

# 港灣技研資料

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

No. 472 Dec. 1983

1982年浦河沖地震港灣被害報告

土 田 肇  
稻 富 昌  
上 田 寬

運輸省港灣技術研究所



## 目 次

要 旨 .....	3
1. ま え が き .....	3
2. 地 震 .....	3
2.1 地震の概要 .....	3
2.2 強震記録 .....	6
3. 被害の概要 .....	10
3.1 気 象 .....	10
3.2 津 波 .....	11
3.3 報告された被害 .....	11
4. 港湾施設の被害 .....	12
4.1 浦 河 港 .....	12
4.2 室 蘭 港 .....	30
4.3 無被災施設 .....	44
5. ま と め .....	46
6. あ と が き .....	46
参 考 文 献 .....	47

# The Damage to Port Facilities by the 1982 Urakawa-oki Earthquake

Hajime TSUCHIDA\*  
Takamasa INATOMI\*\*  
Hiroshi UEDA\*\*\*

## Synopsis

Hokkaido area was attacked by the earthquake with magnitude of 7.1, originated 20 km off Urakawa on March 21, 1982. This earthquake brought about much damage to various kinds of facilities such as port facilities and highway facilities. Concerned with port facilities, Port of Urakawa and Port of Muroran were damaged mainly in their copings and aprons of quaywalls; these damages amounted to 350 mil. Yen.

In this report, the damage to port facilities of Port of Urakawa and Port of Muroran are described in detail from the results of fields investigations.

This report also contains data on ground motion observed at 9 stations in the strong-motion earthquake observation network in port areas.

---

\* Director, Structures Division

\*\* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division

\*\*\* Ex-Senior research engineer, Design Standard Division

# 1982年浦河沖地震港湾被害報告

土 田 肇\*  
稲 富 隆\*\*  
上 田 寛\*\*\*

## 要 旨

1982年3月21日11時32分に、北海道浦河沖約20kmに震源を有するマグニチュード7.1の地震が発生した。この地震によって、浦河港および室蘭港の港湾施設に約3.5億円の被害が発生した。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、それらの調査結果をとり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、両港の施設（無被災施設を含む）および被災状況の資料等を収録した。

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

## 1. ま え が き

1982年3月21日11時32分に、北海道浦河沖約20kmに震源を有するマグニチュード7.1の地震が発生した。この地震により、浦河港および室蘭港の港湾関係の公共施設に約3.5億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最大加速度が最も大きかったのは、震央から約64kmの十勝港（広尾町）の地盤上で記録されたもので、水平成分加速度で253Galであった。

この地震の特徴のひとつに、震度VIの烈震と記録した人口約19,000人の浦河町において、死者および火災がともになかったことである。

地震後、運輸省港湾局、同港湾技術研究所は合同で係官を派遣し、両港の被害調査を実施した。調査の期間は1982年4月5日より4月7日であった。

調査に派遣された係官は、著者らの他に、藤森研一（運輸省港湾局防災課災害対策室長）であった。

また、関係機関から、以下の係官が同行し、調査を支援して下さった。

大野隆由（北海道開発局港湾部港湾建設課課長補佐）  
大宮晟義（北海道土木部港湾課主任技師）

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には以下のとおりであ

った。

池田一夫（浦河町役場技師長）  
白鳥隆一（室蘭市港湾部施設課長）  
吉田憲司（北海道開発局室蘭開発建設部浦河港湾建設事務所長）

なお、調査に御協力していただいた各関係機関の方々の職名は、調査実施時のものである。

上記以外の多数の方々も含めて、現地機関の関係者には、並々ならぬ御協力をいただいた。ここに関係各位に深謝の意を表する次第である。なお、藤森が派遣されて調査に当たったグループを代表して現地機関との連絡に当たった。

本報告では、被害調査結果およびその後に入手された資料をもとに、被害状況および地震動の関連情報を詳しく記録することを主目的とした。したがって、被害の詳しい解析については、別途報告がなされるものと考えている。

## 2. 地 震

### 2.1 地震の概要

1982年3月21日11時32分に発生した北海道浦河沖に震源を有する地震は、北海道南部の各地に強い地震動をもたらした。気象庁はこの地震を「昭和57年（1982年）浦河沖地震」と命名した<sup>1)</sup>。本報告では記述を簡単にす

\* 構造部長

\*\* 構造部 振動研究室長

\*\*\* 前設計基準部 主任研究官

ため、この地震を「1982年浦河沖地震」という。同地震の諸元および各地の震度を表-1に示す<sup>1),2)</sup>。また、図-1に震央と各地の震度を示す。浦河では、この地震によって震度VIの裂震、また最大波高80 cmの津波が記録された。

港湾地域強震観測のため、各地の港湾に強震計が設置されているが、この地震では、9地点において記録が得られた。これら各地点の地震動加速度の最大ものは、浦河町より48 km離れた十勝港(震央距離64 km)で得られた。最大水平成分加速度は、NS成分171 Gal, EW成分253 Galであった<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-2である。図中の加速度値は、水平2成

表-1 地震諸元および各地の震度

地震諸元		
地震名		昭和57年(1982年)浦河沖地震
発震年月日時刻		1982年3月21日11時32分
震源地		
震央地名		浦河沖
緯度		142°36' N
経度		42°04' E
深さ		40 km
規模		顕著
マグニチュード		7.1

各地の震度(気象庁震度階)

VI: 浦河

IV: 俱知安, 広尾, 帯広, 札幌, 小樽, むつ  
岩見沢, 苫小牧

III: 釧路, 室蘭, 旭川, 函館, 羽幌, 青森  
八戸, 盛岡, 宮古, 森, 一関

II: 江差, 深浦, 大船渡, 鷹巣

I: 根室, 留萌, 紋別, 秋田, 山形, 酒田, 高田  
小名浜, 相川, 水戸, 甲府, 石巻, 熊谷, 三島

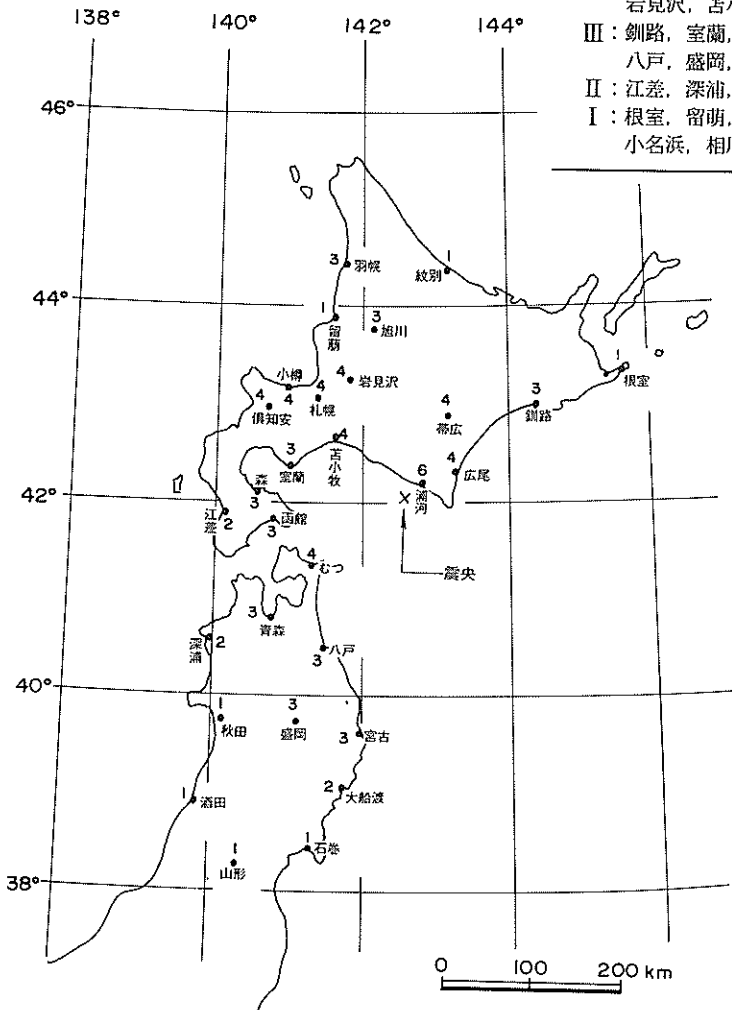


図-1 各地の震度

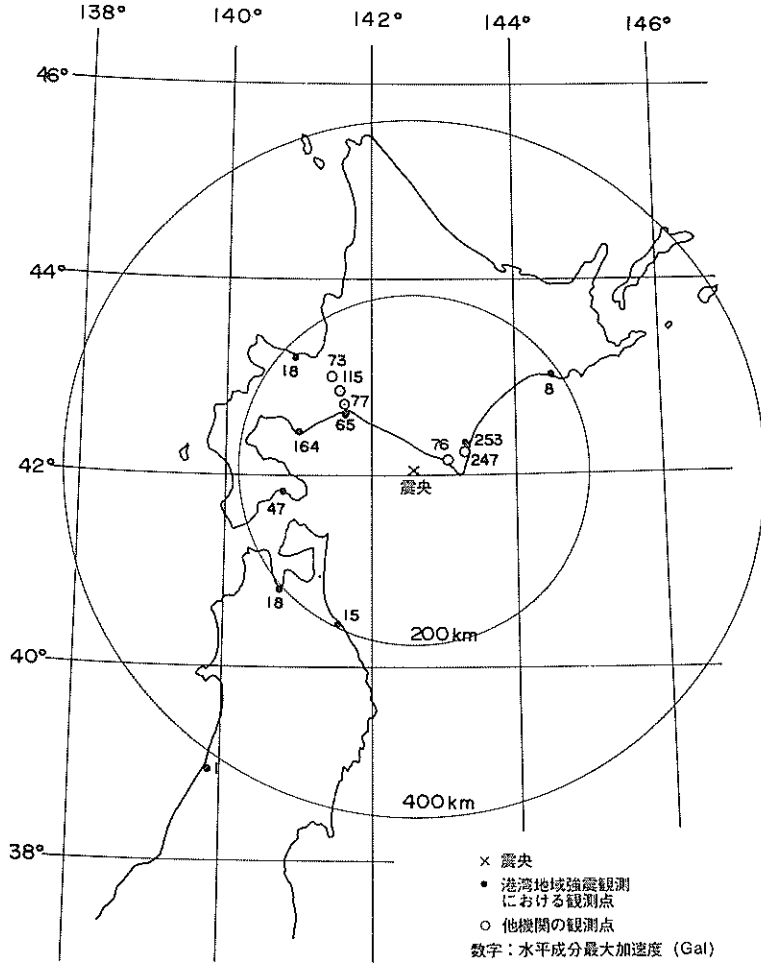


図-2 各地点の最大加速度(水平成分加速度の大きいもの)

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とりまとめによっており、原記録の最大振幅を読み取ったままの値、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>。図-3は、図-2に示した港湾地域強震観測地点の最大地盤加速度を震央距離の関係で示したものである。なお、後述するように十勝港と、函館港の強震記録はERS-O強震計によって得られたものである。そこで、同記録をSMAC-B<sub>2</sub>強震計と同一特性に補正して最大加速度を求めた。その結果を同図の・印で示した。

1982年浦河沖地震を発生させた断層は、余震分布および地震直後の震源域を通る水準測量結果から、断層面の傾斜方向に長さ30km、幅40kmの長方形で近似できる大きさの断層で、海側が陸側にのし上った逆断層であっ

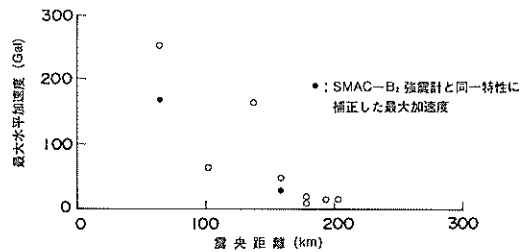


図-3 強震記録による最大地盤加速度と震央距離

た<sup>5)</sup>。断層パラメータを表-2に、また断層モデルを図-4に示す。なお、断層モデルについては、上記を一例として示したが、他にも報告が行われている<sup>6)</sup>。

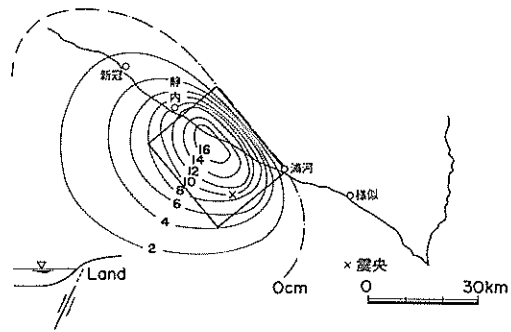
表一 断層パラメタ

型	: 高角逆断層
長さ	: 30 km (走向N 40° W)
幅	: 40 km (10-50 km)
傾斜角	: 65°
変位量	: 60 cm
	(たてずれ: 右横ずれ = 1 : 0.6)
	(スリップの方向: N 20° E)
地震モーメント	$\approx 2 \times 10^{26}$ dyne·cm

2.2 強震記録

(1) 強震記録および最大加速度

港湾強震観測網を構成する強震計によって得られた1982年浦河沖地震の記録は9本であった。記録の得られた範囲は図一2に示したように北は小樽港、南は酒田港の範囲であった。なお、港湾施設に被害があり、震度VIの烈震を記録した浦河港には強震計は設置されていなかった。得られた記録を最大成分加速度で示したのが表一3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ある。設置地点の地盤条件等の詳細については、港湾地域強震観測地点資料<sup>7-9)</sup>を参照されたい。強震計の設置されている港および港の記録の最大水平成分加速度は、図一2にも示してある。なお、表中のNS成分、EW成分は、それぞれの方向に近い成分を指す。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



図一4 1982年浦河沖地震の断層モデル

る場合がある。詳細は、地点資料を参照されたい。

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-Cである。SMAC-B<sub>2</sub>強震計およびERS-C強震計の詳細は、参考文献10)を参照されたい。

1982年浦河沖地震では、港湾関係以外の諸機関によって設置された強震計によっても記録が得られている。それらは、表一3に示した港湾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以上のものを表一4に示す。

表一3 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
十勝-M	地盤	64	M-521	171	253	79
函館-M	地盤	158	M-523	47	36	20
苫小牧-S	地盤	102	S-1472	57	65	22
室蘭-S	地盤	137	S-1474	136	164	40
釧路-S	地盤	178	S-1478	8	6	3
青森-S	地盤	203	S-1479	11	18	5
八戸-S	地盤	193	S-1480	14	15	7
小樽-S	地盤	178	S-1481	15	18	4
酒田-S	地盤	423	S-1482	—	1	—

表一4 港湾関係以外の機関の強震計による最大加速度

資料提供機関	市郡区名	設置対象	設置場所	震央距離 (km)	最大加速度 (Gal)		
					NS成分	EW成分	UD成分
建築研究所	広尾町	広尾町役場	1階	63	297	206	69
"	札幌市	北海道大学工学部構内	地盤	151	66	73	20
土木研究所	北海道札幌市	幌満橋	地盤	36	53	76	25
"	北海道札幌市	島松沢橋	地盤	140	115	95	38
"	北海道広尾郡	広尾橋	地盤	63	247	207	69
"	苫小牧市	錦岡橋	地盤	100	77	58	25

(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、最大水  
 平成分加速度が最大であった十勝港および港湾施設に被

害のあった室蘭港で得られた記録の波形および応答スペ  
 クトルを図-5~8に示す。十勝港の強震計はERS-C  
 強震計である。設置地点の地盤は、深度4mまでがN値

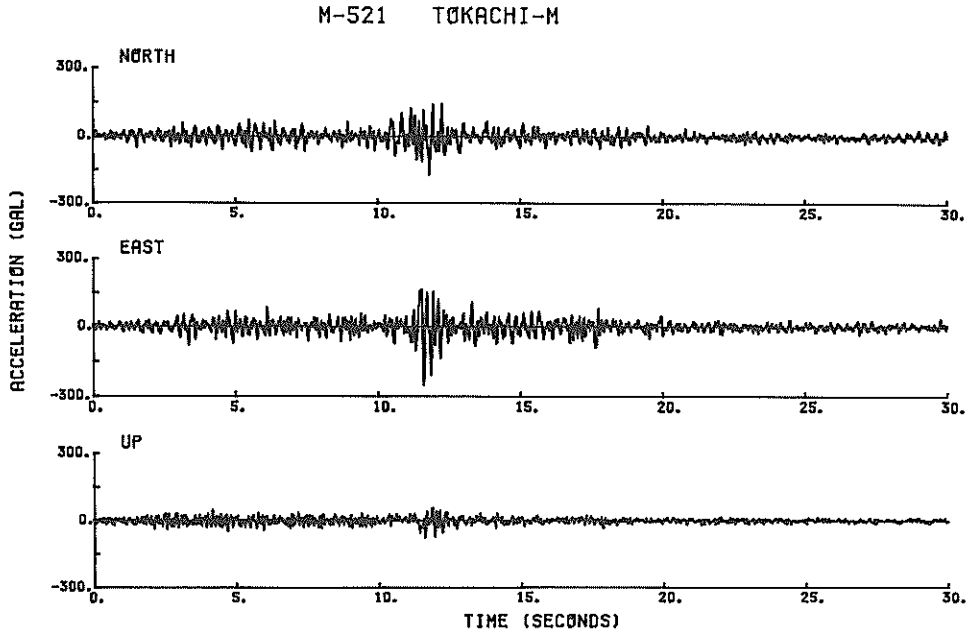


図-5 強震記録(十勝-M)

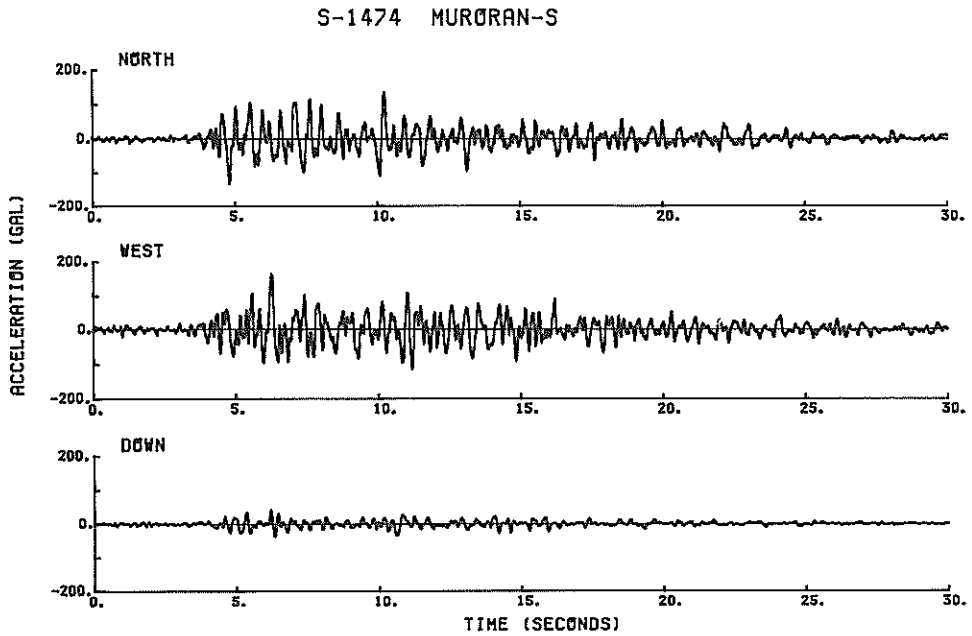
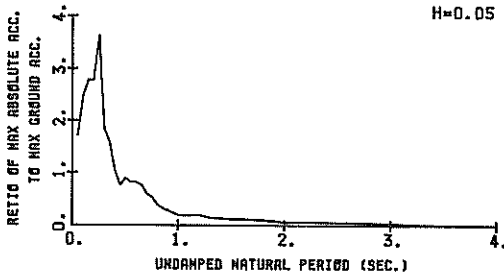


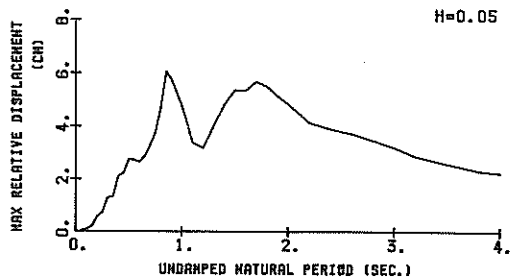
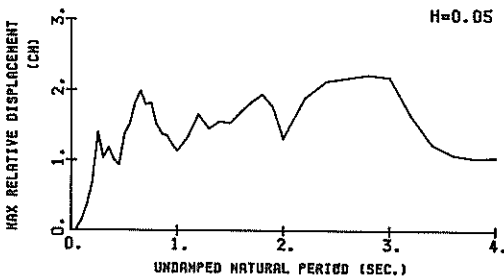
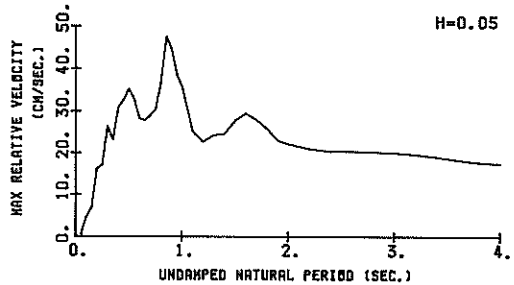
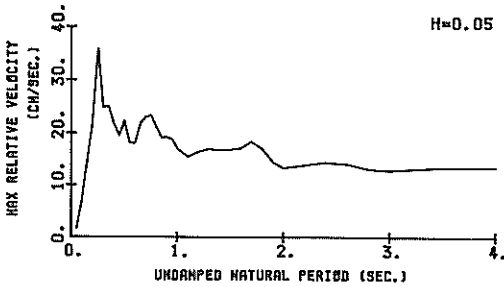
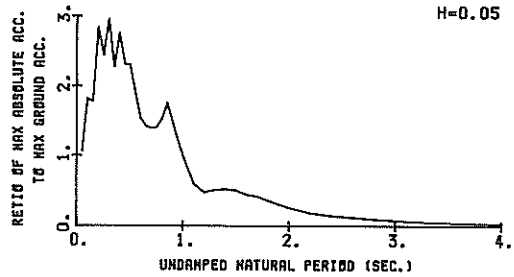
図-6 強震記録(室蘭-S)



M-521 EAST TOKACHI-M  
(1/FC=3.43 SEC.)



S-1474 WEST MURORAN-S  
(1/FC=5.33 SEC.)



RESPONSE SPECTRA

RESPONSE SPECTRA

図-7 応答スペクトル(十勝-M)

図-8 応答スペクトル(室蘭-S)

10程度の細砂で、それ以深は玉石混りの砂礫層が続いている<sup>9)</sup>。図-5に示す十勝港の強震記録M-521の最大成分加速度は、EW成分で253Galであった。

図-6に示す室蘭港の強震記録はSMAC-B<sub>2</sub>強震計で得られたものである。設置地点の地盤は深度10mまでが砂層(ただし、深度8m付近には厚さ1.5m程度の粘土層がある)で、それ以深の5m区間にはN値が40以上の凝灰質砂、砂礫層、更に深度15m以深は凝灰岩となっている<sup>8)</sup>。この強震記録S-1474の最大成分加速度は、EW成分で164Galであった。図-7と図-8は十勝港のEW成分と室蘭港のEW成分の応答スペクトルである。両図の上段に示す加速度応答スペクトルを比較すると加

速度比が1.0以下となる周期は十勝港のほうが室蘭港より短く、かつ十勝港の場合には0.25秒付近に鋭いピークを示している。このスペクトルの形を港湾地域強震観測によって分類されたスペクトル<sup>11)</sup>と比較すると十勝港の場合にはきわめて良好な地盤で得られた記録のスペクトル(グループA)、室蘭港の場合は中程度に締まった砂層および粘土質地盤(グループB)に分類されるようである。

(3) 最大水平加速度

表-3に示した水平成分(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-5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、とき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。そこで、加速度波形を積分して、速度波形および変位波形を求めた。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。誤差の影響を抑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。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-6に上記の2方法で求めた最大速度および最大変位を示す。表中に示されている補正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、参考文献10)を参照されたい。

(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あるいは卓越がある場合の方向が視覚的に把握できる。地震動は3次元の空間内の振動であるから、前記のプロットも3次元の座標におけるプロットになる。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。

図-9および図-10に十勝港および室蘭港において得られた記録の水平面における加速度および変位の軌跡を示す。加速度軌跡および変位軌跡はパラメタ付フィルタ法により求めた加速度波形と変位波形を用いている。

表-5 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成分の合成最大加速度の方向*
		NS成分	EW成分	水平2成分の合成	
十勝-M	M-521	167	246	277	301
		113	168	178	290
函館-M	M-523	47	35	47	352
		44	30	44	351
苫小牧-S	S-1472	79	93	107	292
室蘭-S	S-1474	173	189	190	274

\* N方向より時計回りに測った角度(単位:度)  
 注) 加速度は計器特性補正後の値である。また十勝-Mと函館-Mの下段はSMAC-B<sub>2</sub>強震計と同一特性に補正した値である。

表-6 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	NS成分								EW成分								UD成分							
		Ac Gal	Ase Gal	V <sub>F</sub> cm/s	V <sub>V</sub> cm/s	D <sub>F</sub> cm	D <sub>V</sub> cm	F <sub>C</sub> Hz	Ac Gal	Ase Gal	V <sub>F</sub> cm/s	V <sub>V</sub> cm/s	D <sub>F</sub> cm	D <sub>V</sub> cm	F <sub>C</sub> Hz	Ac Gal	Ase Gal	V <sub>F</sub> cm/s	V <sub>V</sub> cm/s	D <sub>F</sub> cm	D <sub>V</sub> cm	F <sub>C</sub> Hz			
十勝-M	M-521	167	113	8.3	8.6	3.2	1.9	0.17	246	168	13.4	13.3	1.3	1.0	0.29	80	46	5.3	5.0	1.9	1.1	0.26			
函館-M	M-523	47	44	5.0	5.1	2.2	1.5	0.19	35	30	5.2	4.3	2.4	1.3	0.21	21	18	3.4	3.0	1.6	1.0	0.21			
苫小牧-S	S-1472	79	57	7.7	7.8	3.2	4.2	0.10	93	65	8.7	8.4	4.8	4.0	0.15	37	22	3.9	2.7	2.1	1.4	0.20			
室蘭-S	S-1474	173	136	12.5	12.6	2.2	2.1	0.16	189	164	17.4	16.3	2.5	1.9	0.19	57	42	4.5	4.0	0.7	0.4	0.43			

(略号) Ac: 補正最大加速度, Ase: SMAC-B<sub>2</sub>強震計による記録については記録最大加速度, ERS-C強震計による記録についてはSMAC-B<sub>2</sub>強震計と同一特性に補正した最大加速度, V<sub>F</sub>: 固定フィルタ法による最大速度, V<sub>V</sub>: パラメタ付フィルタ法による最大速度, D<sub>F</sub>: 固定フィルタ法による最大変位, D<sub>V</sub>: パラメタ付フィルタ法による最大変位, F<sub>C</sub>: パラメタ付フィルタ法におけるしゃ断振動数

なお、十勝港の地盤は図-9の変位軌跡図からわかるように、その振動方向は南北方向が特に卓越していたことがわかる。

### 3. 被害の概要

#### 3.1 気象

地震発生当日の気象状況を図-11の天気図により示す。

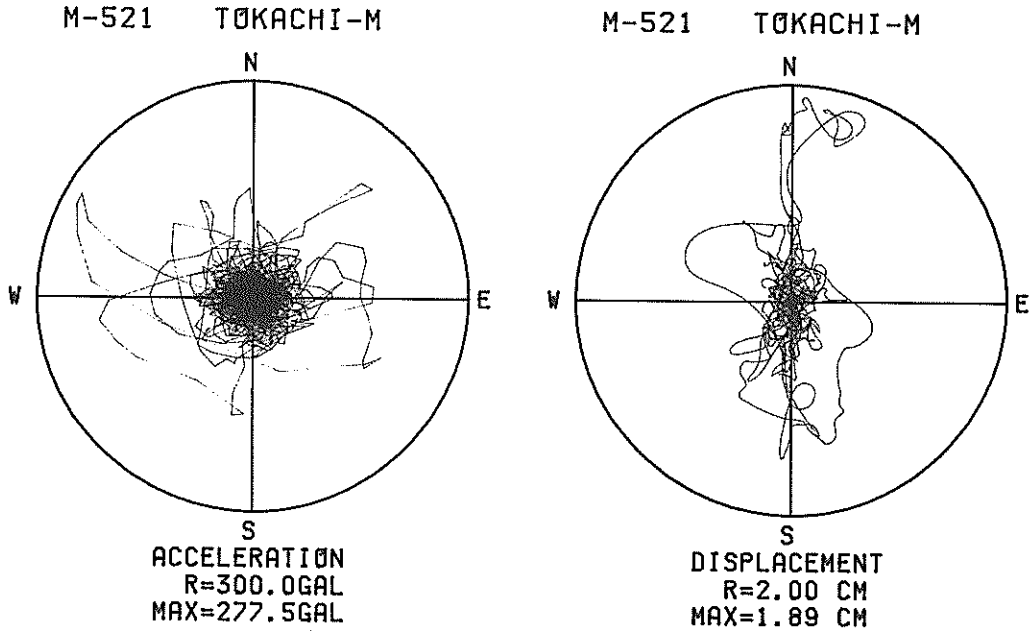


図-9 軌跡図(十勝-M)

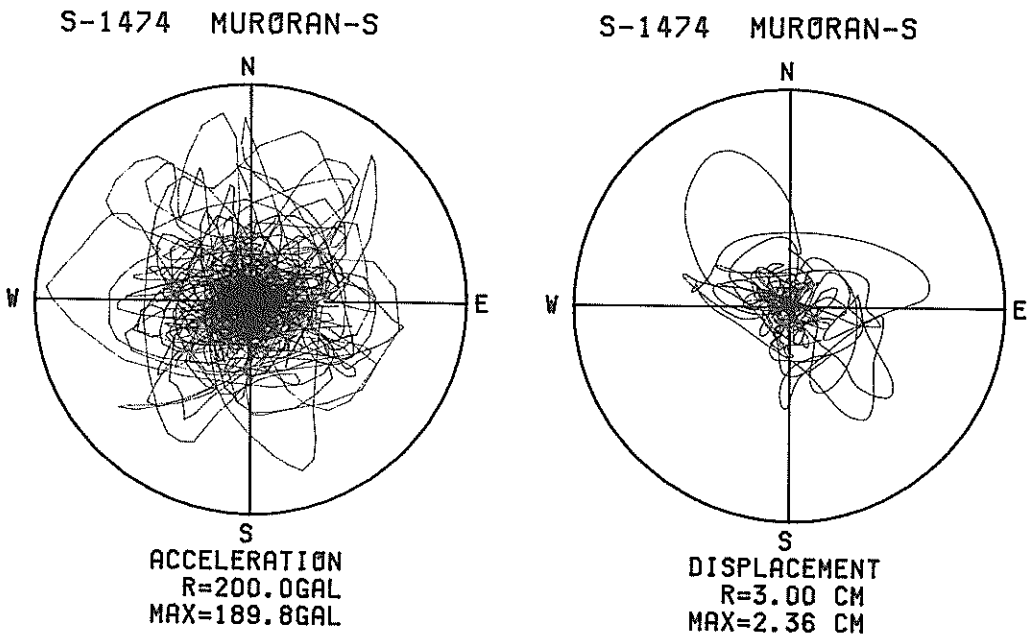


図-10 軌跡図(室蘭-S)

浦河測候所によると、地震が発生した3月21日の天気は雪であった。しかし、積雪はなく1.5mmの降水量を記録した。気温は11時20分に2.1℃の日最高気温を記録した。

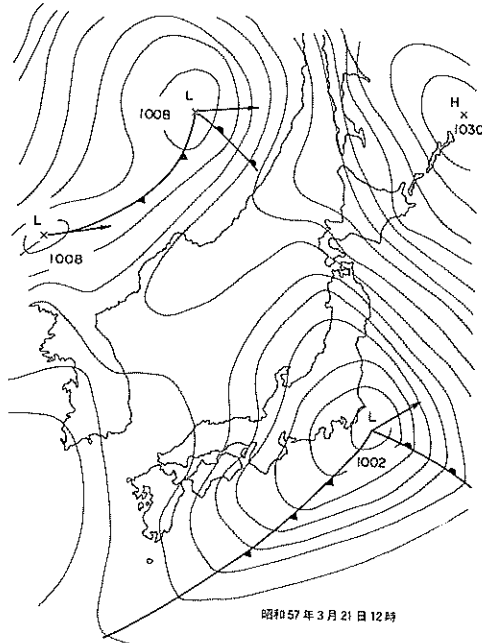


図-11 天気図

### 3.2 津波

地震発生後に、直ちに津波警報、津波注意報が関係機関によって表-7に示すとおり発表された。

この地震により、北海道および東北地方の太平洋沿岸で津波が観測された。表-8にその観測結果を示す<sup>1)</sup>。津波の高さで最も大きかったのは、浦河港の80cmであった。しかし、各地に到達した津波波高は小さく、港湾施設に被害を与えるようなものではなかった。なお、浦河港の津波到達時における潮位は、基本水準面(C.D.L)上+1.5mであった。

### 3.3 報告された被害

1982年浦河沖地震による被害は、北海道太平洋沿岸地方に多く発生した。公共土木施設の被害としては、日高地方太平洋沿岸の主要交通幹線である国道235号線と国鉄日高本線があげられる。国道235号線の被害形態としては、橋脚損傷、斜面崩壊、擁壁倒壊、また、国鉄日高本線は、路盤陥没、橋梁破損等であった。住家の被害の多くは木造建物で発生したものであった。なお、この地震において特徴的なことは、震度VIの烈震を記録した浦

表-7 津波警報、注意報

発表機関	発表時	区 域	備 考
札幌管区気象台	11時45分	北海道の太平洋沿岸	警 報
仙台管区気象台	11時46分	東北地方の太平洋沿岸	注意報

表-8 各地の津波

検潮所	第一波		津波の高さの最大	
	到達時刻 時 分	大 き さ cm	到達時刻 時 分	高 さ cm
浦 河	11 40	押し 16	12 20	80
八 戸	12 26	押し 8	13 16	28
大 船 渡	12 46	押し 21		
宮 古 川	12 30	押し 13	13 29	7
鮎 室	13 00	押し 20	13 02	7
室 蘭	12 19	押し 12	13 23	7
函 館	12 44	引き 16	13 20	16

河町において1件の火災も発生しなかったこと、また死者がひとりも出なかったことであろう。

1982年6月3日現在の北海道庁の報告による公共土木施設等の被害の概要は表-9に示すとおりである。なお、1982年浦河沖地震による北海道の被害総額は103.6億円に達したと報告されている。

表-9 北海道の公共土木施設等の被害概要

	区 分	単 位	数 量	被害額(千円)	
人	死 者	人	0		
	行 方 不 明	〃	0		
	負 傷 者	重 傷 者	〃	22	
		軽 傷 者	〃	145	
	者 小 計	〃	147		
住 家	災 害 世 帯	世 帯	771		
	災 害 者	人	2,655		
	全 壊	棟	13	95,145	
	半 壊	〃	28	123,256	
非 住 家	一 部 破 損	〃	675	185,766	
	小 計	〃	716	404,167	
	全 壊	〃	14	67,660	
公 共 土 木 施 設	半 壊	〃	8	10,050	
	小 計	〃	22	77,710	
	河 川	カ所	33	343,050	
	道 路	〃	39	662,116	
	橋 梁	〃	6	89,000	
	海 岸 防 護	〃	7	134,600	
	港 湾 漁 港	〃	18	496,338	
小 計	〃	108	1,875,104		

(1982年6月3日現在)

#### 4. 港湾施設の被害

##### 4.1 浦河港

###### (1) 被害の概要

浦河港は北海道の中央南端に位置し日高地区を勢力圏として発展してきた地方港湾である。浦河港の歴史は比較的古く、防波堤の建設はすでに大正4年から始まっている。また係留施設は建設後5～15年経過しているものが主である。主要な港湾施設の配置は図-12の平面図に示されている。

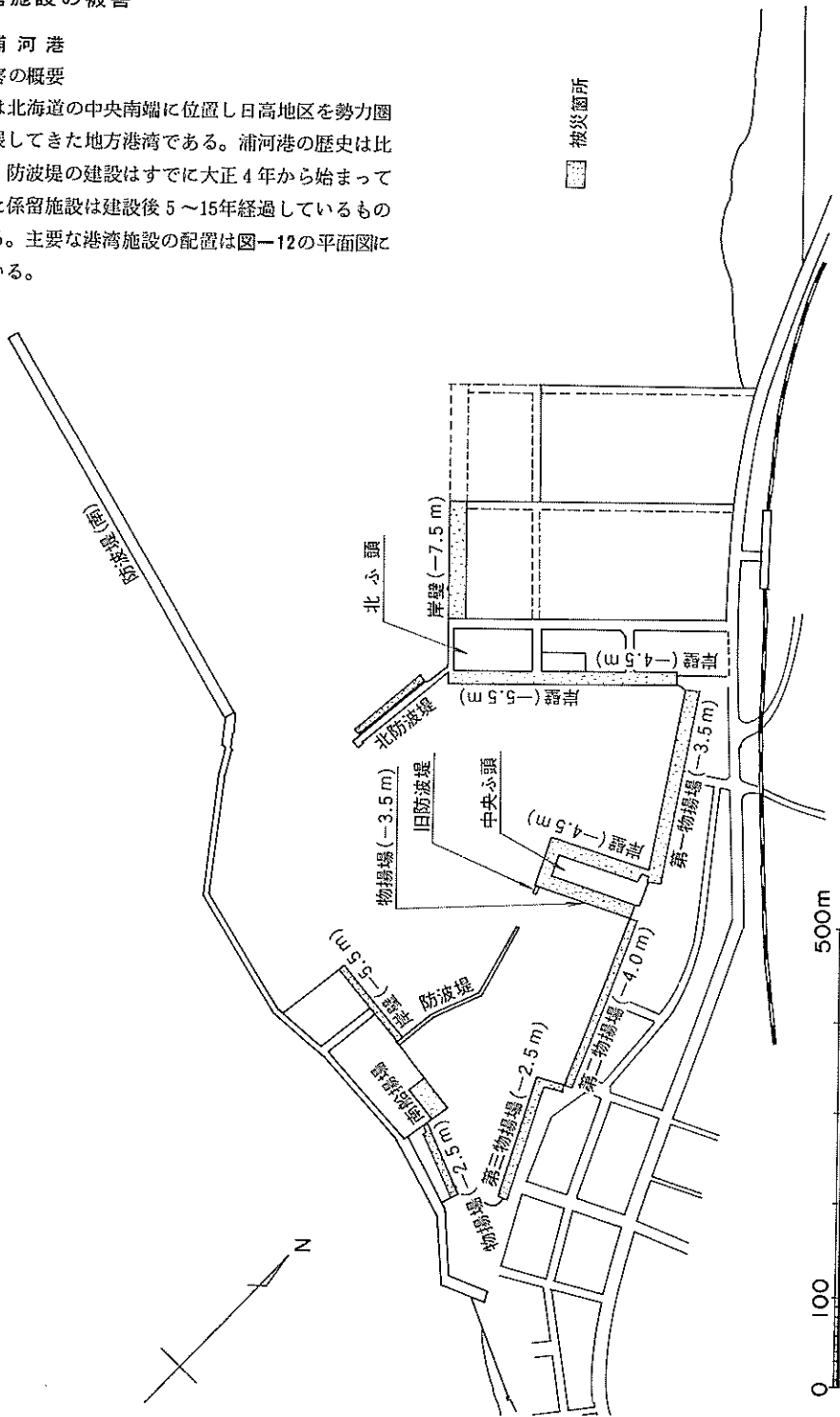


図-12 浦河港被災平面図

地震による被害は図-12に示すようにほとんどすべての施設に及んでいるが、内容的には岸壁本体工及び上部工の小規模な滑動、エプロンの沈下が主たる被害であって、被害程度は比較的小規模なものであったと言えよう。

表-10は浦河港の港湾施設の被害概要を一覧表にしてまとめたものである。同表中の被害の程度は表-11に示す港湾施設の被害の4段階評価基準によっている。表-11の評価基準は、新潟地震以降使用されている港湾施設の被害程度の評価基準である。

(2) 地質の特性

浦河港の地質は白亜系の泥岩層を基盤とし、これを砂礫、へどろからなる海底堆積物が覆っている。図-13～図-15は代表的な3地点の土質柱状図を示したものである。図-13は中央ふ頭-4.5m岸壁前面の土質条件で、図-27の起点より140m付近の位置のものである。図-14は中央ふ頭-3.5m岸壁前面で、図-27の起点より10m付近の土質条件である。また、図-15は第二物揚場前面で図-37の左端起点より20m付近の地点の土質図を示したものである。したがって浦河港の施設は泥岩層の基盤上に築造されていることになる。

(3) 各施設の被害

a) 北ふ頭-7.5m岸壁

構造様式は場所打コンクリート型の重力式構造である。その標準断面図は図-16に、構造物の設計条件は表-12に示すとおりである。なお、この岸壁は、消波構造になっている。その構造は、図-16に示すように本体工前面の+1.5mから-4mの間が法線方向に1m間隔で凹状になっている。そのへこみの深さは1mである。この岸壁の被災はエプロンの沈下である。図-17には被災断面図(図-18において起点から60mの位置)、図-18には被災平面図を示す。図-18からわかるように、エプロンの

表-11 被害程度の評価基準

被害の程度	被害の内容
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
II	本体にかなりの変状が起こったもの
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

表-10 港湾施設被害の概要(浦河港)

地区名	施設名	構造様式	被害状況 ( )内は最大値	被害の程度	被害数量	被害額 (千円)
本港地区	北ふ頭-7.5m岸壁	重力式	エプロンの沈下(18cm) 袖護岸の滑動(10cm)及び沈下(14cm)	I		34,896
	北ふ頭-5.5m岸壁	重力式	法線のはらみ出し(40cm) 上部工の沈下(15cm) エプロンの沈下(19cm)及びきれつ	II	L=180.7m A=2,460m <sup>2</sup>	
	北ふ頭-4.5m岸壁	重力式	法線のはらみ出し(33cm) 上部工の沈下(16cm) エプロンの沈下(28cm)及びきれつ	II	L=70.3m A=918m <sup>2</sup>	63,950
	中央ふ頭-4.5m岸壁	重力式	法線のはらみ出し(21cm) エプロンの沈下(23cm)	I	L=66.4m A=1,756m <sup>2</sup>	
	中央ふ頭-3.5m物揚場	重力式	法線のはらみ出し(54cm) エプロンの沈下(25cm)	II	L=100.2m A=1,011m <sup>2</sup>	33,153
	第一物揚場(-3.5m)	重力式	法線のはらみ出し(2.5cm) エプロンの沈下(10cm)及びきれつ	I	L=8.2m A=2,830m <sup>2</sup>	
	第二物揚場(-4.0m)	重力式	エプロンの沈下(8cm)及びきれつ	I	L=168.1m A=845m <sup>2</sup>	8,223
	第三物揚場(-2.5m)	重力式	法線のはらみ出し(25cm) エプロンの沈下(15cm)	I	L=171.5m A=878m <sup>2</sup>	
	第四物揚場(-2.5m)	重力式	エプロンの沈下(10cm)及びきれつ	I	L=30m A=126m <sup>2</sup>	1,956
	船揚場	コンクリート	舗装部の沈下(40cm)及びきれつ	I	L=43.5m A=604m <sup>2</sup>	
	南ふ頭-5.5m岸壁	重力式	法線のはらみ出し(20cm) エプロンの沈下(42cm)及びきれつ	II	L=100.7m A=1,343m <sup>2</sup>	32,435
	北防波堤	重力式	消波ブロックの沈下(150cm)	I	L=96.6m	

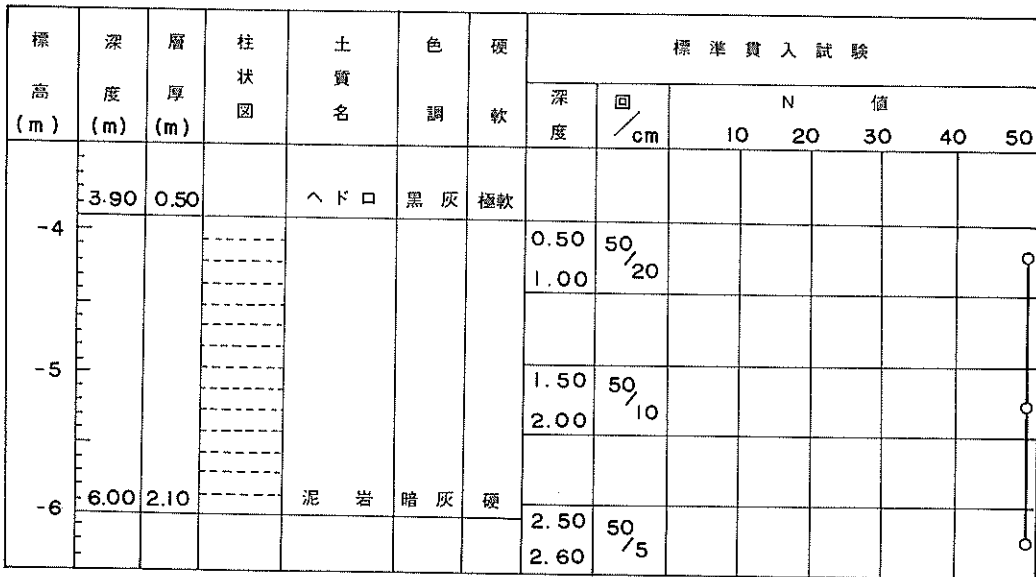


図-13 土質柱状図 (中央ふ頭-4.5m岸壁前面)

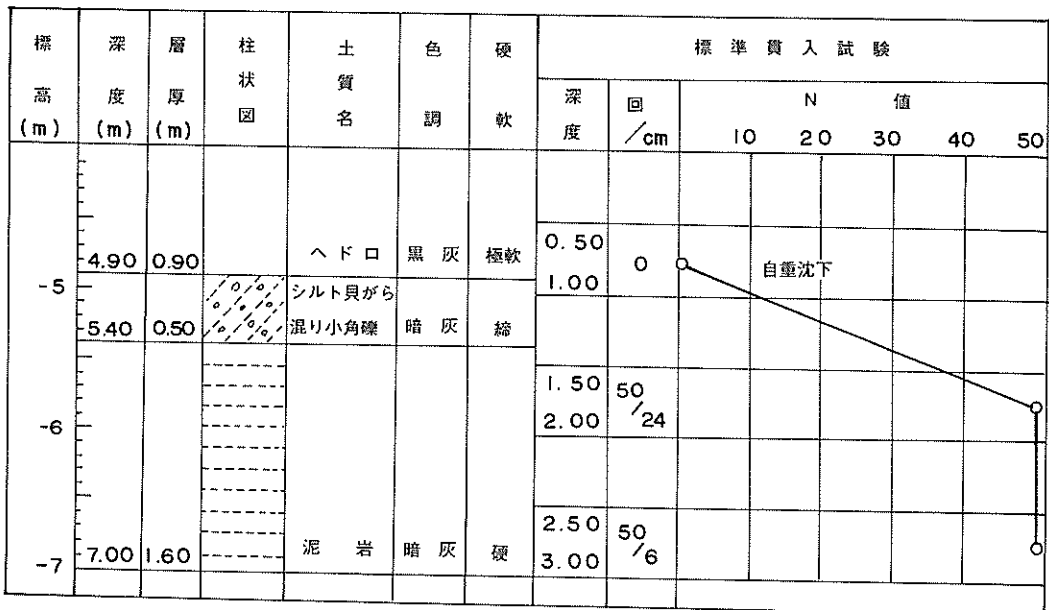


図-14 土質柱状図 (中央ふ頭-3.5m岸壁前面)

標高 m	深 度 m	層 厚 m	地 質			標準貫入試験				備 考	
			柱 状 図	岩 種 ・ 土 質 名	観 察 事 項 岩質、風化、破砕帯 亀裂節理、その他	打 回 数	— 実測N値				
						貫入長 cm	10	20	30	40	
-2	2.70										
-3	3.00	0.30		ヘドロ							4.20m まで φ97mmCP 挿入
	3.45	0.45		砂 礫	礫率 60% 安山岩、中粒 砂岩、泥岩混入、 粒径平均 1cm 最大 3cm 基質中～粗粒砂 黒灰色	3.50					2.70~10.00m シングルメタル クラウン 無水掘り
-4					全体に風化著しくコア はやや泥状となる。 特に 3.45~8.40 m 全く泥化し、やや硬質 な岩片すら残らず。 黒灰色	17/30					
						4.00					
						4.50					
-5						36/30					
						5.00					
						5.50					
-6						47/30					
						6.00					
						6.50					
-7						38/30					
						7.00					
						7.50					
-8						51/30					
						8.00					
						8.50					
					8.40 m 以深 やや硬質	50/26					

図-15 土質柱状図（第二物揚場前面）

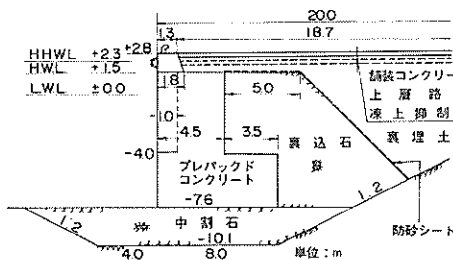


図-16 北ふ頭-7.5m岸壁標準断面図

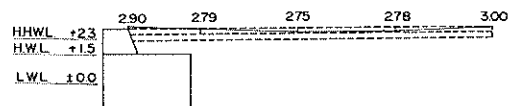


図-17 北ふ頭-7.5m岸壁被災断面の一例



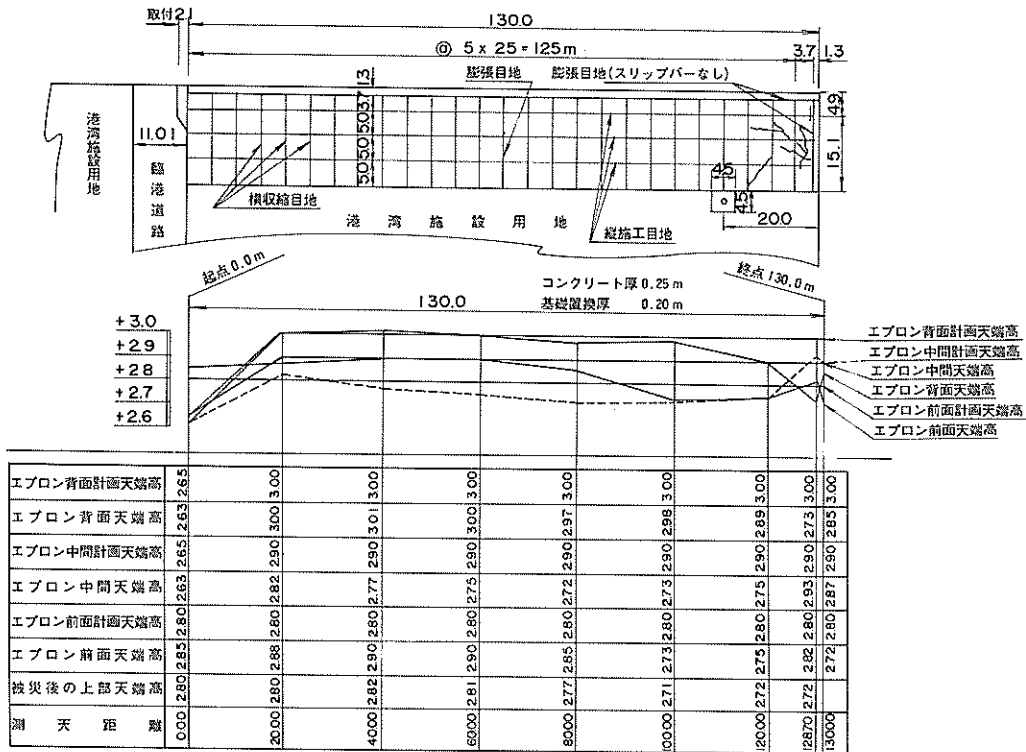


図-18 北ふ頭-7.5m岸壁被災状況図

表-12 北ふ頭-7.5m岸壁設計条件

構造様式	設計条件	
重力式プレバックドコンクリート	潮位 (m)	H.W.L +1.5 R.W.L +0.5 L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-7.5
	天端高 (m)	+2.8
	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時 2.5 地震時 1.25
土質条件	φ	40°
	δ	15°
備考	震度	kh=0.15   k'h=0.3
	R.W.L	: 残留水位
	δ	: 壁面摩擦角
	k'h	: 水面下の見掛けの震度



写真-1 北ふ頭-7.5m岸壁 (エプロン中央部の沈下)

沈下は全体的に見られるが、エプロン中間部の沈下が比較的大きく最大で18cmの沈下が見られた(写真-1)。なお、この岸壁の被災の特徴として、埋立土中に含まれている頁岩が水を含んでもろくなり、その状態で地震を受けたため埋立土が全体にわたって沈下したことがあ

られる。  
b) 北ふ頭-5.5m岸壁  
構造様式はケーソン型重力式構造である。図-19には標準断面図、表-13には設計条件をそれぞれ示してある。被災は岸壁法線のはらみ出しとエプロンのきれつ及び沈下である。図-20は代表的な被災断面(図-21において

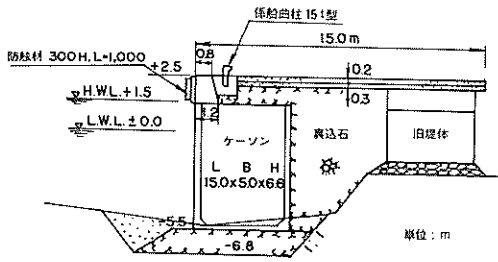


図-19 北ふ頭-5.5m岸壁標準断面図

表-13 北ふ頭-5.5m岸壁設計条件

構造様式	設計条件	
重力式 ケーソン	潮位 (m)	H.W.L +1.5 R.W.L +0.5 L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-5.5
	天端高 (m)	+2.5
	上載荷重 ( $t/m^2$ )	常時 2.0 地震時 1.0
	土質条件	$\phi$ 35° $\delta$ 15°
	震度	$kh=0.1$ $kh=0.2$
備考	R.W.L :	残留水位
	$\delta$ :	壁面摩擦角
	$k_A$ :	水面下の見掛けの震度

起点から161mの位置)を取り出し、その状況を示したものである。図-21はエプロンの法線のはらみ出し状況、沈下状況およびきれつ状況を示したものである。図-21から明らかなように、岸壁法線は全体的にはらみ出し、最大で40cmのはらみ出しが見られた。また上部工には同時に沈下も見られ、最大で15cmの沈下量が計測されている。これらの被災は図-20に示すように本体が滑動、沈下したため生じたものと思われる。エプロンのきれつは図-21に示すとおりエプロン全体にわたっており、きれつは最大で、幅15cm程度、段差20cm程度であった。写真-2はエプロンのきれつ状況を示すものであるが、このきれつは現在はエプロンの下に埋められている旧堤体(図-19参照)の法線とはほぼ一致していることから、旧堤体が基礎となっている写真-2の右半分のエプロンは沈下せず、その後裏込めをした左半分のエプロンのみが沈下したものと考えられる。エプロンの沈下状況については図-21に示しているが、沈下量は最大で19cmであった。

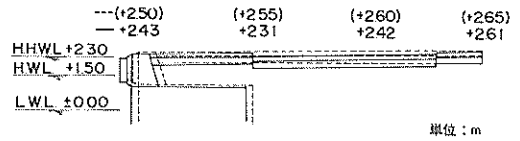


図-20 北ふ頭-5.5m岸壁被災断面の一例

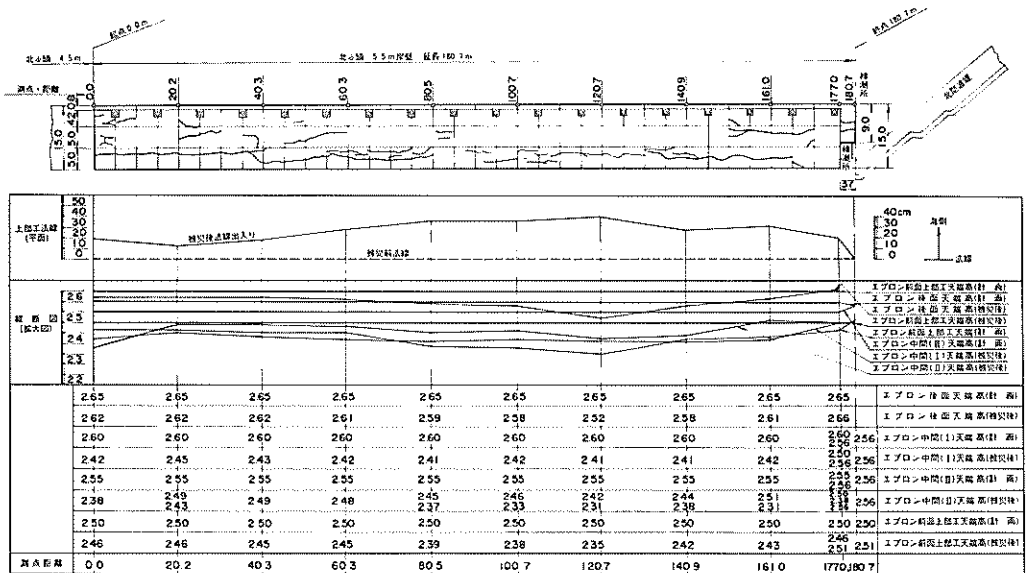
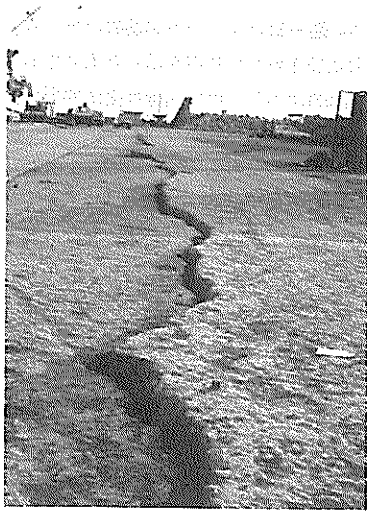


図-21 北ふ頭-5.5m岸壁被災状況図



写真一 北ふ頭-5.5m岸壁（エプロンのき裂）

c) 北ふ頭-4.5m岸壁

構造様式はL型ブロック型の重力式構造である。図-22は標準断面図、表-14は設計条件を示している。この岸壁は前述の-5.5m岸壁と隣接しているため、被害状況も-5.5m岸壁と類似したものになっており、岸壁法線のはらみ出し、エプロンの沈下、きれつが被害の主たるものである。図-23は代表的な被災断面（図-24において、起点から50.1mの位置）の被災状況を示したものである。図-24は法線のはらみ出し状況、エプロンの沈下、き裂の状況を示したものである。図-24によれば、法線のはらみ出しが最大の位置では上部工の沈下量も最大になっており、16cmの沈下が見られた（図-23）。エプロンのきれつは図-24に示されるようにエプロン全面にわたっているが、-5.5m岸壁と同様大きなきれつは旧堤体の法線に沿って生じているのが特徴である。また、エプロンの沈下はエプロンの後面ではほとんどなく、エプロン中間部で最も大きくなっている。最大沈下量は28cmであった。

表-14 北ふ頭-4.5m岸壁設計条件

構造様式	設計条件	
重力式 ケーソン + プレパク トコンク リート	潮位 (m)	H.W.L +1.5 R.W.L +0.5 L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-4.5
	天端高 (m)	+2.5
上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	1.0
	地震時	0.5
土質条件	φ	40°
	δ	
震度	kh=0.1	kh=0.2
備考	R.W.L	: 残留水位
	δ	: 壁面摩擦角
	kh	: 水面下の見掛けの震度

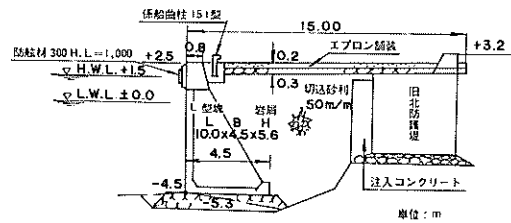


図-22 北ふ頭-4.5m岸壁標準断面図

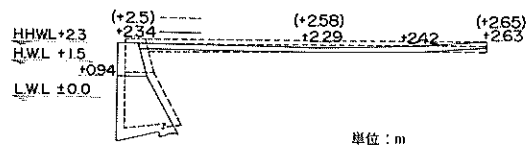


図-23 北ふ頭-4.5m岸壁被災断面の一例

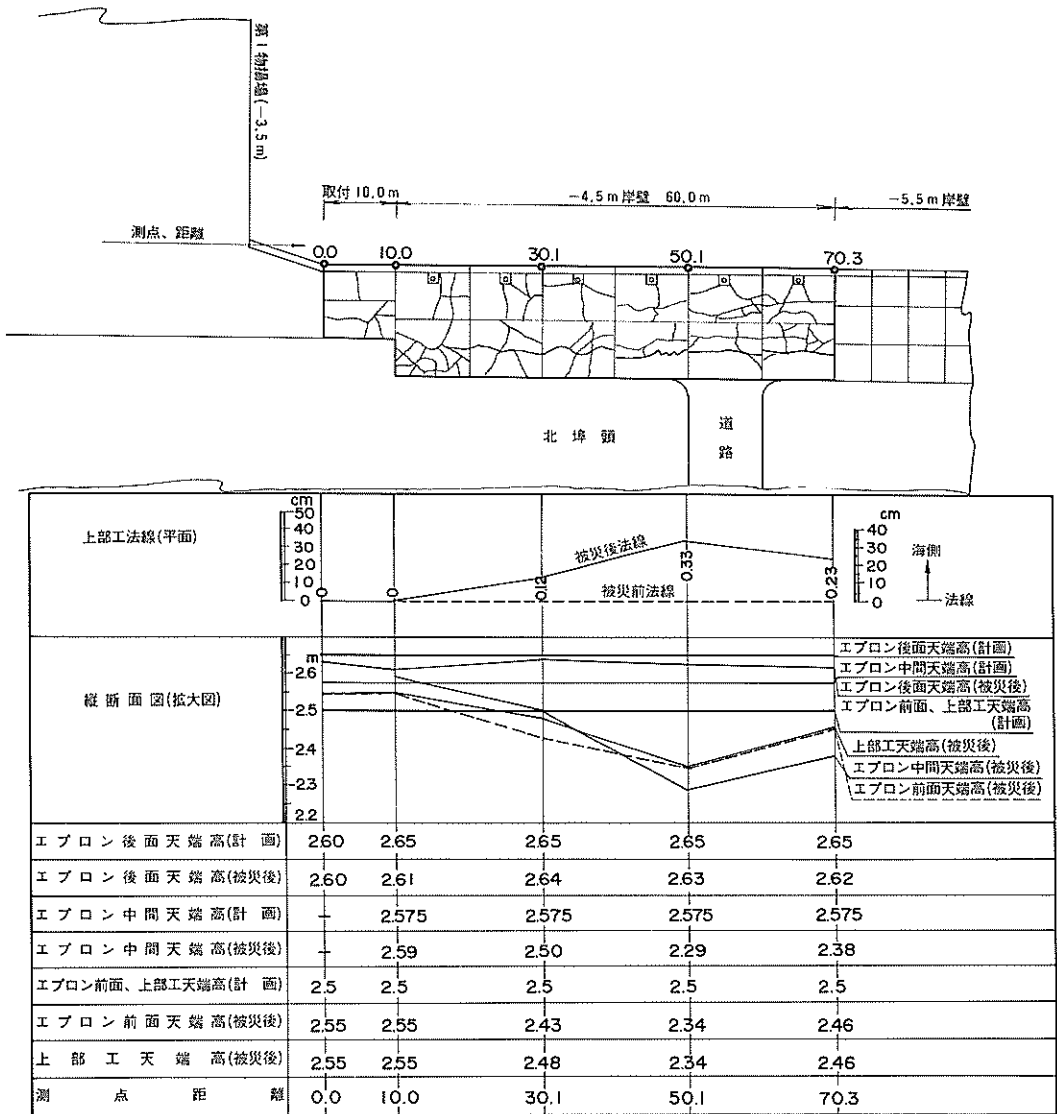


図-24 北ふ頭-4.5m岸壁被災状況図

d) 中央ふ頭-4.5m岸壁  
 構造様式はケーソン型の重力式構造である。図-25は標準断面図、表-15は設計条件を示している。被災としては岸壁法線のはらみ出し、エプロンの沈下、きれつがあげられる。図-26は代表的な被災断面(図-27において起点から134.2mの位置)を示し、図-27および図-28は法線のはらみ出し状況、沈下、きれつの状況を示したものである。この岸壁では基線から114.8mの位置(図-27参照)までは軽微なエプロンのき裂が生じた程度で

あったが、114.8mから164.8mの区間では岸壁法線が最大で21cmはらみ出し、エプロンの沈下は最大で23cm程度であった。写真-3はエプロンの沈下状況を示したものである。

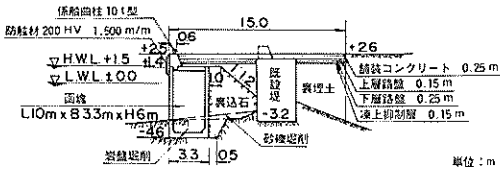


図-25 中央ふ頭-4.5m岸壁(先端部)標準断面図

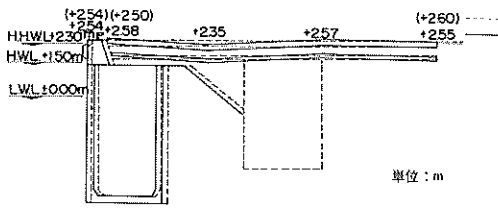


図-26 中央ふ頭-4.5m岸壁被災断面の一例

表-15 中央ふ頭-4.5m岸壁設計条件

構造様式	設計条件	
重力式L 型ブロッ ク	潮位 (m)	H.W.L +1.5
		R.W.L +0.5
		L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-4.5
	天端高 (m)	+2.5
	上載荷重 ( $t/m^2$ )	常時 2.0
		地震時 1.0
	土質条件	$\phi$ 30°
		$\delta$ 20°
震度 備考	震度	$kh=0.1$ $k'h=0.15$
		R.W.L: 残留水位
		$\delta$ : 壁面摩擦角
		$kk$ : 水面下の見掛けの震度

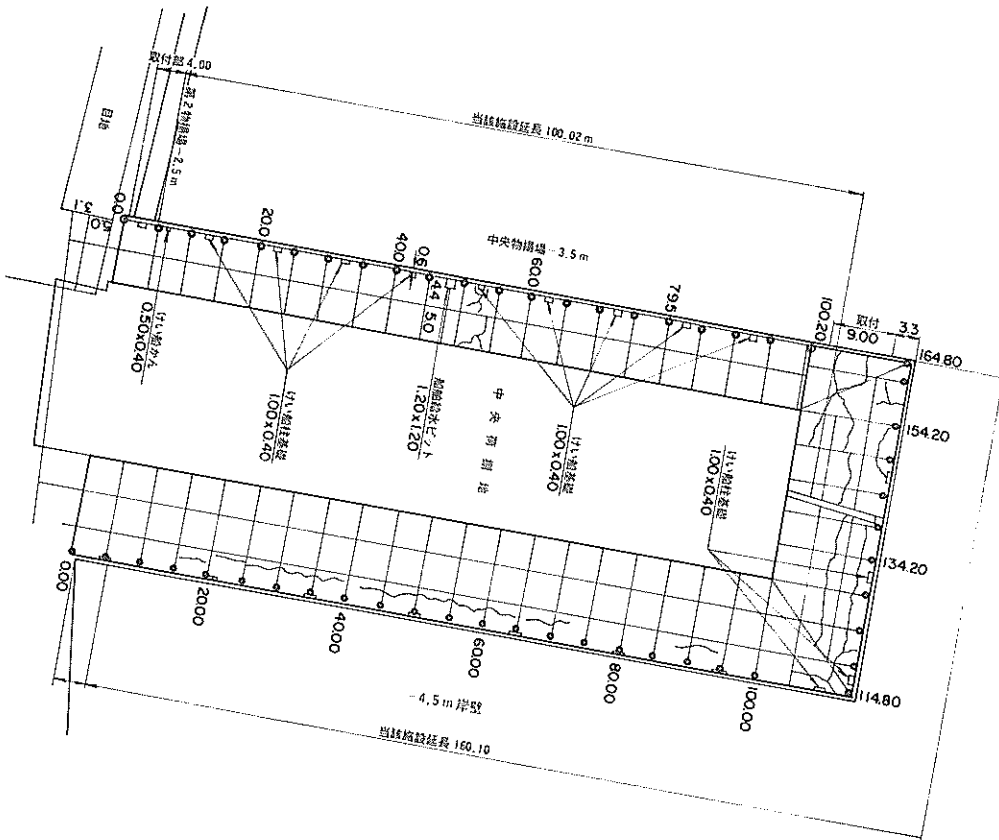


図-27 中央ふ頭-4.5m岸壁及び-3.5m物揚場被災状況

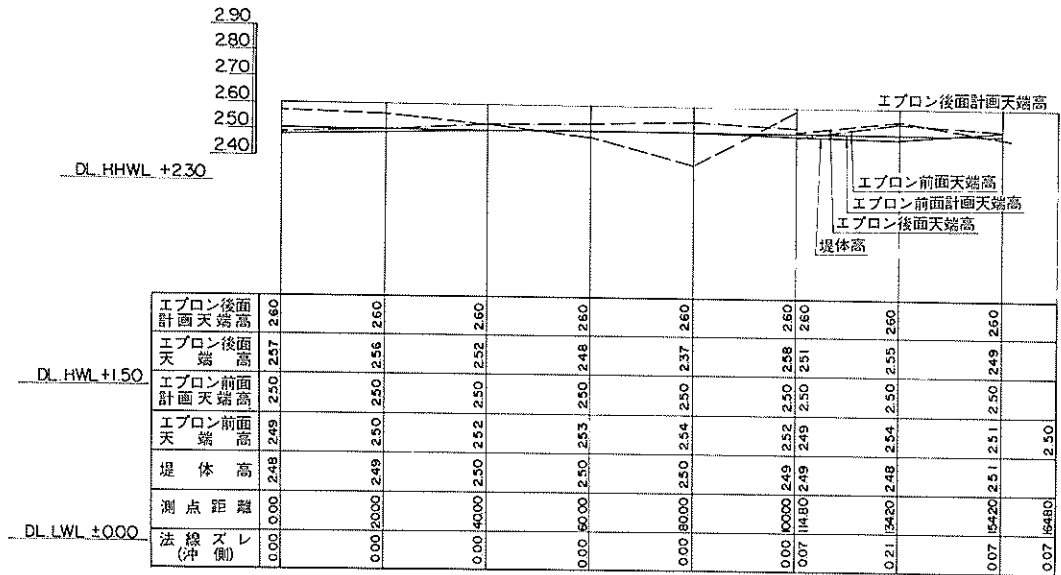


図-28 中央ふ頭-4.5m岸壁被災状況図

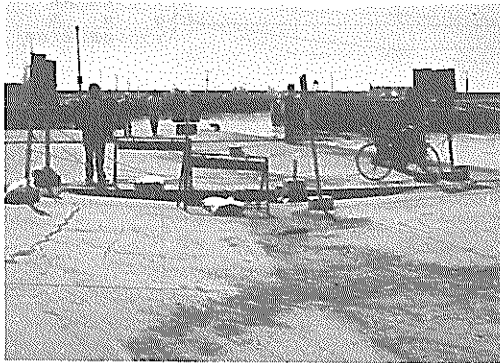


写真-3 中央ふ頭-4.5m岸壁(エプロンの沈下)

c) 中央ふ頭-3.5m物揚場

構造様式はケーソン型の重力式構造である。なお、本施設の標準断面図は図-29、設計条件は表-16に示してある。この岸壁は浦河港の中でも最も大きな被災を受けた施設の一つである。被災としては岸壁法線のはらみ出し、及びエプロンの沈下が主であった。図-30は代表的な被災断面(図-27において起点から60m位置)を示しており、図-31には法線のはらみ出し状況、エプロンの沈下状況をまとめている。図-32は岸壁法線のはらみ出しの状況を図示したものである。図-32から明らかのように、この岸壁は両端が第2物揚場および旧波防堤で固定されているため、両端の法線移動はなく中央部の法線

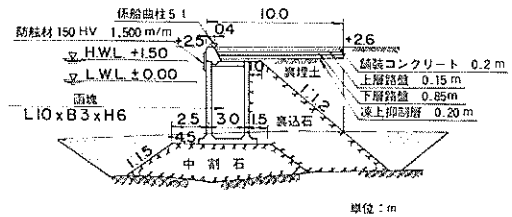


図-29 中央ふ頭-3.5m物揚場標準断面図

表-16 中央ふ頭-3.5m物揚場設計条件

構造様式	設計条件	
重力式 ケーソン	潮位 (m)	H.W.L +1.5 R.W.L +0.5 L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-4.5
	天端高 (m)	+2.5
	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時 1.0 地震時 0.5
	土質条件	$\phi$ 40° $\delta$
	震度	$kh=0.1$ $k/h=0.2$
備考	R.W.L :	残留水位
	$\delta$ :	壁面摩擦角
	$k_h$ :	水面下の見掛けの震度

移動量が大きくなっている。図に示すように最大はらみ出し量は54cmである。写真-4は法線の変位状況を示したものである。エプロンは図-31に示すように中間部及び後面部が沈下し、前面部ではエプロンがはね上がっている傾向が見られた。沈下量は最大で25cm程度であ

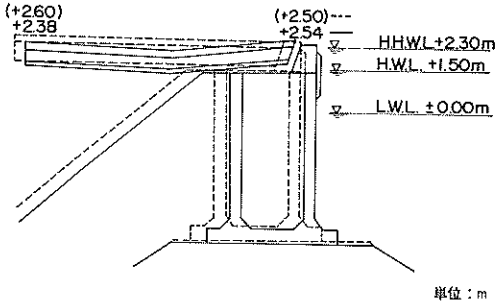


図-30 中央ふ頭-3.5m物揚場被災断面の一例

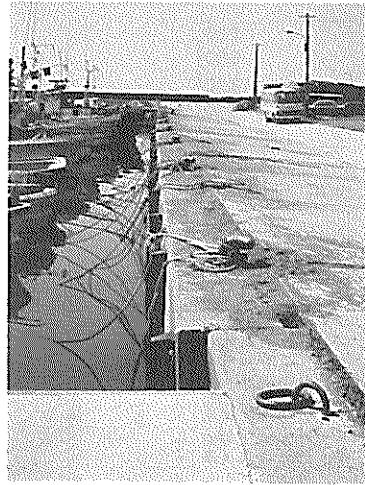


写真-4 中央ふ頭-3.5m岸壁(岸壁のせり出し)

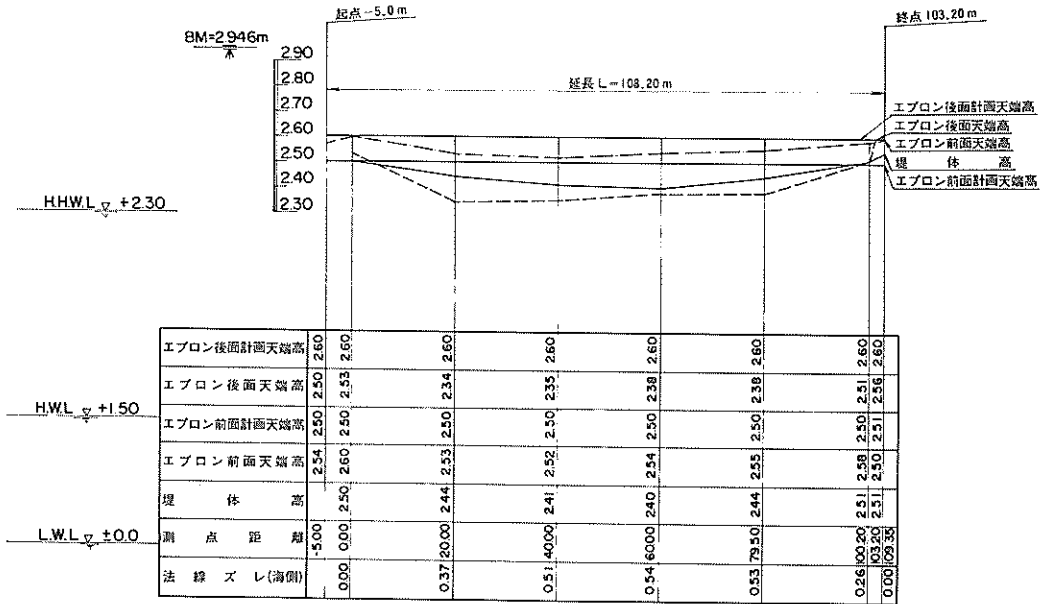


図-31 中央ふ頭-3.5m物揚場被災状況図

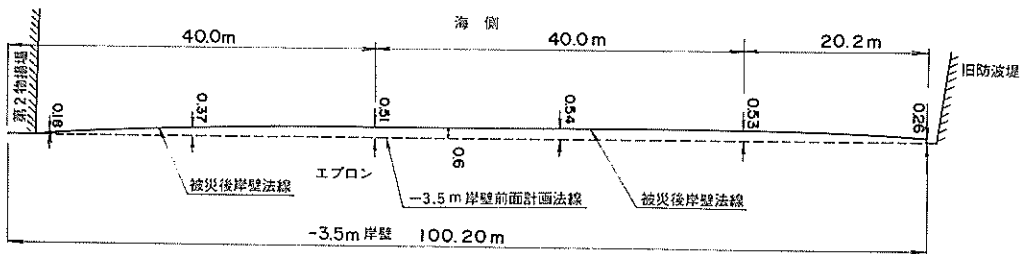


図-32 中央ふ頭-3.5m物揚場法線の被災状況

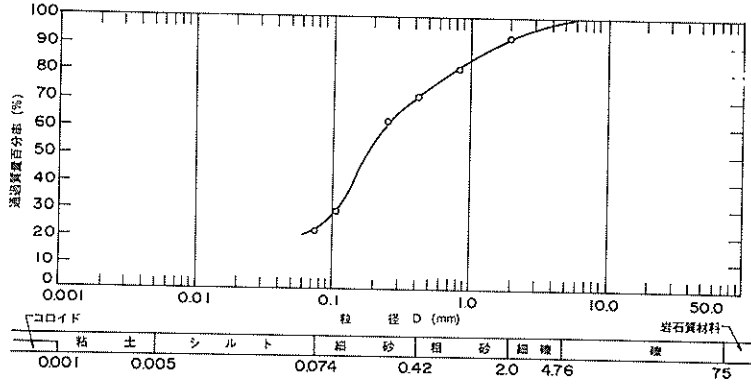


図-33 噴砂の粒徑加積曲線 (浦河港)

った。なお、エプロンのきれつはこの岸壁では見られなかった。なお、エプロン後端から約2~3mの位置の埋立地で茶褐色および灰色のシルト混り砂の噴砂がみられた。この噴砂現象は小規模なもので、かつ図-29からわかるように物揚場本体工からかなり離れているため、この液状化が本体工の被害の主要因であるとは考えられない。

図-33に噴砂の粒徑加積曲線を示す。

f) 第一物揚場 (-3.5m)

構造様式はケーソン型重力式構造である。本施設の被災はエプロンの沈下、き裂が主で物揚場法線のはらみ出

しも若干(最大2.5cm程度)見られたが軽微であった。図-34は代表的な被災断面(図-35において起点より、98.4mの位置)を示したものである。エプロンの沈下、き裂の状況は図-35に詳細に示してある。

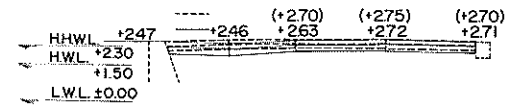


図-34 第一物揚場 (-3.5m) 被災断面の一例

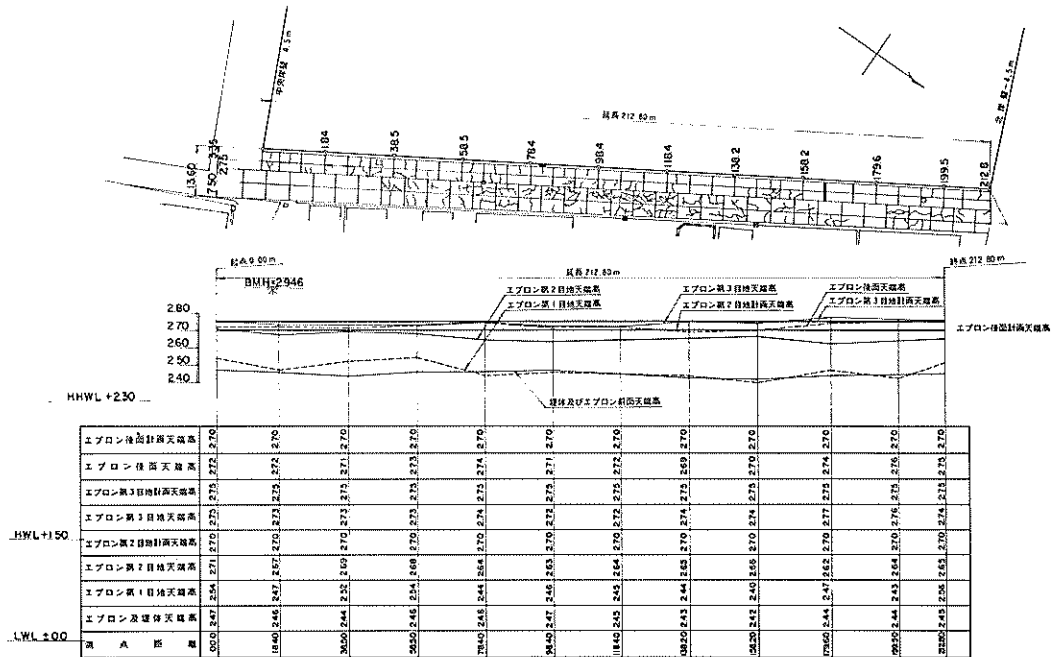


図-35 第一物揚場 (-3.5m) 被災状況図



g) 第二物揚場 (-4.0m)

構造形式は場所打コンクリート型の重力式構造である。標準断面図は図-36、設計条件は表-17に示す。本施設の被害は軽微でエプロンの沈下が最大で8cm程度、き裂が若干見られる程度であった。図-37にはエプロンの沈下状況およびき裂の状況を示してある。

h) 第三物揚場 (-2.5m)

構造形式はL型ブロック型の重力式構造である。被害は物揚場法線のはらみ出し、エプロンの沈下、き裂であった。図-38は代表的な被災断面(図-39において起点から80mの位置)を示したものである。図-39は法線の変位状況、エプロンの沈下状況をまとめたものである。図-39によれば、法線のはらみ出し量は中央部では大きくなっており、最大25cmである。エプロンは前面部での沈下が相対的に大きく最大で15cm程度の沈下が見られた。

表-17 第二物揚場(-4.0m)設計条件

構造様式	設計条件	
重力式 プレバク トコンク リート	潮位 (m)	H.W.L +1.5
		R.W.L +0.5
		L.W.L ±0.0
	設計水深 (m)	-4.0
	天端高 (m)	+2.15
上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	1.0
	地震時	0.5
土質条件	φ	40° (裏込石)
	δ	
震度	kh	0.15
	k'h	0.3
備考	R.W.L	: 残留水位
	δ	: 壁面摩擦角
	kh	: 水面下の見掛けの震度

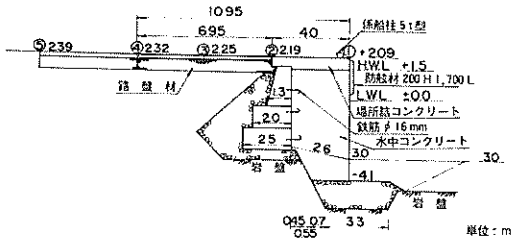


図-36 第二物揚場(-4.0m)標準断面図

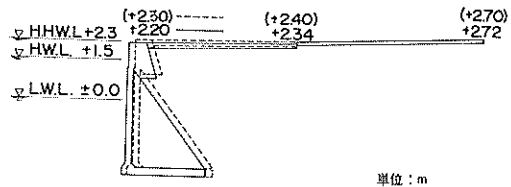
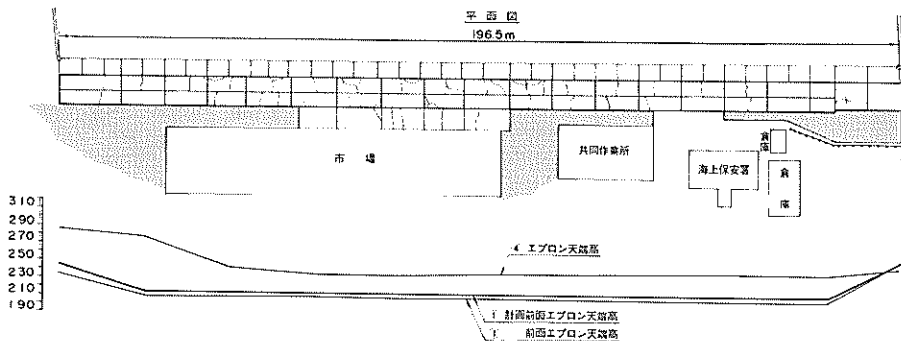


図-38 第三物揚場(-2.5m)被災断面の一例



観測地点	測点	距離	0.0	20.0	40.0	60.0	80.0	100.0	120.0	140.0	160.0	180.0	196.5
①	計画前エプロン天端高		245	215	215	215	215	215	215	215	215	215	215
	前面エプロン天端高		236	209	210	209	208	209	210	207	208	209	215
②	計画エプロン天端高		235	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
	エプロン天端高		244	215	212	215	215	219	219	219	217	217	215
③	計画エプロン天端高		264	242	227	226	226	225	225	224	224	224	225
	エプロン天端高		265	240	220	221	218	222	222	222	222	221	220
④	計画エプロン天端高		284	277	243	236	237	232	231	229	232	231	249
	エプロン天端高		284	277	243	236	237	232	231	229	232	231	249
⑤	施設用地後面計画高		305	295	256	242	242	239	233	232	240	244	249
	施設用地後面既高		305	295	256	242	242	239	233	232	240	244	249

図-37 第二物揚場(-4.0m)被災状況図

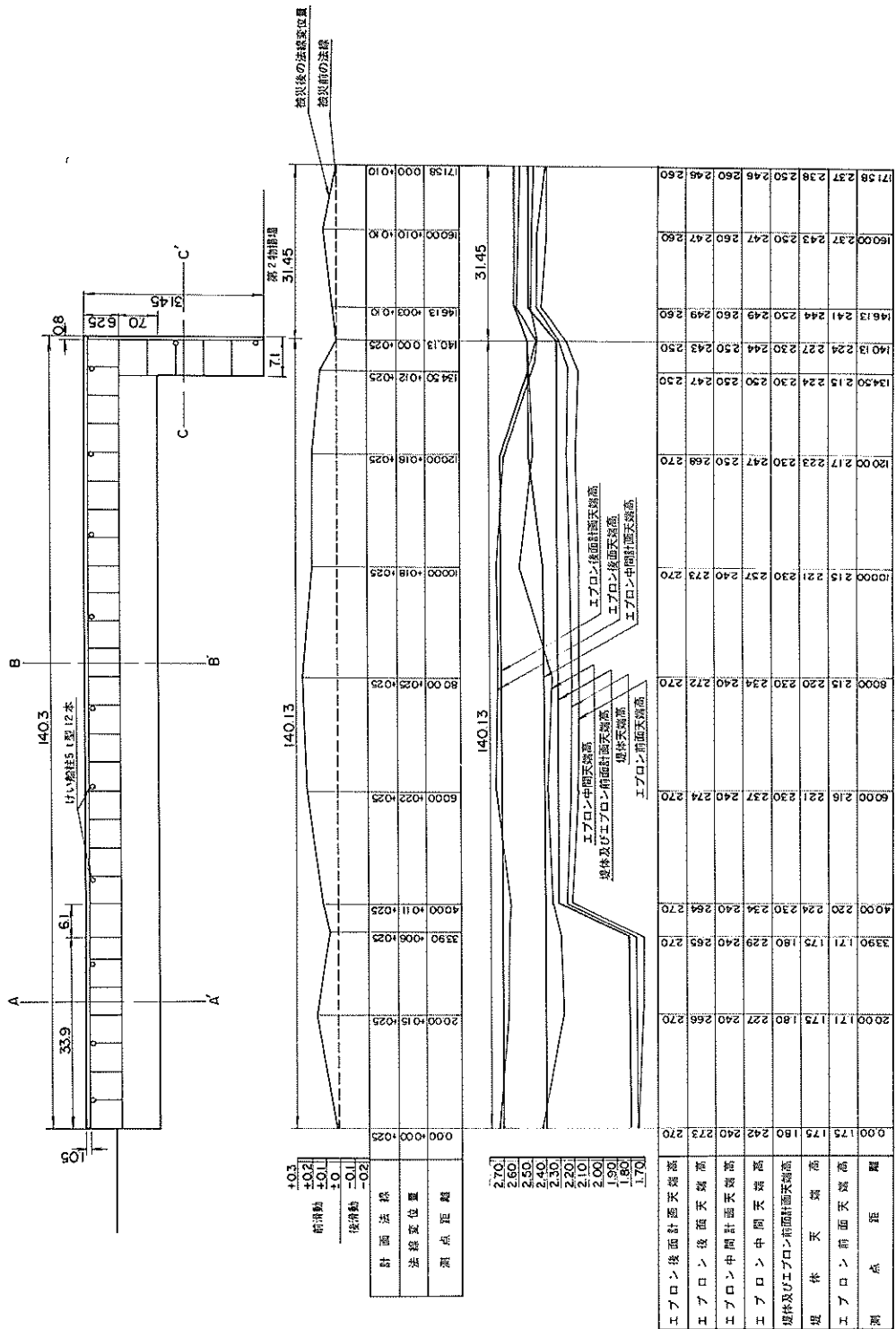


図-39 第三物揚場 (-2.5m) 被災状況図

i) 南船揚場

施設の標準断面図を図-40に示す。この施設ではコンクリート舗装部が沈下、き裂の被害を受けた。図-41は代表的なコンクリート舗装部（図-42において起点から20mの位置）の被災断面図を示したものである。図-42は舗装部の沈下状況を全般的に示したものであるが、沈下量は最大で40cmであった。なお、写真-5はコンクリート舗装部の沈下状況の一例を示したものである。

j) 南-5.5m岸壁

構造形式はケーソン型の重力式構造である。図-43は標準断面図である。被害は岸壁法線のはらみ出しとエプロンの沈下、き裂である。図-44は代表的断面（図-45において起点から20mの位置）を示している。

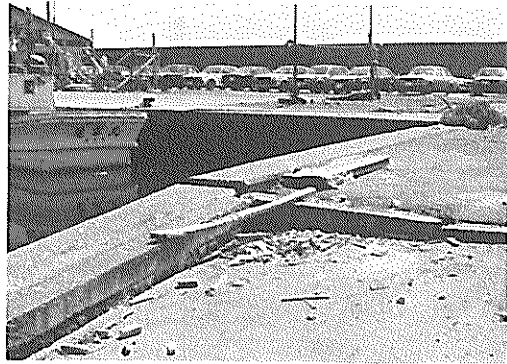


写真-5 南船揚場（スラブの沈下）

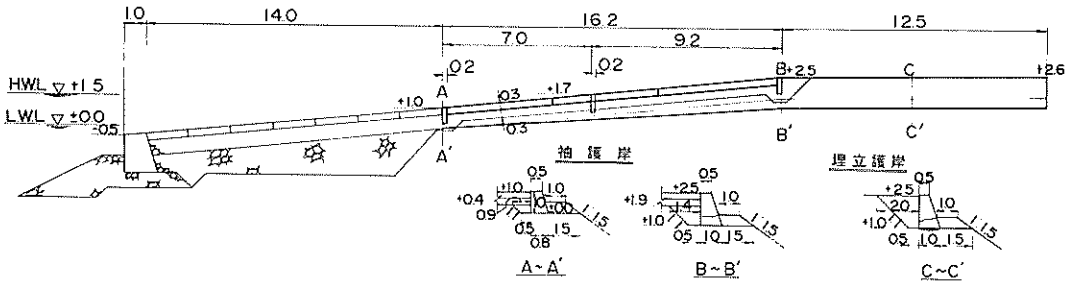


図-40 船揚場標準断面図

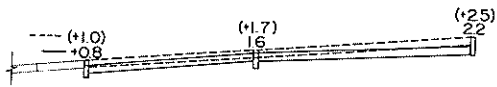


図-41 船揚場被災断面の一例

図-45には岸壁法線のはらみ出し状況、エプロンの沈下状況、き裂の発生状況を示している。この図より明らかなように、法線は岸壁両端では変位がなく、中央部ほど変位が大きくなっている。最大変位は基線より60mの位置で生じ、20cmである。エプロンの沈下は起点部で大きく、最大42cmに達している。

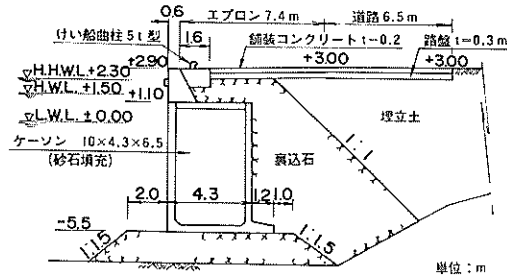


図-43 南ふ頭-5.5m岸壁標準断面図

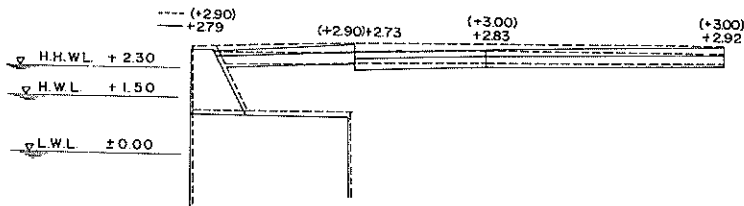
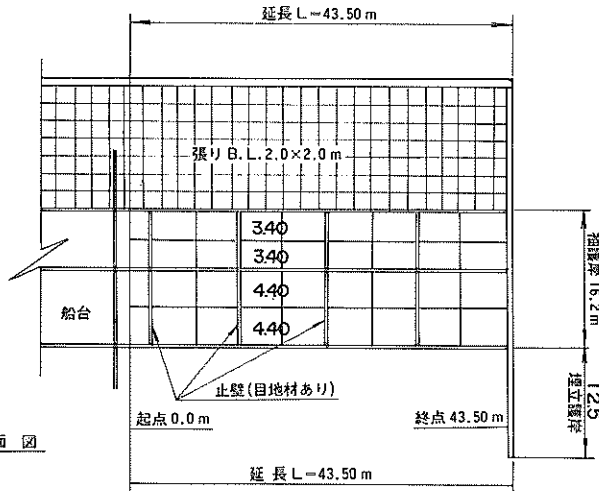


図-44 南ふ頭-5.5m岸壁被災断面の一例

平面図



縦断面図

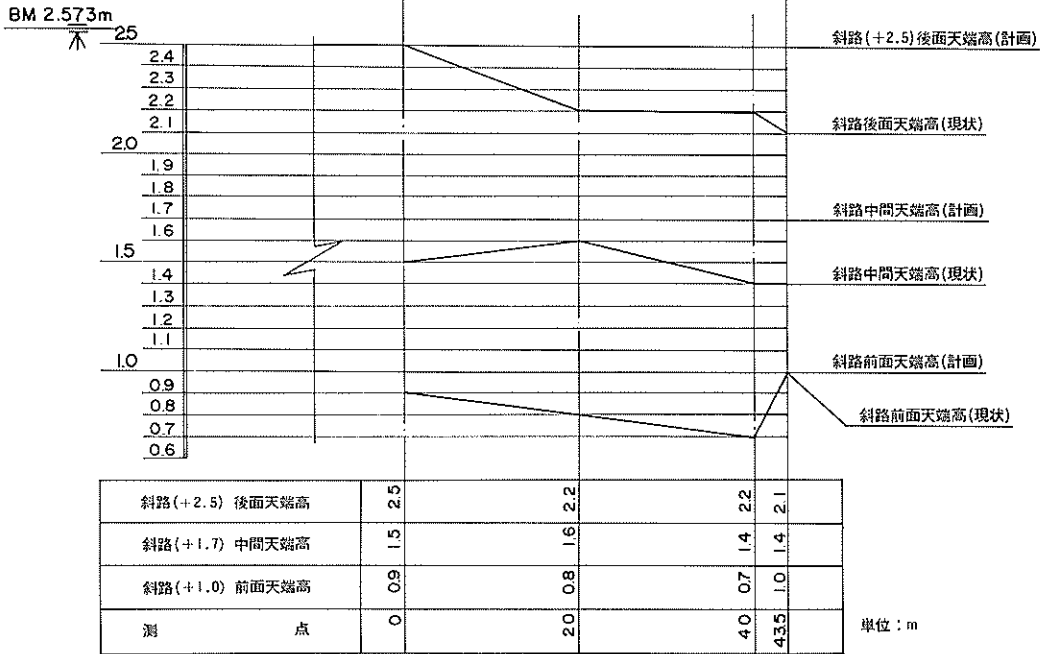


図-42 船揚場被災状況図

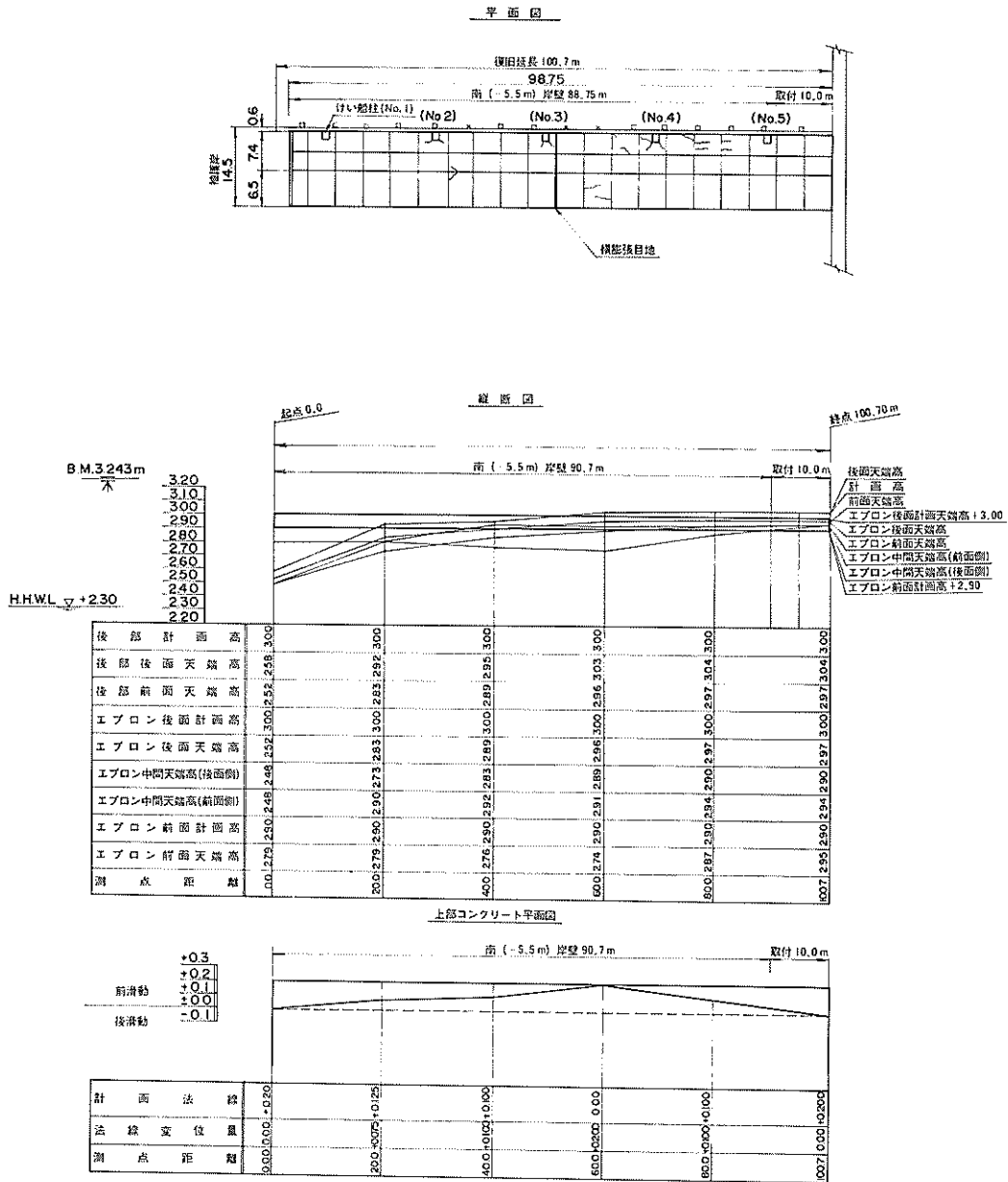
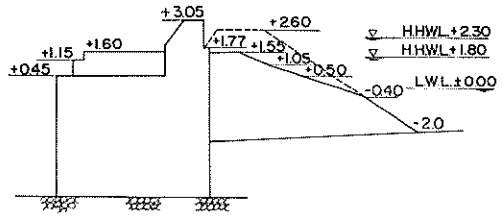


図-45 南ふ頭-5.5m岸壁被災状況図

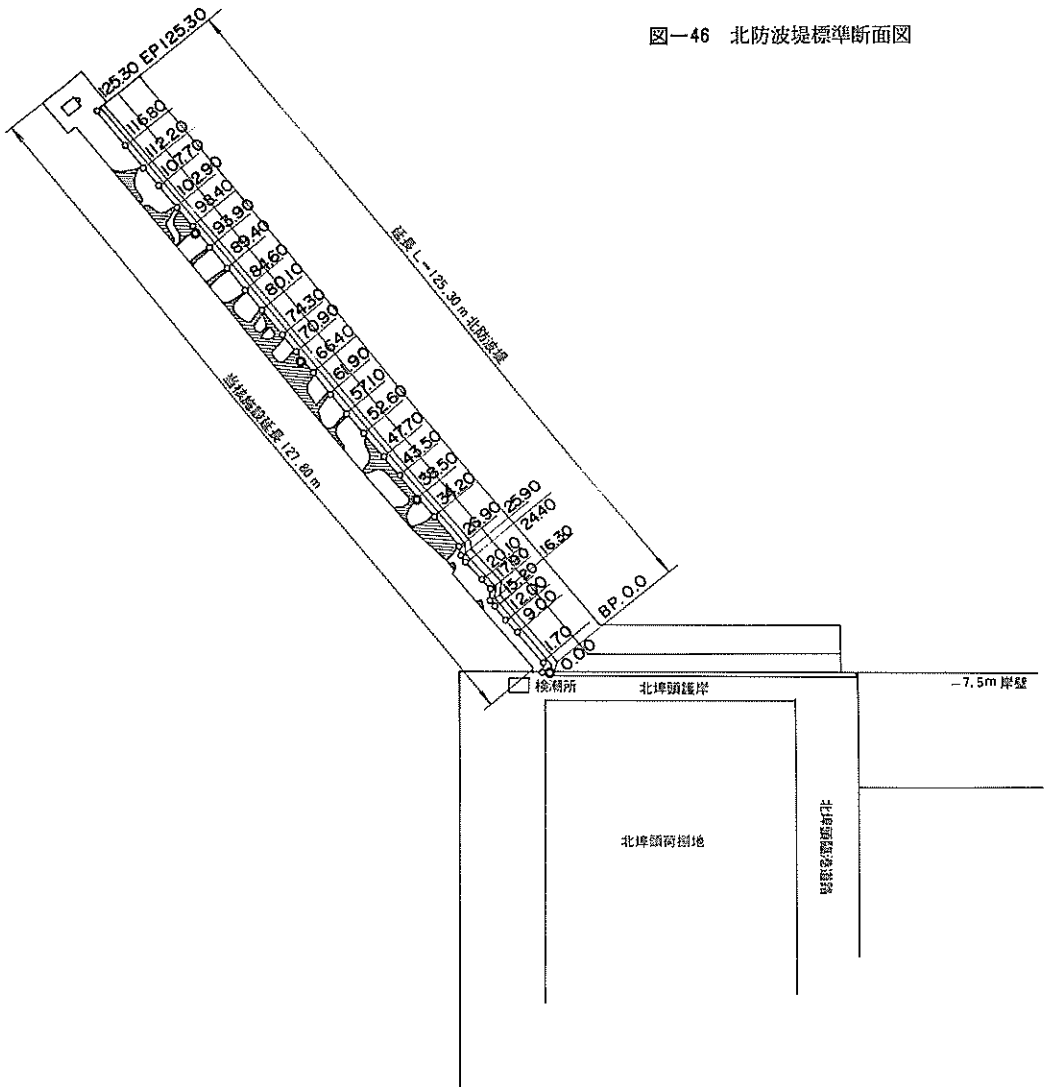
k) 北防波堤

構造形式はケーソン式直立堤である。この防波堤の被害は前面の消波ブロックの沈下である。図-46は代表的断面(図-47において起点から74.3mの位置)の被災状況を示したものである。図-47は平面図、図-48は消波ブロックの沈下状況を示している。図-47からわかる

ように消波ブロックの沈下は防波堤のほぼ全面にわたっており、最大沈下量は1.5mであった。なお、防波堤本体の沈下、移動等の被害は見られなかった。



图—46 北防波堤標準断面图



图—47 北防波堤平面图

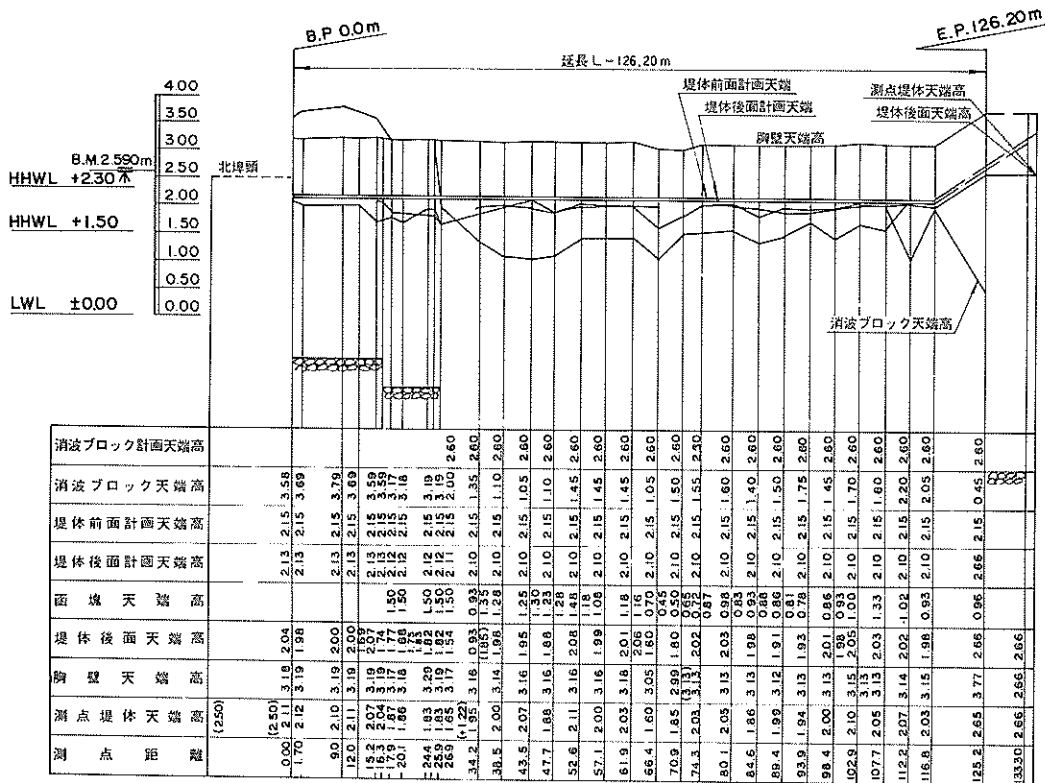


図-48 北防波堤被災状況図

## 4.2 室蘭港

### (1) 被害の概要

室蘭港は北海道の西南岸に位置し、三方を丘陵に囲まれた天然の良港として古くから栄え、戦後は北海道総合開発の拠点港として重要な役割を果たしてきた特定重要港湾である。

地震による被害箇所は図-49に示してあるが、被害は限られた数箇所のみに見られ、しかも内容的にもエプロンの沈下、き裂が主で全体的に小規模な被害であったと言える。表-18は室蘭港の港湾施設の被害概要を一覧表にしてまとめたものである。同表中の被害の程度は表-11の評価基準によっている。

### (2) 各施設の被害

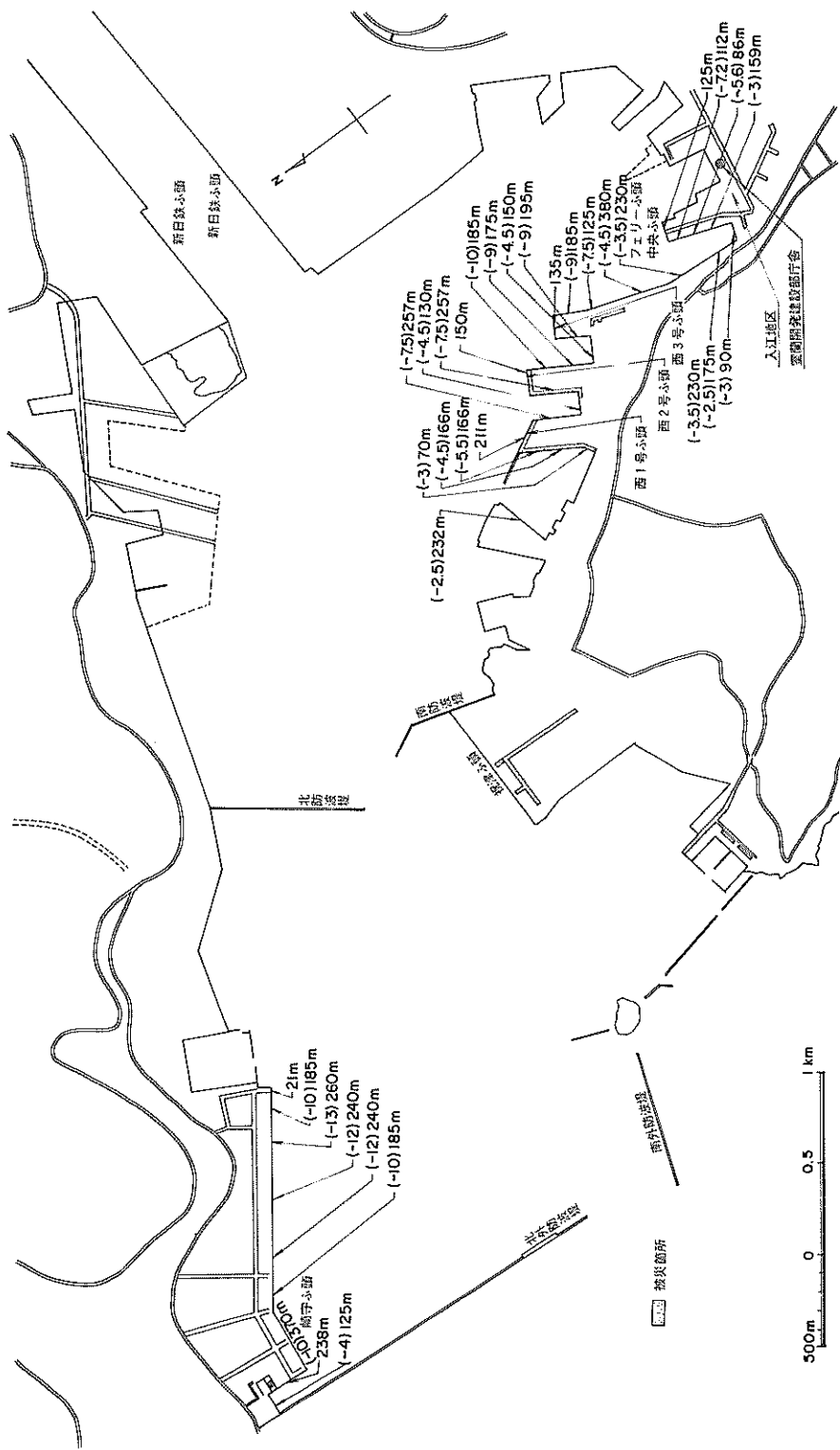
#### a) 西一号ふ頭西側岸壁

西一号ふ頭の平面図を図-50に示す。被災範囲は同図の□の部分である。構造断面は同図に示す位置(A-A断面~C-C断面)により図-51~図-53のようになっている。また表-19、表-20はそれぞれ断面A-A、断面B-Bの設計条件を示したものである。この施設の被害はエプロン中央部に岸壁法線と平行に大きなき裂が

生じ、このき裂は岸壁の全延長に及んでいる。エプロンのき裂の発生状況および沈下の状況は図-54に示す。沈下量は最大で17cm程度であった。写真-6はエプロンのき裂の状態を示したものであるが、写真からも明らかのようにき裂を境にして、そこより背後部分が一樣に沈下している。図-51~図-53の断面図によれば、これらのき裂が生じている箇所はちょうどケーソンの後端部に一致していることから、地震動により、背後の埋立土がしまり、ケーソン端部にき裂が生じたものと考えられる。なお、ケーソン本体の滑動は見られなかった。またエプロン上には、写真-7に示すような陥没が数箇所に見られたが、エプロンを取り除いて点検した結果では土砂の吸い出し現象は見られなかった。

#### b) 西一号ふ頭頭部護岸

平面図を図-55に示す。被災範囲は同図の□の部分である。標準断面図は図-56に示してある。構造はセラーブロック型の重力式構造である。被害は背後の臨港道路の沈下およびき裂、一部の上部工のひびわれおよび滑動である。図-57には臨港道路の被害状況をまとめて示してあるが、この図に示されているように沈下は最大

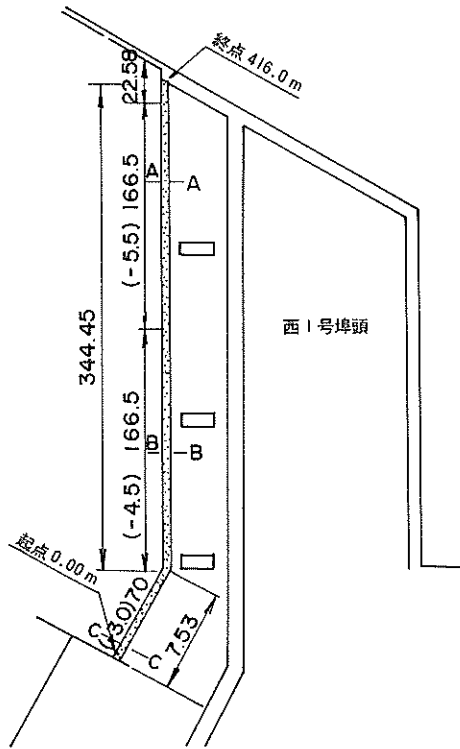


図一四 室蘭港被災平面図

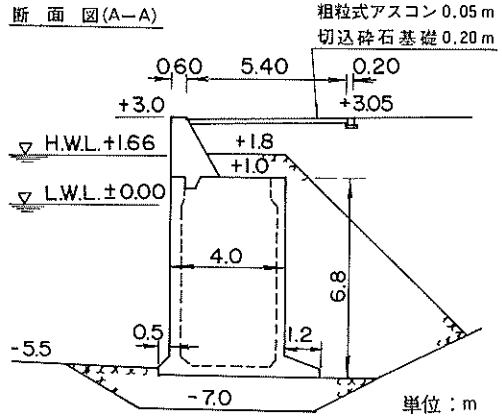


表一18 港湾施設被害の概況(室蘭港)

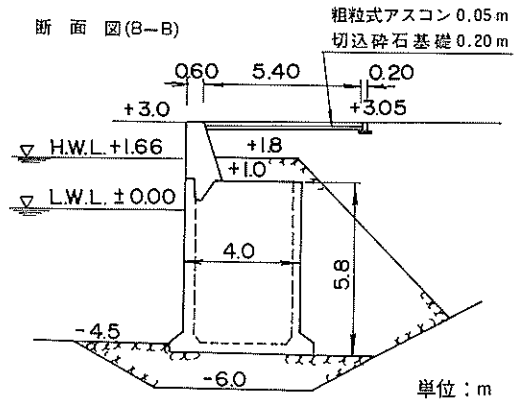
地区名	施設名	構造様式	被害状況 ( )内は最大値	被害の程度	被害数量	被害額 (千円)
築地地区	西一号ふ頭 西側岸壁	重力式	エプロンの沈下(17cm)及びきれつ	I	L= 624.2m A= 4,089.8m <sup>2</sup>	} 29,530
	西一号ふ頭 頭部護岸	重力式	道路舗装面の沈下(15cm)及びきれつ 上部工のひびわれ, 一部滑動	I	L= 208.2m A= 1,819.8m <sup>2</sup>	
	西二号ふ頭 -7.5m岸壁	重力式, 矢板式, さん橋式	エプロンの沈下(13cm)及びきれつ 一部上部工の滑動	I	L= 414.2m A= 3,366 m <sup>2</sup>	} 39,448
	西三号ふ頭 臨港道路	コンクリート舗装	舗装版の沈下(14cm)及びきれつ	I	L= 350.3m A= 4,270 m <sup>2</sup>	
祝津地区	-10m岸壁 臨港道路	アスファルト舗装	舗装面の沈下(7cm)及びきれつ	I	L= 45.7m A= 322 m <sup>2</sup>	} 2,832
崎守地区	船揚場	ブロック張	張ブロックのせり上り(25cm)	I	L= 8 m A= 16 m <sup>2</sup>	} 228



図一50 西一号ふ頭西側岸壁平面図



図一51 西一号ふ頭西側岸壁標準断面図(A-A)



図一52 西一号ふ頭西側岸壁標準断面図(B-B)

表-19 西一号ふ頭西側岸壁設計条件 (A-A)

構造様式	設計条件	
重力式 ケーソン	潮位 (m)	H.W.L +1.66
		R.W.L ±0.0
L.W.L ±0.0		
設計水深 (m)	-5.5	
天端高 (m)	+3.0	
上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	4.0
	地震時	2.0
土質条件	$\phi$	30° (裏込石)
	$\delta$	20°
震度	$kh=0.15$	$k'h=0.3$
	備考	R.W.L : 残留水位 $\delta$ : 壁面摩擦角 $k'h$ : 水面下の見掛けの震度

表-20 西一号ふ頭西側岸壁設計条件 (B-B)

構造様式	設計条件	
重力式 コンクリートブロック	潮位 (m)	H.W.L +1.66
		R.W.L ±0.0
		L.W.L ±0.0
設計水深 (m)	-4.5	
天端高 (m)	+3.0	
上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	4.0
	地震時	2.0
土質条件	$\phi$	30° (裏込石)
	$\delta$	20°
震度	$kh=0.1$	$k'h=0.2$
	備考	R.W.L : 残留水位 $\delta$ : 壁面摩擦角 $k'h$ : 水面下の見掛けの震度

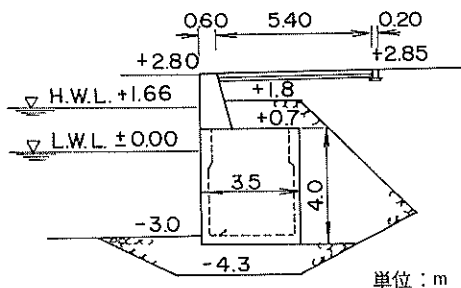


図-53 西一号ふ頭西側岸壁標準断面図 (C-C)

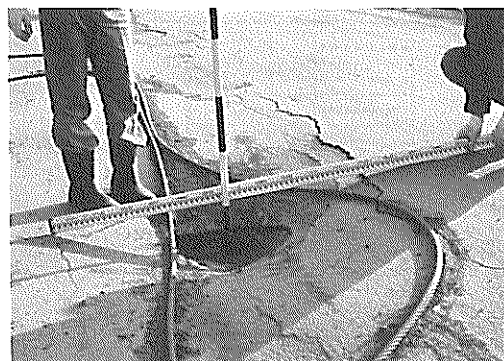
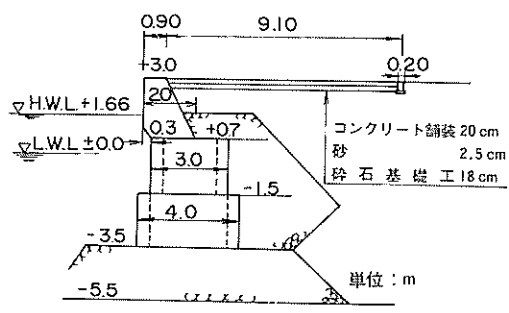
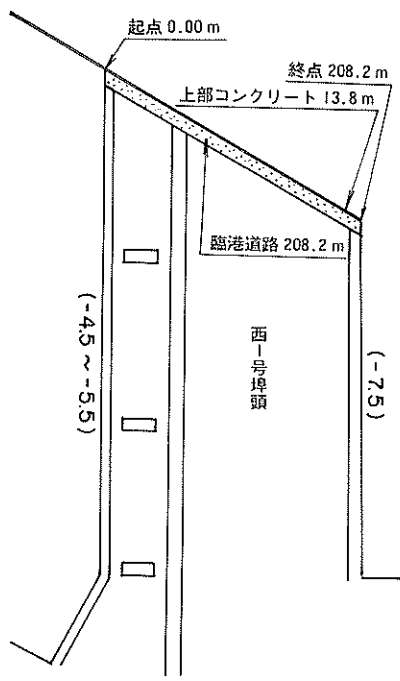
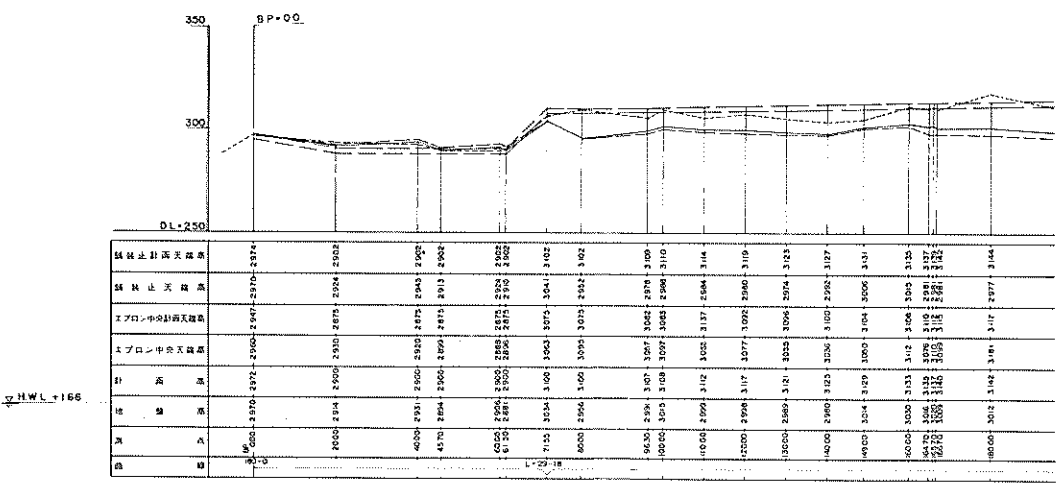
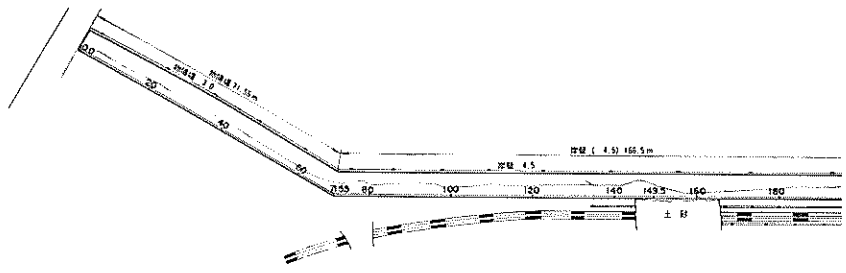


写真-7 西一号ふ頭西側岸壁 (エプロンの陥没)



写真-6 西一号ふ頭西側岸壁 (エプロンのき裂)



図一56 西一号ふ頭頭部護岸標準断面図

図一55 西一号ふ頭頭部護岸平面図

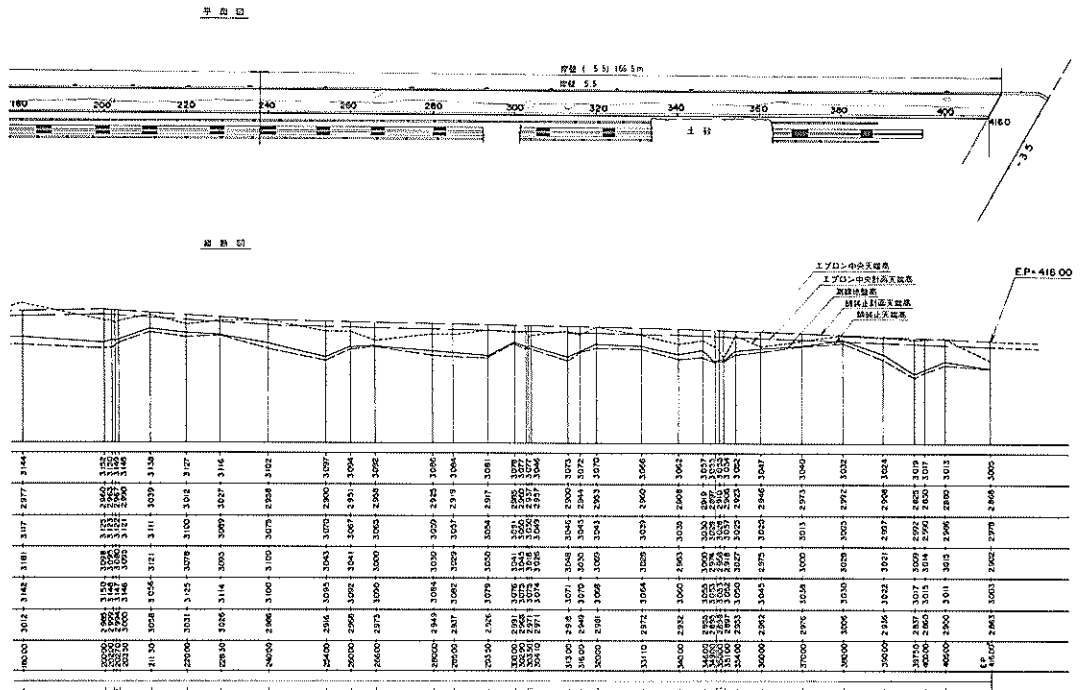
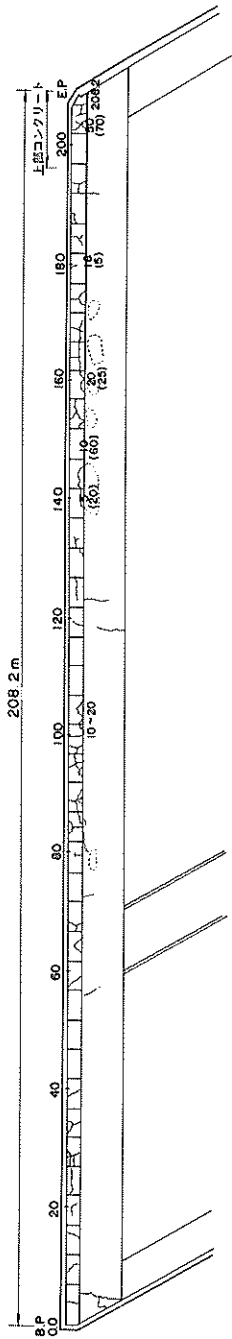


图-54 西一号ふ頭西側岸壁被災状況図

平面図



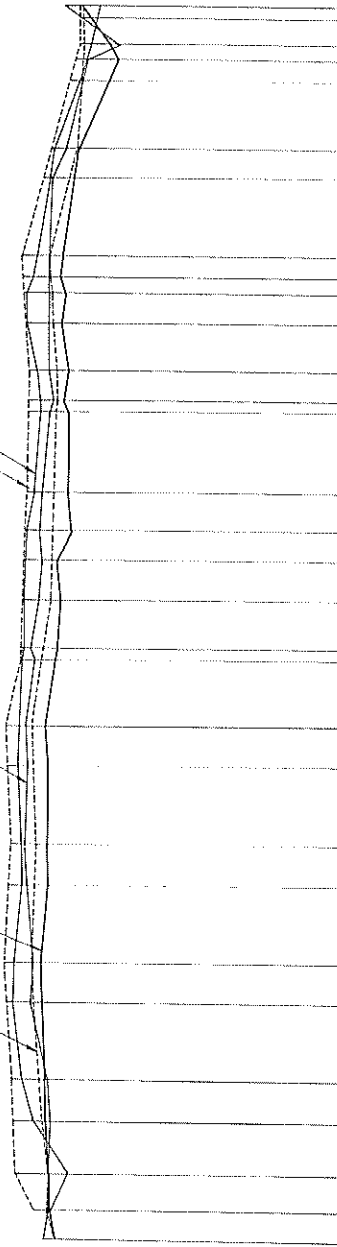
鋼筋凡例  
 筋 50 mmのひらき  
 (10) 10 mmの径差  
 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇  
 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇

鋼筋切断前天端高  
 鋼筋切断後天端高  
 鋼筋止コンクリート天端高

鋼筋切断後天端高  
 鋼筋止コンクリート天端高

DL + 3.00

DL + 3.00



DL + 2.00

DL + 2.00

鋼筋止コンクリ ート天端高	鋼 筋 切 断 後 天 端 高 ( 鋼 筋 切 断 後 3 m の 位置 )	鋼 筋 切 断 前 天 端 高	鋼 筋 切 断 前 天 端 高 増 強 計 画 高	点
2888	2901	2893	2877	0.00
2832	2899	2900	2877	10.00
2949	2891	2911	2877	20.00
2988	2906	2916	2877	26.60
3020	2927	2927	2877	40.00
3015	2930	2930	2877	46.60
2989	2974	2910	2877	60.00
2991	2984	2913	2877	66.60
3005	2919	2919	2877	80.00
3004	2949	2891	2877	97.95
2993	2949	2891	2877	100.00
2990	2970	2881	2877	107.95
2987	2939	2884	2877	115.00
2984	2940	2838	2877	120.00
2957	2930	2848	2877	126.60
2937	2905	2843	2877	140.00
2940	2890	2850	2877	142.00
2949	2890	2850	2877	146.60
2984	2907	2847	2877	155.00
2986	2908	2871	2877	160.00
2967	2910	2873	2877	163.00
2974	2910	2873	2877	166.60
2906	2908	2836	2877	180.00
2853	2899	2820	2877	186.60
2805	2754	2720	2877	196.50
2700	2785	2690	2877	200.00
2680	2776	2680	2877	202.40
2700	2776	2680	2877	208.20
2754	2811	2800	2877	208.85
2877	2893	2901	2877	288.8

図一57 西一号ふ頭頭部護岸被災状況図

で15cm程度、舗装間の段差は最大で7cmである。写真-8は上部工のひび割れの状況、写真-9は道路面の沈下の状況を示したものである。

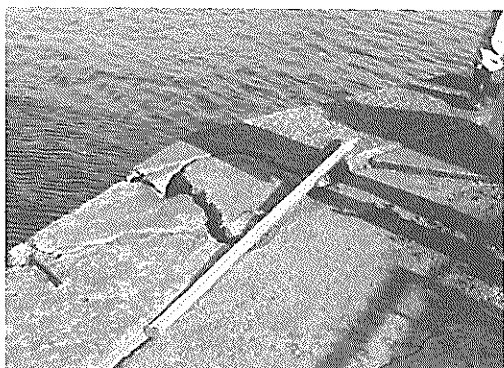


写真-8 西一号ふ頭隅角部（上部工の破損）



写真-9 西一号ふ頭隅角部（エプロンの沈下）

c) 西二号ふ頭-7.5m岸壁

図-58は西二号ふ頭-7.5m岸壁の平面図である。被災範囲は同図の図中の部分である。構造断面は位置により異なり、図中のA-A~D-Dの断面ごとに図-59~図-62の形式になっている。被災としては、一部上部工の滑動も見られたが、エプロン舗装版の沈下、き裂の発生が主であった。図-63、図-64はエプロンの被災状況を示したものである。図からもわかるように、エプロンの沈下量は最大で13cm程度、上部工とエプロンとの間に生じた段差は最大で10cm程度であった。写真-10はエプロンの沈下状況、写真-11はエプロン目地部のひらきを示したものである。

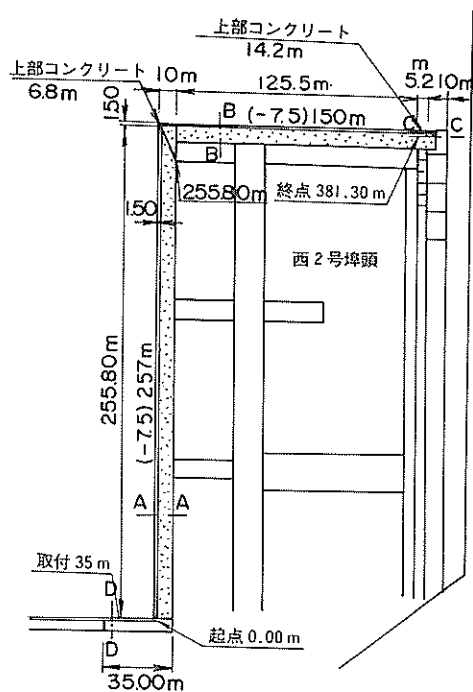


図-58 西二号ふ頭-7.5m岸壁平面図

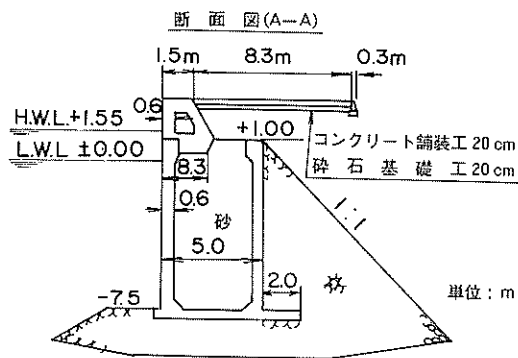


図-59 西二号ふ頭-7.5m岸壁標準断面図(A-A)

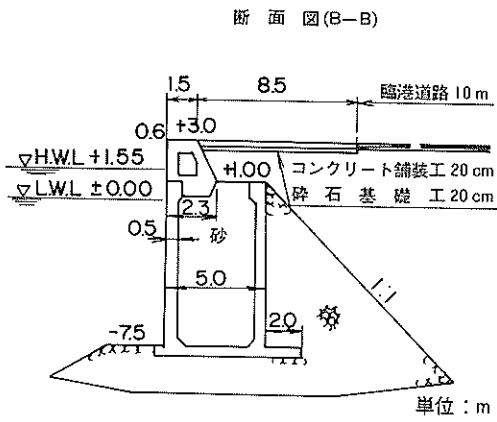


図-60 西二号ふ頭-7.5m岸壁標準断面図 (B-B)

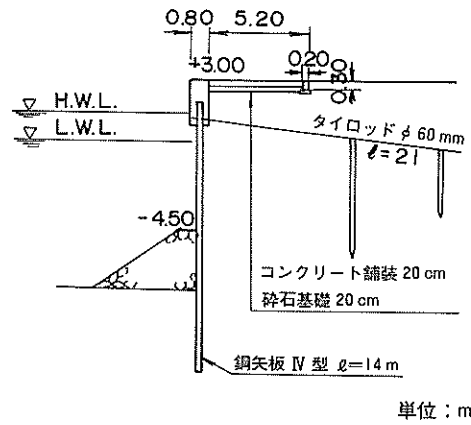


図-62 西二号ふ頭-7.5m岸壁標準断面図 (D-D)

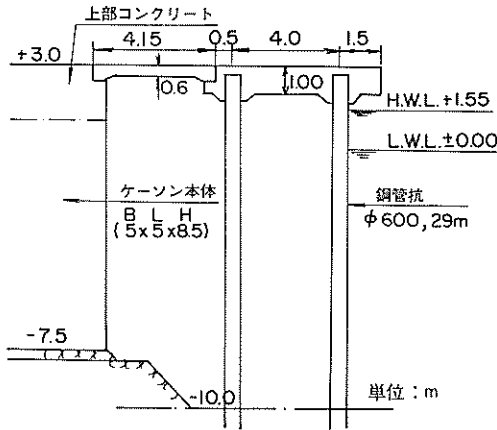


図-61 西二号ふ頭-7.5m岸壁標準断面図 (C-C)



写真-10 西二号-7.5m岸壁 (エプロンの沈下)



写真-11 西二号-7.5m岸壁 (目地開き)

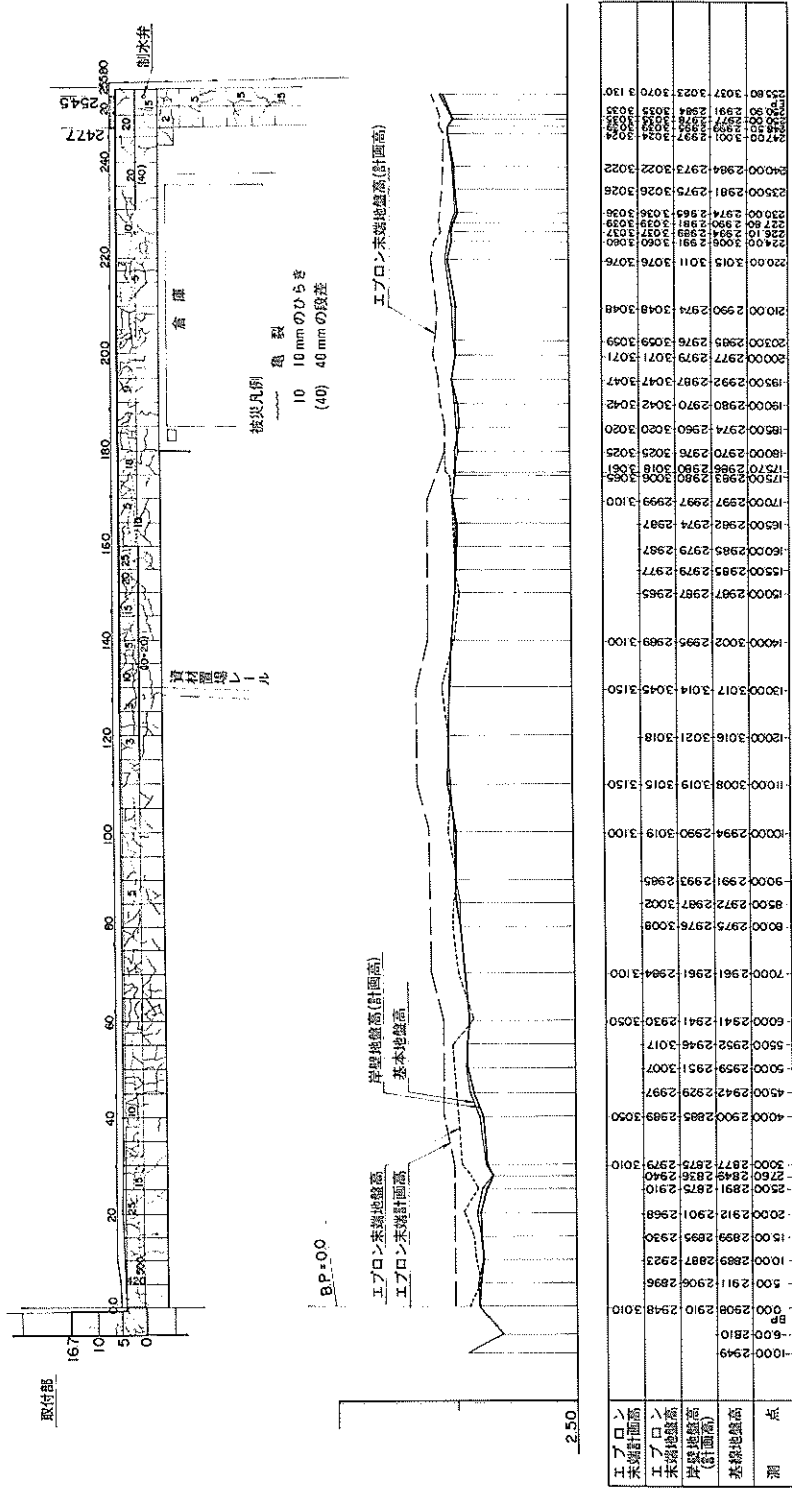


図-63 西二号ふ頭-7.5m岸壁被災状況図(西側)



室蘭港

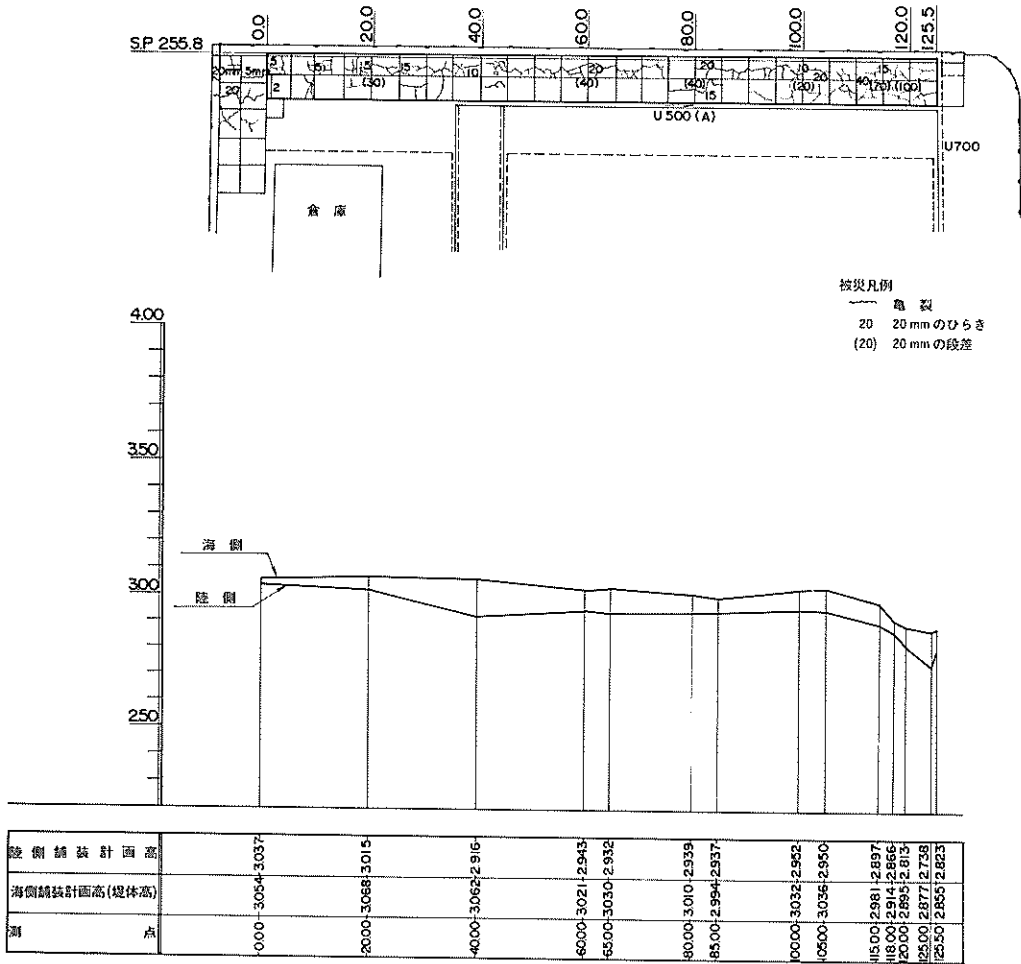


図-64 西二号ふ頭-7.5m岸壁被災状況図(頭部)

d) 西三号ふ頭臨港道路

図-65に平面図、図-66に断面図を示す。この施設の被害は道路舗装版の沈下およびき裂であった。被害状況は図-67に示すが、舗装版の沈下は最大で14cm程度であった。なお、この臨港道路の一部で噴砂現象が見られた。写真-12はその状況を示したものである。

図-68は西三号ふ頭前面の土質柱状図である。この図からわかるように、表層から5m程度まではシルト質粘土、シルト質火山灰が堆積しN値も小さいが5m以深では砂質火山灰になりN値は急激に大きくなっており、50以上の値を示している。

e) 入江地区臨港道路

入江地区の臨港道路では室蘭開発建設部庁舎前でもかなり大規模な噴砂現象が見られた。なお、液状化による庁舎の被害はなかった。図-69は平面位置図、図-70は付近の土質条件を示したものである。写真-13はその状況を示したものである。図-71に噴砂の粒径加積曲線を示す。

f) 祝津ふ頭臨港道路

祝津ふ頭臨港道路では舗装面の沈下、き裂の被害があったが、沈下は最大で7cm程度の小規模なものであった(位置図は図-49参照)。

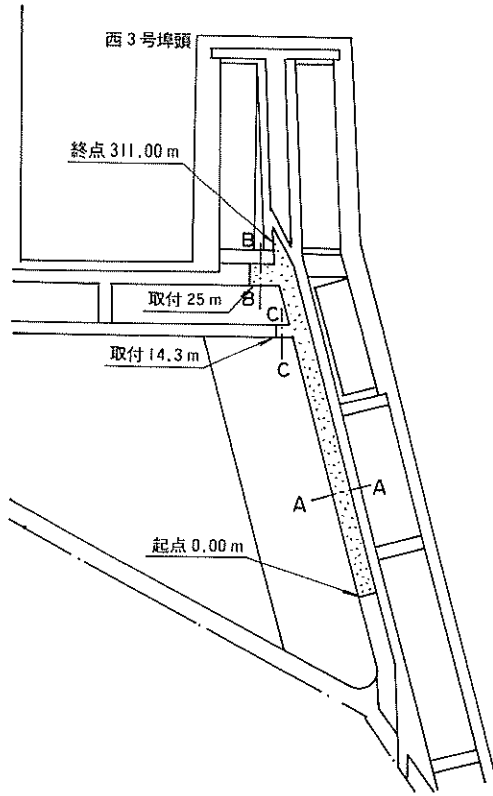
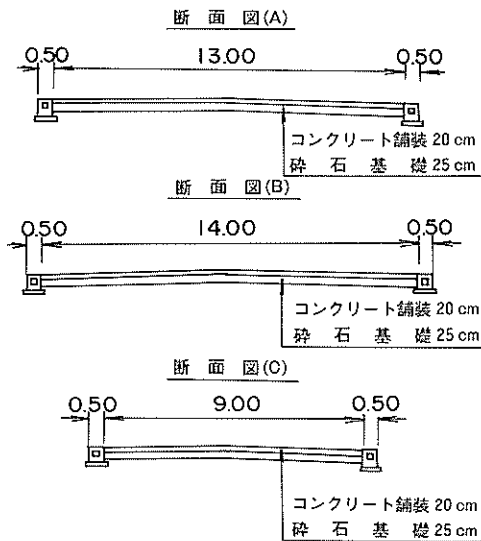


図-65 西三号ふ頭臨港道路平面図



単位：m

図-66 西三号ふ頭臨港道路標準断面図



写真-12 西三号ふ頭臨港道路(噴砂)

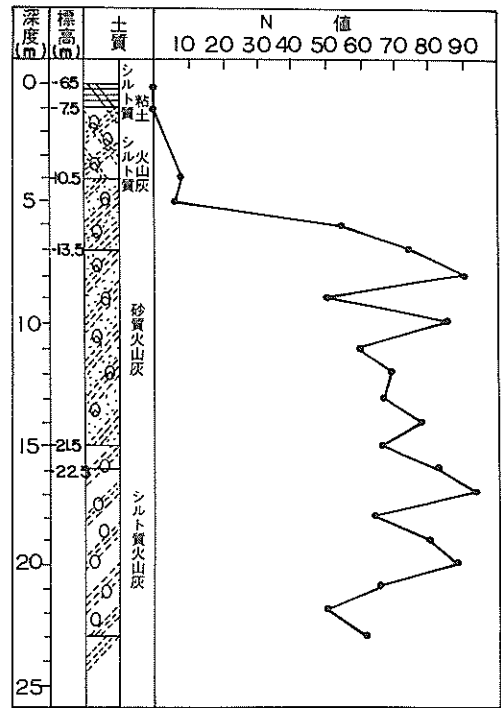
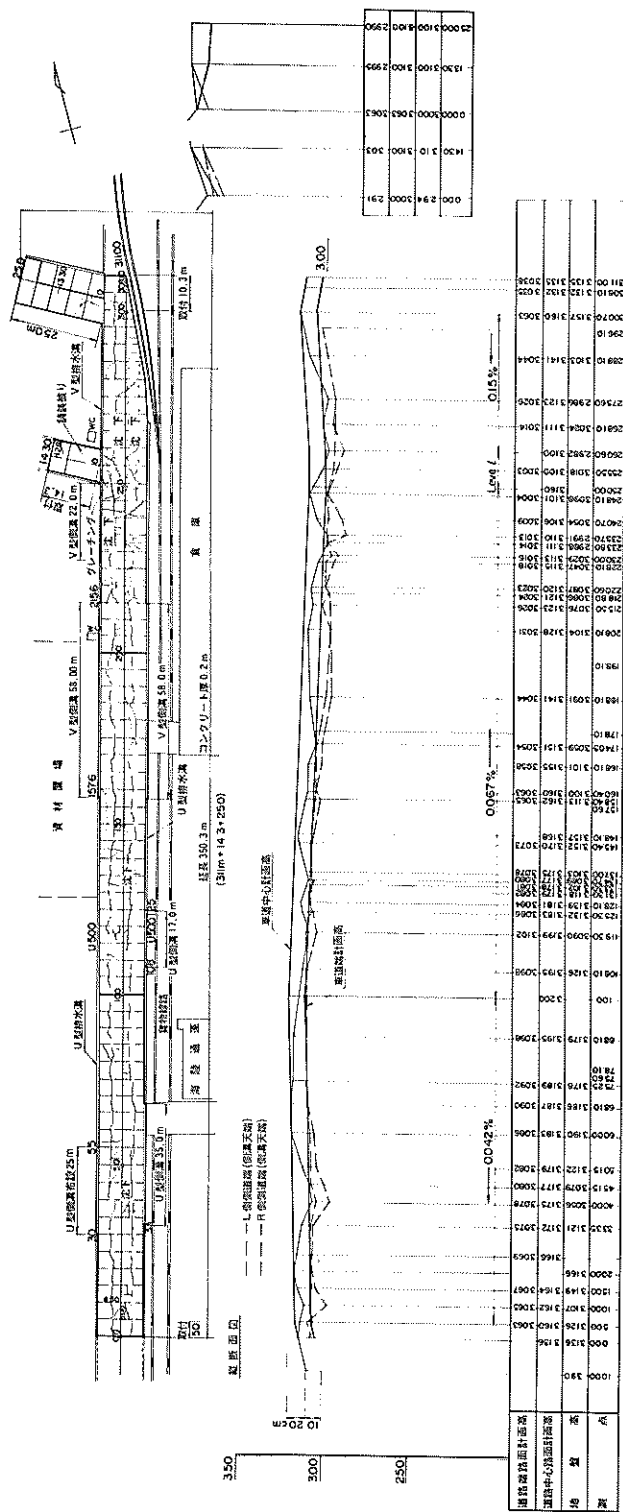


図-68 土質柱状図(西三号ふ頭前面)



图一67 西三号头临海道路被灾状况图

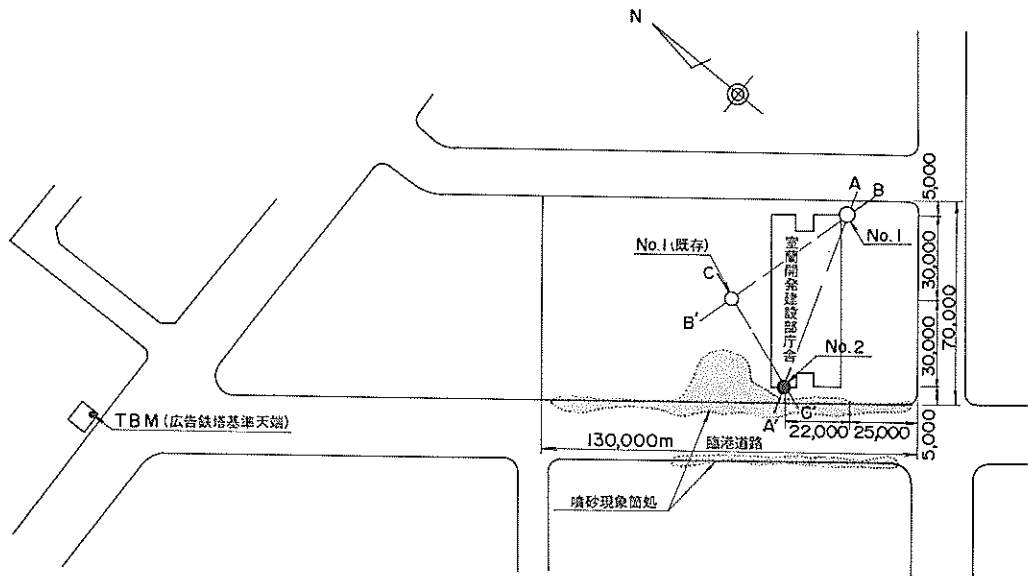


図-69 入江地区臨港道路の噴砂現象

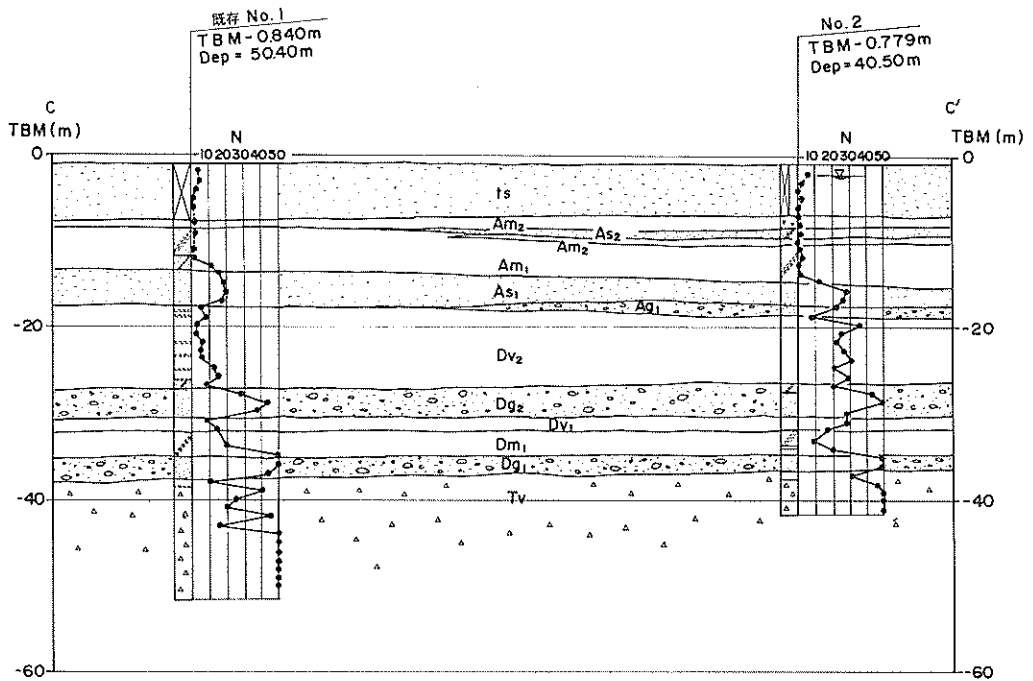


図-70 土質柱状図 (入江地区)

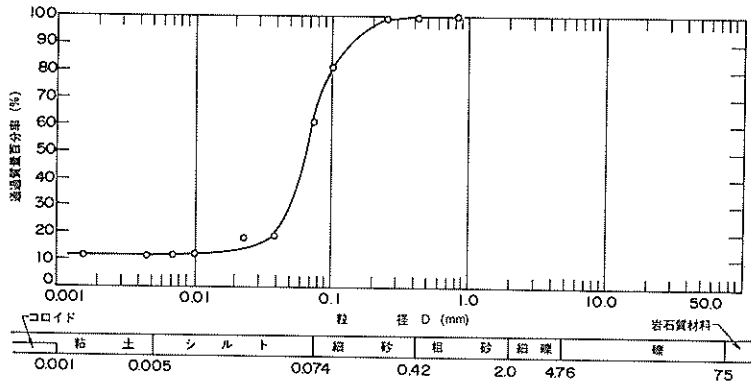


図-71 噴砂の粒径加積曲線(室蘭港)



写真-13 入江地区臨港道路(噴砂)

### 4.3 無被災施設

浦河港の施設は図-12に示すように、一部の防波堤を除きすべての施設が何らかの被害を受けている。一方、室蘭港は図-49に示すようにかなり無被災の施設が見られる。また、地震観測記録によれば最も大きい加速度を記録した十勝港では被災の報告はされていない。ここでは、今後の被災例解析の参考のため、室蘭港および十勝港の無被災施設のうち代表的な施設を選び、それらの標準断面および設計条件について紹介する。

室蘭港の崎守地区岸壁の標準断面図を図-72、設計条件を表-21に示す。祝津地区岸壁については図-73が標準断面図、表-22が設計条件である。次に十勝港の無被災施設を紹介する。図-74は十勝港の平面図である。施設は、商港区第二ふ頭地区-7.5m岸壁

(130m)である。図-75に標準断面図、表-23に設計条件を示す。図-76は第二ふ頭地区-7.5m岸壁前面の土質柱状図である。

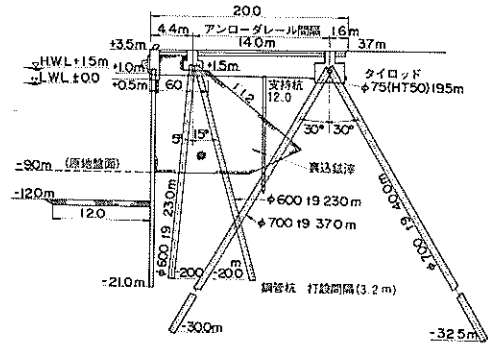


図-72 室蘭港崎守地区-12m岸壁標準断面図

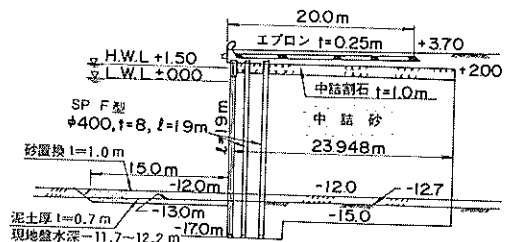


図-73 室蘭港祝津地区-10m岸壁標準断面図

表-21 室蘭港崎守地区-12m岸壁設計条件

構造様式	設計条件		
控組ぐい 式矢板	潮位 (m)	H.W.L +1.5	
		R.W.L +1.0	
		L.W.L ±0.0	
	設計水深 (m)	-12.0	
	天端高 (m)	+3.5	
	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	3.0(0~20m) 2.0(20~80m)
		地震時	3.0(0~20m) 2.0(20~80m)
	土質条件 φ		35°
		δ	15°
	震度		0.15
備考	R.W.L :	残留水位	
	δ :	壁面摩擦角	
	k <sub>1</sub> :	水面下の見掛けの震度	

表-22 室蘭港祝津地区10m岸壁設計条件

構造様式	設計条件		
鋼矢板セル	潮位 (m)	H.W.L +1.5	
		R.W.L +1.0	
		L.W.L ±0.0	
	設計水深 (m)	-10.0	
	天端高 (m)	+3.5	
	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時	2.0
		地震時	1.0
	土質条件 φ		中詰砂 27.8
			埋立土 26.0
		δ	15°
震度		0.15	
備考	R.W.L :	残留水位	
	δ :	壁面摩擦角	
	k <sub>1</sub> :	水面下の見掛けの震度	

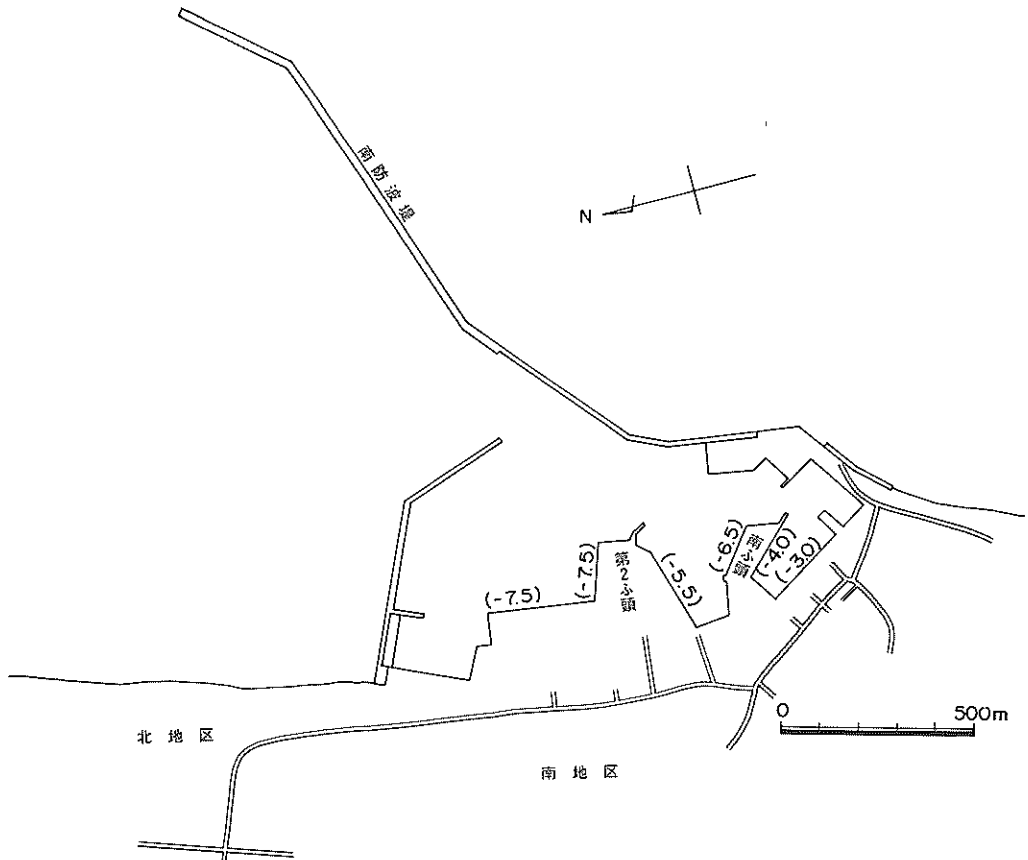


図-74 十勝港平面図

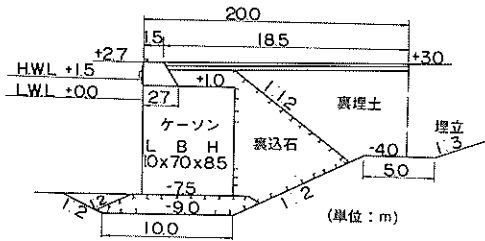


図-75 十勝港第二ふ頭地区-7.5m岸壁標準断面図

表-23 十勝港第二ふ頭-7.5m岸壁設計条件

構造様式	設計条件	
重力式 ケーソン	潮位 (m)	H.W.L. +1.5 R.W.L. +0.5 L.W.L. ±0.0
	設計水深 (m)	-7.5
	天端高 (m)	+2.7
	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	常時 2.5 地震時 1.0
	土質条件 φ	35°
	δ	15°
	震度	0.15
備考	R.W.L. : 残留水位 δ : 壁面摩擦角 k <sub>k</sub> : 水面下の見掛けの震度	

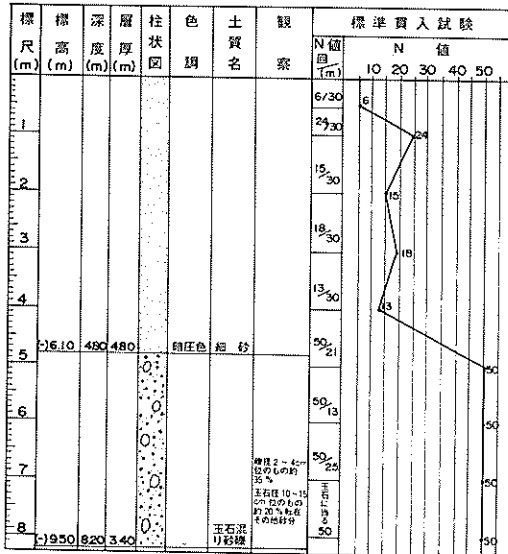


図-76 土質柱状図 (第二ふ頭地区前面)

## 5. まとめ

### (1) 地震動

今回の地震動の特徴としては、港湾関係機関以外の強震記録も含め十勝港周辺で非常に大きな地震動が観測されたこと、また震央距離が苫小牧港より遠い室蘭港において大きな最大加速度を有する強震記録が得られたことである。

### (2) 構造物の被害の概要

浦河沖地震により被害を受けた港湾は浦河港と室蘭港の2港であった。被害の範囲は浦河港では南防波堤を除くほとんどすべての施設が被害を受けたのに対し、室蘭港では被害は西一号ふ頭～西三号ふ頭の区域に集中しており、他の施設は一部を除いて無被災であった。

被害を受けた施設の構造形式はすべて重力式である。被害の程度は比較的小さく岸壁ではエプロンの沈下およびき裂が多く、構造物本体の安定にかかわるほどの被害は見られなかった。本体の滑动は最大で50cm程度であった。

### (3) 液状化現象

今回の地震でも液状化現象がみられた。浦河港では、中央ふ頭において茶褐色の砂および灰色の細砂の噴砂がみられた。また、室蘭港では、西3号ふ頭および入江地区の臨港道路において噴砂現象がみられた。これら液状化の位置はいずれも岸壁本体からかなり離れていた。このことは、港湾施設の被害が比較的小規模であった理由の一つとしてあげられる。

## 6. あとがき

1982年浦河沖地震による港湾施設の被害は、浦河港および室蘭港の両港のみにとどまった。その被害額は3.5億円で1978年宮城県沖地震(マグニチュード7.4)の被害額35億円の1/10であった。被害形態を両地震で比較すると浦河沖地震では構造物本体の大きな被害はみられず、岸壁背後のエプロンの沈下やき裂、岸壁上部工の海側へのせり出し等が主で比較的軽微なものであった。一方、宮城県沖地震の場合は矢板式岸壁の法線のはらみ出し、上部工の傾斜、エプロン沈下などであった。宮城県沖地震で被害を大きくしたのは裏埋土の液状化といわれている。今回の地震では構造物に影響を与えるような液状化はなかった。このことが被害を比較的軽微なものにしたと考えられる。

このように、今回の地震による港湾施設の被害は比較的軽微ではあったが、本報告では、被害をなるべく詳細かつ定量的に記録することに努めた。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ったと思うことが少なくないことによるためである。

最後に、本報告を取りまとめるにあたって、亀井俊正氏（運輸省港湾局防災課災害査定官）とは、被害の原因等について意見交換をさせていただき、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、主として倉田栄一氏（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。また、まえがきに記した関係機関の多数の方々のご協力も得ました。ここに、関係各位に対して深謝の意を表する。（1983年9月30日受付）

### 参 考 文 献

- 1) 気象庁観測部地震課：1982年3月地震火山概況，No. 216, 1982年4月。
- 2) 気象庁：地震月報，1982年3月。
- 3) 倉田栄一・野田節男：昭和57年（1982年）浦河沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No. 442, 1983年3月。
- 4) 強震観測事業推進連絡会議編：1982年3月21日 昭和57年（1982年）浦河沖地震，強震速報，No. 20, 科学技術庁国立防災科学技術センター，1982年4月。
- 5) 国土地理院：1982年浦河沖地震に伴う上下変動，地震予知連絡会報，第28巻，建設省国土地理院編，1982年8月，pp. 21～23。
- 6) 武尾 実・笠原 稔・阿部勝征：1982年浦河沖地震の発生機構，地震学会講演予稿集，昭和57年度秋季大会，1982年，No. 2, 1982年10月，p. 2。
- 7) 土田 肇・山田迎一郎・倉田栄一：港湾地域地震観測地点資料（その1），港湾技研資料，No. 34, 1967年11月。
- 8) 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。
- 9) 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. 286, 1978年3月。
- 10) 井合 進・倉田栄一・土田 肇：強震記録の数字化と補正，港湾技研資料，No. 286, 1978年3月。
- 11) 土田 肇・倉田栄一・石坂徳三・林 聡：各種地盤における平均応答スペクトル，港湾技術研究所報告，Vol. 12, No. 4, 1973年12月，pp. 171～199。



港 灣 技 研 資 料      No.472

1 9 8 3 · 1 2

編 集 兼 發 行 人      運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所

發 行 所      運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所  
                 橫 須 賀 市 長 瀬 3 丁 目 1 番 1 号

印 刷 所      日 青 工 業 株 式 會 社

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