.5	0.317	113.	49.7	4.1	2.6	1.3	0.4	0.329
鹿島造函 - S	S-1206	53.4	38.8	4.2	4.3	1.8	1.0	0.252	39.1	30.9	4.5	3.9	1.4	0.9	0.264	16.1	10.3	2.4	1.3	1.1	0.5	0.295
大船渡防地 - S	S-1210	221.	138.	12.2	11.1	2.7	1.5	0.270	275.	161.	17.0	14.6	3.9	3.8	0.123	86.	60.	5.9	4.2	1.1	0.5	0.441
山下変 - M	M-217	26.0	24.7	3.2	2.5	0.6	0.7	0.172	16.2	13.7	1.9	2.0	0.7	0.5	0.165	6.6	6.2	1.8	1.4	0.6	0.5	0.215
川崎第5地 - M	M-220	24.7	23.9	4.3	4.2	1.3	1.4	0.097	26.9	24.6	4.7	5.1	1.5	1.4	0.091							

(略号) Ac: 補正最大加速度, Ase: SMA C-B2 強震計による記録については記録最大加速度, ERS 強震計による記録については SMA C-B2 強震計と同一特性に補正した最大加速度, Vf: 固定フィルタ法による最大速度, Vv: パラメタ付フィルタ法による最大速度, Df: 固定フィルタ法による最大変位, Dy: パラメタ付フィルタ法による最大変位, Fc: パラメタ付フィルタ法におけるシャ断振動数

加速度波形を用いている。また、変位軌跡図にはパラメータ付フィルタ法により求めた変位波形を用いている。

### 1.3 各地の推定加速度

被災施設の解析や復旧設計を行う場合に必要な情報の1つとして、各港における最大地盤加速度がある。図1.3.1は、今回の地震により施設が何らかの被害を受けた港およびその他の主要な港の位置を示している。この内、前節で述べたように、宮古、大船渡、塩釜の各

港には強震計が設置されており、地盤加速度が記録されている。しかし、その他の港では実測値が得られていないので、以下に最大地盤加速度を推定する。

まず初めに、表1.2.1に示された強震記録の内の最大地盤加速度と震央距離の関係を図1.3.2に示す。図中の●印は岩盤上で得られた値であり、○印は表層地盤がある場合の値である。2本の実線は、実測値の上限および下限を意味している。今回の地震により構

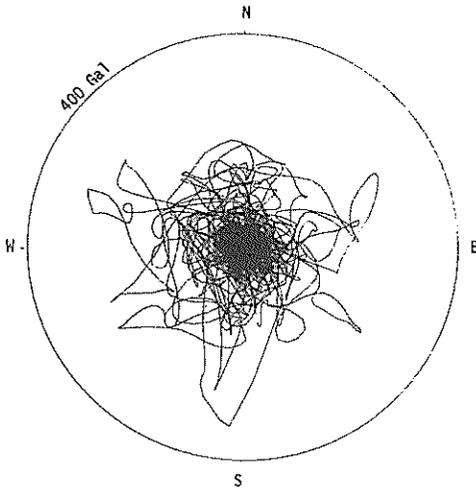


図-1.2.5 加速度軌跡図(塩釜工場-S)

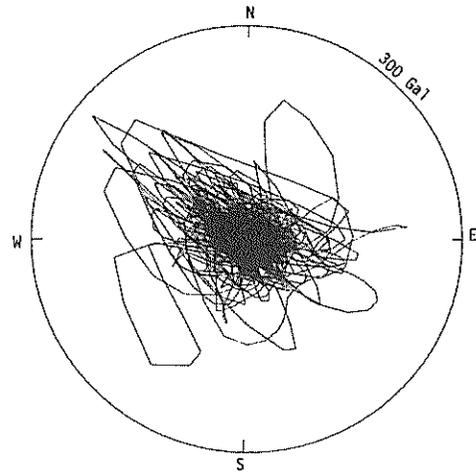


図-1.2.6 加速度軌跡図(大船渡防地-S)

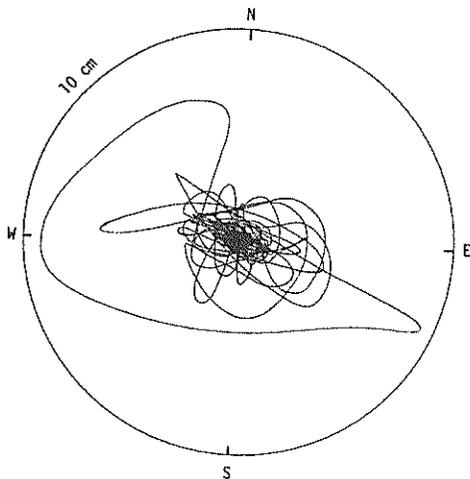


図-1.2.7 変位軌跡図(塩釜工場-S)

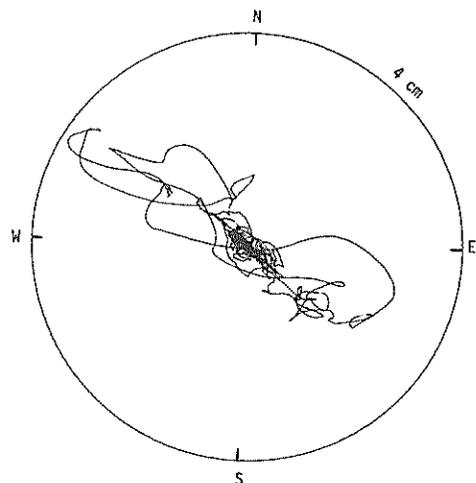
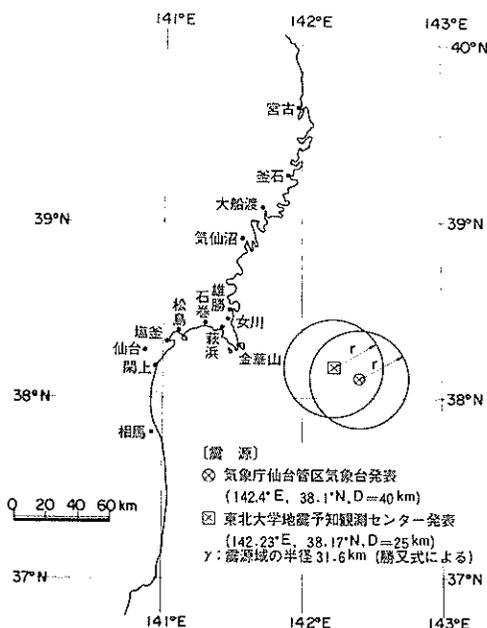


図-1.2.8 変位軌跡図(大船渡防地-S)

造物に影響を受けた諸港湾の震央距離は、およそ 70 km ~ 120 km であるが、この付近の実測値は数少ない。そこで、推定精度はあまり期待できないとは言え、各港に生じた加速度の存在範囲を単純に図中の実線から外挿し



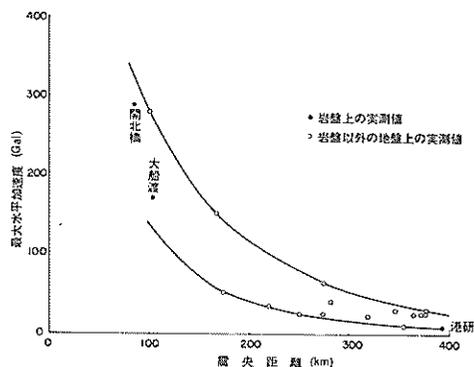
図一 1. 3. 1 震央及び各港の位置

て求めると、大体 150 Gal ~ 300 Gal 或はそれ以上となる。

震央距離の短い地点における地盤加速度に関しては、最近では強震計による実測例や墓石の転倒調査等によってデータが集積されつつあるが、その値は地震の発震機構や当該地点の地盤条件などにより種々に変化するとされている。このような地盤加速度についても、いくつかの推定方法が提案されているが、ここでは地震エネルギーが発散された塊としての震源域、その外縁から当該地点までの距離による加速度振中の減衰性、および当該地点の表層地盤の地震応答を考慮して、各港における最大地盤加速度を推定した。推定方法の概略は以下のようであるが、その詳細は文献 13 を参照されたい。

まず、地震のマグニチュードは 7.4、震央位置および震源深さは図一 1. 3. 1 に示される東北大学地震予知観測センターによるものを考えた。震源域の大きさは、勝又が提案している次式によった。<sup>13)</sup>

$$\log r = 0.5 M - 2.25$$



図一 1. 3. 2 強震記録による最大地盤加速度と震央距離

ここに、 $r$  : 震源域の半径 (km),  $M$  : マグニチュード。マグニチュード : 7.4 に対する  $r$  は 31.4 km となる。震源域の外縁から伝達される地震動が地下の硬い地盤中を伝播する時の加速度の減衰特性は、港湾地域強震観測により取得された実測記録から求められたものを用いた。<sup>16)</sup> これより得られる最大加速度を、当該港湾の基盤(その上方の表層地盤と比較して十分に硬い地盤で、ここでは工学的判断をもとに岩盤あるいはN値 50 以上の洪積層を考えた)に入射する地震動(水平せん断波: SH波)の最大加速度として表層地盤の地震応答計算を行い、地表における地盤加速度を求めた。なお、ここで基盤に入射する地震波の加速度波形は、大船渡港の防波堤取付部および石巻港に近い開北橋において記録されたものを用いた。これらは、いずれも岩盤上に設置された強震計により得られた記録である。地震応答計算は、水平な成層地盤に対する重複反射理論に基づくプログラム: SHAK E<sup>17)</sup> を利用した。図一 1. 3. 3(a)および(b)は、計算に用いた地震波形である。

計算結果は表一 1. 3. 1 にまとめてある。検討した港は 11 港であり、その内の大船渡、雄勝、女川、釜石、金華山の各港は、主要な施設が岩盤上に建設されている。その他の港の地盤条件は図一 1. 3. 4(a)-(f) に示したものを代表例として使用している。求まった地盤最大加速度を震央距離に関してプロットしたものが図一 1. 3. 5 である。図中の●印は、強震計による実測値である。但し、石巻港の値は開北橋で得られたものである。○印はここで得られた推定値であり、⊗印は2種類の基盤波形に対して得られた値が異なっていることを示している。図中の破線が基盤加速度の距離による減衰曲線であり、金華山港等における最大地盤加速度は、この曲線より求めた。

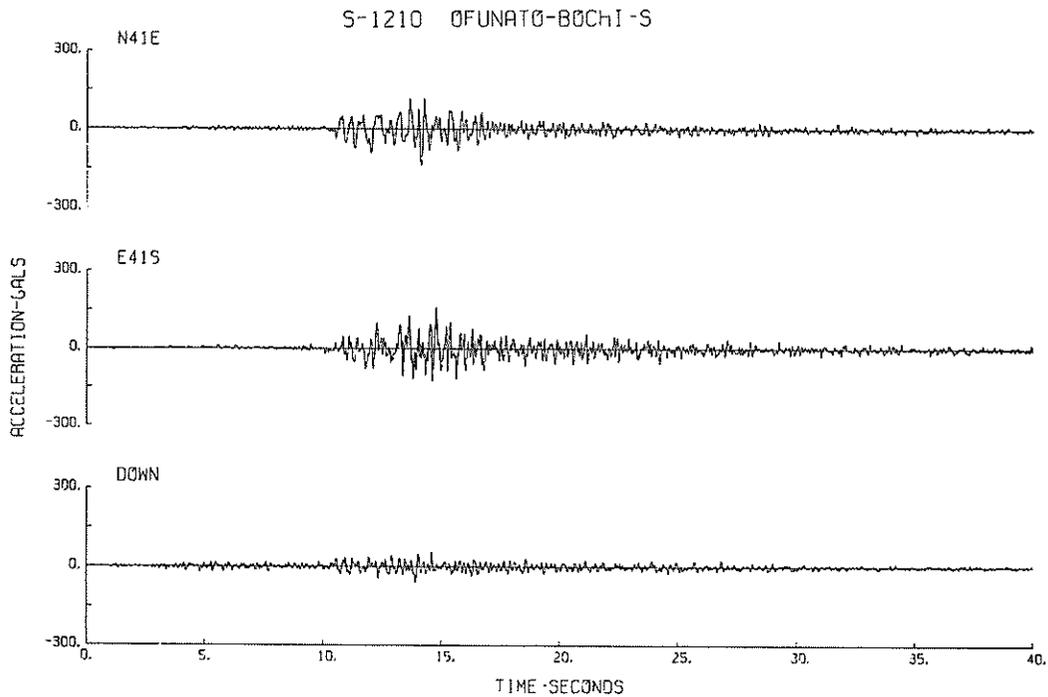


図-1.3.3(a) 地震波形・大船渡  
( S - 1 2 1 0 EW )

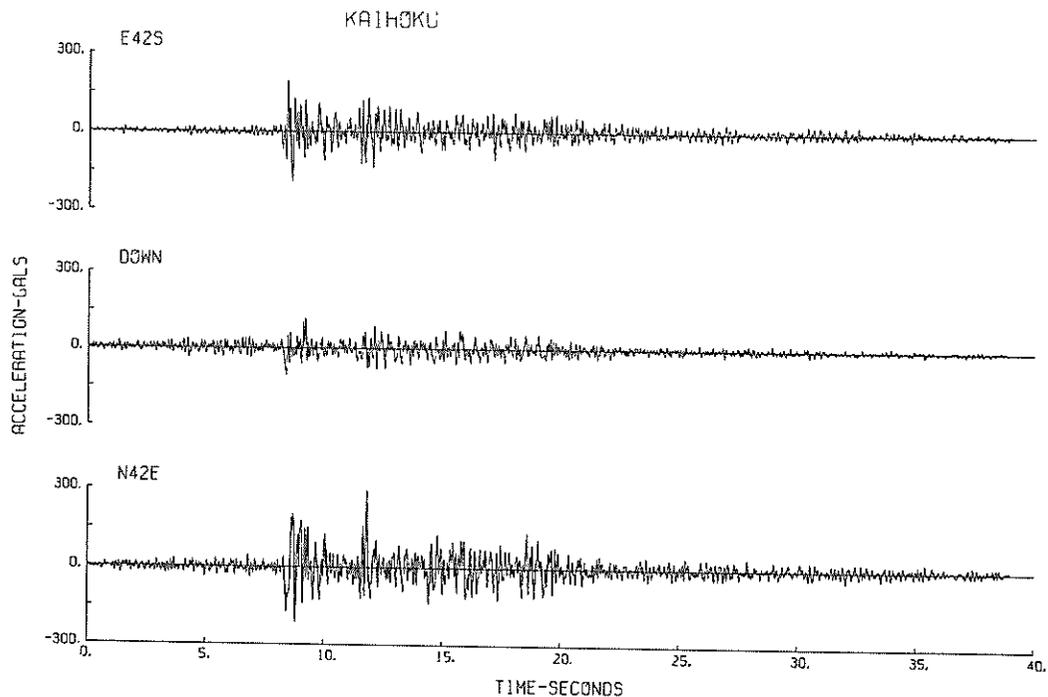


図-1.3.3(b) 地震波形・開北橋 ( E 4 2 S )

表-1.3.1 各港における最大地盤加速度の推定値

番号	港名	地区名	港位置		震央距離 (km)	実効距離 (km)	基底加速度 (Gal)	地表加速度(1) (Gal)	地表加速度(2) (Gal)
			北緯(度)	東経(度)					
1	塩釜港	貞山埠頭	38.32	141.05	104	72	155	(288**) 289	275
2	仙台港	中野1号埠頭	38.27	141.04	105	73	153	209	197
3	石巻港	中島埠頭	38.41	141.32	84	52	(289**) 190	313	196
4	大船渡港	防波堤	39.01	141.74	103	71	(170*) 157	同左	同左
5	雄勝港		38.51	141.47	82	50	194	同左	同左
6	女川港		38.44	141.46	74	42	210	同左	同左
7	秋浜港	小積地区	38.38	141.46	71	39	216	同左	同左
8	金華山港		38.30	141.51	65	33	218	同左	同左
9	松島港	観光棧橋	38.37	141.07	104	72	155	277	222
10	閉上漁港		38.17	140.96	111	76	142	267	245
11	相馬港		37.80	140.97	118	89	135	214	210

\* : 震源域の外縁から港までの距離

\*\* : 実測値

地表加速度(1) : 基底波形として S-1210EWを用いた場合

地表加速度(2) : 基底波形として 開北橋E42Sを用いた場合

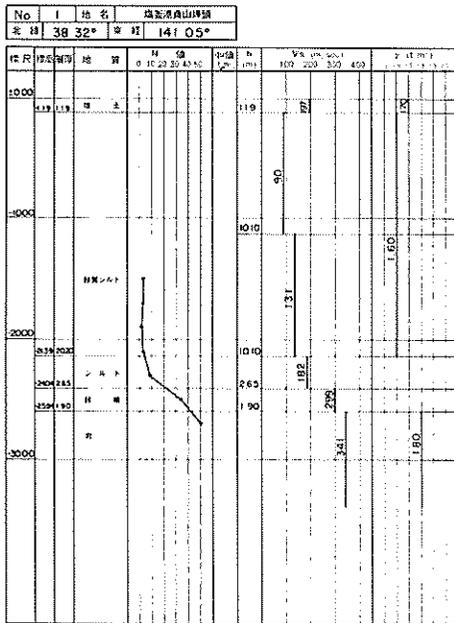


図-1.3.4(a) 計算に用いた地盤条件(塩釜港)

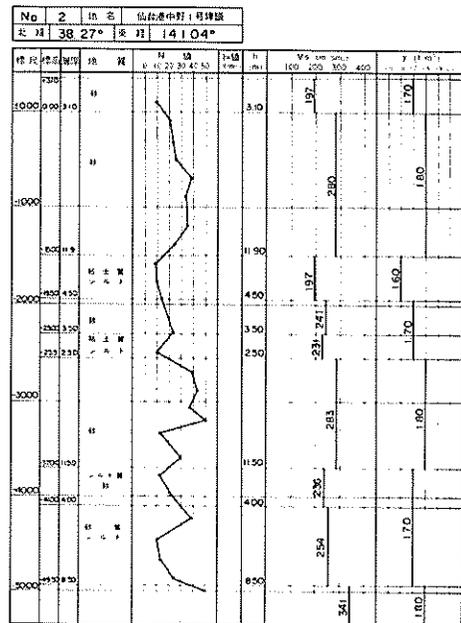
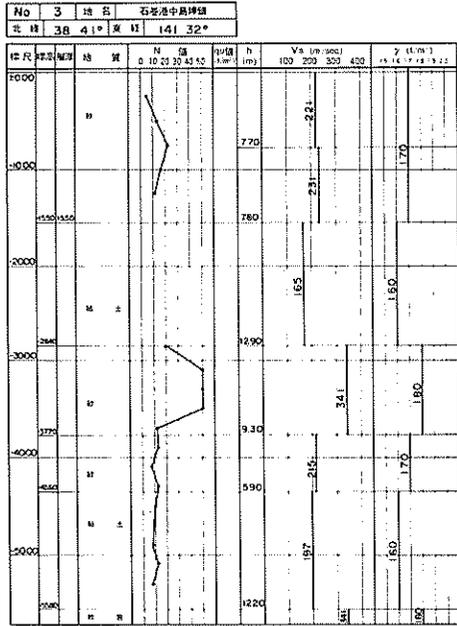
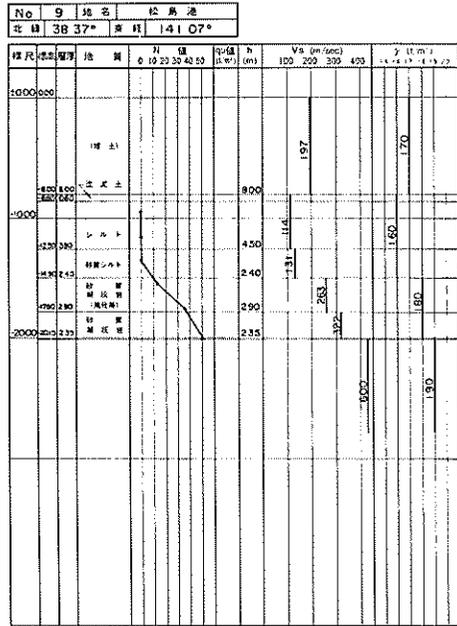


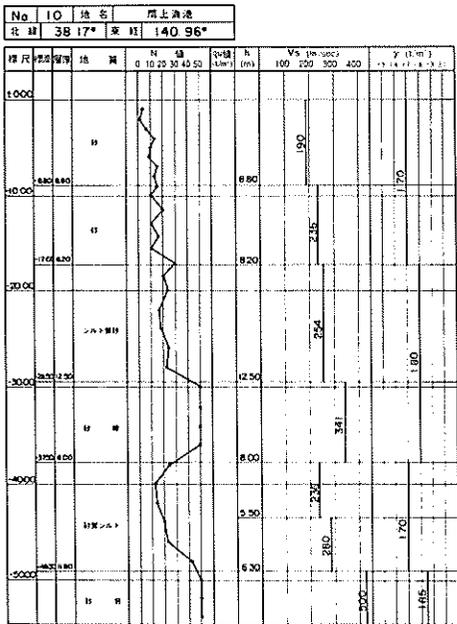
図-1.3.4(b) 計算に用いた地盤条件(仙台港)



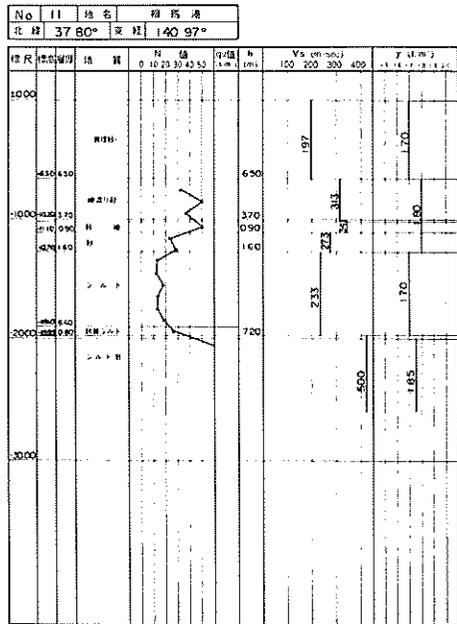
図一 1. 3. 4 (c) 計算に用いた地盤条件 (石巻港)



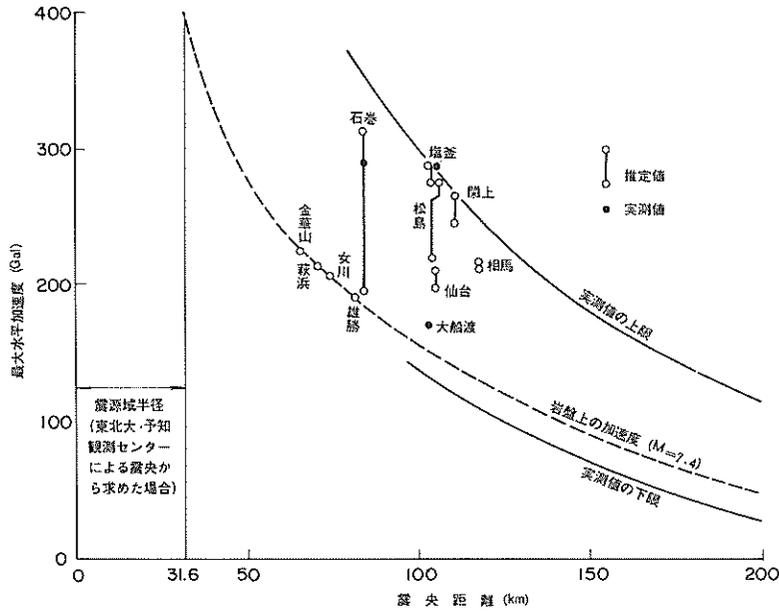
図一 1. 3. 4 (d) 計算に用いた地盤条件 (松島港)



図一 1. 3. 4 (e) 計算に用いた地盤条件 (閉上漁港)



図一 1. 3. 4 (f) 計算に用いた地盤条件 (相馬港)



図一・三・五 最大地盤加速度の推定値と震央距離

図一・三・五によると、推定された最大地盤加速度はいずれも図一・三・２で示した実測値の包絡線内にあり、全体としては両者の間に大きな矛盾は見られない。もう少し詳細に見てみると、塩釜港における推定値は２つの値がほぼ同一であり、それらと実測値ともほとんど一致している。しかし、石巻港においては、用いた地震波によって推定値の間に 100 Gal 以上の相違が生じており、地盤条件によっては基盤に作用させる地震波形の相違により、推定値が大きく変動することを示している。岩盤上の加速度を表わす破線は、大船渡港においては岩盤上の実測値とはほぼ一致しているが、石巻（開北橋）の場合には大きく異なっている。この点に関しては、震源域の仮定法に問題があるかも知れない。今回の計算では図一・三・１に示すように震央を中心とした球状の震源域を仮定しているが、その代わりに図一・一・３に示した余震域を震源域とする事も考えられる。この場合には、石巻港と震源域までの距離：実効距離は約 20 km 短くなり実測値は破線にかなり近くなる。大船渡港の場合も、両者はさらに近づく。これらは、今後さらに検討すべき問題点と思われる。

参考までに、他機関で行われた各地の最大地盤加速度の一例として、国井、荏本による墓石調査に基づく推定値と、<sup>16)</sup> ここで得られた値を比較して表一・三・２に示す。両者は同一地名の場合とはいえ検討地点が臨海部と都市部・その他というように地盤条件を異にしてい

ると考えられるので、推定値は互いに大きな矛盾はないものと考えられる。

表一・三・２ 他調査による推定値との比較例

	本報告による 推定値 (Gal)	墓石調査による 推定値 (Gal)*
塩釜	275~289	300
石巻	196~313	300
女川	210	200以下
閉上	245~267	350
相馬	210~214	200以下

\* 文献(16)による

## 2.被害の概要

### 2.1 一般被害

#### 2.1.1 気象および海象

##### (1) 気象

地震発生前後の気象状況を、図一・二・一・一(a), (b), 図一・二・一・二の天気図により示す。これによると、地震が発生した6月12日の宮城地方は、前日に梅雨入りしたにもかかわらず、前線が太平洋上に移動し、全般的に曇りであったが、翌日の6月13日は、前線が再び

宮城沖に近づき、雨模様となった。

6月13日の仙台市の雨量は、3.5mmであった。

(2) 海象

a) 沿岸波浪

地震発生前後の宮城地方の沿岸波浪を、仙台港南海浜

沖の波浪観測記録で見ると、6月12日の最高波高は、有義波高で1.4m、周期7.1sec、翌13日は、其々、1.0m、7.0secと比較的穏やかであった。

なお、波浪観測記録は、運輸省第二港湾建設局塩釜港工事事務所管理の階段抵抗式波高計によって得られたも

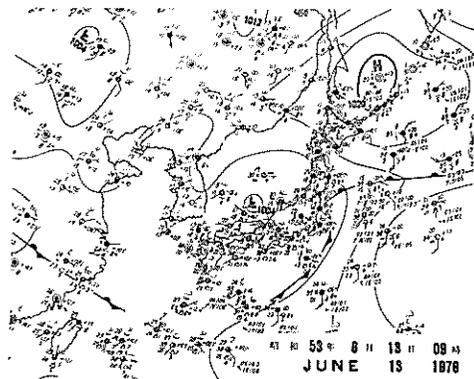
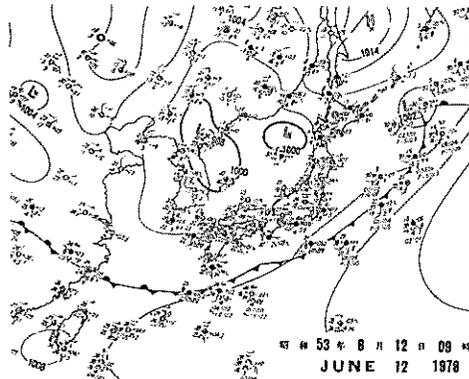


図-2.1.1 天気図

のである。同波高計設置位置の水深は-15.6mである。

b) 津波

地震発生後、直ちに、津波警報、注意報が、関係各機関によって、表-2.1.1に示すとおり発表された。

表-2.1.1 津波警報、注意報

発表機関	発表時	区域	備考
仙台管区気象台	17時21分	東北地方の太平洋沿岸	警報
気象庁地震課	17時24分	茨城県から千葉県野島崎まで	警報
札幌管区気象台	17時28分	北海道の太平洋沿岸	注意報

しかしながら、表-2.1.2に示すとおり、実際に各地に到達した津波波高は小さく、津波被害が生ずるようなものではなかった。

2.1.2 報告された被害

宮城県沖地震の被害は、宮城県全域さらに福島県の一部にまで及んだ。特に、仙台市とその周辺で被害が顕著に発生しており、仙台市東部若竹、原町地区を中心に、各所でビルが傾き、道路に亀裂が生じた。また、ブロック塀の倒壊により、多くの死傷者を出した。

国鉄東北線、東北縦貫自動車道など、主要交通幹線もマヒ状態が続き、各地で国道、県道が寸断された。

水道は、仙台市内の一部、泉市および塩釜市の全域、

表-2.1.2 各地の津波

検潮所	第一波		津波の高さの最大	
	到達時刻	高さ	到達時刻	高さ
	h m	cm	h m	cm
鮎川	17 36	押し 13	18 01	17
宮古	17 42	押し 18	18 57	18
大船渡	17 43	引き 37	18 04	12
小名浜	18 07	押し 13	18 45	11
銚子	18 12	引き 7		
布良	18 28	引き 13	18 42	10
浦河	19 02	引き 8	19 34	11
八戸	18 32	引き 15	20 05	21

地震火山概況 気象庁地震課 1978年6月号

名取市閑上などで断水し、また、仙台市ガスも全域で供給ストップになり、一部では、7月15日まで復旧し得なかった地域もあった。

一方、仙台港の東北石油製油所で、タンク三基が破壊し、約6万8000klの重油が流失し、一部港内に流れ込んだ。

7月19日現在の宮城県の記事および7日3日現在の福島県の記事による被害の概況を表-2.1.3に示す。

2.2 港湾施設被害

港湾施設被害は、漁港も含めてみれば、宮城県の石巻港、塩釜港を中心として、北は岩手県の釜石から、南は福島県の相馬に至るまで、海岸線沿い約200kmの範囲

表-2.1.3 宮城、福島両県の被害概要

	区 分	単 位	宮 城		福 島	
			数 量	被害額(千円)	数 量	被害額(千円)
人	死 者	人	27		1	
	行 方 不 明	"				
	負 重 傷 者	"	406			
	傷 軽 傷 者	"	9,775			
	者 計	"	10,181		30	
	り 災 世 帯	世帯	6,783			
	り 災 者	人	25,972			
住家	全壊(焼)流出	戸	1,273	5,827,196.4	6	
	半壊(焼)半流出	"	5,652		50	
	一 部 破 損	"	124,733			
	床 上 浸 水	"	3		5,000	
	床 下 浸 水	"	2	300		
	非 住 家 被 害	"	40,437	18,147,239		
	小 計	"	172,100	76,424,503		
水産	漁 港 施 設	カ所	109	2,493,000		
共 土 木 施 設	道 路	"	844	4,598,204	1	25,000
	橋 梁	"	95	6,449,824	2	50,000
	河 川	"	441	12,691,546		—
	海 岸*	"	12	322,000		—
	砂 防 施 設	"	15	441,000		—
	港 湾**	"	78	3,480,840		45,000
小 計	"	1,485	27,983,414	12	231,700	

\* 農林水産省および建設省の所管する海岸保全施設

\*\* 上屋等の公共港湾施設および運輸省の所管する海岸保全施設を含む

にわたって生じた。

### 2.2.1 港湾施設被害

宮城、福島両県から運輸省に報告された港湾施設被害の概況を表-2.2.1に示す。

なお、表-2.2.1には、被害を受けた港湾施設について、その被害の程度をⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの4段階に評価した。

評価の基準は次のとおりである。

- Ⅰ；本体には異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
- Ⅱ；本体にかなりの変状の起こったもの。
- Ⅲ；形をとどめてはいるが、構造物本体に破壊が起こったと認められるもの。
- Ⅳ；全壊して形をとどめないもの。

上記の評価基準は、新潟地震港湾被害報告書、十勝沖地震港湾被害報告書、および根室半島沖地震港湾被害報告書におけるものと同一である。本報告書の評価は調査

員がそれぞれ目で見え判断したものを協議して判定したものであるが、上述の他の地震被害報告書の場合と同一の調査員が評価したものではない。したがって被害の格付けは同一であっても、その被害の程度は若干異っている可能性はある。また、本報告では、被害を物理現象の視点よりとらえている。したがって、本報告における被害は、その細部において、災害査定等における被害とは一致していないことがあるかも知れない。

### 2.2.2 漁港施設被害

岩手、宮城、福島各県から水産庁に報告された漁港施設被害の概況を表-2.2.2に示す。

## 3. 港湾施設の被害

### 3.1 塩釜港(塩釜港区)

#### 3.1.1 概要

##### (1) 港湾

表-2.2.1 港灣施設被害の概況

(a) 宮城県の港灣施設被害(昭和53年7月3日報告)

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
仙台港	中野	道路(ふ頭1号線)	クラック及び沈下(8cm)	l=29.5 m	6,400 <sup>円</sup>		
		"(西幹線)	路肩崩壊	l=320 m	1,800		
		"(区画4号線)	岸壁敷付部沈下	l=17.0 m	900		
		"(中野幹線)	側溝沈下及び路肩崩壊	l=1,000.0 m	16,900		
		岸壁(-4.5m)	エプロンクラック及び沈下	l=83.3 m	7,400		
		"(-12.0m)	"	l=587 m	71,900		
		"(-12.0m)	"				
		"(-10.0m)	"				
		道路(蒲生幹線)	歩道沈下及び路肩崩壊	l=100.0 m	1,800		
		護岸	護送工沈下(l=80+15) 水叩クラック及び沈下	l=34.0 m	2,800		
国災計	中野			10件	109,900		
		荷捌地(-4.5m)	沈下	l=27.0 m W=19.0 m	2,800		○
		"(-4.5m)	"	l=180.0 m W=7.5 m	7,900		○
		"(-12.0m)	"	l=240.0 m W=7.0 m	9,100		○
		"(-10.0m)	"	l=555.0 m W=2.0 m	6,200		○
		"(-7.5m)	"	l=71.0 m W=20.0 m	7,600		○
		荷役機械		1基	72,000		○
		可動橋	ランブウェイ接続箇所段差 第1, 第2ハース可動橋西側のノンチ地盤沈下	4か所	750		○
		岸壁	エプロン沈下, 目地離脱	l=500 m	300		○
		県災計			8件	106,650	
合計			18件	216,550			

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
塩釜港	1 本松	道路(1本松3号線)	貞山4号との取付部沈下(50cm)	l=54.5m	3,200		
	中ふ頭	中小頭港橋前 物揚場(-4.0m)	上部工前傾及びエプロンラック沈下	l=87.5m	87,800		
	千賀ノ浦	千賀ノ浦旅客棧橋	エプロン沈下	l=69m	1,200		
	中の島	道路、護岸	石積護岸崩壊及びはらみ	l=40m	8,100		
	要書浦	要書浦 物揚場(-2.0m)	上部工前傾、エプロンラック及び沈下	l=259.4m	12,300		
	吉田、花洲	脚壁	クラック及び沈下	l=161.3m			
	馬放島	吉田浜、花洲浜 物揚場(-1.5m)	上部工前傾、エプロンラック及び沈下	l=87.8m	6,600		
	桂島	" ( " )	" "	l=79.3m	6,600		
		馬放島物揚場	目地の離脱、エプロン沈下 { エプロン59.3m { 掘壁工 16.6m	l=23m	3,500		
		石浜 物揚場(B)(-2.0m)	上部工の前傾、エプロンラック沈下(20cm)	l=25.0m	11,900		
		" (-1.5m)	" " (8~10cm)	l=60.0m	1,600		
		石浜給揚場	エプロンラック沈下	l=40m			
		石浜北防波堤	目地の離脱、沈下(12~13cm)	l=102.7m	1,000		
	国 災 計				12件	143,800	
貞山ふ頭		貞山ふ頭2号取付護岸	取付部護岸沈下及びズレ	W=20.0m	200		○
中ふ頭		荷揚地(貞山1号)	沈下	l=40.0m W=40.0m	6,400		○
		中ふ頭前面棧橋	棧橋と護岸のズレ	2か所	500		○
千賀ノ浦		荷揚地	沈下	30m×50m A=1,500㎡	3,000		○
		棧橋通路	"	l=15.0m	200		○
		観光棧橋	"	W=4.5m A=107.5m	1,400		○
西ふ頭		西ふ頭棧橋	"	l=50.0m	250		○
		"	"	l=5.0m W=2.0m l=7.0m W=3.0m	50		○

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
県災計	庁舎	浄化槽			4,200		○
	栗宮浜	物揚場(-1.5m)		l=55.0m W=9.0m	500		○
	代々崎清水	代々崎潜水物揚場		l=170m W=3.0m	100		○
	"	"		A=51.0㎡ l=55m W=1.5m	100		○
	"	"		l=3.0m	100		○
	代々崎	西防波堤		l=8.0m W=2.0m	100		○
	吉田、花湊	"		l=10.0m	100		○
	石浜	石浜船揚場		l=55.0m	200		○
		石浜北防波堤		l=21.0m	50		○
				、 17件	17,450		○
合計				29件	161,250		
松島港	海岸前	観光棧橋	エプロン沈下 (エプロン 144.6㎡ 上部打撃 54.3m)	l=33.0m	7,000		
		護岸	水叩沈下	l=213m	1,900		
	双観山下	物揚場	上部工一部前傾, エプロンクラック及び沈下	l=29.0m	4,100		
		"	上部工沈下, クラック	l=33.0m 4件	7,700 20,700		
国災計	海岸前	護岸	水叩沈下	l=10.0m	120		○
		背後地	沈下	l=65.0m V=150m³ 2件	120 240		○
合計					20,940		

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
石巻	中島ふ頭	岸壁(=10.0m)	上部工傾斜(50cm), エプロン沈下	l=410m	1,500,000		
	大手ふ頭	" (= 7.5m)	エプロン沈下	l=270m	9,300		
	日和ふ頭	" (= 9.0m)	上部工傾斜(50cm), エプロン沈下	l=500m	850,000		
	潮見ふ頭	" (= 4.5m)	" (50cm), "	l=300.0m	300,000		
	南浜ふ頭	" (= 7.5m)	エプロン沈下	l=100m	4,800		
	東1号線	道路	擁壁, 護岸崩壊	l=100m	2,600		
	"	"	沈下	l=428m	14,400		
	"	"	道路決壊	l=320m	8,400		
	釜北線	護岸	"	l=435.4m	31,100		
	大曲(淀川)	道路	全面30cm盛上り, 1か所地われ	l=246.5m	5,500		
	北1号線	堤防	波返工はらみ	l=170m	42,700		
	西浜海岸	"	水叩クラック	l=120m	5,800		
	内港(仲瀬)	護岸	"	l=175.0m	26,000		○
	釜北線	臨港鉄道	"	l=600m	1,100		
震災計				14件	2,801,700		
	中島ふ頭	荷揚地	クラック, 沈下	350×40 A=14,000㎡	70,000		○
	大牛ふ頭	"	"	260×3 A=780㎡	25,000		○
	日和ふ頭	"	"	380×30 A=11,400㎡	60,000		○
	潮見ふ頭	荷役機庫	脱輪及び脚の破損	3基	90,000		○
	南浜ふ頭	荷揚地	クラック, 沈下	200×20 A=4,000㎡	12,000		○
		"	"	130×50 A=6,500㎡	20,000		○
				6件	277,000		○
	震災計			20件	3,078,700		
	合計						

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
雄勝港	立浜	防波堤	沈下	l=32.4m	900		
		物揚場(-2.5m)	上部工前傾、エプロン沈下	l=80m	9,000		
		防波堤	沈下	l=25.1m	700		
		護岸	"	l=170m	1,000		
国災計							
秋浜港	小碓	物揚場(-1.5m)	上部工前傾、エプロン沈下	l=100.0m	9,500		
			{50m動式-上部工前傾エプロン沈下 50m突碇式-エプロン沈下				
国災計							
金華山港	金華山	物揚場(-2.0m) 2号"(-2.5m) 3号"(") 物揚場	上部工前傾、エプロン沈下	l=40.0m	4,100		
			"	l=15.0m	1,300		
			"	l=50.0m	1,400		
			"	l=5m	3,500		
国災計							
宮城県合計				82件	3,509,140		

(b) 福島県の港湾施設被害（昭和53年7月3日報告）

港名	地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額	被害程度	注
相馬港		岸壁（-5.5m）	エプロン舗装クラック		5,000 <sup>円</sup>		
		＃（-7.5m） 道路 階段護岸	＃ 舗装クラック及び沈下	l = 20 m 4件	5,000 38,500 10,000 58,500		
国災計		野積場	舗装クラック及び沈下	1件 5件	45,000 103,500		
県災計							
合計							
福島県合計				5件	103,500		
							注) ○印は6月24日現在の被害報告による

表一 2. 2. 2 漁港施設被害の総括

県名	施設名	被害報告	
		力所数	被害報告額
岩手	外かく施設	1	3,400
	けい留施設	14	59,300
	機能施設	2	8,100
	小計	17	70,800
宮城	外かく施設	27	226,500
	けい留施設	56	1,499,500
	機能施設	24	96,400
	小計	107	1,822,400
福島	外かく施設	3	57,500
	けい留施設	4	52,200
	機能施設	1	2,000
	小計	8	111,700
	合計	132	2,004,900

塩釜港（塩釜港塩釜港区，以後塩釜港と書く）は、松島湾内にあって、大小無数の島々に囲まれた天然の良港である。本港は、仙台市を背後にひかえ東北の産業、交通、文化の中心に近く、東北地方の大半を後方圏とした商港であると共に観光港としても、漁業の基地としても重要な役割を持つ港である。昭和25年重要港湾に指定されて以来、港湾機能の拡充にともない取扱貨物量も増加し、昭和52年仙台港区も含めて、2,100万トンに達している。

#### (2) 築造の経過

塩釜港の施設は、貞山ふ頭を中心として、東は要害浦地区、西は東ふ頭、西ふ頭、千賀浦旅客さん橋と展開する商港地区と、港の東側に点在する主として漁業用小型船を対象とする東宮浜、清水、代ヶ崎、吉田花淵らの船溜群、さらに桂島、馬放島などにある島の連絡拠点としての係船施設とからなる。（図一3.1.1(a),(b)参照）

港としての歴史は古く、江戸時代仙台藩の外港として繁栄した港である。修築の歴史も古く、明治18年塩釜港駅前の埋立および船溜が完成している。大正4年第一期修築工事に着手し、21年かけて昭和10年現在の東ふ頭物揚場、臨港鉄道、航路等が整備された。戦後は、昭和22年から直轄による補修工事が開始された。昭和30年整備計画の決定をみて以来、同34年貞山ふ頭1号岸壁、同39年千賀浦旅客さん橋、40年貞山2号岸壁及び中ふ頭前面さん橋が完成した。また引き続き同44年には貞山3号、4号岸壁が完成している。代ヶ崎、東宮浜、吉田花淵などの漁船用物揚場、桂島の物揚場なども30年代から40年代にかけて続々と整備された。要

害浦地区についても40年代後半に整備に着手し、51年に5.5mさん橋1バースの完成をみている。

#### (3) 被災の概要

塩釜港（塩釜港区）における施設の被災状況を表一3.1.1に示している。なお、この表の被害以外に中ふ頭と貞山ふ頭の荷さばき地の部分的な沈下現象もあった。表をみるとわかる様に、被害を受けた施設は、小型係船岸が多く、地域的にも広範囲にわたっている。これに対し大型係船岸の被害は、僅少であった。構造形式別では、重力式の場合、上部工の前傾とエプロンの沈下、クラックが多く、矢板式の場合は、エプロンのみ被害を受けた。さん橋式は、取付部の護岸や渡版にわずかの被害があったが、さん橋本体は無被害であった。重力式でも桂島-2.0m物揚場のように、岩盤上に捨石をしてブロックを積んだ形のはブロックが大きく移動したのに対し、代ヶ崎物揚場-1.5mのように最下段のブロックを岩盤に切りこんで据えたものは、被害を受けなかった。

#### (4) 土質

塩釜港の位置する松島湾は、陥没により形成されたと云われる。その地質は、概ね第三紀層に属し、主として凝灰岩である。内港航路など泊地帯は、軟質泥土で岩盤まで約15~30m位の厚さに堆積している。岩盤は本港西南より東北方向にむかって緩慢な傾斜で下がっている。塩釜港の中ふ頭、貞山ふ頭における土質は、図一3.1.2(a),(b),(c),(d)をもとに判断すると、全般に表層部分に薄く砂層があり、その下水深-20m~25mまでが粘土層で、その下には岩盤層がある。中ふ頭附近は、岩盤層が-10m以浅にあらわれているところもあり、当港の土層はかなり複雑になっている。

#### 3.1.2 各施設の被災状況

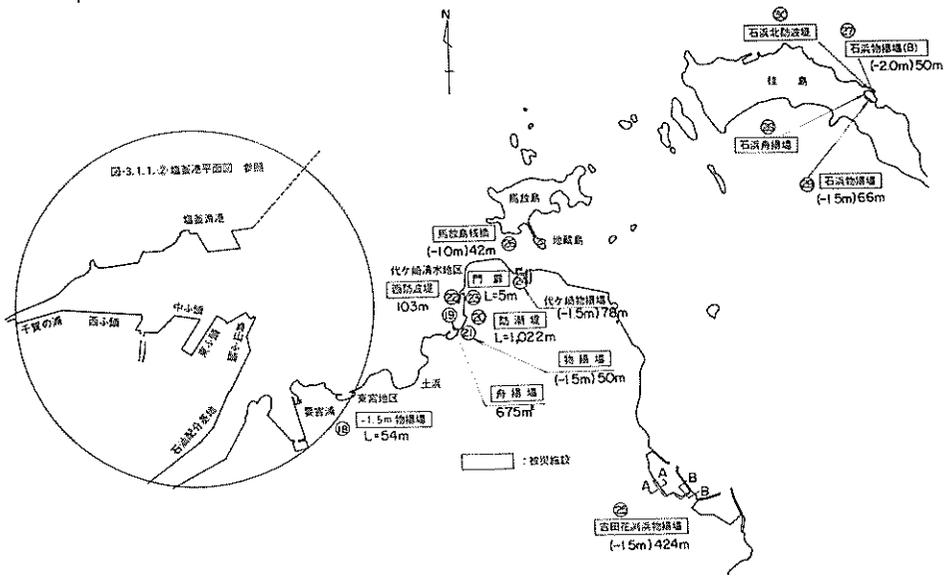
##### (1) 千賀浦旅客さん橋（-3.0m）（塩釜港平面図における施設番号（以後図番と書く）①）

昭和37年から39年にかけて建設された施設で構造図は残っていない。今回の地震により背後の控版の位置と思われる所にクラックが入っていることなどから想定して、控壁形式の矢板構造と推定される。

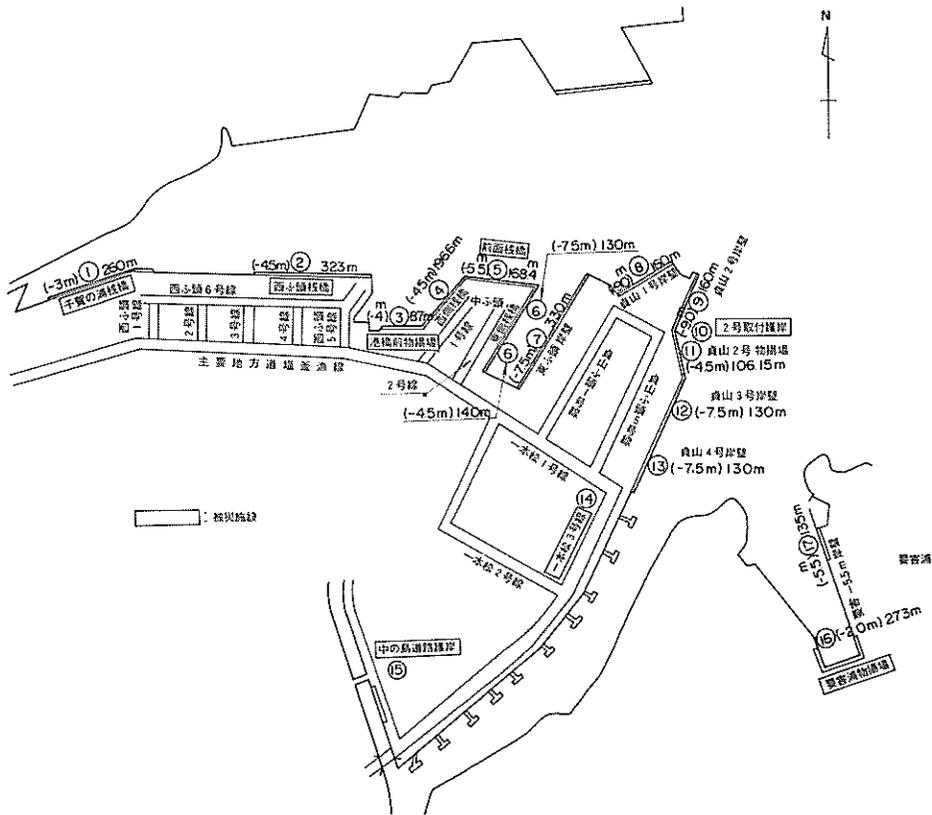
被害は、アスファルト舗装エプロンの延長約70mにわたる沈下である。エプロンが沈下したため、エプロン背後のクイ基礎で建っている待合所床との間に最大10mのすき間が生じた。（写真一3.1.1参照）また係船曲柱基礎は沈下していないために、曲柱基礎部が盛り上った状況になっていた。（写真一3.1.2参照）

##### (2) 中ふ頭港橋前物揚場（-4.0m）（図番②）

この物揚場は、建設年度や構造が明確でないが、調査したところによると、おおむね図一3.1.3のような



図一 3 . 1 . 1(a) 塩釜港平面図



図一 3 . 1 . 1(b) 塩釜港平面図

表-3.1.1 塩釜港の被災状況の概要

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長	構造様式	断面水深 DL(m)	天端高 DL(m)	設計坡度	復旧数量	被災 程度	被災の内容	図番
塩釜港	千賀の浦地区	千賀の浦旅客棧橋	37~39	260.0m	鋼矢板	-3.0	+2.3	0.05	L=69.8m	I	エプロン沈下最大10cmクラック	①
	西ふ頭	ふ頭棧橋	42~44	323.0m	鋼管抗 コンクリート	-4.5	+2.5	0.05	L=59.2m A=1.0m <sup>2</sup>	I	浜被損	②
	中ふ頭	中ふ頭港橋前物揚場	T1~S6	87.0m	コンクリート	-4.0	+2.4		L=87.5m	II	上部工前傾最大50cm エプロン沈下最大20cm	③
	"	中ふ頭前棧橋	41	168.4m	鋼管抗 コンクリート	-5.5	+3.1	0.05	2か所	I	棧橋と護岸のスレ	④
	貞山ふ頭	貞山ふ頭二号取付護岸	35	561.5m	鋼矢板	-4.5	+3.1	0.05	L=54.57m W=20.0m	I	棧橋と取付護岸のスレおよび 沈下	⑤
	I' 本松	I' 本松3号線		L=100.0m W=1.1m	アスファルト				L=54.57 A=9.10m <sup>2</sup>	I	路面沈下最大30cm	⑥
	中の島地区	道路護岸			間知石積				L=4.00m	I	はらみ出し、一部崩壊	⑦
	栗害浦地区	栗害浦物揚場	47~51	273.0m	重力式および鋼矢板	-2.0	+2.4	0.05	L=273.7m	I	一部上部工前傾最大10cm エプロン沈下10cm及びクラック	⑧
	東宮地区	-1.50m物揚場	46~47	54.0m	鋼矢板	-1.5	+2.4	0.05	L=54.0m	I	エプロン沈下	⑨
	代ヶ崎地区	代ヶ崎浦永給揚場		A=675m <sup>2</sup>	コンクリート				A=24.0m <sup>2</sup>	I	船揚場沈下	⑩
	"	" 防潮堤		1,022m	"				6か所	I	目地の開きおよびスレ	⑪
	"	" 物揚場	42~45	50.0m	鋼矢板 コンクリート	-1.5	+2.4		L=5.0m	I	エプロンおよび階段沈下	⑫
	"	代ヶ崎西防波堤	32~38	103.0m	趾成堤(方塊)				L=5.0m	I	上部工クラックおよび沈下	⑬
	"	清水門扉	51	5.0m	7ルミ製					I	門扉沈下	⑭
	吉田花湖地区	吉田浜・花湖浜物揚場	29~32	246.0m	コンクリート方塊	-1.5	+2.4		L=167.2m	II	上部工前傾最大50cm エプロ ン沈下最大20cmおよびクラック	⑮
	馬放島地区	馬放島棧橋		42.0m	コンクリート	-1.0	+2.0		L=23.1m	I	エプロン沈下最大15cm	⑯
	桂島地区	石浜物揚場(B)	52	50.0m	コンクリート方塊	-2.0	+2.4	0.10	L=25.0m	II	上部工前傾最大20cm エプロン沈下20cmおよびクラック	⑰
	"	石浜船揚場	43	40.0m	コンクリート					I	目地の開き	⑱
	"	石浜-1.50m物揚場	45~46	66.0m	コンクリート	-1.5	+2.4	0.05	L=66.0m	I	エプロン沈下およびクラック	⑲
	"	石浜北防波堤		103.0m	方塊		+3.5		L=23.4m	I	上部工沈下およびクラック	⑳

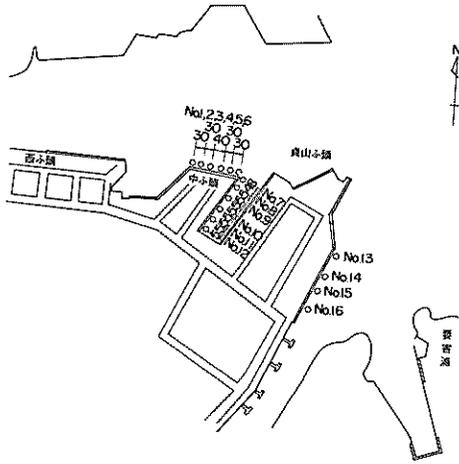


図-3.1.2(a) 塩釜港土質調査位置図

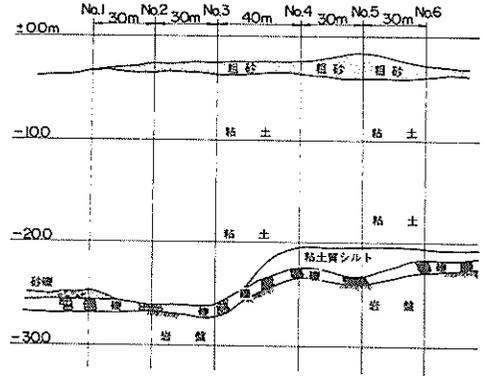


図-3.1.2(b) 中ふ頭前面さん橋 (-5.5m岸壁) 土層図

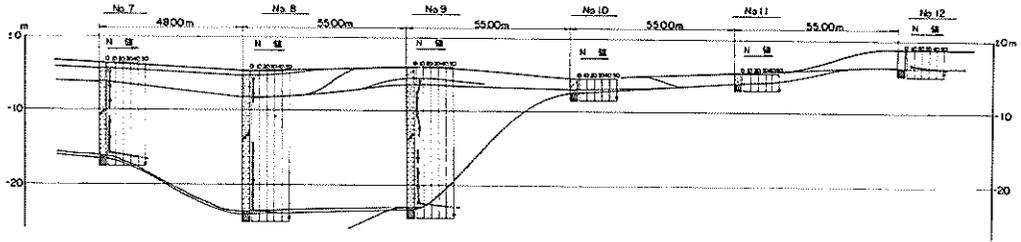


図-3.1.2(c) 中ふ頭東側さん橋 (-4.5m, -7.5m) 土層図

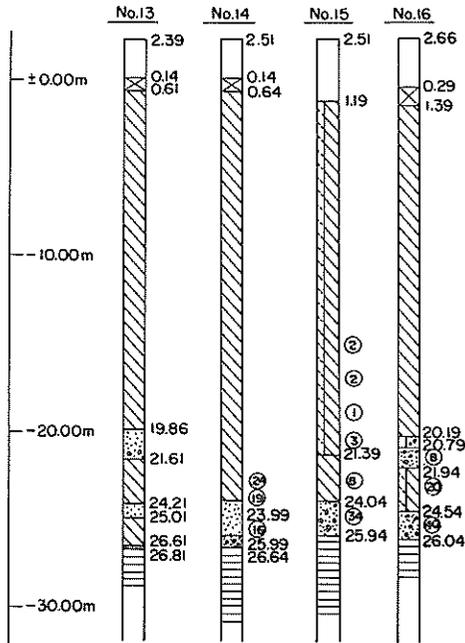
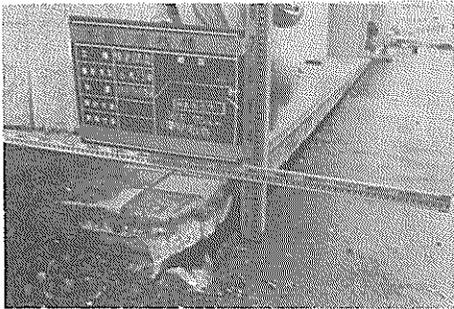


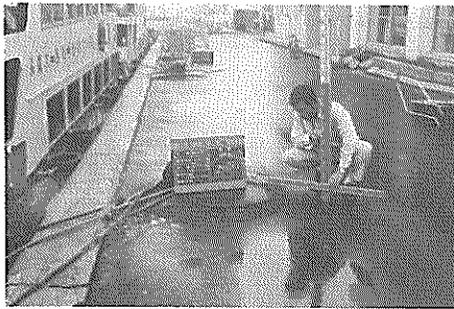
図-3.1.2(d) 真山ふ頭3, 4号岸壁 (-7.5m) 土層図

構造になっていた。本体は、ケーソンではなく、コンクリートの枠の形状をしたものが底版上に逆T字形に立ったブロックである。このブロックとブロックの枠の間にコンクリート版を張って土留としている。今回の被災前からこの土留は、一部損傷していて背後の裏込が前面に出た状態のところが、土留に補修を加えた形跡もあった。

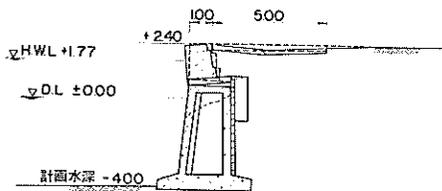
被害状況は、上部工がほぼ全延長にあたる約60mにわたりはらみ出しており、最大60cm前傾した。(写真一三・一・三参照)またエプロンの沈下が著しく、舗装コンクリートは、クラックが入って破損し、最大40cm沈下した。なお物揚場背後約12mの地盤に物揚場に平行に地割れが生じていた。



写真一三・一・1 千賀の浦旅客さん橋、待合室とエプロン舗装との沈下



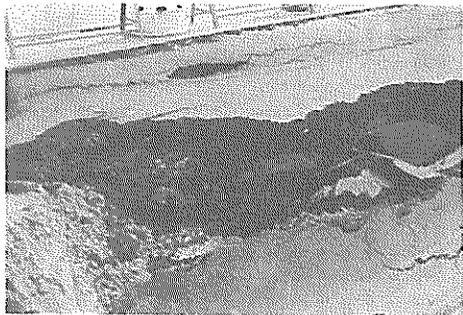
写真一三・一・2 千賀の浦旅客さん橋エプロン沈下



図一三・一・3 中ふ頭港橋前物揚場(-4.0m)被災断面図



写真一三・一・3 中ふ頭港橋前物揚場(-4.0m)上部工前傾



写真一三・一・4 臨港道路一本松3号線路面沈下

(3) 臨港道路一本松3号線(図番㊸)

臨港道路と貞山ふ頭4号岸壁基部取付(さん橋構造)との接続部(図一三・一・4)の舗装が部分的に陥没して穴が生じた。穴の大きさは、8m×6mで深さは約1.8mである。(写真一三・一・4参照)原因追求のため道路にそった護岸前面の状況など調査が行われたが、護岸より海側への土砂の流失は認められなかった。

(4) 中の島道路護岸(図番㊹)

この護岸は、図一三・一・1(b)に示す貞山地区の臨港道路の護岸で老朽化した石積護岸である。

今回の地震によって、はらみ出して、一部30mにわたり崩壊した。(写真一三・一・5参照)

(5) 要害補物揚場(-2.0m)(図番㊺)

この物揚場は、平面的にコの字形になっていて、全延長273.7mのうち東側142.7mは鋼管矢板式、西側131.0mは、ブロック積みの構造となっている。図一三・一・6～8にその構造図を示す。

被害は、ブロック部においては、上部工の前傾とエプロンの損傷である。上部工の前傾は、物揚場の東側が比較的大きく、最大10cm程エプロン舗装と上部工の間に隙間が生じた。ブロック部の舗装の沈下は、5～10

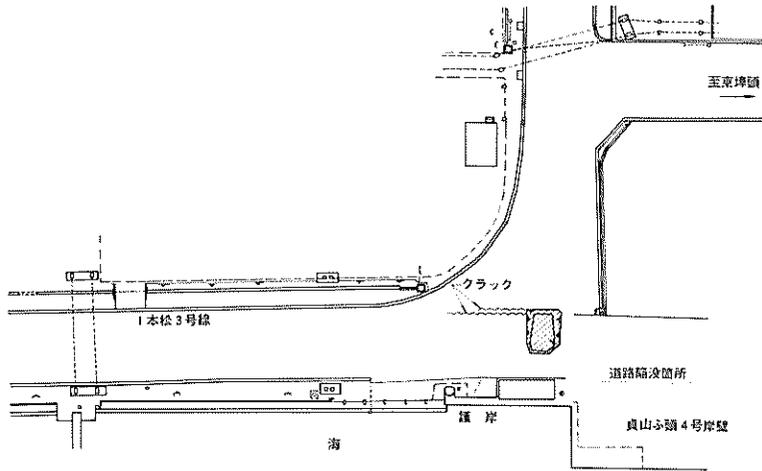


図-3.1.4 臨港道路一本松3号線舗装陥没位置

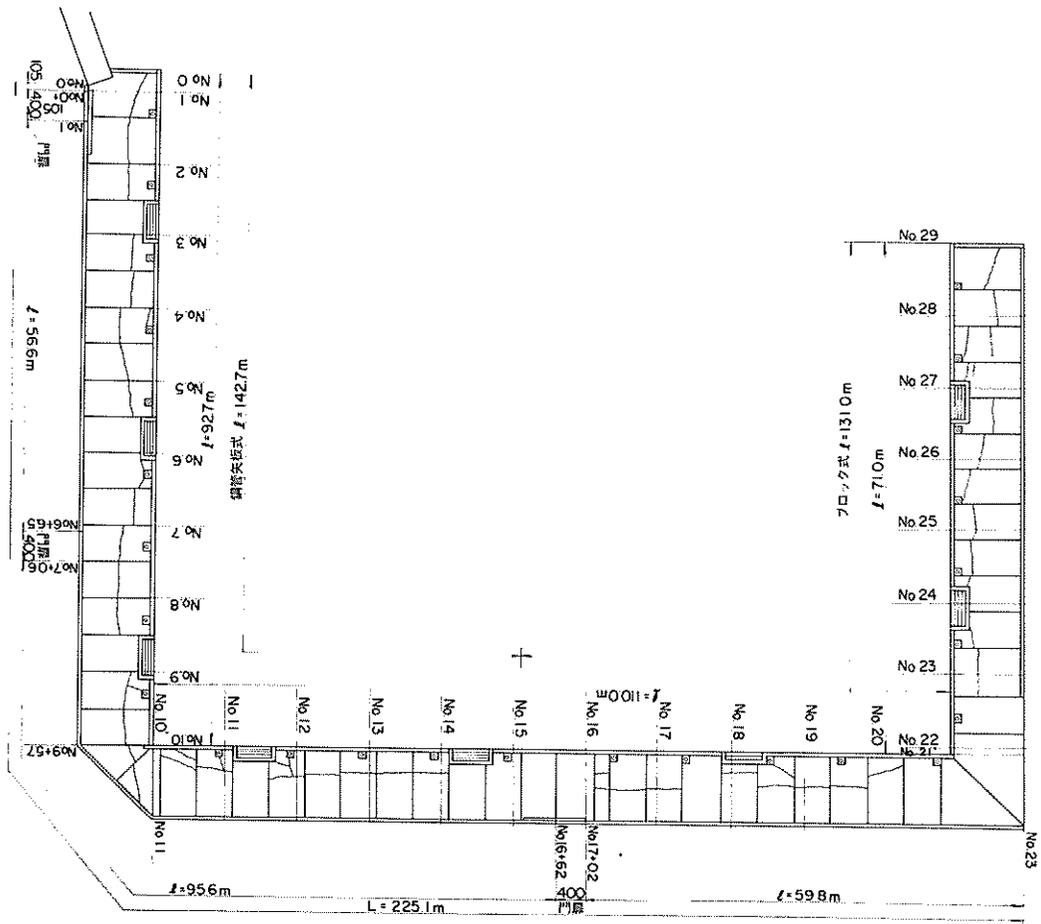


図-3.1.5 要害浦物揚場(-2.0m)エプロン被災状況図



写真-3.1.5 中の島道路護岸・石積護岸崩壊

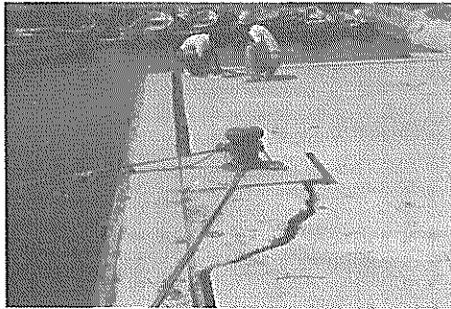


写真-3.1.6 要害浦物揚場(-2.0m)(ブロック式)法線のはらみ,クラック,エプロン沈下

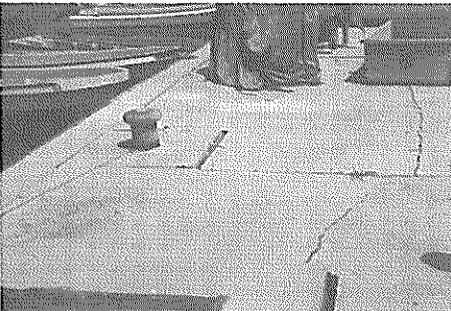


写真-3.1.7 要害浦物揚場(-2.0m)(鋼管矢板式)クラック,エプロン沈下

cm, 目地の開き最大5cmで, 図-3.1.5に示すようにクラックが発生した。矢板部は, 上部工とエプロン舗装との開きは2cm以下であって, 上部工の移動は顕著でない。矢板部のエプロンの沈下も5cm程度, 目地の開きも2cm以下とブロック部に比べて小さかった。しかしエプロンのクラックの数は, 図-3.1.5のようにブロック部と矢板部で差は認められない。(写真-3.1.6~7参照)

またエプロン背後の胸壁も沈下し, クラックが生じた。

(6) 吉田・花淵物揚場(-1.5m)(図番㉔)

この物揚場は, 図-3.1.1(a)に示すように二つの区間に分れている。構造は, それぞれ図-3.1.9と図-3.1.10に示すようなブロック積みである。

被災状況は, 西側の区間は全延長178mのうち87.8

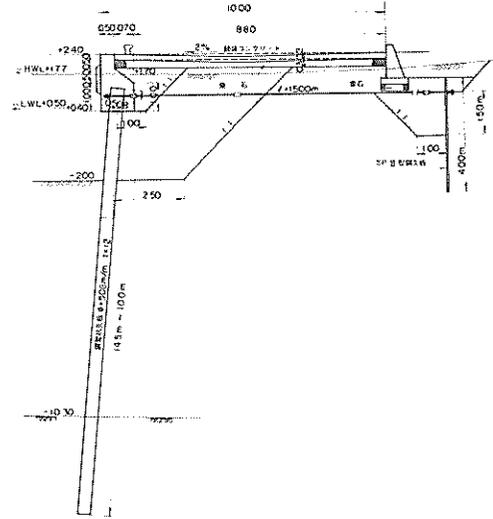


図-3.1.6 要害浦物揚場(-2.0m)構造図(鋼管矢板式)(No. 0~15断面)

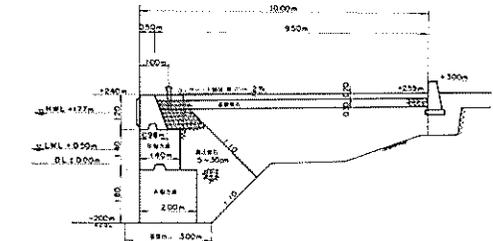


図-3.1.7 要害浦物揚場(-2.0m)構造図(ブロック式)(No. 16~21断面)

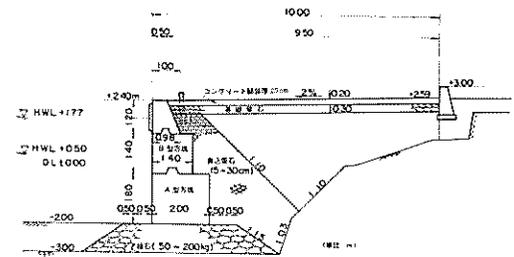
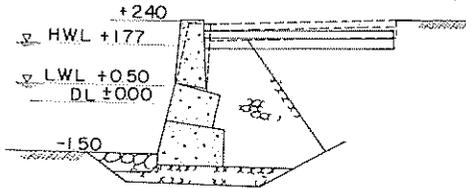
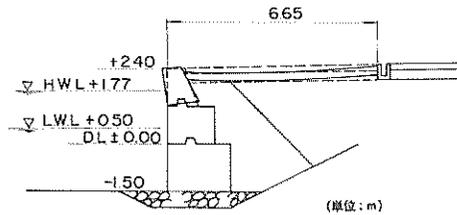


図-3.1.8 要害浦物揚場(-2.0m)構造図(ブロック式)(No. 22~29断面)

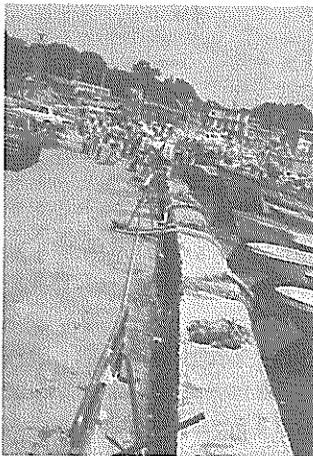
mの間における上部工の前傾とエプロンの沈下である。上部工が前面に移動した結果、エプロンと上部工の間が最大50 cm程開き、上部工に接していたエプロン端で20 cm程度の沈下が生じた。東側の区間も同様の被害を全延長24.6 m中7.93 mに受けたが、上部工の動きは、西側の区間より小さかった。(写真一3.1.8～9参照)



図一3.1.9 吉田花淵物揚場(-1.5 m)  
(断面A-A)被災断面図



図一3.1.10 吉田花淵物揚場(-1.5 m)  
(断面B-B)被災断面図



写真一3.1.8 吉田花淵物揚場(-1.5 m)  
上部工前傾



写真一3.1.9 吉田花淵物揚場(-1.5 m)  
エプロン沈下



写真一3.1.10 馬放島さん橋被災状況

(7) 馬放島さん橋(図番㊟)

このさん橋は、延長4.2 m、水深-1.0 mの小規模な突堤式の物揚場である。被害を受けたのは、突堤の先端1.55 mの区間で、その部分の断面を図一3.1.11に示す。図では明らかでないが、長さ9 mのH型鋼を1.5 mピッチに打込み、その間にPC版をわたして土留とした構造である。

被害状況は、上部工が3～4 cm前方に移動し、これにともなってエプロンの舗装コンクリートが10～15 cm沈下している。(写真一3.1.10参照)

(8) 石浜物揚場(B)(図番㊟)

この物揚場は桂島にあって、昭和51年度に完成した比較的新しい施設である。(図一3.1.1(a), 図一3.1.12参照) 構造は、図一3.1.13に示すように岩盤上に捨石をし、その上にブロックを積み、中詰に石を用いた突堤式である。延長は2.5 m、水深は-2 mとなっていて、幅4.6 mの階段が3ヶ所作られている。なお設計震度は0.1である。

被害は、コンクリートブロックの前面への移動とエプロンの沈下である。ブロックは階段部を含めて、全延長にわたり最大20 cm移動し、突堤全体がふくらんだ状

態になった。このためエプロンのコンクリート舗装と上部工の間に間隙が生じた。エプロンは最大15 cm沈下して、舗装目地の所で段差が生じ、大きなクラックが入った。(写真-3.1.11~12参照)

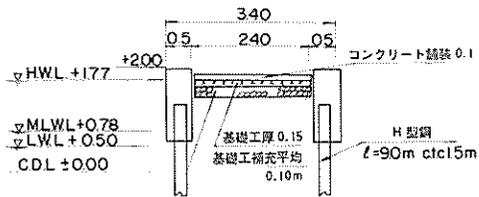


図-3.1.11 馬放島さん橋被災状況図

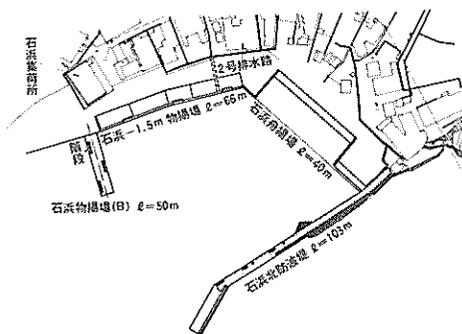


図-3.1.12 桂島地区石浜施設平面図

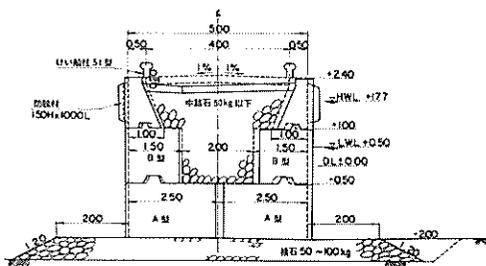


図-3.1.13 石浜物揚場(B)被災状況図

(9) 石浜船揚場(図番㊸)

この船揚場は、図-3.1.14に示す断面構造である。今回の地震以前に斜路コンクリートが若干沈下していた形跡があった。

被害は軽微で、斜路コンクリートの1 cm程度の沈下と目地の開きおよび船揚場取付部の水叩きとブロック間の目地の開きである。

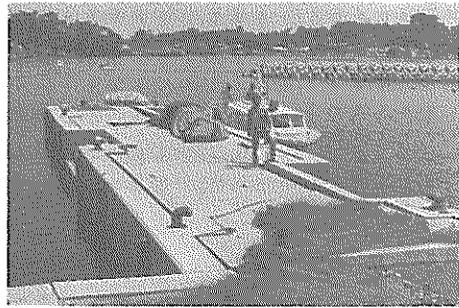


写真-3.1.11 石浜物揚場(B)被災状況



写真-3.1.12 石浜物揚場(B)上部工移動、舗装沈下

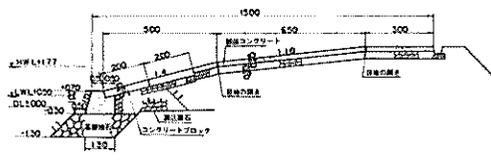


図-3.1.14 石浜船揚場構造図

(10) 石浜-1.5m物揚場(図番㊹)

この物揚場は、図-3.1.15に示すように岩盤上に直接ブロックを三段積んだ構造で、設計震度は、0.05である。

この物揚場は前記石浜物揚場(B)に隣接した位置にあり、(図-3.1.12参照)設計震度は、石浜物揚場(B)の0.1に対しこの物揚場は0.05であるが、被害は僅少であった。上部コンクリートとエプロン舗装との間が若干開いた形跡はあったが顕著でなく、エプロンのコンクリート舗装の沈下3 cm程度、目地の開き1~2 cm程度であった。

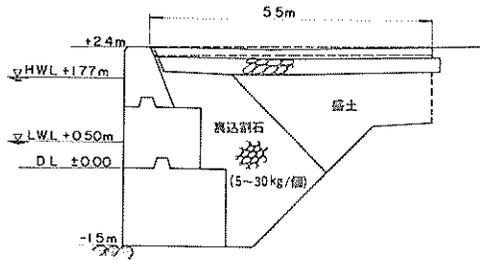


図-3.1.15 石浜-1.5m物揚場被災状況図  
(エプロン沈下)

(1) 石浜北防波堤(図番㊸)

この防波堤の標準部断面は、図-3.1.16に示すように、床掘したあとの捨石上に三段に積まれたブロック構造である。平面的には、図-3.1.12のように防波堤先端で法線が折れていて、一部パラベットの無い部分がある。

被害は、パラベットの目地部で法線と直角方向に最大3cm程度のズレ、法線方向に最大10cmのパラベット目地の開き、同じくパラベットのクラック、並びに法線が折れている部分の隅角部の上部工のクラックなどである。(写真-3.1.13参照)

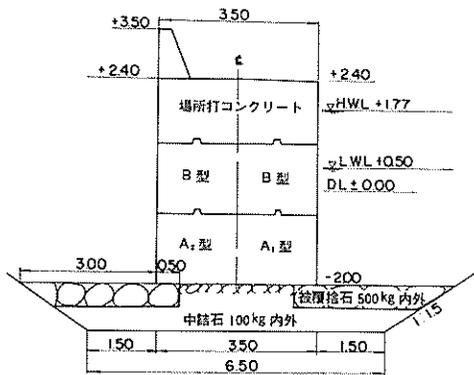


図-3.1.16(a) 石浜北防波堤構造図

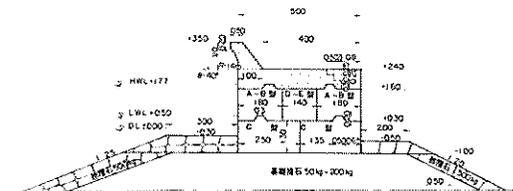


図-3.1.16(b) 石浜北防波堤構造図

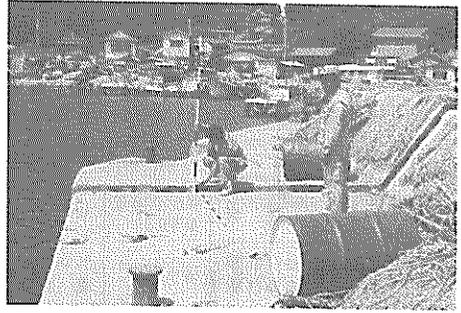


写真-3.1.13 石浜北防波堤隅角部上部工の沈下クラック、目地の開き

(2) 石油タンク

塩釜港真山運河沿いの石油配分基地において(図-3.1.17参照)、大協石油㈱塩釜油槽所と丸善流通サービス㈱塩釜油槽所の1,000kℓタンクが地盤の不等沈下のため傾いた。(表3.1.2参照)

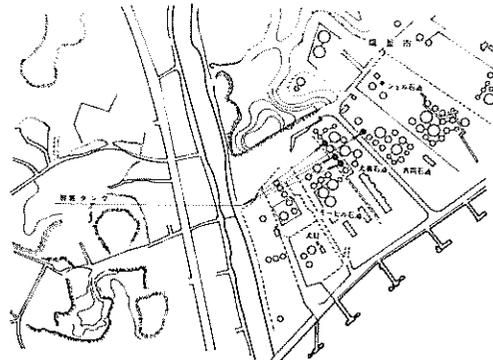


図-3.1.17 被害タンク位置図

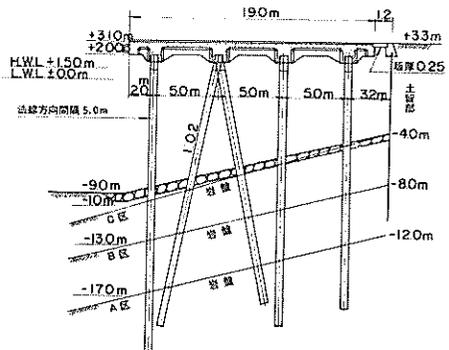


図-3.1.18 真山ふ頭2号岸壁(-9.0m)構造図

3.1.3 無被災施設

塩釜港の無被災施設の概要を表-3.1.3に示す。

(1) 貞山ふ頭2号岸壁(-9.0m)(図番㊸)

この岸壁は、昭和35~40年度に施工されたもので、

延長は160mである。構造は、鋼管ぐいの直ぐいと斜ぐいを併用した横さん橋となっている。設計震度は0.05である。構造図を図-3.1.18に示す。

表-3.1.2 被害を受けたタンクの概要

会社名	タンク容量(kl)	油種	屋根型式	内径×高さ(m)	被害状況
大協石油(株)塩釜油槽所	1,000	A,B,C重油	円錐屋根	11.600×10.535	地盤の不等沈下によるタンクの傾斜
丸善流通サービス(株)塩釜油槽所	1,000	重油	円錐屋根	11.620×10.660	同上

注) この表は、「1978年宮城県沖地震による鋼構造物の被害調査報告」による。

表-3.1.3 塩釜港の無被害施設の概要

港名	地区名	施設名	施工年度(昭和)	施工延長(m)	構造様式	断面水深DL(m)	天端高DL(m)	設計震度	図番
塩釜港	中ふ頭	中ふ頭西側棧橋	27~28	196.6	コンクリート杭	-4.5	+2.4		㊴
		中ふ頭東側棧橋	2~6 45	270.0	鉄筋コンクリートL型および鋼管杭	-7.5 -4.5	+3.1	0.05	㊶
	東ふ頭	東ふ頭岸壁	3~7	330.0	鉄筋コンクリートL型壁	-7.5	+3.1		㊷
		貞山ふ頭	貞山ふ頭一号岸壁	30~33	160.0	直線型鋼矢板(セル式)	-9.0	+3.1	0.05
	貞山ふ頭二号岸壁		35~40	160.0	鋼管杭	-9.0	+3.1	0.05	㊹
	貞山ふ頭三号岸壁		42	130.0	〃	-7.5	+3.1	0.05	㊺
	貞山ふ頭四号岸壁		44	130.0	〃	-7.5	+3.1	0.05	㊻
	要害浦地区	要害浦-5.5m岸壁	48~52	135.0	〃	-5.5	+3.1	0.10	㊼
	代ヶ崎地区	代ヶ崎物揚場	46~51	78.0	コンクリート方塊	-1.5	+2.4	0.05	㊽

(2) 貞山ふ頭2号物揚場(-4.5m)(図番㊽)

昭和35~40年にかけて施工されたもので、延長は50m、構造は、鋼管ぐいによる直ぐい斜ぐいを併用した横さん橋である。設計震度は0.05を採用している。標準断面を図-3.1.19に示す。

(3) 貞山ふ頭3号岸壁(-7.5m)(図番㊺)

昭和42年に完成した延長は130mあり、構造形式は、鋼管ぐいによる直ぐい式横さん橋である。設計震度は、0.05となっている。標準断面は、図-3.1.20のとおりである。

(4) 要害浦-5.5m岸壁(図番㊼)

昭和48~52年にかけて施工された新しいもので、延長は135m、構造は、鋼管ぐいによる直ぐいと斜ぐいの併用型のさん橋構造である。設計震度は0.1を採用している。標準断面を図-3.1.21に示す。

(5) 代ヶ崎物揚場(-1.5m)(図番㊽)

この物揚場は、昭和46年度から51年度にかけて施工されたもので、延長は78m、構造は、ブロック三段積みである。ブロックは、岩盤を掘削してその上に据付けられており、岩盤上のブロック前面には、コンクリートを充填してある。断面は、図-3.1.22のとおり

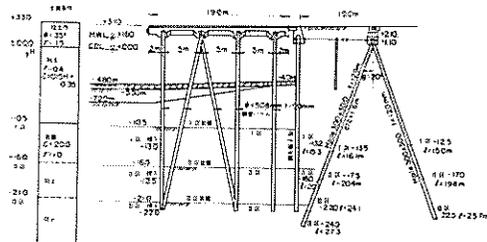
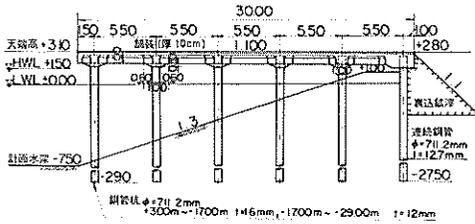
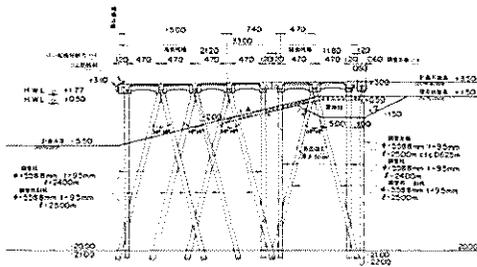


図-3.1.19 貞山ふ頭2号物揚場(-4.5m)構造図

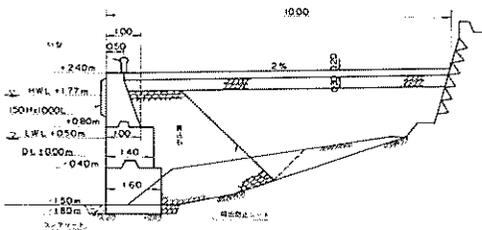
である。



図一 3 . 1 . 2 . 0 貞山ふ頭 3号岸壁 (-7.5m) 構造図



図一 3 . 1 . 2 . 1 要害浦 - 5.5m 岸壁構造図



図一 3 . 1 . 2 . 2 代ヶ崎物揚場 (-1.5m) 構造図

### 3.2 仙台港 (塩釜港仙台港区)

#### 3.2.1 概要

##### (1) 港勢

仙台港 (塩釜港仙台港区, 以後仙台港と書く) は, 工業港と商港の機能を合せ持つ掘込式の新しい港湾である。昭和46年に第一船が入港して以来, 港湾施設の整備と企業の立地によって港勢は急激にのび, 昭和51年取扱貨物量は780万トンに達している。また昭和48年より太平洋沿海フェリー線が名古屋~仙台~苫小牧に就航して, フェリー基地としての役割も重きを増してきた。

##### (2) 築造の経過

係留施設の配置は, 掘込航路の入口近くに東北電力, 東北石油の専用ドルフィンと北航路に東北石油のさん橋

があり, 中央航路沿いには北側に公共岸壁ならびにフェリー岸壁, 南側に専用岸壁があって, 日本鋼管, 吾嬭製鋼, 川崎製鉄, 新日鉄などの岸壁になっている。(図一3.2.1参照)

建設が開始されたのは昭和42年で, 掘込航路の入口の方から工事は進められ, 公共岸壁は, 昭和48年-4.5m岸壁6バース, -1.2m岸壁1バース, -1.0m岸壁1バースが完成している。続いて49年-4.5m岸壁2バース, -1.0m岸壁1バース, 51年-1.0m岸壁1バース, 52年-1.0m岸壁1バース, -7.5m岸壁1バースと完成し, 航路の奥は, 現在まだ建設が続けられている。なおフェリーふ頭は, 51年に-8.5m岸壁, 52年に-7.5m岸壁が完成している。

##### (3) 被災の概要

仙台港の港湾施設の被災は, エプロン等舗装の破損が主であって, 岸壁, 物揚場, 防波堤などの本体の破壊はなかった。エプロン舗装は, 中野-1.2m, 同-1.0m, 高松-4.5m, 6, 7, 8号の各岸壁において, コンクリート舗装版の沈下, クラック, 目地の開きなどの被害を受けている。臨港道路においても路肩崩壊, 舗装面の沈下, クラックなどの被害が三つの路線で発生した。表一3.2.1に仙台港の被害状況の概要を示している。なお表には記載していないが, 岸壁背後の荷捌地も-4.5m岸壁, -1.2m岸壁, -7.5m岸壁の背後などで, アスファルト舗装が一部沈下したり, クラックが生じたりした。

本港の公共大型岸壁は, すべて矢板式であるが, エプロンの破損において, 控え工の構造との関連がみられた。中野-1.0m岸壁のうち2, 3, 4号岸壁は, 控え工が矢板式である。この控え工のある位置のコンクリート舗装版に控え工に平行にクラックが発生し, 舗装版が折れて, 控え工の前面が凸後方が凹の状態になった。同じ矢板構造で, 控え工が組む構造になっている同-1.0m5号, 6号岸壁では, このような現象はみられなかった。

民間の専用岸壁, 護岸には, 特筆すべき被害はなく, 新日鉄岸壁エプロンの局所的な沈下, 東北石油護岸の天端あるいは水叩の沈下, クラックなど軽微な被害のみであった。

その他, 東北石油株式会社製油所内にあるタンクのうちの5基がタンクに亀裂が生じたりして被害を受けた。このため油が海面の一部に流出した。また, 中野ふ頭1号岸壁にある荷役機械にも若干の被害があった。

##### (4) 土質

仙台港附近の土質を概括的に述べると, 最表層は, 海岸附近の風成砂で出来た砂丘堆積層と, 水田低湿地帯で

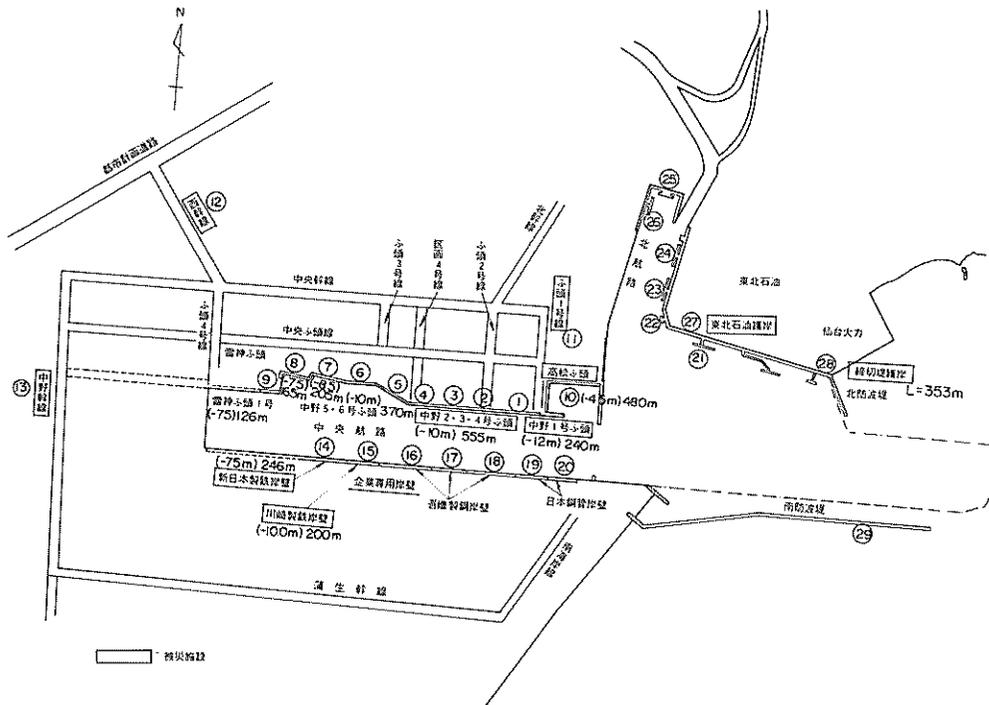


図-3.2.1 仙台港平面図

表-3.2.1 仙台港の被害状況の概要

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	断面水深 D L(m)	天端高 D L(m)	設計浸度	復旧数量	被災程度	被災の内容	図 番
仙 台 港	中野ふ頭	中野ふ頭1号	46.47	240.0	鋼矢板	-1.20	+3.10	0.1	61.4 m	I	エプロン沈下40cmおよびクラック	①
	"	中野ふ頭2号3号4号	47 48.49	555.0	"	-1.00	"	"	574.65 m	I	" " "	②-④
	高松ふ頭	高松ふ頭1号	46-48	480.0	"	-4.5	"	"	"	I	エプロン沈下, クラック	⑩
	中野	ふ頭1号線		L=452 W=18	アスファルト		"	"	68 m	I	路面沈下およびクラック	⑪
	"	西幹線		L=376 W=20	"		"	"	312 m	I	路面クラック, 路肩崩壊	⑫
	"	中野幹線		L=2142 W=23	"		"	"	613 m	I	" " "	⑬
	新日本製鉄	岸壁	51	246	鋼矢板式	-7.5	+4.2	0.15	クレーンの補修のみ, エプロン(アスファルト)補修25㎡	I	エプロン沈下12cm, 長さ2.0m巾1.5mが2か所程度およびクラック(小), クレーン(L30t)の脚輪あり(4脚のうち1脚)	⑭
	川崎製鉄	岸壁	50	200	鋼管矢板式	-1.0	+4.2	0.1	クレーン斜梁変形部材の取替補修	I	排水溝の沈下2cm程度クレーン脚部斜梁の変形1か所	⑮
	東北石油	護岸	44-45	1,436.7	鋼矢板 波覆コンクリート	-6.0 -7.5	+3.5	0.1		I	クラック, 目地部沈下天端コンクリートクラック	⑯
	長浜地区	精切堤護岸	46	353	捨石堤		+4.0		31.85 m	I	水明沈下及びクラック	⑳

あった所の軟弱層（有機質混り細砂）から成っている。その下に地耐力  $25 \sim 30 \text{ tf/m}^2$  程度を期待できる中粗砂がおよそ  $3 \sim 2.0 \text{ m}$  間に分布し、その下に中粗砂をはさむシルト質ローム層がある。更にその下部にしまった砂層があって凝灰岩、泥岩を主とする基盤に至っている。公共岸壁法線の土質柱状図を図-3.2.2(a)~(g)に

示す。これによると  $-1.4 \text{ m}$  までは砂質土で、 $N$  値にはばらつきがあるものの大体  $N = 10 \sim 40$  程度である。 $-1.4 \text{ m} \sim -2.0 \text{ m}$  間は粘性土層で  $C = 3.5 \text{ tf/m}^2$ ,  $\gamma = 0.55 \sim 0.7 \text{ tf/m}^3$  と想定される。 $-2.0 \text{ m}$  以深は、砂質土で大体  $N = 10 \sim 50$  程度となっている。

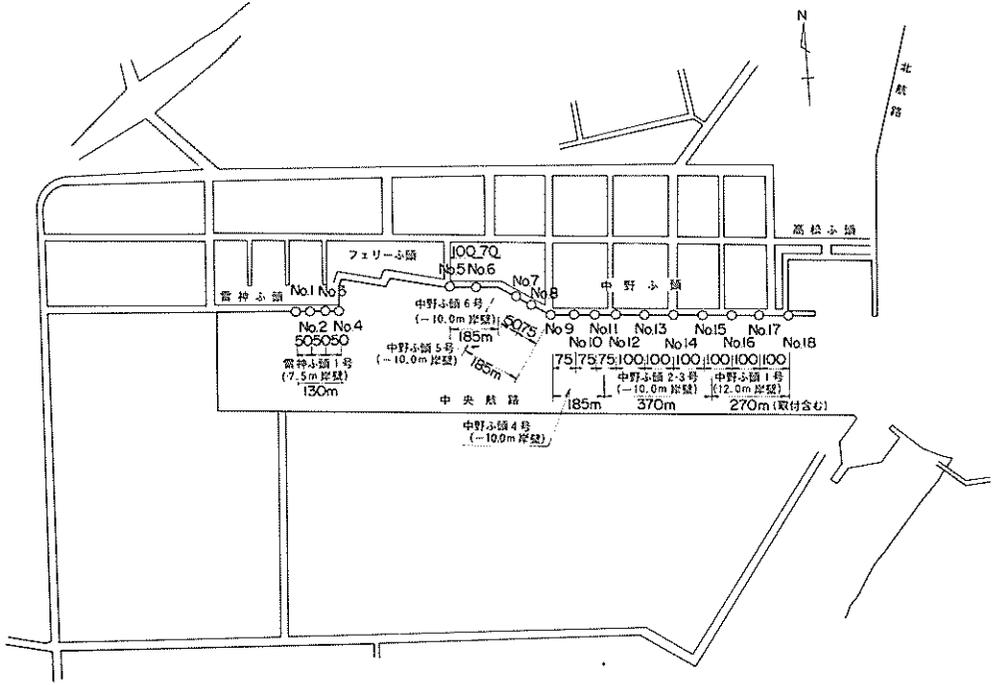


図-3.2.2(a) 仙台港土質調査位置図

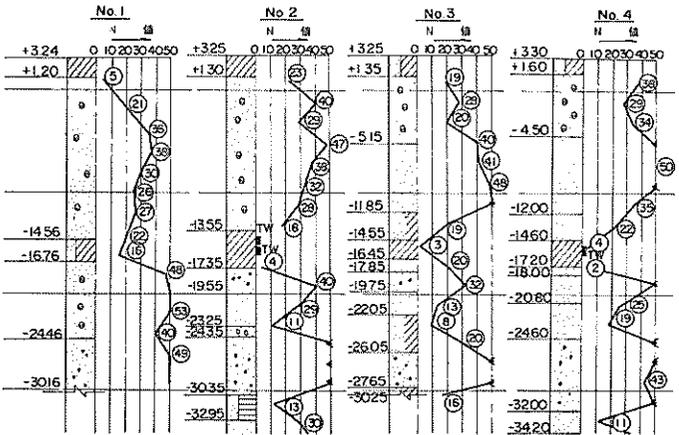


図-3.2.2(b) 雷神ふ頭1号 (-7.5m岸壁) 土質柱状図

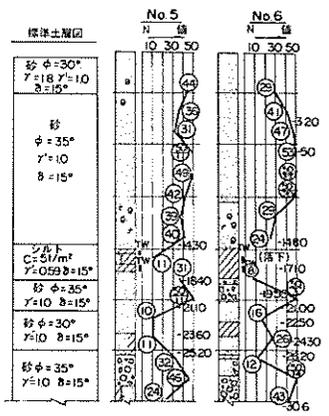
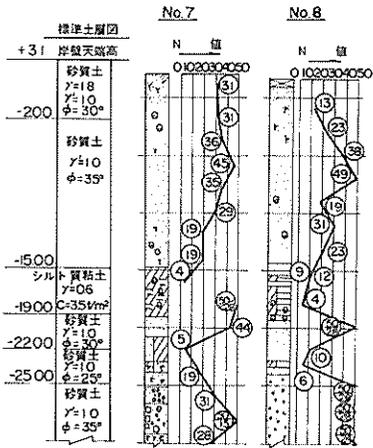
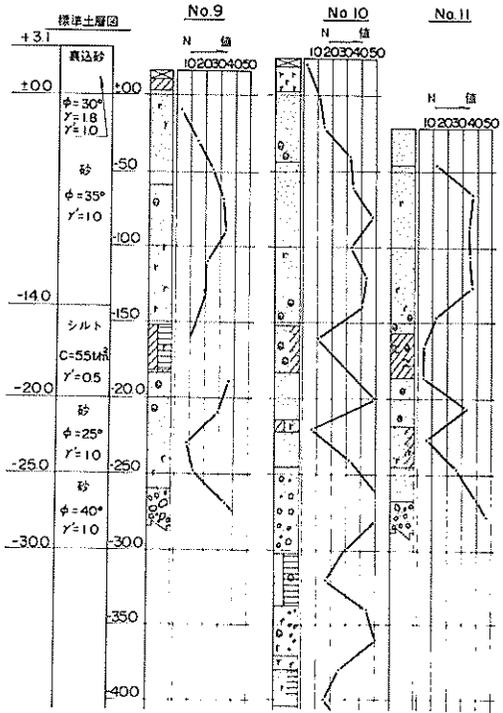


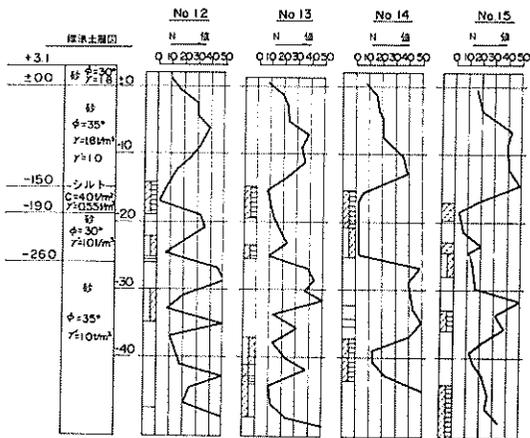
図-3.2.2(c) 中野ふ頭6号 (-10.0m岸壁) 土質柱状図



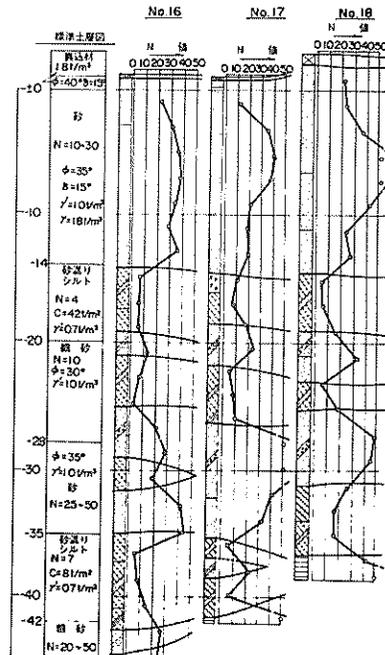
図一 3.2.2 (d) 中野ふ頭5号 (-1.0.0m岸壁) 土質柱状図



図一 3.2.2 (e) 中野ふ頭4号 (-1.0.0m岸壁) 土質柱状図



図一 3.2.2 (f) 中野ふ頭2, 3号 (-1.0.0m岸壁) 土質柱状図



図一 3.2.2 (g) 中野ふ頭1号 (-1.2.0m岸壁) 土質柱状図

### 3.2.2 各施設の被災状況

#### (1) 中野ふ頭1号岸壁(-1.2m岸壁)(図番①)

この岸壁は、図-3.2.3の構造図のとおり本体は鋼管矢板、控え工はU型矢板を用いた矢板式である。設計条件は、次のとおりである。なお、エプロン舗装は厚さ20cmのコンクリートで目地間隔は5.3×4.5m、メッシュは入っていない。

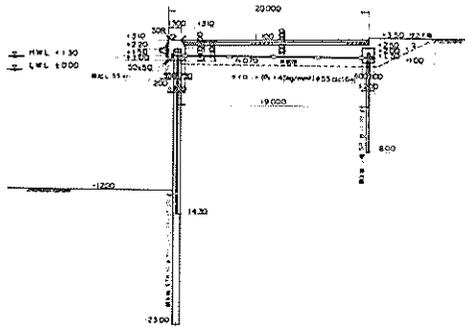


図-3.2.3 中野ふ頭1号(-1.2.0m岸壁)構造図

#### 設計条件(-1.2.0m岸壁)

設計震度  $k_h = 0.10$

上載荷重 ○エプロン部分

常時  $2.0 \text{ tf/m}^2$

地震時  $1.0 \text{ tf/m}^2$

○野積場

常時  $3.0 \text{ tf/m}^2$

地震時  $1.0 \text{ tf/m}^2$

残留水位 +0.90m

土質条件

標尺	土質名	N値	$\gamma$ ( $\text{tf/m}^3$ )	$\gamma'$ ( $\text{tf/m}^3$ )	$\phi$	$\delta$	C( $\text{tf/m}^2$ )
+3.10	裏込材		1.8	1.0	40°	15°	
+0.90	砂	10~30	1.8	1.0	35°	15°	
-1.400	砂混りシルト	4	1.7	0.7			4.2
-2.000	細砂	10	1.8	1.0	30°	15°	
-28.00							

被害は、エプロンの沈下とクラックが主である。沈下、クラックは、岸壁取付部と-4.5m岸壁の接続する隅角

部が著しく、最大30cmに及んでいる。この岸壁の中央部170m区間に荷役機械のレールが布設してあるが、この区間のエプロンの沈下は、隅角部に比べて小さく、エプロン舗装の沈下によって、荷役機械レールの基礎と舗装コンクリートの境いに最大約10cmの段差が生じた程度であった。(写真-3.2.1~2参照) 平面的なクラックの状況を図3.2.4に、エプロンの沈下の断面図を図-3.2.5に示す。この他の被害としては、鋼管矢板の海底附近の継目に、岸壁背後土砂の漏出防止のために、鉄板を水中溶接であてがってあったものが、19ヶ所溶接が破損し、外れていた。

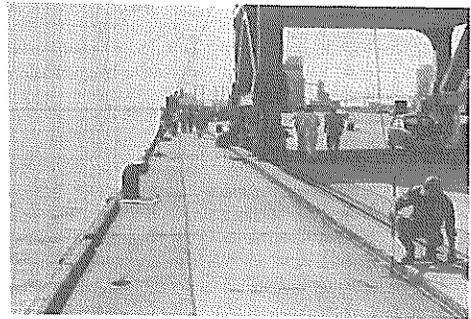


写真-3.2.1 中野ふ頭1号(-1.2.0m岸壁)エプロン舗装沈下

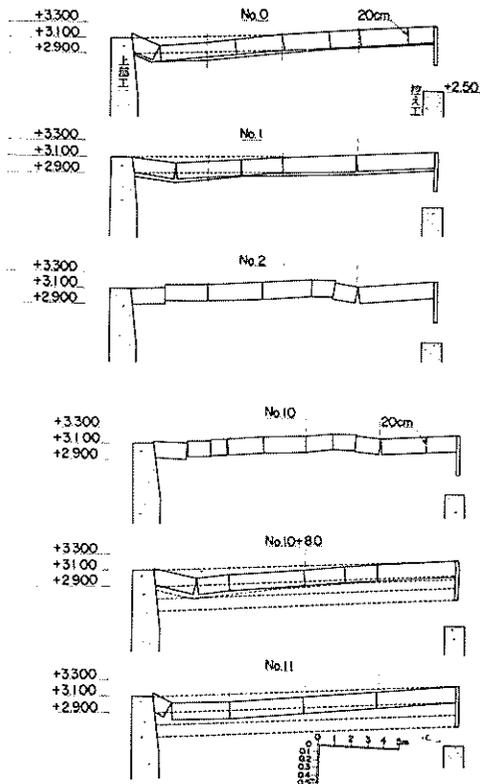


写真-3.2.2 中野ふ頭1号(-1.2.0m岸壁)エプロン舗装沈下、亀裂(No. 10 +8.0付近から-1.0m岸壁を望む)

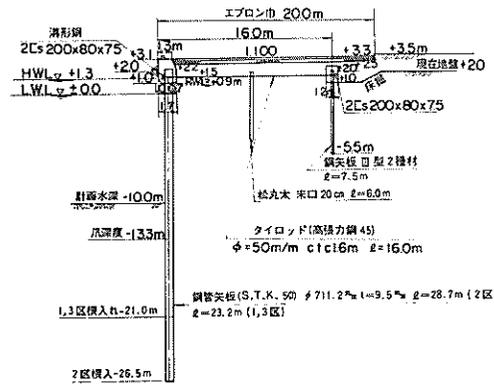
#### (2) 中野ふ頭2, 3, 4号岸壁(-1.0m岸壁)(図番③④)

この岸壁は、前記-1.2m岸壁に接続して、2号, 3号, 4号の順に奥に続く平行岸壁である。その構造は、図-3.2.6~7に示すとおり本体は鋼管矢板、控え工はU型矢板を用いた矢板構造である。エプロンは、2号, 3号は厚さ20cm, 4号は厚さ25cmのコンクリート





図一 3.2.5 中野ふ頭1号 (-1.2.0m岸壁) エプロン被害状況断面図



図一 3.2.6 中野ふ頭2号, 3号 (-1.0.0m岸壁) 構造図

舗装で、目地間隔  $5.3 \times 4.5$  m, メッシュは入っていない。岸壁の設計条件は、次のとおりである。

設計条件 (中野ふ頭 2, 3号)

設計震度  $k_h = 0.1$

上載荷重 常時  $q = 2.0 \text{ tf/m}^2$ , エプロン背後  $3 \text{ tf/m}^2$   
 地震時  $q = 1.0 \text{ tf/m}^2$ , "  $1.5 \text{ tf/m}^2$   
 残留水位  $+ 0.9 \text{ m}$   
 土質条件

1.3区 ±0	砂 $\phi = 30^\circ$ $\gamma' = 1.8 \text{ tf/m}^3$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	2区	砂 $\phi = 30^\circ$ $\gamma' = 1.8 \text{ tf/m}^3$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	±0
	砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ シルト $C = 4 \text{ tf/m}^2$ $\gamma' = 0.55 \text{ tf/m}^3$		砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ シルト $C = 4 \text{ tf/m}^2$ $\gamma' = 0.55 \text{ tf/m}^3$	
-15	砂 $\phi = 30^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	-15	砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	
-19	砂 $\phi = 30^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	-19	砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	
-26	砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	-26	砂 $\phi = 35^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	

設計条件 (中野ふ頭 4号)

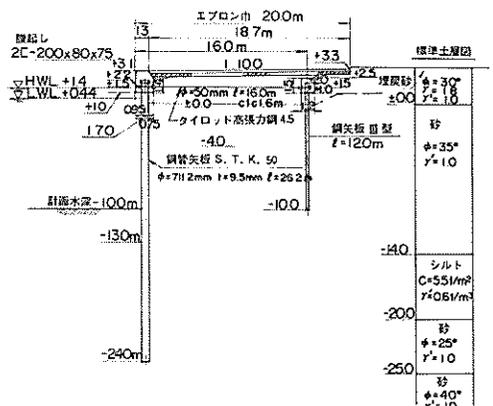
設計震度  $k_h = 0.10$

上載荷重 常時 エプロン上  $2.0 \text{ tf/m}^2$  背後  $3.0 \text{ tf/m}^2$   
 地震時 エプロン上  $1.0 \text{ tf/m}^2$  背後  $2.0 \text{ tf/m}^2$

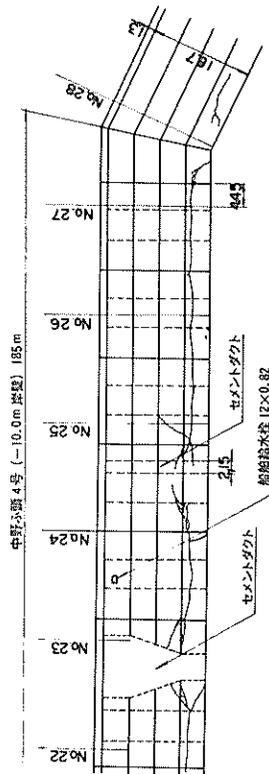
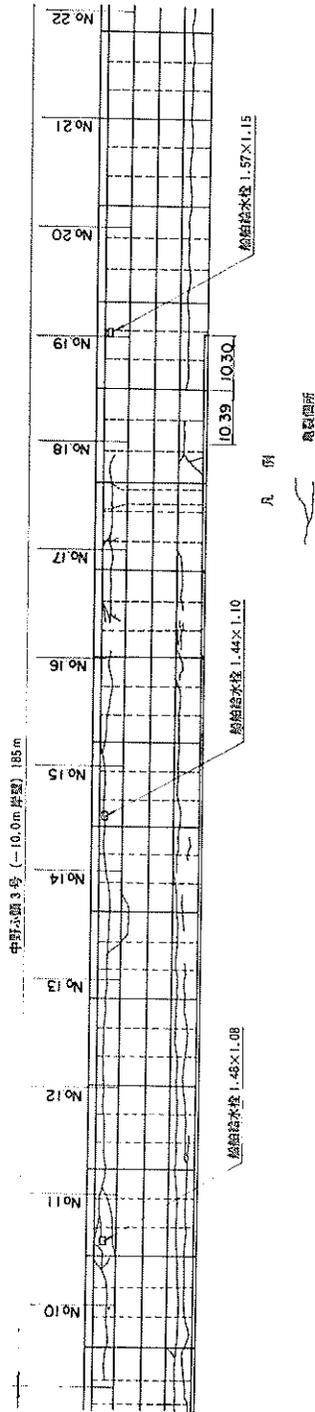
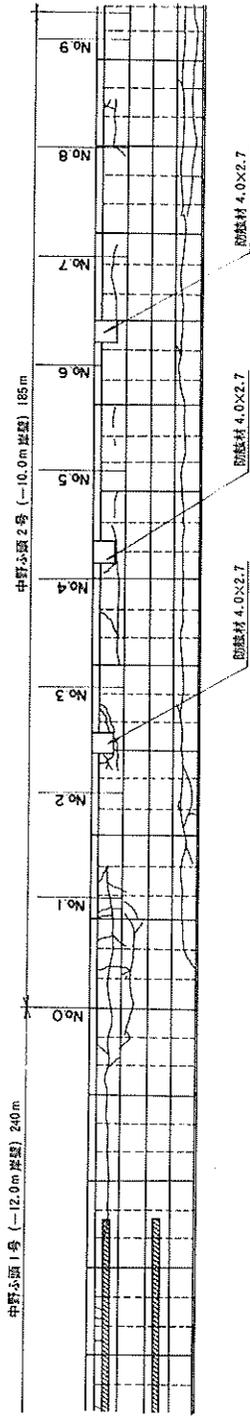
残留水位  $+ 1.08 \text{ m}$

土質条件

$\phi = 30^\circ$	$\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$	± 0
$\phi = 35^\circ$	$\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	-1.4.0
$C = 5.5 \text{ tf/m}^2$	$\gamma' = 0.6 \text{ tf/m}^3$	-2.0.0
$\phi = 25^\circ$	$\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	-2.5.0
$\phi = 40^\circ$	$\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$	



図一 3.2.7 中野ふ頭4号 (-1.0.0m岸壁) 構造図



図一3.2.8 中野ふ頭2, 3, 4号 (→10.0m岸壁)  
エプロン被災状況図

今回の地震による主な被害は、エプロン舗装の破損である。クラックの発生状況を平面的に示したのが図-3・2・8で、コンクリート版の破損の状態を断面的に示したのが図-3・2・9である。上部工に接した一番海側のコンクリート版は、ほぼ全延長にわたって、クラックが入り折れていて、最大約40cm沈下している。荷捌地に接する一番陸側のコンクリート版は、ちょうどその下部に控え矢板の入っている所に当たるが、ほぼ全延長にわたって、版の海側1/3位の所で盛り上って折れていて、さらに版の中央部に凹形に折れているところもある。つまりこのコンクリート版は、控え矢板附近に法線に平行に一列又は二列のクラックが入り、版は海側のクラックの所では盛り上って凸形に折れ、二列のクラックのうち陸側の所では凹形に折れている。(図-3・2・9参照)(写真-3・2・3~4参照) エプロン以外の被害として、前記-1.2m岸壁と同様、本体の鋼管矢板の海底附近継目に溶接してあった土砂漏れ防止用の鉄板の溶接部が13ヶ所破損していた。

岸壁法線は、計測の結果、最大10cm程度の出入りで、特に地震の影響は認められなかった。タイロッドの



写真-3・2・3 中野ふ頭2, 3, 4号(-1.0.0m岸壁)エプロン舗装のクラック

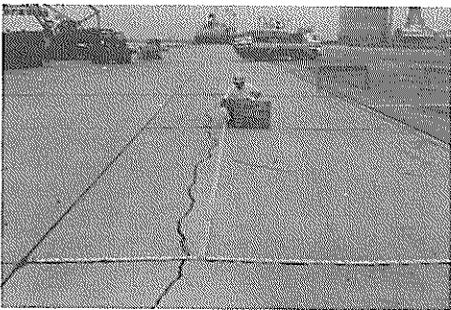


写真-3・2・4 中野ふ頭2, 3, 4号(-1.0.0m岸壁)エプロン舗装, 控え工上のクラック

状況についても3号岸壁と4号岸壁の2ヶ所掘削して調査した結果では、タイロッド中央部のたわみ最大26mm、タイロッド線上の上部工と控え頂部コンクリート間の距離は、設計値より最大36mmの伸びで、特に異常は認められなかった。

(3) 高松ふ頭8号岸壁(-4.5m岸壁)(図番㊸)

この岸壁の構造図を図-3・2・10に示す。エプロンは、厚さ20cmのコンクリート舗装でメッシュは入っていない。

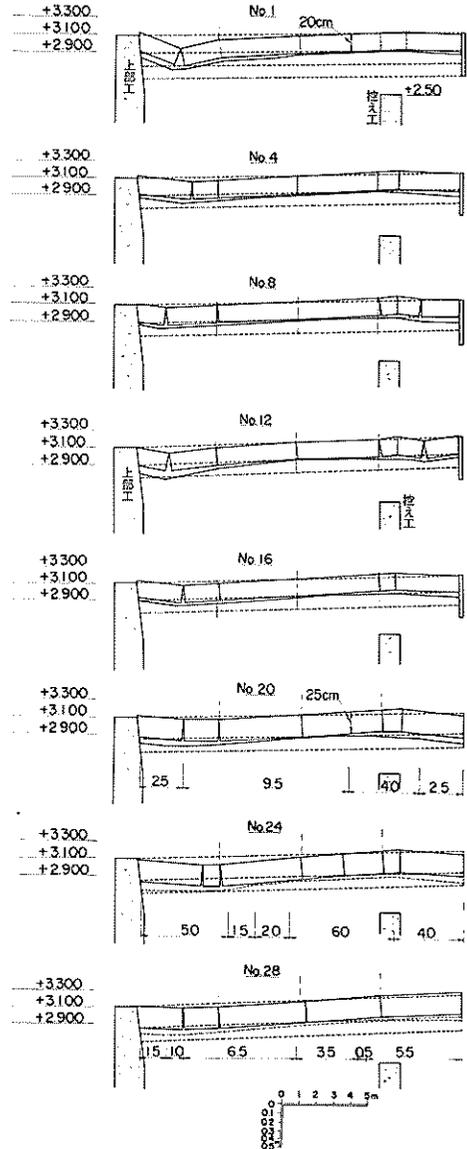


図-3・2・9 中野ふ頭2, 3, 4号(-1.0.0m岸壁)エプロン被災状況断面図

被害は、同じくエプロンの沈下、破損である。被害を受けた個所は、-1.2m岸壁との取付部と接する隅角部付近で、平面的なクラックの状況は、図-3.2.4に示している。エプロンが沈下した所では、上部工との境に3cm程度の段差がつき、コンクリート舗装の目地間も2~3cm程度の段差が生じた。(写真-3.2.5参照)調査の結果、法線ならびにタイロッドには異常は認められなかった。

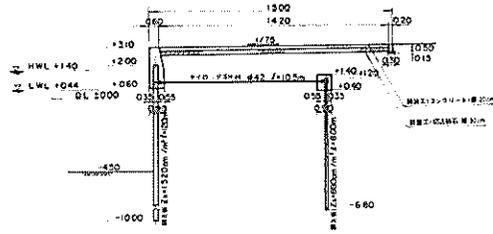


図-3.2.10 高松ふ頭8号(-4.5m岸壁)構造図

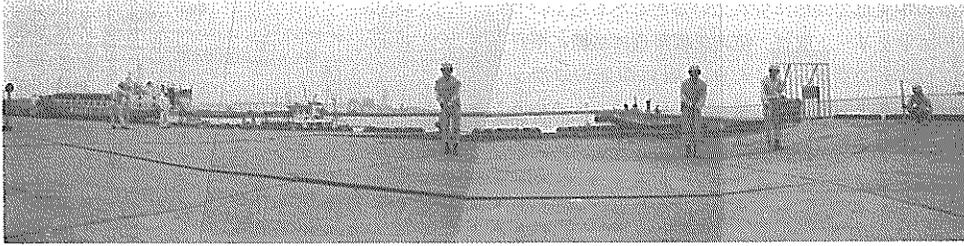


写真-3.2.5 高松ふ頭8号(-4.5m岸壁)  
エプロン沈下

#### (4) 臨港道路

仙台港の臨港道路で被害を受けた個所は、図-3.2.1に示してある。

その被害の状況は次のとおりである。

a) ふ頭1号線(図番㊸);局所的な20cm程度の沈下と道路端部にクラックが延長6.8mの区間にわたって発生し、その部分が沈下した。沈下量は側溝付近で約5cmである。(写真3.2.6参照)なおこの道路の構造は、アスファルトコンクリートで、下層よりクラッシュラン(0~30mm)4cm、アスファルト安定処理10cm、粗粒アスコン5cm、密粒アスコン5cmの構成になっている。

b) 西幹線(図番㊹);延長31.2mにわたり路肩の土砂の部分がくずれた。(写真-3.2.7参照)

c) 中野幹線(図番㊺);延長61.3mにわたり側溝が7cm程度沈下し、側方へ10cm程度移動した。側溝外側の盛土も沈下し、側溝との間にすき間が生じた。(写真-3.2.8参照)

#### (5) 締切堤護岸(図番㊻)

この護岸は、前面に消波工があり、水叩部は、一部コンクリート、一部アスファルトで施工されているが、護岸構造は明らかでない。

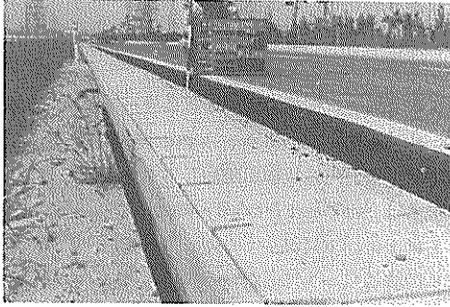
被害は、水叩部の局所的で小規模の陥没と水叩部の沈下クラックである。(写真-3.2.9参照)



写真-3.2.6 ふ頭1号線道路のクラック状況



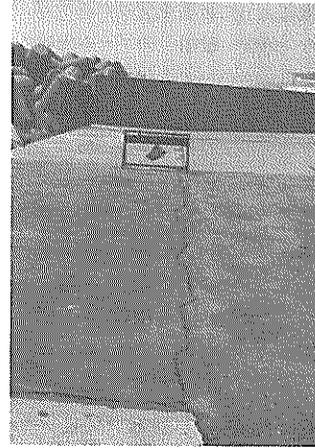
写真-3.2.7 西幹線道路路肩崩壊



写真一3.2.8 中野幹線道路路肩の沈下状況

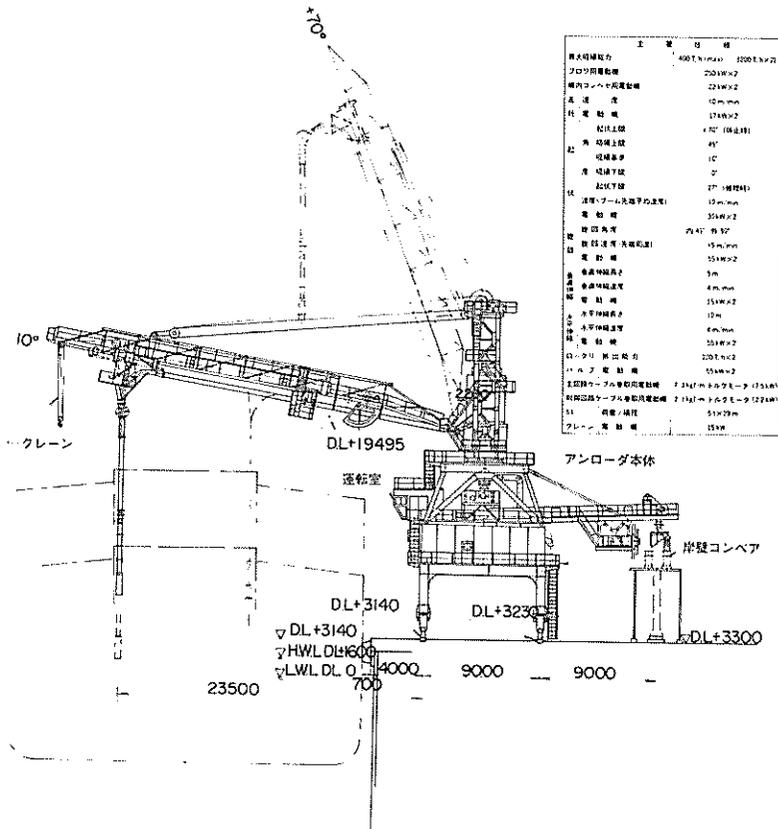
(6) ニューマチックアンローダー

このアンローダーは、中野ふ頭1号岸壁(-1.2m)に設置されているもので、その主要仕様および全体図を図一3.2.11に示す。このクレーン各部は、設計震度0.2で製作されている。なお荷重が主梁、主抗、基礎と伝わりにくく、強度の不充分な箇所には、固定金具が設



写真一3.2.9 締切堤護岸水叩クラック

けられている。ブーム旋回固定、ブーム起伏固定、本体逸走防止、本体浮上防止の各固定金具がそれぞれである。



図一3.2.11 ニューマチックアンローダー  
(主要仕様と全体図)

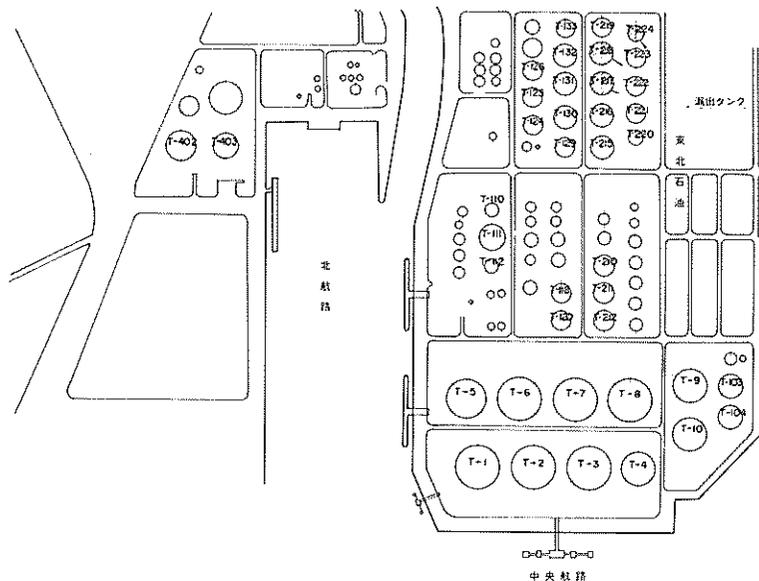
今回の地震によって被害を受けた個所は、①走行架台脚部のひずみ、亀裂、破損 ②ブーム先端についている5tクレーンの歩道のひずみ、同ワイヤー-外れ止めの破損、同ワイヤーのキック、(クレーン歩道のひずみは、5tフックが地震により振れ歩道に当たって生じたものである。) ③ブローユニットの据付位置の狂い、同防振ゴムの変形破損、④アンローダー-運転室窓サッシのひずみ、脱落、同窓ガラスの破損、⑤レシーバータンクの溶接部亀裂、⑥電気配線の移動、⑦岸壁コンベアの基部が沈下した結果、同コンベア支柱の倒れ、同コンベアの弯曲などであった。なお今回の地震の際、本体浮上防止金具はセットされていなかった。

### (7) 石油タンク

東北石油岬仙台製油所構内にある重油および半製品タンクが被害を受けた。同構内にあるタンクの配置を図一3.2.12に示す。これらのタンクは、昭和47~48

年に建設されたものである。

タンクのうち一番大きな被害を受けたものは、図一3.2.12でハッチした3基のタンクである。このタンクは、側壁板と底板の溶接部附近に数mに達する亀裂が生じ、油が流出したためタンク内が急激に減圧し、大気圧で側壁板と円錐屋根が屈服してタンクは大破した。油の流出は、はじめ10l/minのオーダーで進み、その日のうちに10l/hに減少したが、68,000klが流出した。この油はC-4地区からあふれ、各地区の道路を通過して、ABC地区全域に広がり、排水孔を通じて一部が海に達した。この他2基のタンクに油の流出には至らなかったが2基のタンクに亀裂が生じた。タンクの被害状況を表一3.2.2に示す。(以上タンクに関する事項は、日本鋼構造協会、「1978年宮城県沖地震による鋼構造物の被害調査報告」による)



図一3.2.12 石油タンク配置図

### 3.2.3 無被災施設

仙台港の無被災施設の概要を表一3.2.3に示す。

(1) 中野ふ頭5号岸壁(-1.0m岸壁)(図番⑤)

この岸壁は、昭和52年度に完成したもので、延長185mの本体に鋼管矢板を用い、控え工をH型鋼の組む構造とした矢板式である。設計条件は次のとおりである。

設計条件

設計震度 0.1

上載荷重	エプロン敷	野積場
常時	2.0 tf/m <sup>2</sup>	3.0 tf/m <sup>2</sup>
地震時	1.0 tf/m <sup>2</sup>	2.0 tf/m <sup>2</sup>

残留水位 +0.7m

構造図と標準土層図を図一3.2.13に示す。

(2) 中野ふ頭6号岸壁(-1.0m岸壁)(図番⑥)

5号岸壁に隣接する岸壁で、同じく昭和52年度に完成している。矢板、くいの根入長を除いて5号岸壁と同じ構造様式となっている。設計条件も5号と同じである。

表-3.2.2 石油タンクの被害状況

	タンク番号	油種	容量(kl)	屋根型式	内径×高さ(m)	被害状況
東北石油㈱仙台製油所(仙台市港5-1-1)						
①	T-217	重油	29,349	円錐屋根式	43583×21.855	タンク下部破壊, 油流出, 側壁, 屋根板座屈
②	T-218	"	"	"	"	"
③	T-221	減圧脱砒軽油	22,044	"	37776×21.855	タンクに亀裂発生
④	T-224	減圧軽油	"	"	"	タンク下部破壊, 油流出, 側壁, 屋根板座屈
⑤	T-131	灯油	29,349	"	43588×21.855	タンクに亀裂発生
⑥	T-128	ナフサ	11,200	浮屋根式	26700×21.855	被害なし
⑦	T-129	ガソリン	20,900	"	37776×20.040	"
⑧	T-1	原油	102,000	"	78471×22.545	"
⑨	T-4	"	55,000	"	58113×22.159	"
⑩	T-103	重油	22,044	円錐屋根式	37776×21.855	"
大協石油㈱塩釜油槽所(塩釜市貞山通3-18-2)						
⑪~⑬		軽油(A.B.C重油)	1,000	円錐屋根式	11600×10.535	地盤沈下のため傾く
丸善流通サービス㈱塩釜油槽所(塩釜市貞山通3-29-10)						
⑭		重油	1,000	円錐屋根式	11620×10.660	地盤沈下のため傾く

表-3.2.3 仙台港の無被害施設の概要

港名	地区名	施設名	施行年度(昭和)	施工延長(m)	構造様式	断面水深DL(m)	天端高DL(m)	設計震度	図番
仙台港	中野ふ頭	中野ふ頭5号6号	52	370.0		-1.00			⑤~⑥
	フェリーふ頭	フェリー専用岸壁(第1バース)	50	205.0	鋼矢板	-8.5	+3.10	0.1	⑦
	"	フェリー専用岸壁(第2バース)	51	165.0	"	-7.5	"	"	⑧
	雷神ふ頭	雷神ふ頭1号	51	126.13	"	"	"	"	⑨
	吾端製鋼	岸壁	未完成	68	鋼管矢板式	-7.5	+4.2	0.1	⑩
	"	"	49	195	"	-1.0	"	"	⑪
	"	"	"	"	275	"	-1.2	"	⑫
	日本鋼管	"	"	"	155 190	"	-7.5 -6.2	"	⑬~⑭
	東北石油	第1棧橋	46	136	ドルフィン	-1.70	+4.0	0.1	⑮
	"	LPG棧橋	48	75	"	"	"	"	⑯
	"	第2棧橋	46	40	"	-7.5	"	"	⑰
	"	第3棧橋	46	138	横棧橋	-6.0	"	"	⑱
	"	第4棧橋	47	138	"	"	"	"	⑲
	"	第6棧橋	47	60	"	"	+3.22	"	㉑
"	第7棧橋	48	138	"	"	+3.5	"	㉒	
		雨防波堤		1,800	ケーソン式混成堤	-16.3	+5.0		㉓

その構造と標準土層を図-3.2.14に示す。

前記5号岸壁とこの6号岸壁は、エプロンに被害を受けた4号岸壁と控え工が粗く方式になっている点が異なっているが、今回の地震によって被害は受けなかった。ただ5号岸壁は、4号岸壁との接続部で若干エプロンの

クラックが生じたが、これは補修を必要とする程度のもではなかった。

(3) フェリー専用岸壁(第1バース)(図番⑦)

この岸壁は、昭和50年度に完成した施設で、延長205m、本体にU型鋼矢板を用い、控え工としては、

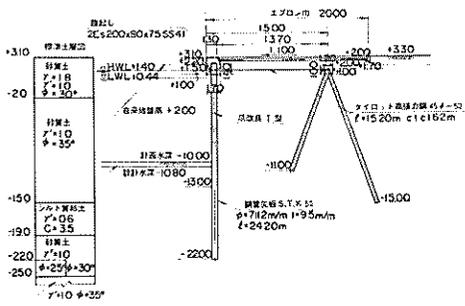


図-3.2.13 中野ふ頭5号(-10.0m岸壁)構造図

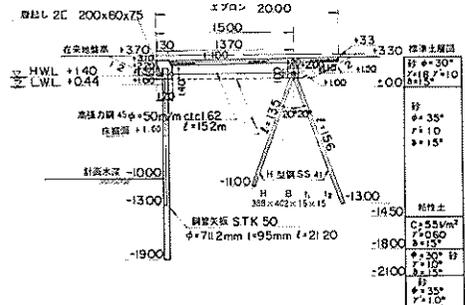


図-3.2.14 中野ふ頭6号(-10.0m岸壁)構造図

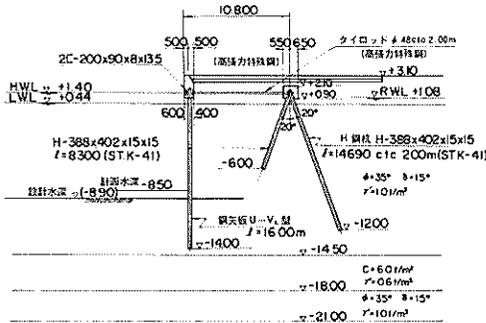


図-3.2.15 フェリー専用岸壁(第1バース)構造図

H型鋼の組む構造となっている。図-3.2.15にその構造を示す。

(4) フェリー専用岸壁(第2バース)(図番⑧)

第1バースと矢板および控えぐいの根入れが異なるのみで同じ構造様式の岸壁である。延長は165mである。構造図を図-3.2.16に示す。

(5) 雷神ふ頭1号岸壁(-7.5m岸壁)(図番⑨)

フェリー専用岸壁に続く公共岸壁で、標準部は図-3.2.17に示されているように控えに組むぐいをを用いた

矢板構造である。ただしフェリー専用岸壁側の取付部にあたる隅角部は、控えが直ぐいになっている。

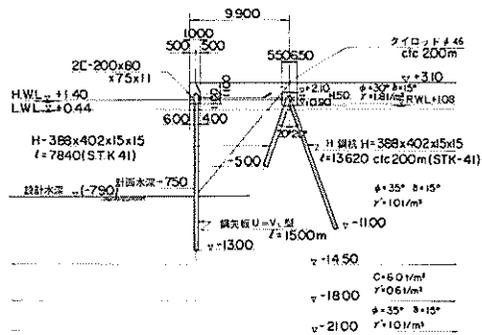


図-3.2.16 フェリー専用岸壁(第2バース)構造図

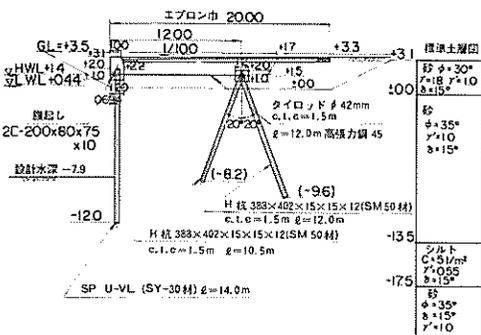


図-3.2.17 雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁)構造図(標準部)

(6) その他の施設

その他の無被害施設として、吾婦製鋼岸壁(-7.5m)東北石油第3, 第4さん橋(-6.0m), 南防波堤(XV区)がある。それらの構造図を図-3.2.18~図-3.2.20に示す。

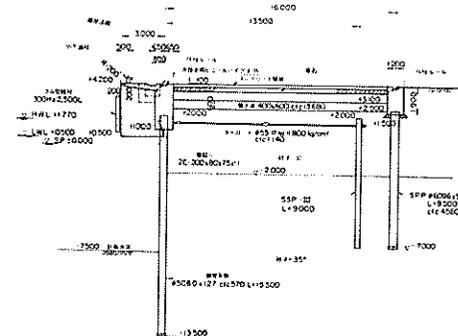
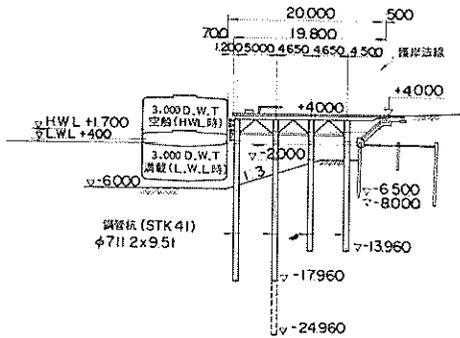
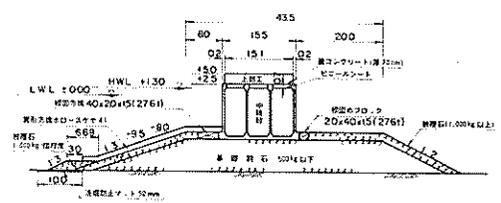


図-3.2.18 吾婦製鋼岸壁(-7.5m)構造図



図一 3 . 2 . 1 9 東北石油, 第 3, 第 4 さん橋  
( - 6.0 m ) 構造図



図一 3 . 2 . 2 0 南防波堤 ( XV 区 ) 構造図

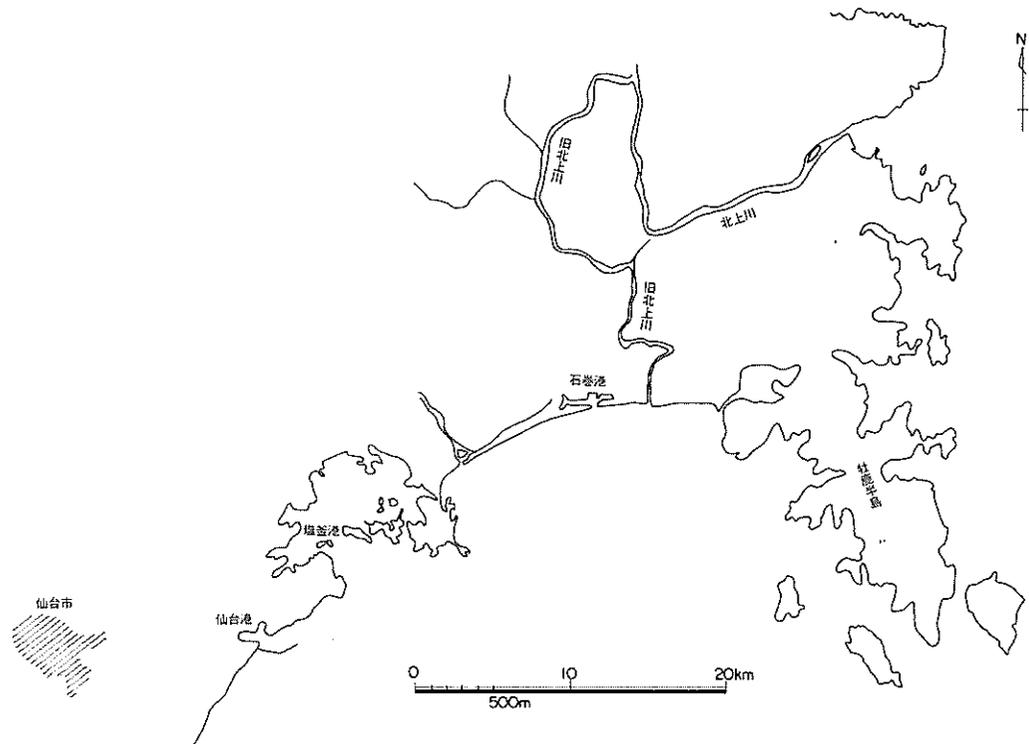
### 3.3 石巻港

#### 3.3.1 概要

##### (1) 港勢

石巻港は図一 3 . 3 . 1 に示すように、牡鹿半島のつけ根の西側に位置し、旧北上川及び定川に挟まれた湿地帯に掘り込まれた工業湾である。立地企業は、木材関連

工業、食品飼料工業、機械金属工業を主としており、昭和 5 2 年度の港湾取扱貨物量は約 3 4 0 万トン、入港船舶数は約 1 万 7 千隻であった。この港は、新産業都市仙台湾地区の北部中核点として、仙台市から北東約 6 0 km に位置する重要港湾で、塩釜港 (仙台湾区も含む) と共に宮城県において重要な位置を占める港湾である。



図一 3 . 3 . 1 石巻港位置図

## (2) 築造の経過

石巻港の平面図を図-3.3.2に示す。この港は、古くは伊寺水門（いしみなと）と称され、1620年頃から米穀の貿易港として繁栄を続けていた。しかし、河口港の性格上大規模な施設拡張の余地がなく、また、航路、泊地とも年間10万<sup>3</sup>におお流下土砂によって絶えず埋没するという状態であったので、昭和35年から河口西

方3kmの位置に現在の石巻港の築造を開始した。昭和35年から防波堤工事が始まり、昭和40年には、泊地浚渫、岸壁の築造が開始され、被災を受けた日和ふ頭-4.5m岸壁は昭和43年度、潮見ふ頭-4.5mは昭和45年度、中島ふ頭-10.0m岸壁は昭和46年度にそれぞれ施工されたものである。

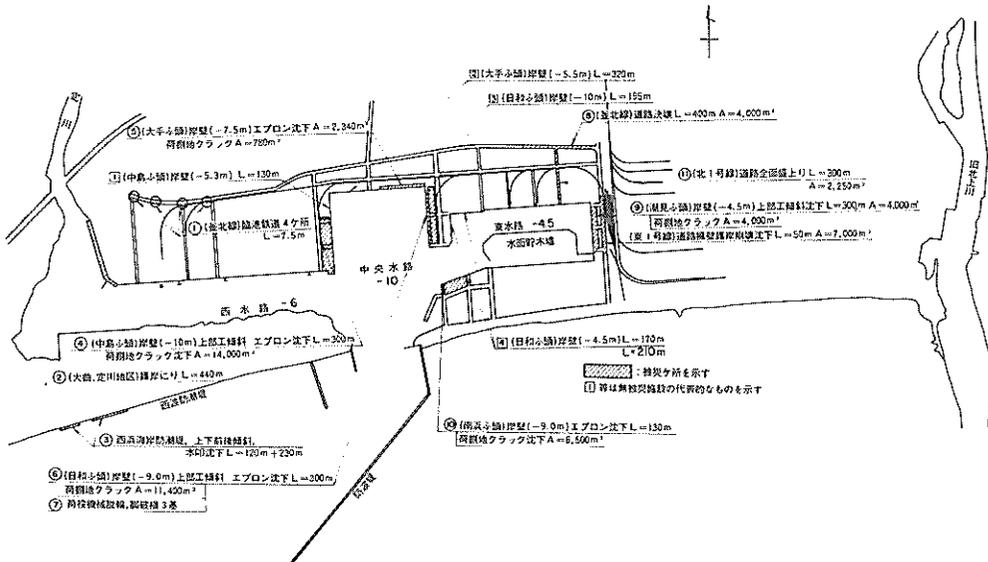


図-3.3.2 石巻港平面及び被災箇所地図

## (3) 被災の概要

今回の地震による被災施設一覧表を表-3.3.1に被災ヶ所を図-3.3.2に示す。岸壁に大きな被災が発生しており、現象的には法線のはみ出しとして現れている。矢板式係船岸（図番④、⑥、⑦、⑨）に大きな被災が集中しているが、本港では、大手ふ頭-7.5m岸壁（図番⑤）のさん橋式係船岸の土留ブロック以外大きな重力式係船岸がないこともあって、被災が構造的な面に起因しているということは一概には言えない面もある。被災を受けた矢板式係船岸を更に控え工の型式から分類すると、そのすべてが、矢板式のものであった。ただし、これについても、無被災の矢板式係船岸の控え形式に、日和ふ頭-10.0m岸壁のように組むい式のものがある他に、中島ふ頭-5.5m岸壁および日和ふ頭-4.5m岸壁のように矢板式のものもあるので、構造と被災との関係を簡単に結び付けて言及することもむづかしい。今回の被災で特徴的と見られる現象は、被災を受けた矢板式係船岸の背後で、噴砂現象が見られたことであり、無被災のものにはその現象が見られなかった。その他、被

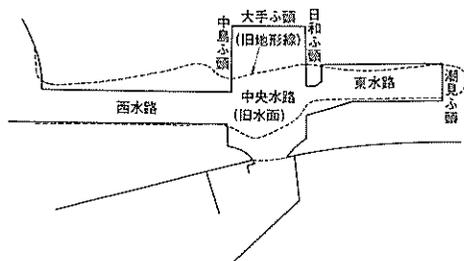
災の主なもの、日和ふ頭の岸壁上のクレーンの傾斜、西浜海岸堤防のりり（図番③）、大曲・定川地区護岸のりり（図番②）、道路欠陥（図番⑧）および、臨港鉄道のわん曲（図番①）等である。防波堤には、地震による被災は全く発生していない。

## (4) 施工

石巻港は、河口湿地帯に築造された港で、在来、図-3.3.3の破線で示すような区域は水面であった。従って、中島ふ頭、日和ふ頭の先端部および潮見ふ頭は、埋立てによる岸壁であるが、中島、日和共ふ頭及び大手ふ頭は掘り込みにより築造された岸壁である。

## (5) 土質

土質調査は、設計時はもちろんのこと、被災発生後も旧ボーリングと比較のため、図-3.3.4に示す位置で実施されている。今回実施したボーリングによる土質柱状図を図-3.3.5に示す。N値については、設計時のボーリングによる結果も同時に記載した。なお、設計に使用した柱状図を図-3.3.6に示すが、ボーリングの番号が図-3.3.4に示す位置に一致している



図一 3 . 3 . 3 石巻港の旧水面と現法線の比較図

かどうかは不明である。地震時の砂の液状化判定の資料となる砂の粒径加減曲線を図一 3 . 3 . 7 に示す。土層の全体構成には局部的な変化がなく、全体的に成層状態が均一である。各ふ頭ごとの土質の性状はおおよそ次のようである。

a) 中島ふ頭

表面から約 - 1.2 m までに  $N$  値 10 前後から 20 程度が砂層があり、その下には - 2.5 m 程度まで  $N$  値 5 程度の粘性土が続いている。更にその下には - 4.0 m 程度まで

表 - 3 . 3 . 1 石巻港被災施設一覧表

地区名	施設名	被害状況	被害数量	被害額
中島ふ頭	岸壁 (-1.00 m)	上部工傾斜 (50 cm), エプロン沈下	$l=400\text{m}$	1,500,000 (円)
大手ふ頭	" (-7.5 m)	エプロン沈下	$l=270\text{m}$	9,300
日和ふ頭	" (-9.0 m)	上部工傾斜 (50 cm), エプロン沈下	$l=500\text{m}$	850,000
潮見ふ頭	" (-4.5 m)	上部工傾斜 (50 cm), エプロン沈下	$l=300\text{m}$	300,000
南浜ふ頭	" (-7.5 m)	エプロン沈下	$l=100\text{m}$	4,800
東 1 号線	道路	擁壁, 護岸崩壊	$l=100\text{m}$	2,600
	"	沈下	$l=428\text{m}$	14,400
釜北線	"	道路欠壊	$l=320\text{m}$	8,400
大曲 (定川)	護岸		$l=435.4\text{m}$	31,100
北 1 号線	道路	全面 30 cm 盛り, 1 か所地われ	$l=246.5\text{m}$	5,500
西浜海岸	堤防	波返工はらみ	$l=170\text{m}$	42,700
	"	水叩 クラック	$l=120\text{m}$	5,800
内港 (仲瀬)	護岸		$l=175\text{m}$	26,000
釜北線	臨港鉄道		$l=600\text{m}$	1,100
中島ふ頭	荷捌地	クラック 沈下	350×40 $A=14,000\text{m}^2$	70,000
大手ふ頭	"	" "	260×3 $A=780\text{m}^2$	25,000
日和ふ頭	"	" "	380×30 $A=11,400\text{m}^2$	60,000
	荷役機械	脱輪及び脚の破損	3 基	90,000
潮見ふ頭	荷捌地	クラック 沈下	200×20 $A=4,000\text{m}^2$	12,000
南浜ふ頭	"	" "	130×50 $A=6,500\text{m}^2$	20,000
		合計		3,078,000

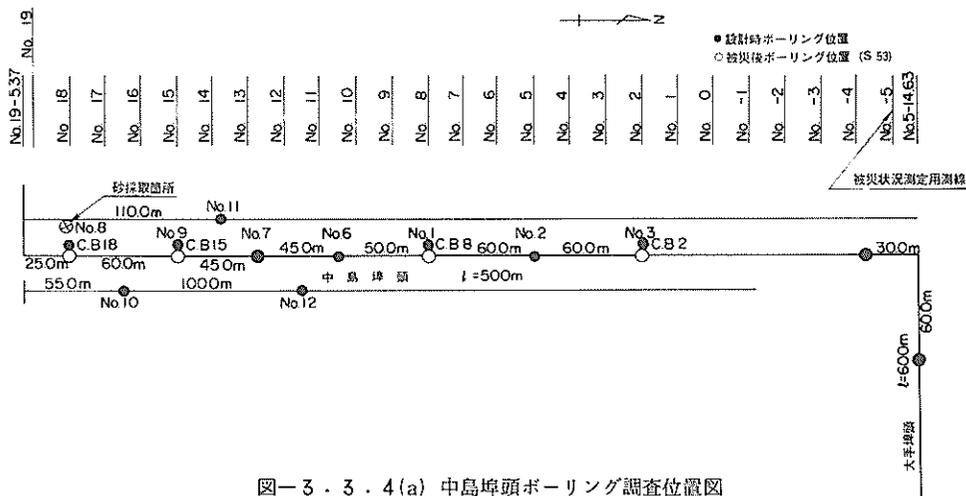


図-3.3.4(a) 中島埠頭ボーリング調査位置図

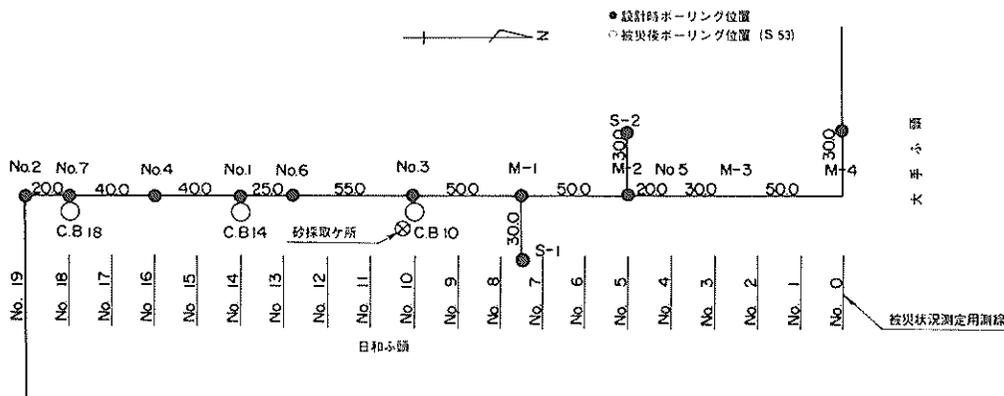


図-3.3.4(b) 日和ふ頭ボーリング調査位置図

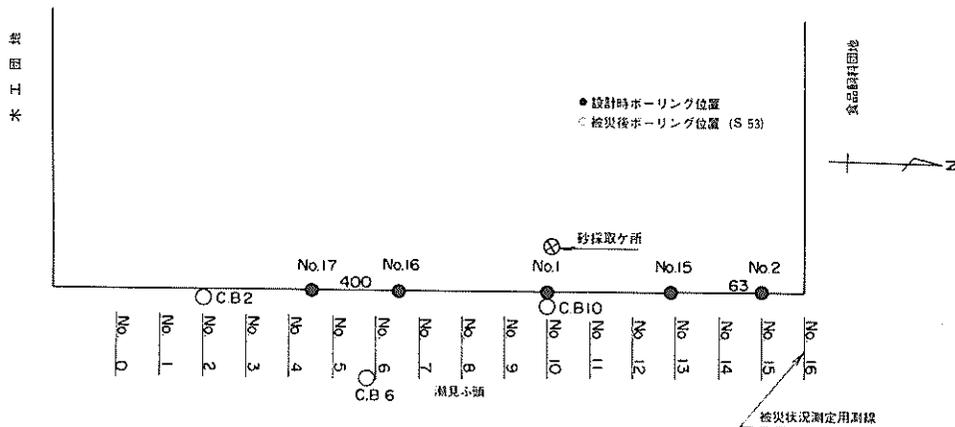
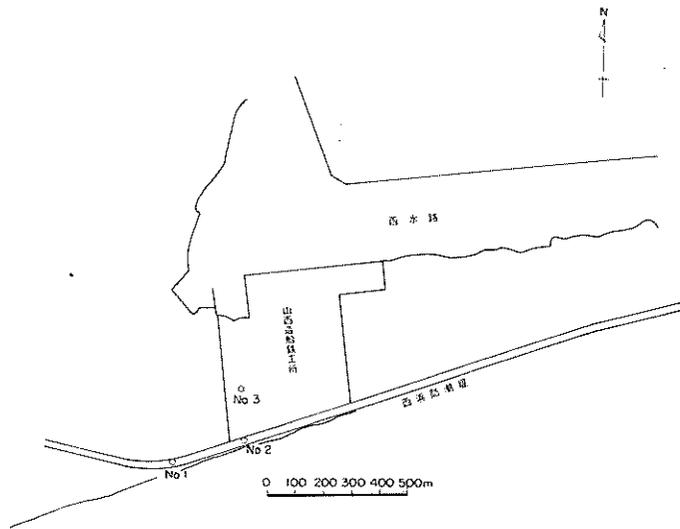


図-3.3.4(c) 潮見ふ頭ボーリング調査位置図



図一 3 . 3 . 4 (d) 西浜防潮堤ボーリング位置図

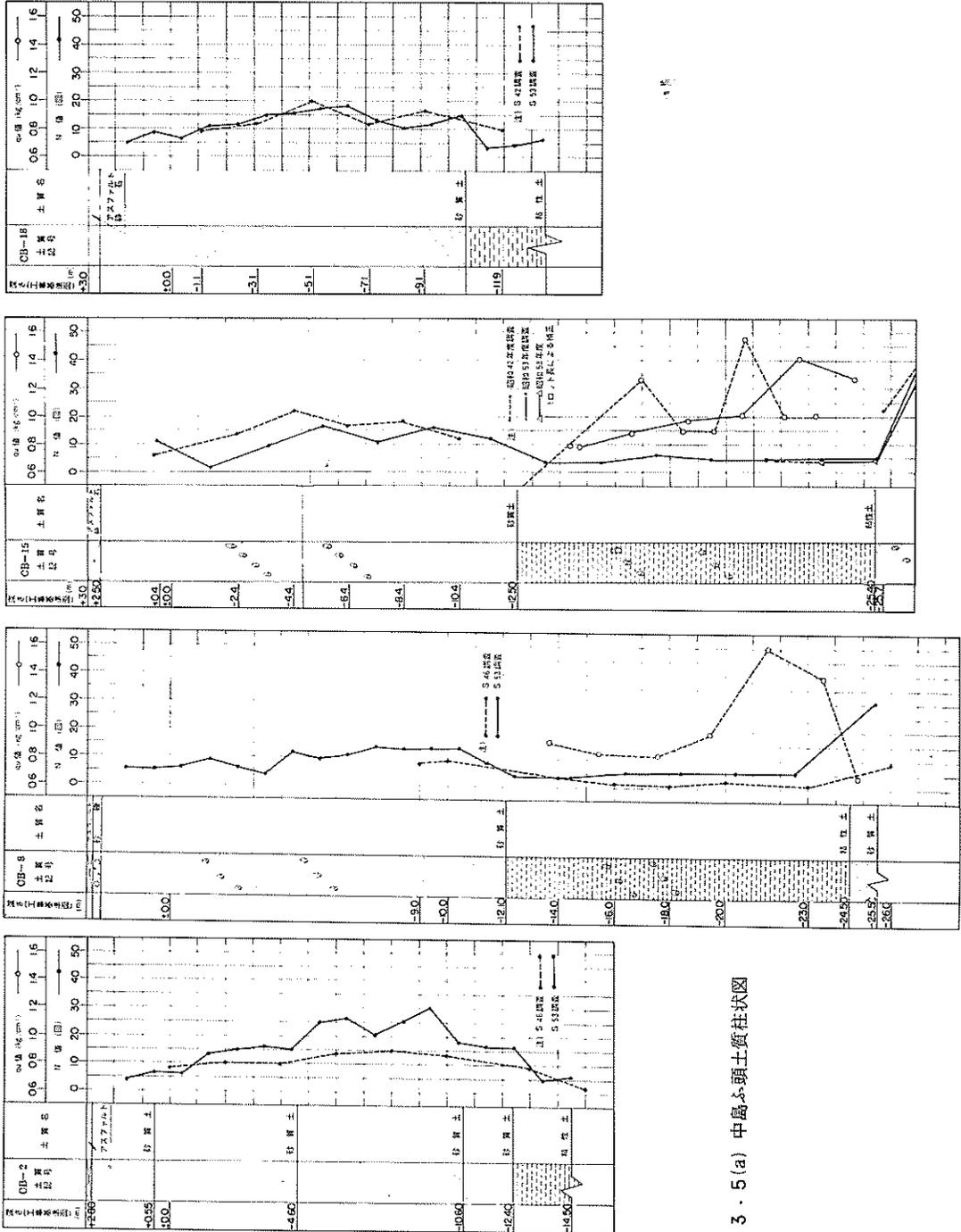
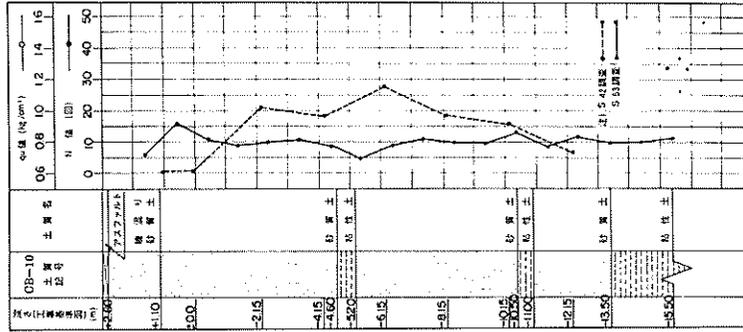
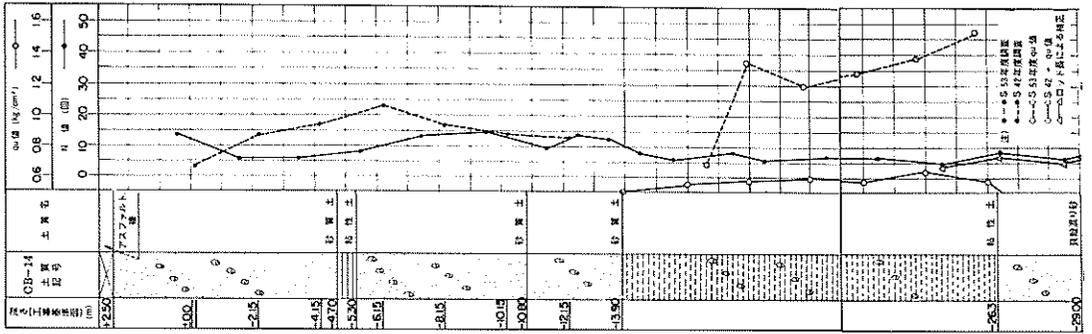
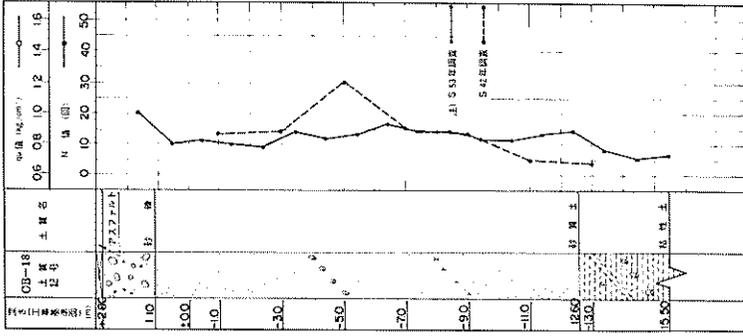
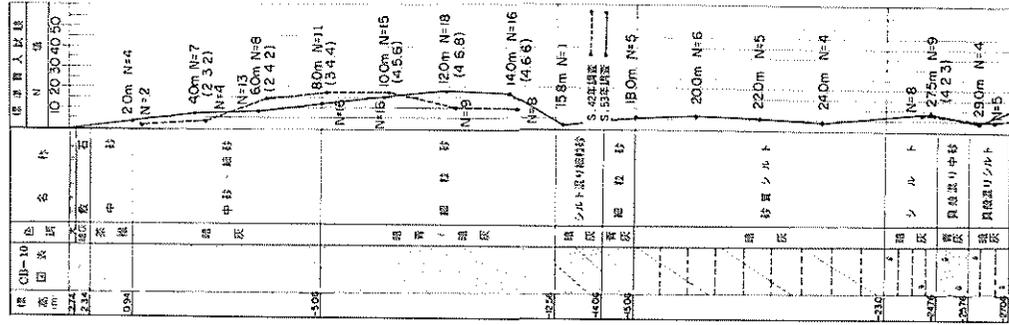
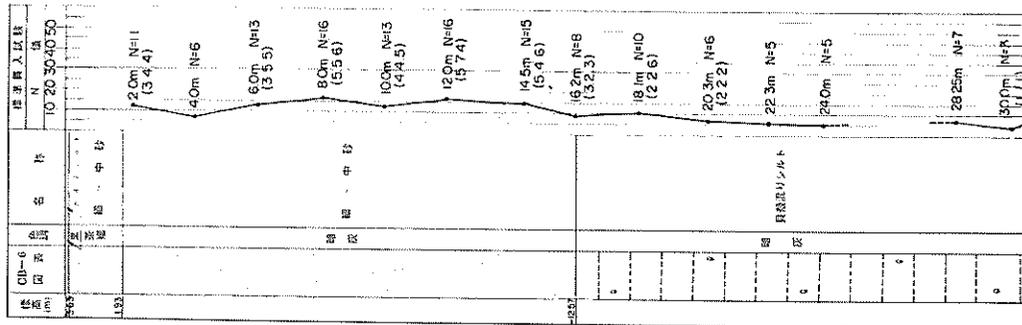
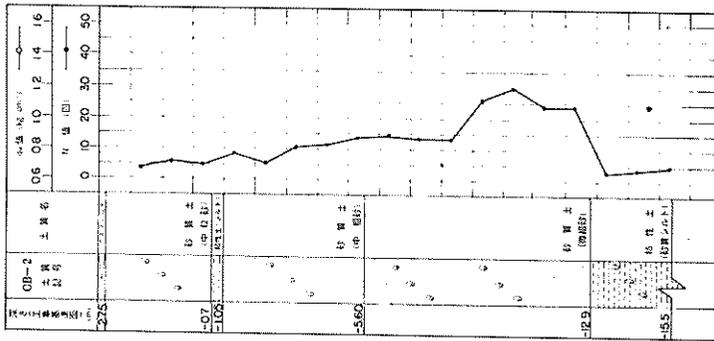


図-3・3・5(a) 中島本頭土質柱状図



図一 3・3・5 (b) 日和ふ頭土質土柱状図



図一3・3・5(c) 潮見ふ頭土質柱状図

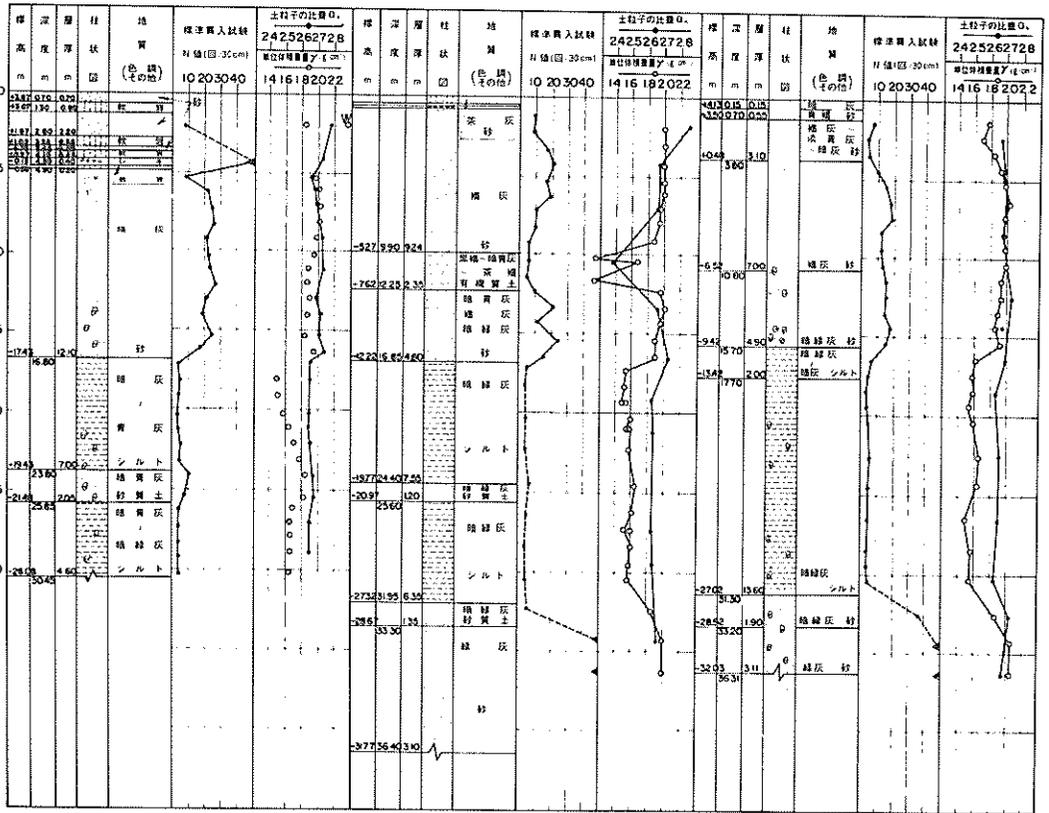
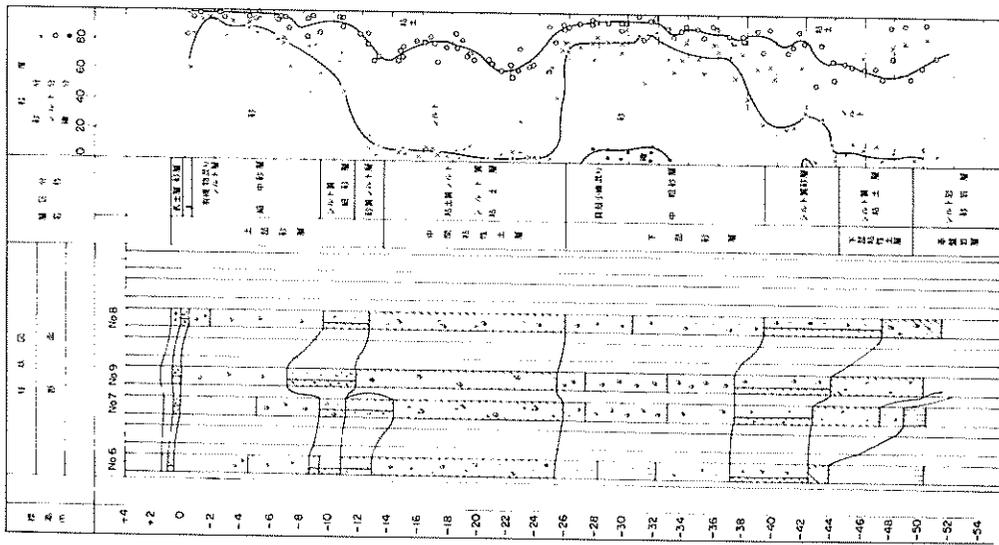
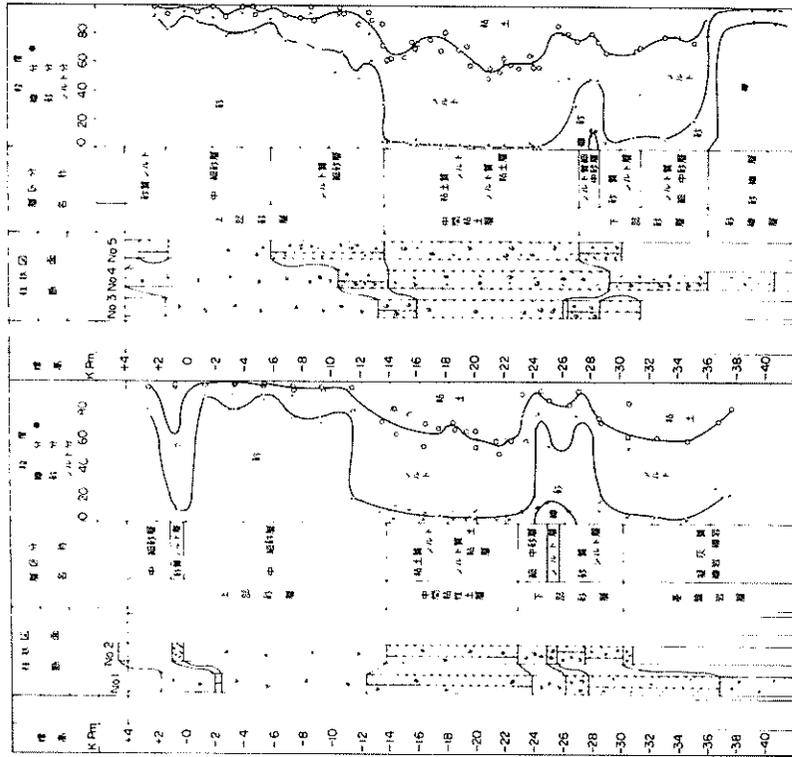


図-3.3.5(d) 西浜防潮堤土質柱状図

(No. 1, 2, 3)



図一3・3・6(a) 中島ふ頭土質柱状図（設計時使用したもの）



図一3・3・6(b) 日とふ頭土質柱状図（設計時使用したもの）

図一3・3・6(c) 潮見ふ頭土質柱状図（設計時使用したもの）

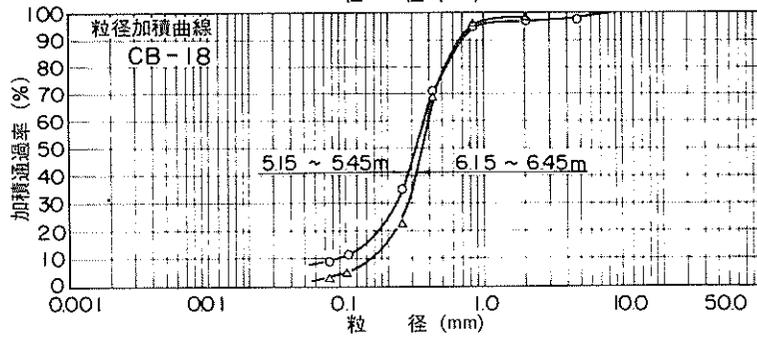
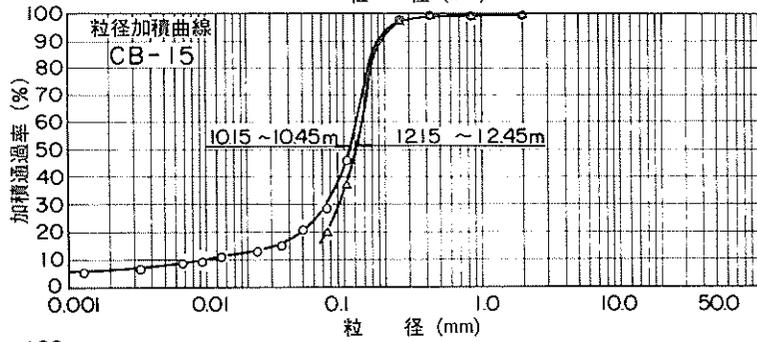
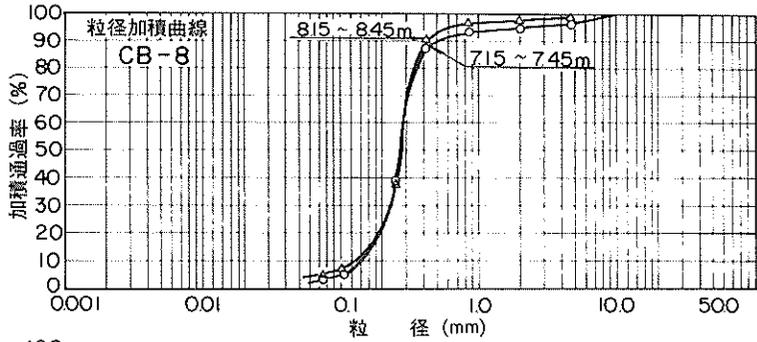
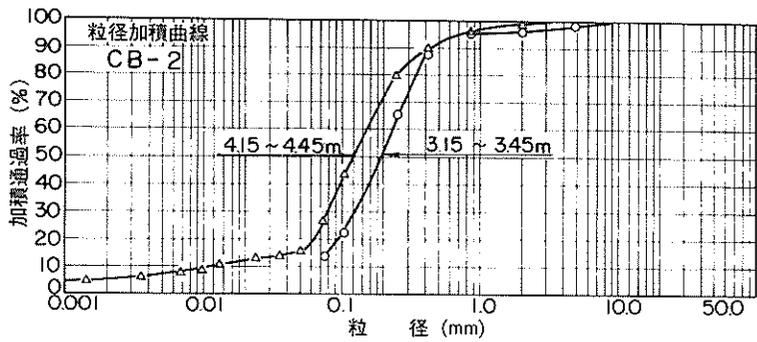
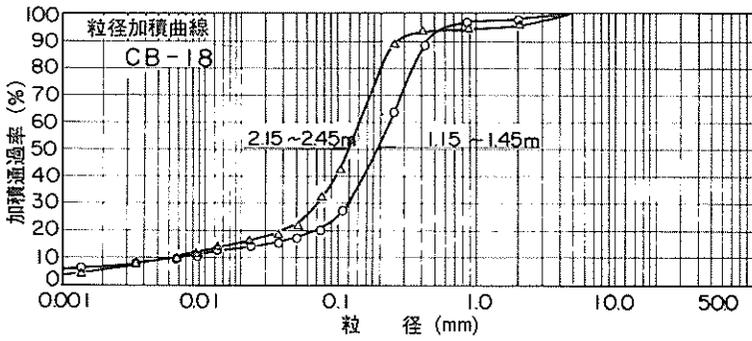
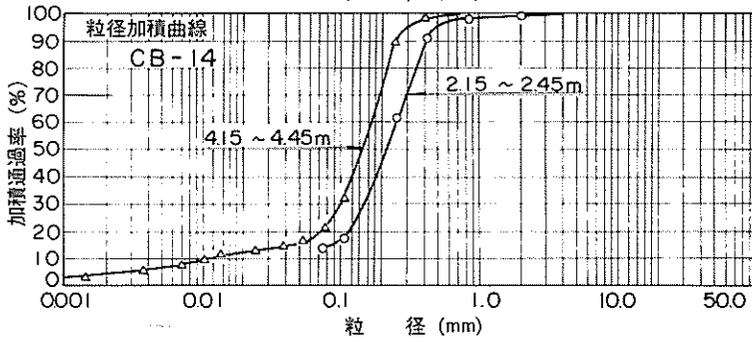
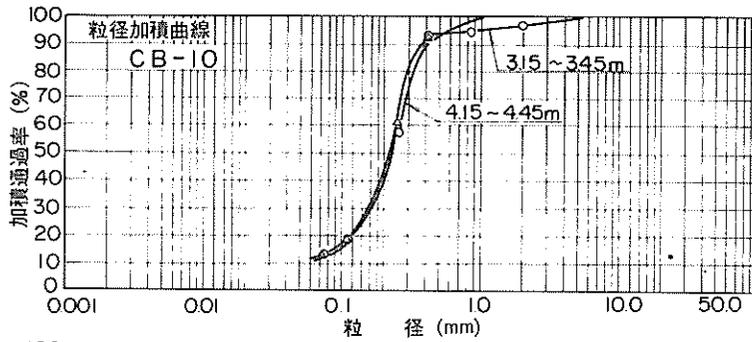


図-3.3.7(a) 中島ふ頭粒徑加積曲線



圖一 3 . 3 . 7 (b) 日和ふ頭粒徑加積曲線

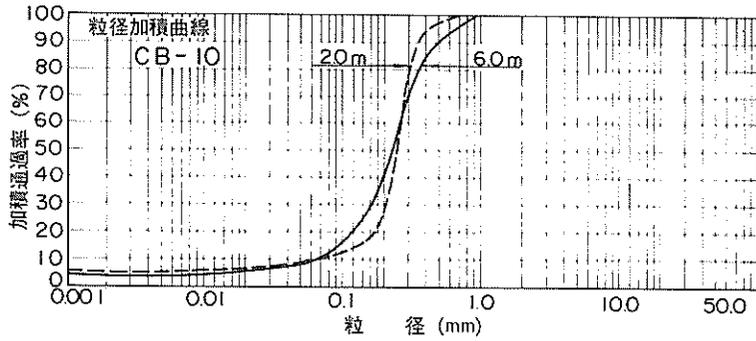
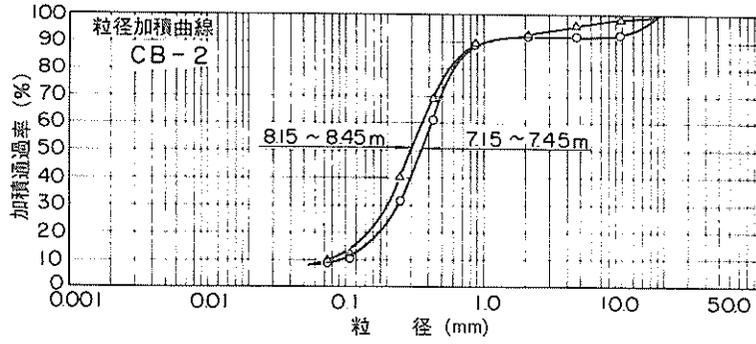


図-3.3.7(c) 潮見ふ頭粒徑加積曲線

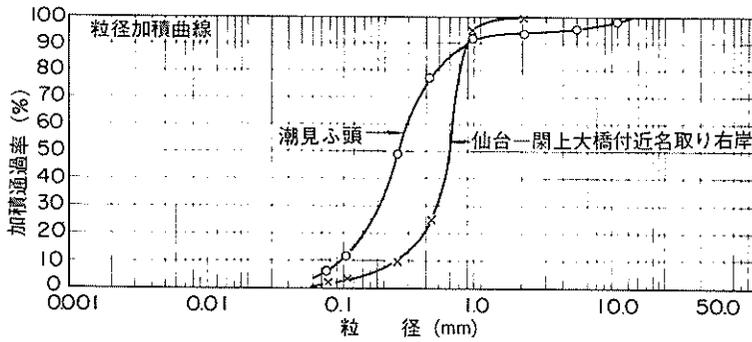
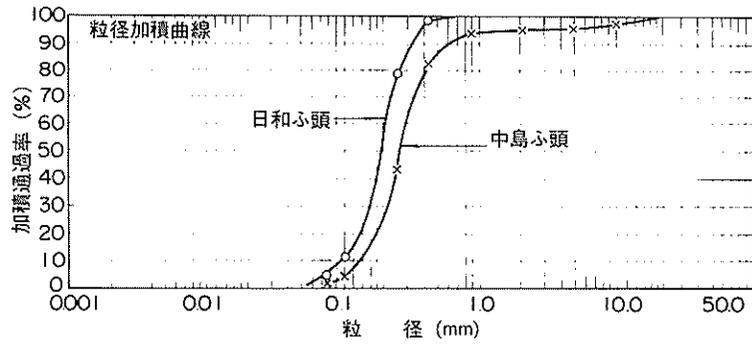


図-3.3.8 各ふ頭の粒徑加積曲線  
(港湾技術研究所試験分)

でよく締った中粗砂層がある。

b) 日和ふ頭

表面から約-1.3mまでN値10程度の砂層があり、その下には-2.6m程度までN値5~10の粘性土が続いている。更にその下はN値10程度の砂層となっており、約-4.0mの深度で砂礫層が現れている。

c) 潮見ふ頭

表面近くでN値5、-1.3m程度でN値15の砂の下に-2.5m程度までN値5程度の粘性土が堆積している。

更に下には、途中で1~2mの砂層を挟むN値15程度の粘性土があり、-4.0m付近のN値50以上の基層まで続いている。

なお、図-3.3.8に示す粒径加積曲線は、図-3.3.4の砂採取の深さ1~1.2mから採取した砂について、港湾技術研究所において試験したものである。

3.3.2 各施設の被災状況

(1) 中島ふ頭-1.0m岸壁(図番④)

図-3.3.9に構造図を示す。この岸壁は昭和45

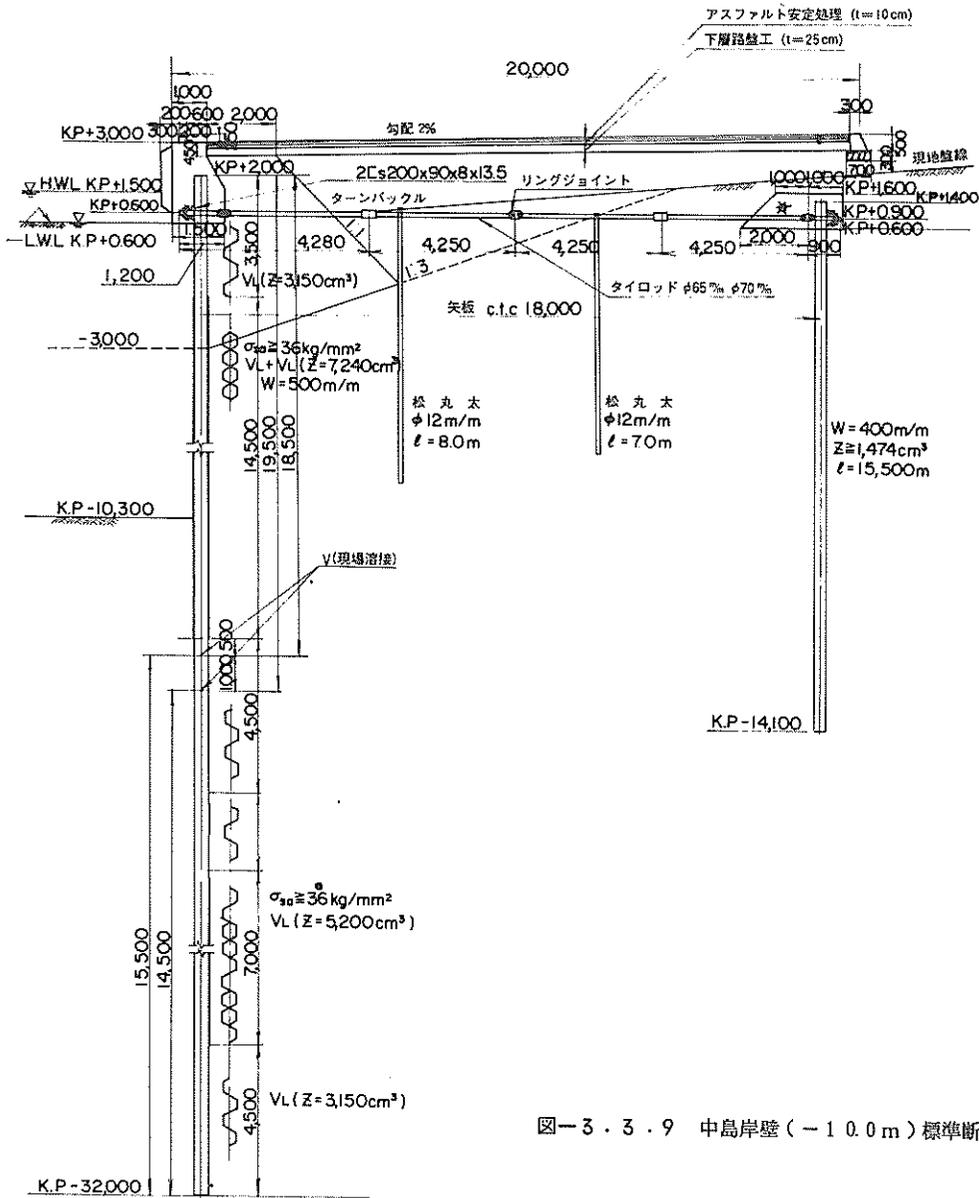


図-3.3.9 中島岸壁(-1.0m)標準断面図

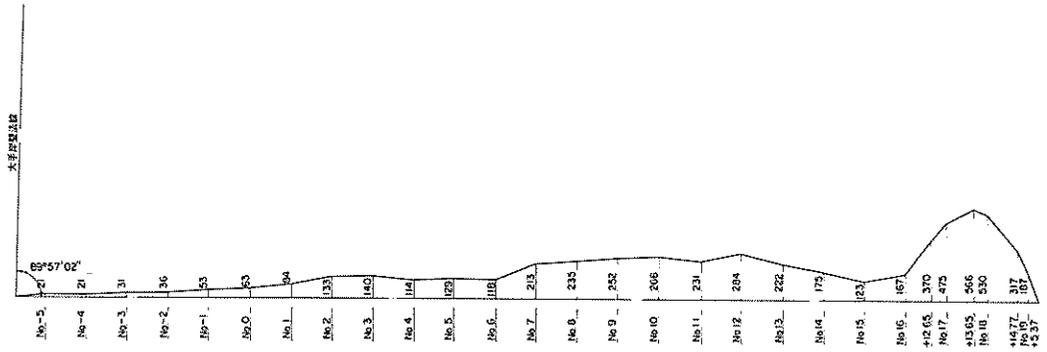


図-3.3.10 中島ふ頭-10m岸壁法線変位量  
平面図

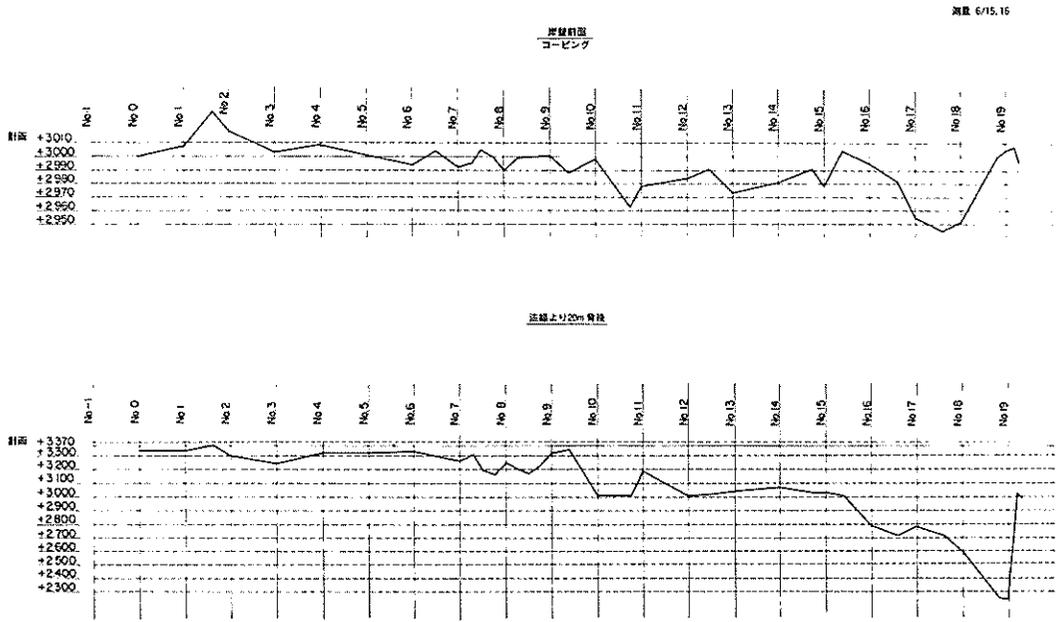


図-3.3.11 中島ふ頭-10m岸壁沈下量縦断面図

年から46年にかけて築造されたもので、矢板式控え工を使った矢板式岸壁である。安定計算に用いた設計条件と計算結果は表-3.3.2に示す。被災状況は図-3.3.4(a)の測線上で測定されており、岸壁法線のほらみ出し量で表示したものが図-3.3.10である。この図によると、岸壁先端部で最大57cmの変位量が生じている(写真-3.3.1参照)。岸壁法線上と、法線から20m後方すなわち控え工の約1m背後における沈下量の測定結果が図-3.3.11である。岸壁法線では最大5cm程度の沈下であるが、背後におけるエプロンの沈下量は約30~50cmである。ただし、図-3.3.11によると測点19で沈下量が約1mにも達している。これは、この測点の背後の取付け護岸部の沈下の影響を受けているためと考えられる。エプロンの沈下および矢板の変形は各測点で測定されており、その一例が図-3.3.12の横断面図である。この図によると、エプロン全体が沈下していることが分かる。控え工の位置においても最大20cm程度の沈下が推定されると共に特に顕著な沈下は控え工背後におけるものである。これは写真-3.3.2(a)でも分かるが、鉛直スタッフのある位置、すなわちエプロン末端く控え工上部工との位置

関係は写真-3.3.2(b)に示す)の沈下が最も著しい。被災原因の究明のため、ほらみ出しの最も激しい部分の土砂をタイロッドが現れるまで掘削した。その部分の写真が写真-3.3.3である。この写真によると、タイロッドの中間にあるターンバックルが水平な状態になっていない。すなわち、矢板上部工と控え工の絶対間隔が狭くなったのではないかと推定される。図-3.3.12の横断面図からもこのことは推定できる。すなわち、控え工が施工時点の位置よりも少し沈下しながら海側に移動したことによって、控え工背後のエプロンを沈下させ、控え工海側の土砂を盛り上げたようである。

その他、地震にともなった現象として、噴砂現象がエプロン上で観察された。噴砂は、地震後2時間継続し、その噴き上げ高さは最大約30cmであったとされており、噴砂終了後の測定によると、噴砂跡の直径は約5cmであった。

(2) 日和ふ頭-9m岸壁(図番⑥)

図-3.3.13に構造図を示す。この岸壁は昭和43年頃に築造されたもので、矢板式控え工を使った矢板式岸壁である。クレーン基礎として斜グイおよび直グイの基礎工が用いられている。なお、この岸壁にお

No. 17

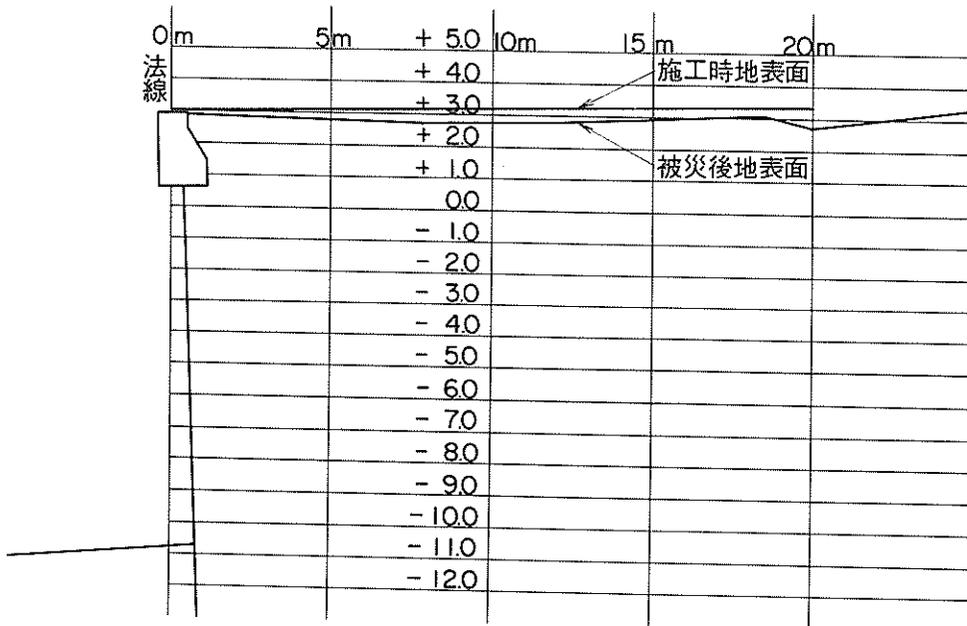


図-3.3.12 中島ふ頭-10m岸壁横断面図の一例 (No. 17)

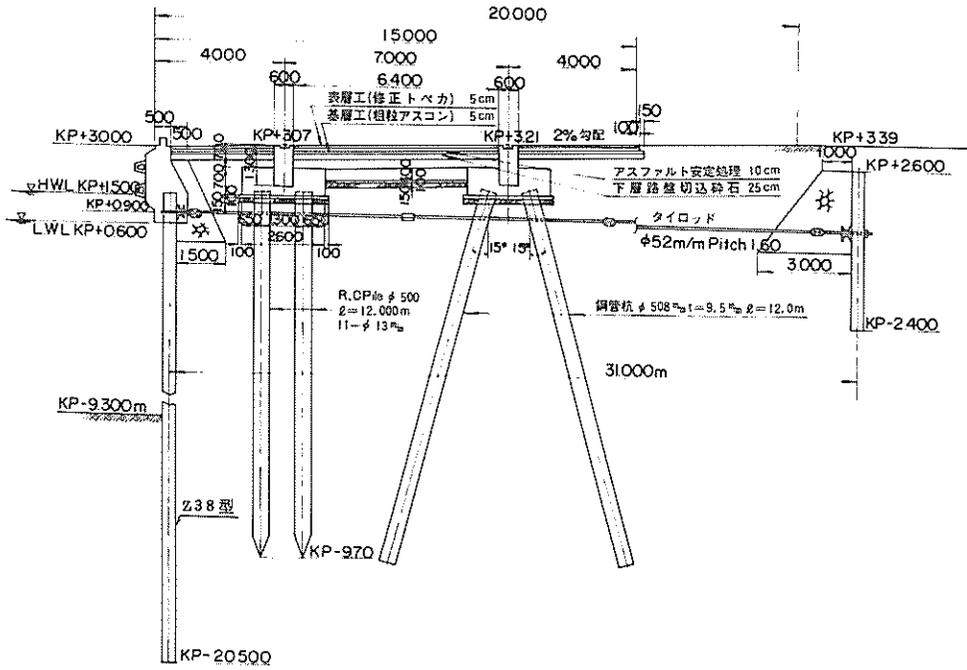


図-3.3.13 日和ふ頭(-9.0m)岸壁標準断面図

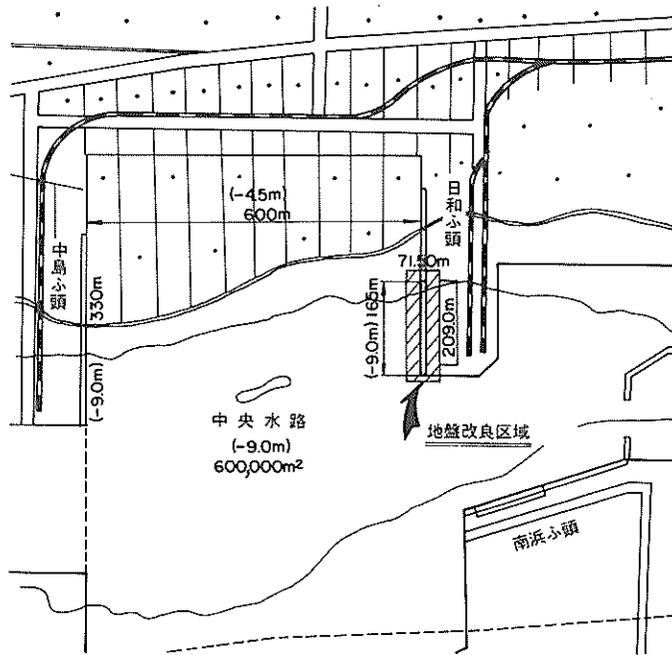


図-3.3.14 日和ふ頭地盤改良位置図

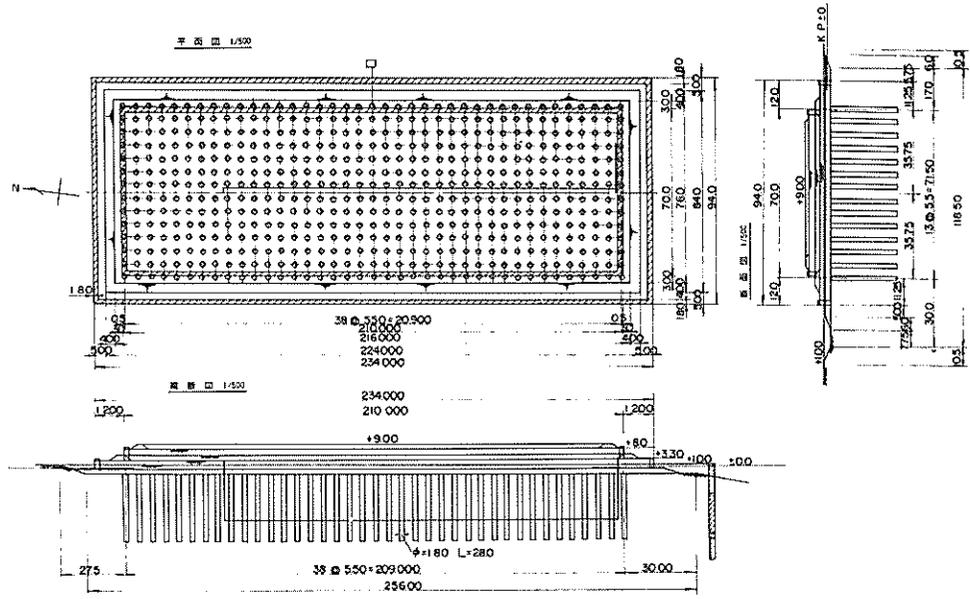


図-3.3.15 日和ふ頭-10m岸壁砂杭による地盤改良断面

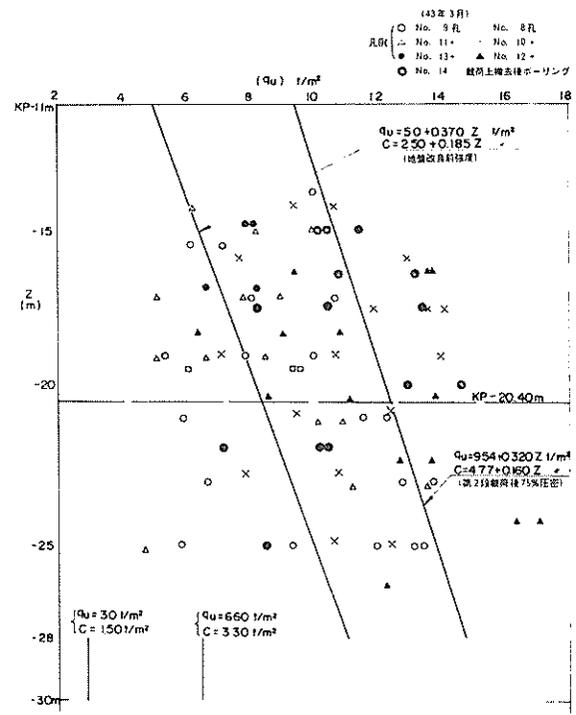


図-3.3.16 日和ふ頭-10m岸壁地盤改良部

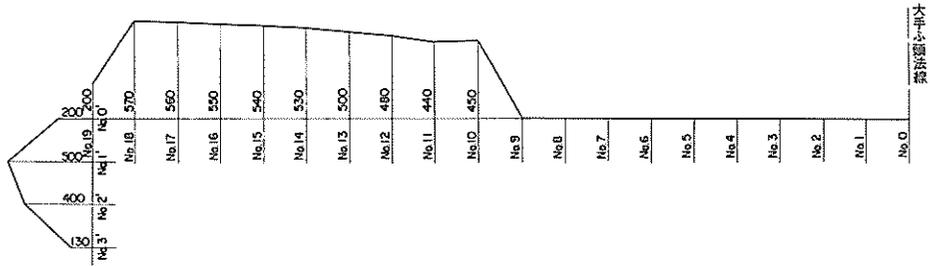


图-3.3.17 日和ふ頭-9m岸壁法線変位量平面図

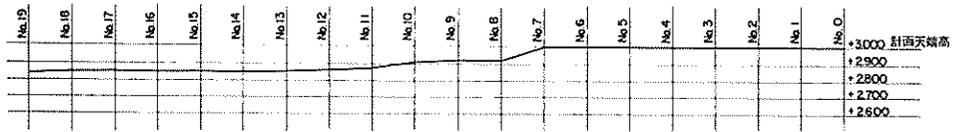


图-3.3.18 日和ふ頭-9m岸壁法線沈下量縦断面

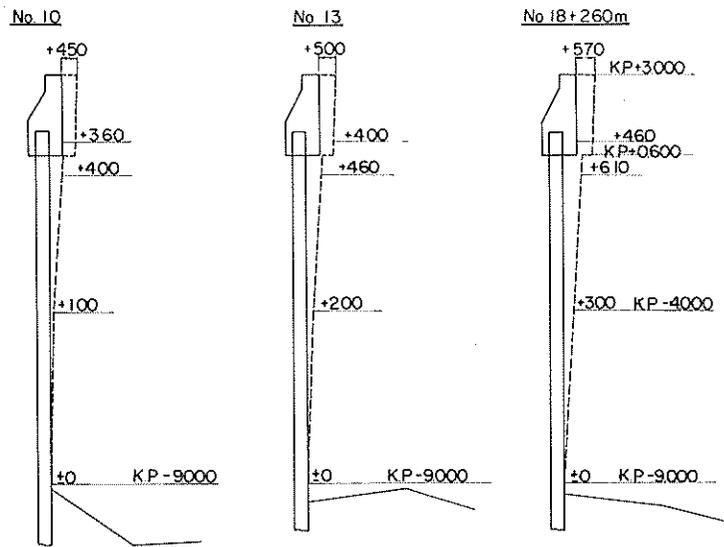
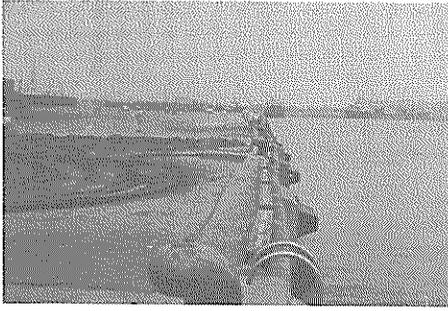
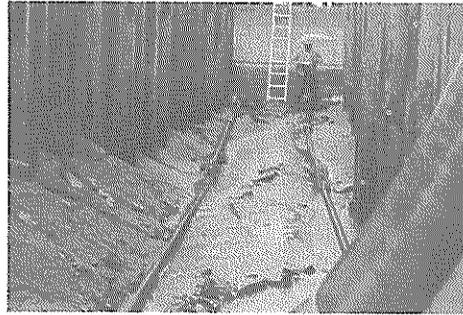


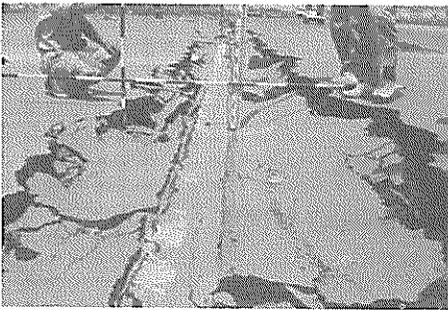
图-3.3.19 日和ふ頭-9m岸壁矢板変形状況図



写真一三・三・一 中島ふ頭一10m岸壁法線のはらみ出し状況



写真一三・三・三 中島ふ頭一10m岸壁被災箇所タイロッド状況(写真上のコンクリートは岸壁上部工である)



写真一三・三・2(a) 中島ふ頭一10m岸壁控え工付近の被災状況



写真一三・三・2(b) 中島ふ頭一10m岸壁控え工付近の被災状況(写真下のコンクリート部が控え工の上部工である)

いては、図一三・三・一四に示す位置の地盤を図一三・三・一五に示すような砂杭打設によって改良している。この時の地盤の強度の変化は図一三・三・一六に示すようであった。安定設計に用いた設計条件と計算結果を、表一三・三・三に示す。被災状況は、図一三・三・4(b)の測線上で測定されており、岸壁法線のはらみ出し量を

表示したものが図一三・三・一七である。この図によると、岸壁先端部で最大57cmの変位量が生じている。岸壁はらみ出しの状況は写真一三・三・4に示す。岸壁法線の沈下量測定結果が図一三・三・一八である。この岸壁では、最大約15cmの沈下をしており、中島ふ頭に較べると沈下が大きい。また、矢板の変形は、測点10,13および18+2.60mで測定されており図一三・三・一九に示す。この岸壁におけるエプロン沈下量の測定値はないが、写真一三・三・5から分かるように全体的に沈下している。エプロン背後の状況は、写真一三・三・6に示すようで、控え工背後のエプロンクラックと、そのクラックからの噴砂現象の跡が見られる。この岸壁においても、中島ふ頭一10m岸壁と同様、控え工の海側への移動が生じているようである。日和ふ頭における特徴的な被災は、クレーンの陸側車輪の海側への脱輪と、それにとりなうクレーンの海側ヒンジ脚の傾斜で、その状況を写真一三・三・6に示す。



写真一三・三・4 日和ふ頭一9m岸壁矢板はらみ出し状況



写真一 3.3.5 日和ふ頭-9m岸壁エプロンの沈下および矢板のはらみ出し状況



写真一 3.3.6 日和ふ頭-9m岸壁クレーンの脱輪と基礎の変形状況

表-3.3.2 中島ふ頭-10m岸壁設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果			
岸壁 (矢板式)	水位	H. W. L KP+1.50m	安全率			
		R. W. L KP+1.20m				
		L. W. L KP+0.60m				
	設計水深	KP-10.30m	矢板根入安全率	1.23 > 1.2	1.21 > 1.2	1.0 ~ 3.40m ~ 3.20m 地震時より決定
	天端高	KP+3.00m	矢板断面応力	1.70 kg/cm <sup>2</sup> < 2.160 kg/cm <sup>2</sup>	3.23 kg/cm <sup>2</sup> < 3.240 kg/cm <sup>2</sup>	VL+VL(組合せ) 地震時より決定
	上載荷重	常時 1.5 t/m <sup>2</sup>	矢板タワミ量	6.3 cm	9.8 cm	AP/2EI β <sup>3</sup>
		地震時 0.5 t/m <sup>2</sup>	タイロッドの断面応力	1.30 kg/cm <sup>2</sup> < 1.800 kg/cm <sup>2</sup>	2.02 kg/cm <sup>2</sup> < 2.700 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma = \frac{T}{A}$ φ=65mm φ'=70mm
	土質	KP+3.00~KP-1.200m φ=30° γ=1.0 t/m <sup>3</sup> γ'=1.8 t/m <sup>3</sup>	I 控 矢板根入長 控 矢板断面	1.0 < 1.15		■型
		KP-1.20m~KP-2.50m C=3.62+0.21Z t/m <sup>2</sup> (Z≦-1.20) γ'=0.6 t/m <sup>3</sup>		1.47 kg/cm <sup>2</sup> < 1.520 kg/cm <sup>2</sup>		
		KP-2.50m~ φ=30° γ'=1.0 t/m <sup>3</sup>		I=1.81m		
	基礎	鉛直	比較設計			
		水平 k <sub>A</sub> ~0.1 k' <sub>A</sub> =0.2(水中見掛) k <sub>B</sub> = $\frac{r}{r-1}$ k <sub>H</sub> = $\frac{20}{20-1.0} \times 0.1 \sim 0.2$	円形すべり			
	残留水位	KP+1.20m				
	仮想海底面					
根入計算法	たわみ曲線法(図解法)					
断面計算法	仮想ばり法					
耐用年数	50年(タイロッドのみ)					

(3) 潮見ふ頭-4.5m岸壁(函番⑨)

図一 3.3.20 に構造図を示す。この岸壁は昭和 45 年頃に築造されたもので、日和ふ頭-9m岸壁と同様、控立式矢板工を使った矢板式岸壁である。安定計算に用いた設計条件と計算結果は、表一 3.3.4 に示す。被災状況は、図一 3.3.4(c)の測線上で測定されており、岸壁法線のはらみ出し量を表示したものが図一 3.3.21 である。この図によると岸壁中央部で、最大 1.16m の変位量が生じている。岸壁法線の沈下量

測定結果が図一 3.3.22 で、法線のはらみ出し量の大きい割には沈下量が小さく、最大 10cm 程度である。これら法線の状況を写真一 3.3.7 に示す。代表的測点における矢板の変形状況を図一 3.3.23 に示す。潮見ふ頭の被災における特徴は、岸壁法線から 40~60m 背後の野積場内の図一 3.3.24 に示すような位置にクラックが発生していることである。更に岸壁法線から約 90m 背後の道路のセンターラインも海側にわん曲している。写真一 3.3.8 は、野積場内のクラック発

生状況と、写真-3.3.9にクラックからの噴砂跡を示す。これらの現象から、潮見ふ頭-4.5m岸壁は、地震により、-1.2m付近にある粘性土層から上の層が海側に亡ったものと推定できる。なお、法線変位量の最大となっている位置で、タイロッドの状況を確認したのが

写真-3.3.10である。この写真によると、タイロッドには、たるみがないので、図-3.3.23に示すように、控え工も前面矢板の移動にともなって移動したと考えられる。

表-3.3.3 日和ふ頭-10m岸壁設計条件および計算結果

構造形式		設計条件		計算結果																																							
岸壁 (矢板式)	潮位	H. W. L.	KP+1.50m	<b>安全率</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>常時</th> <th>地震時</th> <th>損傷</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>矢板根入安全率</td> <td>1.46&gt;1.3</td> <td>1.24&gt;1.2</td> <td>l=2.20m -2.65m</td> </tr> <tr> <td>矢板断面応力</td> <td>1,384kg/cm<sup>2</sup> &lt;1,600kg/cm<sup>2</sup></td> <td>2,415kg/cm<sup>2</sup> &lt;2,700kg/cm<sup>2</sup></td> <td>Z-38型</td> </tr> <tr> <td>矢板タワミ量</td> <td>6.9cm</td> <td>10.2cm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>タイロッドの断面応力</td> <td>1,410kg/cm<sup>2</sup> &lt;1,800kg/cm<sup>2</sup></td> <td>2,476kg/cm<sup>2</sup> &lt;2,700kg/cm<sup>2</sup></td> <td>φ=5.2cm φ'=5.5cm</td> </tr> <tr> <td>控え工 控え矢板根入長さ</td> <td>3.64&gt;3.0</td> <td>2.03&gt;2.0</td> <td>l=5.0m</td> </tr> <tr> <td>控え工 控え矢板断面</td> <td>1,107kg/cm<sup>2</sup> &lt;1,800kg/cm<sup>2</sup></td> <td>1,942kg/cm<sup>2</sup> &lt;2,700kg/cm<sup>2</sup></td> <td>IVA及びU-1.5型</td> </tr> <tr> <td>控え工位置</td> <td colspan="3">l=3.10m</td> </tr> <tr> <td>円形すべり</td> <td>(-1.50m) 1.26</td> <td>(-1.60m) 1.32</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					常時	地震時	損傷	矢板根入安全率	1.46>1.3	1.24>1.2	l=2.20m -2.65m	矢板断面応力	1,384kg/cm <sup>2</sup> <1,600kg/cm <sup>2</sup>	2,415kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>	Z-38型	矢板タワミ量	6.9cm	10.2cm		タイロッドの断面応力	1,410kg/cm <sup>2</sup> <1,800kg/cm <sup>2</sup>	2,476kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>	φ=5.2cm φ'=5.5cm	控え工 控え矢板根入長さ	3.64>3.0	2.03>2.0	l=5.0m	控え工 控え矢板断面	1,107kg/cm <sup>2</sup> <1,800kg/cm <sup>2</sup>	1,942kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>	IVA及びU-1.5型	控え工位置	l=3.10m			円形すべり	(-1.50m) 1.26	(-1.60m) 1.32	
			常時					地震時	損傷																																		
		矢板根入安全率	1.46>1.3					1.24>1.2	l=2.20m -2.65m																																		
	矢板断面応力	1,384kg/cm <sup>2</sup> <1,600kg/cm <sup>2</sup>	2,415kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>					Z-38型																																			
	矢板タワミ量	6.9cm	10.2cm																																								
	タイロッドの断面応力	1,410kg/cm <sup>2</sup> <1,800kg/cm <sup>2</sup>	2,476kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>					φ=5.2cm φ'=5.5cm																																			
	控え工 控え矢板根入長さ	3.64>3.0	2.03>2.0					l=5.0m																																			
	控え工 控え矢板断面	1,107kg/cm <sup>2</sup> <1,800kg/cm <sup>2</sup>	1,942kg/cm <sup>2</sup> <2,700kg/cm <sup>2</sup>					IVA及びU-1.5型																																			
	控え工位置	l=3.10m																																									
	円形すべり	(-1.50m) 1.26	(-1.60m) 1.32																																								
	設計水深	KP-9.30m																																									
	矢端高	KP+3.00m																																									
上載荷重	常時	1.5 t/m <sup>2</sup>																																									
	地震時	1.0 t/m <sup>2</sup>																																									
土質	KP+3.0~KP+1.2m	φ=35° δ=15° γ=1.8 t/m <sup>3</sup>																																									
	KP+1.2~KP-4.0m	φ=30° δ=15° γ=1.0 t/m <sup>3</sup>																																									
	KP-4.0~KP-9.3 /KP-9.3~KP-11.0	φ=35° δ=15° γ=1.0 t/m <sup>3</sup> φ=30° δ=15° γ=1.0 t/m <sup>3</sup>																																									
強度	鉛直 水平 k <sub>h</sub> =0.1 k <sub>v</sub> =0.2																																										
残留水位	KP+1.2m																																										
仮想海底面																																											
根入計算法	フリーアースサポート																																										
断面計算法	仮想バリ法																																										
耐用年数	50年(タイロッドのみ)																																										

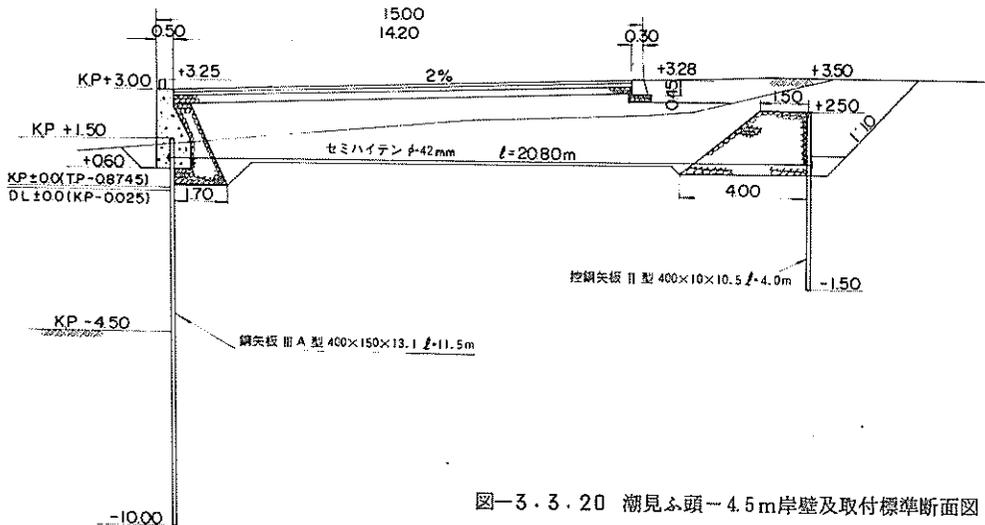


図-3.3.20 潮見ふ頭-4.5m岸壁及取付標準断面図

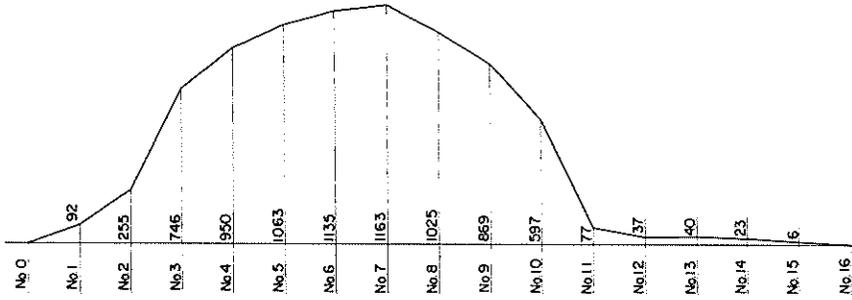


図-3.3.21 潮見ふ頭-4.5m岸壁法線変位置平面図

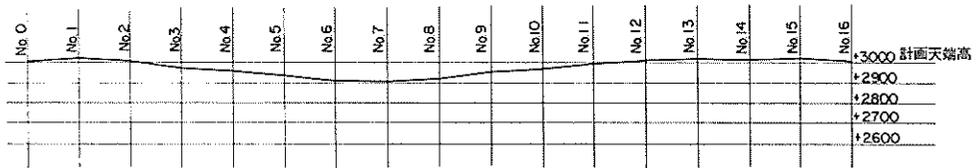


図-3.3.22 潮見ふ頭-4.5m岸壁法線沈下量縦断面図

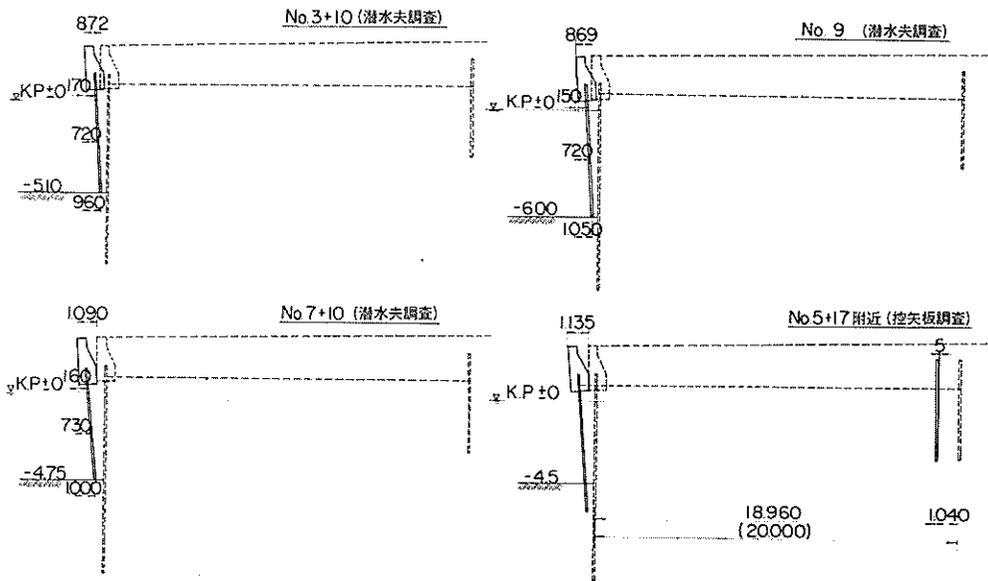


図-3.3.23 潮見ふ頭-4.5m岸壁矢板変形状況図

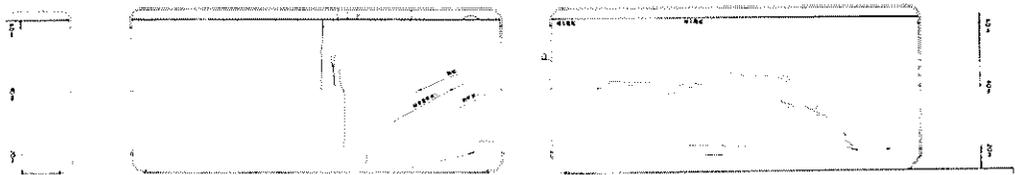
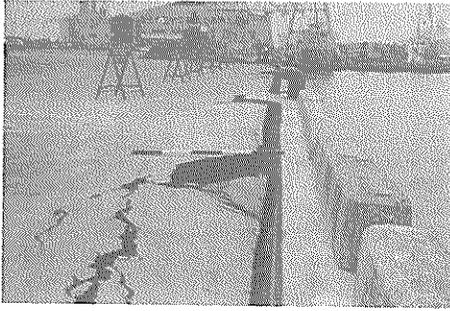
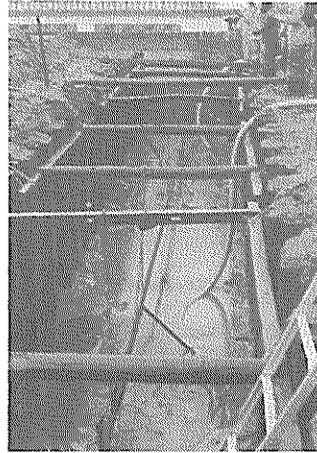


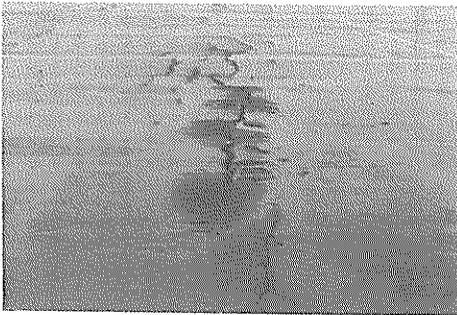
図-3.3.24 潮見ふ頭-4.5m岸壁エプロン沈下量測定図および野積場クラック発生状況図



写真一三・三・七 潮見ふ頭一4.5m岸壁法線変形状況



写真一三・三・一〇 潮見ふ頭一4.5m岸壁における  
タイロッド状況



写真一三・三・八 潮見ふ頭一4.5m岸壁野積場におけ  
るクラック発生状況および噴砂跡

潮堤の水平および鉛直移動量について、図一三・三・二六に示す1～4の測点で測定した結果を図一三・三・二七、三・三・二八に示す。これらの測定結果によると、斜面コンクリートの根止め上部工（写真一三・三・一〇参照）の最大水平移動量は1.72mで、沈下量の最大値は約20cmであった。被災部の背後約30～40mの地表面にクラックが多数発生しており、これらを総合すると、この被災部は地震によって海側に沁り出したと考えられる。

(5) 大曲、定川地区護岸

図一三・三・二九に構造図と被災後断面の状態を示す。



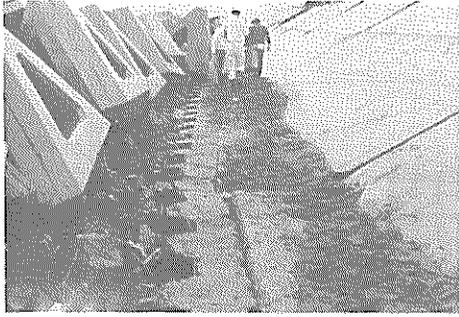
写真一三・三・九 潮見ふ頭一4.5m岸壁の噴砂跡の  
状況



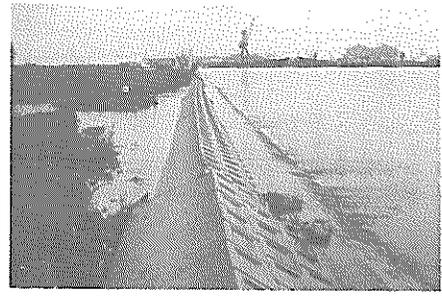
写真一三・三・一一 西浜海岸防潮堤被災状況（中央のポールは斜面のコンクリートの被災前天端位置を示す）

(4) 西浜海岸防潮堤（図番㊸）

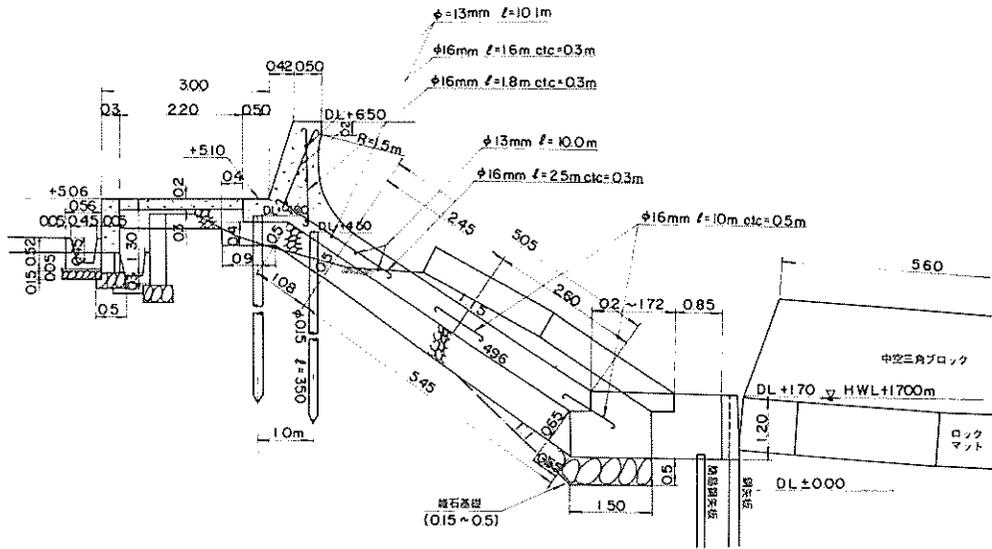
図一三・三・二五に構造図と被災後断面の状態を示す。この防潮堤は、昭和51年に波による被災を受けており、地震発生時も写真一三・三・一一に示すように斜面部のコンクリートを打設した状態であった。安定計算に用いた設計条件と計算結果を、表一三・三・五に示す。防



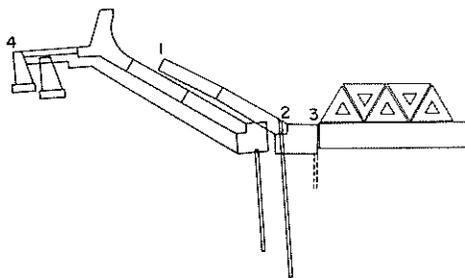
写真一3.3.12 西浜海岸防潮堤根止め工変形状況



写真一3.3.13 大曲・定川地区護岸被災状況



図一3.3.25 西浜海岸防潮堤標準断面図

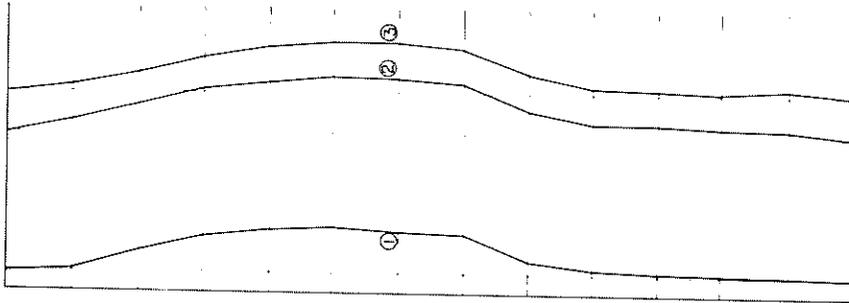


図一3.3.26 西浜海岸防潮堤変位置測定点 (1~4) 説明図



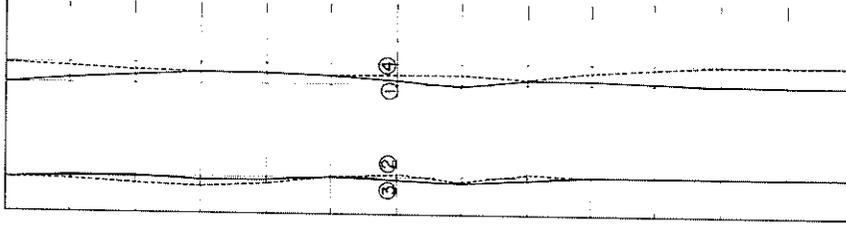
写真一3.3.14 大手ふ頭7.5m岸壁さん橋床版と背後重力式土留との段差

测点	测距 (m)	① (mm)	② (mm)	③ (mm)
No.30+0	000	00	00	00
No.31	100	110	370	220
No.31+10	200	630	870	620
No.32	300	1140	1370	1070
No.32+10	400	1330	1570	1440
No.33	500	1410	1720	1620
No.33+10	600	1260	1700	1620
No.34	700	1170	1580	1420
No.34+10	800	410	740	650
No.35	900	160	370	220
No.35+10	1000	70	370	170
No.36	1100	30	270	70
No.36+10	1200	10	200	170
No.37	1300	00	00	00



图一 3 · 3 · 2 · 7 西浜海岸防潮堤平面移动量测定值

测点	④ (mm)	① (mm)	② (mm)	③ (mm)
No.30+10	00	00	00	00
No.31	-109	137	-28	-91
No.31+10	-194	256	-232	-54
No.32	-296	345	-292	-169
No.32+10	-246	318	-262	-149
No.33	-276	285	-36	37
No.33+10	-257	120	114	-121
No.34	-257	-76	-160	-218
No.34+10	-402	135	106	-93
No.35	-197	155	3	4
No.35+10	-46	83	-3	1
No.36	-11	35	-8	8
No.36+10	-9	5	4	6
No.37	00	00	00	00



图一 3 · 3 · 2 · 8 西浜海岸防潮堤下沉量测定值

表-3.3.4 潮見ふ頭-4.5m岸盤設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果			
堤堰 (矢板式)	潮位	H, W, L KP+1.50m	安全率			
		KP+1.20m				
		KP+0.60m	矢板挿入安全率	1.5	1.28>1.2	$\ell=115m-100m$ 地震時より決定
	設計水深	KP-4.50m	矢板断面応力	776kg/cm <sup>2</sup> <1.800kg/cm <sup>2</sup>	993kg/cm <sup>2</sup> <2.700kg/cm <sup>2</sup>	IV A及びU-1.5型
		天端高 KP+3.0m	矢板タワミ量			
	土載荷重	常時 1.50t/m <sup>2</sup>	タイロッドの断面応力	1.330kg/cm <sup>2</sup> <1.800kg/cm <sup>2</sup>	1.625kg/cm <sup>2</sup> <2.700kg/cm <sup>2</sup>	$\phi=42mm$
		地震時 1.0t/m <sup>2</sup>	挿入長さ	1.01>1.0	$\ell=4.0m-1.5m$	
	土質	KP+3.0m-KP-2.5m 粗砂 $\phi=25^\circ \gamma=1.81t/m^3 \gamma'=1.0t/m^3$	工 控 工 位 置	挿入断面	597kg/cm <sup>2</sup> <1.800kg/cm <sup>2</sup>	805kg/cm <sup>2</sup> <2.700kg/cm <sup>2</sup>
		KP-2.5m-KP-8.2m 粗砂 $\phi=30^\circ \gamma=1.01t/m^3$		挿入断面	597kg/cm <sup>2</sup> <1.800kg/cm <sup>2</sup>	805kg/cm <sup>2</sup> <2.700kg/cm <sup>2</sup>
		KP-8.2m-KP-12.4m 粗砂(ゆるい) $\phi=25^\circ \gamma=1.0t/m^3$		挿入断面	597kg/cm <sup>2</sup> <1.800kg/cm <sup>2</sup>	805kg/cm <sup>2</sup> <2.700kg/cm <sup>2</sup>
		KP-12.4m 砂質シルト, シルト $C=3.370+0.079(1/m^3) \gamma=0.6t/m^3$	控工位置	i=20.0m		
	築 度	鉛直	比較設計	円形すべり		
水平 $k_h=0.1$ $k_v=0.225$ (水中見附)						
残留水位	KP+1.20m					
仮想海底面						
根元計算法	フリーアースサポート					
断面計算法	仮想パリ法					
耐用年数	50年(タイロッドのみ)					

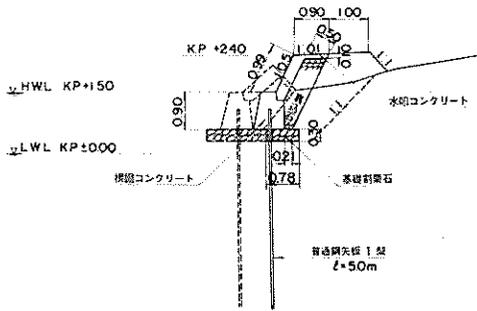


図-3.3.29 大曲・定川地区護岸標準断面図および被災状況図(破線)

構造は止水壁として長さ5mのI型钢矢板を用いた、コンクリートブロック張りの護岸である。被災の状況は写真-3.3.13および図-3.3.29に示す。これらによると、この断面は、地震によって止水壁が海側に移動し、これにともなう地盤沈下により、ブロック張り斜面が後傾したものである。

(6) 大手ふ頭-7.5m岸壁(図番⑤)

図-3.3.30に構造図を示す。この岸壁は、昭和52年に築造されたもので、土留に直立消波ブロックを使用した直ぐい式横さん橋である。安定計算に用いた設計条件と、計算結果を表-3.3.5に示す。被災はさん橋背後の直立消波ブロック部および、その背後のエプロンが沈下している程度で、岸壁法線のはらみ出しもほとんどないので変位の測定値も取られていない。写真-

3.3.14は、さん橋床版と背後土留の段差の状況を示すもので、この写真によると約15cmの土留部の沈下が見られる。写真-3.3.15は更に背後のエプロンと土留部との段差の状況を示すもので約10cmの差が見られる。写真-3.3.15の手前部分すなわち野積場の地表面には岸壁法線平行方向のクラック(最大巾15cm程度)が発生しており、写真-3.3.16からも分かるように、背後の土砂の海側への移動によりさん橋が前面にはらみ出したと考えられる。最大移動量は約5cmである。



写真-3.3.15 大手ふ頭-7.5m岸壁被災部エプロン野積場の状況

(7) 臨港道路釜北線(図番⑧)

この道路は、臨港地区の境界を東西方向に走っており、

表-3.3.5 西浜海岸防潮堤設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果												
堤防 (根固)	潮位	H. W. L. DL+1.70m	安全率, 比較設計												
		L. W. L. DL+0.60m													
		F. W. L. DL+1.33m (H.W.L~L.W.Lの2/3)													
	土質	砂質土 $\phi=30^\circ, \gamma_t=1.8t/m^3$													
	減産	K=0.10													
	根固ブロックについて	設計潮位	DL+2.50m (1.70+0.80)	ハドソン式より											
		堤脚前面水深	A=2.50m	$W = \frac{2.3 \times 3.2^3}{7.6 (2.23-1)^3} \times 1.5 \approx 3.55t$ よって4.0t型とする。											
		設計段高 (防波堤段高)	H <sub>d</sub> =3.2m												
	止水鋼矢板について	天端高	DL+1.70m	矢板必要根長 3.75m < 4.40m											
		仮想地盤面	DL+0.10m	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>常時</th> <th>地震時</th> <th>誘發</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>矢板断面応力</td> <td>708kg/cm<sup>2</sup></td> <td>&lt;1800kg/cm<sup>2</sup></td> <td>1184kg/cm<sup>2</sup></td> <td>&lt;2700kg/cm<sup>2</sup></td> </tr> </tbody> </table>					常時	地震時	誘發	矢板断面応力	708kg/cm <sup>2</sup>	<1800kg/cm <sup>2</sup>	1184kg/cm <sup>2</sup>
		常時	地震時					誘發							
矢板断面応力		708kg/cm <sup>2</sup>	<1800kg/cm <sup>2</sup>	1184kg/cm <sup>2</sup>	<2700kg/cm <sup>2</sup>										
横方向地盤反力係数	K <sub>A</sub> =3.0kg/cm <sup>2</sup>														
根入れ計算法	弾性曲線法 Chang の方法														
バイピングについて	R. W. L.	DL+1.33m (H.W.L~L.W.Lの2/3)	バイピングに対する安全率 7.2 > 5.0												
	根入れ深	i=3.4m													

北側には水面の巾約2mの水路が平行に流れている。被災状況を示す断面図はないが、写真-3.3.17に見られるように、道路北側の法面が水路方向に崩壊したため、路肩が沈下したものである。

(8) 臨港道路北一号线 (図番⑩)

この道路は、上記釜北線と直角に走っており、被災状況は写真-3.3.18に示すようである。詳しい被災状況を示す断面図はないが、道路中央が全面的に盛り上りをみせている。

(9) 臨港鉄道釜北線 (図番⑪)

大きな被害は発生していないが、写真-3.3.19に見られるような、線路のわん曲あるいは、写真-3.3.20に見られるような、継手部ボルトの切断等の被害が4ヶ所で発生した。



写真-3.3.17 臨港道路釜北線路肩崩壊状況

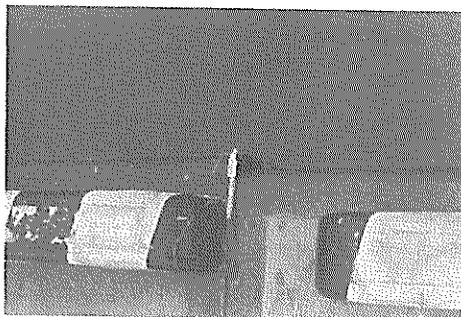


写真-3.3.16 大手ふ頭7.5m岸壁さん橋法線のほらみ出し状況

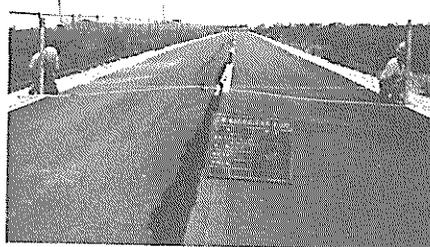


写真-3.3.18 臨港道路北一号线路面盛り上り状況

3.3.3 無被災施設

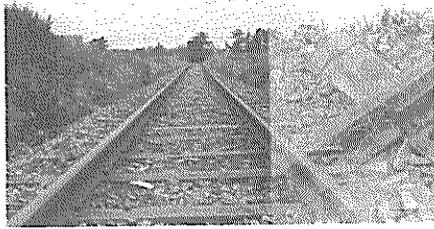
今回の地震によっても、被災の全くなかった施設も多くある。それらのうちから、被災部との比較をする上で

表-3.3.6 大手ふ頭-7.5m岸壁設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果	
	岸壁 (さん橋式)	H.W.L. $\pm 1.70\text{m}$ R.W.L. $\pm 1.30\text{m}$ L.W.L. $\pm 0.60\text{m}$		安全率 (さん橋式)
設計水深	-7.9m (余裕40cm)		断面応力	常時 $1.582\text{kg/cm}^2$ 地震時 $1.642\text{kg/cm}^2$
天端高	+3.0m			<1.950kg/cm <sup>2</sup>
上載荷重	常時 1.5t/m <sup>2</sup> 地震時 q'=1.0t/m <sup>2</sup>		支持力(安全率)	M 2.61 > 2.5 T 2.60 > 2.5
土質	-1.20m 砂質土 $\phi=30^\circ$ $\gamma=1.8\text{t/m}^3$ $\gamma'=1.0\text{t/m}^3$ -1.20m~-2.80m 粘性土 C=38+0.2Z $\gamma=1.0\text{t/m}^3$		隅部変位	0.038m
土質	-2.80m~-3.20m 砂質土 $\phi=25^\circ$ $\gamma=0.7\text{t/m}^3$ -3.20m~-4.20m 粘性土 C=1.00t/m <sup>2</sup> $\gamma=0.7\text{t/m}^3$		M:マイヤーホフ, T:テルツァギー	
露底	水平露底 $K_A=0.1$ 鉛直露底 $K_V=0.0$			
翼込材	$\phi=40^\circ$ $\gamma=1.8\text{t/m}^3$ $\gamma'=1.0\text{t/m}^3$			
設計波	波高 H=1.0m 周期 T=12			
残留水位	KP+1.30m			
仮想海底面	-1.343m			
根入計算法	フリーアースサポート法……矢板 静力学公式(マイヤーホフ, テルツァギー)後			
対象船舶	5.000 D,W,T (貨物船)			
投球速度	1.5m/s			
防舷材反力	4.81t/m <sup>2</sup> (285.12t/ブロック)			
横方向地盤反力係数	2.25kg/cm <sup>2</sup> (N=15)			
1/β	2.48m			
摩擦係数	コンクリートとコンクリート $\mu=0.5$ コンクリートとコンクリート $\mu=0.6$			

表-3.3.7 中島ふ頭-5.5m岸壁設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果					
	岸壁 (矢板式)	H.W.L. KP+1.50m		安全率				
R.W.L. KP+1.20m			矢板根入安全率	常時	地震時	損傷		
L.W.L. KP+0.60m							$S_f=1.2 \sim 1.2$	
設計水深		KP-5.50m		矢板断面応力	$2 \sim 13.24 < 2.250\text{m}^2$			
天端高		KP+3.00m		矢板クワミ量				
上載荷重		常時 q = 1.5t/m <sup>2</sup>		タイロッドの断面応力	1.583 < 1.800kg/cm <sup>2</sup>	2.204 < 2.700kg/cm <sup>2</sup>		
		地震時 q' = 1.0t/m <sup>2</sup>						
土質		+3.0m~-1.2m 細砂 $\phi=25^\circ$ $\gamma=1.8\text{t/m}^3$		控矢板長	$F_s=2.76 > 2.5$	$F_s=2.01 > 2.0$		
		+1.2m~-2.0m * $\phi=25^\circ$ $\gamma'=1.0\text{t/m}^3$			控矢板断面	9.40 < 15.20cm <sup>2</sup>		
		-2.0m~-1.20m 中細砂 $\phi=30^\circ$ $\gamma'=1.0\text{t/m}^3$				控工位假	1.310 < 15.20m <sup>2</sup>	
		-1.20m~-2.55m 粘土 C=0.05Z+2.55t/m <sup>2</sup> $\gamma'=0.59\text{t/m}^3$					l=210m	
-2.55m~-3.80m 粗砂 $\phi=30^\circ$ $\gamma'=1.0\text{t/m}^3$			円形すべり					
露底		鉛直 $K_A=0.1$		比較設計				
露底		水平						
残留水位		KP+1.20m						
仮想海底面	-1.55m							
根入計算法	フリーアースサポート							
断面計算法	仮想バリ法							
耐用年数	年							



写真一 3.3.19 臨港鉄道釜北線線路わん曲状況



写真一 3.3.20 臨港鉄道釜北線レール継手ボルト破断状況

必要と思われる施設を以下に記述する。

(1) 中島ふ頭 - 5.5 m 岸壁 (図番 1)

構造図を図一 3.3.31 に示す。この岸壁は、被害

を受けた - 1.0 m 岸壁の裏に位置し、形式は - 1.0 m 岸壁と同様の矢板控え版を用いた矢板式岸壁である。安定計算における設計条件と、計算結果を表一 3.3.7 に示す。

(2) 大手ふ頭 - 5.5 m 岸壁 (図番 2)

構造は中島ふ頭 - 5.5 m 岸壁と同じである。

(3) 日和ふ頭 - 1.0 m 岸壁 (図番 3)

構造図を図一 3.3.32 に示す。この岸壁は、被害を受けた - 9 m 岸壁の裏に位置する。構造は控え組いを用いた鋼管矢板岸壁で、控え組いはクレーンレールの基礎を兼用している。安定計算に用いた設計条件と、計算結果を表一 3.3.8 に示す。

(4) 日和ふ頭 - 4.5 m 岸壁 (図番 4)

この岸壁は、被災を受けた日和ふ頭 - 9 m 岸壁の裏に位置し、南北方向岸壁 170 m と東西方向岸壁 210 m に分かれている。構造は、被災を受けた潮見ふ頭 - 4.5 m 岸壁 (図一 3.3.20) と全く同じである。

3.4 雄勝港

3.4.1 概要

(1) 港勢

本港は雄勝湾に面し、港内は北西 4 km 余も湾入し、典型的なリアス式海岸を形成しており、水深も深く、湾曲の度合もよく入港に適している。大正年間にはしばしば軍艦等の入港もみられ大小汽船の碇泊避難に利用されていた。本港は、昭和 8 年に三陸津波、昭和 35 年 5 月にチリ津波、および昭和 43 年 5 月に十勝沖地震の津波

表一 3.3.8 日和ふ頭 - 1.0 m 岸壁設計条件および計算結果

構造形式	設計条件		計算結果			
	湖位	H. W. L. KP+170m	R. W. L. KP+130m	安全率	常時	地震時
	L. W. L. KP±0.00m		矢板埋入安全率		12>1.27	
設計水深	KP-100m		鋼管矢板断面応力		1640<1800kg/cm <sup>2</sup>	上抜
天端高	KP+30m		矢板タワミ量		1200<1800kg/cm <sup>2</sup>	下抜
土載荷重	常時 q = 1.5 t/m <sup>2</sup>		クイロッドの断面応力	1562<1800kg/cm <sup>2</sup>		
	地震時 q' = 1.0 t/m <sup>2</sup>		控	控組杭	押込 2924>1371	
土質	~+1.3m 砂質土 γ = 1.81 t/m <sup>3</sup> φ = 30°		E	控組杭	引抜 2436>926	
	+1.3~+1.30m 砂質土 γ' = 1.01 t/m <sup>3</sup> φ = 30°					
	-1.30m~-300m 粘性土 γ = 0.6 t/m <sup>3</sup> C = 10 + 0.20Z(t/m <sup>3</sup> )		沖工位置	f = 101		
	-300m~-350m 砂質土 γ' = 0.9 t/m <sup>3</sup> φ = 25°					
	-350m~-410m 粘性土 C = 100 t/m <sup>3</sup> γ' = 0.7 t/m <sup>3</sup>					
-410m以下 砂質土 φ = 35° γ' = 1.0 t/m <sup>3</sup>						
容度	鉛直 k <sub>A</sub> = 0.1		円形すべり		F <sub>s</sub> = 1.02	
	水平 k <sub>B</sub> = 0.00					
残留水位	KP+130m		比較設計			
仮想海面						
根入計算法	たわみ曲線法					
断面計算法						
耐用年数	50年					

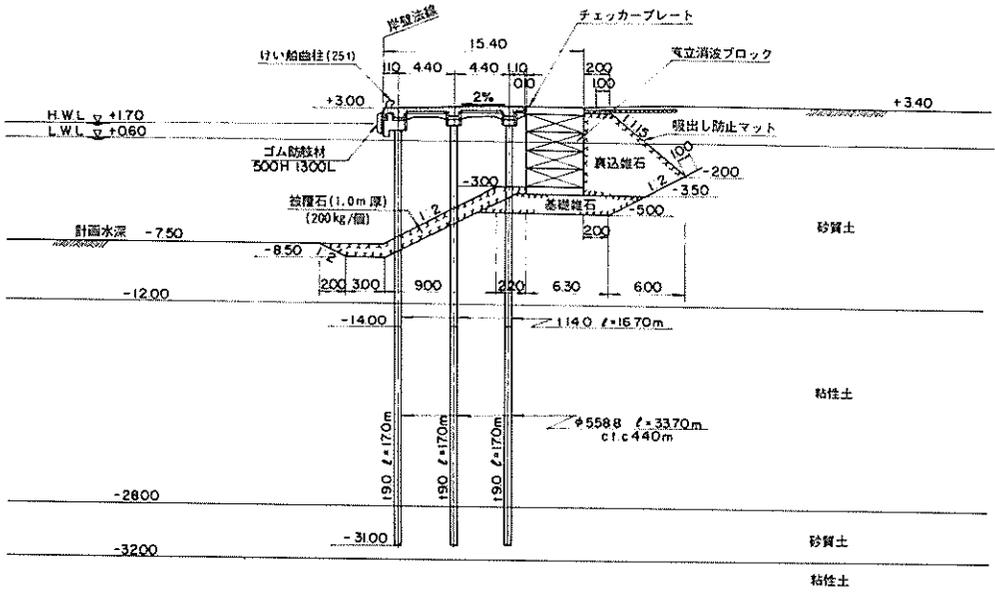


図-3.3.30 大手ふ頭-7.50m岸壁標準断面図

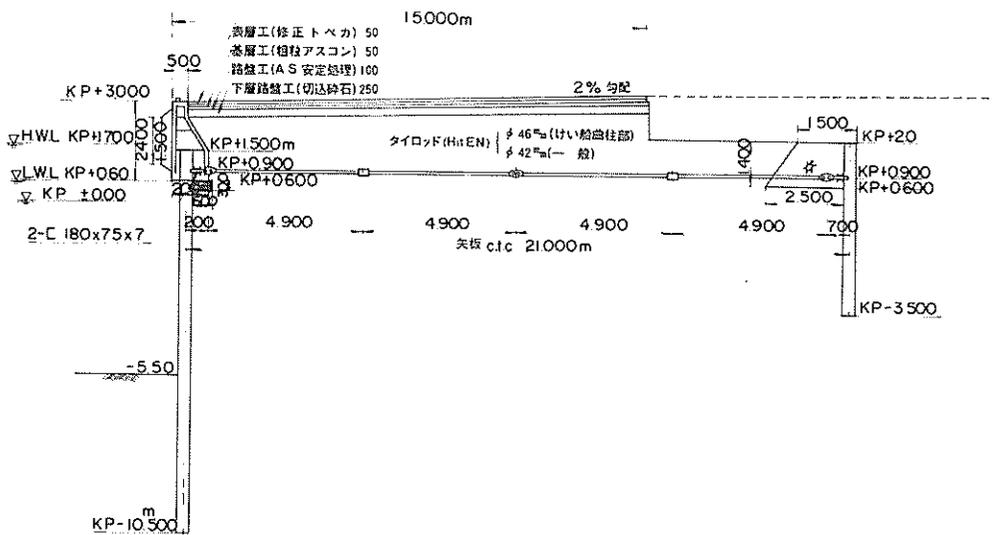
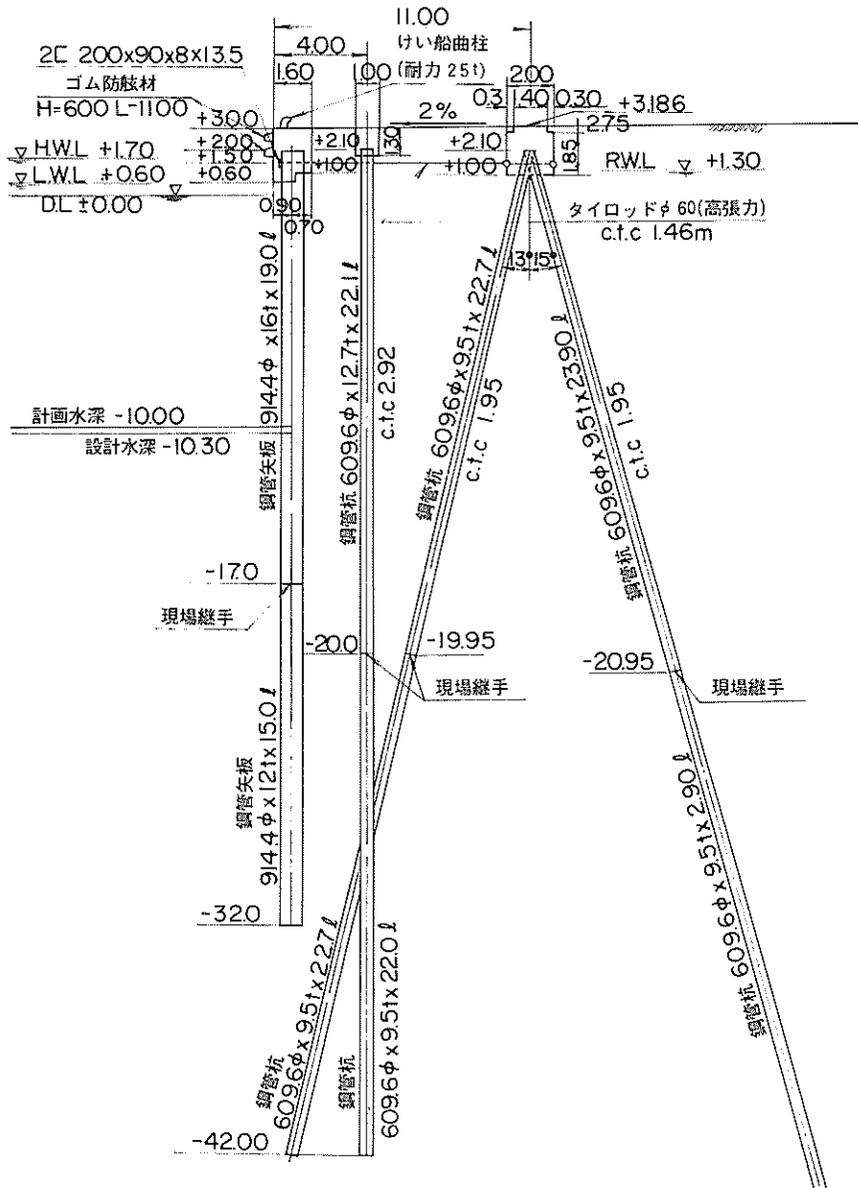


図-3.3.31 中島ふ頭-5.50m岸壁標準断面図



図一・三・三・三二 日和ふ頭-1.0.0m岸壁標準断面図

の被害を受けている。港湾区域が指定されたのは昭和26年で更に同年避難港にも指定を受けている。港湾の本格的な整備は昭和33年から船揚場、護岸、防波堤等が築造されている。港湾区域は浪板、唐桑、大浜、立浜の各地区に分けられている。

(2) 施設および被災の概要

雄勝港の平面図を図一・三・四・一に示す。また、各施設の概要を表一・三・四・一に示す。雄勝港の設計震度は

0.05、また土質は砂あるいは砂礫となっている。係船施設、防波堤の構造形式はコンクリート塊式で、被災の形態は上部工の前傾およびエプロン沈下である。防潮護岸の被災は伊勢畑護岸のみであった。本護岸は昭和52年に完成したもので、被災は胸壁背後のコンクリート水叩きの沈下であった。

3.4.2 各施設の被害状況

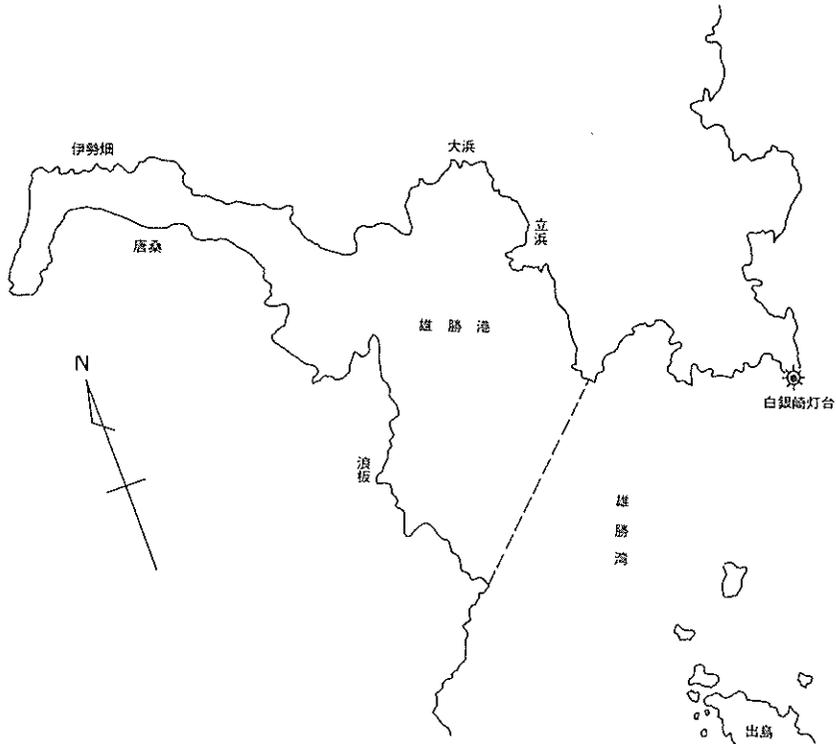
(1) 唐桑物揚場(-2.5m)

この物揚場は延長50mで昭和50年に施工されたものである。構造様式は図一3.4.2に示すようにコンクリート方塊式である。海底勾配が急でかつ深いため、コンクリート方塊は200kgf内外の捨石マウンド上に設置されている。被災は図一3.4.3に示すように上部工の前傾による上部工のはらみ出し、およびエプロンの沈下であった。上部工のはらみ出し量は15~20cm程度、またエプロンの沈下量は15~20cm程度であった。写真一3.4.1は上部工のはらみ出しおよびエプロン

との間の目地開きを示し、写真一3.4.2はエプロンが全体的に沈下している状況を示している。係船柱が上部工と分離している場合には写真一3.4.3に示すようにコンクリートエプロンは係船柱基礎コンクリートから約45°にクラックが入っている。写真一3.4.4は隅角部の上部工とエプロンとの間の目地開きおよび未舗装部の地割れを示す。

(2) 大浜防波堤

大浜地区の平面図を図一3.4.4に示す。この防波



図一3.4.1 雄勝港平面図

表一3.4.1 雄勝港港灣施設一覧表

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 (m)	天端高 DL(m)	設計波度	復旧数量	被災 程度	被災の内容
雄勝港	唐桑	物揚場(-2.5m)	50	50	コンクリート方塊式	-2.5	+2.2	0.05	60.0m	I	法線のせり出し15~20cm エプロン沈下10~15cm
	大浜	防波堤	33	32	コンクリート方塊式	-2.5	+2.3		25.1m	I	法線のせり出し8cm エプロン沈下10~15cm
		物揚場(-1.5m)	47~49	143	コンクリート方塊式	-1.5	+2.2				
立浜	防波堤	34, 45	46	コンクリート方塊式	-1.5	+2.3		32.4m	I	法線のせり出し5~7cm エプロン沈下10cm	
	物揚場(-1.5m)	14	50	コンクリート方塊式	-1.5	+2.2			I	目地開き5cm	
伊勢畑	防波護岸	52	224	コンクリート胸壁式		+3.0	0.05	158.6m	I	目地開き2cm エプロン沈下7~12cm	
浪板	防波堤	43~	56	コンクリート方塊式		+4.8					

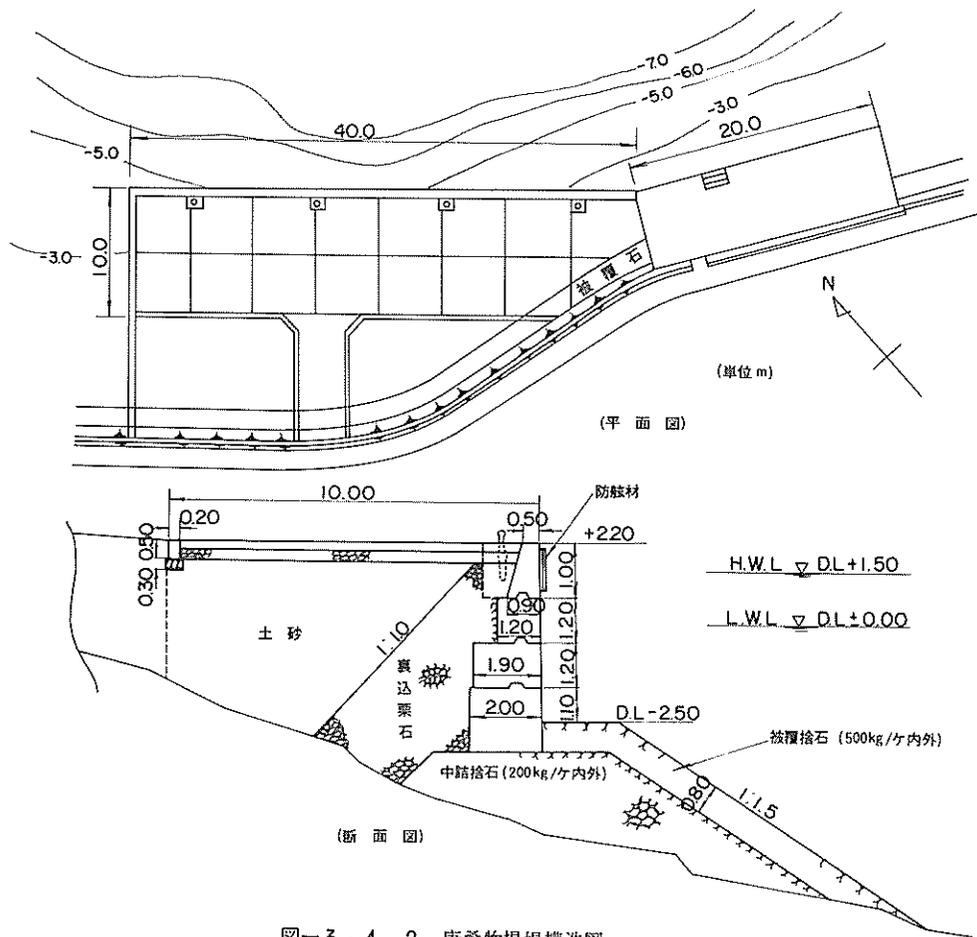


図-3.4.2 唐桑物揚場構造図

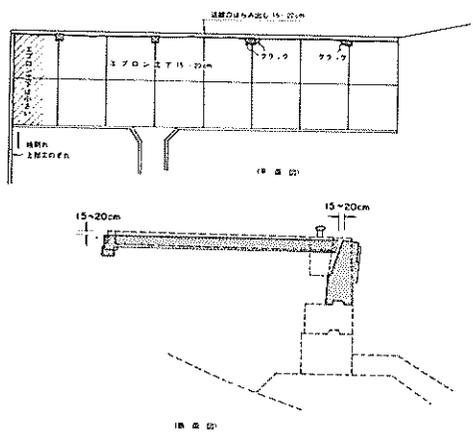


図-3.4.3 唐桑物揚場被災状況図

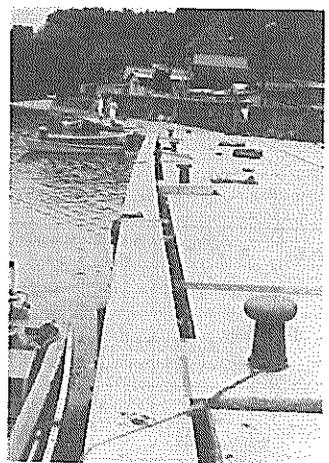


写真-3.4.1 唐桑物揚場(-1.5m)法線のはらみ出し



写真-3.4.2 唐桑物揚場(-1.5m)  
エプロンの沈下

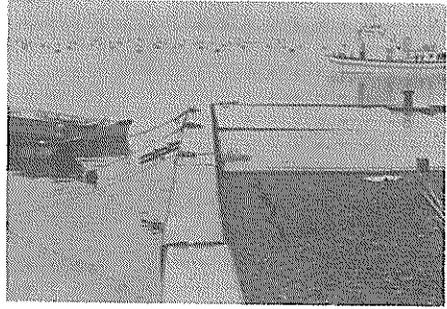


写真-3.4.4 唐桑物揚場(-1.5m)隅角部の  
せり出しと地割れ

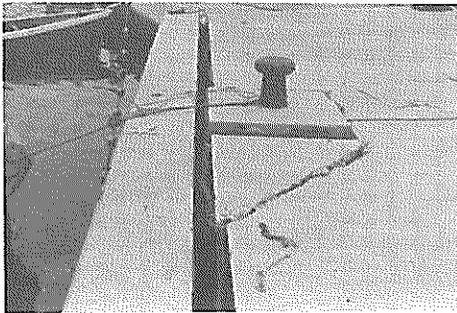


写真-3.4.3 唐桑物揚場(-1.5m)  
エプロンのクラック

塊は延長が32mで昭和33年に施工されたものである。構造様式は図-3.4.5に示すようにコンクリート方塊式でその内側に200kgf内外の捨石がなされている。被害は図-3.4.6に示すように上部工が8cm程度せり出し、コンクリートエプロンが全体に10~15cm程度沈下していた。なお、防波堤の先端隅角部上部工にクラックが発生していた。写真-3.4.5は防波堤先端から写したもので、エプロンが全体に沈下していることを示す。写真-3.4.6はエプロンの沈下、目地開きを示す。

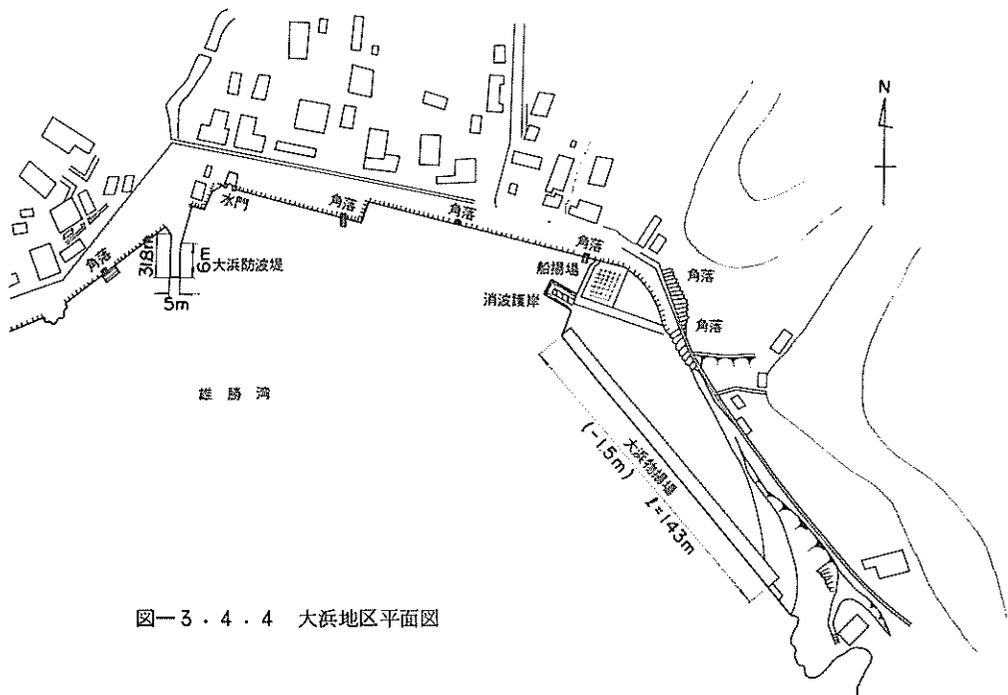
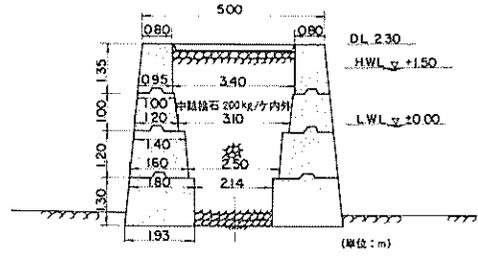


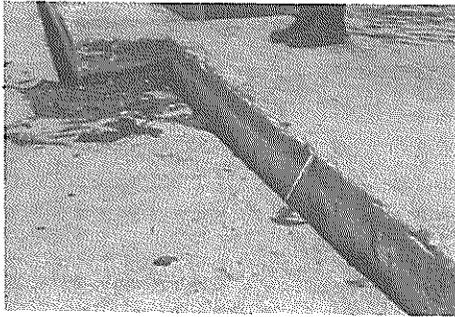
図-3.4.4 大浜地区平面図



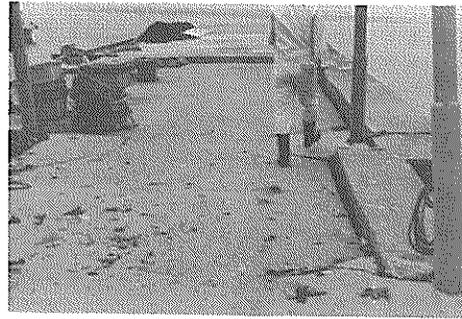
写真一三・四・五 大浜防波堤エプロンの沈下



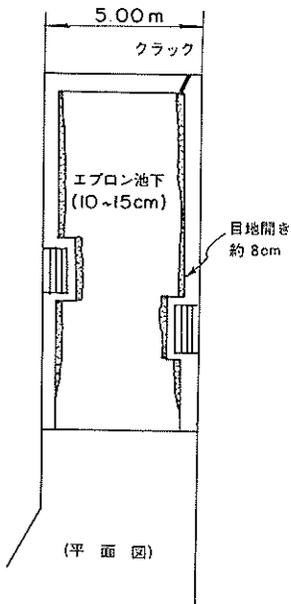
図一三・四・五 大浜防波堤標準断面図



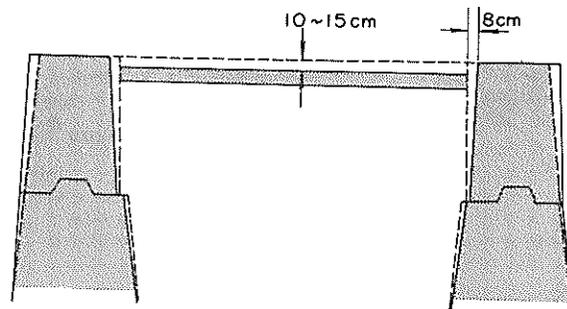
写真一三・四・六 大浜防波堤上部工とエプロンとの開きおよびエプロンの沈下



写真一三・四・七 立浜防波堤エプロンの沈下



(平面図)



(断面図)

図一三・四・六 大浜防波堤被災状況図

(3) 立浜防波堤

立浜地区の平面図を図一三・四・七に示す。この防波堤は延長が46mで昭和34年および45年に施工されたものである。34年の構造様式は図一三・四・八に示すように大浜防波堤と同じ構造様式である。昭和45年の構造様式は図一三・四・九に示す全断面コンクリート方塊式である。被害を受けたのは昭和34年施行分で被害状況は図一三・四・一〇に示すように大浜防波堤と同様にエプロンが全体に10cm程度沈下し、更に両側の上部工とエプロンとの間が5~7cm程度開いた。写真一三・四・七はエプロンの沈下、目地の開きを示す。

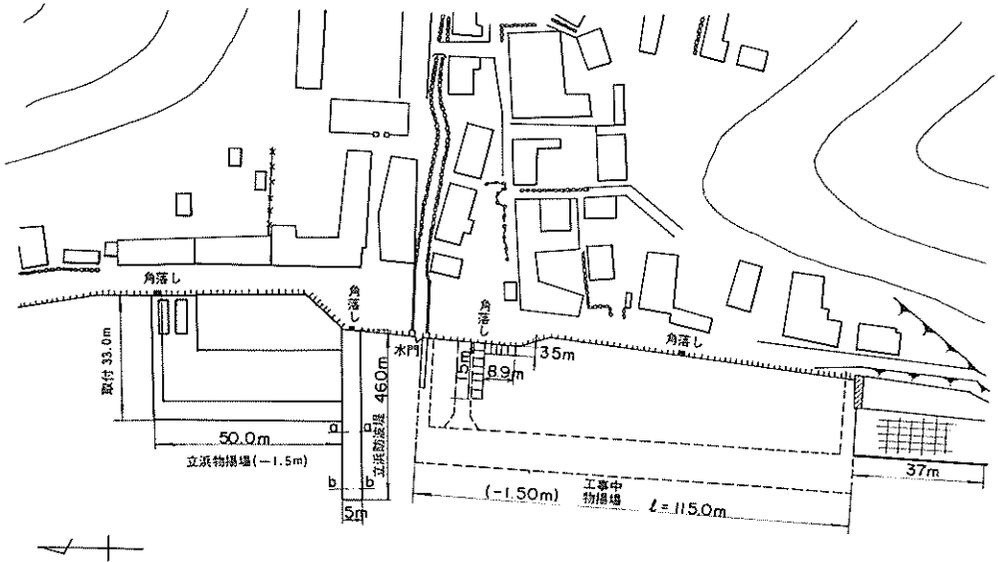
(4) 立浜物揚場(-1.5m)

この物揚場は図一三・四・七に示すように防波堤と直

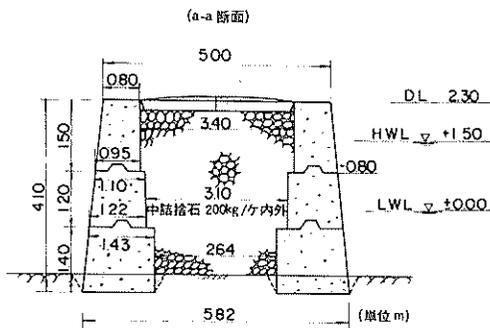
角に延長50mあり、昭和44年に施工されたものである。構造様式は図一三・四・一〇に示すようにコンクリート方塊式である。なお基礎には50~200kgfの捨石が使われている。被害は写真一三・四・八にみられるように上部工とエプロンの間の目地が5cm程度開き、法線が若干波打っていた。エプロンの沈下はみられなかった。

(5) 伊勢如防潮護岸

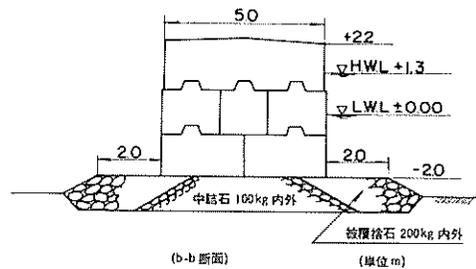
この防潮護岸は延長が224mで昭和52年に施工されたものである。構造様式は図一三・四・一二に示すように捨石マウンド、コンクリート方塊および胸壁からなっている。胸壁背後には幅2.5mのコンクリート水叩きが設けられている。被害は図一三・四・一三に示すよう



図一三・四・七 立浜地区平面図

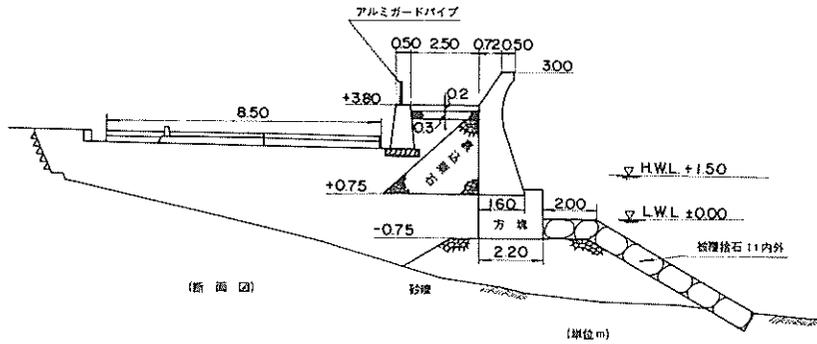
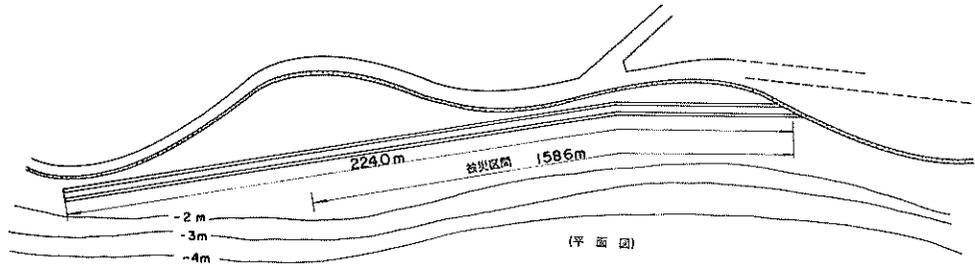


図一三・四・八 立浜防波堤標準断面図(1)

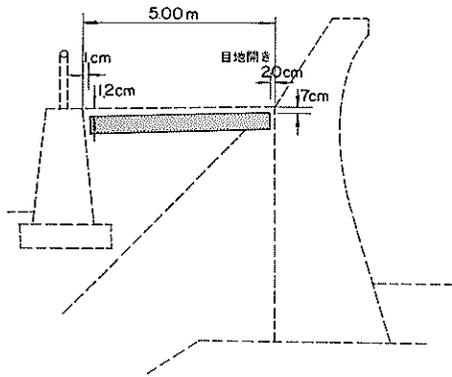


図一三・四・九 立浜防波堤標準断面図(2)

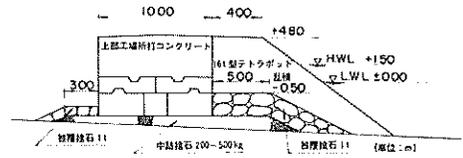




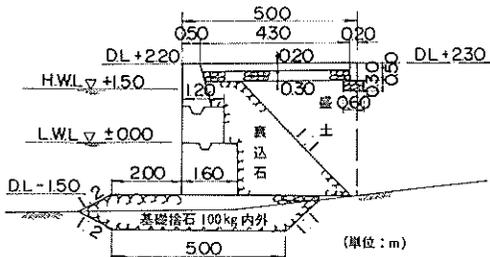
図一 3.4.12 伊勢畑護岸構造図



図一 3.4.13 伊勢畑護岸被災状況図



図一 3.4.15 浪板防波堤標準断面図



図一 3.4.14 大浜物揚場 (-1.5m) 標準断面図

### 3.5 女川港

#### 3.5.1 概要

##### (1) 港勢

本港は三面を山に囲まれ、湾外は出島をはじめとする諸島が点在し、南方に突出した牡鹿半島は天然の防波堤として機能しており、常時静穏かつ水深に富み、天然の良港となっている。本格的な港湾整備が始められたのは女川港修築計画が策定されてからで、昭和16~34年にかけて3000トン岸壁を始めとする岸壁、物揚場等が完成した。昭和37~42年にチリ津波対策事業として全延長788mの越木礁防波堤の建設が行われている。港湾施設としては-7.5m岸壁、-4.5m岸壁の係船施設の他に港湾区域内の各地区に物揚場、船揚場等がある。なお、港湾取扱貨物量は昭和51年に26万トンあり、主要取扱品目は水産品、重油、砂利、砂、石材等である。

(2) 施設

女川港の平面図を図一3.5.1に示す。また、各施設の概要を表一3.5.1に示す。今回の地震による女川港の港湾施設の被害はなかった。女川港の港湾施設の多くは石浜地区に集中している。石浜地区の係船施設の施工年度は昭和20年代が多い。また、昭和40年代の係船施設の構造様式は20年代の様式を採用している。3.5.3に石浜地区と大石原地区の無被災施設を示す。岸壁、物揚場はすべてコンクリート方塊式である。

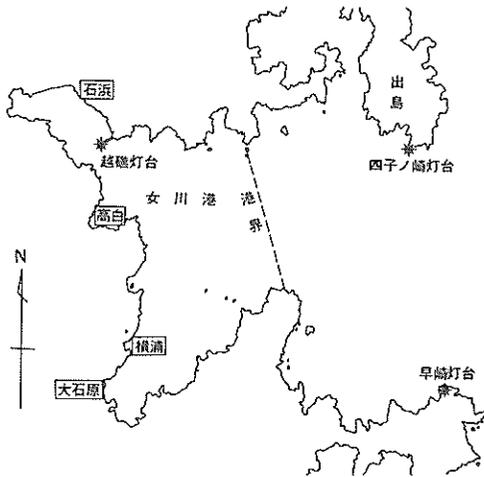
3.5.2 各施設の被害状況

女川港の港湾施設には被害は見受けられなかった。

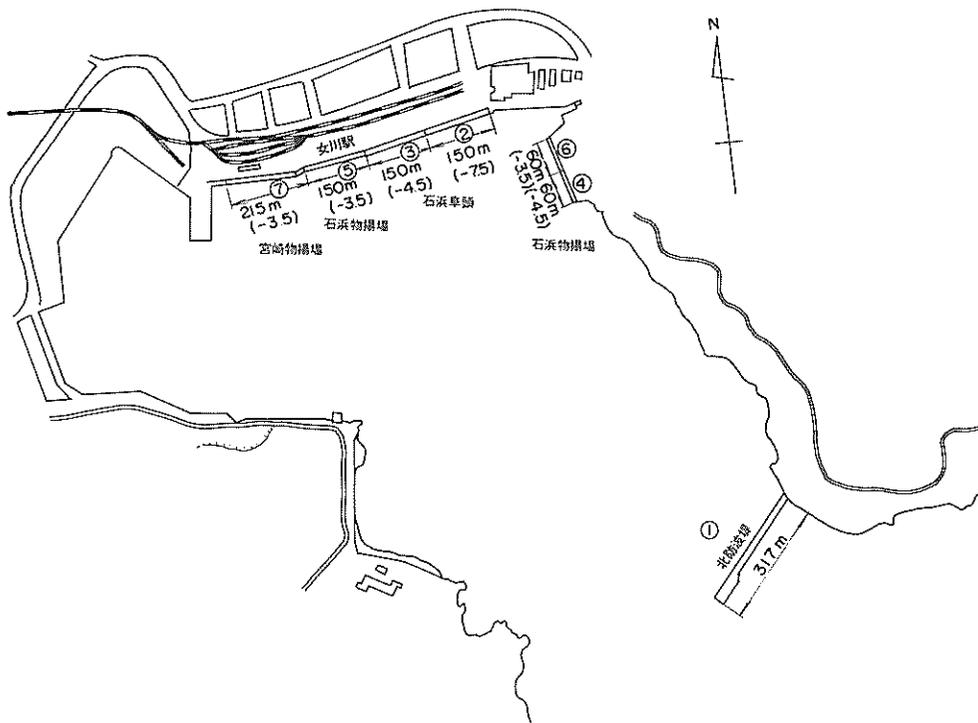
3.5.3 無被災施設

(1) 石浜地区

石浜地区の平面図を図一3.5.2に示す。なお図中の①～⑦は施設番号を示す。水深16mにおける防波堤①の標準断面図を図一3.5.3に示す。-7.5m岸



図一3.5.1 女川港平面図



図一3.5.2 石浜地区平面図

壁②の標準断面図を図一3.5.4に示す。-4.5m岸壁③④の標準断面図を図一3.5.5に示す。-3.5m物揚場⑤⑥⑦の標準断面図を図一3.5.6に示す。

(2) 大石原地区

大石原地区の平面図を図一3.5.7に示す。防波堤の標準断面図を図一3.5.8に示す。-1.5m物揚場

の標準断面図を図-3.5.9に示す。この物揚場は雄勝港大浜地区、荻浜港（小積，荻浜地区）の物揚場（1.5m）方塊より幅が1段目で20cm，2段目，上部

工で10cm広がっている。なお，基礎捨石の大きさは20kgf内外と被害を受けた小積地区物揚場と同じである。

表-3.5.1 女川港港灣施設一覧表

港名	地区名	施設名	施行年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 (m)	天端高 DL(m)	設計震度	復旧数値	被災 程度	被災の内容
女川港	石浜地区	北防波堤 ①	36~41	317	ケーソン		+5.3				
		岸壁(-7.5m)②	25~28	150	コンクリート方塊式	-7.5	+2.7				
		岸壁(-4.5m)③	19~25	150	コンクリート方塊式	-4.5	+2.8				
		岸壁(-4.5m)④	46	60	コンクリート方塊式	-4.5	+2.8				
		物揚場(-3.5m)⑤	23~24	150	コンクリート方塊式	-3.5	+2.0				
		物揚場(-3.5m)⑥	42	60	コンクリート方塊式	-3.5	+2.0				
		物揚場(-3.5m)⑦	22~23	215	コンクリート方塊式	-3.5	+2.0				
大石原		防波堤	51~	75	コンクリート方塊式		+2.4				
		物揚場(-1.5m)	49~50	60	コンクリート方塊式	-1.5	+2.2	0.05			

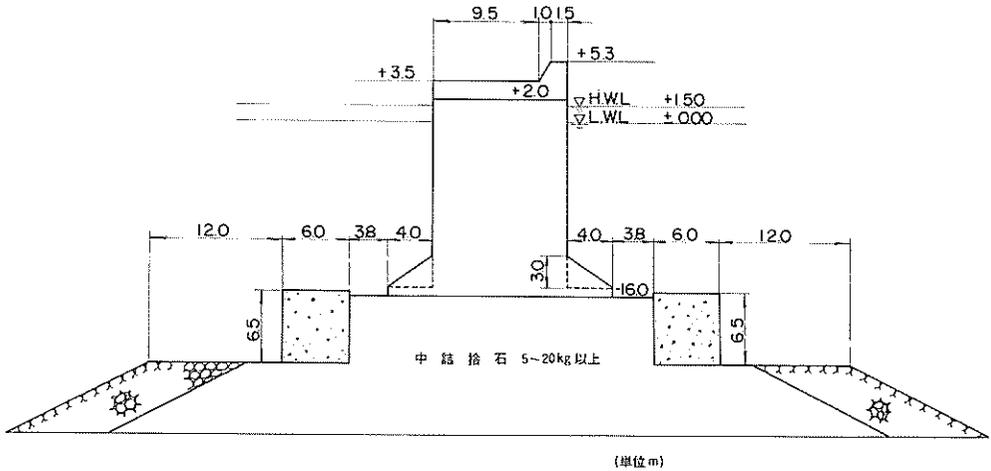


図-3.5.3 北防波堤標準断面図①

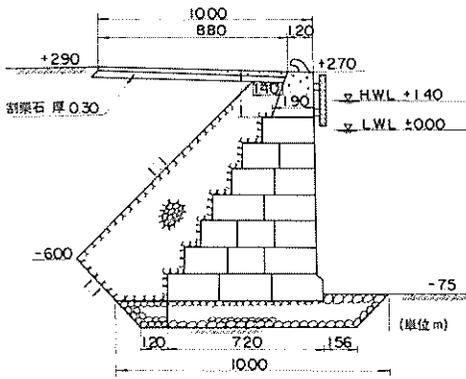


図-3.5.4 -7.5m岸壁標準断面図②

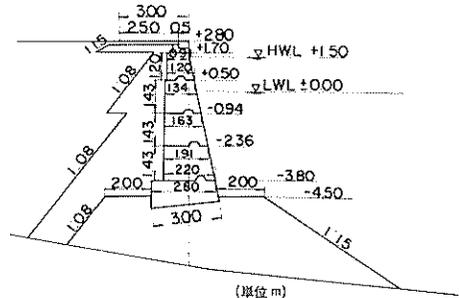
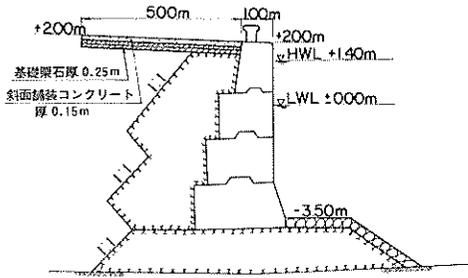
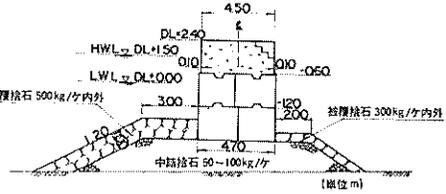


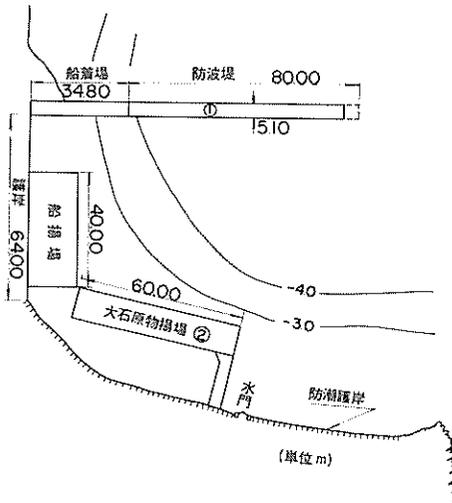
図-3.5.5 -4.5m岸壁標準断面図④



図一 3.5.6 - 3.5m物揚場標準断面図⑤⑥⑦



図一 3.5.8 大石原防波堤標準断面図



図一 3.5.7 大石原地区平面図

### 3.6 荻浜港

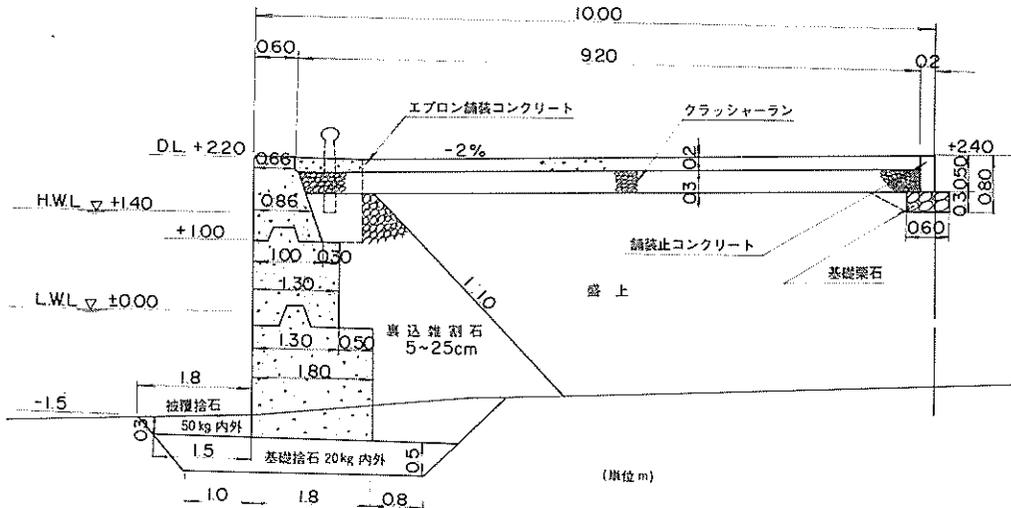
#### 3.6.1 概要

##### (1) 港勢

本港は牡鹿半島南西部の海岸のほぼ中央部にある、北、南、東の三方は山岳が重疊しているため港内は常時平穏であり、また水深にも富んでいる。明治年間には海運業の発達、東北地方に鉄道がなかったこと、捕鯨基地建設により活気を呈していたが、大正以後は鉄道の発達、欧州大戦、捕鯨基地の撤退等により昔日の漁村に帰った。しかし、第2次大戦後は、種かきの輸出、浅海漁業の振興に伴い活気を取りもどしている。なお、本港は係船施設が極度に不備のため昭和33年度から局部改良工事を開始し、防波堤、物揚場等の整備を始めている。

##### (2) 施設および被害の概要

荻浜港の平面図を図一3.6.1に示す。また、各施設の概要を表一3.6.1に示す。荻浜港の設計震度は



図一 3.5.9 大石原物揚場(-1.5m)標準断面図

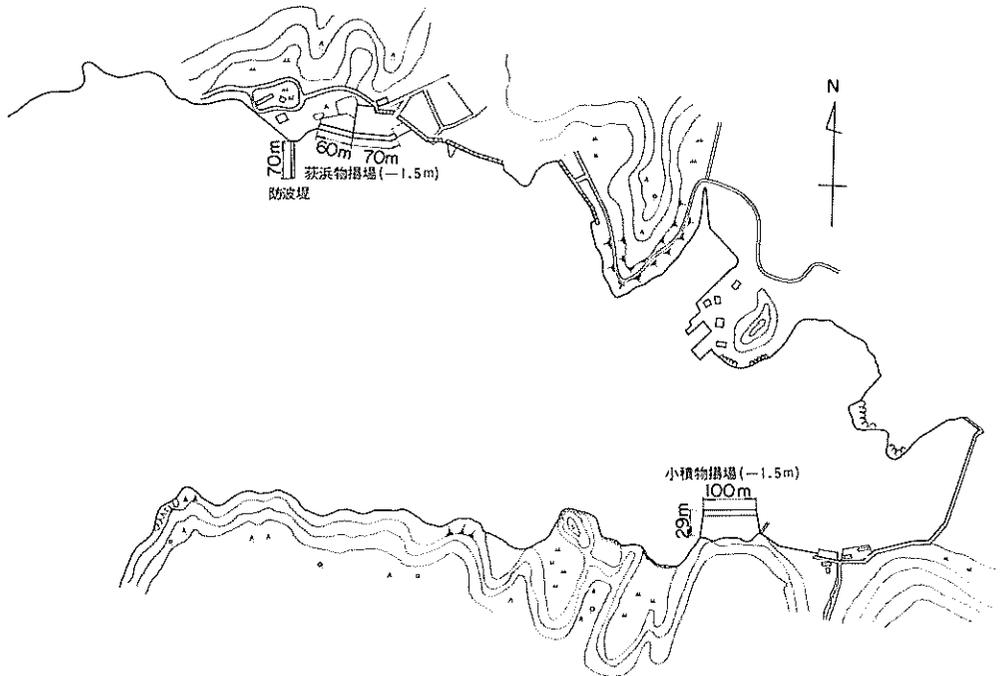


図-3.6.1 荻浜港平面図

表-3.6.1 荻浜港港湾施設一覧表

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 (m)	天端高 DL(m)	設計震度	復旧数値	被災程度	被災の内容
荻浜港	小積	物揚場(-1.5m)	51~52	50	コンクリート方塊式	-1.5	+2.2	0.05	60m	I	法線の前傾、はらみ出し10cm
				50	矢板式	-1.5	+2.2	0.05			
荻浜		物揚場(-1.5m)	35 46~47	130	コンクリート方塊式	-1.5	+2.2	0.05			

0.05である。小積地区の土質は砂で一部に岩が露出している。荻浜地区の土質も砂であるが防波堤の基礎部に砂質シルトの層がある。被害を受けた施設は小積地区のコンクリート方塊式の物揚場(-1.5m)の上部工の前傾であった。その他に荻浜地区に施工中のコンクリート方塊式の物揚場(-1.5m)(天端より約50cm下まで埋立完了)の上部工の前傾があった。

3.6.2 各施設の被災状況

(1) 小積物揚場(-1.5m)(重力式)

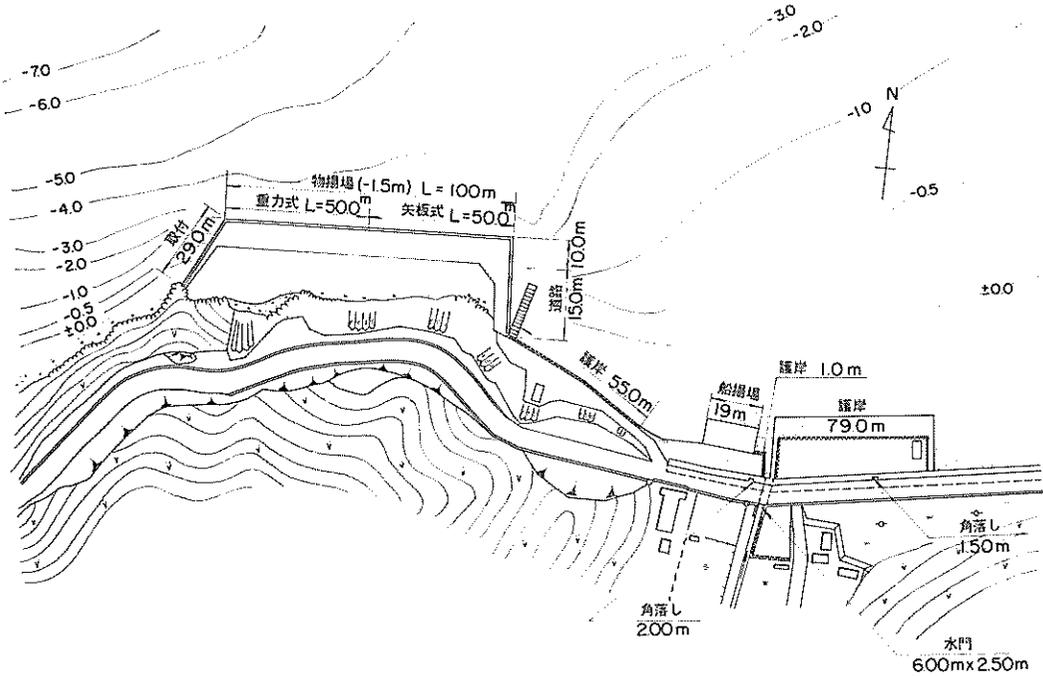
小積地区の平面図を図-3.6.2に示す。この物揚場は延長約100mで昭和51~52年に施工されたものである。構造様式は物揚場の西側50mが図-3.6.3に示すようにコンクリート方塊式、東側50mが図-3.6.4に示すように矢板式である。地震が発生した

時エプロン上にはカキ殻が約1.5mの高さに積上げられていた。被害を受けたのはコンクリート方塊式物揚場のみであり、その被災状況は図-3.6.5に示すように上部工の前傾による法線の10cm程度のはらみ出しである。なお、エプロンの沈下はみられなかった。写真-3.6.1は無被災の矢板式物揚場からみた法線のはらみ出し、上部工とエプロンとの間の目地開き、およびカキ殻を示す。写真-3.6.2は上部工の前傾を示すものである。

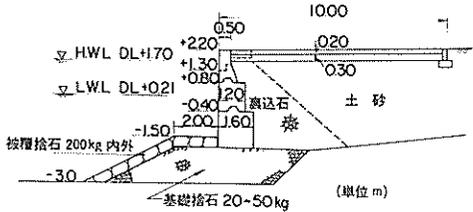
3.6.3 無被災施設

(1) 小積物揚場(-1.5m)(矢板式)

この物揚場の東側50mは図-3.6.4に示すように矢板式で無被災であった。基礎地盤はN値5程度の砂層が-7.0mまで続き、それ以深はN値10以上の砂

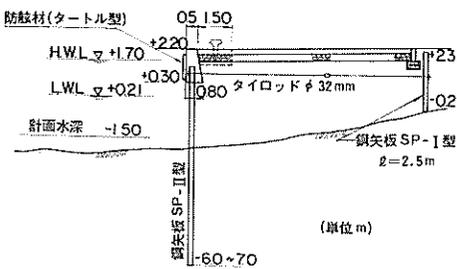


図一 3.6.2 小積地区平面図

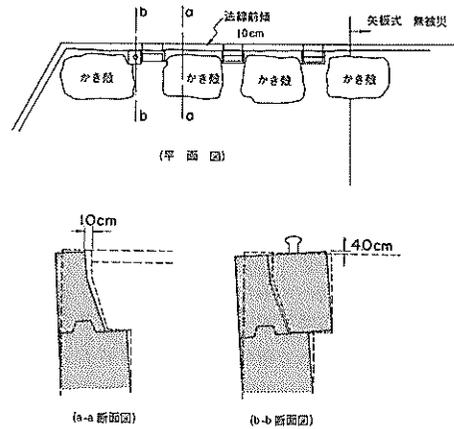


図一 3.6.3 小積物揚場標準断面図(動力式)

この物揚場は昭和35年および47年に施工されたものである。標準断面図を図一3.6.6に示す。コンクリート方塊式の構造様式はコンクリート方塊式で、被害を受けた小積物揚場と同じものであるが、基礎捨石の形状が異なり、かつ捨石の大きさが100kgf内外と小積物揚場の20~50kgfに比較して大きい。捨石の大きさは図一3.4.14に示した無被災の雄勝港大浜物揚場と同じである。



図一 3.6.4 小積物揚場標準断面図(矢板式)



図一 3.6.5 小積物揚場被災状況図

層となっている。控え工には控え版を用いている。

(2) 荻浜地区物揚場 (-1.5 m)

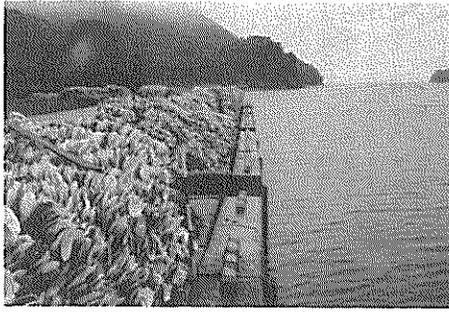


写真-3.6.1 小積物揚場(-1.5m)上部工のせり出しとかき殻

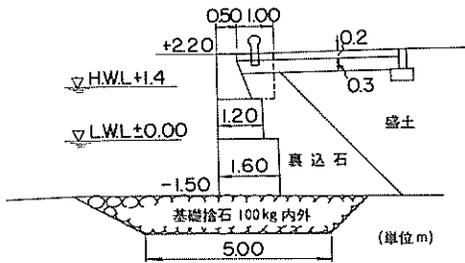


図-3.6.6 荻浜物揚場(-1.5m)断面図

### (3) 荻浜防波堤

この防波堤は昭和42~50年に施工されたもので標準断面図を図-3.6.7に示す。



写真-3.6.2 小積物揚場(-1.5m)上部工の前傾

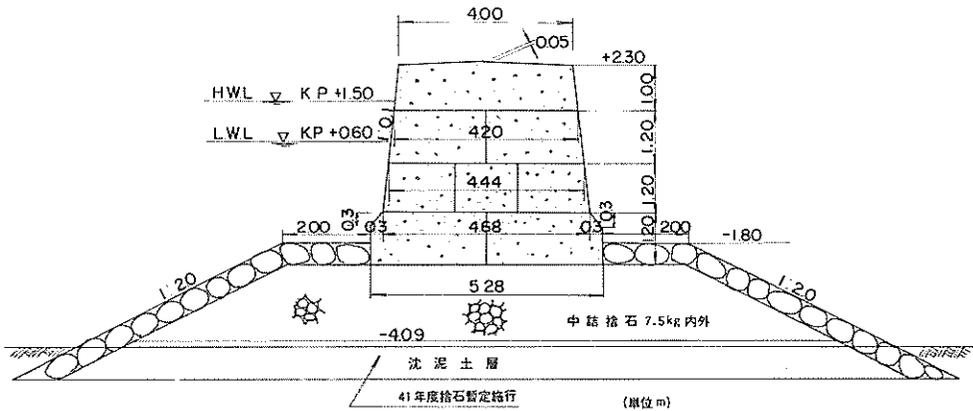


図-3.6.7 荻浜防波堤標準断面図

## 3.7 金華山港

### 3.7.1 概要

#### (1) 港勢

本港は牡鹿半島から800mの海峡を隔てて位置する金華山島の唯一の港である。金華山島は東北三霊山の一つの黄金山神社への参詣者、更に山頂からの太平洋の雄

大な景色をみる観光者も多く、昭和51年度には24万人の人が島を訪れている。金華山船着場を中心とする港湾施設の築造は大正14年に始まり、昭和5年頃からは物揚場の築造、防波堤の嵩上げ延長、昭和11年には小規模ながら船付さん橋が完成している。戦後は増加する観光客、参詣者の輸送を円滑にするため、防波堤の高

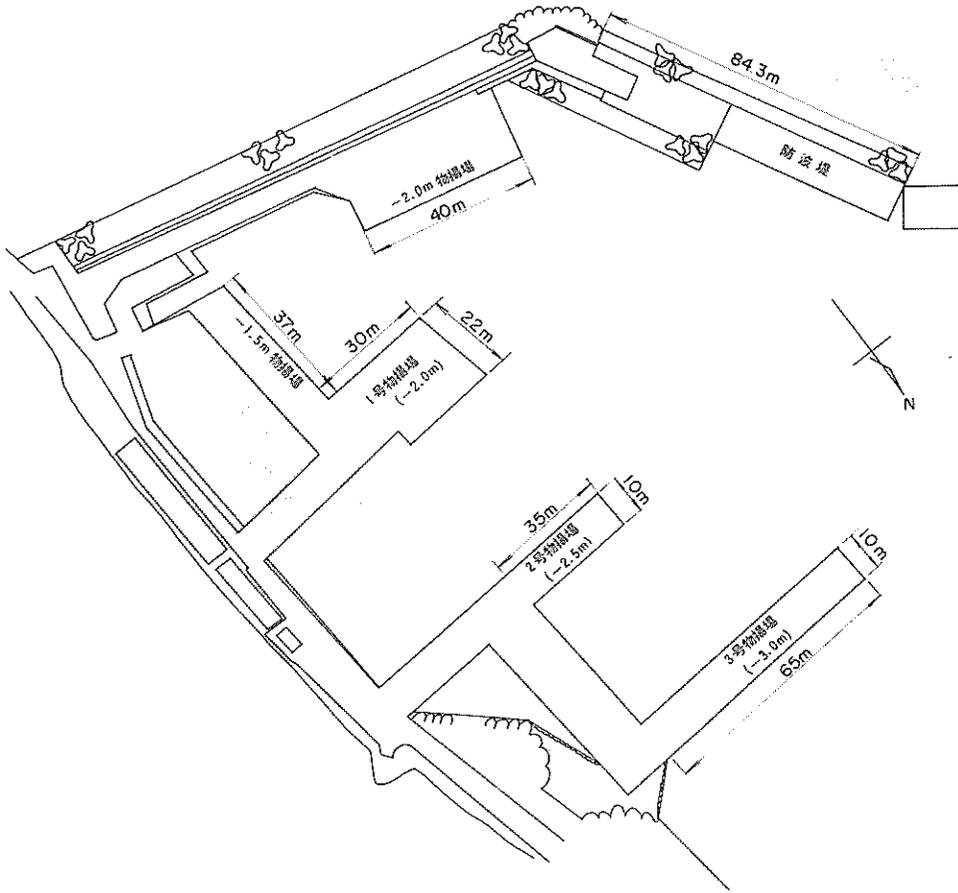


図-3.7.1 金華山港平面図

表-3.7.1 金華山港港務施設一覧表

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 (m)	天端高 DL(m)	設計震度	復旧数量	被災 程度	被災の内容
金華山港	金華山	物揚場(-2.0m)	40~41	40	コンクリート方塊式	-2.0	+2.5		38.68m	1	隅角上部工の前傾による目地 開き10~20cm
		物揚場(-1.5m)	49	50	コンクリート方塊式	-1.5	+2.3	0.05			
		1号物揚場(-2.0m)	35~36	122	コンクリート方塊式	-2.0	+2.3		122 m	1	エプロンのクラック
		2号物揚場(-2.5m)	36~47	35	コンクリート方塊式	-2.5	+2.5		5.85m	1	隅角上部工の前傾
		3号物揚場(-3.0m)	48	65	コンクリート方塊式	-3.0	+2.5		4.2 m	1	隅角上部工の前傾

上げ、船着場の拡張が行われている。

(2) 施設および被災の概要

金華山港の平面図を図-3.7.1に示す。また、各施設の概要を表-3.7.1に示す。金華山の設計震度は0.05である。係船施設の構造様式はすべてコンクリート方塊式である。被害は2号、3号物揚場および-2.0

m物揚場の隅角上部工の前傾およびエプロンの沈下、その他に1号物揚場のエプロンクラックであった。

3.7.2 各施設の被害状況

(1) -2.0m物揚場

この物揚場は延長が40mで昭和40~41年に施工されたものである。構造様式は図-3.7.2に示すよ

うにコンクリート方塊式である。被災は図-3.7.3に示すように隅角部の上部工の前傾とコンクリート舗装エプロンの沈下、クラックである。前傾による上部工とエプロンとの間の目地開きは約8 cm, また隣接上部工との間の目地開きは10~20 cm程度であった。更に隅

角部エプロンには上部工, 裏込材の移動に伴って発生した半円状のクラックが発生している。またエプロン全体に目地開き, クラックが見られた。写真-3.7.1~3は上部工の前傾, 目地開き, エプロンの沈下を示すものである。

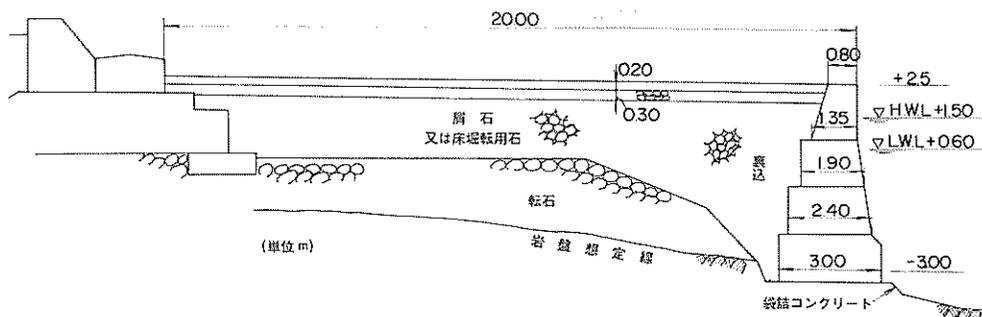


図-3.7.2 - 2.0m物揚場標準断面図

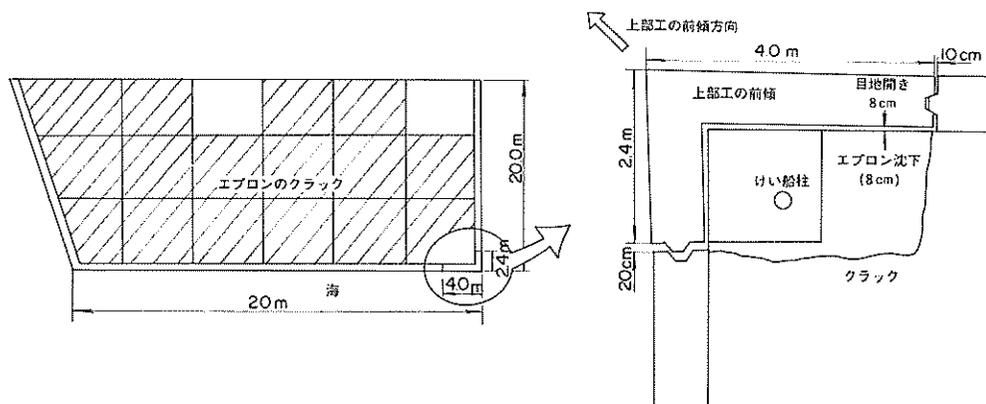


図-3.7.3 - 2.0m物揚場被災状況図

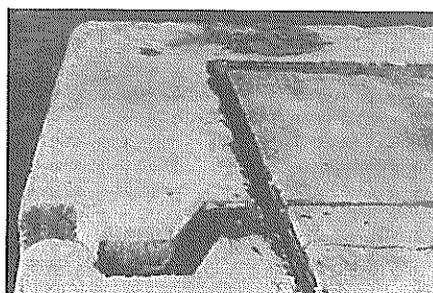


写真-3.7.1 - 2.0m物揚場上部工の目地開きとエプロンの目地開き

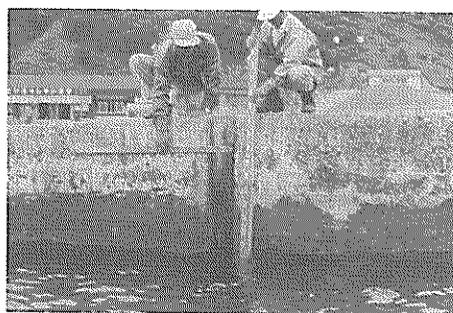


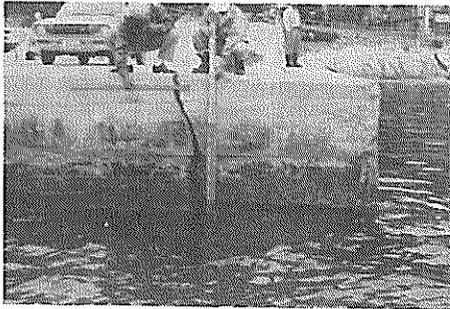
写真-3.7.2 - 2.0m物揚場上部工の前傾



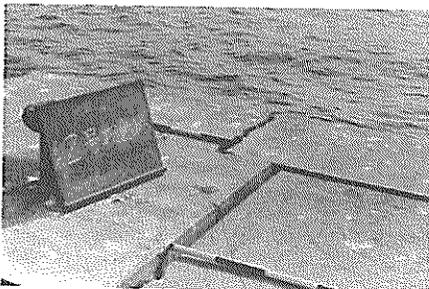
写真一3.7.3 - 2.0m物揚場エプロンのクラック

(2) 2号物揚場(-2.5m)

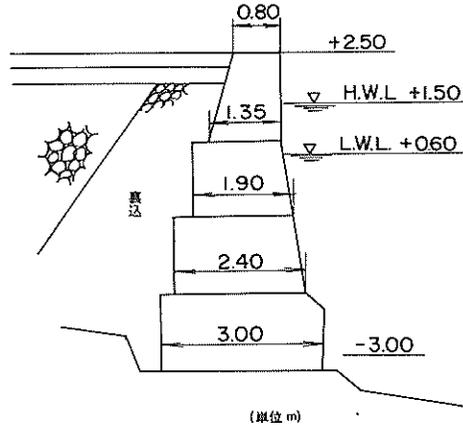
この突堤式物揚場は幅10m,長さ35mで昭和46~47年に施工されたものである。構造様式は図一3.7.4に示すようにコンクリート方塊式である。被災は図一3.7.5に示すように隅角部上部工の前傾による上部工コンクリートのクラックおよび隅角部付近のコンクリート舗装エプロンの沈下,クラックである。上部工コンクリートのクラックの幅は5cm程度であった。写真一3.7.4は海上からみた上部工コンクリートのクラック,写真一3.7.5は上部工コンクリートのクラックおよびエプロンの沈下を示したものである。



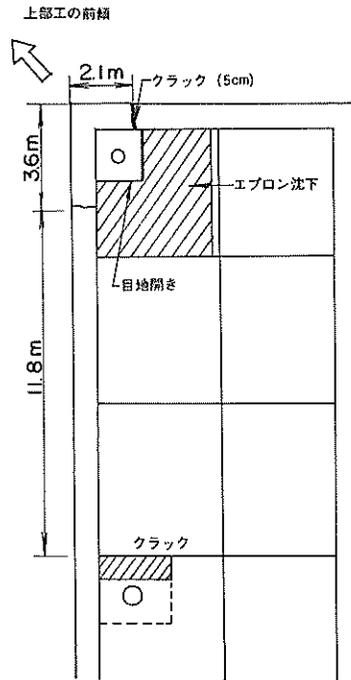
写真一3.7.4 2号物揚場(-2.5m)上部工のクラック



写真一3.7.5 2号物揚場(-2.5m)上部工のクラックとエプロン沈下



図一3.7.4 2号物揚場標準断面図

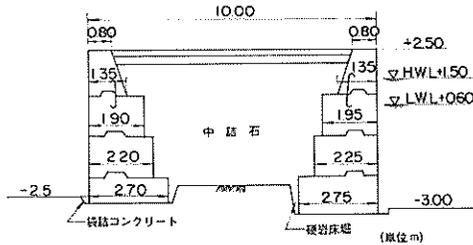


図一3.7.5 2号物揚場被災状況図

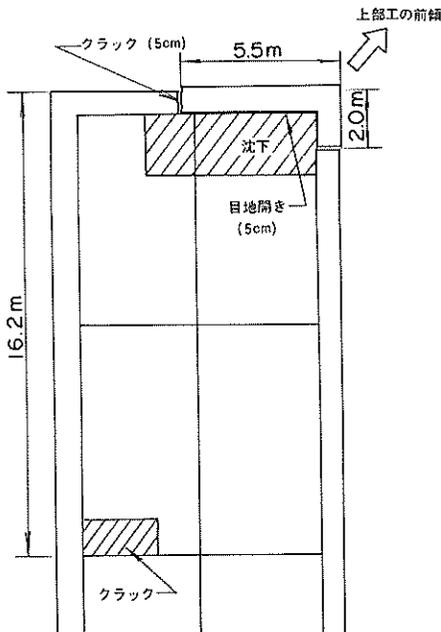
(3) 3号物揚場(-3.0m)

この突堤式物揚場は幅10m,長さ65mで昭和48年に施工されたものである。構造様式は図一3.7.6に示すように2号物揚場と同じ重力式である。被災状況も図一3.7.7に示すように2号物揚場と同様に隅角部(北側)の上部工の前傾による上部工コンクリートのクラックおよび隅角部付近のコンクリート舗装のエプロン

ンの沈下である。上部工の前傾による上部工のクラックおよび上部工とエプロンの目地の開き量は各々約5.0cm程度であった。写真一3.7.6は海上からみた突堤先端の上部工のクラックである。写真一3.7.7は上部工の前傾およびエプロンとの間の目地の開きを示したものである。



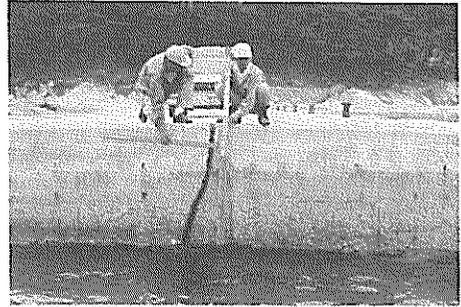
図一3.7.6 3号物揚場(-3.0m)上部工のクラック



図一3.7.7 3号物揚場(-3.0m)上部工のせり出しとエプロンとの目地開き

#### (4) 1号物揚場(-2.0m)

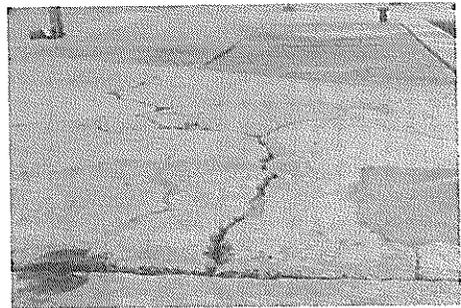
この突堤式物揚場は幅21.7m、長さ122mで昭和36~37年に施工されたものである。構造様式は図一3.7.8に示すように他の突堤式物揚場と同じ型式である。被災は図一3.7.9に示す範囲のエプロンのク



写真一3.7.6 3号物揚場標準断面図



写真一3.7.7 3号物揚場被災状況図



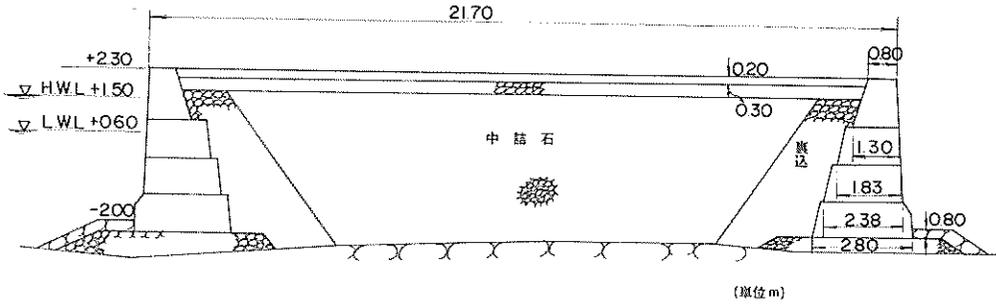
写真一3.7.8 1号物揚場(-2.0m)エプロンのクラック

ラックと上部工のクラックである。写真一3.7.8はエプロンのクラック、写真一3.7.9は上部工のクラックを示すものである。

#### 3.7.3 無被災施設

##### (1) -1.5m物揚場

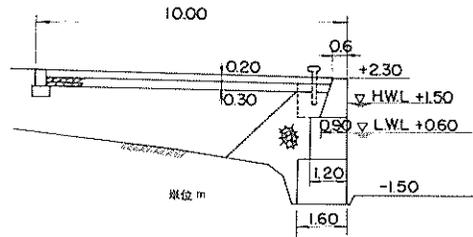
この物揚場は昭和49年に施工されたもので、構造様式は図一3.7.10に示すようにコンクリート方塊式である。



図一3.7.8 1号物揚場標準断面図



写真一3.7.9 1号物揚場(-2.0m)上部工のクラック



図一3.7.10 -1.5m物揚場標準断面図

### 3.8 松島港

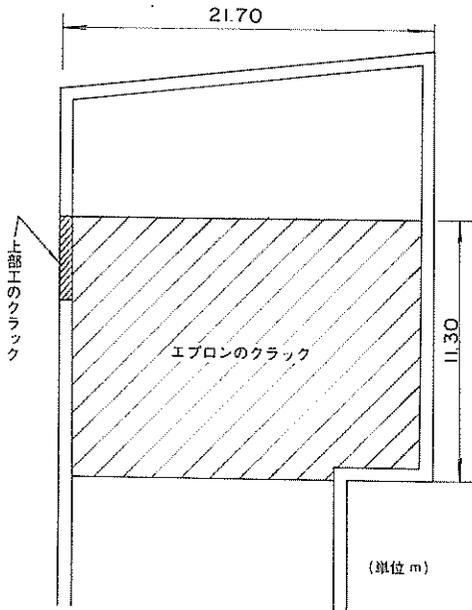
#### 3.8.1 概要

##### (1) 港勢

松島は日本三景のひとつとして知られている。本港は明治初期までは米、その他貨物の集散地として利用されていたが交通機関が発達するにつれ、専ら観光港としてのみ利用されるようになった。昭和26年港湾区域の指定を受け、泊地、航路の浚渫およびヨットハーバの整備、昭和33年からはさん橋の延長工事、泊地の整備が行われ、現在までに観光さん橋83mをはじめ、観光および漁船対策のための施設が整備されている。昭和51年の松島港の乗降人員は約72万人に達している。

##### (2) 施設および被災の概要

松島港の平面図を図一3.8.1に示す。また、各施設の概要を表一3.8.1に示す。松島港の設計震度は観光さん橋の自立矢板式区間で0.05、鋼管杭式区間で0.1となっている。土質は-6.4mまでが粘土、-8.8mまでが砂質土、-11.7mまでがN値36程度の風化岩、それ以深は凝灰岩が続いている。被害は松島海岸さん橋(観光さん橋)の自立矢板の前傾によるエプロンの沈下、五大堂前の松島突堤物揚場の上部工の移動、エプロンの沈下、更に海岸前高潮遡岸の水叩きの沈下であった。



図一3.7.9 1号物揚場被災状況図

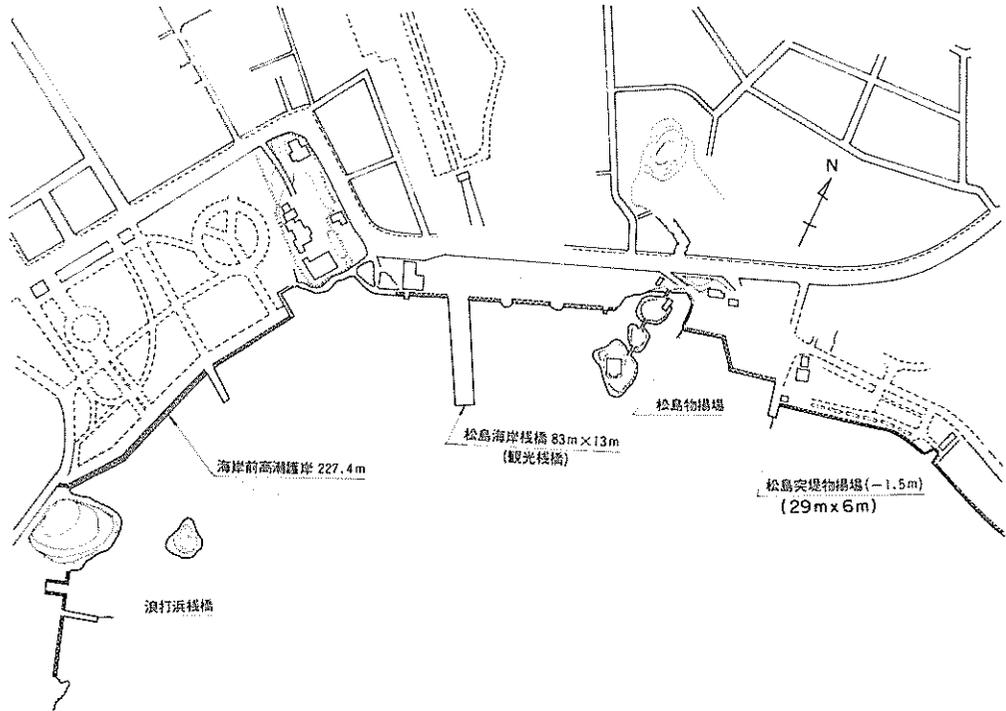


図-3・8・1 松島港平面図

表-3・8・1 松島港港湾施設一覧表

港名	地区名	施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 (m)	天端高 DL(m)	設計傾度	復旧数量	被災 程度	被災の内容
松島港	海岸前	松島海岸棧橋	43~51	166	自立矢板式、棧橋式	-1.2~3.0	+2.2				
		(観光棧橋)	43~44	66	自立矢板式	-1.2	+2.2	0.05	3.335m	II	法線のはらみ出し2.2cm エプロンの沈下4.0cm
		内訳	44~45	50	棧橋式	-2.5	+2.2	0.1			
			51	50	棧橋式	-3.0	+2.2	0.1			
	五大堂前	松島突堤物揚場		44	コンクリート方塊式 L型	-1.5	+2.0		29.0 m	I	エプロンの沈下
	海岸前	海岸前高潮護岸	49~52	227	鋼管矢板式	-1.5	+3.0	0.05	215.42m	I	水叩の沈下

### 3・8・2 各施設の被害状況

#### (1) 観光さん橋(自立矢板式)

この突堤式さん橋は図-3・8・2に示すように幅が13.3m、延長が83mのさん橋である。このさん橋の築造工事経過をみると図-3・8・3に示すように第1期工事として昭和33年から34年にかけて幅8.3mのさん橋(取付部から盛土工、ケーソン式、鋼管ぐい式となっている)が整備されている。また43年から45年にかけて幅を13.3mに拡幅する第2期工事が行われている。まず、盛土工およびケーソン式さん橋の拡幅工事は在来さん橋から2.5mの位置に鋼管矢板を打込んで自立矢板式さん橋にしている。鋼管ぐい式さん橋は同型式

により拡幅している。更に51年には鋼管ぐい式によるさん橋の延長工事が行われている。各区間の標準断面図を図-3・8・4、5に示す。今回、被害を受けたのは取付部から約33mの自立矢板式の区間である。被災状況は図-3・8・6に示すように自立矢板の前傾による法線のはらみ出し、およびその背後の裏込材の沈下に伴うエプロンの沈下である。矢板頂部の最大変位は約22cm、エプロンの沈下は最大40cm程度であった。なお、旧突堤(幅8.3m)部分のエプロン沈下等はなかった。写真-3・8・1は被害を受けなかった鋼ぐい式さん橋からみた被害状況である。写真-3・8・2は法線のはらみ出し、上部工の前傾を示し、更には旧突堤部分

の無被災がわかる。写真-3.8.3はエプロンの沈下を示すものである。

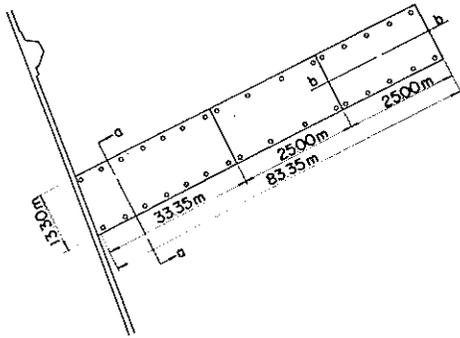


図-3.8.2 観光さん橋平面図

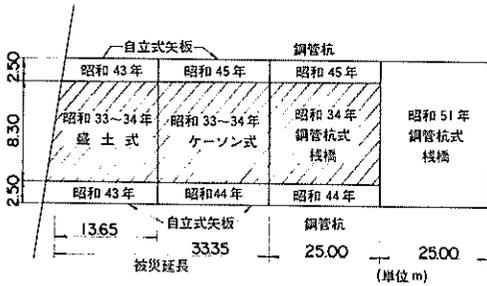


図-3.8.3 観光さん橋工事経過

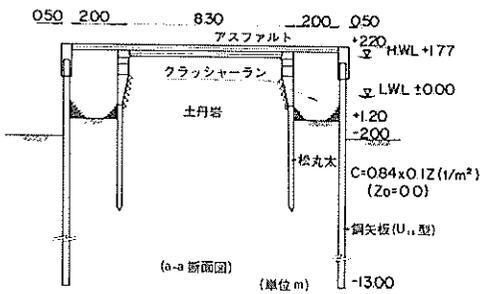


図-3.8.4 観光さん橋標準断面図

(2) 松島突堤物揚場 (-1.5 m)

この突堤物揚場は幅が 6.0 m, 延長が 29.0 m である。構造様式は図-3.8.7 に示すようにコンクリート方塊および L 型ブロックによる重力式となっている。基礎地盤が突堤の左右で変化しているため、左右のブロックの型式、大きさが異っている。被災状況は上部工の移動およびエプロンの沈下である。上部工とエプロンの

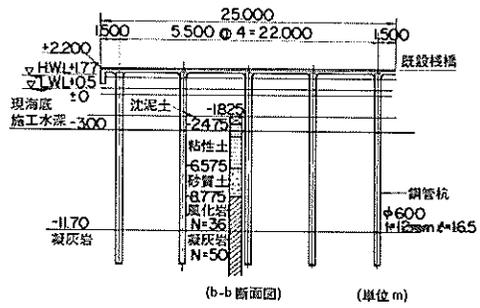


図-3.8.5 観光さん橋標準断面図



写真-3.8.1 観光さん橋 (-1.2 m) 隣接鋼くさん橋からのぞむ



写真-3.8.2 観光さん橋 (-1.2 m) 法線のはらみ出し



写真-3.8.3 観光さん橋 (-1.2 m) エプロンの沈下

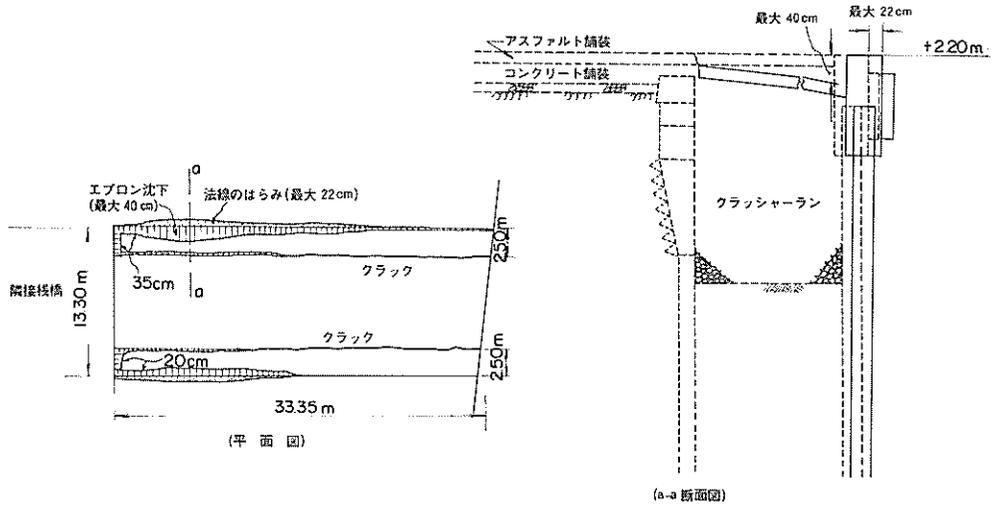


図-3.8.6 観光さん橋被災状況図

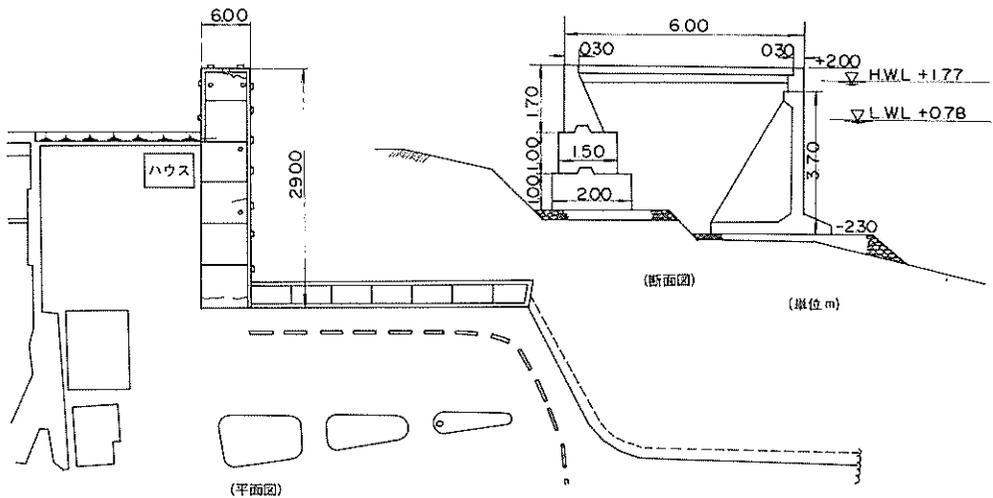


図-3.8.7 五大堂前松島突堤さん橋構造図

間の目地開きは 5 cm 程度、沈下は 3~5 cm 程度であった。写真-3.8.4 は物揚場全景とエプロンの沈下、写真-3.8.5 はエプロンの沈下と上部工の移動を示す。

(3) 海岸前高潮護岸

この護岸は延長 227.4 m で昭和 49~52 年に施工されたものである。標準断面図を図-3.8.8 に示す。被災は幅 1.2 m のコンクリート水叩きの海側が全延長に亘って 3~5 cm 程度沈下した。写真-3.8.6 は水叩きの沈下を示す。

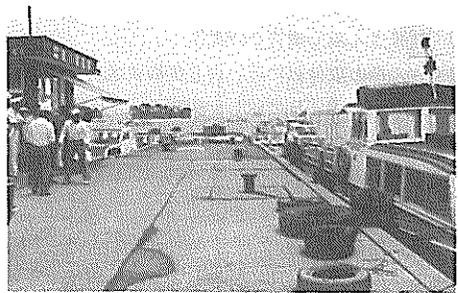
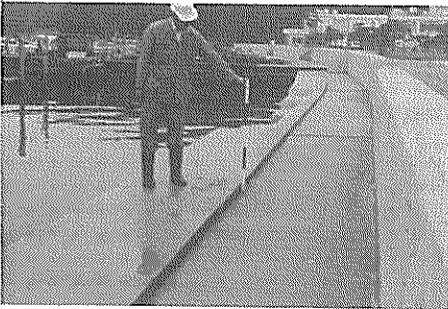


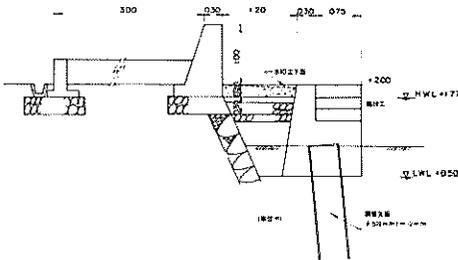
写真-3.8.4 松島突堤物揚場 (-1.5 m) 取付部からのぞむ



写真一 3.8.5 松島突堤物揚場 (-1.5m)  
エプロンの沈下と目地の開き



写真一 3.8.6 海岸前高潮護岸水叩きの沈下



図一 3.8.8 海岸前高潮護岸標準断面図

### 3.8.3 無被災施設

#### (1) 観光さん橋(鋼管ぐい式)

観光さん橋の取付部に近い自立矢板式区間は被害を受けたが、図一 3.8.5 に示した鋼管ぐい式区間 50m には被害はみられなかった。

## 3.9 相馬港

### 3.9.1 概要

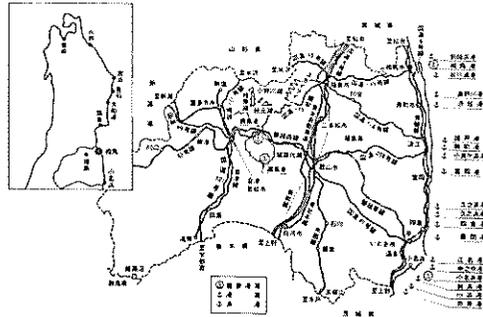
#### (1) 港勢

相馬港は福島県の北部に位置しており、国道 6 号線および国鉄常磐線東方 5 km の地点にあり、北方へ約 8 km で宮城県と接する。(図一 3.9.1 参照)

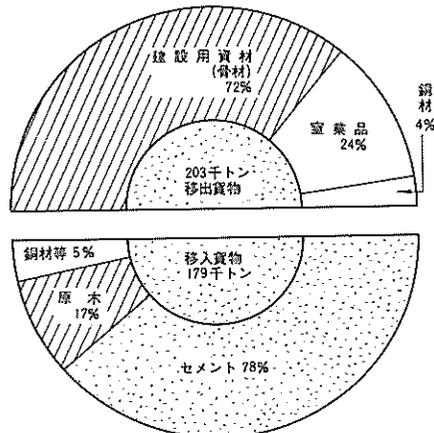
相馬港の属する相馬地域は山形、宮城の両県に近接しており、相馬郡、双葉郡地方の中心地であった。しかし、産業の集積が乏しいため、生産力、所得水準などが低く、県外就労も多く、人口も流出傾向になった。

昭和 35 年相馬港が地方港湾の指定を受けてから、臨海性という優れた立地条件に加え、労働力の供給、製品市場の近接性など企業立地の優位性を最大限に利用するため、昭和 39 年、低開発地域工業地区、昭和 48 年、農林工業導入地区などに指定され、49 年には相馬港が重要港湾に指定された。

昭和 52 年の取扱い貨物量は、移出 20.3 万トン、移入 17.9 万トンで、それぞれの移出入は、図一 3.9.2 に示す。



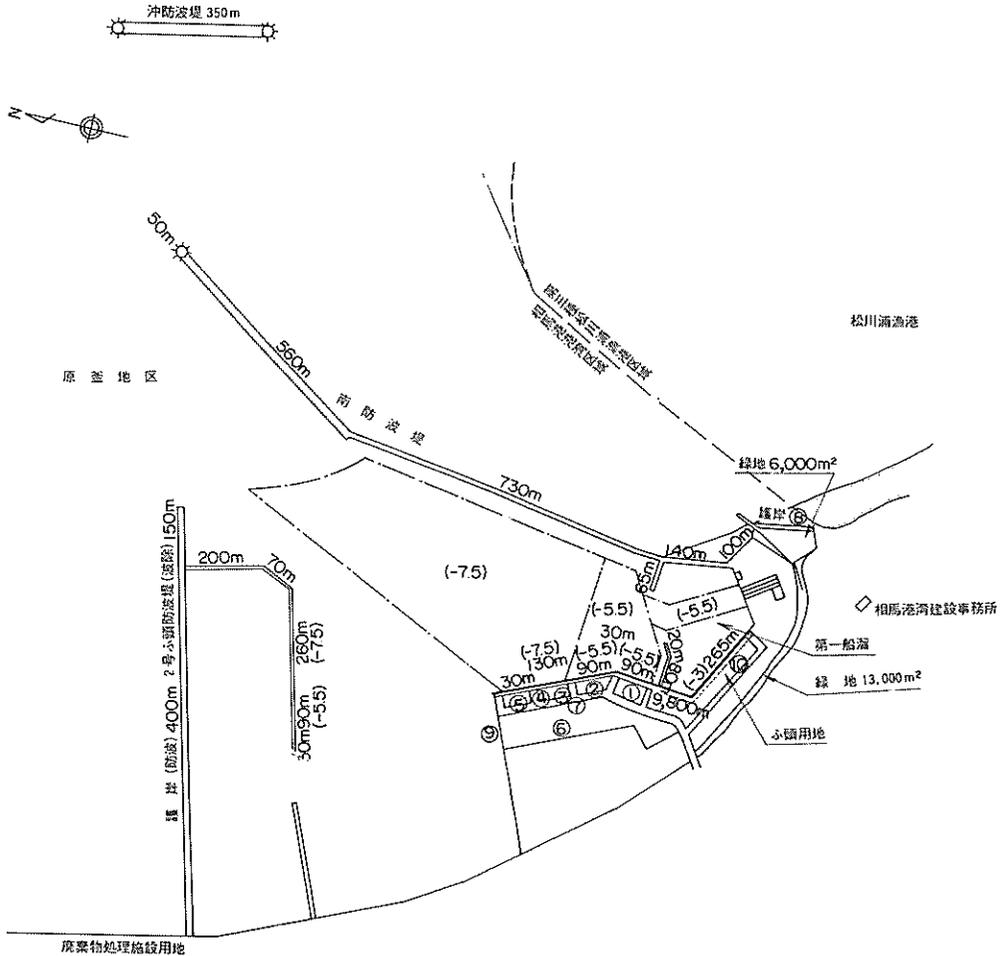
図一 3.9.1 相馬港の位置図



図一 3.9.2 相馬港海上出入貨物品目別内訳  
— 昭和 52 年 —

#### (2) 築造の経過

相馬港の平面図を図一 3.9.3 に示す。図一 3.9.4 には、被災を受けた施設およびその近傍の施設の築造年度を示す。



図一三・九・三 相馬港平面図

### (3) 被災の概要

今回被害を受けた施設の一覧表を表一三・九・一に示す。また、図一三・九・五には、今回被災を受けた-5.5m岸壁、-7.5m岸壁及びそれらの背後の野積場の被災状況を示す。図中、○印は目地の開きを示しており、▷印は頂部の方向に段差を示している。これらの印の中の数字はその大きさ(単位; cm)を表わす。●印は舗装のコアの採取位置であり、その下の(内の数字は上層コンクリートと路盤の間隙を示す。▨部は沈下箇所を示し、〰部は亀裂が入った箇所を示す。■部はエプロンの被災箇所を示す。

一部の海岸護岸を除いて、ほとんどの被災箇所は昭和44年度以降に埋立した場所に集中しており、それ以前の施設には被害が見られない。

被災状況は、岸壁上部工とエプロン舗装との目地の開

きは少量であるが、ほぼ全域に生じ、エプロン舗装は、所々、亀裂、沈下、盛り上がりなどが見られる。被災の特に激しかったのは、岸壁のすぐ背後の野積場であり、矢板式の控え工上の舗装はほとんどすべて控え工上に沿って少し盛り上がりクラックが走っている。

そのほか、かなりの部分に沈下、目地のずれ等が見られる。道路を挟んで陸側にある野積場は、所々沈下、目地のずれが生じている程度である。道路は、車道部の沈下、法線の曲り、歩道部、側溝部の沈下が見られる。

このほか被災のあった海岸護岸は、階段式護岸であるが、亀裂及び沈下が見られる。

### (4) 土質

被害のあった岸壁法線に沿ったボーリング結果を、図一三・九・六、七に示す。

図一三・九・七によると、No. 4を除いて基岩が現わ

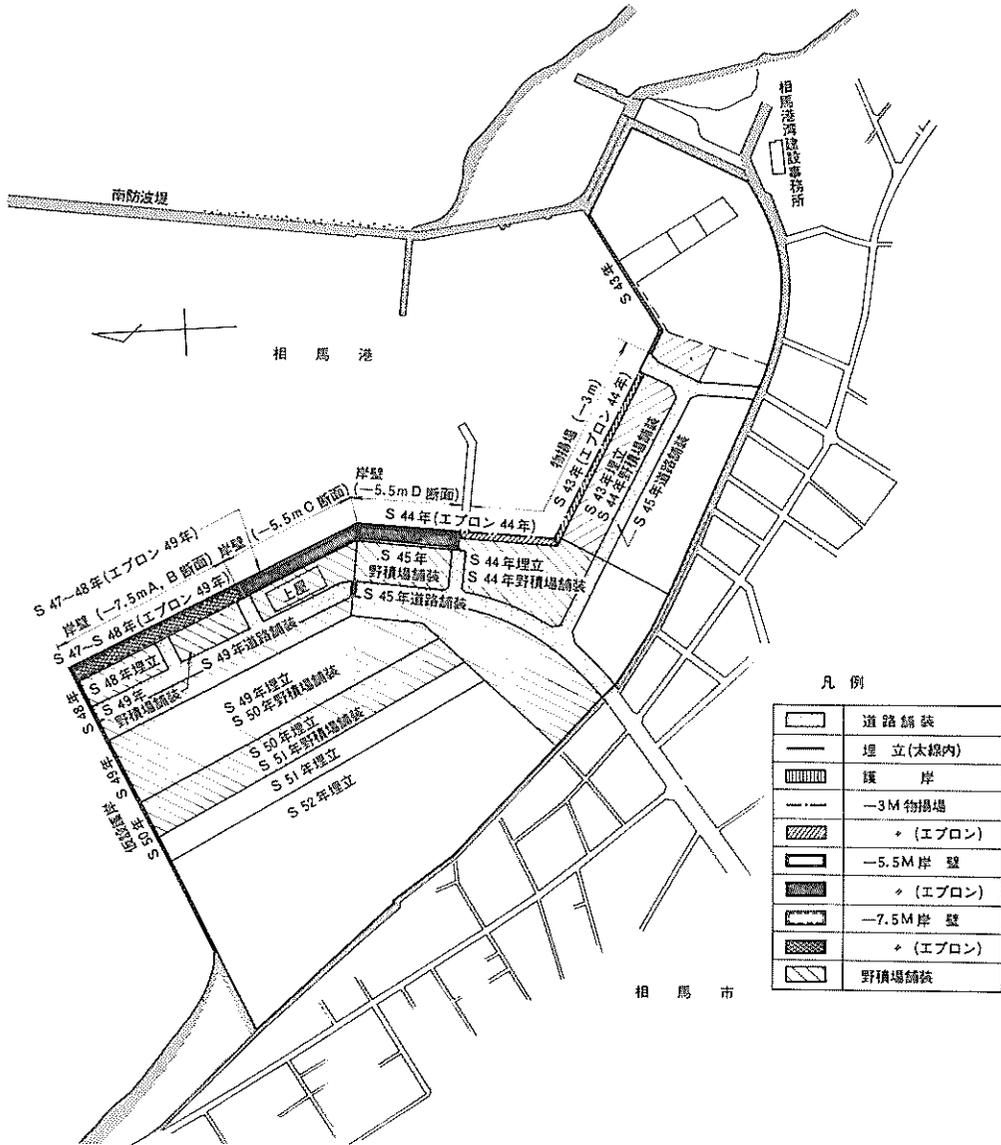


図-3.9.4 各施設の施工年度

れており、No. 2でピーク(-13.0m)となる凸形をしている。この基岩の上には薄く風化砂が堆積しており、基岩の両側の低い部分には、シルトもしくは砂混りシルトが-13.0m位にまで堆積している。この層はNo. 2では現われておらず、このシルト層の上に、シルト混り砂が層厚2.0mで堆積しており、表層は、砂もしくは、礫混り砂となっている。

(5) その他

図-3.9.6には、地震時における岸壁背後のエプ

ロン及び野積場における載荷状況を示す。これによると、エプロン上には、載荷はなく、岸壁のすぐ背後の野積場には、一部分鋼管が積まれているだけであるが、道路を挟んだ野積場には、ほぼ全域にわたり、木材が積まれていた。

そのほか、被災時には、係留船舶はなかった。

### 3.9.2 各施設の被災状況

- (1) -5.5m岸壁(D断面)およびその背後の野積場(図番①)

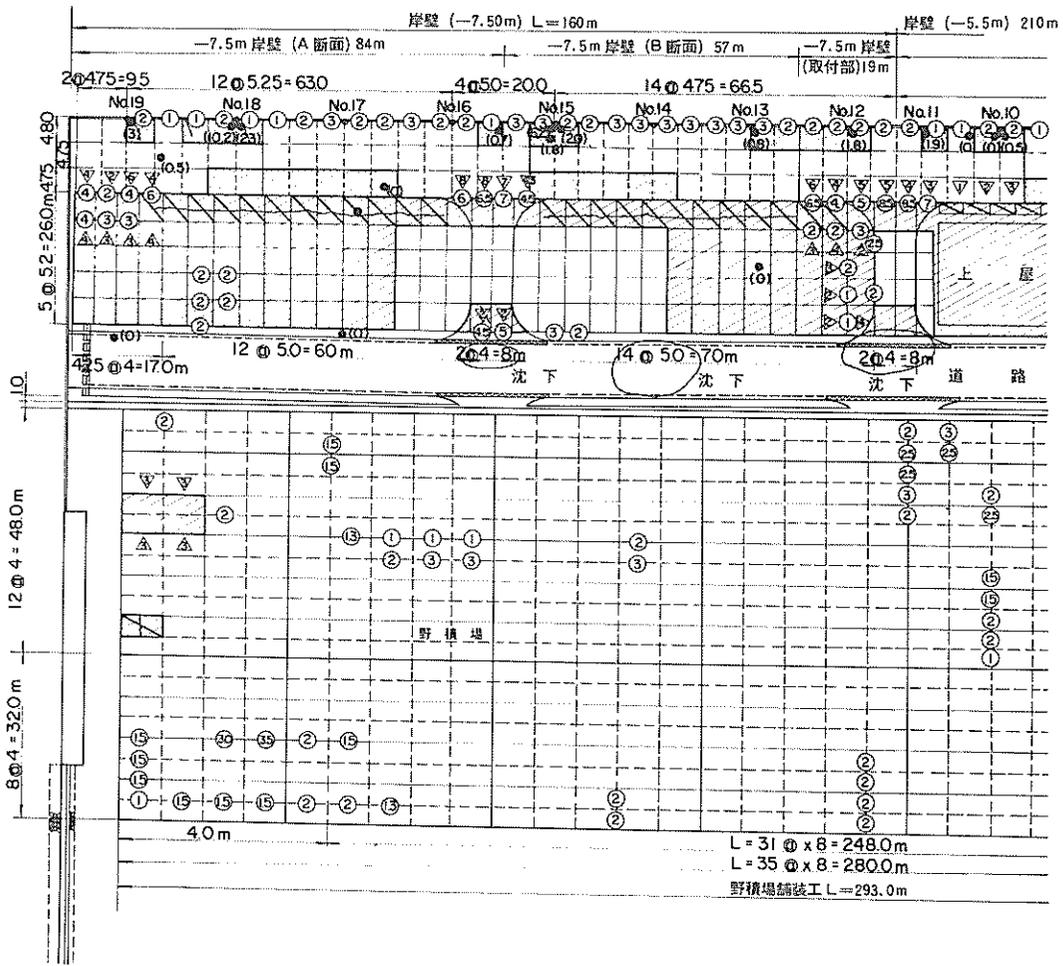
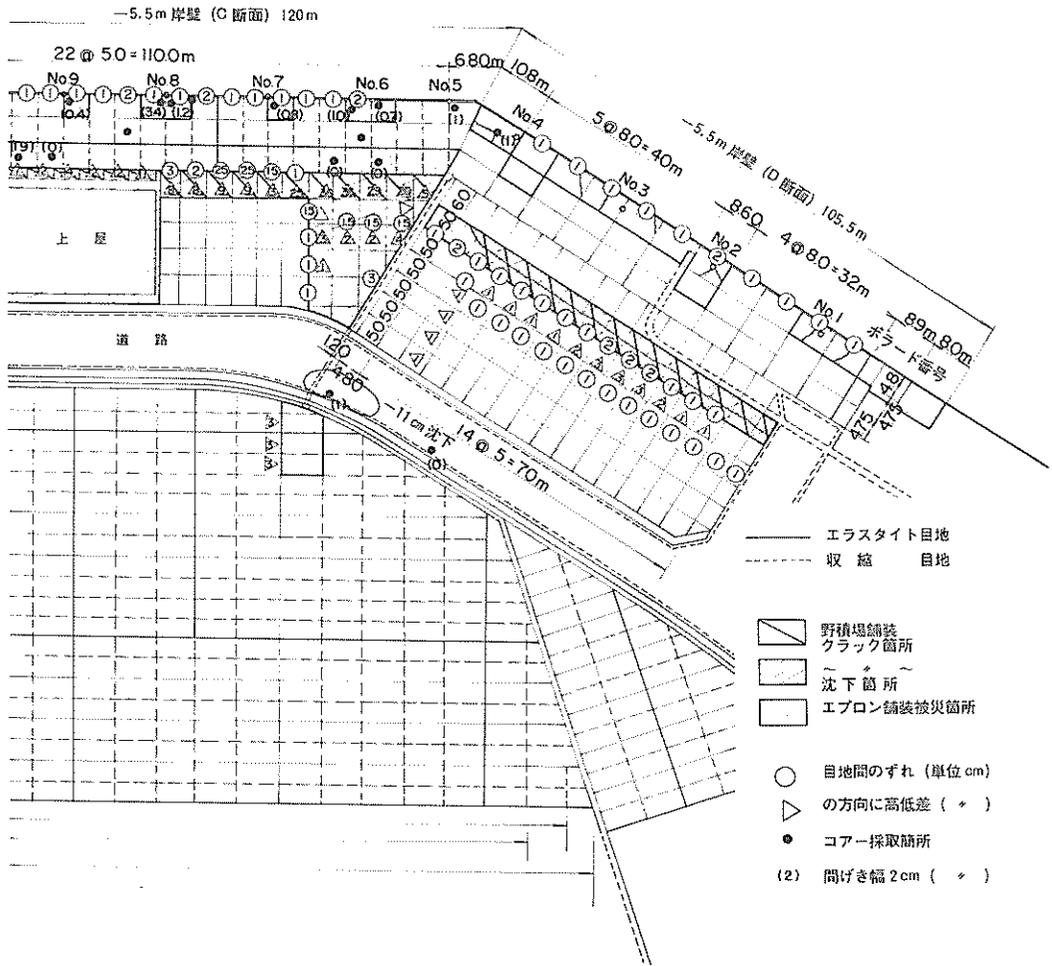
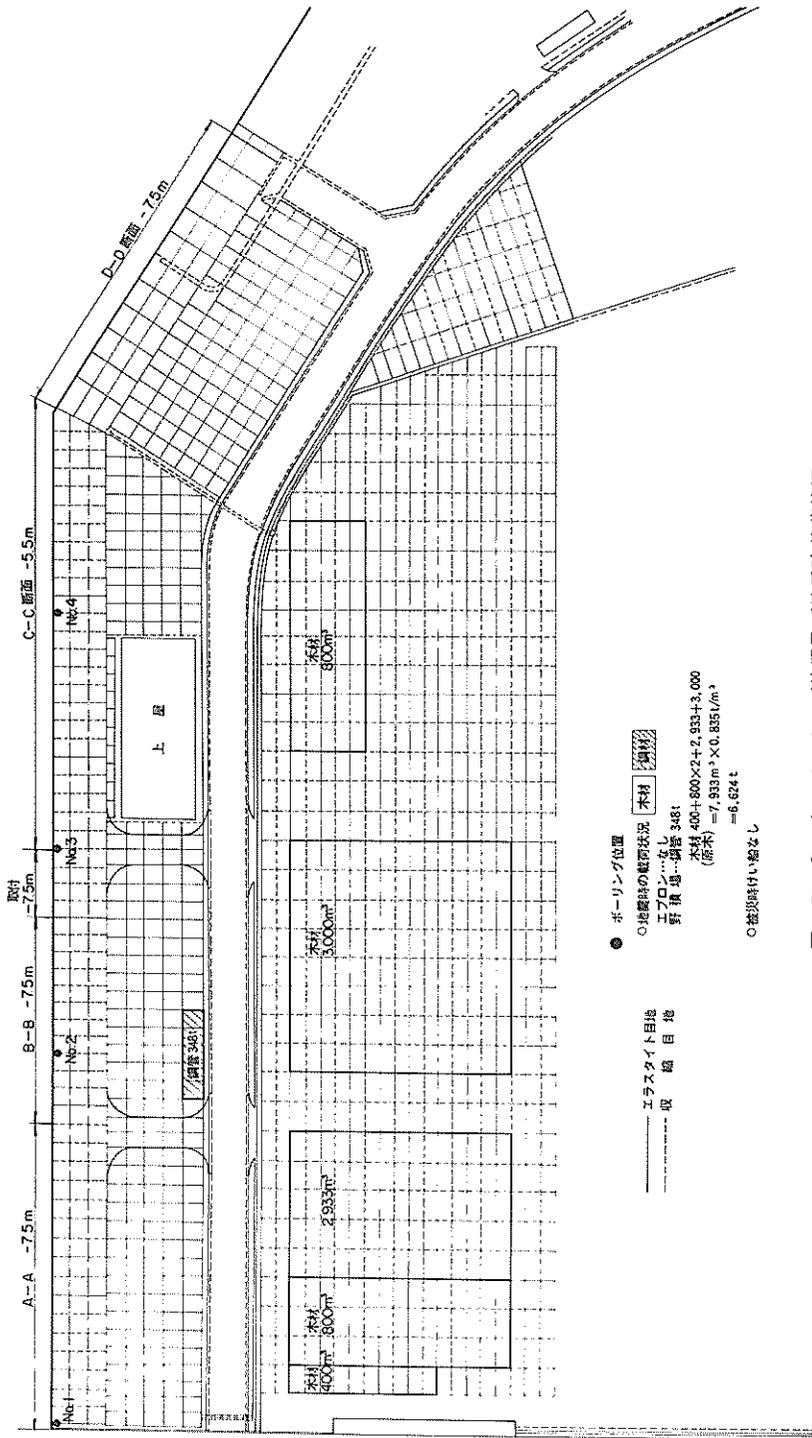


図-3.9.5 被災状況図





図一3.9.6 ボーリング位置及び地震時載荷状況

表-3・9・1 相馬港主要施設の被災概要

施設名	施工年度 (昭和)	施工延長 (m)	構造様式	前面水深 D.L(m)	天端高 D.L(m)	設計鋭度	被災報告		被災程度	被災概要
							被災数量	被災金額		
-5.5m岸壁(D断面) (図番④)	44	105.5	鋼矢板(控え版)	-5.5	+3.5	0.1	5,000	千円	I	エプロン 舗装の亀裂
-5.5m岸壁(C断面) (図番④)	47~49	210.0	鋼矢板 (控え直ぐい)	-5.5	+3.5	0.05				
-7.5m岸壁(取付部) (図番④)	47~49	19.0	・	-7.5	+3.5	0.05	5,000	千円	I	エプロン 舗装の亀裂
-7.5m岸壁(D断面) (図番④)		57.0	・	-7.5	+3.5	0.05				
-7.5m岸壁(A断面) (図番④)		84.0	・	-7.5	+3.5	0.05				
道路舗装	45, 49	-	-	-	-	-	38,500		I	舗装の亀裂 及び沈下
階段式護岸	-	-	-	-	+6.2	-	ℓ=20m	10,000	I	基礎の沈下
野積場	45~50	-	-	-	-	-	-	45,000	I	舗装の亀裂 及び沈下

注) 岸壁のすぐ背後の野積場舗装の被災は、野積場として一括されている。

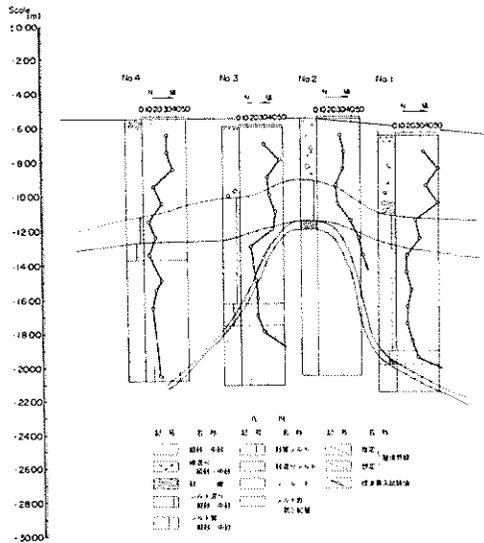


図-3・9・7 土質柱状図

図-3・9・8に、-5.5m岸壁(D断面)およびその背後の野積場の標準断面図を示す。この岸壁は、控え版式矢板岸壁である。表-3・9・2には、この岸壁の設計条件を示す。

この岸壁の主な被害は、控え工上に沿って走った野積場舗装の盛り上り及び亀裂、その背後の野積場舗装の目地の開きおよび不陸である。そのほかに、岸壁上部工とエプロン舗装の目地の開きおよびエプロン舗装の亀裂

表-3・9・2 -5.5m岸壁(D断面)設計条件

設計鋭度	0.1	
上載荷重	常時	2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時	1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.0m	
設計水深	-5.8m	
土質条件	表 込石	φ=40° +1.0 r'=2.0 tf/m <sup>2</sup>
	砂	φ=30° +1.0 r=1.8 tf/m <sup>2</sup>
	砂	φ=30° r'=1.0 tf/m <sup>2</sup>

がある。(図-3・9・5参照)

以下にこの岸壁の各部の被災状況を示す。

① 野積場舗装の亀裂

図-3・9・5に示したように、岸壁法線平行方向に亀裂が走っている。これは、矢板式岸壁の控え工上に生じた亀裂であり、この開きの大きさは、大きい所で数cmに達している。(写真-3・9・1(a), (b)参照)

② 野積場舗装の目地の開きおよび段差

図-3・9・5に示したように、亀裂の入った野積場舗装のすぐ背後の舗装に目地の開きおよび段差が見られる。(写真-3・9・1(a), (b)参照) 目地の開きは1~2cm、高低差は1~3cm程度である。

③ 上部工とエプロン舗装の目地の開き

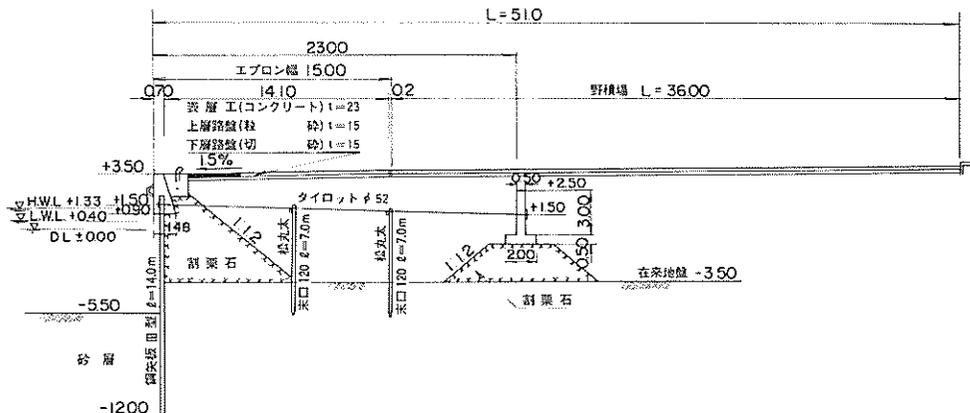


図-3.9.8 -5.5m岸壁(D断面)標準断面図

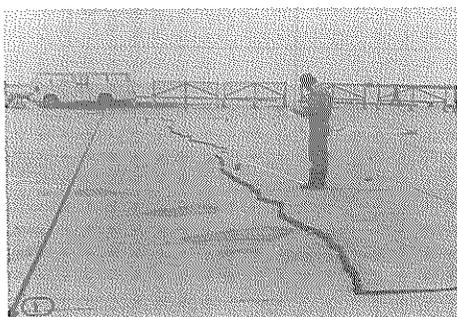


写真-3.9.1(a) 矢板控え工上に走った亀裂

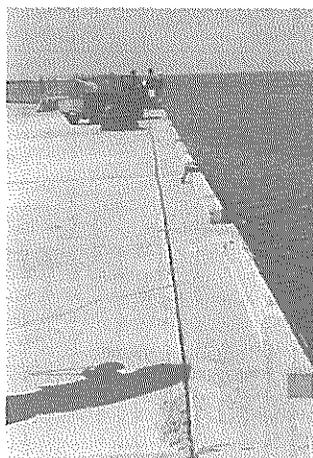


写真-3.9.2 上部工とエプロン舗装の目地開きおよびエプロン舗装の亀裂

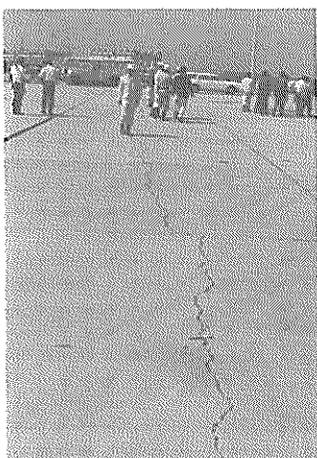


写真-3.9.1(b) 矢板控え工上に走った亀裂

図-3.9.5に示したように、この部分の目地の開きは1~2cmとなっている。(写真-3.9.2参照)

④ エプロン舗装の亀裂

図-3.9.5に示したように、岸壁前面部のエプロン舗装に亀裂が数ヶ所見られる。(写真-3.9.2, 3参照)

⑤ エプロン舗装の表層コンクリートと路盤の間隙

図-3.9.5に示したように、-5.5m岸壁(C断面)よりNo.4付近の亀裂部での表層コンクリートと路盤の間隙は1cmである。

(2) -5.5m岸壁(C断面)およびその背後の野積場(図番②)

図-3.9.9には、-5.5m岸壁(C断面)およびその背後の野積場の標準断面図を示す。この岸壁は、控え直ぐい式の控え工をもつ矢板式岸壁である。表-3.9.3にこの岸壁の設計条件を示す。

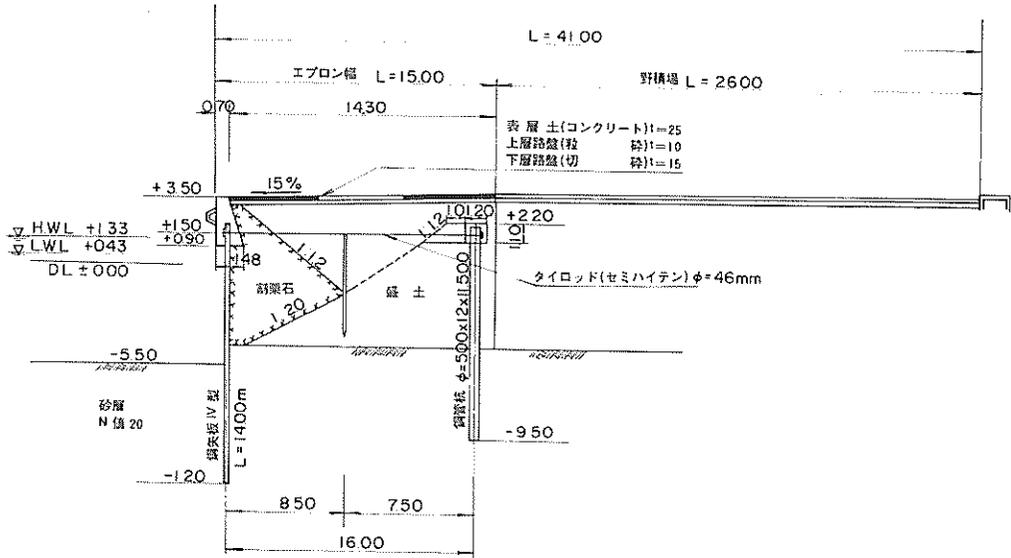


図-3.9.9 - 5.5m岸壁 (C断面) 標準断面図

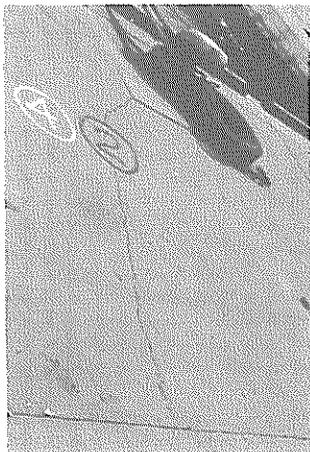


表-3.9.3 - 5.5m岸壁 (C断面) 設計条件

設計震度	0.05
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-5.80 m
土質条件	$\phi = 40^\circ$ 盛込石 +1.0 $r = 2.0 \text{ tf/m}^3$
	$\phi = 40^\circ$ -4.6 $r' = 1.0 \text{ tf/m}^3$
	$\phi = 35^\circ$ 砂 $r' = 1.0 \text{ tf/m}^3$

写真-3.9.3 エプロン舗装の亀裂 (No. 1付近)

この岸壁の主なる被害は、控え工上のエプロン舗装の盛り上り、エプロンのすぐ背後の野積場の沈下および亀裂である。そのほか、矢板上部工とエプロン舗装の目地の開き、エプロン舗装の亀裂、背後野積場の-5.5m岸壁 (D断面) よりの部分の沈下および目地の開きが見られる。図-3.9.10には、エプロンの被災状況を示す。

以下にこの岸壁の被災状況の詳細を示す。

① エプロン舗装と野積場間の段差および目地の開き

図-3.9.5、図-3.9.10に示すように、エプロン舗装背後野積場舗装との間には、控え工の移動によると思われるエプロン舗装の持ち上りおよびすぐ背後

の野積場の沈下により、5~36cmもの段差が見られ、1~3cmの目地の開きが見られる。

写真-3.9.4は、エプロンのすぐ背後の野積場の沈下が最も激しい場所の写真であり、その段差が36cmにも及んでいる。写真-3.9.5は、エプロン舗装の持ち上りおよびすぐ背後の野積場の沈下による段差および目地の開きである。この部分の段差は7~14cm、目地の開きは2~3cmである。写真-3.9.6には、写真-3.9.4の位置におけるエプロン舗装の上層コンクリートとその下の路盤との間隔の開きを示す。その開きはほぼ1.5cmとなっている。

② 上部工とエプロン舗装の目地の開き

図-3.9.5に示すように、1~2cmの目地の開

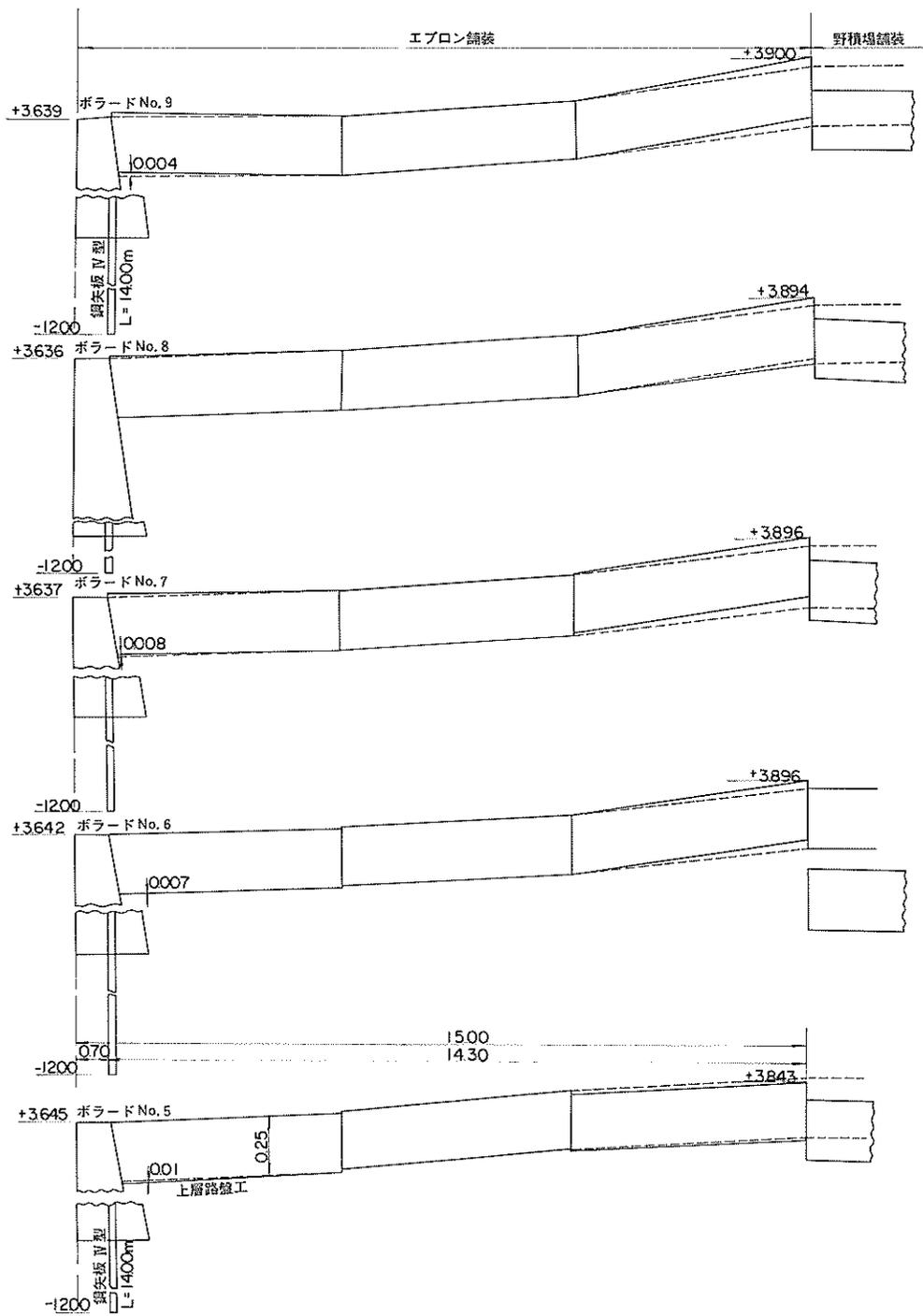
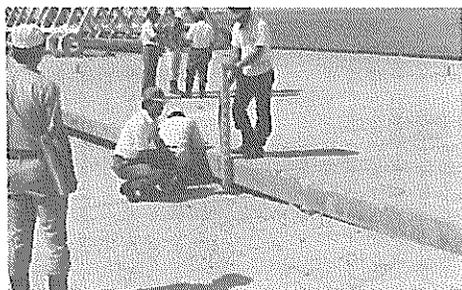
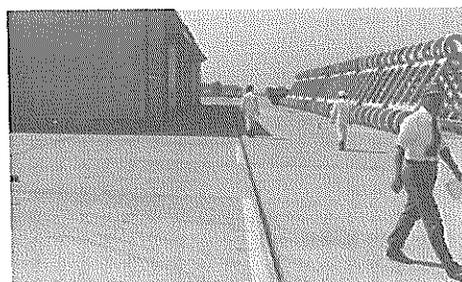


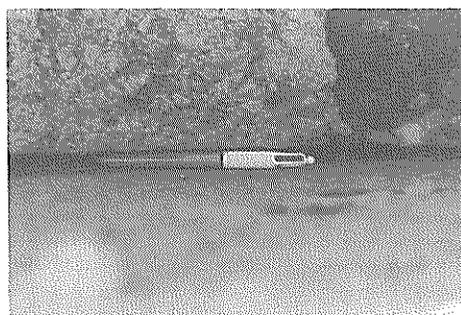
図-3.9.10 エプロンの被災断面



写真一三・九・四 エプロン舗装と野積場舗装の段差



写真一三・九・五 エプロン舗装と野積場舗装の段差および目地の開き



写真一三・九・六 表層コンクリートと路盤の間隔

きが見られる。(写真一三・九・七参照)

③ エプロン舗装の亀裂

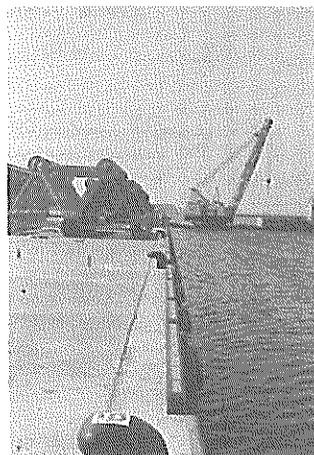
No. 10付近に1ヶ所亀裂が見られた。

④ 背後野積場の沈下、亀裂および目地の開き

①で述べたように、エプロンのすぐ背後の野積場は沈下が激しく、舗装には亀裂および目地の開きが生じているが、そのほかに図一三・九・5に示すように-5.5m岸壁(D断面)よりの部分にも、沈下、目地の開きおよび舗装の不陸が見られる。

⑤ 上屋前面舗装の沈下および目地の開き

写真一三・九・8には、野積場にある上屋の前面舗装



写真一三・九・7 上部工とエプロン舗装の目地の開き



写真一三・九・8 上屋前面舗装の沈下および目地の開き

の沈下および目地の開きを示す。この開きは数cmにも達している。

⑥ エプロン舗装の表層コンクリートと路盤の間隔

図一三・九・5に示すように、エプロン前面部の間隔は、大きい所で1.45~3.4cmにも達しているが、エプロン後部の間隔は0~1.9cmである。また、写真一三・九・6で示したように、野積場との境界部には、1.5cm程度間隔が生じている。

(3) -7.5m岸壁(取付部)およびその背後の野積場(図番③)

図一三・九・11には、-7.5m岸壁(取付部)およびその背後の野積場の標準断面図を示す。この岸壁は、控え工に直ぐいを用いた矢板式岸壁である。表一三・九・

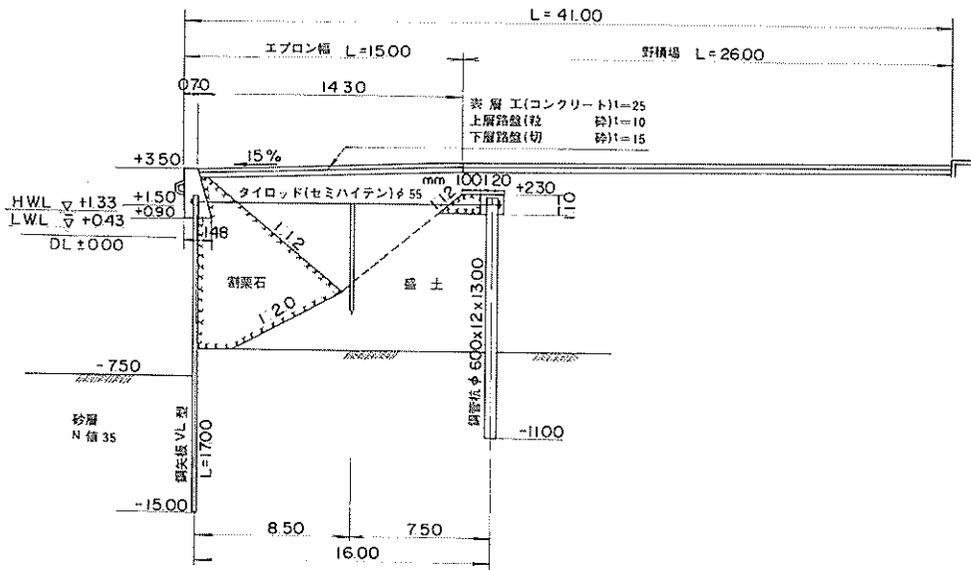


図-3.9.11 -7.5m岸壁(取付部)標準断面図

表-3.9.4 -7.5m岸壁(取付部)設計条件

設計震度	0.05
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-7.80 m
土質条件	$\phi = 40^\circ$ 裏込石 +1.0 $r = 2.0 \text{ tf/m}^2$
	$\phi = 40^\circ$ 割栗石 -4.6 $r' = 1.0 \text{ tf/m}^2$
	$\phi = 35^\circ$ 砂 $r' = 1.0 \text{ tf/m}^2$

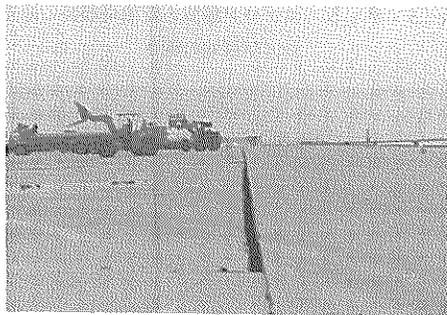


写真-3.9.9 エプロン舗装と取付道路の目地の開き

4にはこの岸壁の設計条件を示す。

この岸壁の主な被害は、図-3.9.5に示すようにエプロン舗装と野積場舗装間の目地の開きおよび段差ならびに野積場舗装の沈下、目地の開きおよび段差である。エプロン舗装と野積場舗装(取付道路)間の目地の開きは、4~8.5 cm、段差は4~6 cmある。(写真-3.9.9参照)

また、野積場舗装の沈下は、全域にわたって生じ、その最大値は、計画面よりの差であるが、26.2 cmである。

目地の開きは1~3 cm、段差は2~4 cmとなっている。

そのほか、上部工とエプロン舗装の間の目地に開きが2 cm程生じており、エプロン前面部の表層コンクリートと路盤の間隙は1.8 cmとなっている。

(4) -7.5m岸壁(B断面)およびその背後の野積場(図番④)

図-3.9.12には、-7.5m岸壁(B断面)およびその背後の野積場の標準断面図を示す。この岸壁は、鋼管矢板を用いた、矢板式岸壁である。控え工には直ぐいを用いている。表-3.9.5にはこの岸壁の設計条件を示す。

この岸壁の主な被害は、野積場で控え工上に沿って生じた亀裂および野積場の-7.5m岸壁(取付部)寄りの部分の沈下である。そのほか、岸壁上部工とエプロン舗装の間の目地の開きが見られる。

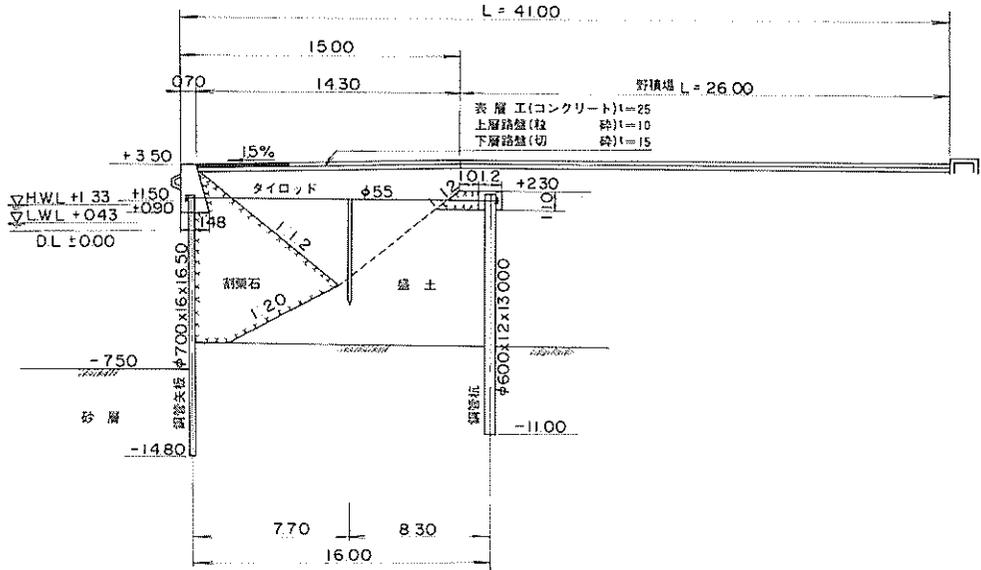


図-3.9.12 -7.5m岸壁(B断面)標準断面図

表-3.9.5 -7.5m岸壁(B断面)設計条件

設計震度	0.05
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-7.80 m
土質条件	裏込石 φ=40° +1.0 r=2.0 tf/m <sup>3</sup>
	砂 φ=40° -4.6 r'=1.0 tf/m <sup>3</sup>
	砂 φ=35° -12.5 r'=1.0 tf/m <sup>3</sup>
	岩 φ=45° r'=1.0 tf/m <sup>3</sup> (岩の風化, 打込み時の破砕を考慮)

参照)

② 野積場の沈下および目地の開き

図-3.9.5に示すように、野積場の-7.5m岸壁(取付部)よりのNo.13付近の部分が-7.5m岸壁(取付部)の野積場といっしょに沈下している。

③ 上部工とエプロン舗装の間の目地の開き

図-3.9.5に示すように、2~3cmの目地の開きがあり、このか所の開きが一番大きくなっている。(写真-3.9.11参照)

④ エプロン舗装の表層とコンクリート路盤の間隔

図-3.9.5に示すように、沈下の激しい所での、エプロン前面部での表層コンクリートと路盤の間には、0.8~6.2cmの間隙が見られる。(写真-3.9.12参照)

図-3.9.13には、エプロンの被災状況を示す。以下のこの岸壁の各部の被災状況を示す。

① 控え工上に沿った野積場舗装の亀裂

図-3.9.5に示すように、控え工上に沿って、ほぼ全体に、野積場舗装にその部分が少し盛り上るように亀裂が生じている。この亀裂は、控え工の移動により、その上の部分の砂が盛り上り、それが支点となり舗装が2つに折れて生じたと思われる。(写真-3.9.10



写真-3.9.10 矢板控え工上に走った野積場舗装の亀裂

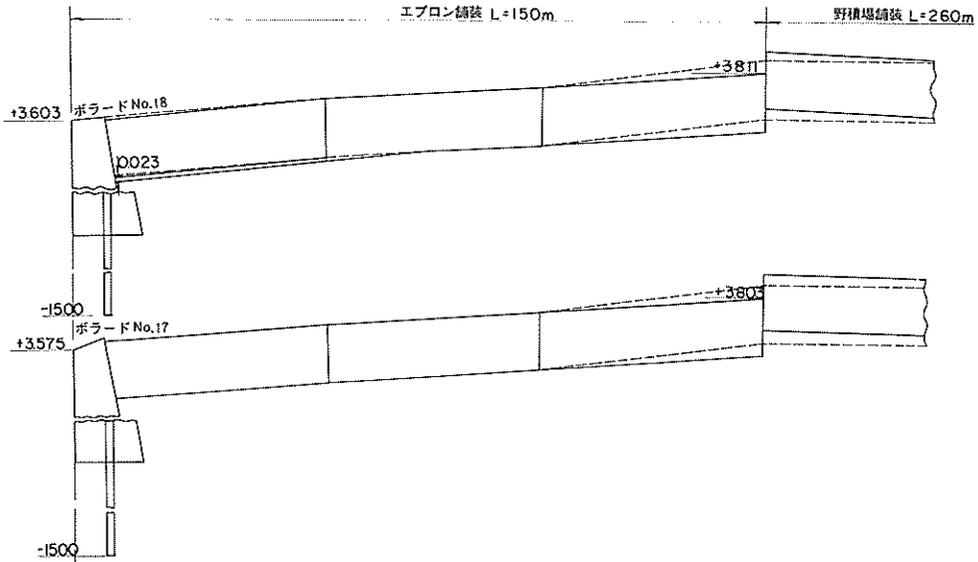


図-3.9.13 エプロンの被災断面図

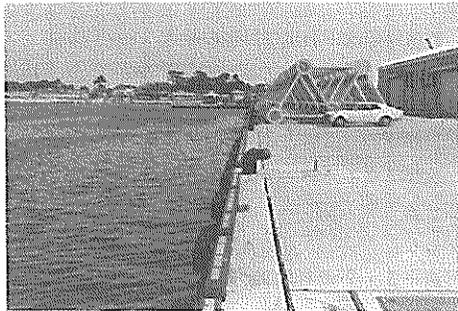


写真-3.9.11 上部工とエプロン舗装の目地の開き



写真-3.9.12 エプロン舗装の表層コンクリートと路盤の間隔(6.2 cm)

(5) -7.5 m岸壁(A断面)およびその背後の野積場(図番⑤)

図-3.9.14には、-7.5 m岸壁(A断面)およびその背後の野積場の標準断面図を示す。この岸壁は、-7.5 m岸壁(取付部)と同じ構造であり、控え工に直ぐいを用いた矢板式岸壁である。表-3.9.6にはこの岸壁の設計条件を示す。

表-3.9.6 -7.5 m岸壁(A断面)設計条件

設計震度	0.05
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-7.80 m
土質条件	裏込石 φ = 40° +1.0 r = 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	砂 φ = 40° -4.6 r' = 1.0 tf/m <sup>2</sup>
	砂 φ = 35° r' = 1.0 tf/m <sup>2</sup>

この岸壁の主な被害は、背後野積場の控え工上に沿って生じた亀裂および野積場ほぼ全域での沈下である。このほか、エプロン舗装の亀裂、エプロン舗装と野積場舗装間の目地の開き等がある。

図-3.9.15に、エプロン舗装の被災状況図を示す。

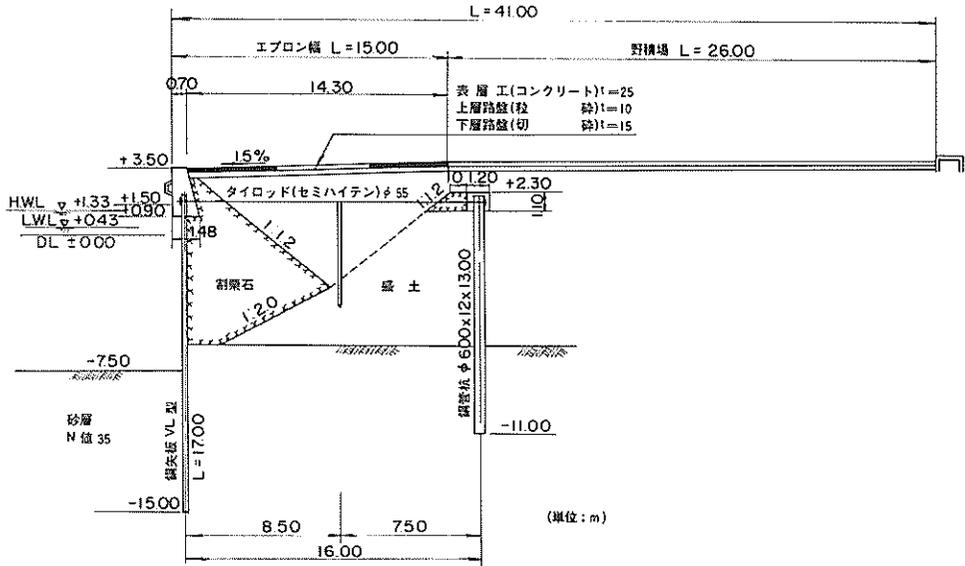


図-3.9.14 -7.5m岸壁(A断面)標準断面図

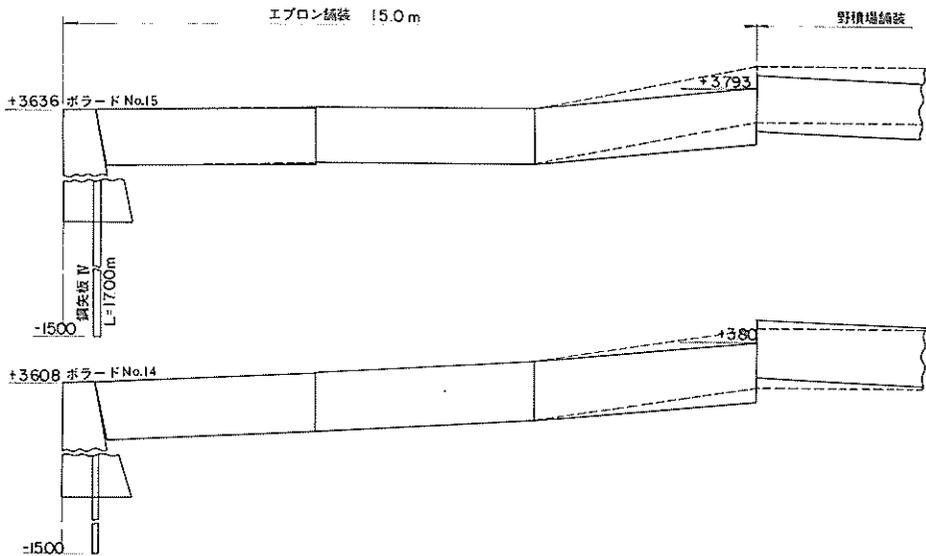
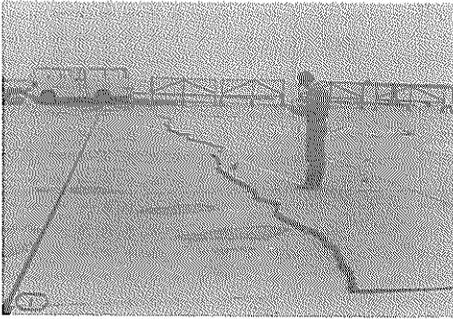
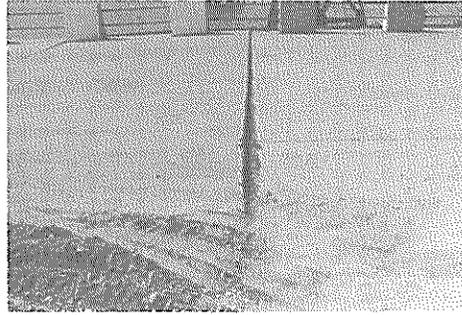


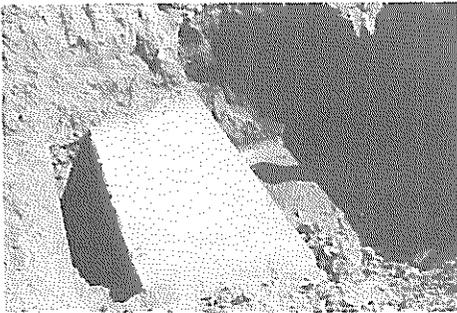
図-3.9.15 エプロンの被災断面図



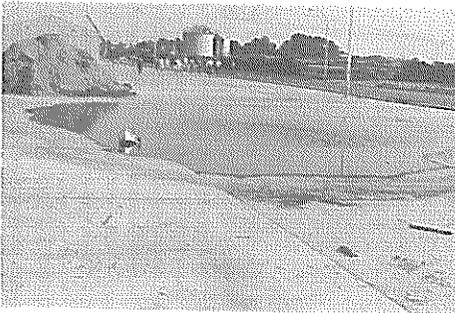
写真一三・九・一三 矢板控え工上に立った野積場舗装の亀裂



写真一三・九・一六 エプロン舗装と野積場舗装の目地の開きおよび段差



写真一三・九・一四 矢板控え工の上部工コンクリートの傾斜



写真一三・九・一五 野積場の沈下

るが、この写真では、あまり明確には分らないかも知れないが、控え工が少し前傾している。

② 野積場の沈下および目地の開き

図一三・九・五に示すように、野積場全域にわたり沈下が生じている。目地の開きは、2～4 cmであり、沈下の最大値は計画高よりの差であるが、28.5 cmに達している。(写真一三・九・一五)

③ エプロン舗装と野積場舗装の目地の開きおよび段差

図一三・九・五に示すように、仮設護岸寄りの部分に2～6 cmの目地の開きがあり、2～6 cm段差がある。(写真一三・九・一六参照)また、取付道路寄りの部分にも、6～7 cmの目地の開きおよび7～8 cmの段差が見られる。

④ 岸壁と上部工とエプロン舗装の目地の開き

図一三・九・五に示すように、1～3 cmの目地の開きがある。(写真一三・九・一七(a), (b)参照)

⑤ エプロン舗装の表層コンクリートと路盤の間隙

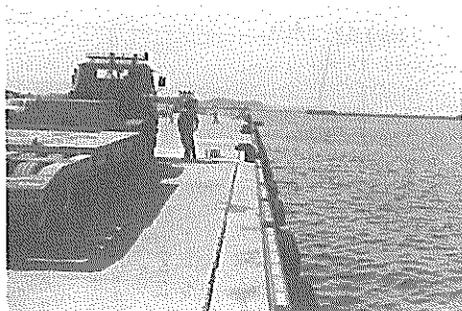
図一三・九・五に示すように、表層コンクリートと路盤の間隙はエプロン前面部で2.3～1.0 cmとなっており、エプロン後部では0 cmとなっている。(写真一三・九・一八参照)

以下にこの岸壁の各部の被災状況を示す。

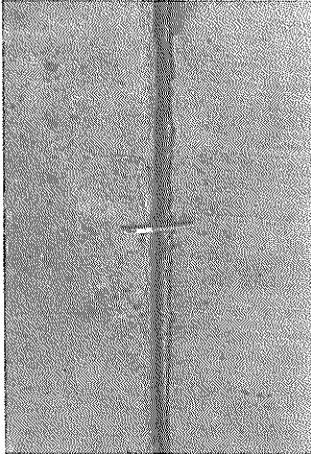
① 控え工上に沿った野積場舗装上の亀裂

図一三・九・五に示すように、控え工上に沿って、野積場舗装上に亀裂が生じている。この亀裂も、-7.5 m岸壁(B断面)で記したように、控え工の移動によりその上の砂が盛り上り、それが支点となり舗装が2つに折れて生じたと思われる。(写真一三・九・一三参照)

写真一三・九・一四は、控え工を掘り出したものであ



写真一三・九・一七(a) 上部工とエプロン舗装の目地の開き



写真一三・九・一七(b) 上部工とエプロン舗装の  
目地の開き



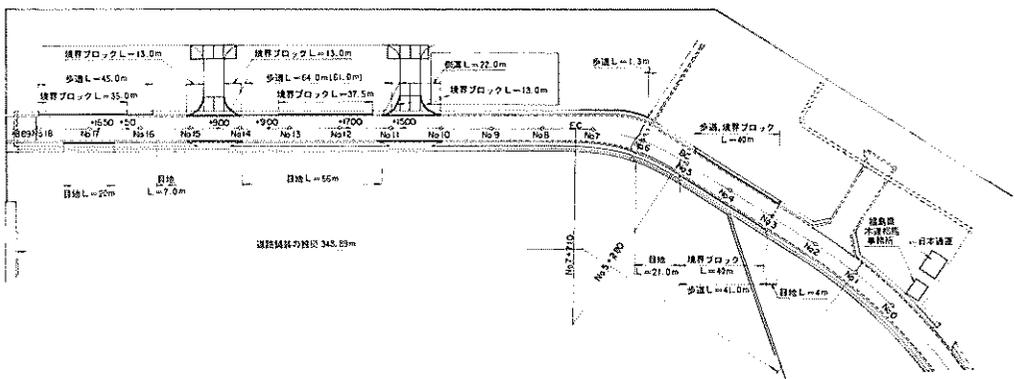
写真一三・九・一八 エプロン舗装の表層コンクリート  
と路盤の間隔（舗装厚 26.3 cm,  
間隔 10.2 cm）

- (6) 野積場（図番⑥）  
道路を挟んで陸側にある野積場舗装は、図一三・九・五に示すように、所々 1～3 cm 程度の目地の開きがあり、沈下箇所も、3箇所程見られる。
- (7) 道路（図番⑦）  
道路の主な被害は、舗装、歩道、側溝の沈下、およびそれらの目地の開きである。このほかに、法線の蛇行、舗装の亀裂が見られる。

図一三・九・一六には、道路の被災平面図、図一三・九・一七、一八には、被災縦断面図および被災断面図を示す。

以下に被災の概要を述べる。

- ① 沈下  
図一三・九・一七によると、沈下は道路の全域にわたり生じており、測点No. 3～No. 6およびNo. 11～No. 15付近での沈下が著しい。No. 3～No. 6付近では、計画高よりの差であるが、センター部で最高 1.1 cm、歩道の境界ブロック上で最高 3.02 cmもの沈下が見られる。また、No. 11～No. 15付近ではセンター部で最高 9.8 cm、歩道の境界ブロック上で 1.3.8 cmもの沈下が見られる。
- 写真一三・九・一九には、舗装の沈下、写真一三・九・二〇には、歩道および側溝の沈下を示す。写真一三・九・二一には、歩道舗装の沈下を示す。



図一三・九・一六 道路の被災平面図

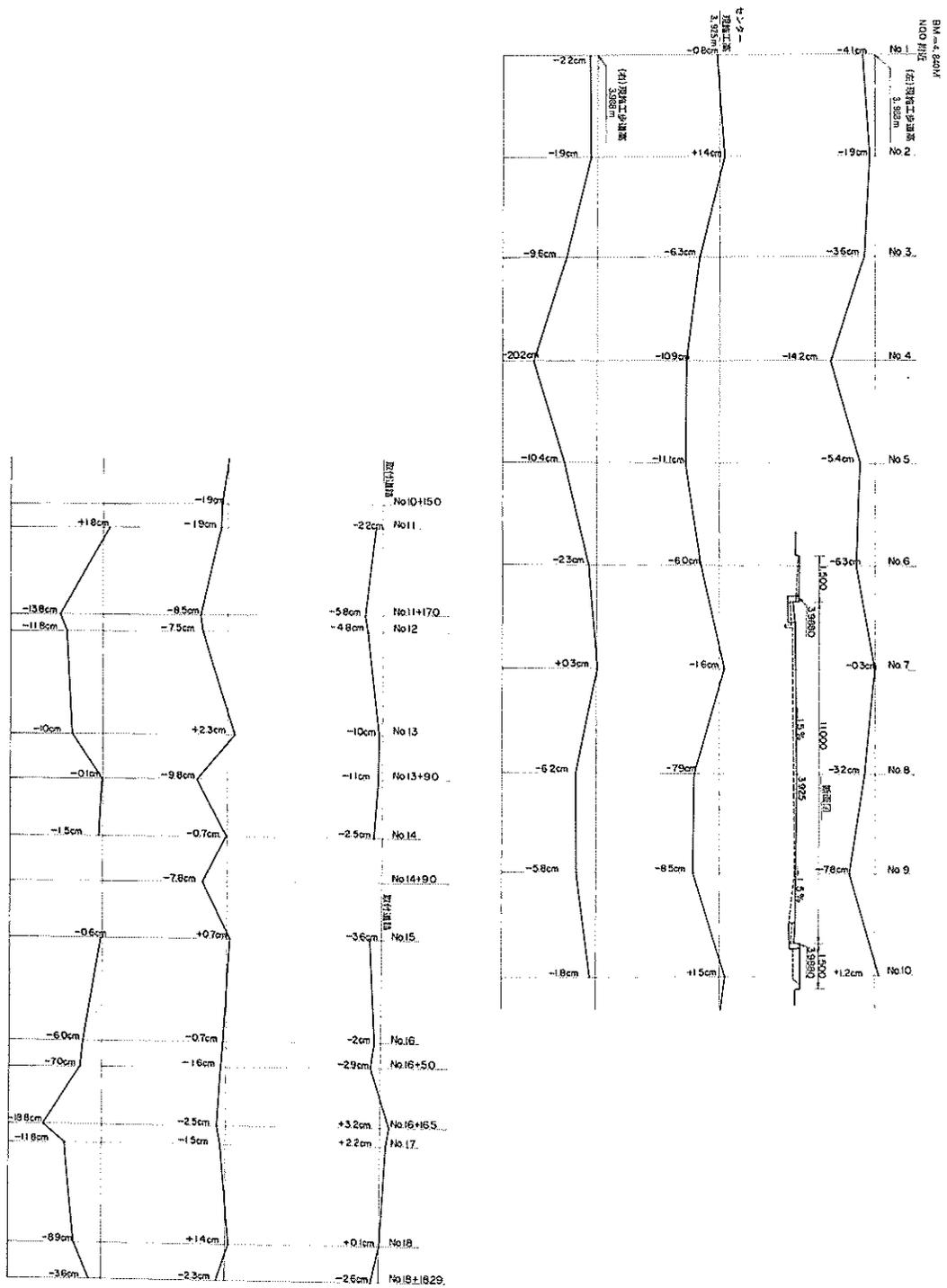


図-3.9.17 道路の被災縦断面

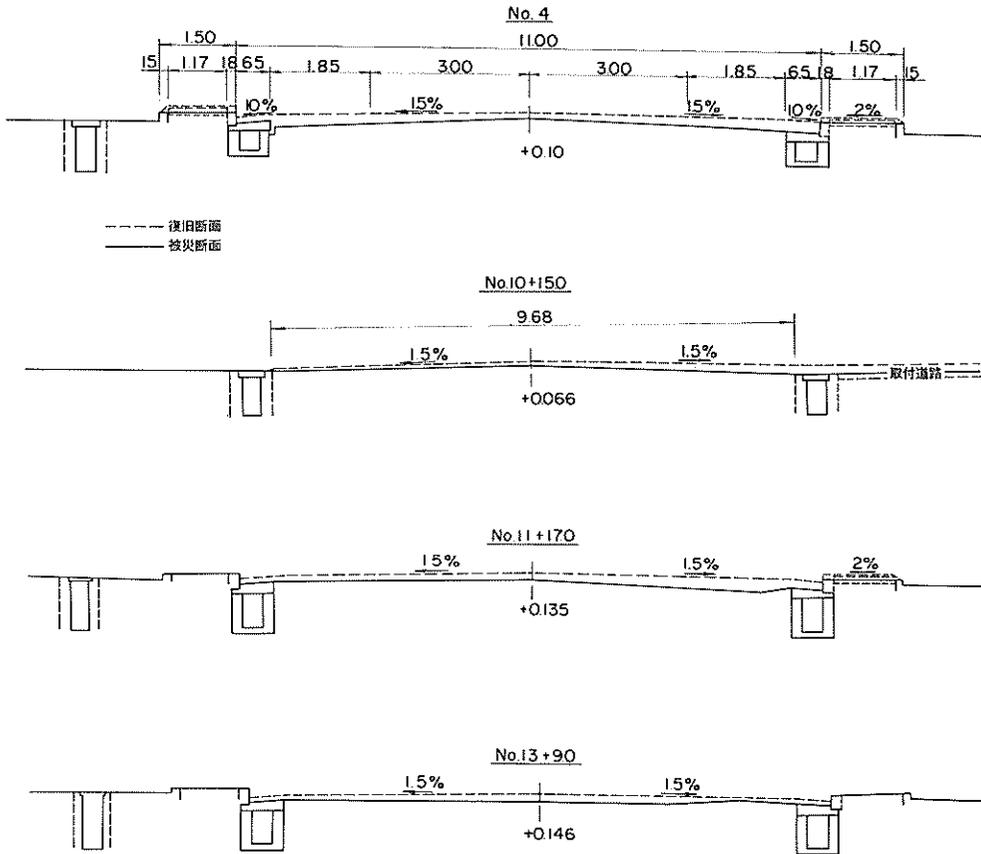
② 目地の開き

側溝と舗装間、歩道の境界ブロックと歩道の舗装間等の目地の開きは、道路のかんりの部分で生じている。写真一三・九・二〇は、舗装と側溝の目地の開きを示す。また、写真一三・九・二二は、取付道路と側溝の目

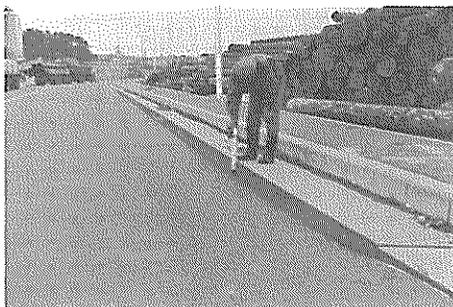
地の開きであり、写真一三・九・二三は、歩道の境界ブロックと歩道舗装の間の目地の開きである。

③ その他

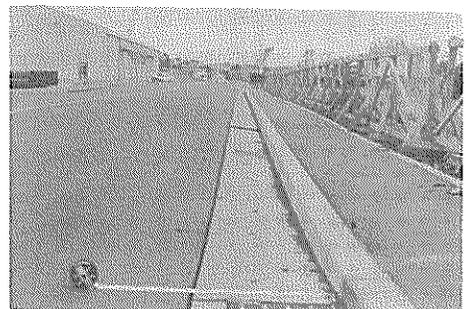
写真一三・九・二四には、舗装に生じた亀裂、写真一三・九・二五には、法線の蛇行を示す。



図一三・九・一八 道路の被災断面図



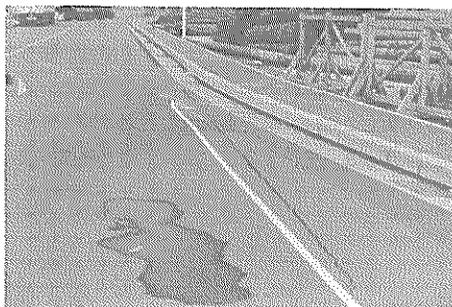
写真一三・九・一九 舗装の沈下(14 cm)



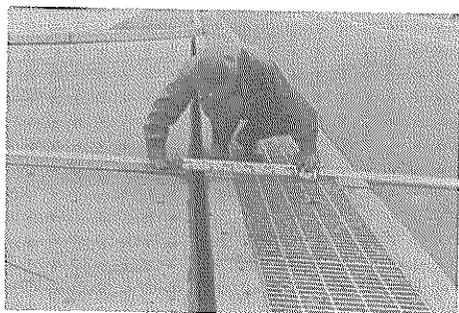
写真一三・九・二〇 歩道、側溝の沈下および道路舗装と側溝の目地の開き



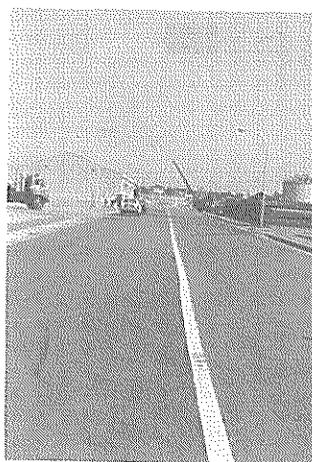
写真一三・九・二一 歩道の沈下(16 cm)



写真一三・九・二四 舗装のクラック



写真一三・九・二二 取付道路と側溝の目地の開き(6 cm)



写真一三・九・二五 道路法線の蛇行



写真一三・九・二三 歩道の目地の開き(2 cm)

(8) 海岸護岸(図番⑧)

図一三・九・一九には、被害のあった海岸護岸の標準断面図を示す。この護岸は、階段式護岸である。

この護岸の被害は、沈下、亀裂および目地の開きである。

写真一三・九・二六は、基礎部の沈下を示す。

3・9・3 無被災施設

(1) 仮設護岸(図番⑨)

図一三・九・二〇に、仮設護岸の標準断面図を示す。これは今回被災の激しかった、埋立地の北側の護岸である。

表一三・九・七には、この護岸の設計条件を示す。

表一三・九・七 仮設護岸設計条件

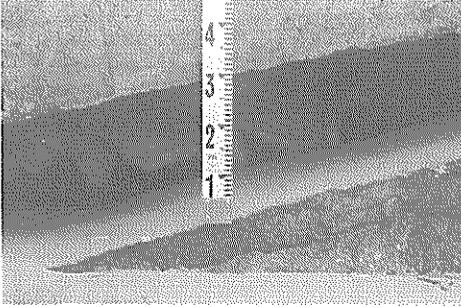
設計震度	0.05
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-7.80 m
土質条件	裏 込 砂
	$\phi = 30^\circ$ +1.0 $r = 1.8 \text{ tf/m}^2$
	$\phi = 30^\circ$ -5.5 $r' = 1.0 \text{ tf/m}^2$
	砂 $\phi = 35^\circ$ $r' = 1.0 \text{ tf/m}^2$

(2) -3.0 m岸壁 (図番㊸)

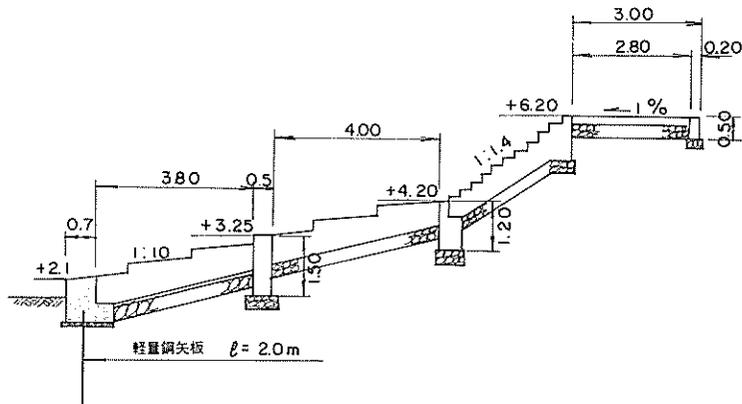
図一3.9.21に、-3.0 m岸壁の標準断面図を示す。これは船だまり用岸壁である。表一3.9.8には、この岸壁の設計条件を示す。

表一3.9.8 -3.0 m物揚場設計条件

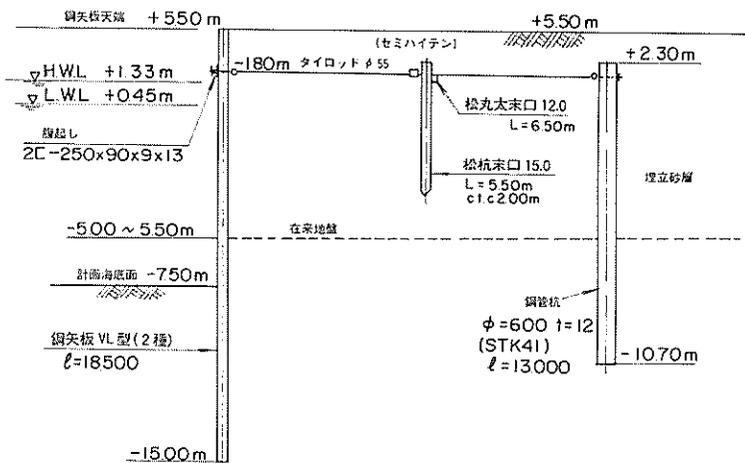
設計震度	0.10
上載荷重	常時 2.0 tf/m <sup>2</sup>
	地震時 1.0 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.00 m
設計水深	-3.30 m
土質条件	$\phi = 30^\circ$
	砂 +1.0 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$
	$\phi = 30^\circ$ $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$



写真一3.9.26 基礎部の沈下



図一3.9.19 海岸護岸標準断面図



図一3.9.20 仮設護岸標準断面図

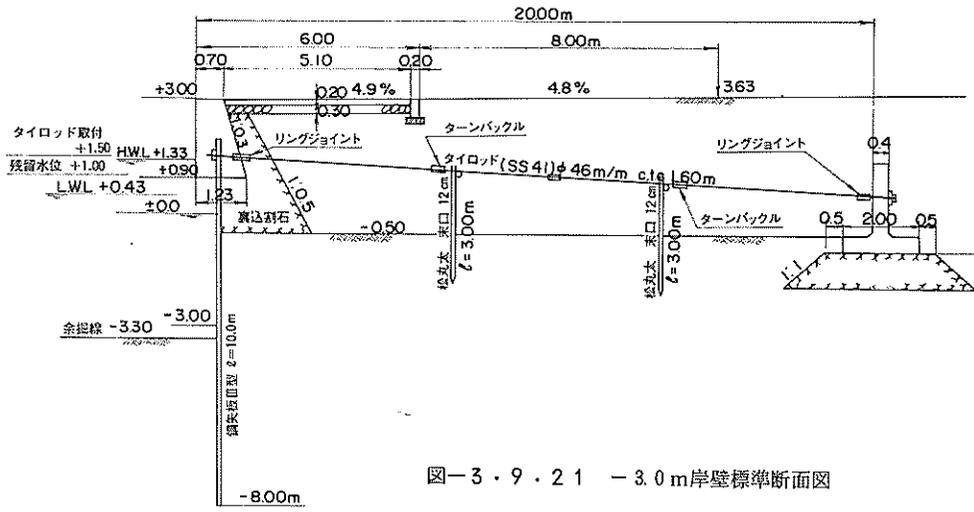


図-3.9.21 - 3.0m岸壁標準断面図

## 4. 漁港施設の被害

### 4.1 石巻漁港

#### 4.1.1 概要

##### (1) 港勢

石巻漁港（特定第3種漁港）は、北上川が太平洋に注ぐ河口に位置し、江戸時代より交通・物資集散の要地として繁栄して来た。明治以降、北上川の改修工事・港湾施設整備が進められたが、昭和25年～37年にわたる漁港修築事業により河口港としての整備が完了した。その結果、港勢は飛躍的に発展し、年間漁獲量20万トンを超す遠洋・沖合漁業の拠点港として全国的に見ても重要な位置を占めるに至った。しかしながら、河口港として諸種の面で限界に達したため、昭和38年度より始まる第3次整備計画以降では、将来の発展を期して長浜地区に新港を建設することになった。現在までに整備された主要施設としては、中央地区の岸壁、西防波堤Ⅰ区、東防波堤があり、その他西防波堤の一部および背後用地の整備が進められている。

##### (2) 被災の概要

石巻漁港の平面図を図-4.1.1に示す。漁港区は、旧北上川の河道に沿う湊地区と新たに整備が進められている中央地区からなっている。今回の地震で被災した施設は、湊地区のコンクリートさん橋の土留部エプロンの沈下、ならびに中央地区の鋼矢板岸壁の法線のはらみ出し、エプロン舗装のクラックおよび沈下である。特に中央地区の鋼矢板岸壁の背後の各所において、噴砂の痕跡

が顕著であり、砂質地盤の液状化現象が被害に関係あったように思われる。表-4.1.1には石巻漁港における被害状況の概要を示した。表-4.1.2には同港における主な無被災施設の概要を示した。

##### (3) 土質

当漁港の地質は、北上川河口にたい積した第四紀沖積層で、砂層およびシルト層が互層をなしており、-2.5m以深には角れき凝灰岩の基盤層と思われる層がある。湊地区の土質データは入手できなかったが、中央地区については図-4.1.2に示す位置で実施したボーリング調査結果がある。

図-4.1.3(a)および(b)は、中央地区の岸壁の建設に伴う土質調査により得られた土質柱状図である。地盤は砂層およびシルト層の互層であり、以下に上部から順に各層の性状等を述べる。(図-4.1.3(b)参照)

- (1) 沈泥土層 — 厚さ0.3～0.5mの黒褐色の、いわゆるヘドロ状の層である。
- (2) 上部砂層 — 厚さ数m～10m程度のシルト質細砂で、全体的にあまり締っておらず、N値は0～20である。
- (3) 上部シルト層 — 層厚6～9mのシルト層で、微細砂および貝ガラ片が多く混入している。N値としては、0～2程度で非常に軟弱である。
- (4) 砂れき層 — 層厚2～3mの砂れきを主体とする層であるが、場所によってはシルトあるいは砂が主体となる不均一な層である。れきは径2～5mmが中心であるが、中には径100mmの玉石も混入している。N値は13～50以上とかなりばらばらついている。

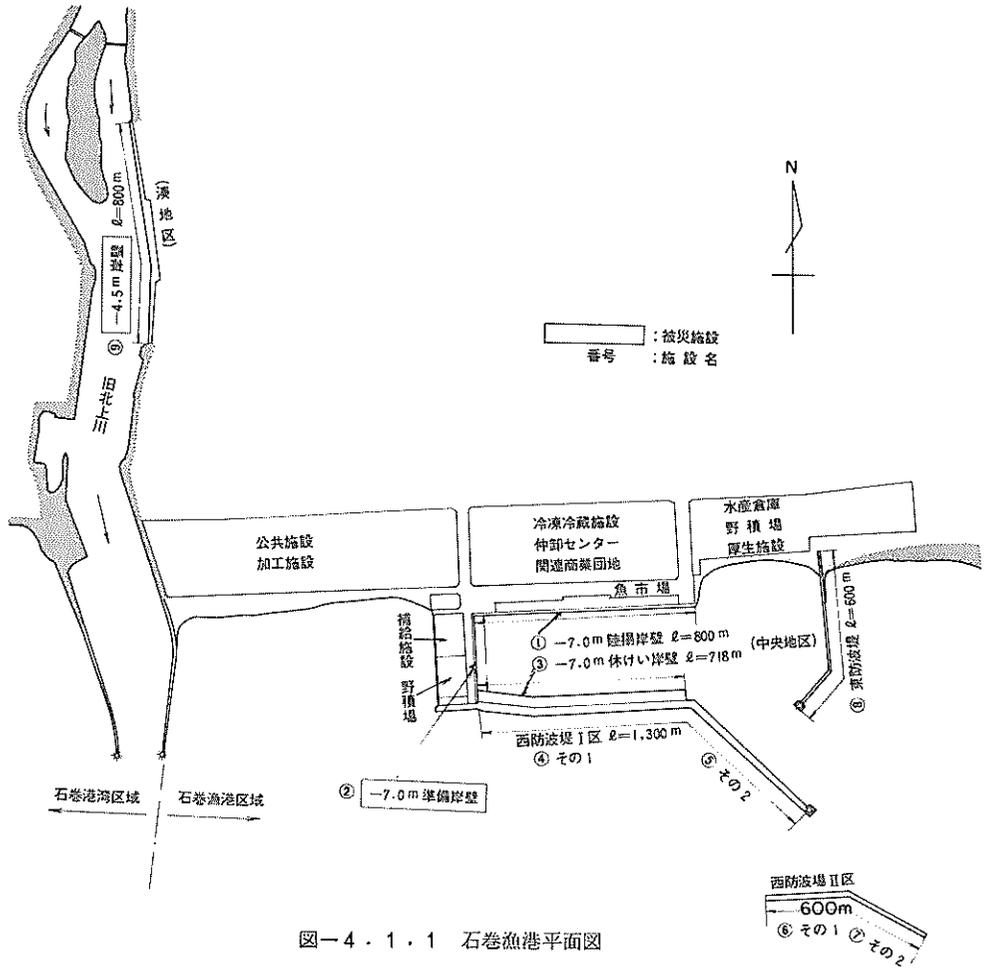


図-4.1.1 石巻漁港平面図

表-4.1.1 石巻漁港被災施設

地区名	施設名	施工年度(昭和)	施工延長(m)	構造様式	前水面高DL(m)	天端高DL(m)	設 計 復旧数量	災害査定額(千円)	被災程度	被災の内容	施設番号
深	-4.5m岸壁	22,23	750	コンクリート積層	-4.5	+2.5	566.3m	19,608	I	エプロン沈下・クラック	①
中央	-7m準備岸壁	46,47	270	鋼 矢 板	-7.5	+2.7	196.4m	4,404	I	エプロン沈下・クラック	②
中央	臨港道路	47		アスファルト			14,988㎡	94,095	I	舗装沈下・クラック	③

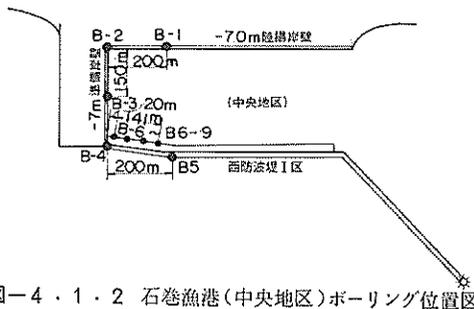
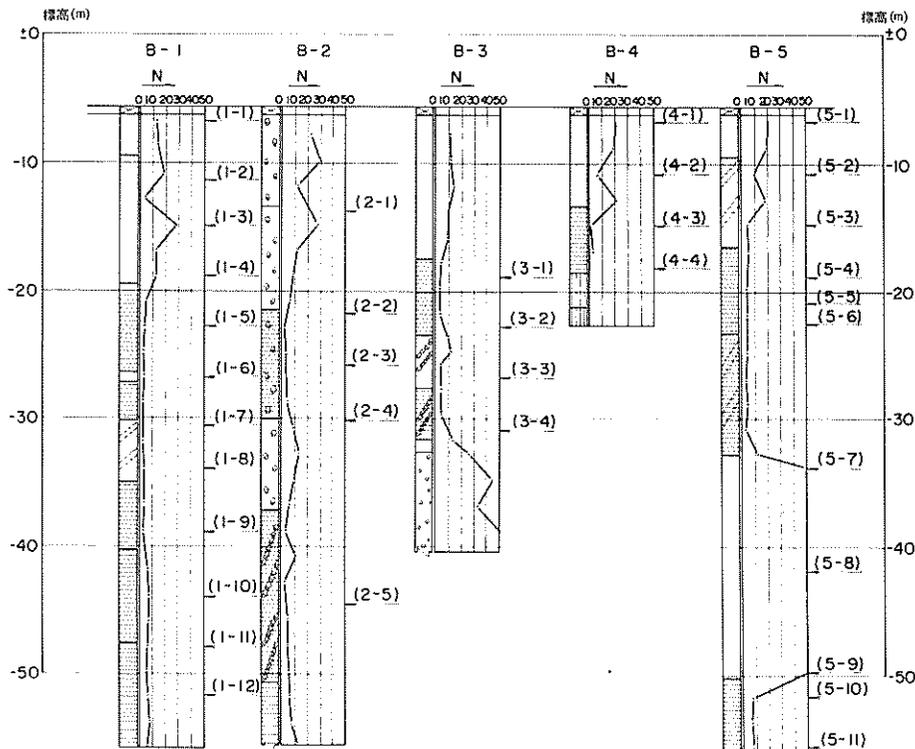
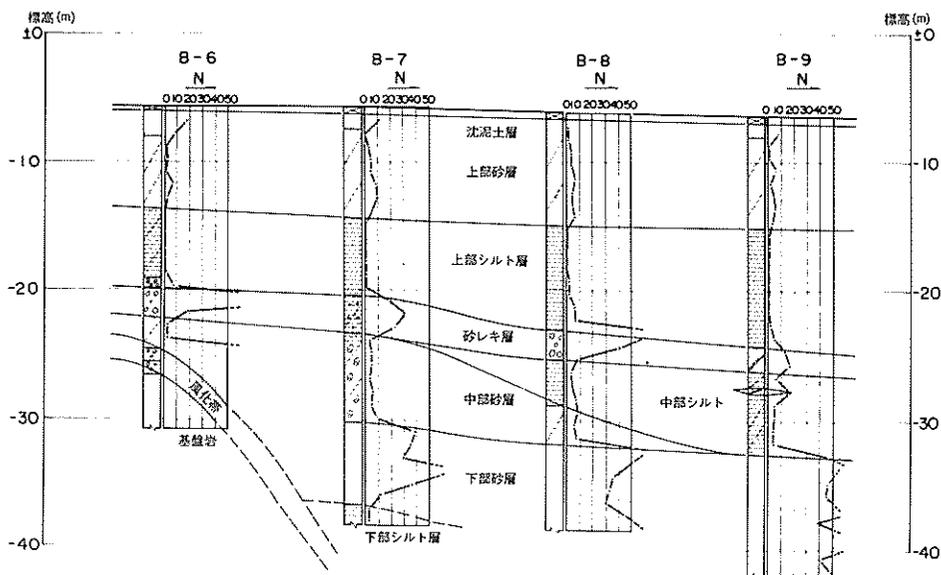


図-4.1.2 石巻漁港(中央地区)ボーリング位置図

- (5) 中部シルト層 — 層厚3.5～6.5m程度の砂混りシルトで、 $N$ 値は4～8と中位の硬さである。
- (6) 中部砂層 — 層厚2～7mのシルト質砂で、全体として貝ガラが多く混入している。この層は、砂の混入程度の相違を除けば中部シルト層とほとんど同じ性状を示している。 $N$ 値は3～9であり、砂層としてはゆるい状態といえる。
- (7) 下部砂層 — -3.0m以深に存在する層で、中



図一 4 . 1 . 3 (a) 石巻漁港（中央地区）土質柱状図



図一 4 . 1 . 3 (b) 石巻漁港（中央地区）土質柱状図

表-4・1・2 石巻漁港無被災施設

地区名	施設名	施工年	施工延長(m)	構造様式	前面水深DL(m)	天端高DL(m)	設計震度	施設番号
中央	-7m 陸揚岸壁	47	800	鋼矢板	-7.5	+2.7	0.1	①
"	-7m 休け岸壁	50,51	718	鋼管棧橋	-7.5	+2.7	0.1	③
"	西防波堤 I 区	45~49	1300	ケーソン混成堤				④,⑤
"	西防波堤 II 区	50~	600	"				⑥,⑦
"	東防波堤	34	600	"				⑧

砂を主体とする、ほぼ均一な粒子からなっている。N値はおおむね30以上を示している。

(8) 下部シルト層 — -30~-50m以深に存在する砂質シルト層であり、N値は3~10程度である。

(9) 風化帯 — 下部の角れき凝灰岩の風化した砂れき状の材料から成る層で、N値は50以上となっている。

(10) 基盤層 — B-6に見られるもので角れき凝灰岩から成るこの地域の基盤層である。れきは砂岩からなり最大径50cm程度である。軟岩ではあるが、N値は50以上を示す。この層はB-6以外では認められていないところから、かなりの起伏があることが伺われる。

各層の粒径加積曲線を図-4.1.4(a)~(g)に示す。岸壁の建設に先立つ埋立てに用いられた土は、上部砂層の土と考えられる。この層の粒度は、例えばB-1孔についてみると、(1-1)~(1-4)の曲線がこれに相当する。これらの曲線は、粒径が均一であり、設計基準に示される“特に液状化の可能性あり”と判定される粒径加積曲線の範囲内にある。この他のボーリング孔における粒径加積曲線、(4-1)、(4-2)、(5-1)、(5-2)も同様に上記の範囲に属している。

#### 4.1.2 各施設の被害状況

(1) -7m 準備岸壁

この岸壁は図-4.1.5に示す標準断面のH形鋼ぐいを控え工に用いた鋼管矢板構造の岸壁で、昭和46、

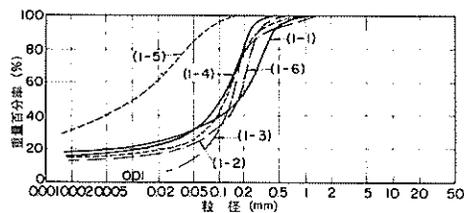


図-4.1.4(a) 石巻漁港・粒径加積曲線(B-1)

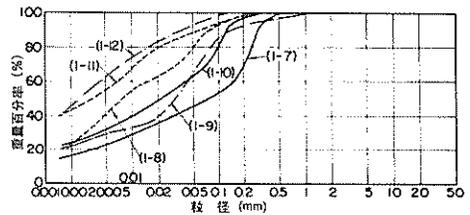


図-4.1.4(b) 石巻漁港・粒径加積曲線(B-1)

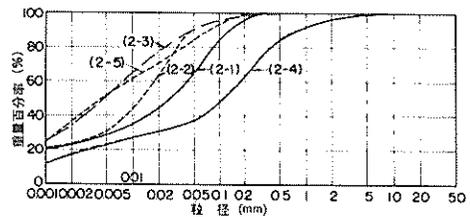


図-4.1.4(c) 石巻漁港・粒径加積曲線(B-2)

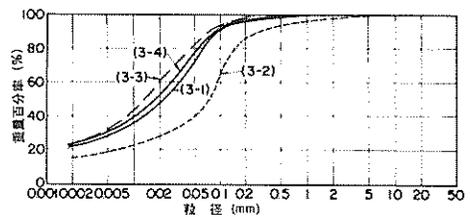


図-4.1.4(d) 石巻漁港・粒径加積曲線(B-3)

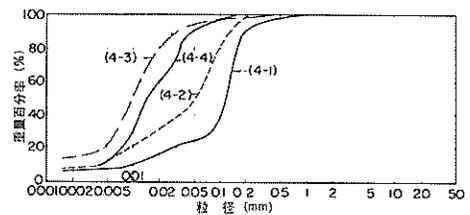


図-4.1.4(e) 石巻漁港・粒径加積曲線(B-4)

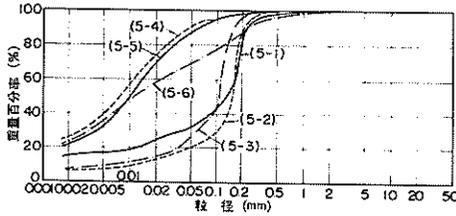


図-4.1.4(f) 石巻漁港・粒径加積曲線 (B-5)

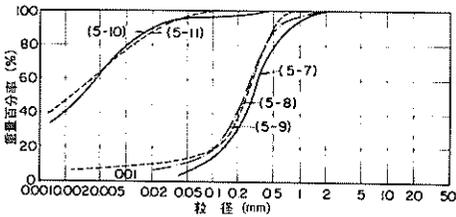


図-4.1.4(g) 石巻漁港・粒径加積曲線 (B-5)

47年に築造されたものである。施設の延長は300mで、この内の196.4mが被災した。

被災は矢板本体が海側へはらみ出すと共に、背後のエプロンのコンクリート舗装にクラックが発生し沈下している。矢板上部の笠石とエプロンの間隙やエプロンのクラックからは、地震後に水と共に砂が噴出した。写真-4.1.1は-7m準備岸壁の全景を示している。図-4.1.6に、この岸壁の被災状況を示す。図-4.1.7は、上部工の被災断面を拡大したものである。岸壁法線の最大はらみ出し量は34cmであった。エプロンの最大沈下量は10cmであった。図-4.1.8に、岸壁の法線はらみ出し量とエプロンの沈下量を示している。この岸壁は両端が各々陸上げ岸壁および休けい岸壁に接しており、はらみ出し量は弓形に中央で最大となっている。エプロンの沈下は、岸壁の延長にわたってほぼ一様に生じている。写真-4.1.2は休けい岸壁側から見た法線のはらみ出し状況である。写真-4.1.3は、エプロンの沈下により生じた矢板上部の笠石とエプロンの段差を示している。写真-4.1.4は、エプロンに生じたクラックを示している。写真-4.1.5は、笠石とエプロンの間に生じた間隙を通して噴出した裏埋め砂を示している。

表-4.1.3には、-7m準備岸壁の設計条件をまとめた。

(2) 湊地区-4.5m岸壁

この岸壁は、昭和22、23年に建設された古い岸壁で、その構造は図-4.1.9の標準断面に見られるように、コンクリートぐいによるさん橋形式のものである。

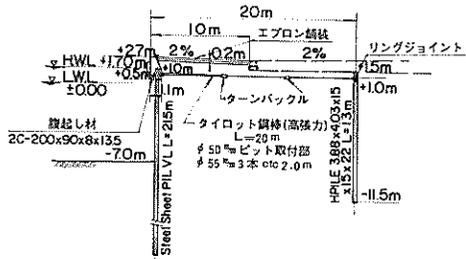


図-4.1.5 -7m岸壁(陸揚岸壁, 準備岸壁)標準断面図

表-4.1.3 -7m準備岸壁設計条件

設計条件

- 1) 構造形式 **ダイロッド式鋼矢板岸壁**  
 主矢板: 鋼矢板 V<sub>L</sub> L=21.5m  
 柱材: H形鋼 400シリーズ  
 388×402×15×15×2.2mm  
 L=13.0m  
 タイロッド: セミハイテン鋼  
 標準部 φ50mm  
 Bitc部 φ55mm  
 販起し材: 溝形鋼 SS41
- 2) 海象 H.W.L DL+1.50  
 L.W.L DL±0.00  
 R.W.L DL+1.00
- 3) 地震 水平震度  $k_h=0.1$   
 鉛直震度  $k_v=0.0$
- 4) 岸壁諸元 対象船舶 3,000GT  
 天端高 DL+2.7  
 計画水深 DL-7.5  
 矢板腐食耐用年数 30年  
 矢板腐食代(H.W.L~海底)  
 海側  $t_1=0.1\text{mm}/\text{年}$   
 陸側  $t_2=0.015\text{mm}/\text{年}$
- 5) 外力 上載荷重  
 常時  $q=1.0\text{tf}/\text{m}^2$   
 地震時  $q=0.5\text{tf}/\text{m}^2$   
 自動車荷重 T-20  
 船舶接岸速度 0.15m/s

全長750mの内の566.3mにおいて、土留め部のエプロン舗装が沈下しさん橋部分との間に段差が生じた。段差の最大値は21cmであった。その他、土留部に最

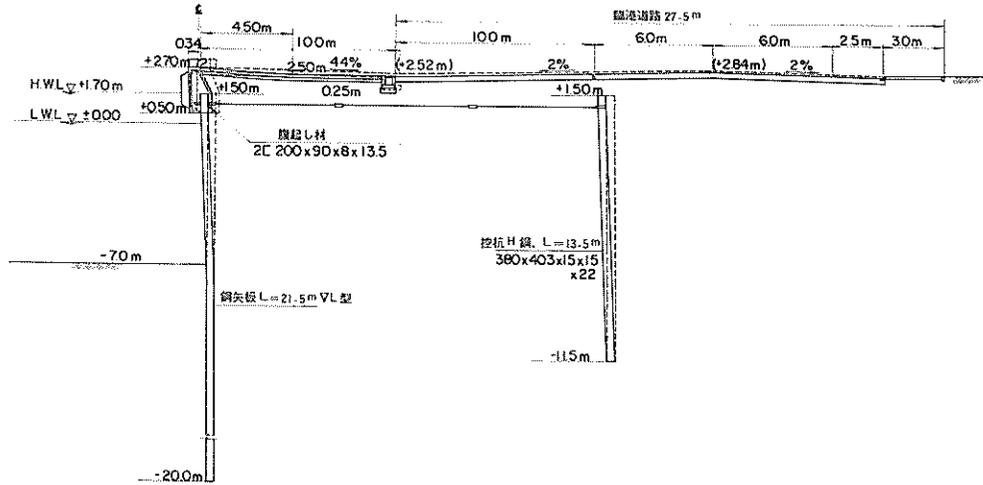


図-4.1.6 -7m準備岸壁被災断面図

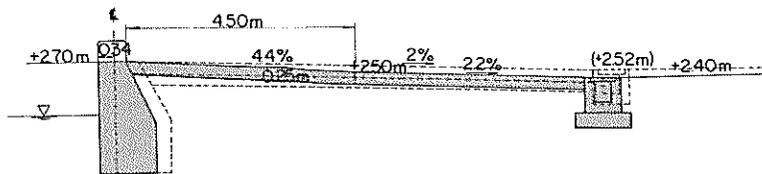


図-4.1.7 -7m準備岸壁上部工詳細図

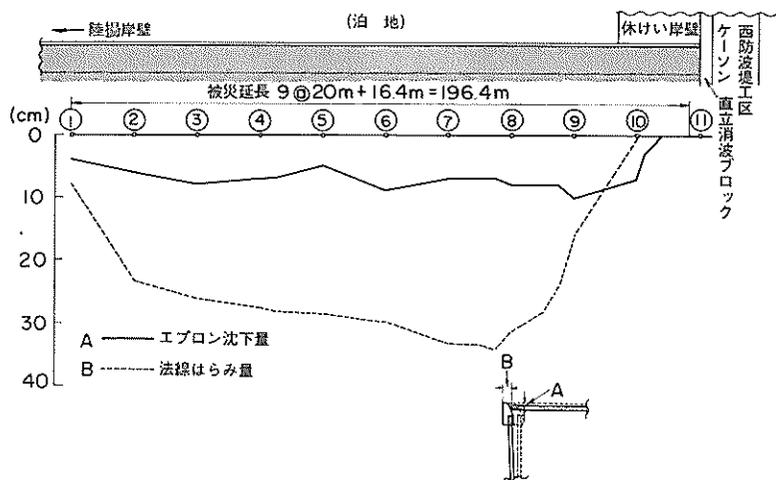


図-4.1.8 -7m準備岸壁被災状況図

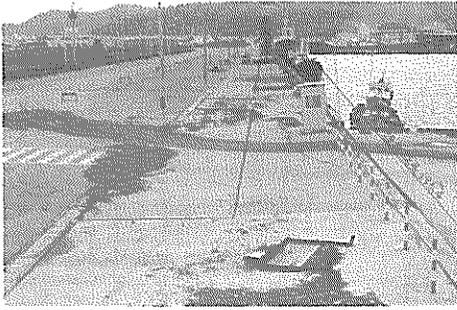


写真-4.1.1 -7m準備岸壁被災箇所全景



写真-4.1.4 -7m準備岸壁エプロンのクラック

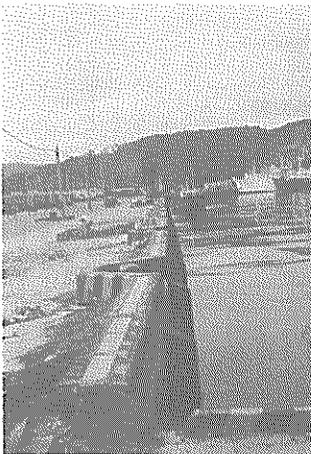


写真-4.1.2 -7m準備岸壁法線のはらみ出し

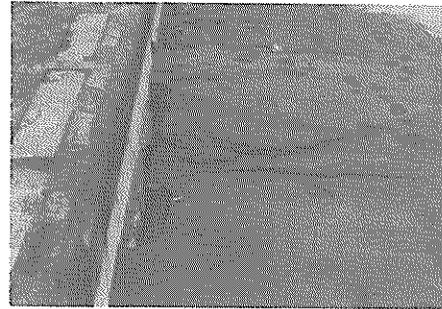


写真-4.1.5 -7m準備岸壁上部工とエプロンの間から噴出した砂

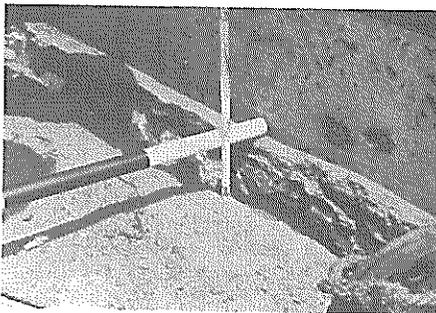


写真-4.1.3 -7m準備岸壁エプロンの沈下



写真-4.1.6 -7m準備岸壁背後道路に生じたクラックおよび噴砂

大12.8 cmの沈下が生じ、さん橋と土留上のエプロンとの間に最大8 cmの目地開きが発生した。岸壁法線に沿ったこれらの被災状況を図-4.1.10に示す。この岸壁の被災箇所からは、中央地区-7m準備岸壁において見られたような噴砂は全く認められていない。写真

-4.1.8は-4.5m岸壁の測点⑨付近の様子を示している。写真-4.1.9に測点⑨付近のエプロンの沈下状況を示す。写真-4.1.10は測点⑨付近における目地開きの状況を示している。

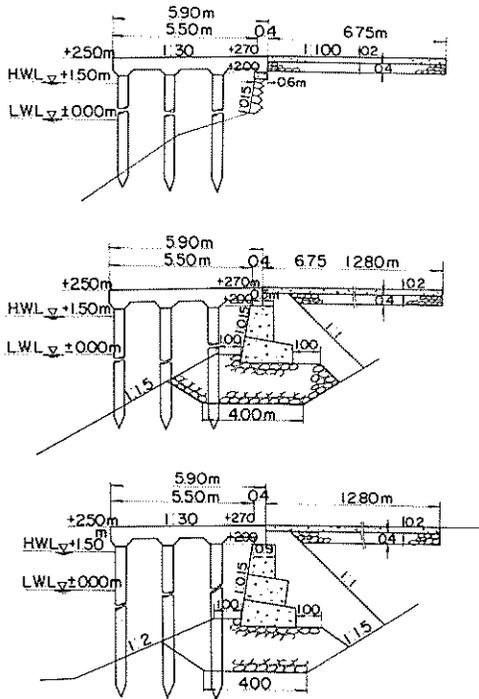


図-4.1.9 湊地区-4.5m岸壁標準断面図

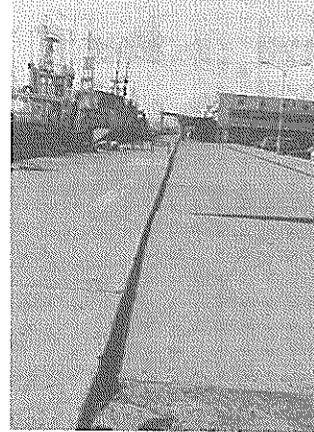


写真-4.1.8 -4.5m岸壁被災箇所(測点①付近)

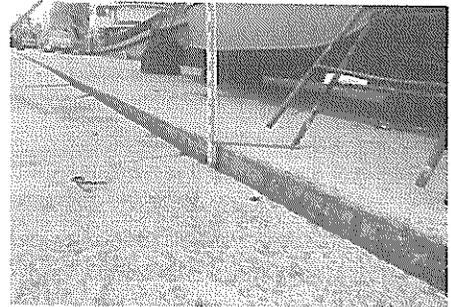


写真-4.1.9 -4.5m岸壁エプロンの段差

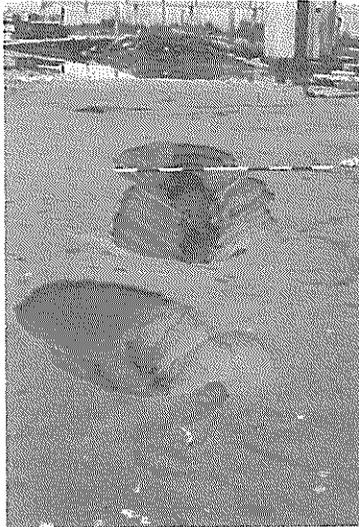


写真-4.1.7 -7m準備岸壁背後の野積場に生じた噴砂の痕跡



写真-4.1.10 -4.5m岸壁目地開き

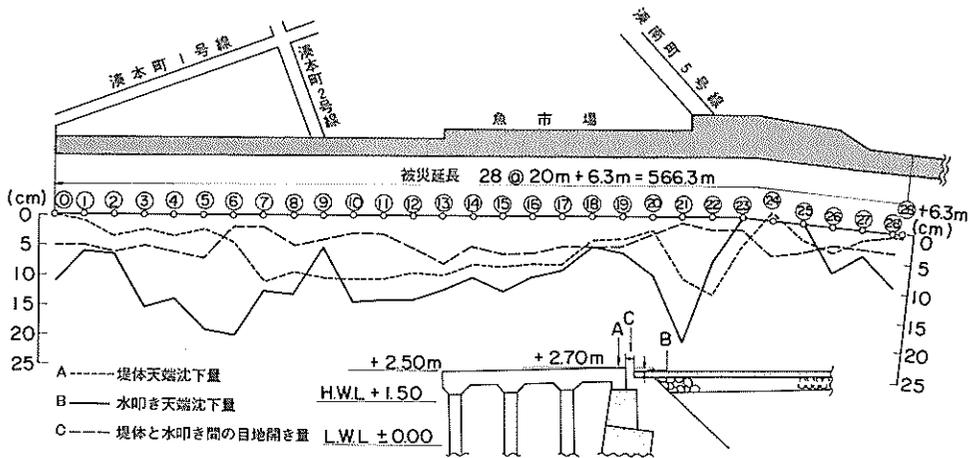


図-4.1.10 - 4.5m岸壁被災状況図

(3) 中央地区-7m岸壁背後の臨港道路

この臨港道路は昭和47年に建設されたもので、図-4.1.1において-7m準備岸壁と背後の補給施設および野積場との間に位置している。被災状況は、図-4.1.6に示すように、道路全体の沈下および岸壁の控え工直上のアスファルト舗装に発生したクラックである。写真-4.1.6は、このクラックと地中より噴出した砂を示している。写真-4.1.7は、臨港道路の背後の野積場に発生した噴砂のこん痕跡である。これら-7m岸壁背後の道路および野積場の地盤は、図-4.1.4に示した粒径加積曲線を持つ上部砂層からの浚渫土砂により埋め立てられた個所である。

4.1.3 無被災施設

(1) 中央地区-7m陸揚岸壁

-7m陸揚岸壁の標準断面は、図-4.1.5に示されている如く被災した-7m準備岸壁のものと同一であり、建設年度もほぼ同じ昭和47年である。しかし、-7m陸揚岸壁の建設された地点の旧地盤高は0~-1m程度であるのに対し、-7m休けい岸壁の建設地点の旧

地盤高は-1~-4mとなっている。このため休けい岸壁の背後にはより厚く埋立てをする必要があり、その裏埋土よりも、陸揚岸壁の背後の旧地盤の方がより締っていたために無被災であったと思われる。

(2) 中央地区-7m休けい岸壁

図-4.1.11に示す断面の鋼管ぐいさん橋であり昭和50、51年に築造されている。西防波堤に沿って中央泊地側に建設されているが、今回の地震では無被災であった。

(3) 西防波堤Ⅰ区

標準断面図を図-4.1.11および図-4.1.12に示す。これらのケーソン混成防波堤は昭和45年~49年に築造されたものであるが、今回の地震では全く被害は生じていない。

(4) 西防波堤Ⅱ区

標準断面図を図-4.1.13および図-4.1.14に示す。これらのケーソン混成堤は昭和50年度より建設工事が進められているものであり、港内外の両側を中空三角ブロックで防護された断面である。これらはいず

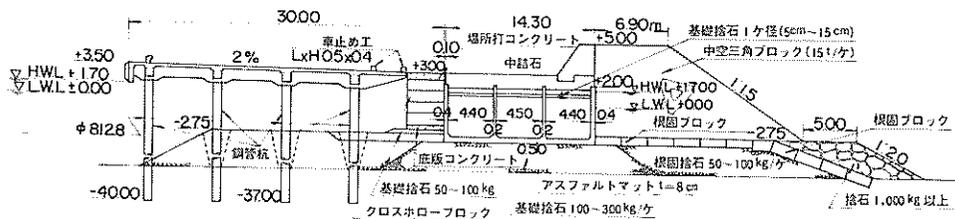


図-4.1.11 - 7m休けい岸壁および西防波堤Ⅰ区その1標準断面図

れも今回の地震による被害は認められなかった。

堤（昭和43年完成）も、今回の地震では無被災であった。

(5) 東防波堤

図-4.1.15に示す標準断面を持つケーソン防波

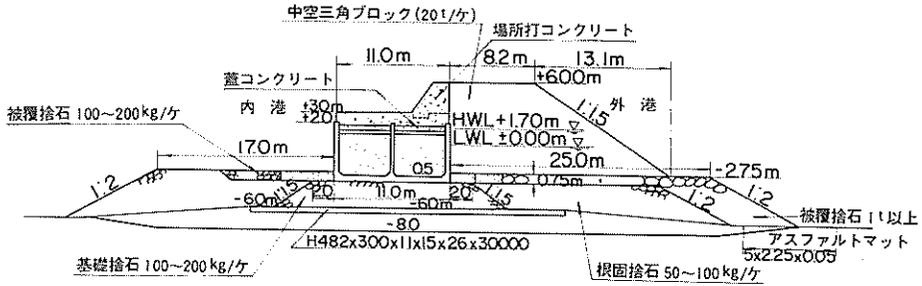


図-4.1.12 西防波堤Ⅰ区その2標準断面図

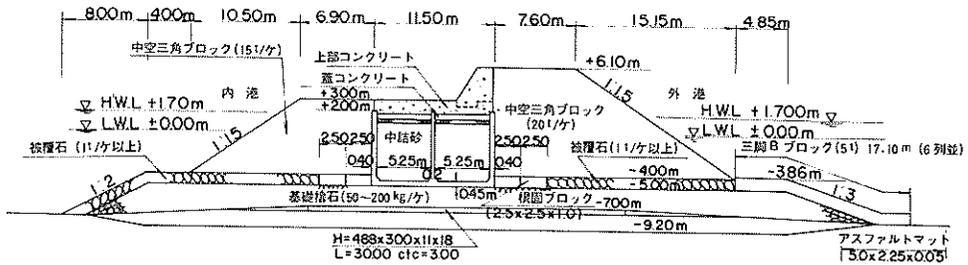


図-4.1.13 西防波堤Ⅱ区その1標準断面図

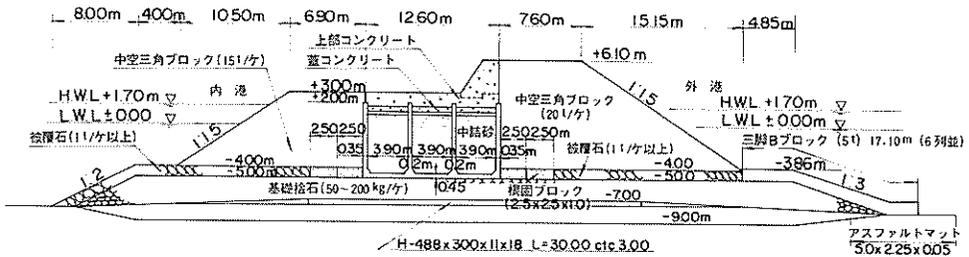


図-4.1.14 西防波堤Ⅱ区その2標準断面図

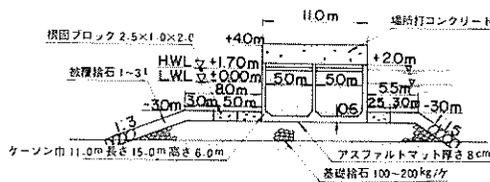


図-4.1.15 東防波堤標準断面図

4.2 関上漁港

4.2.1 概要

(1) 漁港の概要

関上漁港は、東北本線名取駅より5km余り、名取川の河口に位置し、荒浜漁港と共に宮城県南部における近海漁業の中核的漁港である。

本漁港は、伊達藩時代、藩主の御用船数隻を常備しその用に供した事跡もあり、古くから貞山運河の中継港あ

るいは漁港として利用されていたが、河口港の持つ弱点、すなわち漂砂の堆積、河口移動、河床の上昇のため漁船の出入は漸次困難となり、地元船の多くは石巻、塩釜等の他港を根拠地とするようになり、次第に衰退の情勢にあった。

昭和7年時局きょう救事業として井戸浦と本川の間に新水路を掘削し、更に右側に導流堤を築造して、河幅200mを100mに縮小したため相当の好結果を得たが、充分な域には達しなかった。

昭和24年度から貞山運河と海岸砂丘の間にある広浦

の漁港修築事業に着手し、昭和37年度までに南北導流堤685m、岸壁640m等を建設し一応所期の目的を達することができた。

しかし、漁船の大型化等により航路水深の確保はまだ満足とはいえないので、第3次、第4次整備計画では、南北導流堤の延長工事と-3.0m岸壁の建設工事を実施し、引き続いて第5次整備計画では、総事業費8億2,000万円での延長工事と内港係留施設の新設、増深を計画し、現在施工中である。

図-4.2.1には、岡上漁港の平面図を示す。

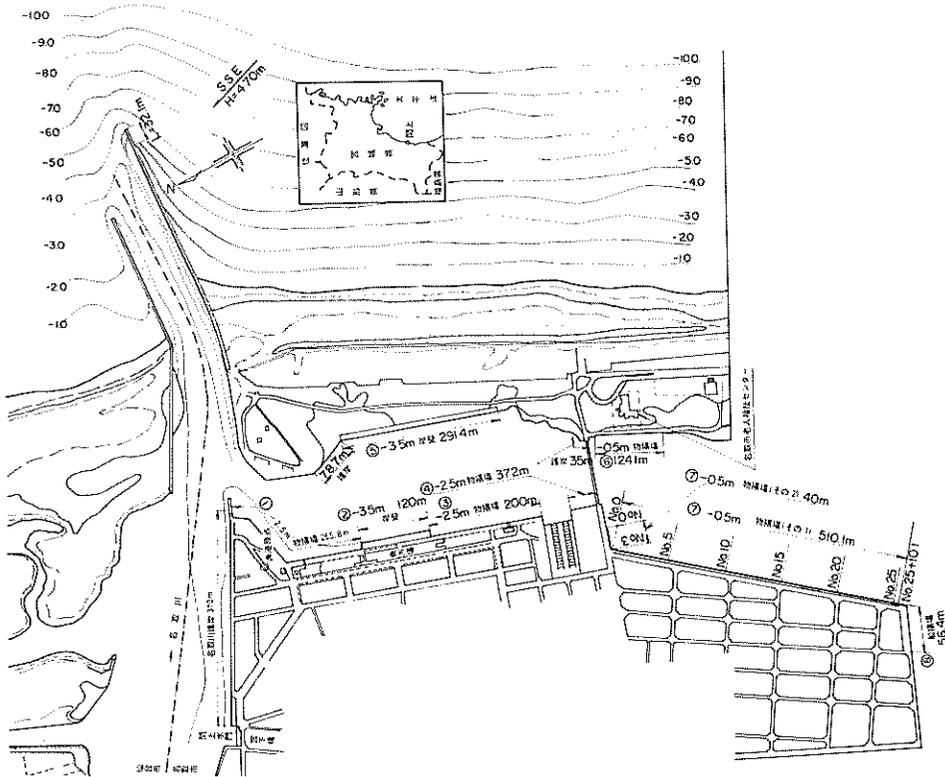


図-4.2.1 岡上漁港修築事業計画平面図

## (2) 被災の概要

表-4.2.1には、今回の被災の概況を示す。今回の被害は、漁港内の係留施設および護岸等のほとんどの施設に生じており、その規模も大きい。図-4.2.1には、主要被災施設を示す。これらのうち、図番①、③、④の-2.5m物揚場は、ブロック積式けい船岸であるが、壁体の前傾、はらみ出しおよびエプロンの沈下、亀裂が激しい。図番②の-3.5m岸壁は、横さん橋式けい船岸であるが、土留壁背後の上屋内のエプロンの沈下、亀裂、

渡版の沈下が見られる。図番⑤の-3.5m岸壁は、控え工として控え版を用いた矢板式けい船岸であるが、法線のはらみ出しおよびエプロンの沈下、亀裂が激しい。図番⑥、⑦の-0.5m物揚場は、階段式けい船岸であるが、壁体全体のすべり出し、沈下が激しい。図番⑧の船揚場は前面部の張ブロックの沈下、小口止工の沈下が激しい。

これらの施設のほかに、護岸、道路等の施設にもかなりの被災があったが、本報告では主要施設のみについて記述する。

表-4.2.1 関上漁港施設被災概況

施設名	施工年度 (昭和)	構造様式	前面水深 D.L(m)	平常高 D.L(m)	設計線度	被害報告		被災 程度	被害状況
						数量	金額(千円)		
-2.5m物揚場①	26~28	ブロック積	-2.5	+2.36		L=265.0m	262,000	Ⅲ	エプロンの沈下, 亀裂 壁体の前傾, はらみ出し, 沈下, 亀裂
-3.5m岸壁②	50	横さん橋 (土留はブロック積)	-3.5	+2.40	0.10	L=120.0m	4,800	I	エプロンの沈下, 亀裂, 前面の沈下
-2.5m物揚場③	26~28	ブロック積	-2.5	+2.36		L=200.0m	198,000	Ⅲ	エプロンの沈下, 亀裂, 壁体の前傾, はらみ出し, 沈下, 亀裂
-2.5m物揚場④		ブロック積	-2.5	+2.36		L=229.0m	20,000	Ⅲ	壁体の前傾, 沈下, 亀裂
-3.5m岸壁⑤	48	鋼矢板(控え版)	-3.5	+2.30	0.10	L=292.0m	208,000	Ⅲ	エプロンの沈下, 亀裂 法線のはらみ出し, 控え版の移動
-0.5m物揚場⑥		階段式		+2.50		L=124.0m	42,700	Ⅱ	壁体のすべり出し, 沈下
-0.5m物揚場⑦	49	階段式		+2.50		L=550.0m	258,800	Ⅲ	壁体のすべり出し, 沈下, 亀裂
船揚場⑧						A=1,195㎡ L=56.4m	18,200	Ⅲ	小口工と張ブロックの沈下
名取川護岸						L=104.0m	2,200	I	壁体の前傾, 沈下
名取川護岸						L=202.0m	12,200	I	壁体の前傾, 沈下
護岸						L=33.0m	7,500		壁体の前傾, 沈下, 亀裂
護岸						L=22.0m	400		水叩工の沈下
護岸						L=29.0m	3,100		壁体前傾, 鋪装の沈下

(3) 土質

関上漁港の土質は、図-4.2.2(a)~(l)に示すとおりである。

図-4.2.2(b)~(l)の土質柱状図によると、上漁港の土質は、表層部のたい積層を除いて、各所ではほぼ同様である。上層部には、中粒砂が存在し、その下に細砂がたい積している。さらにその下には、存在する場所としない場所があるが、薄い粘土層もしくは細粒砂層が存在する。一番下には、砂れき層が存在している。この砂れき層の高さは、名所ではほぼ一様であり、-2.0~-2.2m位で現われる。

図-4.2.3(a),(b)には、ボーリングNo. 6, 6', 15における粒度分析結果を示す。

① -2.5m物揚場(図番①)(図-4.2.2(b)参照)  
この物揚場の土質は、上から粗粒砂(-5m位まで)、中粒砂(-1.0m位まで)、細砂(-2.2m位まで)と順に細かくなっており、一番下に砂れき層が存在する。上層の粗粒砂は、N値10前後とやわらかく、下層の中粒砂、細粒砂はN値が20前後ある。最下層の砂れきはN値50以上と非常に堅い。

② -3.5m岸壁(図番⑤)(図-4.2.2(c),(d), 図-4.2.3(a)参照)

この岸壁の土質は、海底より-1.0m前後まではN値10位の中粒砂、その下にN値20前後の細粒砂が-2.0mより少し上までたい積しており、薄い粘土層、細粒砂層を挟んでN値50以上の砂礫層となっている。

なお、この岸壁背後の地盤は、図-4.2.2(d)でわかるように、非常にゆるく、地表面より-1.0m付近までは、N値0~5位しかなく-4.0m付近までは、N値

10位である。

③ -0.5m物揚場(図番⑦)(図-4.2.2(l), 図-4.2.3(b)参照)

この物揚場の土質は、最上層にはN値0位の非常にやわらかい粘土が-2~-3m付近までたい積し、その下に1~5m位いの層厚の粗粒砂(N値10~20)がたい積している。さらに、細粒砂、シルト混り細粒砂(N値20~40位)が、-1.7~2.2m位までたい積し、薄い粘性土層、細粒砂層を挟んでN値50以上の砂れき層となっている。

4.3.2 各施設の被災状況

(1) -2.5m物揚場(図番①)

図-4.2.4にこの物揚場の標準断面図を示す。この物揚場は、ブロック積式けい船岸である。写真-4.2.1には、この物揚場の全景を示す。

図-4.2.5には被災平面図、図-4.2.6には被災断面図を示す。また、表-4.2.2には、物揚場上部工のはらみ出し量および沈下量を示す。写真-4.2.2~6には、各部の被災状況を示す。

本物揚場の被災は、全域にわたり非常に激しいものとなっている。壁体の前傾、はらみ出しは大きく、エプロンの沈下、亀裂も著しい。このほかに、背後物揚場にも多数の亀裂が見られる。

① 上部工の前傾、はらみ出しおよび亀裂

表-4.2.2によると、壁体上部工のはらみ出しは大きく、平均数10cmもあり、最高で111cmにも及んでいる。写真-4.2.2~5には、上部工の前傾、はらみ出しおよび亀裂の状況を示す。

② エプロンの沈下、亀裂



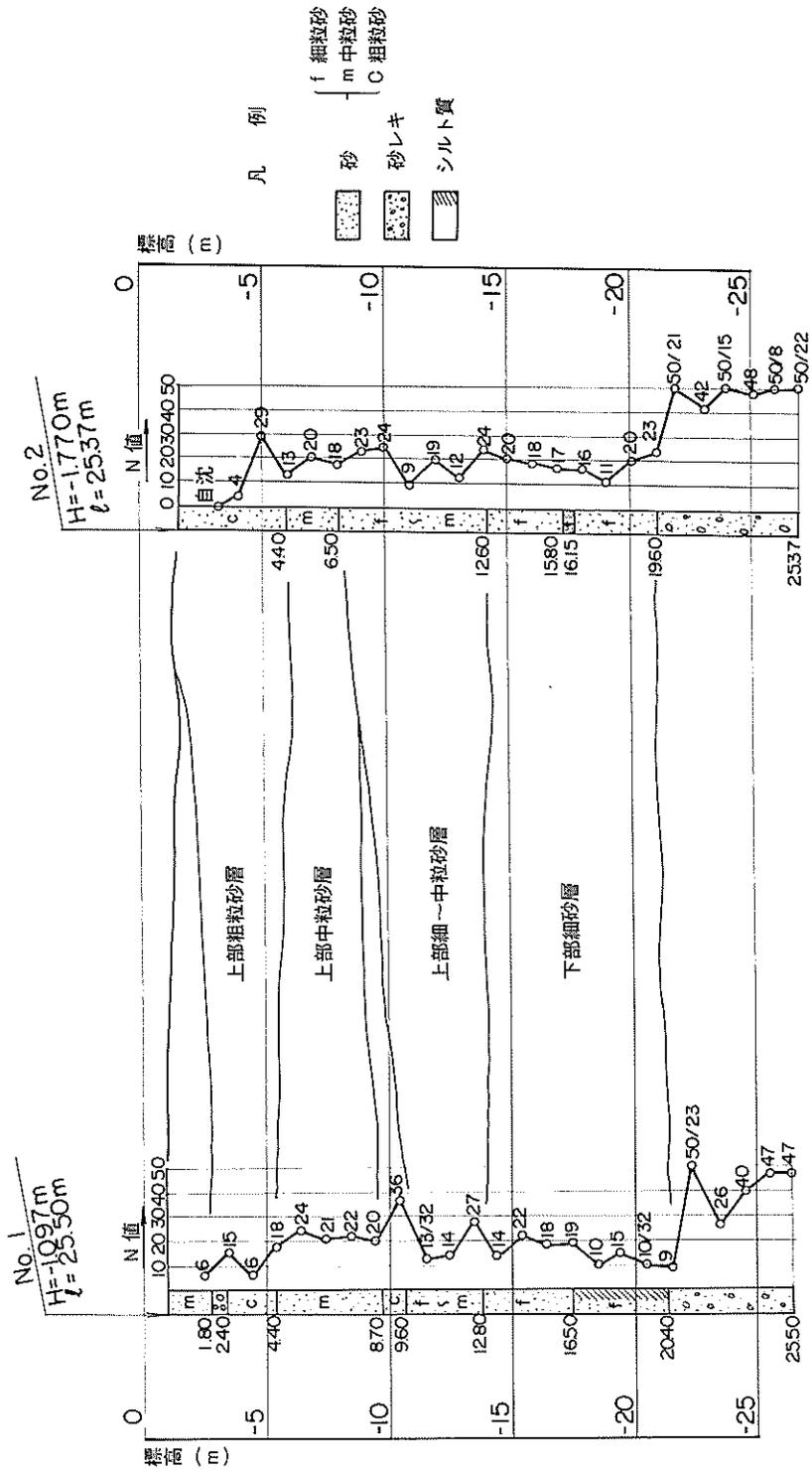


図-4・2・2(b) 土質図 (-2.5 m物揚場 (図番①))

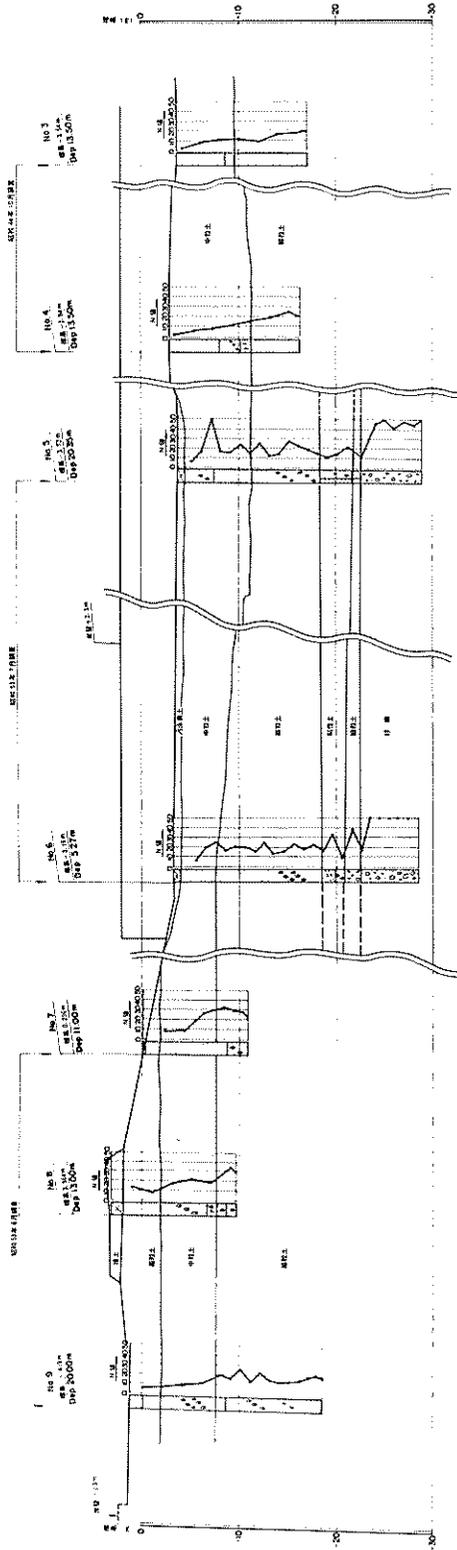


图4.2.2(c) 土质图 (-3.5m岸壁 (图番⑤))

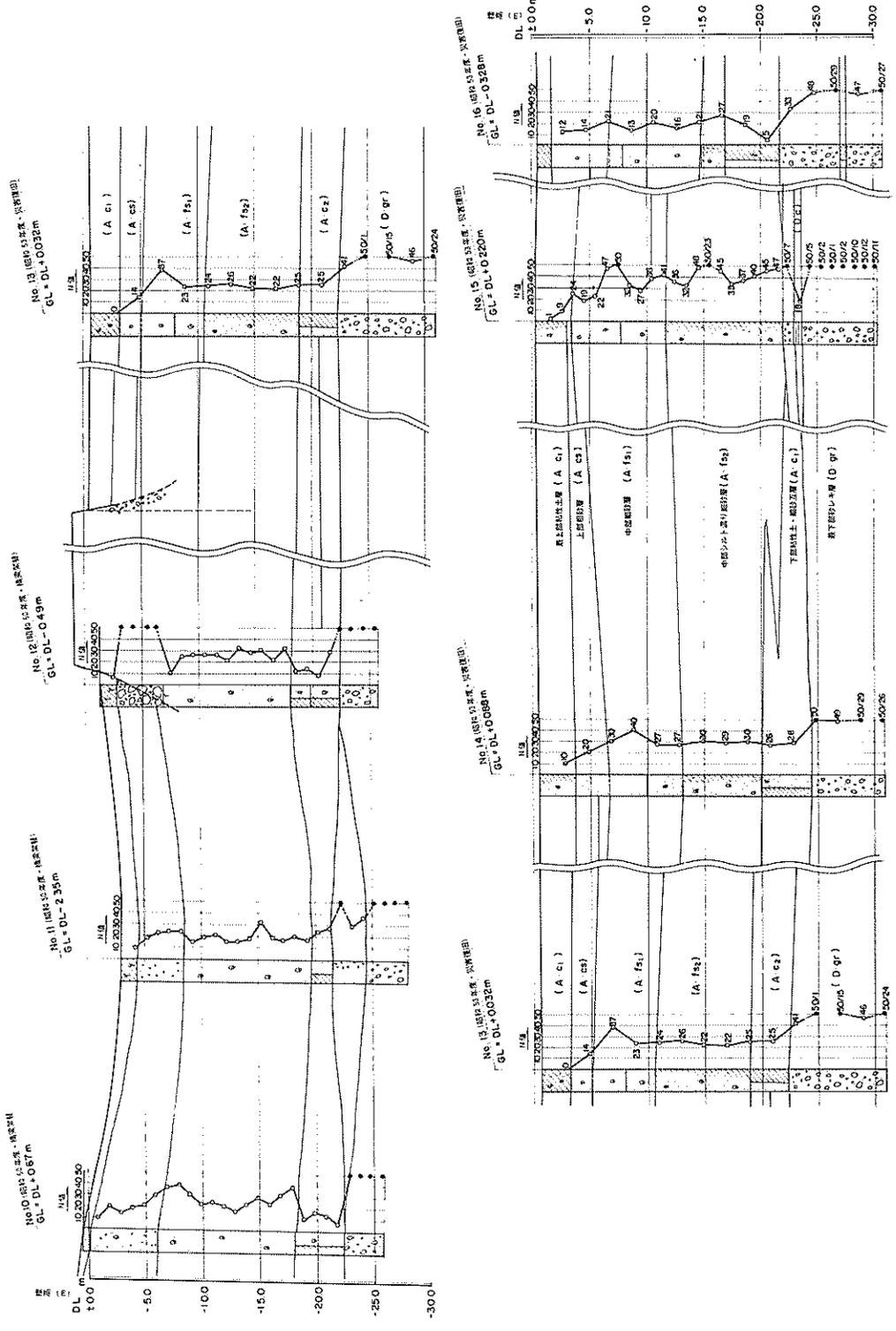


図-4.2.2(e) 土質図(-0.5m物揚場(図番⑦))

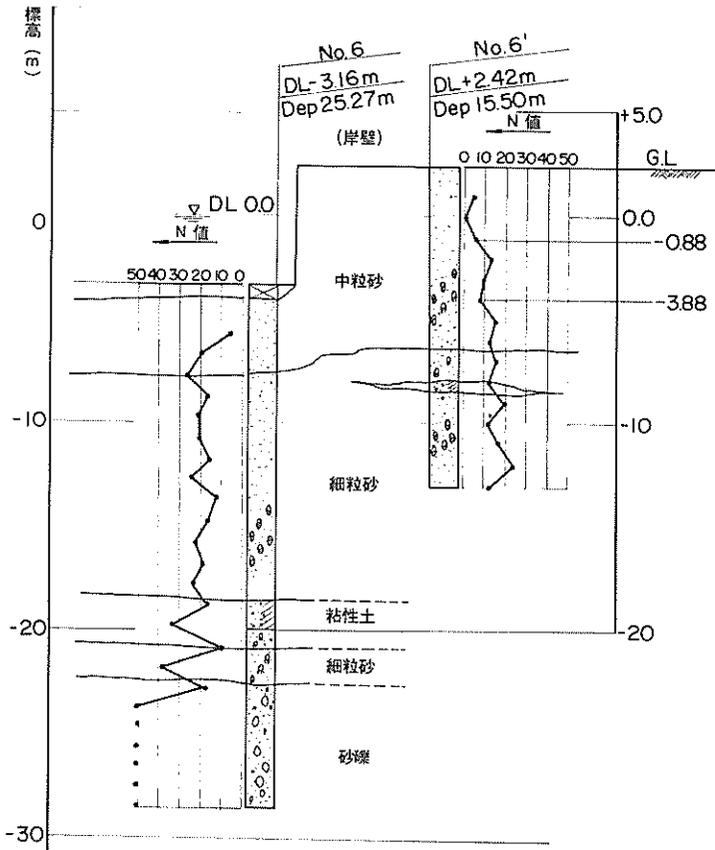


図-4.2.2(d) 土質図(-3.5m岸壁(図番⑥))

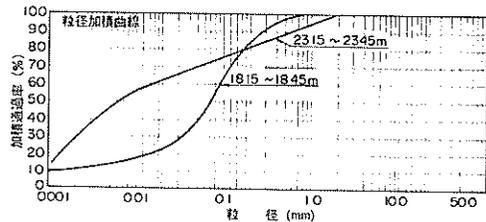
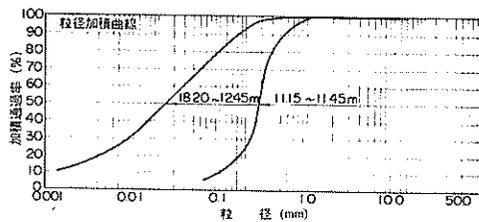
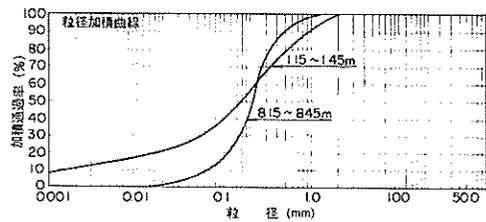
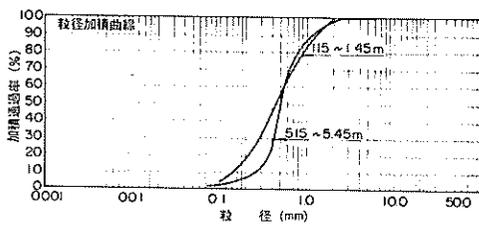
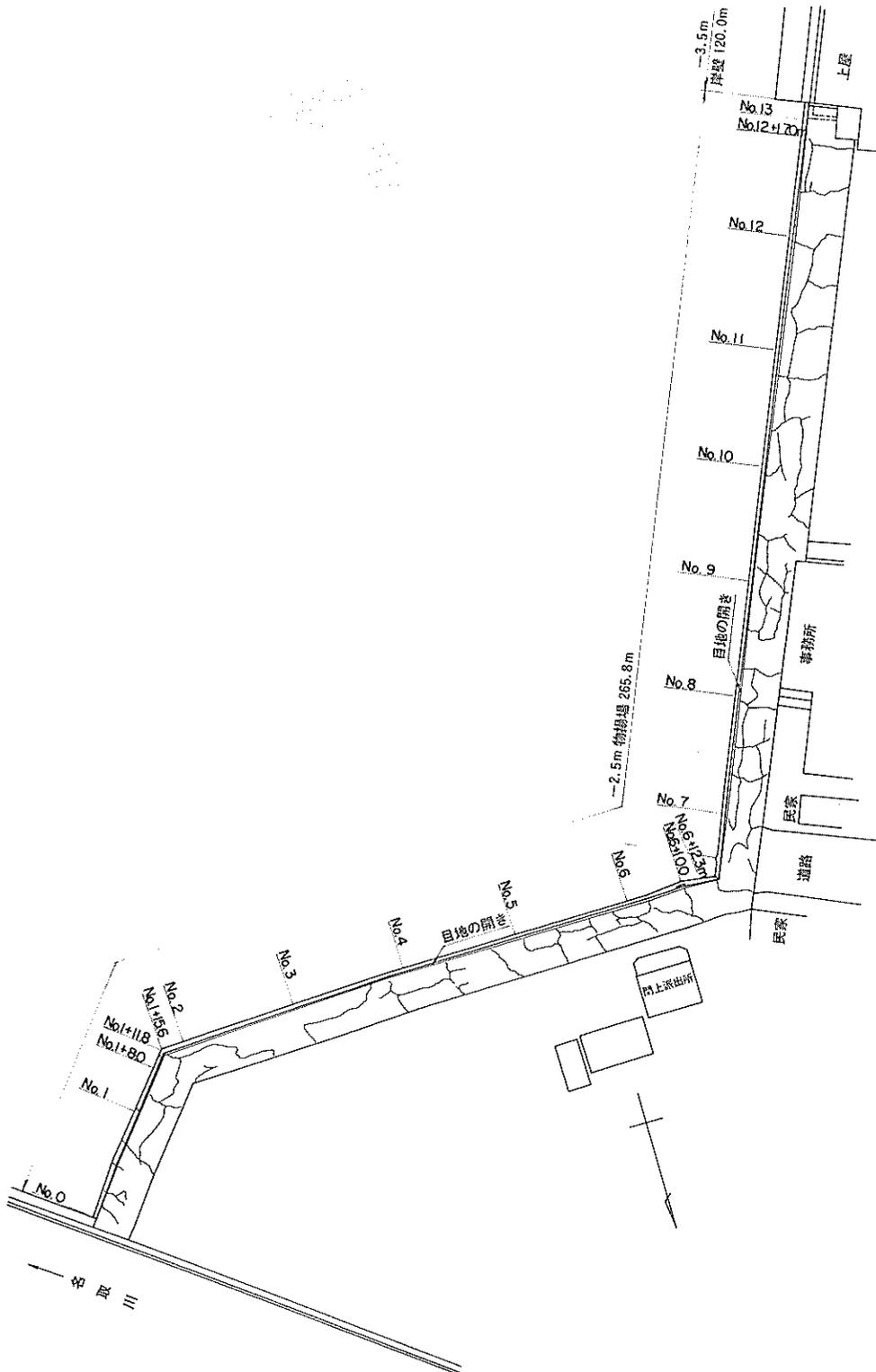


図-4.2.3(a) -3.5m岸壁(図番⑥)の粒径分布

図-4.2.3(b) -0.5m物揚場(図番⑦)の粒径分布





図一 4.2.5 - 2.5m物持ち場 (図番①) 被災平面図

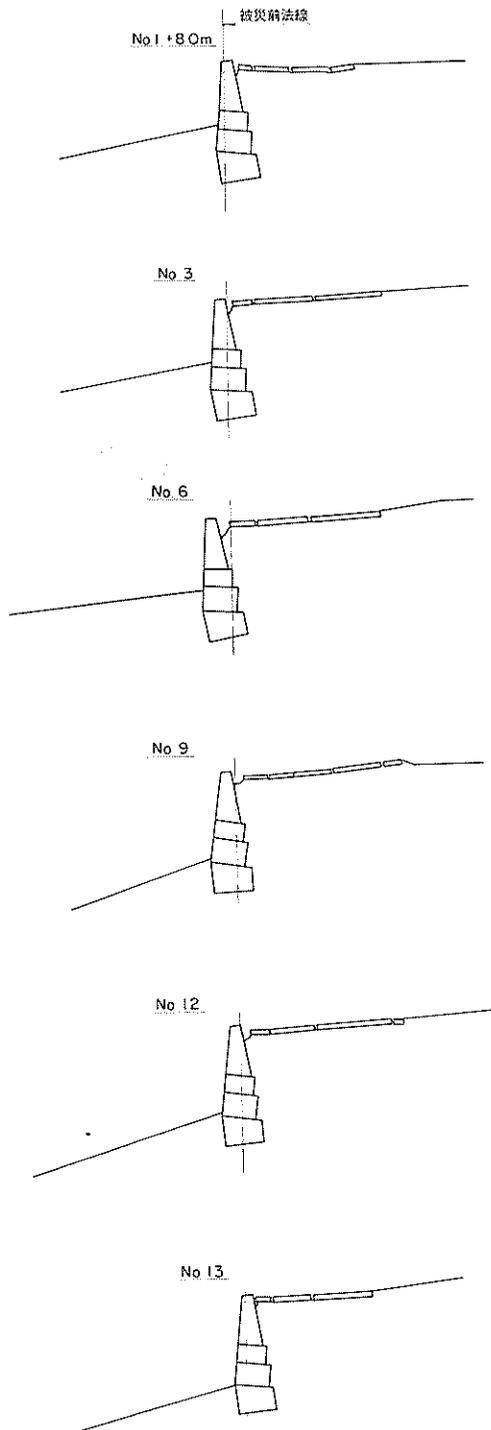


図-4.2.6 - 2.5m物揚場(図番①)被災断面図

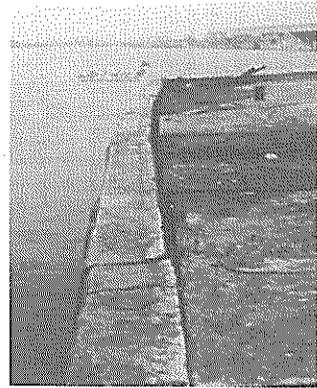


写真-4.2.2 上部工のはらみ出しおよび亀裂  
(No. 1~No. 1+1.8m)

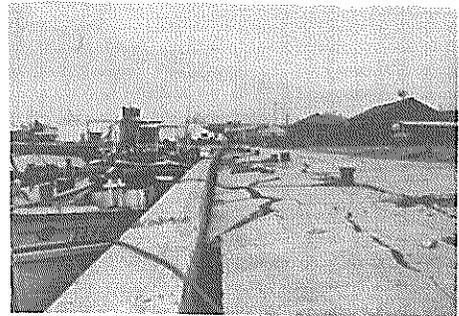


写真-4.2.3 上部工の前傾およびエプロンの沈下  
亀裂(No. 3+1.0m付近より  
No. 6方向)



写真-4.2.4 上部工の前傾および破壊  
(No. 6+8.0m付近)

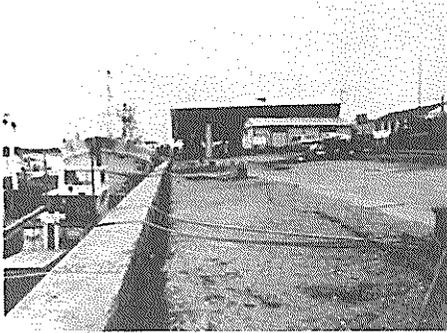


写真-4.2.5 上部工の前傾およびエプロンの沈下亀裂 (No. 11付近よりNo. 13方向)

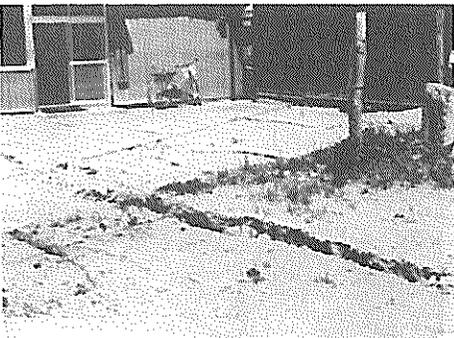


写真-4.2.6 背後野積場の亀裂 (No. 6付近)

図-4.2.5に示したように、エプロンの亀裂は非常に激しく、エプロン全域で生じている。また、沈下も、図-4.2.6で分るように、すべての断面で生じている。写真-4.2.3, 5には、エプロンの沈下、亀裂の状況を示す。

③ その他

写真-4.2.6には、エプロン背後の野積場の亀裂の状況を示す。

(2) -3.5m岸壁 (図番②)

図-4.2.7に、この岸壁の標準断面図を示す。この岸壁は、在来の-2.5m物揚場を-3.5mけい船岸に改良するために、前面に横さん橋を新しく設置し、在来のブロック積み壁を土留壁として用いた横さん橋式けい船岸である。表-4.2.3には、この岸壁の設計条件を示す。写真-4.2.7には、本横さん橋の正面よりの全景を示す。

図-4.2.8には、代表的な被災断面図、表-4.2.4には、土留壁天端での沈下量を示す。

本岸壁の被災は、土留壁およびその背後のエプロンに生じており、さん橋本体には被災が見られない。主要な

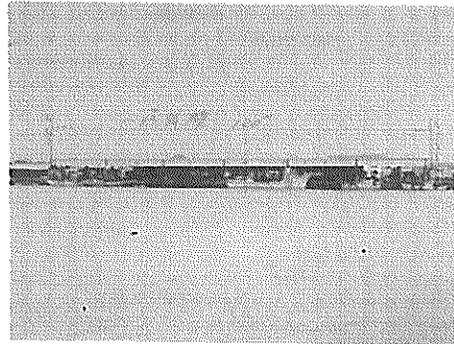


写真-4.2.7 -3.5m岸壁 (図番②) 全景

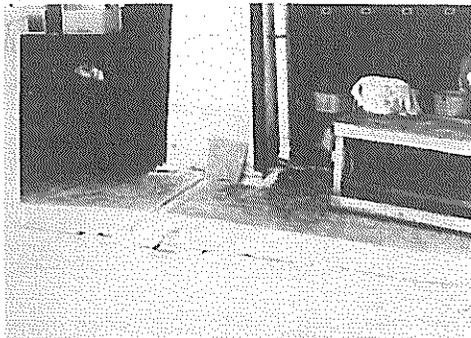


写真-4.2.8 エプロンの沈下

表-4.2.3 -3.5m岸壁 (図番②) 設計条件

設計震度	0.1
上載荷重	常時 1.0 tf/m <sup>2</sup> 地震時 0.5 tf/m <sup>2</sup>
残留水位	+1.0 m
設計水深	-3.8 m
船舶接岸速度	0.3 m/s
船舶けん引力	10 tf (1基当り)

被災は、エプロンの沈下、亀裂、側溝の沈下であり渡版の沈下も見られる。

① エプロンの沈下

写真-4.2.8には、上屋の柱の基部付近のエプロンの沈下を、写真-4.2.9には、上屋内のエプロンの沈下、不陸の状況を示す。

② 側溝の沈下

写真-4.2.10には、土留壁すぐ背後の側溝の沈下の状況を示す。

表-4.2.4 - 3.5m岸壁(図番㉔)の沈下量(土留壁天端)

測点	沈下測定値(m)	備考
No. 0	0.02	設計天端高+2.36
No. 0+10.0	0.015	
No. 1	0.015	
No. 1+10.0	0.045	
No. 2	0.03	
No. 2+10.0	0.00	
No. 3	0.01	
No. 3+10.0	0.035	
No. 4	0.03	
No. 4+10.0	0.02	
No. 5	0.02	
No. 5+10.0	0.025	
No. 6	0.015	

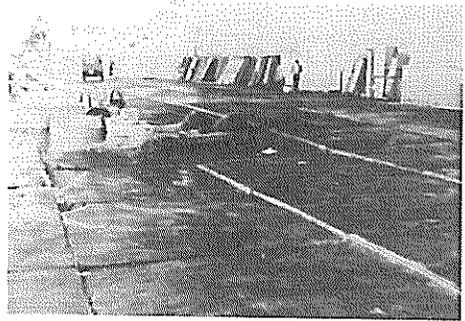


写真-4.2.9 上屋内のエプロンの沈下, 不陸

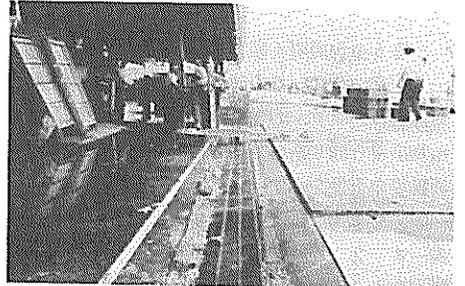


写真-4.2.10 側溝の沈下(No. 4付近)

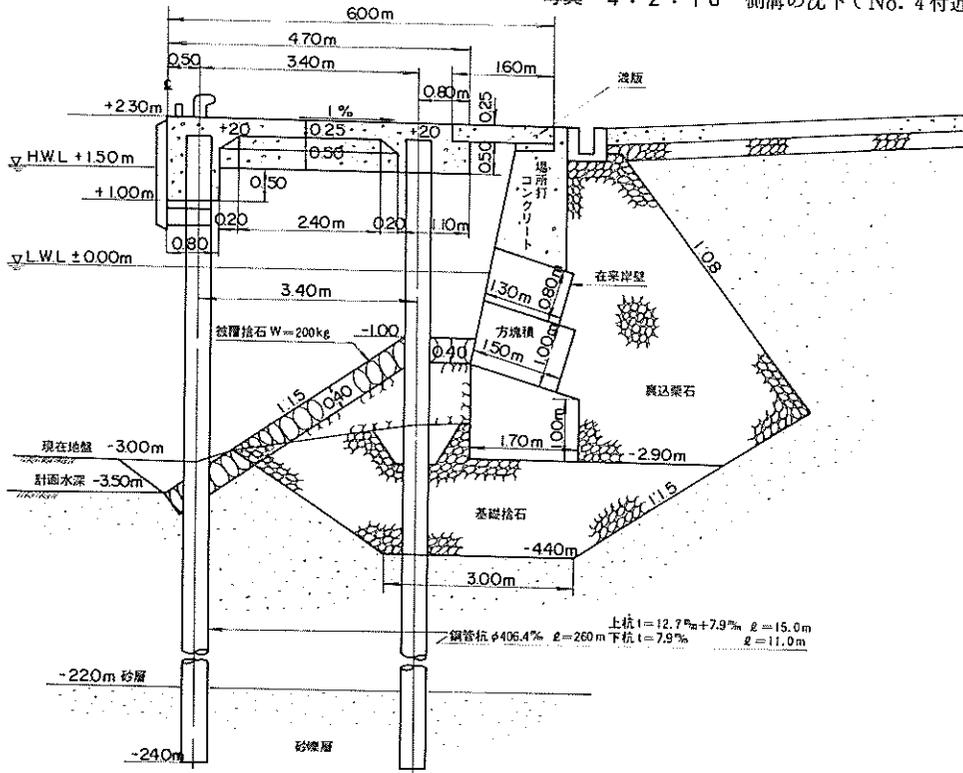


図-4.2.7 - 3.5m岸壁(図番㉔)標準断面図

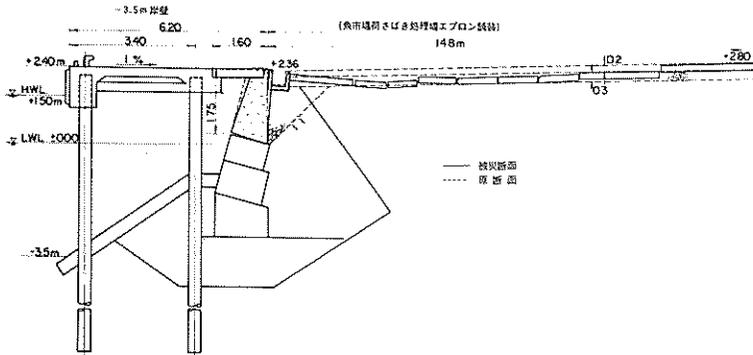


図-4.2.8 - 3.5 m岸壁 (図番②)被災断面図

(3) - 2.5 m物揚場 (図番③)

図-4.2.9に、この物揚場の標準断面図を示す。この物揚場は、ブロック積式けい船岸であり、図番①の-2.5 m物揚場と同じ断面である。写真-4.2.11にこの物揚場の全景を示す。

図-4.2.10には、本物揚場の代表的な被災断面図、表-4.2.5には、壁体上部工のはらみ出し量および沈下量を示す。写真-4.2.12~16には、各部の被災状況を示す。

本物揚場の被害は、全域にわたっており、図番①の-2.5 m物揚場と同程度の被害である。壁体の前傾、はらみ出しは大きく、エプロンの沈下、亀裂も著しい。また、背後の野積場の亀裂も大きく、その背後の道路にまで亀裂が見られる。

① 壁体の前傾、はらみ出し

表-4.2.5に示すように、上部工のはらみ出し量は非常に大きく、ほぼ全域にわたり100 cm前後あり、最大で122 cmとなっている。写真-4.2.12には、上部工の前傾、はらみ出しの状況を示す。

② エプロンの沈下、亀裂

写真-4.2.12, 13には、エプロンの沈下、亀裂の状況を示す。写真-4.2.14には、エプロン舗装と背後の加工場の舗装の間の目地の開きの状況を示す。

③ その他

写真-4.2.15には、エプロン背後の野積場の沈下、亀裂の状況を示す。写真-4.2.16には、取付護岸の上部工の亀裂、はらみ出しの状況を示す。

(4) - 2.5 m物揚場 (図番④)

図-4.2.11に、この物揚場の標準断面図を示す。この物揚場は、ブロック積式けい船岸であり、図番①、②の-2.5 m物揚場と同じ断面である。写真-4.2.17には、この物揚場の正面よりの全景を示す。

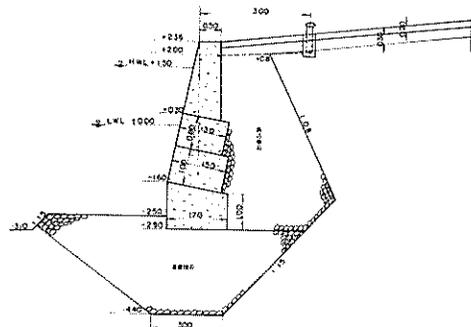


図-4.2.9 - 2.5 m物揚場 (図番③)標準断面図

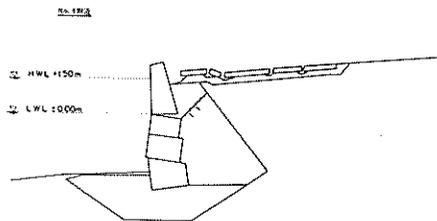


図-4.2.10 - 2.5 m物揚場 (図番③)被災断面図

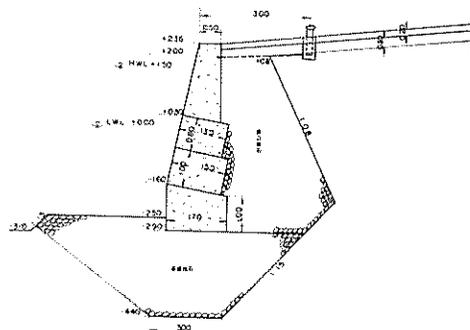


図-4.2.11 - 2.5 m物揚場 (図番④)標準断面図

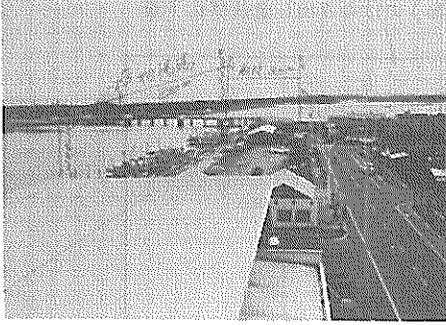


写真-4.2.11 -2.5m物揚場(図番③)全景



写真-4.2.14 加工場舗装とエプロンの目地の開き(No.6付近)

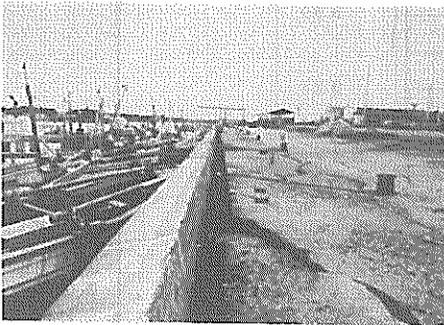


写真-4.2.12 上部工の前傾, はらみ出しおよびエプロンの沈下, 亀裂(No.0 +10.0m付近よりNo.9方向)



写真-4.2.15 野積場の沈下, 亀裂

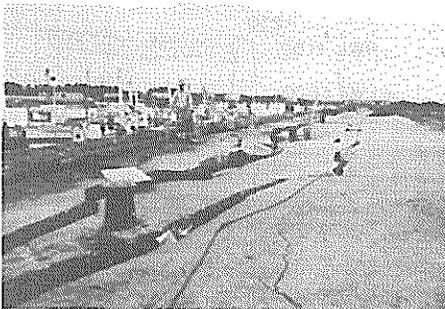


写真-4.2.13 エプロンの沈下, 亀裂(No.8 付近よりNo.9方向)



写真-4.2.16 取付護岸の亀裂, はらみ出し

表-4.2.5 - 2.5m物揚場(図番③)のはらみ出し量及び沈下量

測点	はらみ出し量 (m)	はらみ出し図	沈下測定値 (m)	備考
No. 0	0.80			魚市場西側階段端から
No.0 + 10.0	0.78			
No. 1	0.71		0.20	
No.1 + 10.0	0.69		0.16	
No. 2	0.68		0.14	
No.2 + 10.0	0.71		0.09	
No. 3	0.71		0.24	
No.3 + 10.0	0.73		0.31	
No. 4	0.84		0.34	
No.4 + 10.0	1.00		0.20	
No. 5	1.09		0.19	
No.5 + 10.0	1.13		0.20	
No. 6	1.22		0.20	
No.6 + 10.0	1.22		0.19	
No. 7	1.13		0.19	
No.7 + 10.0	0.87			
No. 8	0.42			
No.8 + 10.0	0.19			
No. 9	0.13			
No.9 + 10.0	-0.30		0.19	造船所東側

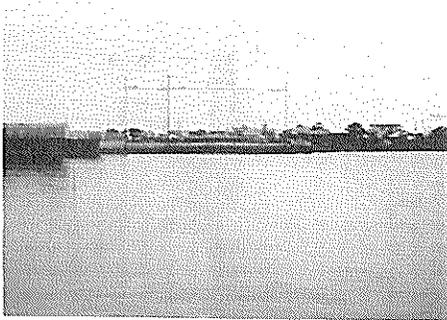


写真-4.2.17 - 2.5m物揚場(図番④)全景

図-4.2.12には被災断面図、表-4.2.6には、壁体上部工のはらみ出し量および沈下量を示す。写真-4.2.18, 19には、各部の被災状況を示す。

本物揚場の被災は非常に激しい。壁体の前傾、はらみ出しが大きく、エプロンの沈下、亀裂も著しい。

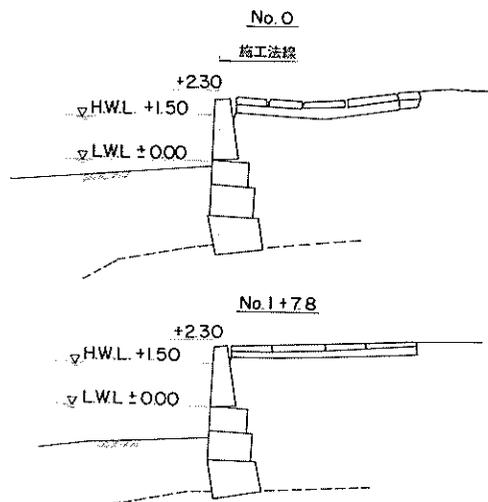


図-4.2.12 - 2.5m物揚場(図番④)被災断面図

表-4.2.6 - 2.5m物揚場(図番④)のはらみ出し量及び沈下量

測点	はらみ出し量(m)	はらみ出し図	沈下測定値(m)	備考
No. 0	0.21		0.11	設計天端高 <sub>m</sub> +2.30
No. 1	0.85		0.06	
No.1 + <sup>m</sup> 9.0	0.55		0.05	
No.1 + <sup>m</sup> 17.2	0.42		0.05	

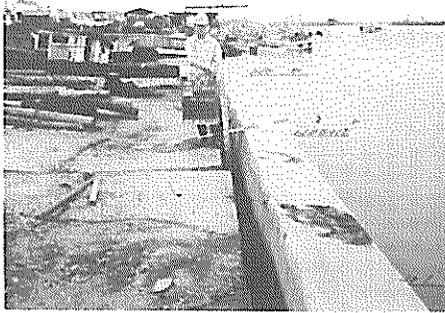


写真-4.2.18 上部工の前傾, はらみ出しおよびエプロンの沈下, 亀裂 (No.0~No.1)



写真-4.2.19 エプロンの沈下, 亀裂

表-4.2.7 - 3.5m岸壁(図番⑤) 設計条件

設計震度	0.1
上 載 荷 重	常時 1.0 tf/m <sup>2</sup> 地震時 0.5 tf/m <sup>2</sup>
残 留 水 位	+1.0 m
設計水深	-4.0 m

① 上部工の前傾, はらみ出し

表-4.2.6に示すように, 壁体のはらみ出し量は21~85cmにもなっている。写真-4.2.18には上部工の前傾, はらみ出しの状況を示す。

② エプロンの沈下, 亀裂

写真-4.3.18, 19には, エプロンの沈下, 亀裂の状況を示す。

(5) - 3.5m岸壁(図番⑤)

図-4.2.13に, この岸壁の標準断面図を示す。この岸壁は, 控え版を用いた矢板式けい船岸である。表-4.2.7には, この岸壁の設計条件を示す。写真-4.2.20には, この岸壁の正面よりの全景を示す。

図-4.2.14には被災平面図, 図-4.2.15には被災正面図, 図-4.2.16には被災断面図を示す。さらに, 図-4.2.17には, 代表的な被災断面と原断面との比較を示す。また, 表-4.2.8には, 矢板上部工における法線のはらみ出し量および沈下量を示す。写真-4.2.21~23には, 各部の被災状況を示す。

本岸壁の被災は非常に激しく, 全域にわたり矢板の前

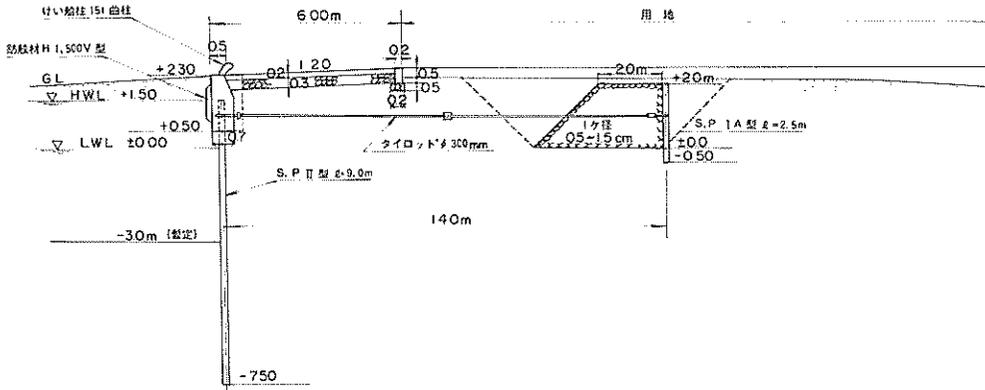
傾, はらみ出しが生じ, エプロンの沈下, 亀裂も著しい。

① 矢板の前傾, はらみ出し

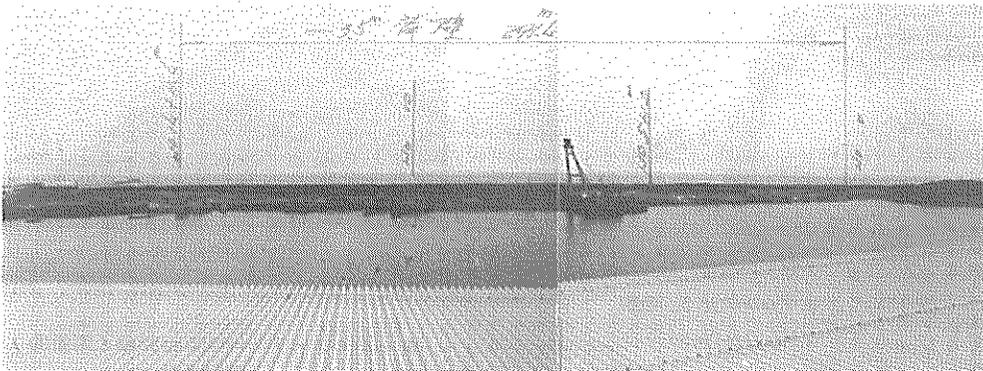
表-4.2.8に示したように, 矢板上部工法線のはらみ出しは, 岸壁中央部で凸状となっており, その値は最大106cmとなっている。写真-4.2.21には法線のはらみ出し, 写真-4.2.22には, 矢板上部工の前傾の状況を示す。

② エプロンの沈下, 亀裂

図-4.2.14に示したように, エプロンの亀裂は, 法線平行方向にほぼ全域にわたり生じている。写真-4.2.21, 23には, エプロンの沈下, 亀裂の状況を



図一４．２．１３ ー 3.5 m岸壁（図番③）標準断面図

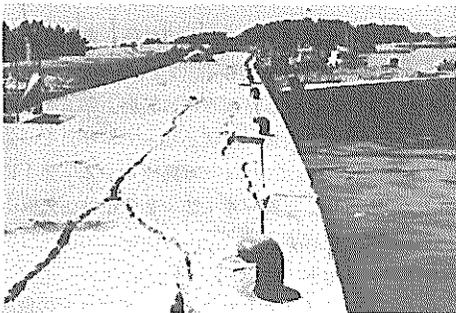


写真一４．２．２０ ー 3.5 m岸壁（図番③）全景

示す。

③ その他

写真一４．２．２４には、控え工上の地盤の法線平行方向の凹凸を示す。これは、控え版の移動により生じたと思われる。写真一４．２．２５には、岸壁背後の松林内の地盤の亀裂を示す。



写真一４．２．２１ 上部工のはらみ出しおよびエプロンの沈下、亀裂



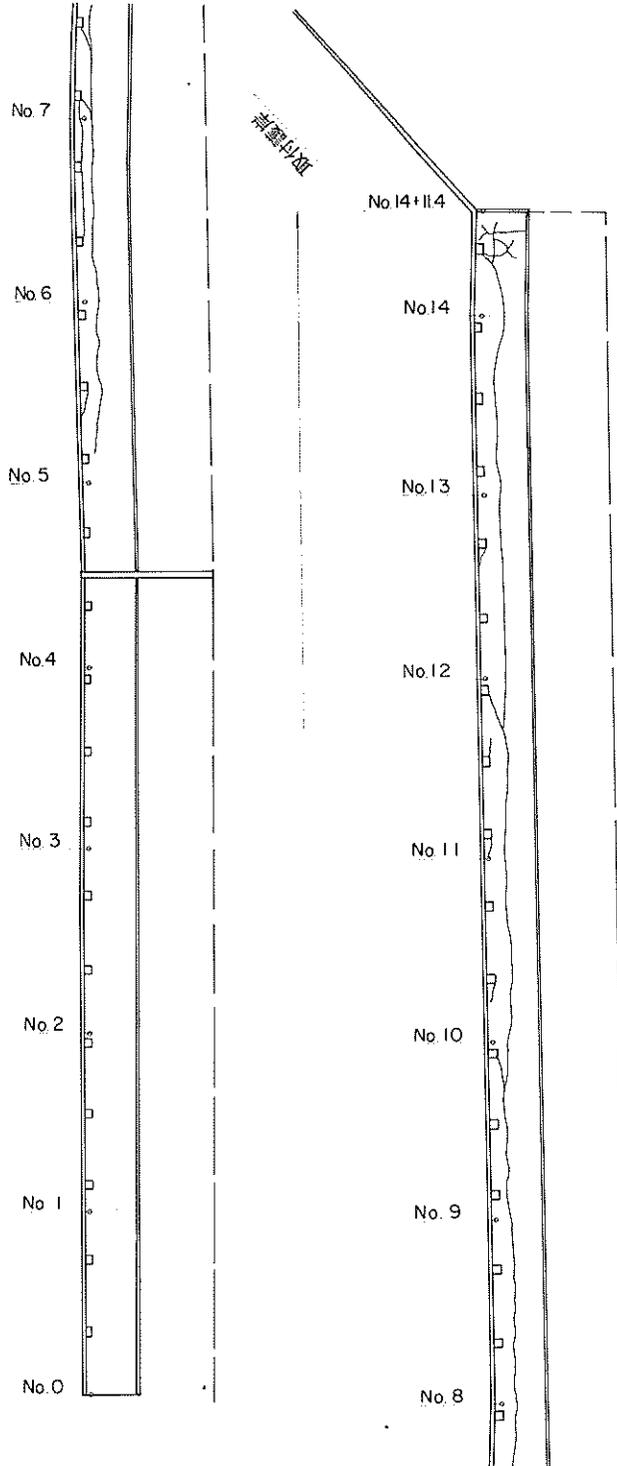
写真一４．２．２２ 上部工の前傾（No. 9 付近）

(6) ー 0.5 m物揚場（図番⑥）

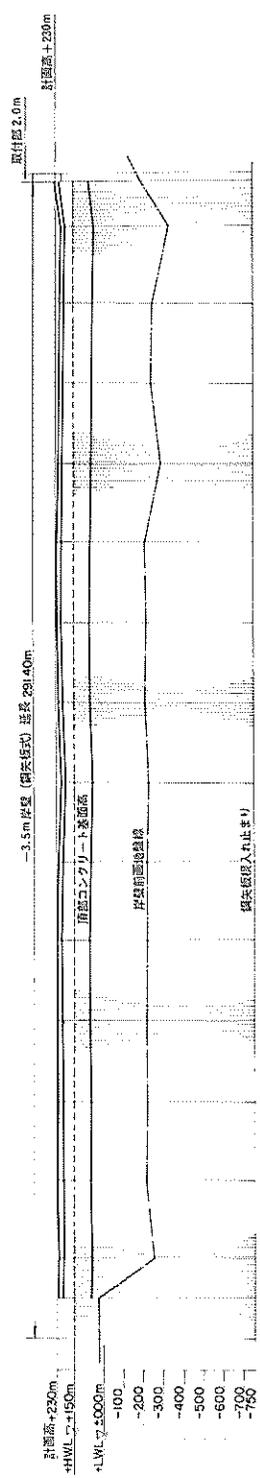
図一４．２．１８に、この物揚場の標準断面図を示す。この物揚場は、階段式係船岸である。写真一４．２．２６に、この物揚場の正面よりの全景を示す。

図一４．２．１９には、代表的な被災断面図を示す。表一４．２．９には、壁体のすべり出し量および沈下量を示す。

—3.5 m 岸壁延長 291.40 m

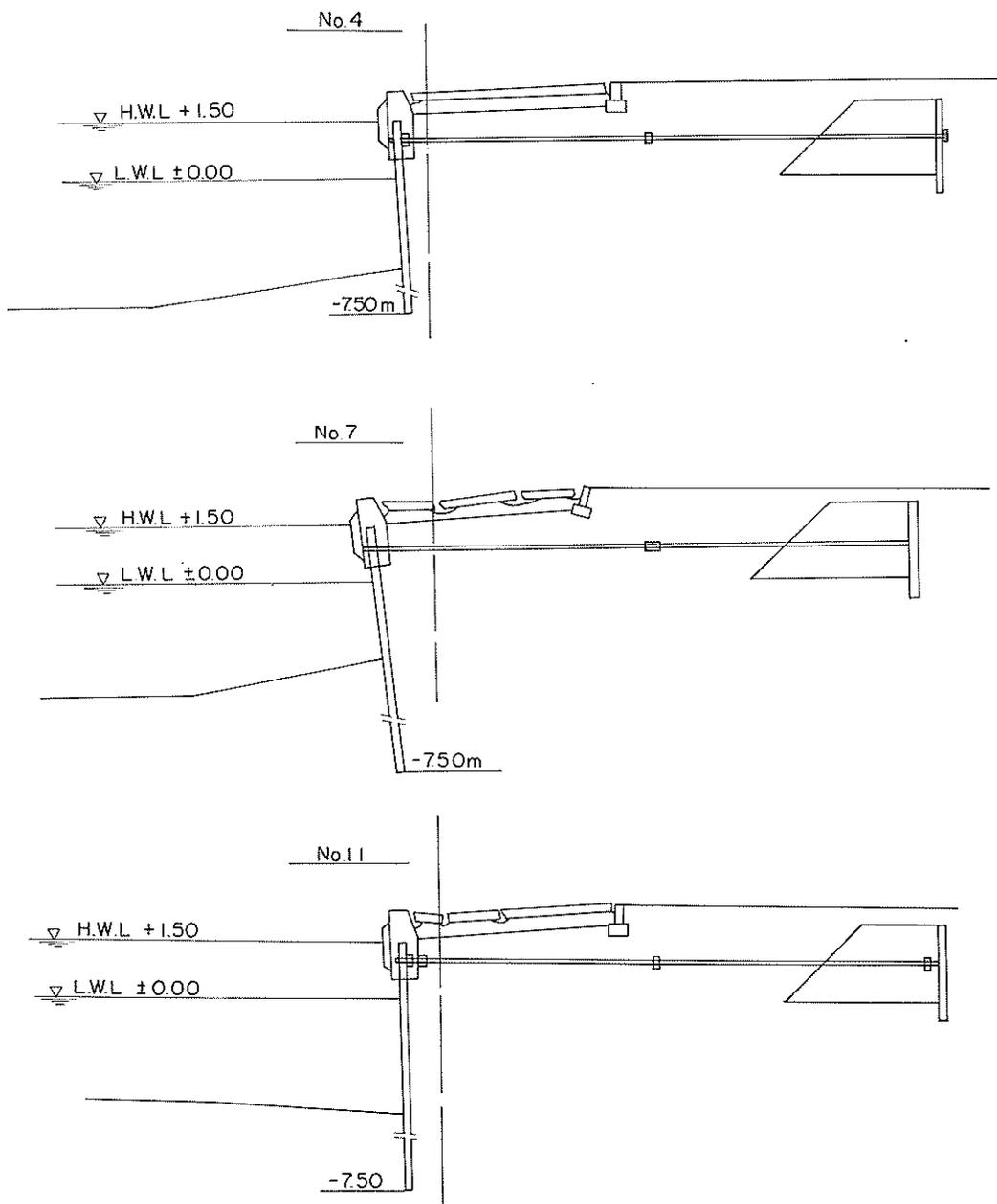


図一 4 . 2 . 1 4 — 3.5 m 岸壁 ( 図番 ⑤ ) 被災平面図



測点	標高 (m)	測点	標高 (m)
No.0	+020	+2265	
No.0+99	+020	+2266	
No.1	+259	+2297	
No.2	+220	+2292	
No.3	+225	+2292	
No.4	+225	+2306	
No.5	+230	+2306	
No.6	+230	+2293	
No.7	+240	+2219	
No.8	+225	+2272	
No.9	+225	+2302	
No.10	+220	+2302	
No.11	+300	+2287	
No.12	+240	+2275	
No.13	+250	+2292	
No.14	+289	+2280	
No.14	+170	+2319	
No.14	+14m		

図—4.2.15 — 3.5 m岸壁 ( 図番⑤ ) 被災正面図



图—4·2·16 — 3.5 m岸壁(图番⑥)被災断面图

表-4.2.8 - 3.5m岸壁(図番⑤)のはらみ出し量及び沈下量

測点	はらみ出し量 (m)	はらみ出し図	沈下測定値 (+230) (m)	備考
No. 0	0.10		0.014	沈下測定値は頂部
No. 1	0.05		0.003	
No. 2	0.12		0.008	一は計画値より高い場合
No. 3	0.10		0.008	
No. 4	0.17		-0.006	
No. 5	0.13		-0.006	
No. 6	0.68		0.017	
No. 7	1.06		0.081	
No. 8	0.54		0.028	
No. 9	0.32		-0.002	
No. 10	0.27		-0.002	
No. 11	0.37		0.013	
No. 12	0.39		0.025	
No. 13	0.44		0.008	
No. 14	0.47		0.020	
No. 14 + 1.40 <sup>m</sup>	0.03	-0.019		

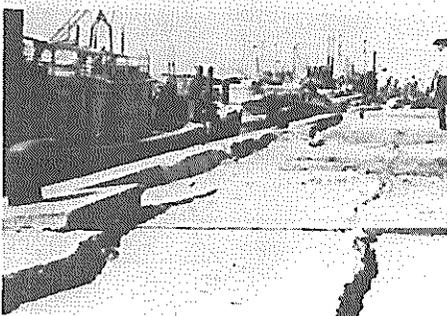


写真-4.2.23 エプロンの沈下, 亀裂 (No. 5 付近)



写真-4.2.25 松林内の地盤の亀裂

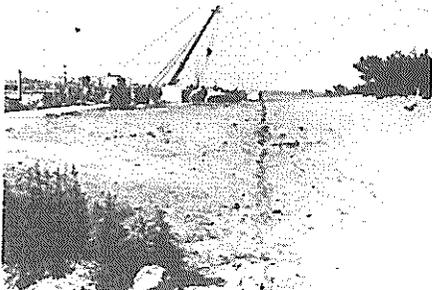


写真-4.2.24 埃工上地盤の法線平行方向の凹凸

本物揚場の主要な被災は全域にわたり、壁体のすべり出し、沈下である。このほかに、背後の道路の亀裂が見られる。表-4.2.9によると、壁体のすべり出し量は、最高で98 cmに達しており、沈下量は、全域でほぼ等しく、30~50 cm程度となっている。写真-4.2.27には、壁体の沈下の状況を示す。写真-4.2.28には、背後道路に生じた亀裂の状況を示す。

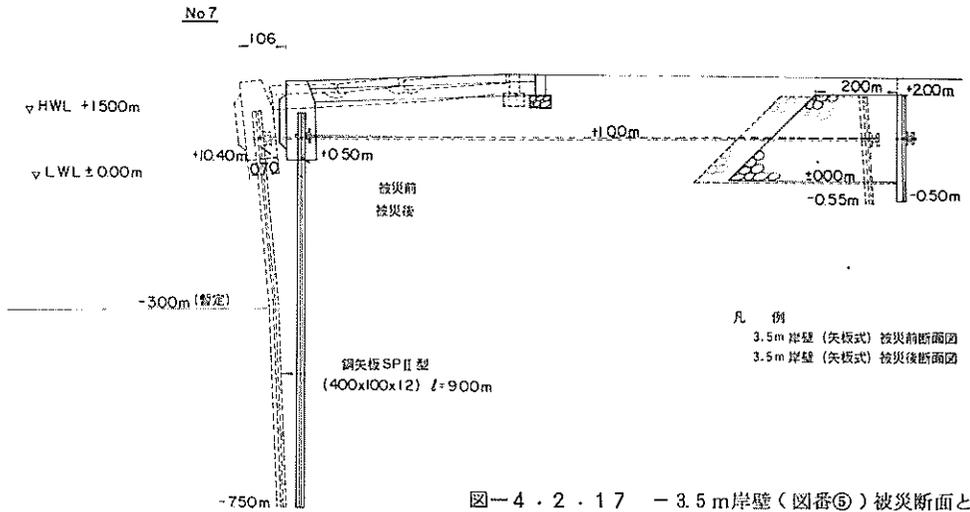


図-4.2.17 - 3.5m岸壁(図番⑤)被災断面と原断面の比較

表-4.2.9 - 0.5m物揚場(図番⑥)のすべり出し量及び沈下量

測点	すべり出し量 (m)	すべり出し図	沈下測定値 (m)	沈下図 設計天端高+2.50m
Na 0	0.98		0.52	
Na 1	0.40		0.39	
Na 2	0.16		0.33	
Na 3	0.30		0.41	
Na 4	0.27		0.39	
Na 5	0.18		0.36	
Na 6	0.14		0.41	
Na 6 + 4.1	0.10		0.41	

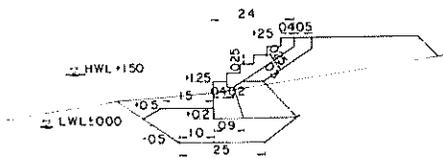


図-4.2.18 - 0.5m物揚場(図番⑥)標準断面図

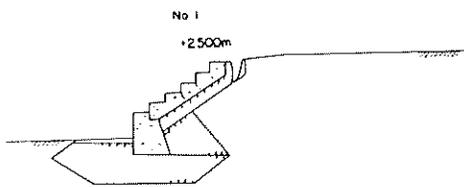


図-4.2.19 - 0.5m物揚場(図番⑥)被災断面図

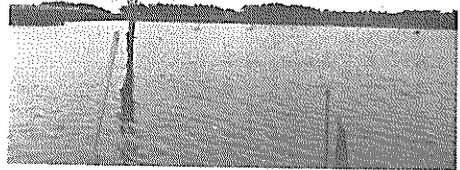


写真-4.2.26 - 0.5m物揚場(図番⑥)全景

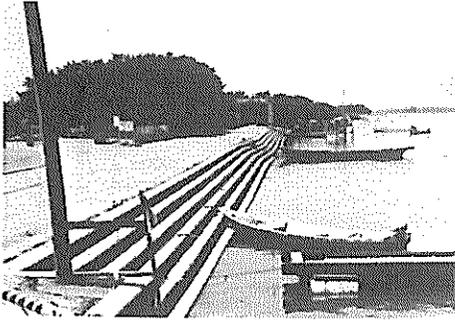


写真-4.2.27 壁体の沈下



写真-4.2.28 背後道路の亀裂

(7) - 0.5m物揚場(図番⑦)

この物揚場は、2種類の標準断面からなる。図-4.2.20(a)には、その1断面の標準断面図を、図-4.2.20(b)には、その2断面の標準断面図を示す。この物揚場は、いずれの断面も、段階式けい船岸である。写真-4.2.29に、本物揚場の全景を示す。

図-4.2.21(a)には、その1断面の被災断面図、図-4.2.21(b)には、その2断面の被災断面図を示す。図-4.2.22には、代表的な被災断面と原断面の比較を示す。表-4.2.10には、その1断面部の壁体のすべり出し量、沈下量および階段のこう配を示す。写真-4.2.30~34には、各部の被災状況を示す。

本物揚場の被災は非常に激しく、全域にわたり、壁体全体のすべり出し、沈下が大きく、背後道路の沈下、亀裂も著しい。

① 壁体のすべり出し、沈下および亀裂

表-4.2.10に示したように、その1断面のすべり出しは、全域にわたり生じ、20~70cm程度の大きさとなっている。沈下もすべり出しとはほぼ比例して生じ、最高で5.4cmとなっている。この表に示したこう配は、この物揚場が、円形すべりによりすべり出し、沈下が生

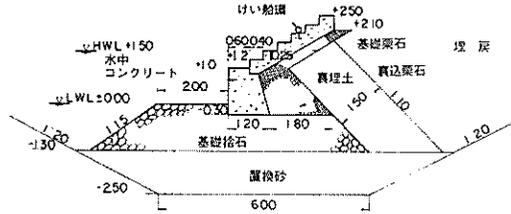


図-4.2.20(a) - 0.5m物揚場(図番⑦)その1標準断面図

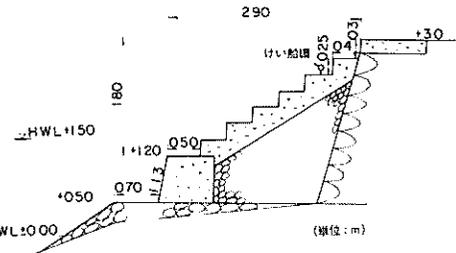


図-4.2.20(b) - 0.5m物揚場(図番⑦)その2標準断面図

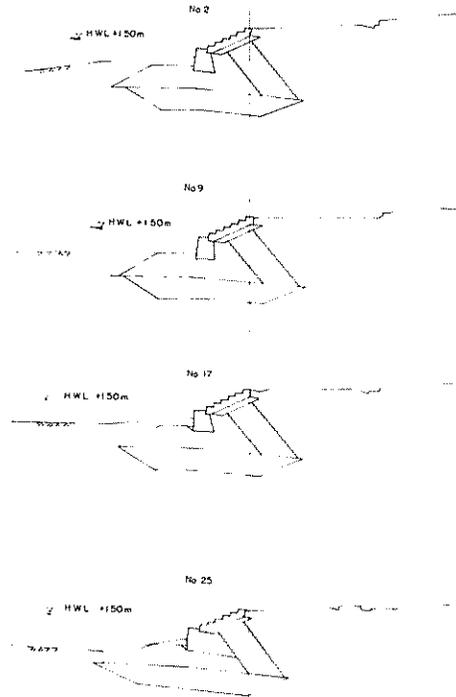


図-4.2.21(a) - 0.5m物揚場(図番⑦)その1被災断面図

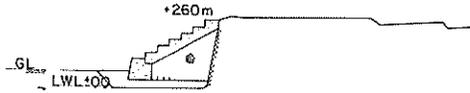


図-4.2.21(b) -0.5m物揚場(図番⑦)その2  
被災断面図

じたと仮定して求めた階段のこう配である。設計こう配  
32°に比して3~7°こう配が緩くなっている。

写真-4.2.30, 31には、壁体のすべり出しおよび沈下の状況を示す。写真-4.2.32には、壁体の亀裂の状況を示す。

② 背後道路のすべり出し、沈下および亀裂

写真-4.2.33には、背後道路に走った亀裂の状況を示す。写真-4.2.34には、道路のすべり出しおよび側溝の沈下を示す。



写真-4.2.29 -0.5m物揚場(図番⑦)全景



写真-4.2.30 壁体のすべり出しおよび沈下  
(No. 20付近よりNo. 0方向)

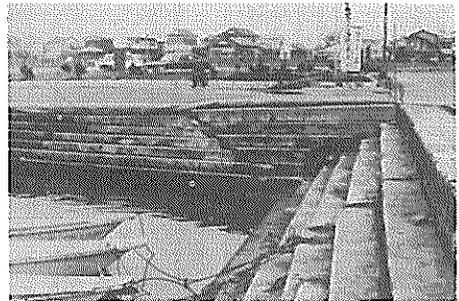


写真-4.2.32 壁体の亀裂(No. 0付近)

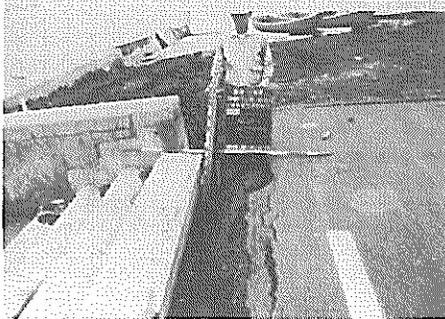


写真-4.2.31 壁体のすべり出しおよび沈下  
(No. 25+10.1m付近)

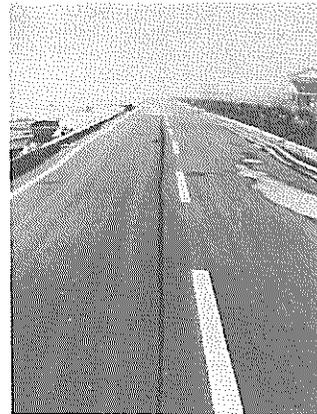


写真-4.2.33 背後道路の亀裂(No. 9より  
No. 25方向)

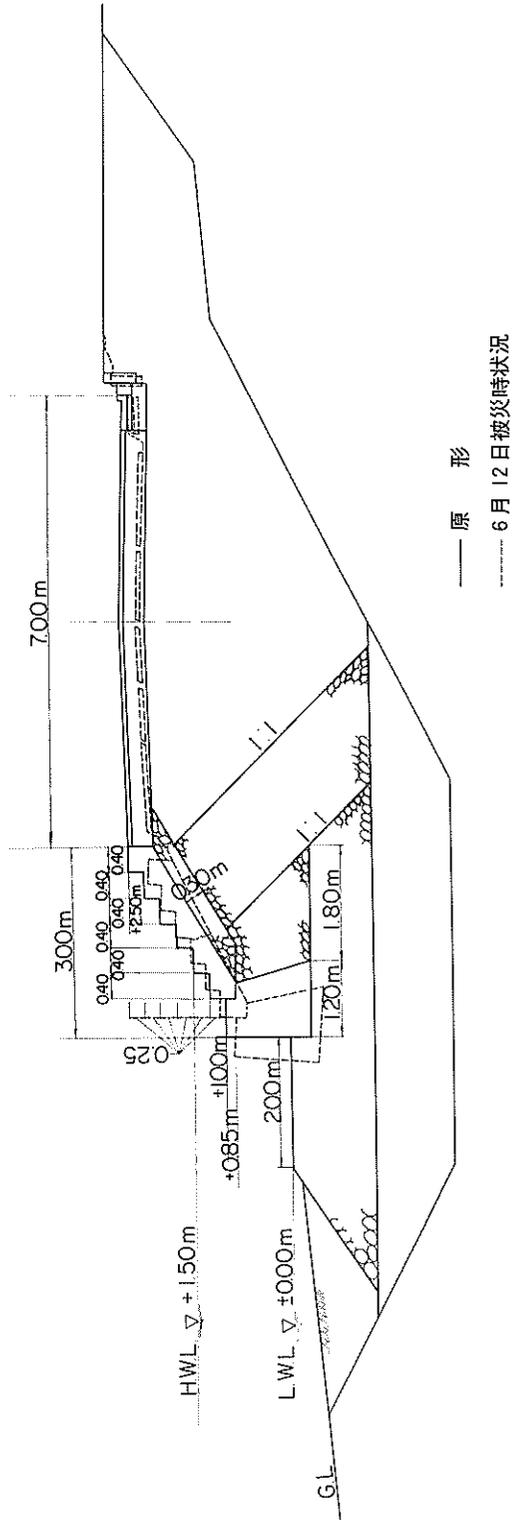


図-4・2・22 - 0.5m物揚場(図番④)その1  
被災断面と原断面の比較

表-4・2・10 - 0.5m物揚場(図番⑦)その1断面のすべり出し量及び沈下量

測点	すべり出し量(m)	すべり出し図	沈下 測定値 (m)	沈下図 計画天端高+2.50	どう配 設計 どう配 (32°)
No. 0	0.000		0.004		
No. 1	0.270		0.301		
No. 2	0.320		0.409		25°
No. 3	0.320		0.401		
No. 4	0.250		0.320		
No. 5	0.180		0.214		
No. 6	0.190		0.196		29°
No. 7	0.170		0.184		
No. 8	0.160		0.184		
No. 9	0.250		0.283		
No. 10	0.230		0.325		24°
No. 11	0.260		0.317		
No. 12	0.340		0.275		
No. 13	0.380		0.209		
No. 14	0.270		0.201		
No. 15	0.280		0.277		
No. 16	0.270		0.205		
No. 17	0.410		0.214		29°
No. 18	0.500		0.230		
No. 19	0.440		0.300		
No. 20	0.480		0.364		
No. 21	0.430		0.314		26°
No. 22	0.260		0.284		
No. 23	0.370		0.415		
No. 24	0.770		0.522		
No. 25	0.640		0.504		25°
No. 26+6 <sup>m</sup>	0.540		0.434		

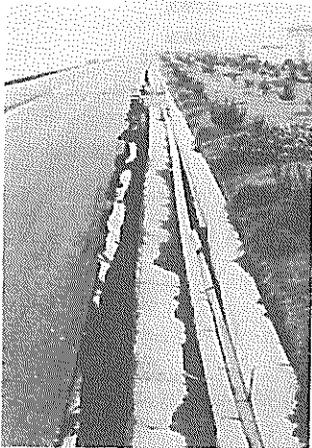


写真-4・2・34 道路のすべり出しおよび側溝の沈下(No. 17付近)

(8) 船揚場(図番⑧)

図-4・2・23に、船揚場の標準断面図を示す。写真-4・2・35には、船揚場の正面よりの全景を示す。

図-4・2・24には、代表的な被災断面図、表-4・2・11には、最後部の止壁の沈下量と前部の張りブロック後端の沈下量およびすべり出し量を示す。写真-4・2・36~38には、各部の被災状況を示す。

本船揚場の主要な被災は、ほぼ全域にわたり生じている。前部の張りブロックの沈下およびすべり出し、側方の小口止工の前傾およびこれに伴う背後野積場の地下亀裂、ならびに、船揚場全体のすべり出しおよび沈下である。

① 張りブロックの沈下、すべり出し

表-4・2・11によると、張りブロック後端部での沈下量は、最高で110cmにもなっている。また、すべり出し量は、沈下量にはほぼ比例しており、最高で97cm

になっている。写真一4.2.36には、斜面補強ブロックの沈下およびすべり出しを示す。

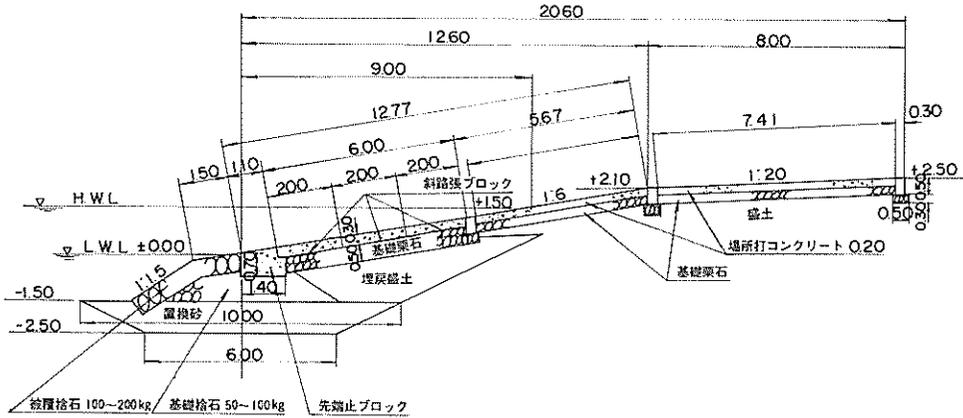
㊦ 側方の小口止工の前傾および背後の沈下

写真一4.2.37には、側方の小口止工の前傾および背後野積場の沈下、亀裂を示す。

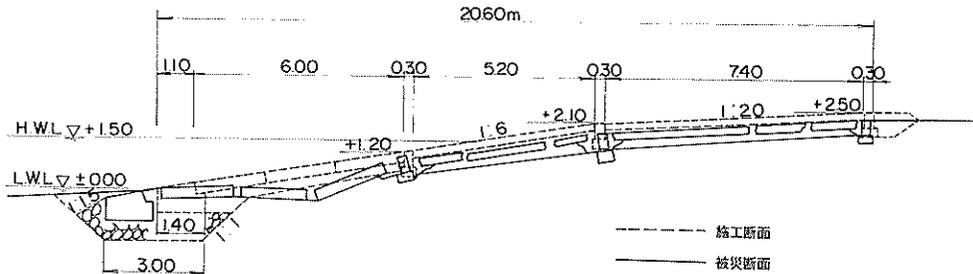
㊧ 船揚場全体のすべり出しおよび沈下

図一4.2.24によると、船揚場全体として、前方

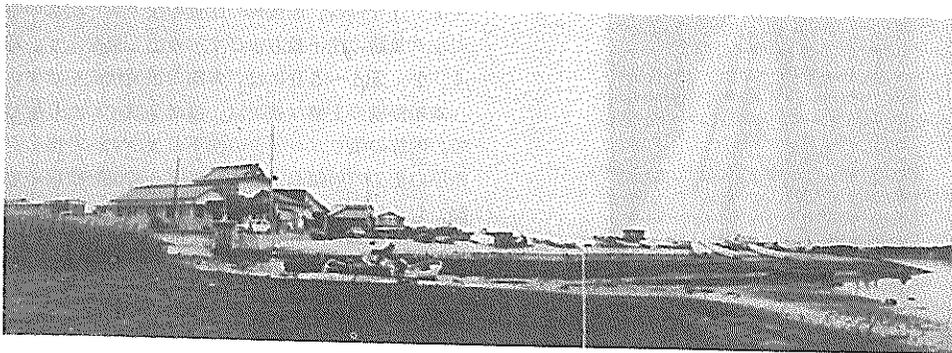
へのすべり出しおよび沈下が見られる。表一4.2.11には、最後端部止め壁（計画天端高+2.5m）の沈下量を示す。No.0およびNo.0+5.0m部の値は、側方の止め壁の前傾による沈下と思われるので、これを除いて考えると、ほぼ10~20cm程度の沈下が見られる。写真一4.2.38には、水たたき（叩）コンクリートのすべり出しを示す。



図一4.2.23 船揚場（図番㊦）標準断面図



図一4.2.24 船揚場（図番㊦）被災断面図



写真一4.2.35 船揚場（図番㊦）全景



写真-4・2・36 斜面張りブロックの沈下およびすべり出し(No. 2 + 5.0 付近)



写真-4・2・37 小口止工の前傾および野積場の沈下、亀裂

表-4・2・11 船揚場(図番⑧)のすべり出し量及び沈下量

測点	すべり出し量 (m)	沈下測定値 (m)	沈下図 計画天端高+2.5 m	備考
Na 0		1.34		沈下量は最後端部止め壁コンクリート(設計天端高+2.5 m)  すべり出し量及び( )内の値は張ブロック後端部での値
Na 0 + 5.0		1.53		
Na 0 + 10.0		0.22		
Na 0 + 15.0		0.22		
Na 1	0.22	(0.12) 0.22		
Na 1 + 5.0		0.21		
Na 1 + 10.0		0.20		
Na 1 + 15.0	0.85	(1.10) 0.15		
Na 2	0.97	(0.95) 0.10		
Na 2 + 5.0	0.97	(0.85) 0.10		
Na 2 + 10.0		0.09		
Na 2 + 15.0		0.14		
Na 2 + 17.4	0.45	(0.30) 0.19		

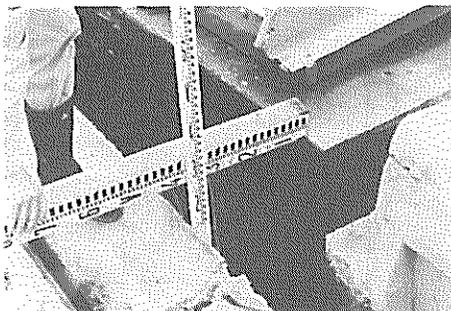


写真-4・2・38 水叩コンクリートのすべり出し

## 5. その他の施設

### 5.1 大船渡津波防波堤

#### 5.1.1 構造および設計

大船渡港は、地震津波の常襲地として有名で、昭和8年の三陸津波、昭和35年のチリ地震津波などによって大きな被害を受けている。このため昭和38年、津波対策事業として湾口の津波防波堤の建設が始められ、昭和42年3月に完成した。

この津波防波堤の構造は、図-5.1.2および図-

5.1.3に示すようにケーソン式の混成堤である。海底地盤の深さは、中央部で-38m、堤頭部附近の捨石マウンドの厚さは20m以上と設置位置の水深が深いことと、マウンド捨石の層厚が大きいのが特色である。防波堤法線上の土質柱状図を図-5.1.4に示す。

津波防波堤の設計震度は、基礎捨石部に対しては $k=0.1\sim 0.2$ 、堤体上部のケーソン部に対しては $k=0.2$ と基礎地盤よりの高さに応じて設計震度を増加させている。のり面勾配は、1:2であるが、のり面に対する安定計算は、円形すべりの分割法に地震力を加えたものである。

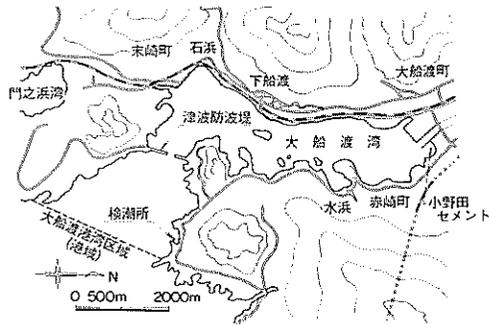
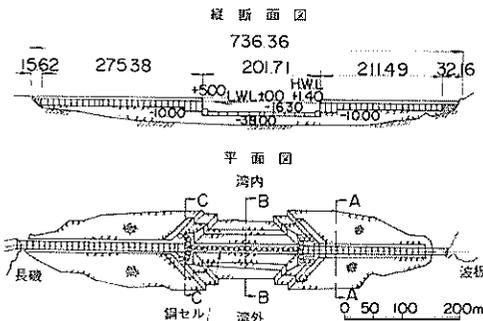


図-5.1.1 大船渡港平面図



設計条件

○設計震度	○基礎捨石部	0.1~0.20
	(地盤より15mまで)	0.1
	(15m~25m)	0.15
	(25m以上)	0.20
	○ケーソン部	0.20
○津波	○H=6.0m	T=40分(チリ地震相当)
	○H=6.0m	T=15分(近郊地震相当)
○材料条件	○基礎捨石の内部まきつ角 $\phi=45^\circ$	
	○の密度 $\gamma=2.0t/m^3$ , $\gamma'=1.0t/m^3$	
○底面摩擦係数	○0.6	

図-5.1.2 津波防波堤平面および縦断面図

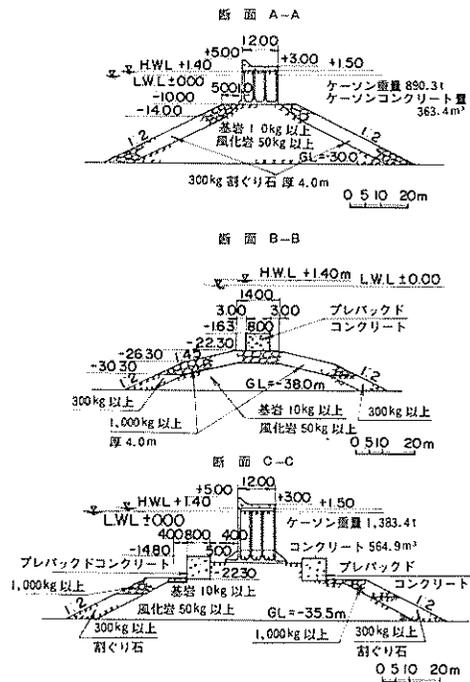


図-5.1.3 津波防波堤断面図

ボーリング	深度(m)	土質記号	色調	土質名	相対密度	換	要
No.1	±0	マ					
	3600	粘板岩		粘板岩	中硬岩		片理発達しや、石灰質粘板岩である。
	4150						
No.2	±0						
	3369	○ ○ ○ ○	暗緑色	貝殻混り粗砂	ゆるい		岩盤の凹みに溜った砂。
	3960	■ ■ ■ ■	黒灰色	粘板岩	中硬岩		微き裂発達し砕けやすい。
	4169						
No.3	±0	マ					
	2960	粘板岩		粘板岩	中硬岩		微き裂あり、コア砕け、岩盤はわずかに砂混じりあり。
	3260						

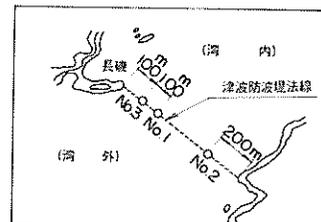
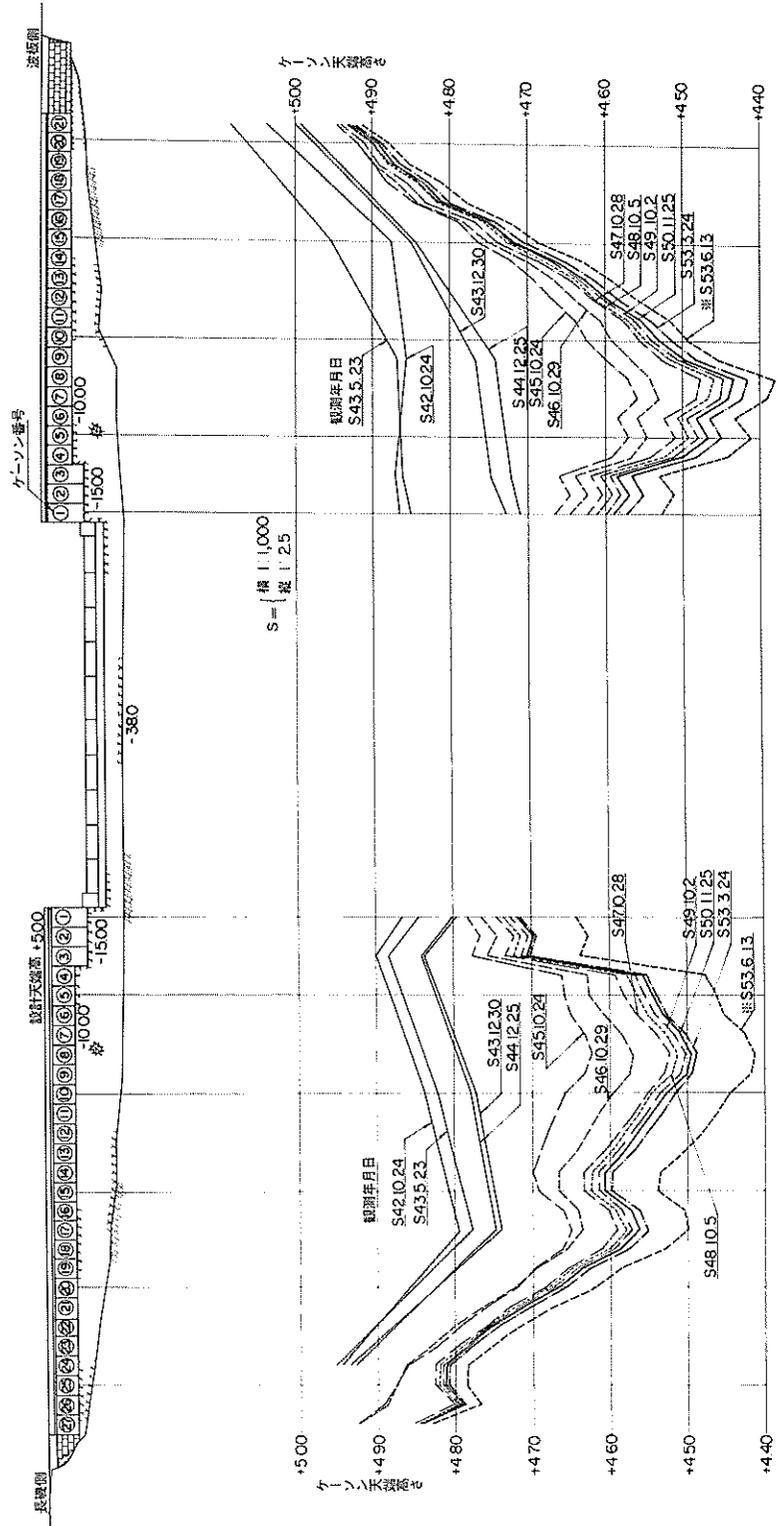


図-5.1.4 津波防波堤土質柱状図



注) 1 ※印は昭和53年6月12日発生の宮城県沖地震の翌日測量  
2 工事基準面 東京湾平均海面以下0.840m

図-5.1.5 津波防波堤の沈下状況(ケーンソ  
天端高さの変化)

### 5.1.2 沈下の状況

津波防波堤は、今回の地震によって最大約7cm沈下した。ただし上部工、ケーソンおよび捨石マウンドの状況は、調査が行われた結果、特に地震による損傷は認められなかった。なお防波堤の天端高さは、今日の地震による沈下の結果でも、まだ直ちに機能上支障が生じる程度には至っていない。

図-5.1.5は、津波防波堤の建設後の沈下の状況（ケーソン天端高さの変化）を防波堤の縦断方向に示したものである。図をみると波板側、長磯側ともほぼ対称的な沈下を示し、共に8号函付近の沈下が最も大きい。図-5.1.6は、波板側と長磯側の8号函の天端高さの年月毎の変化を示したものである。参考までに図の下に震度4以上の地震の発生日月を併記してある。この図から分かるように、今回の地震の翌日53年6月13日測定したケーソンの天端高さは、地震前の3月24日に測定した高さより、波板側で約5cm、長磯側で約7cm沈下し、従来の沈下の傾向と明らかに不連続になっている、今回の地震のために沈下が生じたことを示している。

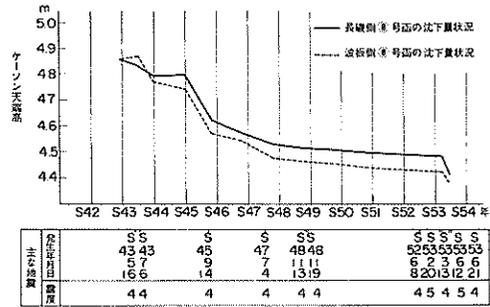


図-5.1.6 ケーソン天端高さの変化(8号函)

### 5.2 仙台空港

#### 5.2.1 概要

仙台空港は戦時中に陸軍飛行学校として設置された。その後、種々の経緯の後に昭和39年に運輸省の所管する第2種空港となった。昭和46年度に2000m×45mの新滑走路が完成した。

仙台空港は阿武隈川等の運搬によって砂がたい積してきた沖積平野の中にある。空港位置の平均的な地層構

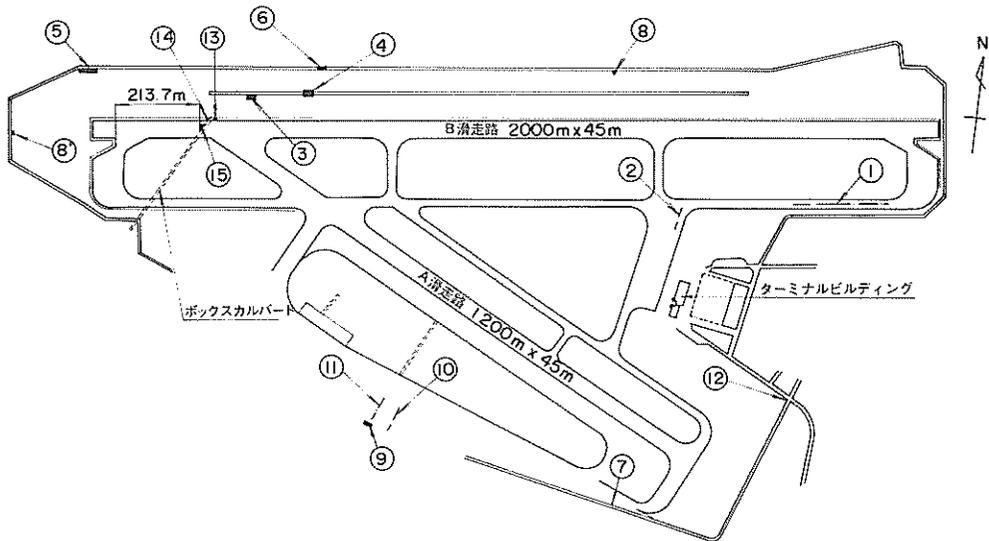


図-5.2.1 仙台空港異常発生位置

成は比較的明瞭で、上部より次の4層に大別される。<sup>19)</sup>

- i) 表土層, ii) 砂れき層, iii) シルト層
- iv) 砂礫層

表土層は層厚2m以内の薄い土層である。その下の砂れき層の層厚は約20mで、N値は10~50以上であるが、30~40のひん度が高い。その下のシルト層の層厚は1~3m程度と推定される。N値は5~7である。そ

の下の砂れき層は平均粒径30~50mmの円ないし亜角礫からなる極めて密実なる地層である。

#### 5.2.2 地震動の影響

地震動により生じた異常を、極めて軽微なものも含めて、表-5.2.1に示す。また、それらの異常の発生した位置を図-5.2.1に示す。表と図とで番号は対応している。番号1~9については補修は不要と判断さ

れた。

番号15のB滑走路の沈下は地震直後ではなく、6月20日に発見された。そのため、一時的に滑走路を閉鎖し沈下の状態を詳しく調査し、滑走路表面の補修で安全

を保てると判断されたので、アスファルトのオーバーレイにより補修した。<sup>20)</sup>沈下発生位置の詳細とボックスカルバート断面を図-5.2.2に示す。また、沈下量の測定結果を図-5.2.3に示す。

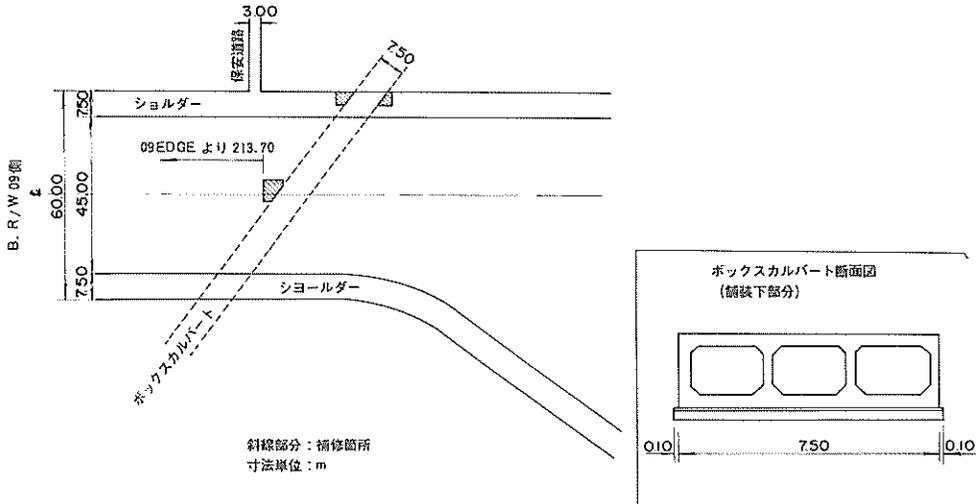


図-5.2.2 仙台空港沈下発生位置およびボックスカルバート断面図

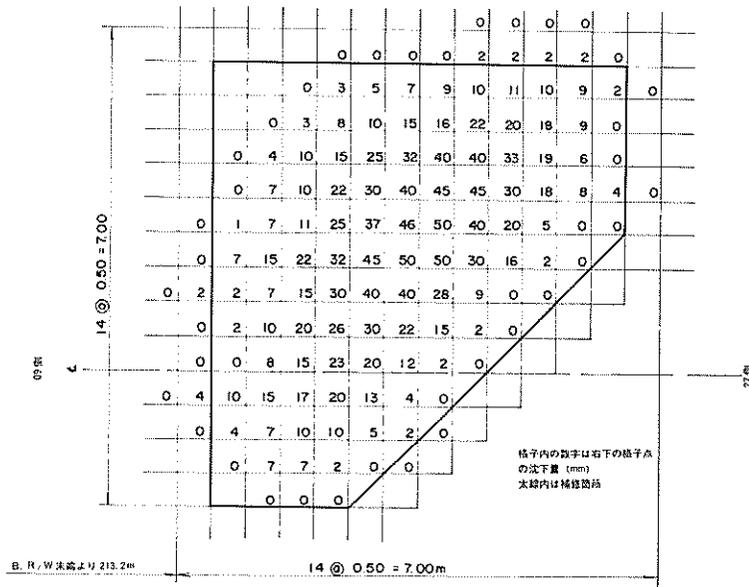


図-5.2.3 仙台空港沈下測定結果

表-5・2・1 地震動による異常

番号	位置	異常の概要
1	C-4 T/W	センター部施工ジョイントの拡大
2	消防署前 A/P	エプロン施工ジョイントの拡大
3	皿型側溝	皿型と芝地に段差が生じた
4	#	クラックが発生した
5	場周道路と側溝のとりつけ	とりつけ部分に段差が生じた
6		法の崩壊
7	A R/W 場周道路脇	地割れ
8, 8'	コーピング 開渠壁	目地のはみ出し
9	航空大学校格納庫	既設舗装との間に段差が生じた
10	航空大学校エプロン (1)	舗装に亀裂が生じた
11	航空大学校エプロン (2)	舗装に亀裂が生じた
12	正門柱	倒壊 2 偏
13	A R/W ショルダー	沈下
14	A R/W ショルダー	沈下
15	A R/W	沈下

### 5.3 東京港コンテナクレーン

#### 5.3.1 概要

港湾が地震後に機能を維持するためには、船舶を係留するための施設のみならず、荷役機械も地震後にその機能を維持していなければならない。荷役機械の耐震性を検討するための基礎資料となるものは、荷役機械の地震応答特性である。しかし、荷役機械の地震応答についての実測的資料はほとんど無い。

今回の地震の時には、東京港の大井コンテナ船ふ頭の第8バースで荷役作業が行われていたため、現場にいた作業員がコンテナクレーン（以後単にクレーンと書く）の振動を目撃していた。それら作業員に面接し、様子を聞く機会があった。それらの様子の報告は、クレーンの地震応答についての定量的な説明ではないし、また、地震時という異常事態の中での観察である。したがって、その観察結果の信頼性について十分に注意しなければなら

ない。しかし、この種の資料が極めて乏しいことを考慮し、作業員の観察結果を要約して記録にとどめておくこととした。

大井コンテナ船ふ頭で今回の地震時に荷役が行われていたのは第8バースのみであった。

#### 5.3.2 クレーンの構造

第8バースには、1号機、2号機の2基のクレーンがある。2号機の構造を図-5.3.1に示す。2号機の定格荷重は30.5tf、重量は635tfである。1号機は2号機と同型であるが細部に若干の相違があり、その重量は583tfである。

両クレーンとも、鋼管ぐいを用いた直ぐい式横さん橋の上にある。横さん橋の構造を図-5.3.2に示す。第8バースの全延長は300mで、地震時に1号機は品川側から数えて6番目のブロック上に、2号機は7番目のブロック上にいた。両クレーンの間隔は約50cmで



わち海陸方向（クレーンの横行方向）と平行となっている。

(2) クレーンの地震時挙動

地震時には、荷役中であったので、クレーンのブームは水平に伸ばした状態にあった。このクレーンの地震時挙動についての目撃者達の説明は以下の通りであった。

- ・横行方向の振動が走行方向の振動よりも著しかった。
- ・1号機と2号機とでは、2号機のほうが振動が激しかった。
- ・1号機と2号機とは、逆位相で振動していた。
- ・クレーンのフレームと車輪を連結しているピンの部分で、フレームと車輪の相対変位によりすべりが生じつつ振動していた。
- ・1号機では車輪の浮上りはなかったが、2号機では車輪の浮上りがあり、主要な地震動の間中浮上りがくり返されていた。（この件については、後に補足的な説明をする。）
- ・地震動の継続時間中のかなり長い間、ガターン・ガターンという激しい衝撃音が発生していた。
- ・1号機では、コンテナが横さん橋床版面よりわずかに高い位置につり下げられていたので、コンテナが、がたがた音をたてて床版にぶつかっていた。

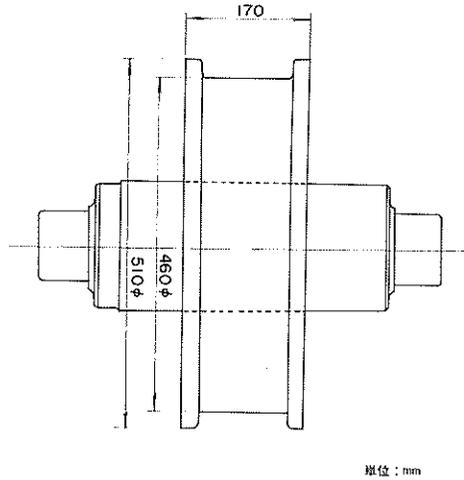
なお、横さん橋背後のコンテナヤードにいた人は、その地点の地震動を次のように表現している。

- ・風呂の上に板を浮かせ、その上でゆられているようなタポタポと振動している感じであった。

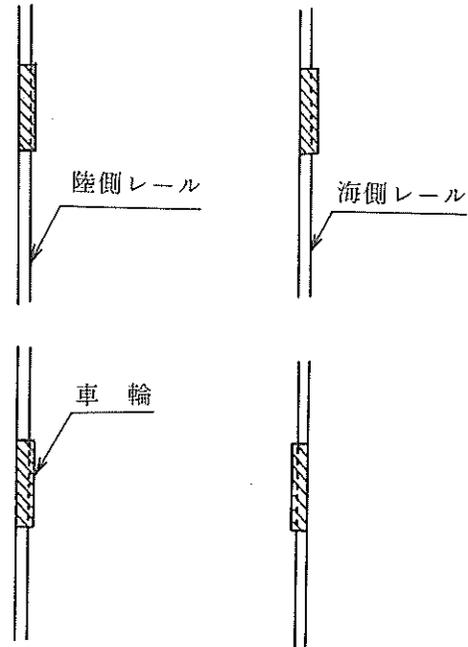
前記の2号機の車輪の浮上りについては、地震時の模様を説明してくれた4人の作業員が皆その様に記憶しているということであった。しかし、確かに車輪そのものを観察したかという問いに対しては、はっきり観察したという記憶はないようであった。車輪が浮上ったとすると、それはクレーンの応答がそのような領域に達したということで、ひとつの有用な情報となるので、この点について詳しく検討してみる。

クレーンの車輪が浮上ったことの確証となるものは、残されていない。しかし、浮上りをやや裏付けるのではないと思われるものに、地震後の車輪の位置がある。図一5.3.1に見られるように、このクレーンの車輪は8輪で1組となり、4組でクレーンの上部を支えている。各車輪は図一5.3.3に見られる寸法のものである。通常の状態においても車輪のほぼ中央にレールが位置しているとは限らない。しかし、地震後には、図一5.3.4に見られるように車輪が位置していた。作業員の観察では、これは通常の状態よりも極端に車輪中心とレール中心がずれた状態であるとのことであった。しか

もレール面上で車輪が横すべりを生じたことを示すようなきずはレール面上には見当らなかった。このことから、車輪が浮上っているときに、フレームと車輪の結合部ですべりが生じた、すなわち、車輪が浮上ったという推論も可能となる。



図一5.3.3 コンテナクレーン（第8バース、2号機）車輪



図一5.3.4 地震後の車輪とレールの相対的位置関係

この他に、レール面上に色の変った部分(さびやごみのはく離によると思われる)があり、これが浮上った車輪が落下したときの衝撃で生じたものとする見解もあった。先に記した衝撃音も浮上った車輪が落下したときに生じたものとも考えることもできる。

以上とりまとめると、クレーンの車輪が浮上ったと断定する根拠はないが、浮上りが生じていた可能性は十分にあると云える。なお、一般にロッキング振動でクレーンの車輪が浮上ることは知られているところであり、浮上りが直ちにクレーンの転倒に対する危険性を示すものではないと理解されている。<sup>21)</sup>

### (3) その他

今回の地震により、地上からクレーン上に登るための階段の手すりに破損が生じた。その位置は車輪よりやや上の位置であった。また、階段付近の照明灯の電球が破損した。照明灯は直立した鋼パイプの上端に電球をとりつけた簡単な設備である。

地震時には、クレーンは稼働中であり、1号機、2号機ともにトロリーの運転室内で作業員が操作中であった。1号機、2号機ともに、通常の運転室への出入りは、運転室がブームの最陸側にあるときに行われるようになっている。地震が発生したときには、1号機はコンテナを吊っていたので、作業員は、まず下にいたトレーラを移動させるよう指示し、コンテナを降ろした。次いで、運転室を出て、階段を経由して地上に避難した。

2号機では、地震時に、トロリーが最も陸側の位置にいたが、作業員はトロリーを中央に移動させて、運転室内で地震動がおさまるのを待った。

## 6. まとめ

地震による建造物の被害について、その原因を液状化現象とか支持力不足といったより具体的なものにつきつめていくことが必要である。それによって、地震による被害を耐震設計法の改良や被害予測手法の改良といった形で、将来の震災対策に役立てていくことが可能となる。しかし、そのためには、相当に詳細な検討が必要であり、今回の報告にとり込むことは、時間的制約から困難であった。そのような検討の結果は、これまでの地震被害調査の場合と同じく、別に報告されることになるであろう。

そこで、ここでは、被害調査を通じて特に印象に残ったことを中心に、被害の概要をとりまとめておくこととする。

### 6.1 地震動

今回の地震の地震動についての特徴は、仙台、塩釜、

石巻一帯で非常に最大加速度の大きい地震動であったことである。すでに記したように、塩釜港で記録された最大水平成分加速度(3.36Gal, 水平2成分の合成加速度の最大値)は、これまでの港湾地域強震観測で記録されたもののうちで最大である。ちなみに、1968年十勝沖地震の八戸港での記録の最大水平成分加速度は259Galであった。

港湾に設置された強震計ではないが、石巻市の開北橋の付近の岩盤上に設置されていた強震計で、最大水平成分加速度2.94Galが記録されている。ただし、この値は水平2成分の最大加速度のうちの大きい値で、EW成分の最大加速度である。

### 6.2 構造種別の被害の概要

以下に構造種別ごとの被害の概要を記す。

#### (1) 重力式物揚場、係船岸

重力式物揚場および係船岸は、被害の程度に差はあるが、多数のものが被害を受けた。突堤形式の重力式物揚場は特に多くのものが顕著な被害を受けた。女川港の-7.5m係船岸は無被害であった。

#### (2) 矢板式係船岸

矢板式係船岸のうち、石巻港で被害を受けたものは裏埋土の液状化現象の影響が大きかった。その他の矢板式係船岸で、控え工に控え版、控え矢板および控え直ぐいを用いたものでは、控え工の背面(陸側)の位置で舗装にクラックが入り、クラックよりも海側部分が盛上り、陸側部分が沈下するという共通した特徴が見られた。ただし、盛上りや沈下の程度はそれぞれの係船岸により差があった。控え工が組ぐい式の矢板式係船岸では前記のごとき被害は発生しなかった。仙台港では、控え工が矢板式のものと同ぐい式のものが隣接していて、前記のごとく、一方には軽微ではあるが被害が発生し、他方には被害が無かった。

石巻港、仙台港の数か所で、タイロッドの周囲を掘削し、タイロッドの状態を検査した。その結果では、タイロッドに破断の生じたものは皆無であった。

#### (3) 鋼管直ぐい式横さん橋

塩釜港、石巻港、開上漁港に鋼管直ぐい式横さん橋があったが、いずれも無被害であった。ただし、石巻港および開上漁港の横さん橋では、背後の土留め壁がせり出して床版に当たるといった現象が生じた。

#### (4) セル式係船岸

鋼直線矢板を用いたセル式係船岸は塩釜港に1例ある。無被害であった。

#### (5) 防波堤

防波堤で被害を受けたものは、塩釜港桂島のもの1例

のみであった。その被害の程度も極めて軽微なものであった。

#### (6) 津波防波堤

大船渡湾口の津波防波堤には最大で7 cmの軽度の沈下が生じた。

#### (7) 海岸堤防, 海岸護岸

海岸堤防では, 前面のコンクリート版の破損, 上部のコンクリート版の沈下という被害が生じた。

海岸護岸では, 舗装と土留めブロックの間の目地の開き, 舗装の沈下という被害が生じたが, その程度は軽微なものであった。

#### (8) その他施設

仙台港, 石巻港の荷役用クレーンに被害が生じた。

仙台空港でも軽微な被害が生じたが, 空港の機能の停止につながるようなものは無かった。

### 6.3 液状化現象

今回の地震でも, 液状化現象の発生したところがあり, そこでは著しい被害が発生した。石巻港の中島ふ頭, 日和ふ頭, 潮見ふ頭の被害がこれに当たる。

逆に, 液状化現象の発生しなかった地点での被害は, 軽微なものが多かったと云える。

潮見ふ頭では, 液状化現象によってその背後の野積場を含めた広い範囲が海側に移動した可能性がある。今までにほとんど経験されていない現象であり, このようなことは現在でも設計で考慮されていない。もし, 本当に前記の地すべり的な現象が発生したのであれば, 注目すべきことと思われる。

### 6.4 控え工の形式と被害

今回の地震による矢板式係船岸の被害に関しては, 控え工が, 控え版式および控え矢板式, 直ぐい式のものに被害があり, 組ぐい式のものは無被害であった。しかしながら, このことが一般論として考えてよいものか否かについては, より詳しい検討を必要としよう。控え工としてどの構造形式が有利かを判断するには, 各構造物の地点の地震動や地盤条件, 建設費等の多くの条件の相違を考慮して判断する必要がある。

## あとがき

調査報告を終えるに当たり, 調査および本報告の作成過程での感想等を記しておきたい。

調査の実施の時期については, 被害の現場が生々しく保存されているうちに調査を実施するという立場からは, なるべく早い時期が望まれる。他方, 地震直後は現地も混乱していて調査活動が制約されることが予想されるし,

現地の関係機関としてはまだ十分に被害の実態を把握していない可能性が濃い。さらに, 現地の関係機関としては, 緊急対策や被害の実態は握に追われていて, 外部機関の調査活動に協力する余裕が無いという状況も予想される。今回の調査は, 現地の関係機関が落着いてから行う方針をとり, 7月になってから実施の計画であった。しかし, 復旧設計との関連などもあって, 宮城県側から早急に調査を実施してほしいとの要望があった。これを受けて計画を早め, 6月26日より6月30日の期間で調査を実施した。

今回の調査が地震後14日間を経て開始されたので, 現地の関係機関に相当量の資料を準備していただくことができた。また, 調査におもむく側も地震動に関する情報の収集や事前に入手された情報のある程度の分析を経て調査に入ることができた。これらの点で, 地震直後に調査を行うよりは, 能率的に調査が行えたと思う。

港湾・海岸・空港といった公共土木施設は, 応急復旧工事が今回の場合ほとんどなかったのも, 被害の現状はおおむねそのまま見ることができた。現状が変化したものとしては, 荷役用クレーンで補修されたものがあつたこと, 液状化現象による噴砂のこん跡が雨によって若干鮮明さを失っていたことであつた。

総じて, 今回の調査実施の時期はほぼ妥当なものであつたと思われる。

調査期間は横浜・横須賀と現地との旅行日を含めて5日間であつた。これは行程として相当にまつたものであつた。調査期間は長ければ長いほど良いというものではない。長ければ, それだけ現地の関係機関の負担も増すし, 収集すべき資料が無限にあるわけではないので, 効率も低下してくる。しかし, 今回の調査では, 相当に激しい雨の中で調査を強行したこと, 夕方薄暗くなってからも現地踏査が終らない日があつたことなどをあわせ考えると, 時間が若干不足であつたと判断される。

今回の調査も, 港湾・海岸施設の物理的な被害の調査が中心となつた。1973年根室半島沖地震の港湾被害報告において, 施設の被害が社会活動に与えた影響について調査すべきことが提言されていた。しかし, 今回の調査においても, 種々の事情により実現されなかつた。

この報告では, 被害をなるべく詳細かつ定量的に記録することを心掛けた。それは, 現在のわれわれが過去の地震の被害報告を利用するとき, このことについても記録が残っていたらよかつたかと思うことが少なくないことによる。したがって, 現在それぞれの数値がどのように活用されるか見通しがはつきりしないものでも, 将来の需要に備えてなるべく収録することとした。ただし,

報告書の紙数や作成のための時間にも制約はあるわけである。この報告が適切な詳細さに仕上がっていると評価されることを期待する次第である。

本報告は、著者らが協議の上で構成を定め、分担執筆し、最終調整を経て完成したものである。章別の執筆分担は以下のとおりである。

1. 地震 土田 ( 1.1~2 ),  
野田 ( 1.3 )
2. 被害の概要 大槻
3. 各港湾施設の被害 徳永・平野 ( 3.1~2 ),  
柳生 ( 3.3 ),  
稲富 ( 3.4~8 ),  
田端 ( 3.9 )
4. 漁港施設の被害 野田 ( 4.1 ), 田端 ( 4.2 )
5. その他施設の被害 徳永・平野 ( 5.1 ),  
土田 ( 5.2~3 )

上記以外については土田が原稿を書き、全員の検討を経てまとめたものである。分担執筆のため、用語の統一等に調整しきれていない部分があるが、御了承いただきたい。

著者としては参加していないが、武本勇司氏（運輸省港湾局防災課災害査定官）とは、被害の原因やその対策等について意見交換の機会が多く、かつ種々の資料を提供していただいた。強震記録の解析は、主に倉田栄一氏（運輸省港湾技術研究所構造部耐震構造研究室）によるものである。仙台空港の被害の調査は佐藤勝久氏（運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長）によるもので、また、東京港大井ふ頭のコンテナクレーンの地震時挙動の調査は井合進氏（運輸省港湾技術研究所構造部耐震構造研究室）によるもので、これらにもとづいて著者の一人がまとめたものである。各氏の努力に対して敬意を表する。

本報告が完成するに至ったのは、まえがきに記した関係機関ならびに著者の所属する機関の多数の方々のご協力御支援によるものであり、関係各位に深謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 気象庁観測部地震課：1978年6月地震火山概況，No. 171，1978年7月，15p.
- 2) 気象庁観測部地震課：地震月報
- 3) 倉田栄一，井合進，横山淑子，土田肇：  
1978年宮城県沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No. 319，1979年6月。
- 4) 強震観測事業推進連絡会議編：1978年6月12日宮城県沖地震，強震速報，No. 15，科学技術庁国立防災科学技術センター，1978年7月，18p.
- 5) 平沢朋郎：宮城県沖地震の地震学的特徴，土木学会耐震工学委員会研究会配布資料，1978年11月，40p.
- 6) 土木学会東北支部1978年宮城県沖地震調査委員会：1978年宮城県沖地震報告，土木学会誌，Vol. 63，No. 13，1978年12月，pp. 56~70.
- 7) Eiichi Kurata, Susumu Iai, and Hajime Tsuchida: Annual Report on Strong-Motion Earthquake Records in Japanese Ports (1976 and 1977), Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, No. 287, March 1978, 194p.
- 8) 土田肇，山田通一郎，倉田栄一：港湾地域強震観測地点資料（その1），港湾技研資料，No. 34，1967年11月，306p.
- 9) 倉田栄一，土田肇，須藤克子：港湾地域強震観測地点資料（その2），港湾技研資料，No. 107，1970年12月，87p.
- 10) 倉田栄一，石坂徳三：港湾地域強震観測地点資料（その3），港湾技研資料，No. 156，1973年3月，54p.
- 11) 横山淑子，倉田栄一：港湾地域強震観測地点資料（その4），港湾技研資料，No. 298，1978年6月，110p.
- 12) 井合進，倉田栄一，土田肇：強震記録のデジタル化と補正，港湾技研資料，No. 286，1978年3月56p.
- 13) 上部達生，野田節男，千葉忠樹：広島湾，瀬戸内海西部および北九州沿岸地域の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料 No. 285，1978年3月89p.
- 14) 勝又護：地震動の最大加速度の推定，験震時報，Vol. 37，No. 3，1972年1月，pp. 79~87.
- 15) 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，港研報告，Vol. 14，No. 4，1976年1月，pp. 67~111.
- 16) P. B. Schnabel, J. Lysmer, and H. B. Seed: SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley, 1972.
- 17) 国井隆弘，荏本孝久：1976年6月宮城県沖地震における墓石調査による最大加速度の推定，総合都市研究，第5号，1978年，p. 103~114.
- 18) 仙台空港拡張整備工事の概要（昭和46年度），運輸省第二港湾建設局塩釜港工事事務所，1971年11月。
- 19) 河北新聞，1978年6月21日付による。
- 20) 大型荷役機械研究委員会（地震部会）：港湾用クレーン耐震設計指針（案），港湾荷役機械化協会，1978年3月，30p.

港 湾 技 研 資 料      No. 325

1 9 7 9 · 9

編集兼発行人    運輸省港湾技術研究所

発 行 所        運輸省港湾技術研究所  
                  横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所        日青工業株式会社

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