

港湾技研資料

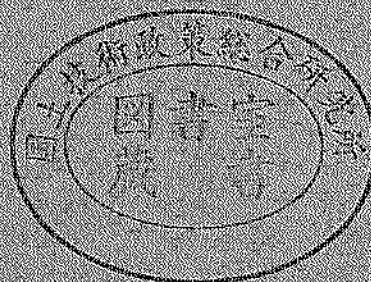
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 791 Dece. 1994

1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告

昌生進樹之男郎三則
隆達 基浩康 一雄義
富部合間崎永 信 野本
稻上井風山松関水藤

運輸省港湾技術研究所



目 次

synopsis

1. まえがき	5
1. 地震	6
1.1 地震の概要	6
1.2 強震記録	8
1.2.1 港湾地域における強震観測	8
1.2.2 強震計と強震記録	10
1.2.3 加速度記録	10
1.2.4 速度および変位	20
1.2.5 応答スペクトル	20
1.3 最大加速度の距離減衰	28
2. 被害の概要	30
2.1 一般被害	30
2.2 港湾・漁港・空港施設の被害	32
3. 港湾施設の被害	38
3.1 奥尻港	38
3.1.1 概要	38
3.1.2 各施設の被害状況	38
3.1.3 津波	64
3.2 函館港	75
3.2.1 概要	75
3.2.2 弁天地区	76
3.2.3 西埠頭地区	91
3.2.4 大町地区および末広地区	97
3.2.5 豊川地区	103
3.2.6 若松地区および海岸町地区	113
3.2.7 中央埠頭地区および万代埠頭地区	126
3.2.8 北埠頭地区	130
3.2.9 港町地区（有川埠頭地区）	150
3.2.10 七重浜地区	164
3.2.11 本港地区	182
3.2.12 液状化およびまとめ	188
3.3 森港	194
3.3.1 概要	194
3.3.2 森港の姿遷	194
3.3.3 被害の概要	196
3.3.4 各施設の被災状況（無被災施設含む）	205
3.3.5 液状化およびまとめ	290
4. 漁港施設の被害	314
4.1 育苗漁港	314
4.1.1 概要	314

4. 1. 2 各施設の被害	314
4. 2 須築漁港	374
4. 2. 1 概要	374
4. 2. 2 各施設の被害	374
4. 3 長万部漁港	388
4. 3. 1 概要	388
4. 3. 2 各施設の被害	388
4. 4 上磯漁港	408
4. 4. 1 概要	408
4. 4. 2 各施設の被害	408
5. 港湾施設の機能制限	433
5. 1 奥尻港	433
5. 2 函館港	433
5. 3 森港	433
6. まとめ	444
6. 1 地震動と設計震度	444
6. 2 港湾施設の被害	444
6. 2. 1 設計震度と液状化被害	444
6. 2. 2 地震動特性と被害	445
6. 2. 3 構造物種別の被害概要	446
6. 3 液状化	447
6. 4 復旧工法の概要	448
あとがき	448
謝辞	449

Damage to Port Facilities by the 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake

Takamasa INATOMI¹⁾
Tatsuo UWABE²⁾
Susumu IAI³⁾
Motoki KAZAMA⁴⁾
Hiroyuki YAMAZAKI⁵⁾
Yasuo MATSUNAGA⁶⁾
Shin-ichiro SEKIGUCHI⁷⁾
Yuzo MIZUNO⁸⁾
Yoshinori HUJIMOTO⁹⁾

Synopsis

At 22:17:12, July 12, 1993, an earthquake of JMA (Japan Meteorological Agency) Magnitude 7.8 hit northern part of Japan. The epicenter of the earthquake was located in south-west off Hokkaido island in Japan. This earthquake was named as 'The 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake' by the Japan Meteorological Agency. This earthquake caused strong ground motion in northern part of Japan and also caused great tsunami which propagated to coast lines of countries around the Japan Sea area. Many structures and life line facilities were damaged and more than 200 lives were lost by the earthquake and the tsunami. Damage to public port facilities amounted about 13.0 billion Yen in total.

This report presents results of the field investigations on damage to port facilities and fishing port facilities by the cooperative investigation team which was organized by the various government organizations relevant to port facilities. Many kinds of quaywalls, breakwaters, revetments, piers, dock roads, etc. were investigated. As results of investigations, strong ground motions in port areas, details of damaged and undamaged structures and other related data of damage to port facilities are presented.

Key Words : Earthquake, Damage, Strong Ground Motion, Port Facilities, Fishing Port Facilities

-
- 1) Director, Structural Engineering Division
 - 2) Chief, Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division
 - 3) Chief, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division
 - 4) Senior Research Engineer, Structural Engineering Division Associate Professor of the Tohoku University (present)
 - 5) Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division
 - 6) Senior Research Engineer, Structural Engineering Division
 - 7) Senior Officer for Port and Harbour Engineering Research, Ports and Harbours Construction Division, Hokkaido Development Bureau
 - 8) Director of River and Port Department, Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau
 - 9) Deputy Chief, Disaster Prevention Division, Fishing Port Department, Fisheries Agency

1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告

稲 富 隆 昌¹⁾
上 部 遠 生²⁾
井 合 進³⁾
風 間 基 樹⁴⁾
山 崎 浩 之⁵⁾
松 永 康 男⁶⁾
関 口 信一郎⁷⁾
水 野 雄 三⁸⁾
藤 本 義 則⁹⁾

要 旨

1993年7月12日22時17分12秒、北海道南西沖の奥尻島北方を震源とする気象庁マグニチュード7.8の地震が発生した。気象庁によって、この地震は「平成5年（1993年）北海道南西沖地震」と命名された。本地震によって、北海道の小樽、寿都、江差、青森県の深浦で震度Vの強震が記録されたのをはじめ、北海道および東北の各地に激しい地震動がもたらされ多くの被害が発生した。また、本地震によって発生した大津波によって、奥尻島をはじめ日本海沿岸部の広い範囲で被害が発生し、200名以上の犠牲者が出た。これらの被害によって、港湾施設の被害額は全体で約130億円に達した。

本報告は、関係諸機関の協力の下に実施された港湾・漁港施設の被害調査結果を報告するものである。その内容は、港湾地域強震観測網によって得られた各港の強震動に関する資料、各港の各施設に関する資料、被災施設の被災状況に関する資料、被災施設の機能制限に関する資料等である。調査の対象となった主な施設は、各種係船岸、防波堤、護岸、棧橋、臨港道路等である。これらの被害報告は、実地調査に基づく構造物の被害の詳細を示したものであり、構造物の被害に関する詳細な解析結果は含まれていない。また、津波被害に関する詳細な報告も含まれていない。

キーワード：地震、被害、強震動、港湾施設、漁港施設

- 1) 構造部長
- 2) 構造部 地震防災研究室長
- 3) 構造部 地盤震動研究室長
- 4) 構造部 主任研究官（現：東北大学工学部助教授）
- 5) 土質部 主任研究官
- 6) 構造部 主任研究官
- 7) 北海道開発局 港湾部港湾建設課 港湾技術対策官
- 8) 北海道開発局 開発土木研究所環境水工部長
- 9) 水産庁 漁港部 防災海岸課 課長補佐

まえがき

1993年7月12日22時17分12秒、北海道南西沖の奥尻島北方を震源とする気象庁マグニチュード7.8の地震が発生した。気象庁によって、この地震は「平成5年(1993年)北海道南西沖地震」と命名された。本地震の震源位置は、北緯42度46.8分、東経139度11.0分、深さ35kmであった。各地の震度は、北海道の小樽、寿都、江差、青森県の深浦で震度Vの強震であったのをはじめ、北海道および東北の各地に激しい地震動がもたらされ多くの被害が発生した。また、これと同時に、本地震によって大津波が発生し、震源に近い奥尻島や日本海沿岸部の広い範囲で多くの被害が発生し、200名以上の犠牲者が出た。特に奥尻島では、地震および津波によって壊滅的な被害が発生した。

本地震によって、港湾施設では奥尻島の奥尻港、北海道南西部の岩内港、瀬棚港、江差港、松前港(災害査定なし)、函館港、森港、苫小牧港の8港で被害が発生し、その災害復旧費は全体で約130億円(直轄災害復旧費:約117億8500万円, 補助災害復旧費:約11億8500万円)に達した。また、漁港施設では奥尻島の青苗漁港、神威脇漁港をはじめ北海道南西部の41漁港で被害が発生し、その災害復旧費は全体で約90億円(直轄災害復旧費:約70億8000万円, 補助災害復旧費:約19億5000万円)に達した。空港施設の被害としては、主破壊域に近い奥尻島に奥尻空港があったが、滑走路に一部ひび割れが発生した程度の被害であった。

本報告は、港湾施設および漁港施設の構造的な被害に関する調査結果を中心にとりまとめたものである。調査対象には被災施設とともに主要な無被災施設も含まれている。ただし、構造物の被害に関する詳細な解析結果等は含まれていない。また、津波被害の詳細については別報²⁾に報告されているので、本報告には含まれていない。

以下には、まず港湾地域強震観測網で得られた記録を示し、今回の地震動の特徴を示す。次に、被害の大きかった港湾として奥尻港、函館港、森港、ならびに漁港として青苗漁港、須築漁港、長万部漁港、上磯漁港をとり上げ、その構造的な被害状況を詳しく述べる。また、港湾施設の機能に与えた地震の影響の観点から、地震後の各施設の利用状況を報告する。最後に、これらを取りまとめるとともに、地震動と設計震度との関係あるいは液状化による被害等に関する総括を行う。

参考文献

- 1) 気象庁地震火山部:1993年7月地震月報, 気象庁発行, 1994.
- 2) 高山知司 他:1993北海道南西沖地震津波の特性と被害, 港湾技研資料, No.775, June 1994.

表-1.1 1993年北海道南西沖地震の地震諸元

発震月日	1993年 7月12日
時刻	22時17分12秒
震源	
震央位置	北海道南西沖
北緯	42° 46.8' ± 0.7' N
東経	139° 11.0' ± 2.4' E
深さ	35.1 ± 3.5 km
マグニチュード	7.8 (気象庁)

1. 地震

1.1 地震の概要

1993年7月12日22時17分12秒、北海道南西沖の奥尻島北方を震源とする気象庁マグニチュード7.8の地震が発生した。気象庁によって、本地震は、「平成5年(1993年)北海道南西沖地震」と命名された。本地震の震央位置を図-1.1、その諸元を表-1.1に示す。

各地の揺れの大きさとして、札幌管区気象台発表による各地の震度を図-1.2に示す。同図に示す通り、本地震によって、北海道の小樽、寿都、江差、青森県の深浦で震度Ⅴの強震であったのはじめ、北海道および東北の各地に激しい地震動がもたらされ、北陸地方の一部でも有感となった。また、函館海洋気象台発表の聞き取り調査による北海道各地の詳細な震度を図-1.3に示す。聞き取り調査の結果、震源に近い奥尻島においては、震度5-6という結果が得られている。

本地震の発震機構については、以下のような情報が得られている。本地震の本震および余震の震央分布および震源分布として、北海道大学地震予知観測地域センター

による1993年7月17日～8月24日までの分布を図-1.4に示す²⁾。同図に示す通り、震央分布は南北方向に長い分布を呈しており、北緯42度30分付近で「く」の字形に折れ曲がっている。本地震では、破壊開始直後の破壊域(北側)と主破壊を起こした破壊域(南側)が異なっており、本地震の断層破壊は、「く」の字形を形成する南北二つの断層破壊から成っているということである²⁾。ただし、断層の傾斜・向き・深さ等については不明確な点が多い。

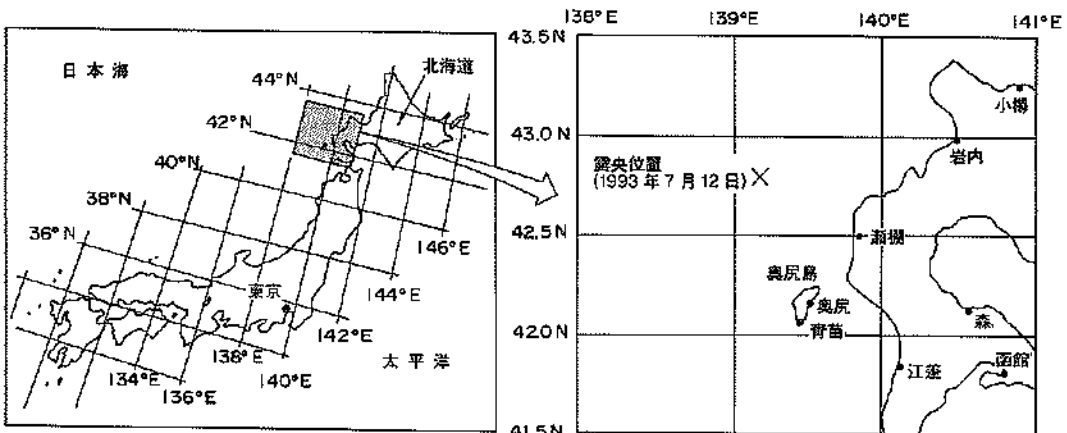
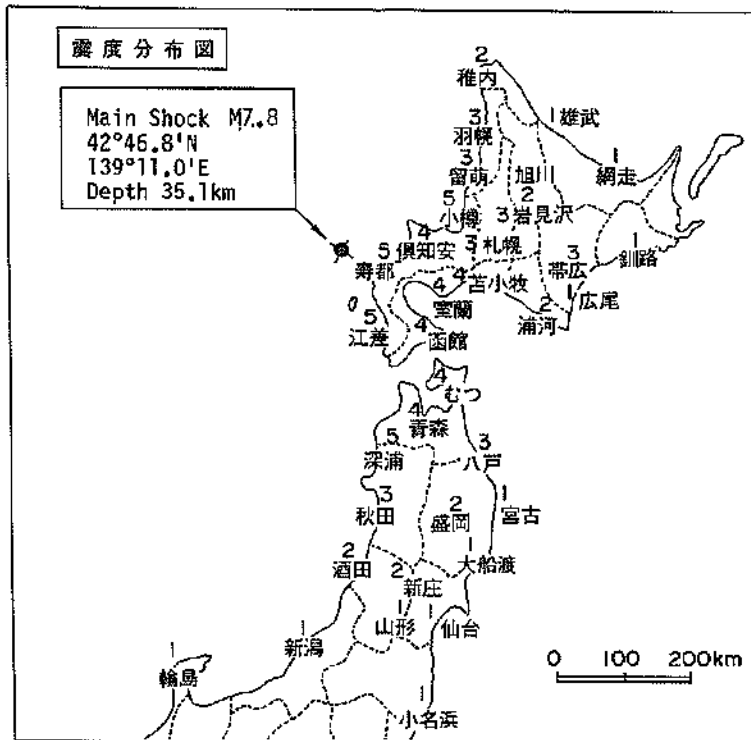
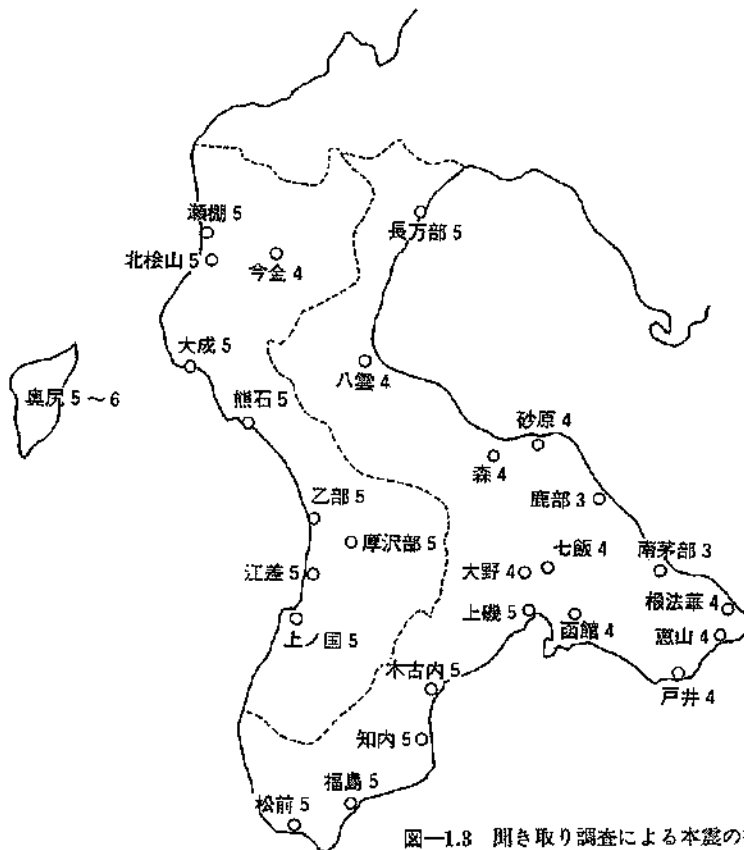


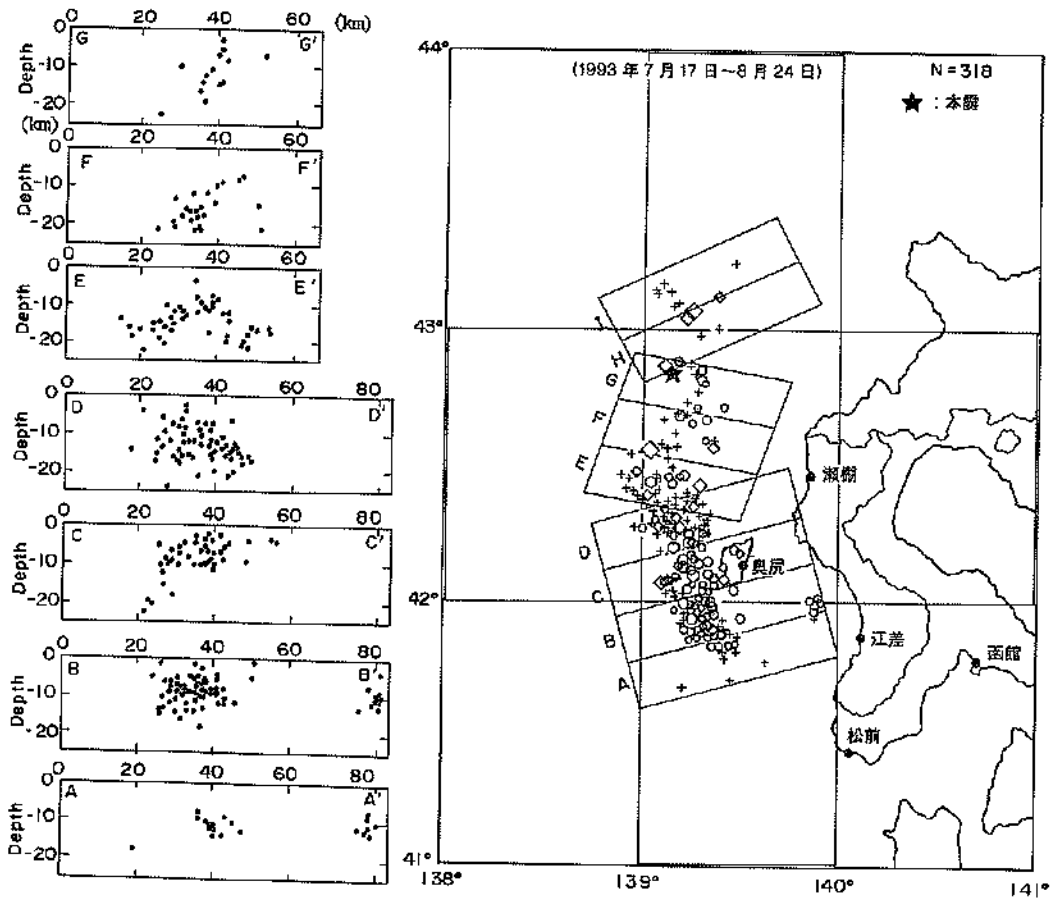
図-1.1 本震の震央位置



図一.1.2 本震の震度分布 (札幌管区気象台発表)



図一.1.3 聞き取り調査による本震の推定震度 (函館海洋気象台調べ)



図一.4 本震および余震の震央・震源分布 (1993年7月17日～8月24日まで²⁾)

1.2 強震記録

1.2.1 港湾地域における強震観測

港湾地域においては、1962年より強震観測を実施しており、1993年12月末現在、56港87地点において観測を行っている³⁾。港湾地域強震観測網では、今回の地震によって、北海道を中心とする10港13地点で強震計が作動し、6港9地点でデジタルデータとしての加速度記録を得ることができた⁴⁾。本地震によって強震計が作動した観測地点の一覧を、強震計の種類等とともに表一.2に示す。同表に示すように、本地震によって強震計が作動した港は、浦河港、苫小牧港、室蘭港、小樽港、函館港（地表2箇所、地中、構造物）、青森港、秋田港、酒田港、八戸港、宮古港の10港である。強震計は作動したが波形記録が得られなかった港は、浦河港、酒田港、八戸港、秋田港であり、これら4港から得られた記録については、加速度値が小さかったこと（浦河港、酒田港）、記録が不鮮明であったこと（八戸港）、記録の巻取り装置に問題があったこと（秋田港）により、記録をデジタル化できなかった

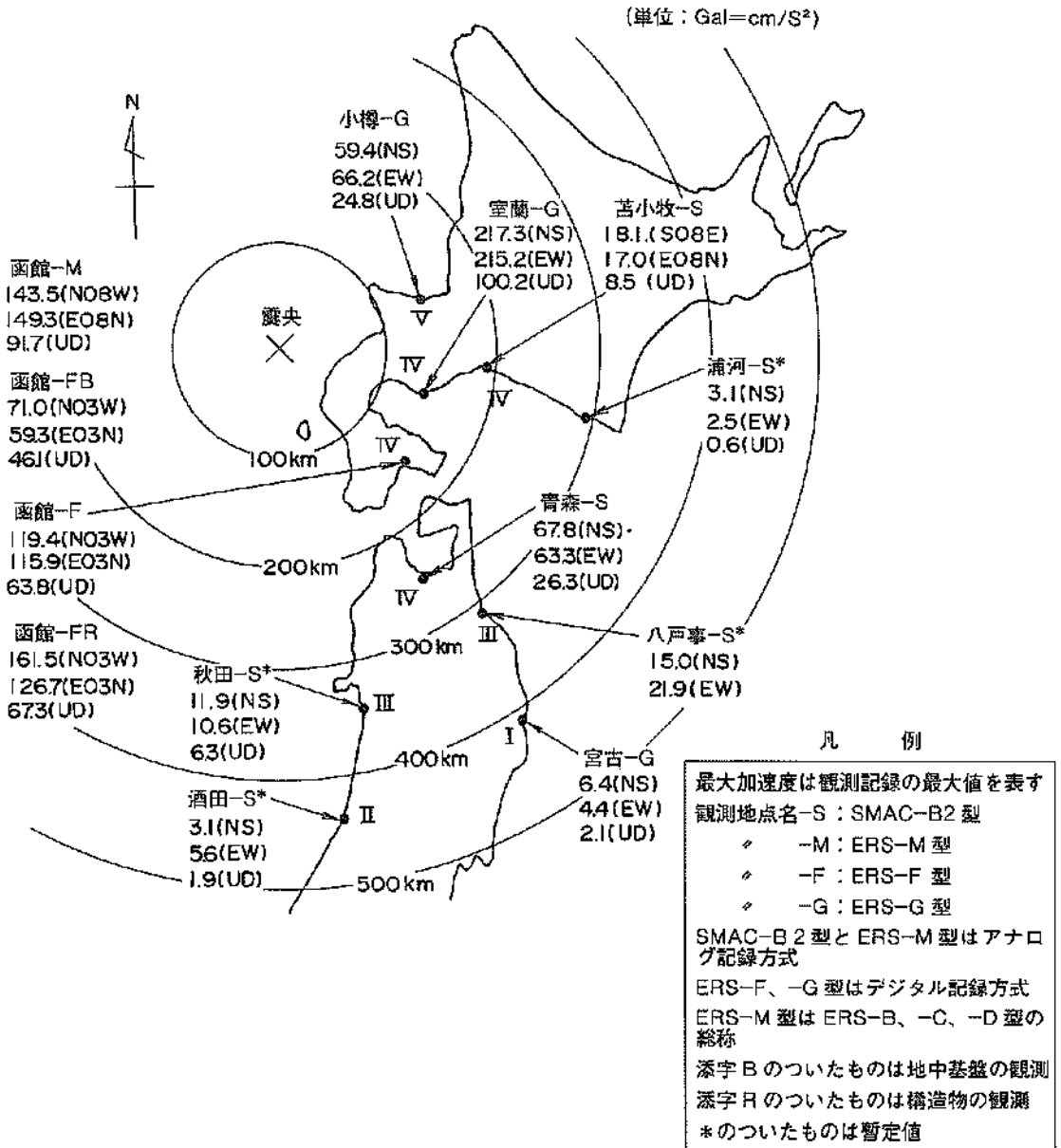
表一.2 1993年北海道南西沖地震による港湾地域強震観測網の強震計作動観測地点

港 湾	地点名	強震計	設置状況
浦 河	浦 河-S	SMAC-B2	地 表
	苫小牧-S	SMAC-B2	地 表
	室 蘭-G	ERS-G	地 表
	小 樽-G	ERS-G	地 表
	函 館-M	ERS-C	地 表
	函 館-F B	ERS-F	地 中
青 森	函 館-F	ERS-F	地 表
	函 館-F R	ERS-F	構造物
	青 森-S	SMAC-B2	地 表
	秋 田-S	SMAC-B2	地 表
酒 田	酒 田-S	SMAC-B2	地 表
	八 戸事-S	SMAC-B2	地 表
宮 古	宮 古-G	ERS-G	地 表

ったため、加速度記録の最大値のみの読み取りとなった。尚、これらの記録については別報に詳細が報告されている⁴⁾。

また、今回の地震で得られた加速度記録（未補正）の最大値を、観測地点名および観測地点の震度とともに図一1.5にまとめて示す。尚、未補正の加速度記録とは、基線の補正のみを行い、計器特性による補正を行っていない記録を示している。同図中では、観測地点の震度をロ

ーマ数字で示し、観測記録の最大加速度をアラビア数字（単位：Gal=cm/s²）で示している。最大加速度に続けて示されている括弧内のアルファベットは、強震計の振動方向を示すものであり、NS、EW、UDがそれぞれ南北、東西、上下成分を表している。ただし、強震計の水平振動方向と南北、東西方向が一致していない場合には、苫小牧-Sのように、方向を表す成分をS08E（南方方向を示す成分が8°東側に傾いている）のように示している。ま



図一1.5 各地の震度と港湾地域強震観測網による最大加速度（観測値）

た、表—1.2および図—1.5に示されているように、港湾地域強震観測網における観測地点名は、設置地点名およびアルファベット2文字から成っている。設置地点名に続く最初のアルファベットは強震計の種類を表すものであり、後のアルファベットは強震計の設置状況を表すものとなっている。これらの説明は、図—1.5中の凡例に示されている通りであるが、その詳細については別報に報告されている。

1.2.2 強震計と強震記録

港湾地域強震観測網では、図—1.5中の凡例に示されている通り、4種類（細かくは6種類）の強震計が用いられている。使用されている強震計は、機械式のSMAC-B2型強震計、電磁式アナログ記録方式のERS-B、-C、-D型強震計、電磁式デジタル記録方式のERS-F、-G型強震計の6種類である³⁾。これらの中では、SMAC-B2型強震計が観測開始当初から主力となっていた。同強震計によって得られた記録は、1968年十勝沖地震における八戸港の記録⁴⁾をはじめとして、耐震工学関連の研究や設計実務において中心的な役割を果たしてきた。その一例として、1970年代の野田・上部による最大加速度の距離減衰および最大加速度と設計震度の関係が挙げられる⁵⁾。1993年12月末現在、28台のSMAC-B2型強震計が使用されているが、今後数年の内にその多くがERS-G型強震計に更新される予定である。

これら強震計の計器特性を見ると、SMAC-B2型強震計は、高周波数領域で感度が低下する特性を持っており、7.1Hzで1/2程度、10Hzで1/3程度感度が低下する⁶⁾。したがって、地盤加速度に高周波数成分が多く含まれている場合には、SMAC-B2型強震計では地盤加速度を忠実に計測することはできず、高周波数領域を計測できない分だけ、加速度記録としてはその最大値が実際よりも小さくなる。これに対しERS型強震計は、高周波数領域においても感度が低下しないため、SMAC-B2型強震計よりも実際の地盤加速度を忠実に計測することが可能となる。したがって、実際の地震動に高周波数成分が多く含まれているほど、最大加速度としてはERS型強震計から得られた記録の方がSMAC-B2型強震計から得られた記録よりも大きくなる。逆に、実際の地震動に高周波数成分があまり含まれず、その多くが低周波数成分（極低周波数成分を除く）からなるものであれば、SMAC-B2型強震計から得られた記録もERS型強震計から得られた記録も、最大加速度としてはほぼ同一のものとなる。

港湾構造物をはじめとする土木構造物は、一般に大重量かつ大型であり、これらの構造物に破壊力として実効的に作用する成分としては、短時間に変動する高周波数

成分よりも、むしろ低周波数成分の方が大きく寄与するものと考えられる。したがって、これらの構造物に対しては、高周波数成分までも忠実に計測するERS型強震計から得られた記録よりも、むしろ計器特性としてのハイカットフィルターを持つSMAC-B2型強震計から得られた記録の方がより直接的な関係を持つものと考えられる。また、港湾構造物の設計実務に取り入れられている、最大加速度と設計震度との関係⁷⁾を利用する上においてもSMAC-B2型強震計による最大加速度が必要となる。

これらの点を考慮して、本地震によって観測された最大加速度を相互に比較しやすい形に変換したものを表—1.3にまとめて示す。同表では、3種類の記録の最大加速度を示している。3種類の記録とは、観測記録、補正記録、SMAC EQ記録であり、それぞれ、観測記録は記録の基線補正のみを行った加速度記録、補正記録は各強震計の計器特性による補正を行った加速度記録、SMAC EQ (SMAC EQUIVALENT)記録はERS型強震計から得られた記録をSMAC-B2型強震計により得られる加速度記録に換算（高周波数領域をSMAC-B2型強震計の計器特性に応じてカット）したものを表している。

1.2.3 加速度記録

図—1.5および表—1.3に示されている港湾地域強震観測網によって得られた記録の中から、ここでは、北海道南西部の記録として、小樽港（震央距離：約160km）、室蘭港（震央距離：約150km）、函館港（震央距離：約170km）で得られた記録について報告する⁸⁾。尚、ここで言う震央距離とは、表—1.1に示す本震の震央からの距離を表し、1.1で触れた南側の主破壊域からの距離とは若干異なるものである。

各観測地点の強震計の種類は、表—1.2、図—1.5に示されている通りである。小樽港および室蘭港に設置されている強震計はERS-G型強震計（ICカードメモリータイプ）であり、函館港ではERS-F型強震計（バブルメモリータイプ）により地表、地中（GL-201m）および構造物（橋脚上）の3点同時観測、ならびにERS-C型強震計による地表観測の計4点で観測を行っている。ここでは、これらの中からERS-F型強震計から得られた地表および地中（GL-201m）の記録を函館港の記録として示している。ERS-F型強震計およびERS-G型強震計は、どちらも同一の周波数特性を持つ強震計であり、記録を比較する上において強震計の種類による影響はない。

また、各強震観測地点の土質条件を、図—1.6—図—1.8に示す。土質条件としては、小樽港ではGL-2.7m程度でN値50以上の層があり、盛土部分を除けば基盤に相当する層となっている。室蘭港ではGL-15mまではN値

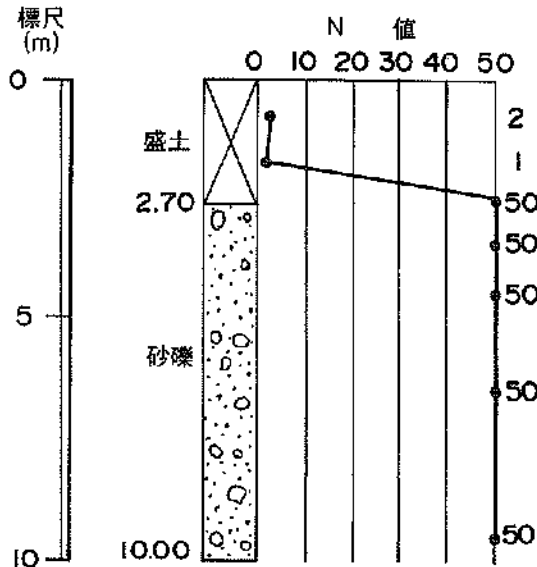
表-1.3 1993年北海道南西沖地震による港湾地域強震観測網の最大加速度一覧

(単位 Gal = cm/s²)

観測地点&記録番号	強震計機種	距離(km)	記録種類	N S成分	E W成分	UD成分
浦河-S S-2526	SMAC-B2	震央距離=303 震源距離=305	観測記録 SMAC EQ 補正記録	3.1 ----- -----	2.5 ----- -----	0.6 ----- -----
苫小牧-S S-2528	SMAC-B2	震央距離=200 震源距離=203	観測記録 SMAC EQ 補正記録	18.1 S08E ----- 19.9 S08E	17.0 E08N ----- 17.5 E08N	8.5 ----- 8.9
室蘭-G F-554	ERS-G	震央距離=153 震源距離=157	観測記録 SMAC EQ 補正記録	217.3 151.9 217.6	215.2 141.0 214.2	100.2 70.8 100.0
小樽-G F-538	ERS-G	震央距離=158 震源距離=162	観測記録 SMAC EQ 補正記録	59.4 33.6 58.4	66.2 36.8 68.2	24.8 19.2 24.9
函館-M M-1472	ERS-C	震央距離=169 震源距離=173	観測記録 SMAC EQ 補正記録	143.5 N08W 131.0 N08W 145.4 N08W	149.3 E08N 134.5 E08N 148.8 E08N	91.7 77.1 87.3
函館-FB F-541	ERS-F GL-201.0m	震央距離=169 震源距離=173	観測記録 SMAC EQ 補正記録	71.0 N03W 64.6 N03W 71.0 N03W	59.3 E03N 51.5 E03N 59.8 E03N	46.1 39.4 45.9
函館-F F-545	ERS-F	震央距離=169 震源距離=173	観測記録 SMAC EQ 補正記録	119.4 N03W 110.9 N03W 118.3 N03W	115.9 E03N 106.8 E03N 115.1 E03N	63.8 51.6 61.5
函館-FR F-549	ERS-F 構造物	震央距離=169 震源距離=173	観測記録 SMAC EQ 補正記録	161.5 N03W 136.4 N03W 157.2 N03W	126.7 E03N 113.3 E03N 127.6 E03N	67.3 62.2 67.9
青森-S S-2523	SMAC-B2	震央距離=253 震源距離=255	観測記録 SMAC EQ 補正記録	67.8 ----- 72.1	63.3 ----- 68.6	26.3 ----- 26.5
秋田-S S-2525	SMAC-B2	震央距離=345 震源距離=347	観測記録 SMAC EQ 補正記録	11.9 ----- -----	10.6 ----- -----	6.3 ----- -----
酒田-S S-2527	SMAC-B2	震央距離=431 震源距離=432	観測記録 SMAC EQ 補正記録	3.1 ----- -----	5.6 ----- -----	1.9 ----- -----
八戸事-S S-2524	SMAC-B2	震央距離=313 震源距離=315	観測記録 SMAC EQ 補正記録	15.0 ----- -----	21.9 ----- -----	----- ----- -----
宮古-G F-587	ERS-G	震央距離=420 震源距離=421	観測記録 SMAC EQ 補正記録	6.4 5.1 6.5	4.4 3.1 4.2	2.1 1.7 2.1

(注) 観測記録：基線の補正のみ行ったもの， SMAC EQ：SMAC-B2型強震計の計器特性に換算したものの補正記録：強震計の計器特性による補正を施したもの

小樽-G
 孔口標高 0.03 m
 掘削深度 10.00 m



図一.16 小樽港の強震観測地点における土質条件

10~40程度の地盤が続き、それ以深でN値50以上の基盤となっている。函館港では、表層のGL-12.5m程度まではN値10以下の非常に軟らかい層、GL-15~40m程度まではN値10~30の層、それ以深でN値50以上の基盤に相当する層が続いており、強震計設置地点 (GL-20m) では、せん断波速度で550 (m/s) となっている。尚、ここで言う基盤とは、設計実務で考えられている基盤面を言い、N値で50以上に相当する層である。

上記3港で得られた補正加速度記録およびSMAC EQ記録を図一.9~図一.12に示す。同図中では、上段3成分が補正記録、下段3成分がSMAC EQ記録を示している。また、記録の最大値は同図中および表一.13に示されている通りである。これらの記録から、小樽港、室蘭港、函館港で観測された補正加速度記録の最大値 (水平成分) を比較すると、小樽港の地表で約70Gal、室蘭港の地表で約220Gal、函館港では地表で約120Gal、地中で約70Galとなった。これら3港は震央距離に大きな差はなかったが、地表の最大加速度には大きな差が生じており、小樽港と室蘭港では3倍以上の差が生じている。また、基盤に相当する地点の記録として、小樽港 (地表) ならびに函館港 (地中) の記録があるが、最大加速度は約70Galと同程度になったが、函館港 (地中) で得られた波形の方が継続時間も長く、地震動の周期も長くなっており、

その波形特性に大きな違いが生じている。

次に、設計実務との整合性をとる観点から、SMAC EQ記録の最大加速度 (水平成分) を比較する。表一.13および図一.9~図一.12より、小樽港の地表で約40Gal、室蘭港の地表で約150Gal、函館港では地表で約110Gal、地中で約65Galとなった。小樽港および室蘭港では、SMAC EQ記録の最大加速度が補正記録の最大加速度に比べて大きく低下しているのに対し、函館港の記録では地表および地中ともにほとんど低下していない。これら補正加速度記録とSMAC EQ記録の最大値の関係をまとめると表一.14に示す通りとなる。同表中に示す値は、3港で得られた水平動および鉛直動の最大加速度であり、右端2カラムに示す値が、それぞれ補正記録の最大加速度に対するSMAC EQ記録の最大加速度の比を示している。同表より、函館港の記録では、地表および基盤の両方において、補正記録と比較してSMAC EQ記録の最大加速度の低下が少なく、記録に含まれている低周波数成分の割合が小樽港、室蘭港と比較して多くなっている。特に、小樽港と函館港 (地中) では、補正記録の最大加速度は同程度であったが、SMAC EQ記録では函館港の方が1.6倍程度大きくなっており、両地点で得られた記録の周波数特性に大きな違いがあることが分かる。

土質柱状図 (室蘭-G)

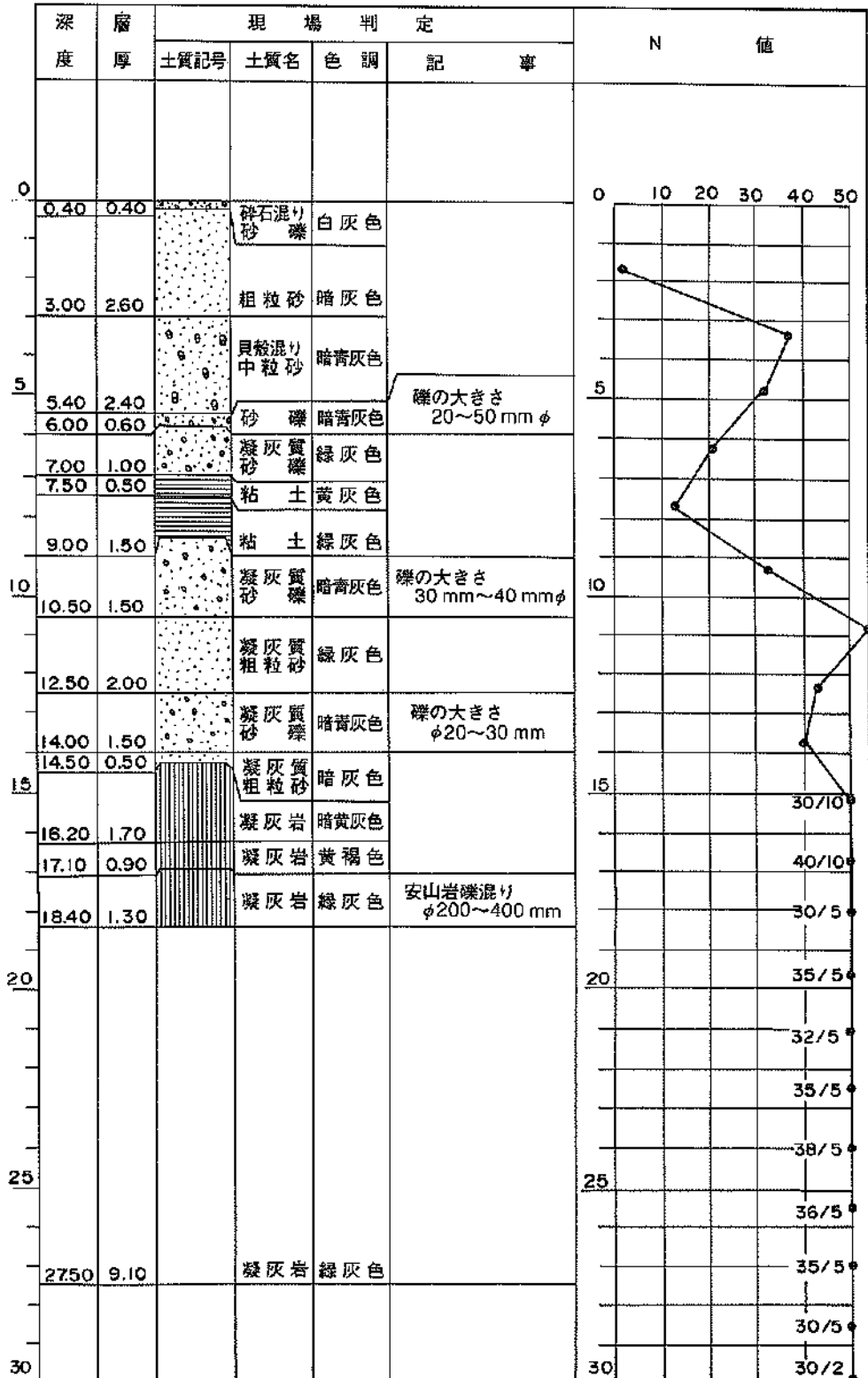
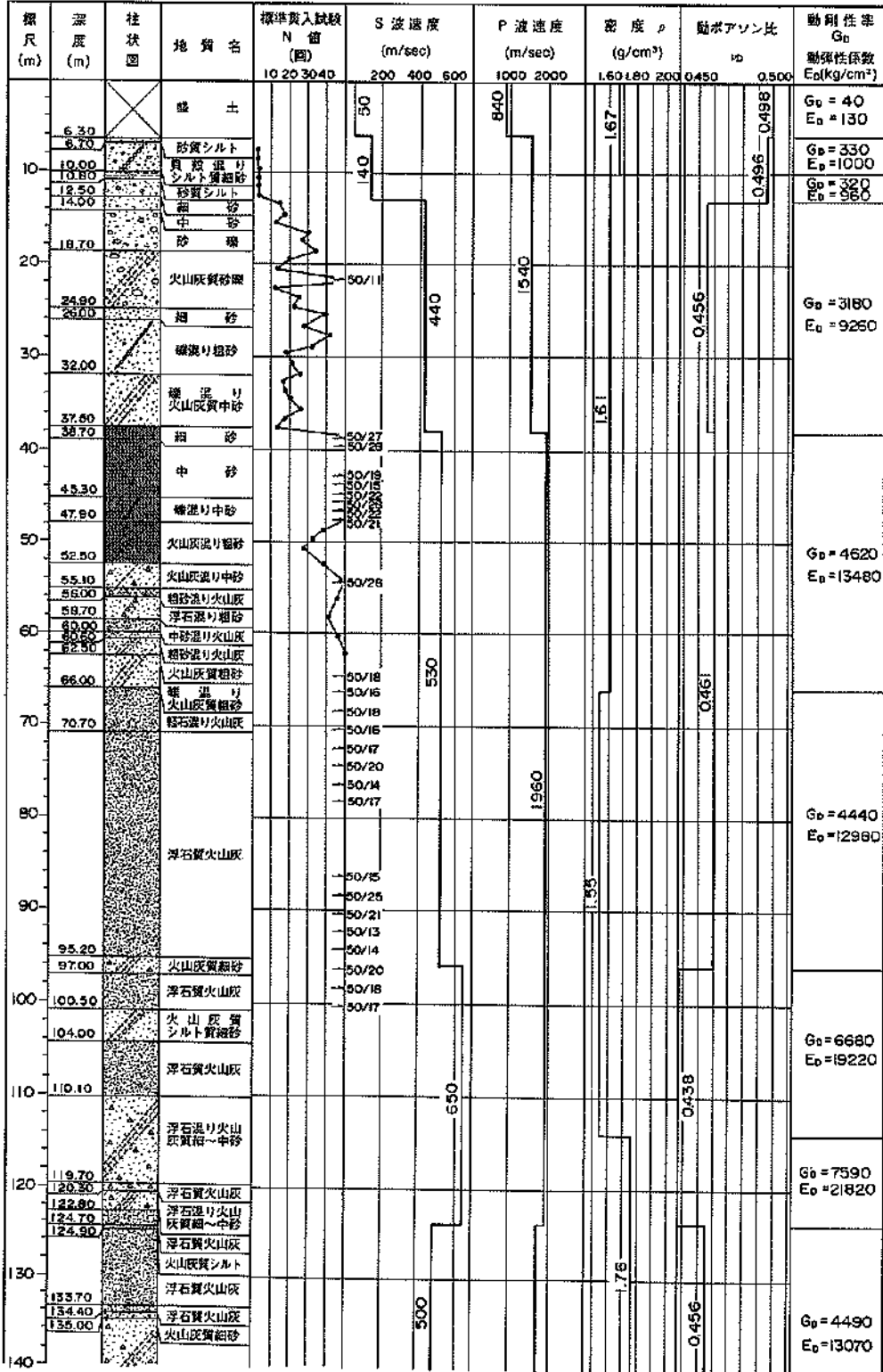
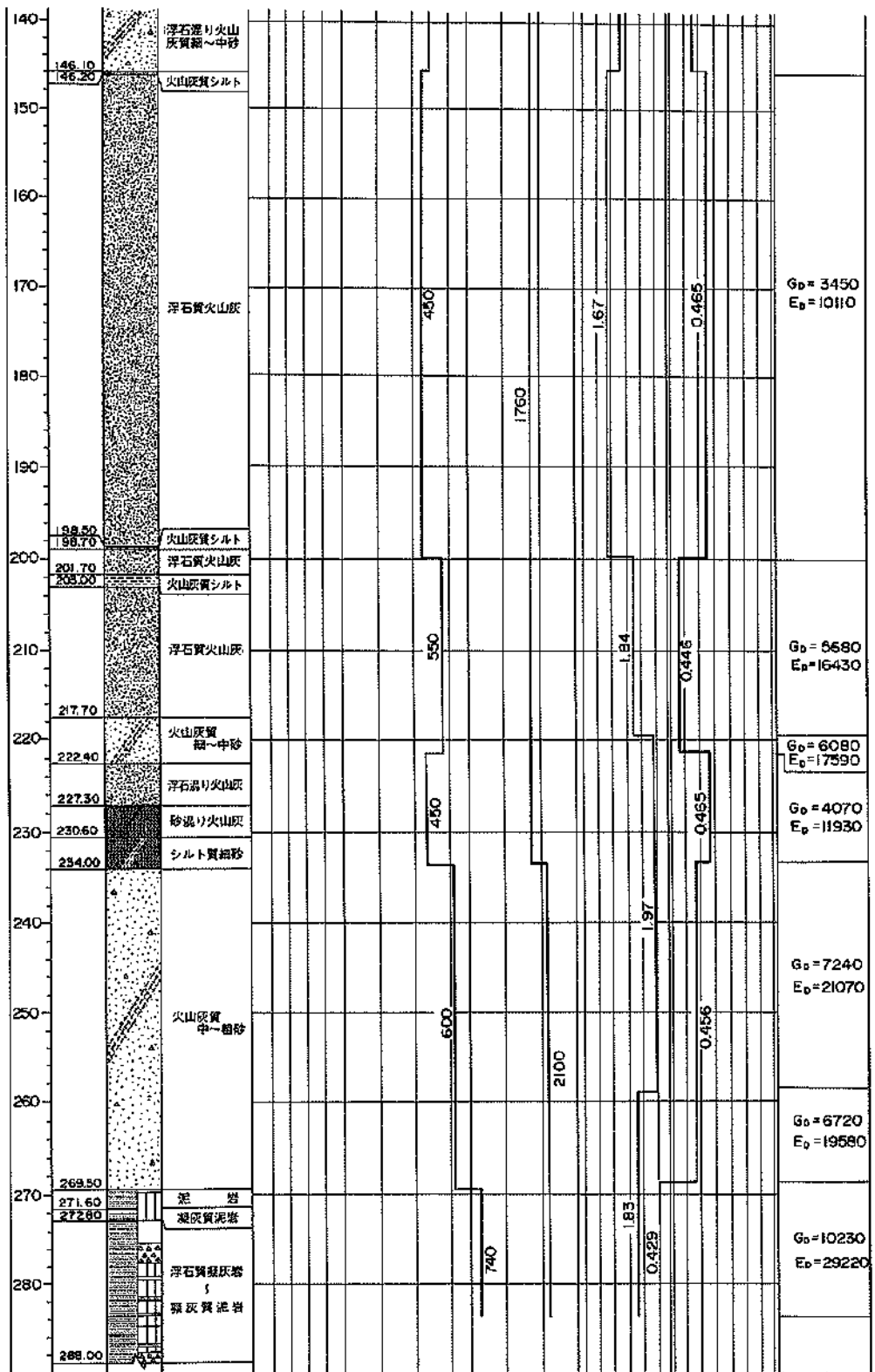


図-1.7 室蘭港の強震観測地点における土質条件

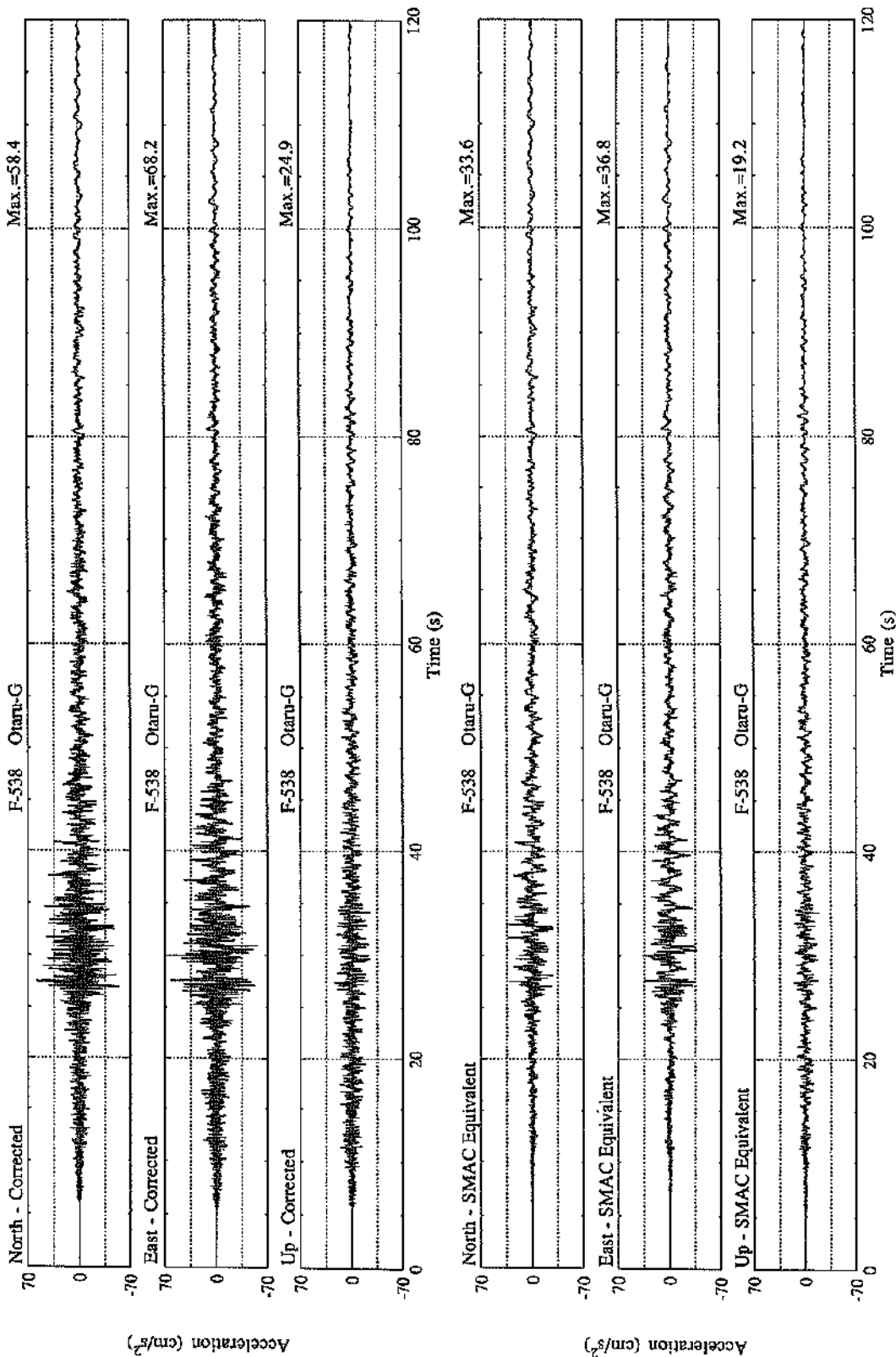
土質柱状図 (函館-F、-FB、-FR)



図一.18 函館港の強震観測地点における土質条件



図一.1.8 函館港の強震観測地点における土質条件 (図一.1.8 続き)



図一I.9 小樽港（地表）における強震記録（上段3成分：補正記録、下段3成分：SMAC EQ 記録）

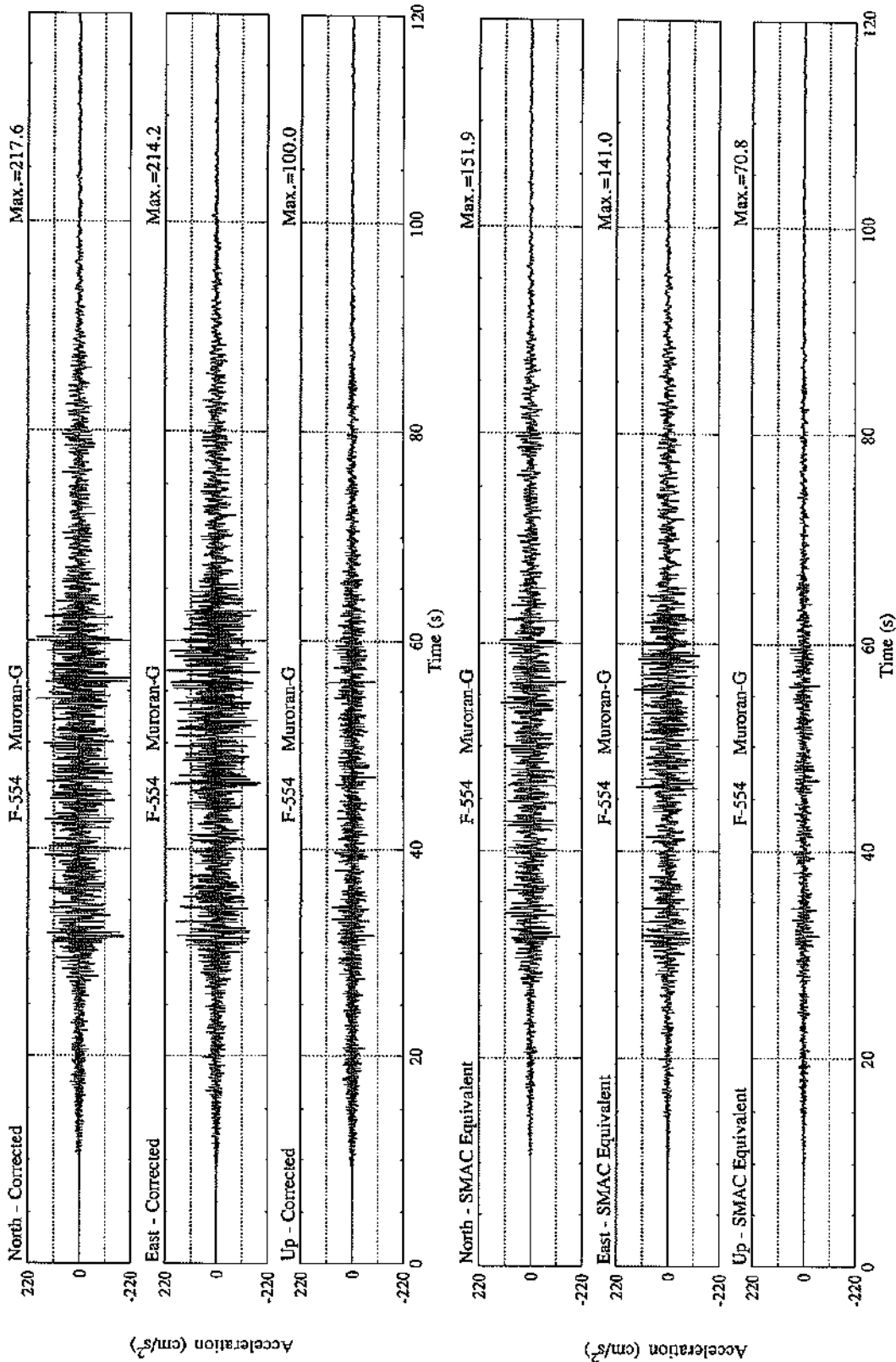


図-1.10 望爾港(地表)における強震記録(上段3成分:補正記録,下段3成分:SMAC EQ記録)

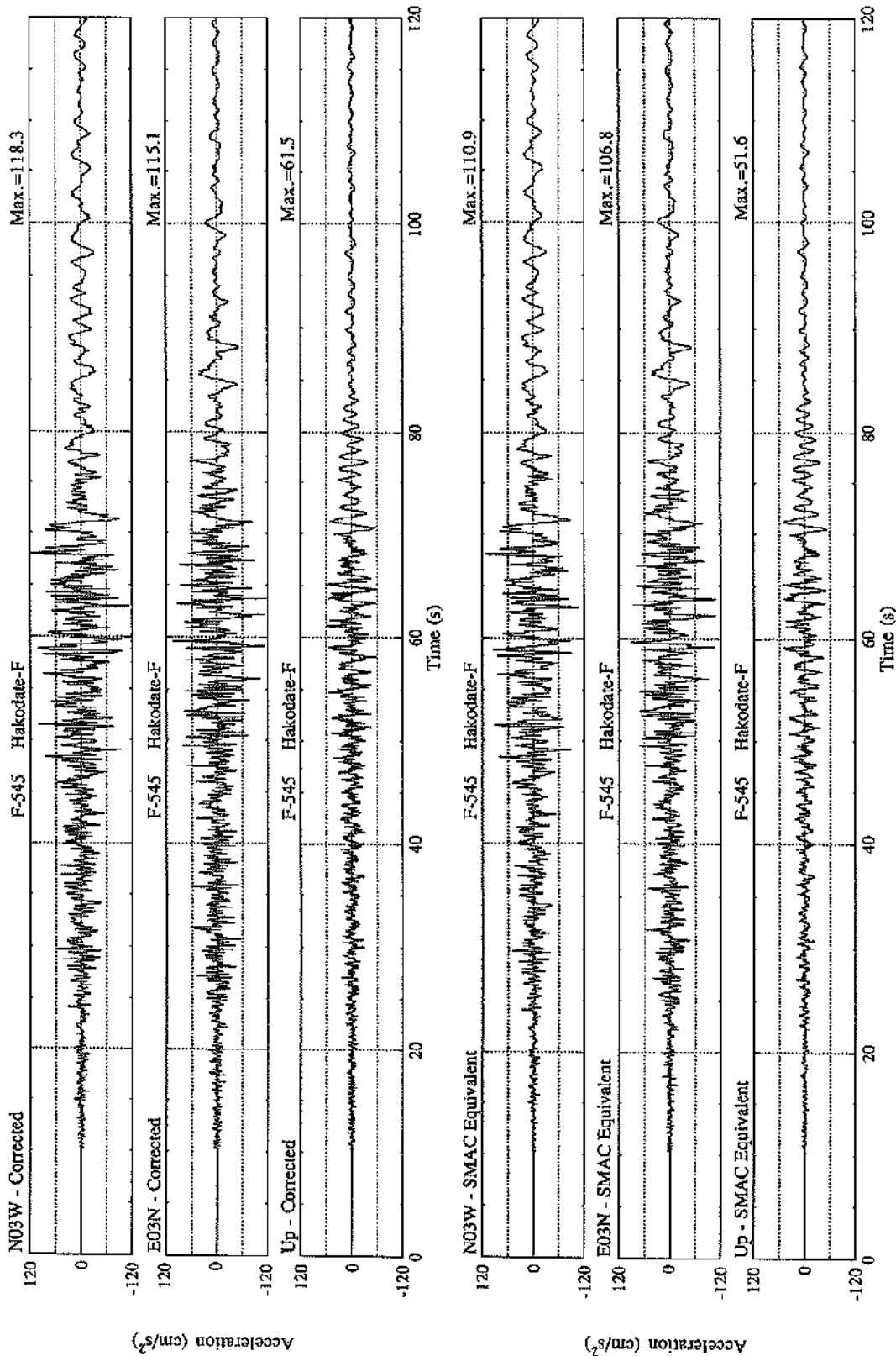
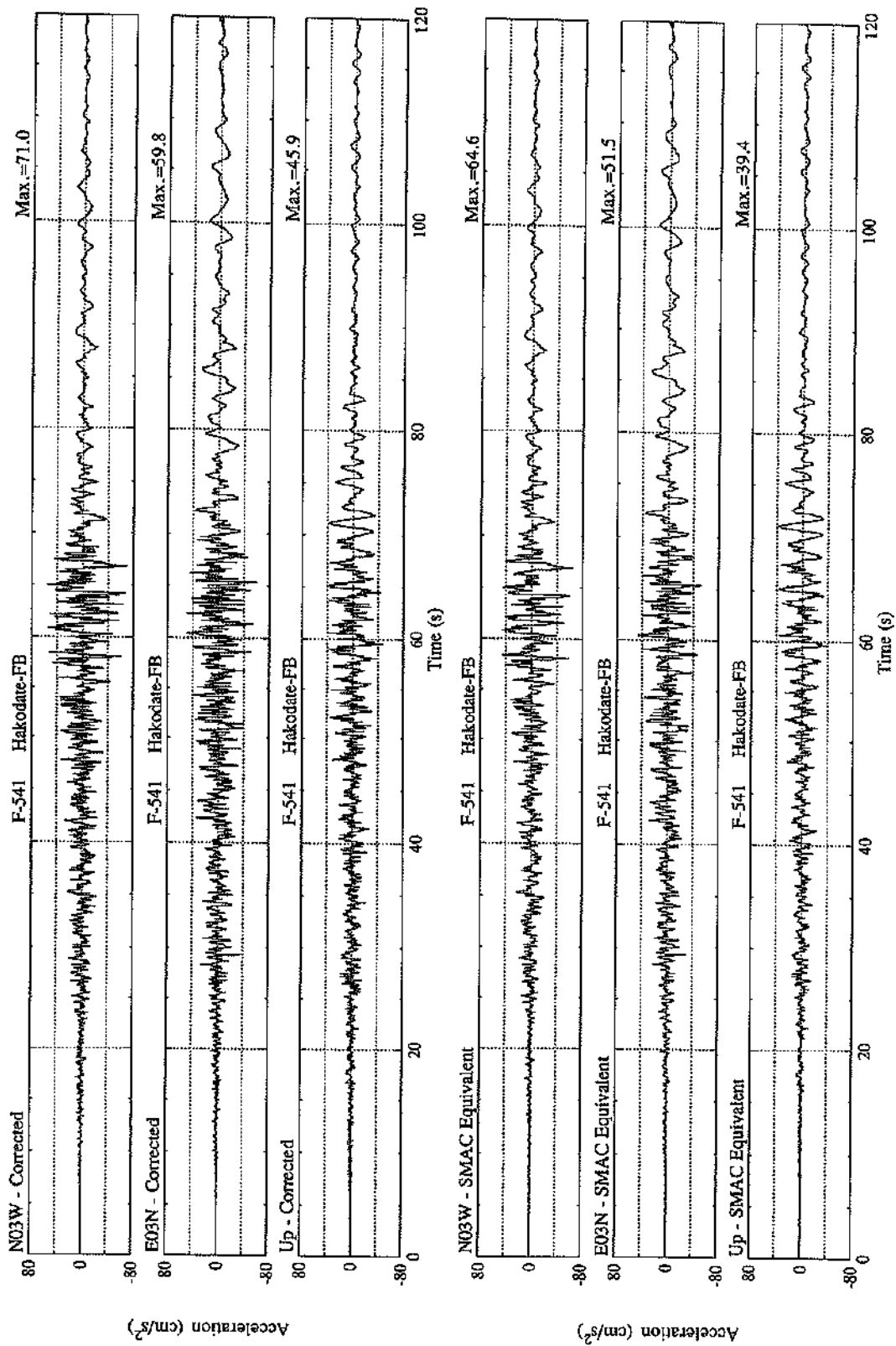


図-1.11 函館港（地表）における強震記録（上段3成分：補正記録、下段3成分：SMAC EQ記録）



図一1.12 函館港（地中：GL-201m）における強震記録（上段3成分：補正記録、下段3成分：SMAC EQ記録）

1.2.4 速度および変位

補正加速度記録を積分することによって得られた小樽港、室蘭港および函館港の速度波形ならびに変位波形を図—1.13～図—1.16に示す。同図中、上段に示す3成分が速度波形であり、下段3成分が変位波形である。積分する際には記録の特性に応じて変化するローカットフィルターを用いているが²⁾、そのカットオフ振動数: f_c (Hz) は同図中に示す通りである。 f_c は、言い換えれば、記録に含まれている低周波数成分の信頼できる下限値を表したものであり、実際の地震動に低周波数成分が多く含まれるほどその値は小さくなる。これら3港で得られた記録では、 f_c は全て0.05秒(周期で20秒)前後になったことから、全ての記録において周期20秒程度の低周波数(長周期)成分まで信頼できることになり、記録に含まれる低周波数成分の割合が比較的多いことが分かる。ただし、表—1.4に示したように、小樽港および室蘭港のSMAC EQ記録の最大加速度は、補正加速度記録の最大値からの低下が大きいが、函館港ではその低下が小さかった。このことから、3港の記録ともに周期20秒程度までの低周波数成分を多く含んでいるが、小樽港および室蘭港では、この他に高周波数成分も比較的多く含んでいることになる。

速度および変位の最大値を表—1.5にまとめて示す。同表より、速度の水平成分の最大値では、小樽港の地表で8.8 (cm/s)、室蘭港の地表で13.5 (cm/s)、函館港では

地表で32.5 (cm/s)、地中で16.4 (cm/s) となった。変位の水平成分の最大値では、小樽港の地表で6.6 (cm)、室蘭港の地表で6.6 (cm)、函館港では地表で15.5 (cm)、地中で12.3 (cm) となった。表—1.4に示した加速度記録の最大値では室蘭港が最大であったが、速度および変位では函館港(地表)が室蘭港の2倍以上の値となっている。また、図—1.13～図—1.16に示す変位波形から見ると、小樽港、室蘭港では周期10秒程度の表面波と思われる振動が卓越しているが、函館港では、周期10秒程度の波も含まれているようであるが、周期としては5秒前後が卓越している。また、函館港の地表と地中では、変位波形の周期、振幅ともに非常に似たものとなっている。

1.2.5 応答スペクトル

小樽港、室蘭港、函館港(地表・地中)で得られた記録の補正加速度記録から求められた応答スペクトル(減衰定数5%)を図—1.17に示す。同図に示す応答スペクトルは、入力最大加速度に対する絶対加速度応答の比として表示している。同図中上段が小樽港(Otaru-G)および室蘭港(Muroran-G)の応答スペクトルを示し、左からNS成分、EW成分、UD成分に対応している。また、同図中下段が函館港の地表(Hakodate-F)および地中(Hakodate-FB)の応答スペクトルを示し、左からN03W成分、E03N成分、UD成分に対応している。

同図に示すように、小樽港および室蘭港の応答スペク

表—1.4 観測記録とSMAC EQ記録の最大加速度の比較

観測地点	①補正記録 水平加速度	②補正記録 鉛直加速度	③ SMAC EQ 水平加速度	④ SMAC EQ 鉛直加速度	③/① (水平)	④/② (鉛直)
小樽—G	68.2	24.9	36.8	19.2	0.54	0.77
室蘭—G	217.6	100.0	151.9	70.8	0.70	0.71
函館—F	118.3	61.5	110.9	51.6	0.94	0.84
函館—FB	71.0	45.9	64.6	39.4	0.91	0.86

(加速度の単位は Gal = cm/s²)

表-1.5 速度および変位の最大値

観測地点	最大速度 (cm/s)		最大変位 (cm)	
	水平動	上下動	水平動	上下動
小樽 - G	8.8	4.4	6.6	5.5
室蘭 - G	13.5	5.5	6.6	5.1
函館 - F	32.5	12.4	15.5	5.2
函館 - FB	16.4	10.0	12.3	5.5

トルでは、水平動で周期0.1秒前後、上下動で周期0.3秒前後に応答のピークがあり、スペクトルの形状としては短周期成分の割合が比較的大きいものとなっている。それに対し函館港の記録では、地表・地中ともに、水平動で0.2~0.5秒、上下動で1~2秒に応答のピークがあり、小樽港および室蘭港に比較して長周期成分の割合が多くなっている。仮に、周期1秒で減衰定数5%の構造物を考えた場合、小樽港および室蘭港では、加速度比がそれぞれ約0.8および約0.5となっており、加速度比が1.0以下であることから、構造物には地盤加速度以上の加速度は作用しない。それに対し函館港では、地表での加速度比が約2.5 (E03N成分) であることから、構造物には地盤加速度の2.5倍程度の加速度が加わることになり、周期1秒前後もしくはそれ以上の構造物に対しては、函館港の方が小樽港および室蘭港よりも加速度応答が非常に大きなものになる。

上記3港で得られた応答スペクトルを直接比較するた

めに、小樽港および室蘭港の各応答スペクトルに対する函館港（地表・地中）で得られた応答スペクトルの比を図-1.18に示す。同図中では、上段が函館港の地表の結果 (Hakodate-F/Otaru-GおよびHakodate-F/Muroran-G)、下段が地中の結果 (Hakodate-FB/Otaru-GおよびHakodate-FB/Muroran-G) であり、それぞれ3成分の結果を示している。同図の上段に示すように、函館港の地表の結果では、水平動で周期0.2~0.3秒以上の領域、上下動で周期0.5秒程度以上の領域で、応答スペクトルの比が1.0以上と、小樽港および室蘭港で得られた応答スペクトルよりも大きくなっている。特に、周期1秒以上の領域では、小樽港の応答スペクトルに対しては5~10倍程度、室蘭港の応答スペクトルに対しては10~30倍程度の応答となっており、この周期数帯域での応答の違いが明瞭となっている。同図中下段の函館港の地中の記録においても同じような結果となっている。

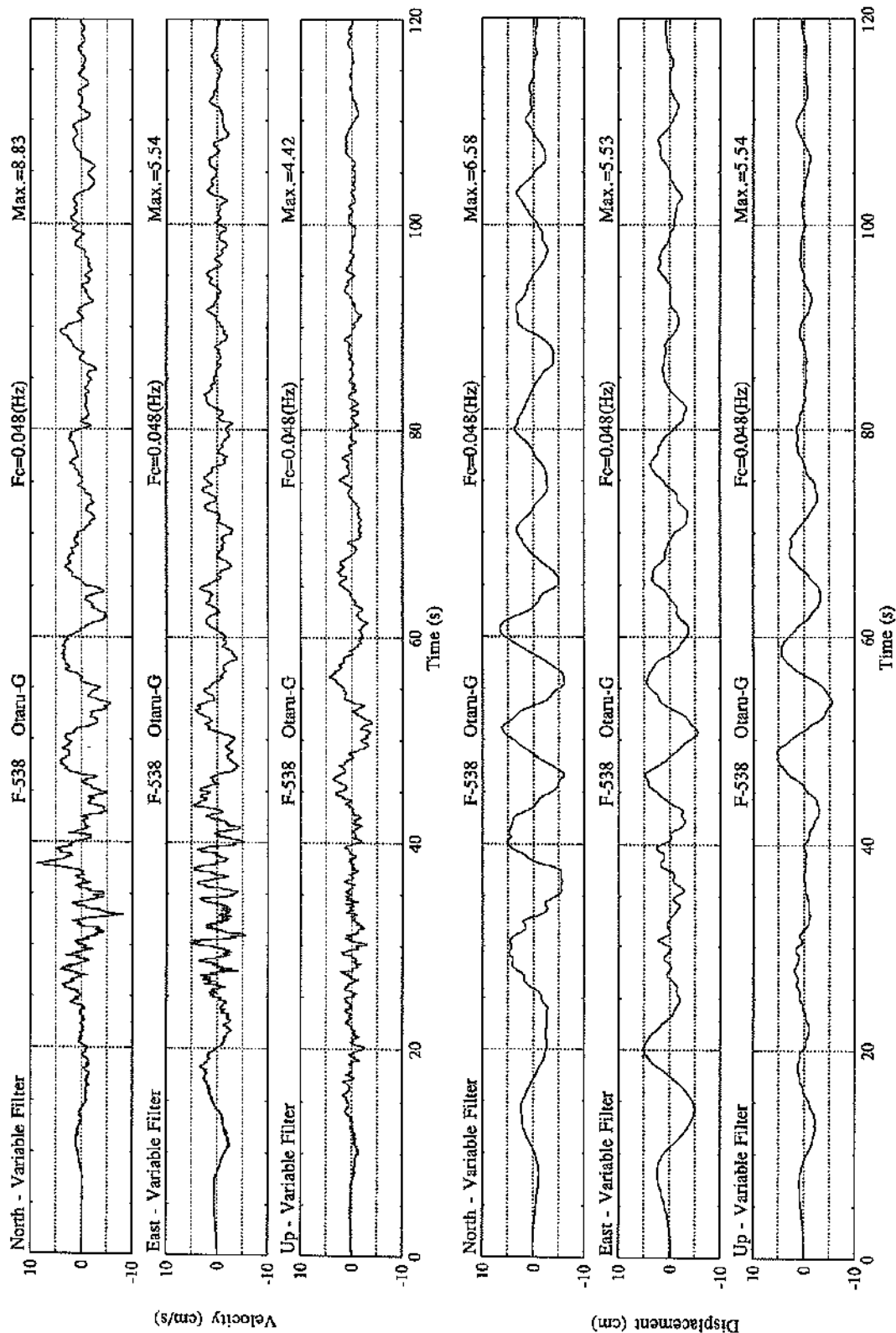
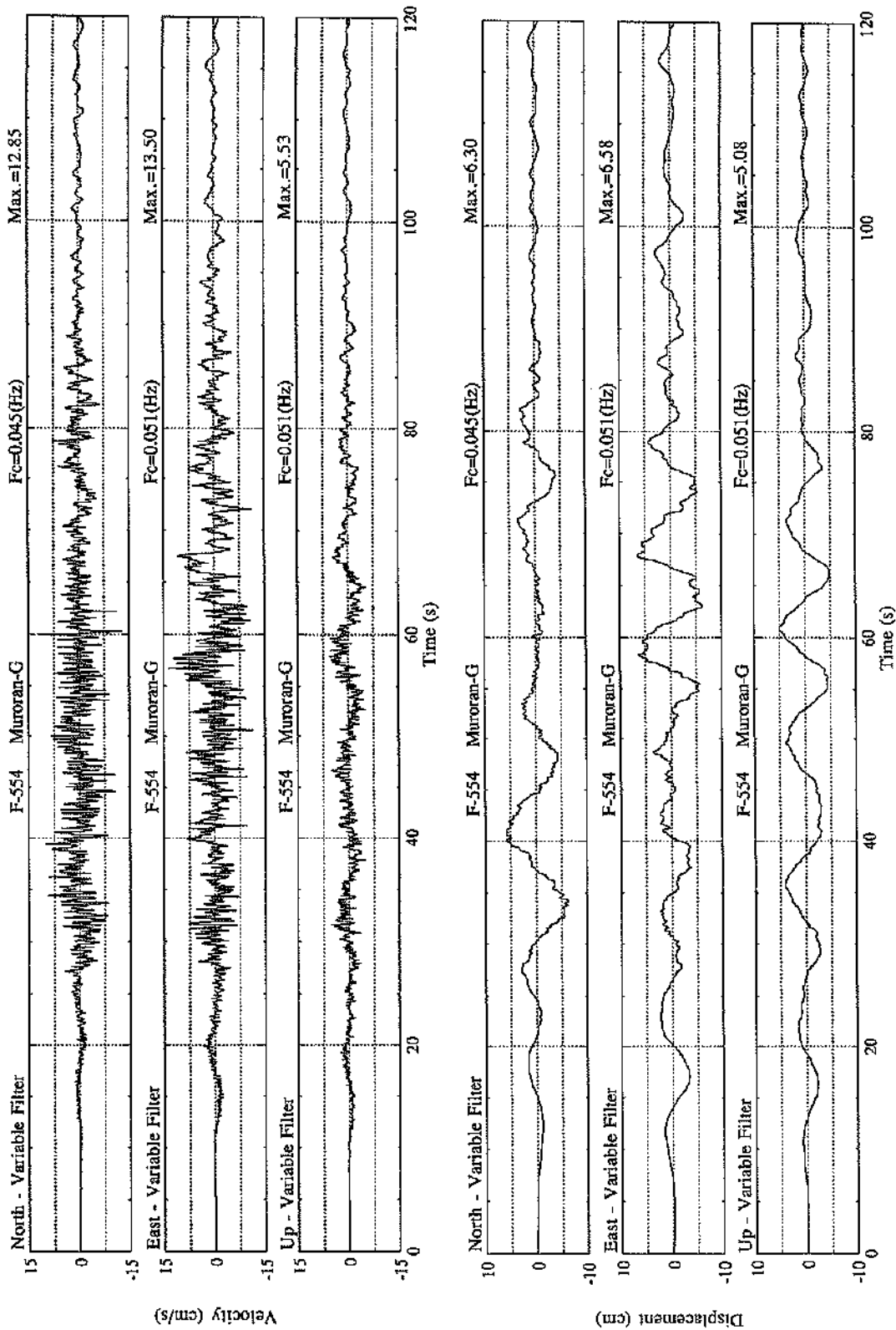


図-1.13 小樽港（地表）における速度および変位波形（上段3成分：速度、下段3成分：変位）



圖一.L.14 室蘭港 (地表) における速度および変位波形 (上段 3 成分: 速度、下段 3 成分: 変位)

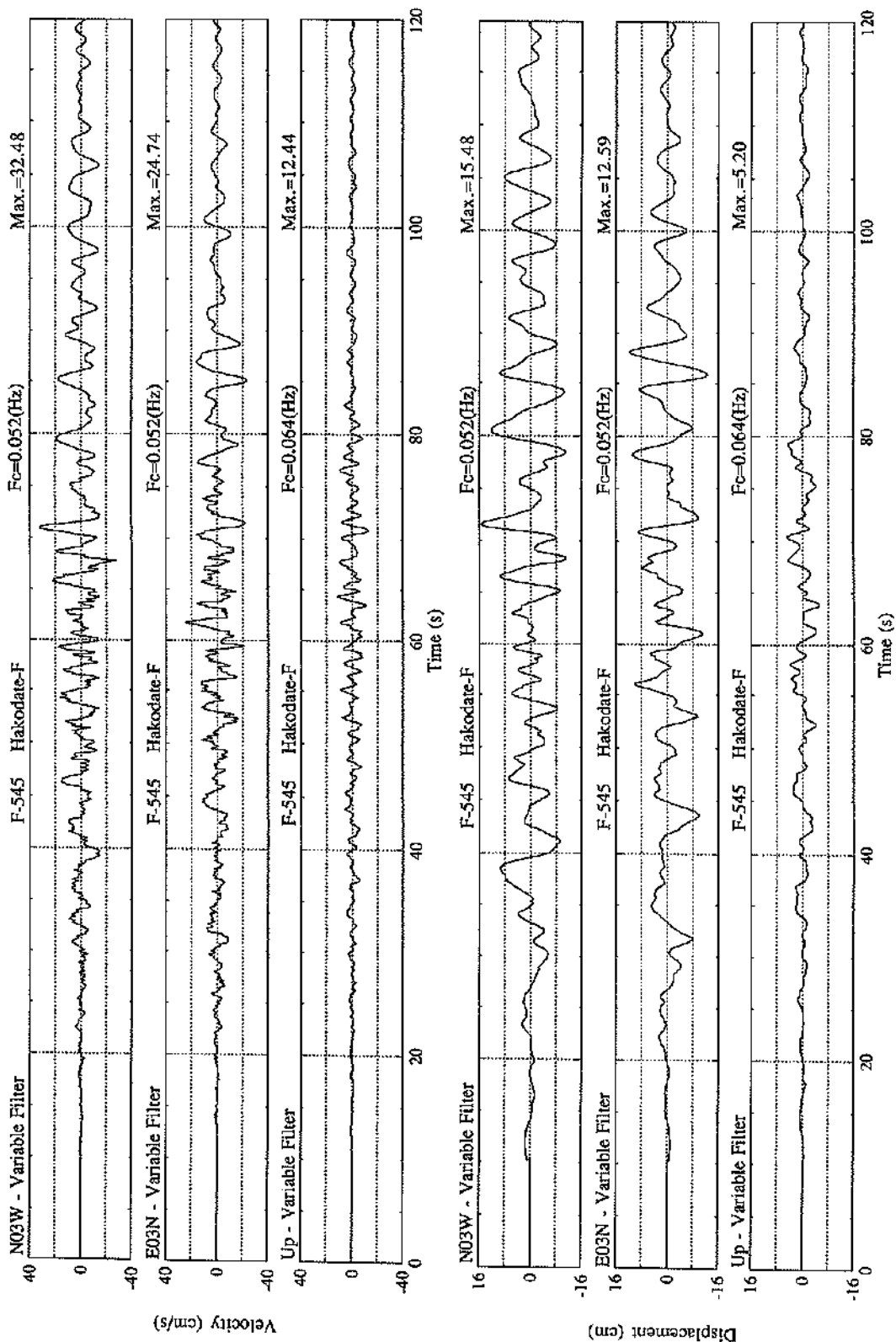
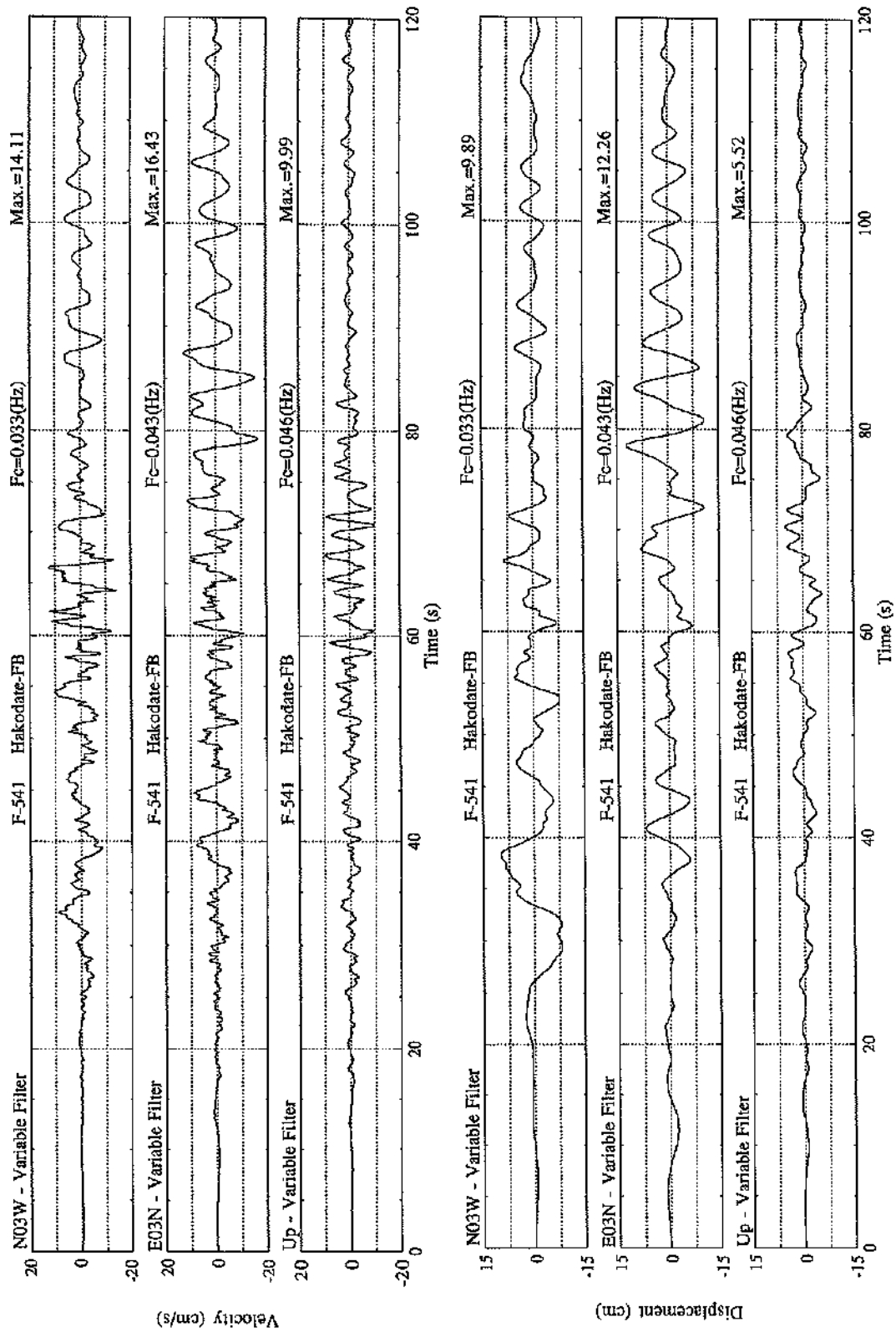
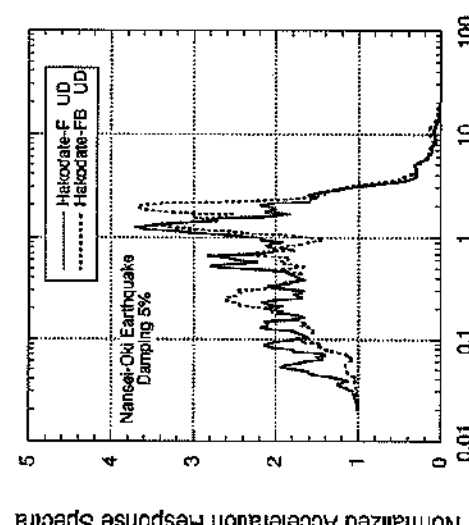
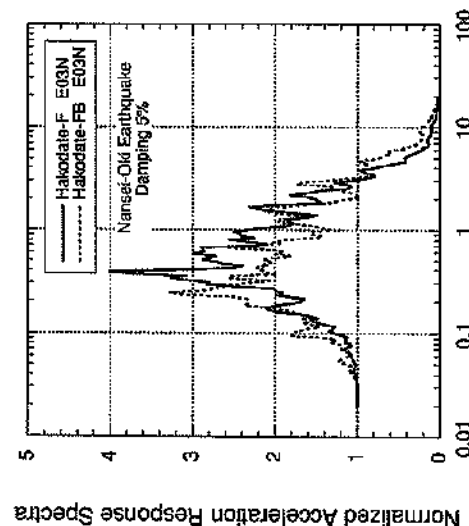
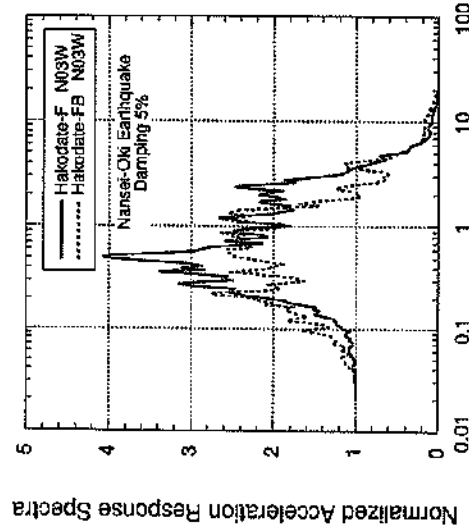
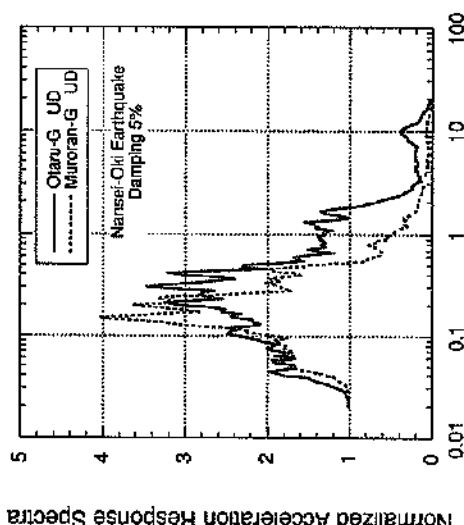
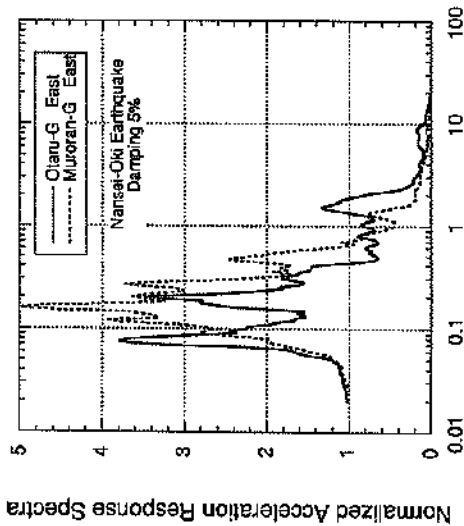
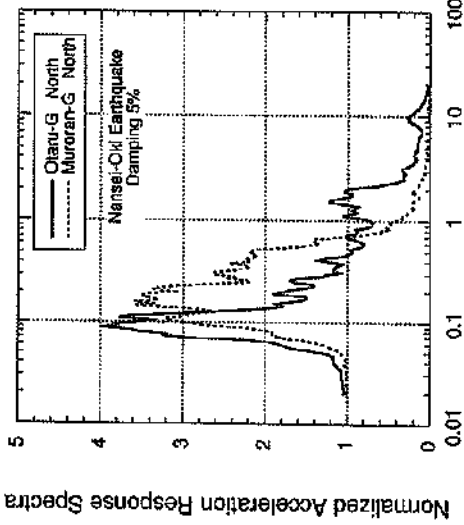


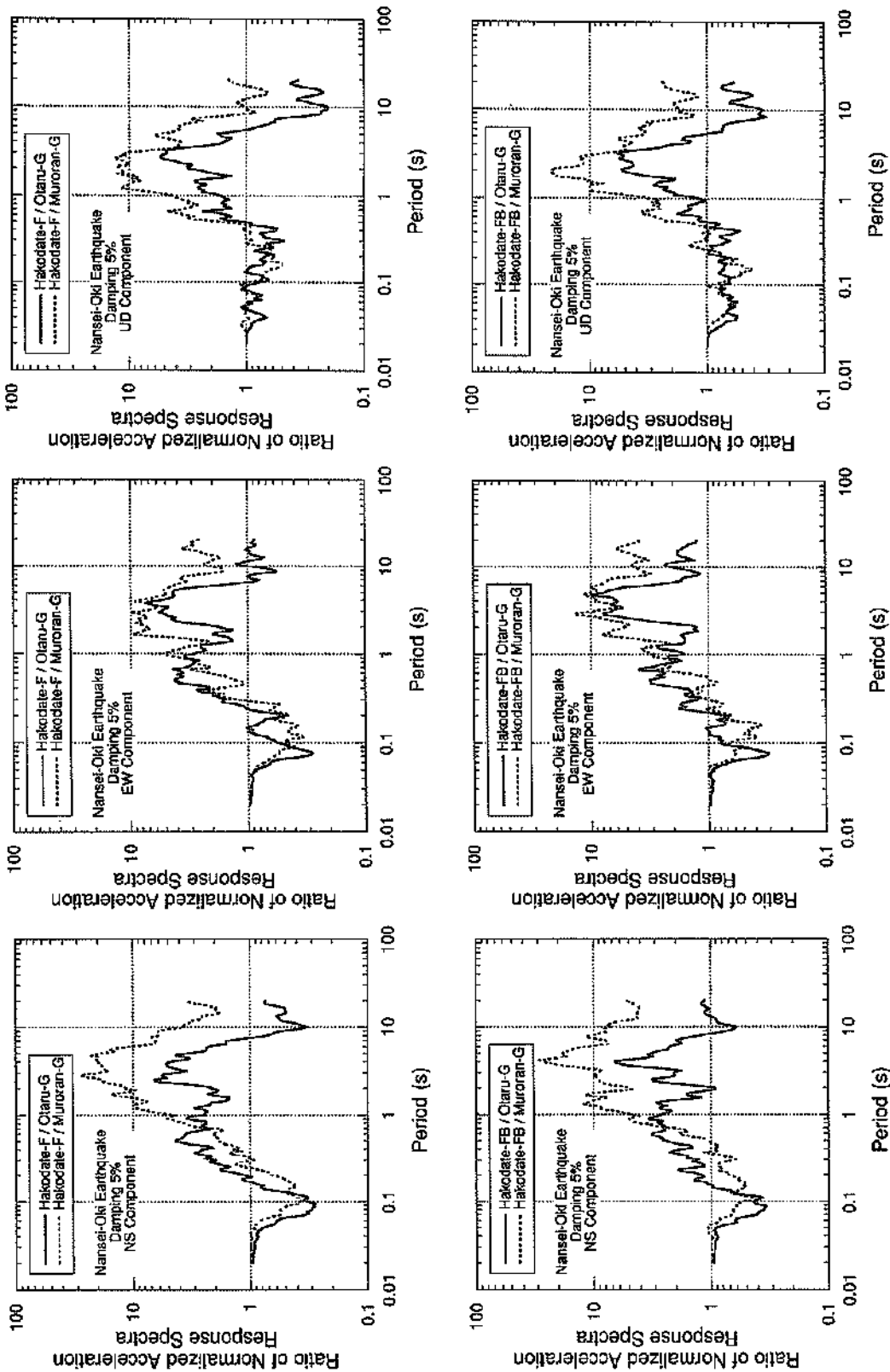
図-1.15 函館港 (地表) における速度および変位波形 (上段3成分: 速度、下段3成分: 変位)



図一1.16 面航港 (地中: GL=201m) における速度および変位波形 (上段3成分: 速度、下段3成分: 変位)



図一1.17 応答スペクトル (小樽港、室蘭港、函館港 (地表・地中))



図一1.18 応答スペクトルの比 (小樽港、室蘭港、函館港 (地表・地中))

1.3 最大加速度の距離減衰

今回の地震で観測された各港の最大加速度と震央距離および震源距離の関係を図-1.19～図-1.20に示す。同図中にプロットされている最大加速度値は、表-1.3に示した補正記録およびSMAC EQ記録の最大値であり、各観測地点の地盤条件等による影響は考慮していない。また、ここで言う震央距離および震源距離は、表-1.1に示す地震諸元から求められたものであり、1.1で触れた北側の断層の破壊開始点からの距離である。したがって、各観測記録に最大値をもたらしている南側の主破壊域からの距離とは多少異なるものである。

既往の港湾地域強震観測結果の回帰分析による水平最大加速度の距離減衰関係としては、以下の関係が得られている⁷⁾。

$$\log a = 0.552M - 1.965 \log(\Delta + 30) + 2.103 \quad \dots\dots(1)$$

$$\log a = 0.559M - 2.057 \log X + 2.187 \quad \dots\dots(2)$$

$$\log a = 0.490M - \log X - 0.00173X + 0.634 \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 a : 水平最大加速度 (Gal = cm/s²)
 M : 気象庁マグニチュード
 Δ : 震央距離 (km)
 X : 震源距離 (km)

これらの回帰式は、種々の強震計による最大加速度を基にして得られたものである。また、使用した記録の震央距離としては概ね50km以上となっている。今回の地震で得られた記録については、震央距離が全て150km以上と比較的遠方で観測されたものであり、既往の観測範囲と合致するため、上記3種類の距離減衰式は全て比較の対象となる。そこで、式(1)～(3)を対象として、今回の地震の気象庁マグニチュード7.8の条件のもとに、最大加速度と距離減衰式との比較を同図中に試みた。同図より、観測結果の距離減衰関係は上記提案式よりもその勾配が大きく、最大加速度値としては200km前後を境に、それ

より近いところでは観測値の方が大きく、遠いところでは提案式の方が大きな値となっている。ただし、このような距離減衰の地域性については、これまでの検討結果と整合するものであり、日本海側における距離減衰が太平洋側よりも大きい傾向が見られている⁷⁾。尚、上記提案式で示した距離減衰関係は、主にプレート境界のサブダクションゾーンで発生した地震の記録から導かれたものである。このため、欧米などの地震から得られる距離減衰関係とは異なるが、その勾配については、日本と欧米とにおいて差は少ないと報告されている⁸⁾。

参考文献

- 1) 気象庁地震火山部：1993年7月地震火山月報，1994年。
- 2) 中西一郎・菊地正幸：平成5年（1993年）北海道南西沖地震特集～1.1地震の特徴，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 3) 松永康男・桜井博孝・森田年一・井合 進：港湾地域強震観測年報（1992&1993），港湾技研資料，No.776，1994年6月。
- 4) 松永康男・桜井博孝・森田年一・井合 進：1993年北海道南西沖地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.778，1994年6月。
- 5) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子：1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.80，1969年6月。
- 6) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，1975年12月。
- 7) 井合 進・倉田栄一・向井 健：地震最大加速度の距離減衰，港湾技研資料，No.724，1992年3月。
- 8) Susumu IAI, et al.: Comparison of Attenuation Relations and Response Spectra for Various Regions in the World, International Workshop on Strong Motion Data, Vol.1, December 1993.

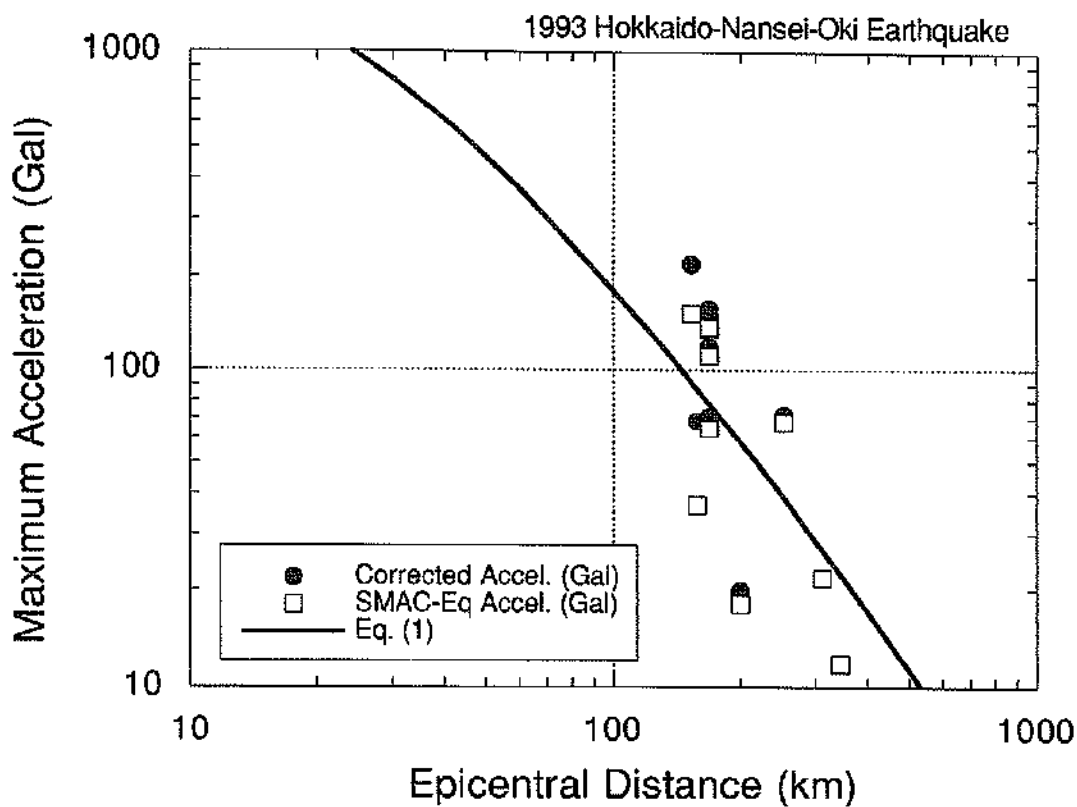


図-1.19 震央距離に対する最大加速度と距離減衰式(1)との比較

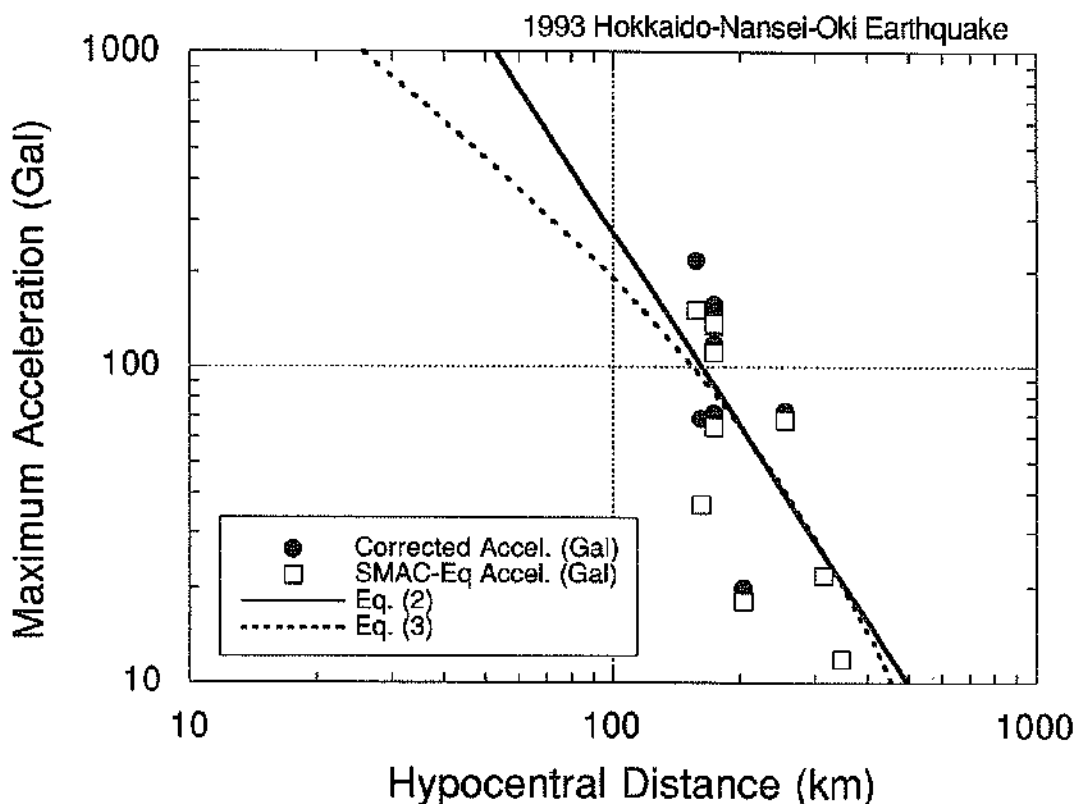


図-1.20 震源距離に対する最大加速度と距離減衰式(2)、(3)との比較

2. 被害の概要

2.1 一般被害

1993年7月12日22時17分12秒、北海道南西沖を震源域とする気象庁マグニチュード7.8の地震(1993年北海道南西沖地震)が発生した。本地震による一般被害の概要は表-2.1.1に示す通りである。同表に示す通り、本地震による人的被害は、死者202名、行方不明者28名、重軽傷者323名と非常に多く、近年の地震被害の中では最も大きな被害となった。これら人的被害の多くは、地震によって引き起こされた大津波によるものである。

北海道では、同年1月15日20時06分07秒に、東岸の釧路沖で気象庁マグニチュード7.8の1993年釧路沖地震が発生し、多くの被害を出したばかりであった。しかしながら、釧路沖地震では、地震の規模は大きかったにも関わらず、死者は2名(内、ガス中毒1名)と人的被害としては比較的小さいものであった³⁾。津波の発生の有無が人的被害の大小に大きく関係していると思われるが、今回の地震と釧路沖地震では、地震のマグニチュードは同じであったにも関わらず、人的被害には非常に大きな差が生じた。また、近年の地震津波による被害としては、

1983年日本海中部地震(マグニチュード7.7)による死者104名が挙げられるが⁴⁾、それと比較しても今回の地震による人的被害ははるかに大きくなっている。

以下には、1993年北海道南西沖地震による一般被害として、住宅、道路、河川、鉄道およびライフライン関係の各施設の被害ならびに津波・火災被害についての概要を報告する。尚、港湾・漁港・空港施設の被害については、2.2でその概要を報告する。

住宅の被害は表-2.1.1に示す通り、全壊601棟616世帯、半壊408棟416世帯、一部損壊5490棟6190世帯、住宅以外の建物の被害767棟と報告されている⁵⁾。これら住宅被害の原因および形態は以下のように分類される⁶⁾。

- ・津波による建築物の倒壊、流失
- ・砂質地盤ならびにレキ、火山灰を含んだ地盤の液状化による建築物の不同沈下
- ・地震動による集合煙突の倒壊、損傷
- ・地震動による外壁の落下・損傷
- ・地滑り、崖崩れ等の斜面崩壊による建築物の倒壊
- ・火災による建築物の消失

特に、奥尻町の宿泊施設(洋々荘)および隣接していたレストラン等では、大規模な斜面崩壊により建物が壊滅し、一瞬の内に29名(町内者6名、町外者23名)もの犠牲者が出た。地域別にこれらの被害状況を見ると、震

表-2.1.1 1993年北海道南西沖地震による一般被害の概要

人的被害	死者 : 202名 (1994年6月 行方不明者 : 28名 20日消防庁 重軽傷者 : 323名 発表による)	漁 港	41漁港(内、直轄災3、補助災38)
住 宅	全 壊 : 601棟(616世帯) 半 壊 : 408棟(416世帯) 一部損壊 : 5490棟(6190世帯) 住宅以外の建物の被害 : 767棟	上 水 道	22町村41施設 930箇所 (断水戸数 17861戸) 7月26日までに全面復旧
道 路	国道 : 7路線88箇所(開発局管内) 道道・市町村道 : 291箇所	下 水 道	3市5町1流域下水道
河 川	224箇所(延長29km)	通信施設	奥尻島で壊滅、渡島半島で2区間 7月24日までに全面復旧
鉄 道	100箇所以上、7月18日までに全線復旧	電力施設	停電 26700戸(ピーク時で 33055戸) 7月16日までに全戸復旧
港 湾	8港(内、直轄災5港、補助災6港)	ガス施設	74箇所(長万部町) 1454戸でガス止まる 7月26日までに全面復旧

源域に面した日本海側では、津波による被害が甚大であり、島牧村、瀬棚町、北檜山町、大成町では、海岸沿いに立ち並ぶ住宅が全壊するなど大きな被害を受けた。これに対し、震源域の反対側に位置する太平洋側では、津波の被害は見られなかったが、地盤の液状化や地盤に亀裂が発生するなどの被害が見られた。特に、渡島半島内浦湾沿いの海岸平野に位置する八雲町、長万部町では著しい被害が見られた。

道路施設の被害は、北海道南西部の広い範囲で発生し、被害の総額は約70億円と言われている⁹⁾。被災箇所は、北海道開発局管内の国道で7路線88箇所、道道および市町村道で291箇所となっている。被害の形態としては、斜面崩壊、津波による路面冠水、盛土崩壊、液状化による路面陥没、PC橋脚の被害等がある。主な被害としては、国道5号線長万部町知来における盛土崩壊、国道229号線島牧村持田にある第2白糸トンネルの覆道部分の崩落、奥尻島の背苗地区から米岡に至る道路での千畳坂覆道（スノーシェッド）の崩壊等がある。また、橋梁の被害としては、町道基栄橋通線の基栄橋で6基中3基の橋脚の脱落し位置で中～大規模の被害が発生し、その他にも同種の被害が2橋で発生した⁹⁾。これら道路施設の被害により、地震発生後の深夜には、津波による路面冠水で日本海側の国道229号線および227号線で通行止め区間があり、翌日正午には、国道2路線2区間、道道19路線21区間が通行止めになった⁹⁾。

河川施設の被害は224箇所が発生し、延長約29kmに及んだ⁹⁾。全ての河川において、主に下流部周辺で被災を受けた。河川施設の構造物では、堤防の被災箇所数が最も多く、その被害は109箇所、延長約22kmに及んだ。被災形態としては、天端及びのり面に縦断的に亀裂が生じ、堤防の一部が沈下したものの、堤防形状が原型を止めないもの等に分類される。護岸の被害は103箇所、延長約17kmに及び、そのほとんどが築堤の崩壊と共に生じたものである。護岸のみの被災としては、コンクリートブロック張り護岸において護岸自体がすべるように崩壊したものが見られた。樋門、樋管およびその他の構造物では、17箇所被害が発生し、樋門、樋管の函渠上部の堤防の横断亀裂や、本体の目地に開きが生じるといった被害があった。

鉄道施設の被害は、北海道南西部を中心に100箇所を越える地点で線路設備の被害があり^{7,9)}、通り狂い、路盤沈下・崩壊・亀裂、橋台裏沈下、線路内陥没、道床沈下、軌道沈下、電柱傾斜、乗降場変状、陥没、バラスト流失、高架橋変状、クラック等の被害が発生した。主な被害としては、函館本線：渡島大野～仁山間の盛土崩壊、函館

本線：二股～蔵岱間の盛土崩壊、津軽海峡線：知内～木古内間の高架橋破損などがある。これらの被害は、7月18日までに全線復旧した。

上水道施設の被害状況としては、8月16日時点の報告で、断水発生が22町村41施設、断水戸数が17861戸、被害箇所が930箇所となっている^{14,19)}。被害の内容は、ほとんどが給配水管の継手の抜け・ねじれなどによる損壊であるが、石綿管等を用いている箇所では管自体の破壊が生じている。他にも取水施設、浄水施設が各1箇所被害が発生している。また、濁水被害が所々にあり、震央から遠く離れた岩見沢市や夕張市でも濁水の発生が報告されている。被害の大半は地震発生後1～2日で復旧されているが、奥尻町、瀬棚町、北檜山町、今金町、長万部町などでは、復旧までに5～10日以上を要している。これらの被害は7月26日までに全て復旧している。

下水道施設の被害は、3市5町および1流域下水道に及んだ¹⁴⁾。その内訳は、登別市、伊達市、函館市、長万部町、八雲町、七飯町、大野町、上磯町および函館湾流域下水道（大野町、上磯町、函館市内分）である。これらの地域の被害としては、下水道管渠の変形・破損や、主に液状化によるものと思われるマンホールの浮き上がり等が多い。

通信施設の被害としては、最も被害の大きかった奥尻島で、津波と崖崩れにより奥尻～背苗間で光ケーブルが全断する等、島内で壊滅的な被害を受けたが、7月16日に光ケーブルが応急復旧するなどして、7月24日までに島内が全面復旧した¹⁴⁾。渡島半島では、国道5号線の長万部～蘭越間の盛土崩壊による函館～小樽間の同軸ケーブルの被害、知来跨線橋等で管路継手部の離脱、旧大野街道の函館～森間の同軸ケーブルの被害等により通信に異常をきたした¹⁴⁾。また、地盤の液状化により、電柱の傾斜・沈下、マンホールの浮上等の被害が多数発生した。ただし、これらの被害による通信異常は翌13日に復旧した。

電力施設では、地震直後、渡島半島を中心に約26700戸が停電（消防庁発表ではピーク時で33055戸が停電¹⁴⁾）したが、6時間後の7月13日の午前には24600戸が復旧した¹⁴⁾。残りの2100戸の内、1700戸は奥尻町（全戸数2300戸の74%）が占め、400戸は北海道本島において道路崩壊等で復旧が遅れたが、7月16日には全戸復旧した。また、発電所においては、奥尻町ホヤ石川発電所が津波で冠水し、その他3発電所で漏油、一部破損等が発生した。送電線の被害では、がい子折損が3本、鉄塔の傾斜・変位等が17基あった。変電所では、5変電所でがい子折損、漏油、配電線折損、傾斜、消失など多数の被害を生じて

いる。中でも配電線の被害が多く、そのほとんどが奥尻島の被害である。

ガス施設では、北海道南西部で公共のガス施設が設けられているのは、函館市と長万部町の2市町であった。この内、函館市ではほとんど被害が発生しなかったが、長万部町ではガス管の継ぎ手の離脱やねじれによる被害が74箇所が発生し、1454戸でガスが止まった¹⁴⁾。ただし、管の継ぎ手を溶接している部分では、曲がりが生じても切断されることはなかった。これら被害の復旧は7月19日までに95%、同26日までに100%となった。

津波被害では、奥尻島などでは津波警報が間に合わないほど早く津波が来襲したが、10年前(1983年5月26日)の日本海中部地震の記憶が強く残っていたためか、「地震すなわち津波」という対応が多くの人命を救った¹⁵⁾。それにも関わらず200名近い人が津波の犠牲になったということは、あらためて津波の恐ろしさを物語るものであった。また、火災の被害を受けたのは、奥尻町青苗地区の青苗漁港に面した東側の海岸側を南北に走る市街地で、奥尻町広域消防青苗署の集計によると、焼損範囲の面積は5.1ha、焼損建物延床面積は19005m²と報告されている。焼損建物の内容は、住宅108、物置・車庫69、店舗10、寺社2、診療所1(消防庁発表では192棟¹¹⁾)となっ

ている¹⁵⁾。このような火災の原因は、津波によって防火・消防活動が阻害されたことも原因と思われるが、地震による火災被害(市街地火災)を再認識させるものであった。

以上に示したのが、北海道南西沖地震による土木・建築・ライフライン関係の施設を中心とした被害の概況である。今回の地震による被害の特徴としては、奥尻島を中心として大津波によって多数の犠牲者ならびに被害が出たこと、奥尻島青苗地区で市街地火災による家屋の焼失が広い範囲で発生したことが挙げられる。また、北海道南西部の広い範囲でシルト分の多い地盤の液状化が発生し、構造物に大きな被害をもたらしたことも特徴的なことである。

2.2 港湾・漁港・空港施設の被害

今回の地震により、港湾施設としては、奥尻港、岩内港、瀬棚港、江差港、松前港、函館港、森港、苫小牧港の8港で被害が発生した。これら被害の発生した各港の位置を図-2.2.1に示す。上記8港の内、直轄災害として査定された被災港は、奥尻港、岩内港、瀬棚港、函館港、森港の5港であり、補助災害として査定された被災港は、奥尻港、岩内港、瀬棚港、江差港、函館港、苫小牧港の6港であった。松前港については被害が軽微であったた

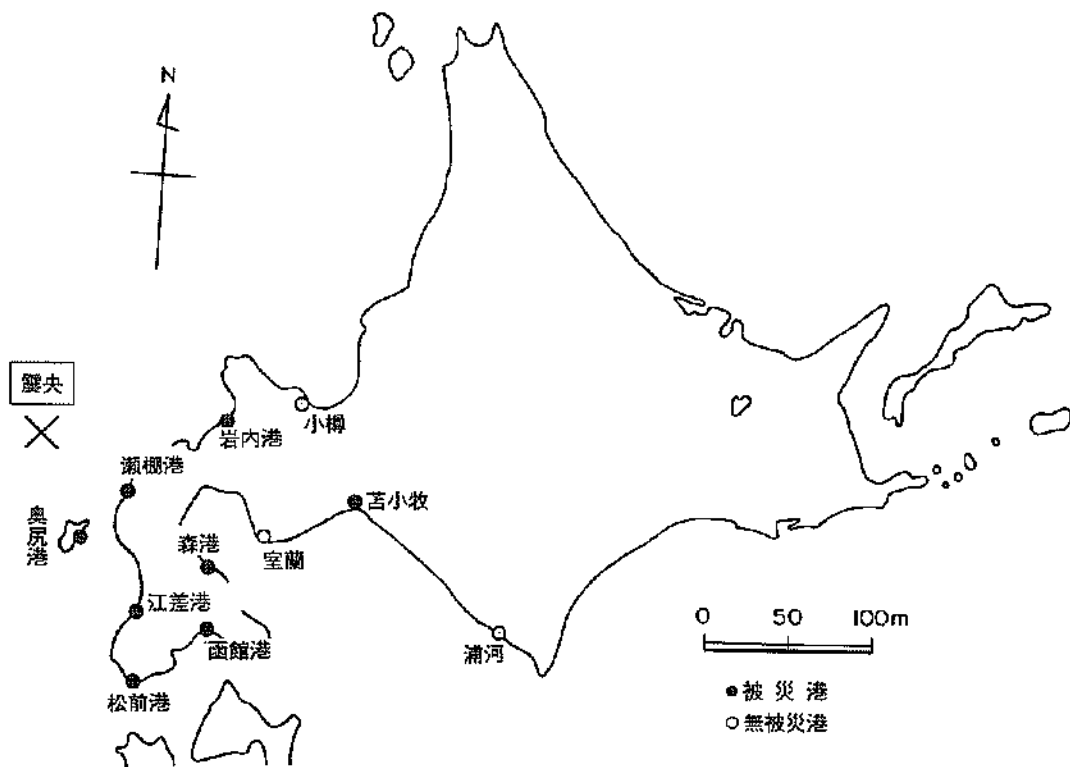


図-2.2.1 被災した港湾

め災害査定はされなかった。これらの災害復旧費（決定工事費）は表—2.2.1に示す通りであり、総額で約129億7175万円（直轄災害復旧費：約117億8593万円，補助災害復旧費：約11億8580万円）となった。これらの被害および復旧の概要は表—2.2.2にまとめて示す通りである。ただし、函館港では民間施設（例えば、弁天地区）においても大きな被害が発生したが、これらの被害は表—2.2.1および表—2.2.2中には含まれていない。

表—2.2.2に示す通り、各港で発生した被害施設数は、奥尻港で30施設，岩内港で2施設，瀬棚港で7施設，江差港で4施設，松前港で1施設，函館港で10施設，森港で13施設，苫小牧港で4施設となっている。これらの港では、地震動および液状化による岸壁・護岸の被災，あるいは津波による防波堤の被災や港内の水域に漁船や自動車等の沈没・堆積が発生し，船舶が直ちに利用できる状態ではなかった。特に，奥尻港では地震および津波による被害が甚大となり，奥尻島への物資輸送の連絡航路が確保されなかったが，各港の緊急復旧の結果，7月15日に瀬棚航路が，翌16日に江差航路が確保された。

地域毎の被害形態を見ると，震源域に面している日本海側の奥尻港や瀬棚港では，地震動および液状化による岸壁，護岸の被害だけでなく，津波によって防波堤等にも甚大な被害が及んだ。これに対し，震源域とは渡島半島を挟んで反対側の函館港や森港では，地盤の液状化による被害が大きくなっている。特に，函館港においては，

強震観測結果による地表での最大加速度が120Gal程度と比較的小さかったにも関わらず，シルト分の多い地盤の液状化が広い範囲で発生し構造物に大きな被害をもたらした。

本報告では，これら被害を受けた港の中から，特に被害の大きかった奥尻港，函館港，森港の3港を3.にとり上げ，その被害について詳細に報告する。尚，奥尻港，函館港，森港における，各施設の構造および被害に関する総括を，表—3.1.1，表—3.2.1，表—3.3.1に詳細に示す。また，港湾施設の機能制限については，5.に示す通りである。

漁港施設に関しては，今回の地震により北海道南西部の41漁港（直轄災害：3漁港，補助災害：38漁港）91施設で被害が発生し，その災害復旧費は90億3000万円（直轄災害復旧費：70億8000万円，補助災害復旧費：19億5000万円）となった。被害を受けた各漁港の位置を図—2.2.2に示す。

本報告では，これら被害を受けた漁港の中から，被害の比較的大きかった背苗漁港，須築漁港，長万部漁港，上磯漁港の4漁港を4.にとり上げ，その被害について詳細に報告する。尚，各漁港における施設の構造および被害に関する総括は，表—4.1.1，表—4.2.1，表—4.3.1，表—4.4.1に示されている。

空港施設としては，震源域内の奥尻島南部に奥尻空港があった。地震後，沿走路に一部ひび割れが発生したた

表—2.2.1 1993年北海道南西沖地震による港湾施設の災害復旧費（決定工事費）

単位（千円）

港 湾 名	直 轄 災 害 復 旧 費	補 助 災 害 復 旧 費	計
奥 尻 港	8,432,794	17,307	8,450,101
函 館 港	1,024,666	835,194	1,859,860
森 港	1,332,472	0	1,332,472
瀬 棚 港	841,247	82,643	998,890
岩 内 港	154,751	175,851	330,602
江 差 港	0	20,261	20,261
苫 小 牧 港	0	54,547	54,547
計	11,785,930	1,185,803	12,971,753

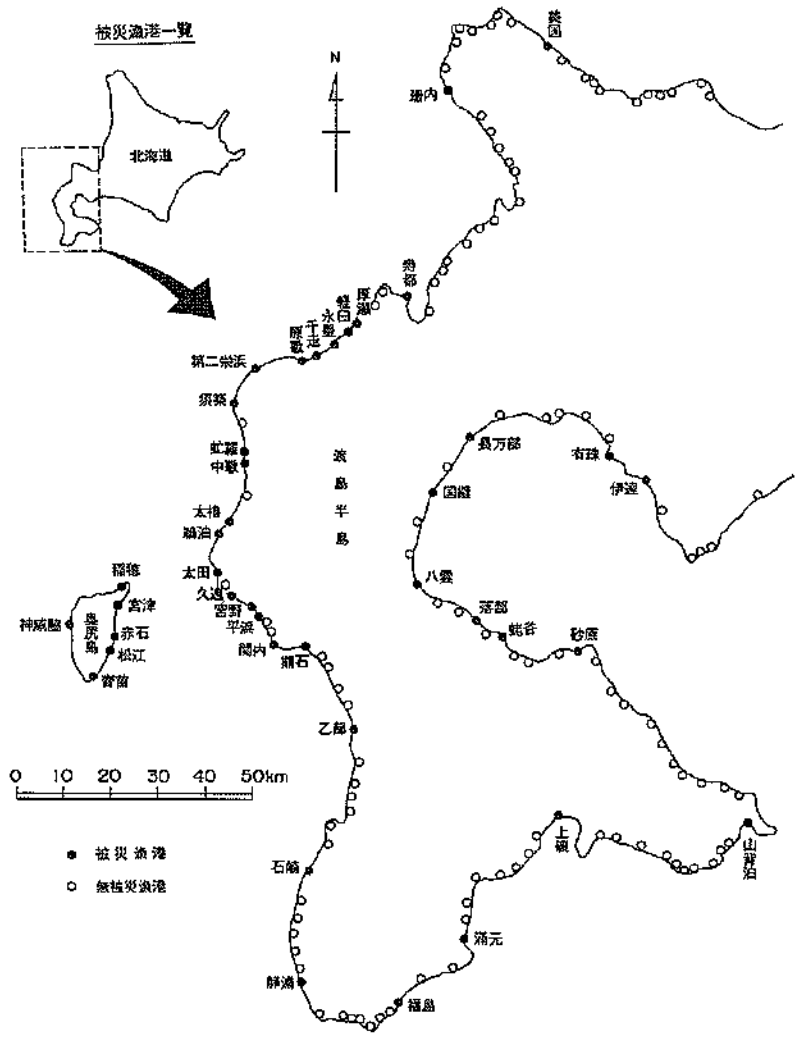


図-2.2.2 被災した漁港

表一2.2.2 1993年北海道西沖地震による港湾施設被害概要

港名	施設名	被害延床(m ²)	被害概要	復旧概要
奥尻港 (30施設)	北防波堤	320.0	ケーソンの滑動、転倒、基礎砕石、根固ブロック散乱等破壊状態	ケーソン製作据付、ケーソン浮上再据付、水中コンクリート等
	護岸(防波) (北)	80.1	本体工、根固工、基礎工の流失、散乱等破壊状態	現場撤去重方式(水中コンクリート) 温成復旧
	東外防波堤	548.7	ケーソン沈没、基礎砕石、根固ブロック散乱	ケーソン製作据付、上部工、胸壁原形復旧
	東防波堤	774.5	ケーソン沈没、消波ブロック沈下、上部工、胸壁亀裂	ケーソン製作据付、消波ブロック、上部工、胸壁の原形復旧
	南防波堤	83.3	本体工、消波ブロック沈下、上部工、胸壁沈下	本体工、消波ブロック、上部工、胸壁原形復旧
	埠頭東外防波堤	140.9	法線傾斜、移動、エプロン沈下等破壊状態	現場撤去重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧
	埠頭東内防波堤	159.3	法線傾斜、移動、エプロン沈下等破壊状態	現場撤去重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧
	埠頭東岸	14.2	上部工の沈下、亀裂、法線傾斜	胸壁部、上部工取壊し原形復旧
	東通路	1463.4 m ²	胸壁部沈下、破壊、堰体沈下、前覆、胸壁倒壊等破壊状態	胸壁部、胸壁取壊し、現場撤去重方式(水中コンクリート)、直立堤原形復旧
	中央防波堤	141.8	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂	胸壁部、上部工取壊し原形復旧
	西防波堤	123.7	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂	現場撤去重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧
	中央防波堤	264.4 m ²	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂、崩壊	胸壁部取壊し原形復旧
	西防波堤	140.9 m ²	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂	胸壁部取壊し原形復旧
	埠頭北防波堤	100.9	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂	現場撤去重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧
	埠頭南防波堤	79.9	法線傾斜、移動、エプロン沈下、亀裂	胸壁部、上部工取壊し、取付先端部撤去、重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧
	西防波堤	1492.0 m ²	胸壁部沈下、亀裂、露出	胸壁部取壊し原形復旧
	北防波堤	65.6	ケーソン沈下、亀裂	ケーソン取壊し原形復旧
	岸壁(-5.0m)	134.5	ケーソン沈下、亀裂	ケーソン取壊し原形復旧
	岸壁取付先端部	78.3	ケーソン沈下、亀裂	ケーソン取壊し原形復旧
	北防波堤	75.0	本体倒壊、水没、法線前面傾斜、移動、エプロン亀裂、沈下	現場撤去前出重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧、液状化防止対策
北防波堤	2805.6 m ²	胸壁部沈没、沈下、亀裂、排水工破壊	現場撤去重方式(水中コンクリート) 直立堤原形復旧	
当内港 (2施設)	北防波堤	2090.0 m ²	胸壁部沈下、亀裂	胸壁部取壊し原形復旧
	北防波堤	3208.0 m ²	土砂埋没	胸壁部取壊し原形復旧
	北防波堤	30.3	法線前面移動、上部工亀裂	上部工取壊し原形復旧
	岸壁(-6.0m)	110.0	法線前面傾斜、移動、エプロン亀裂、沈下、崩き	上部工取壊し原形復旧
	岸壁(-6.0m) 取付道路	1130.6 m ²	胸壁部沈下、亀裂、排水工沈下	胸壁部、排水工取壊し原形復旧
	岸壁(-6.5m)	185.1	法線前面傾斜、移動、エプロン亀裂、沈下、崩き	上部工取壊し原形復旧
	岸壁(-6.5m)	1005.6 m ²	法線前面傾斜、移動、エプロン沈下、道筋壁目地閉き	胸壁部、排水工取壊し原形復旧、建路築造原形復旧
	岸壁(-4.5m)	120.1	法線前面傾斜、移動、エプロン亀裂、沈下、破損、飛散	上部工取壊し原形復旧
	岸壁(-6.5m)	20.2	法線前面傾斜、上部工沈下、ケーソン水没	水没したケーソンは引き上げ、基礎工整形後再据付、上部工は原形復旧
	岸壁(-8.0m)	265.6	エプロン沈下、破損、法線ふくらみ、防衝工基礎工亀裂、破散	胸壁部取壊し、基礎工取壊し補修原形復旧
瀬橋港 (7施設)	岸壁(-7.5m)	57.3	エプロン沈下、破散	胸壁部取壊し原形復旧
	東-5.5m岸壁	334.5	法線前面傾斜、エプロン目地閉き、亀裂、沈下	土部工前出し、胸壁部取壊し原形復旧
	取付先端部	27.5	法線前面傾斜、目地閉き土砂流出	目地処理、上部工、胸壁部取壊し原形復旧
	東-4.0m防波堤	169.7	法線前面傾斜、目地閉き、亀裂	上部工前出し、胸壁部取壊し原形復旧
	北防波堤	10.1	胸壁亀裂	胸壁部取壊し原形復旧(胸壁部、非水溝撤去原形復旧)
	島防波堤	30.0	消波ブロックおよび根固ブロック飛散、破損、砕石汚損等	消波ブロック、根固ブロック、基礎砕石、撤去ブロック原形復旧
	東外防波堤	11.5	砕石流失、撤去ブロック、背後盛石飛散	基礎砕石、撤去ブロック、背後盛石原形復旧
防波堤	208.0	消波ブロックおよび根固ブロック飛散、破損、移動、基礎砕石洗損	基礎砕石、消波ブロック、撤去ブロック原形復旧	

(注) 被災延床は取付面を寸

(続)

表一2.2.2 1993年北海道南西沖地震による港湾施設の被害概要(表一2.2.2 続き)

港名	施設名	被災延長(m)	被害概要	復旧概要	
江 差 港 (4施設)	中央埠頭岸壁(-5.5m)	77.4	エプロンに亀裂	エプロンを打ち直し原形復旧	
	中央埠頭岸壁(-4.5m)	129.8	エプロンに亀裂	エプロンを打ち直し原形復旧	
	北埠頭岸壁(-5.5m)	91.5	エプロンに亀裂	エプロンを打ち直し原形復旧	
	北埠頭船着揚取付護岸	19.5	上部工に亀裂、水叩工沈下	上部工および水叩工を打ち直し原形復旧	
松 前 港	岸壁(-5.5m)	107.0	上部工、エプロンに若干の沈下、開き	隙間を自地材で填充	
函 館 港 (10施設)	大町埠頭護岸	292.5	法線前面崩出し、上部工亀裂	擁工斜杭補強、タイワイヤー締直し等原形復旧	
	登川埠頭岸壁	190.0	法線前面崩出し、上部工に亀裂	擁壁再掘削原形復旧	
	道南埠頭	72.6	法線前面崩出し、エプロンに亀裂、段差、水叩工沈下	タイワイヤー締直し、水叩工取壊し原形復旧	
	北側岸壁取付部	114.4	法線前面崩出し、エプロンに亀裂、段差	擁壁部、上部工取壊し原形復旧	
	北側岸壁	130.2	法線前面崩出し、エプロンに亀裂、段差、直柱沈下	擁壁部取壊し原形復旧	
	5号岸壁	240.2	法線前面崩出し、エプロンに亀裂、段差	擁壁部取壊し原形復旧	
	港町分庫段	282.2	ケーソンの滑動、傾斜、柱線出入り、沈下	ケーソン浮上再掘削、上部工取壊し削出し原形復旧	
	池町保船所	3 基	上記分庫段と法線のスレ	上部工取壊し削出し原形復旧	
	第8防砂堤	342.8	本体の沈下、亀裂、崩壊	天端嵩上げ、原形復旧	
	北側防波堤	202.6	相次ブロック、上部工の沈下	消波ブロック、上部工原形復旧	
	稚 子 港 (13施設)	西-2.5m物揚場	117.7	法線前面崩出し、エプロン沈下、上部工段差、開き等	側壁板直直補強、7mド埋り替え、エプロン等原形復旧
		西防波護岸	120.1	法線移動、堤体傾斜、開き、土砂吸出し	裏埋土梁懸混合処理工法により固結原形復旧
西臨港道路		187.3	沈下、亀裂、段差	擁壁部取壊し原形復旧	
岸壁(中央-5.5m)		88.4	エプロン沈下、上部工段差、開き	擁壁部取壊し原形復旧	
岸壁(-5.5m)		180.7	エプロン沈下、亀裂、段差、エプロン目地段差、開き	擁壁部取壊し原形復旧	
西物揚場		4.0	エプロン目地段差、開き、本体と矢張分庫等	本体工二重矢張9m前出、擁壁部取壊し原形復旧	
東物揚場		80.5	法線前面崩出し	本体工二重矢張9m前出、擁壁部取壊し原形復旧	
中央埠頭-3.5m物揚場		27.7	法線前面崩出し、エプロン沈下、亀裂	本体工二重矢張9m前出、擁壁部取壊し原形復旧	
中央埠頭岸壁(-4.5m)		84.0	エプロン亀裂、沈下、段差、上部工スレ、段差	本体工2.0m前出矢張打込み、控直筋式矢張構造新設	
中央埠頭取付先端部		78.6	矢張各部外れ、ケーソン前倒、毎ブロック空層等	本体工2.0m前出矢張打込み、控直筋式矢張構造新設	
中央埠頭物揚場		82.9	法線前面崩出し、エプロン亀裂、目地段差、矢張亀裂等	控直筋式矢張構造新設	
第1階内物揚場	175.4	法線前面崩出し、上部工亀裂、本体との接合部外れ等	控直筋式矢張構造新設		
第1階内護岸	225.2	上部工と本体開き、上部工亀裂等	裏埋土梁懸混合処理工法により固結原形復旧		
苫 小 牧 港 (4施設)	中央北埠頭1号岸壁(-10m)	187.1	エプロンに沈下、亀裂発生	エプロンを打ち直し原形復旧	
	中央北埠頭2号岸壁(-7.5m)	46.8	エプロンに沈下、亀裂発生	エプロンを打ち直し原形復旧	
	東私埠頭1号岸壁(-7.5m)	34.0	エプロンに沈下、亀裂発生	エプロンを打ち直し原形復旧	
	勇壮埠頭1号岸壁(-12m)	52.2	エプロンに沈下、亀裂発生 (上記1号岸壁と同一施設であるが、地点が50m以上離れている)	エプロンを打ち直し原形復旧	

(注) 被災延長は取付部も含む

め、ヘリポートとしてのみ利用されていたが、応急復旧により7月17日に定期便が再開された。震源域内にあった空港施設としては、非常に軽微な被害に留まっている。

また、今回の地震被害では、地震動による建造物の被害とは別に、津波による被害が多数報告されている。津波による建造物の被害としては、奥尻港防波堤、青苗漁港防波堤、青苗地区の防潮堤等があり、奥尻島の岬南端部の青苗5区の家屋は、西からの津波で跡形もなく破壊された。これら津波による被害については、別報⁶⁾に詳細が報告されている。

参考文献

- 1) 自治省消防庁～北海道南西沖地震災害対策本部：平成5年北海道南西沖地震災害について（確定），平成6年6月20日。
- 2) 例えば，上田 茂 他：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.766，Dec. 1993。
- 3) 例えば，土田 肇 他：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.511，Mar. 1985。
- 4) 若松幹男・紫竹正樹・瀬川秀恭・佐藤謙司：1993年北海道南西沖地震における住宅地およびライフラインの被害，土と基礎，Vol.41，No.11，1993年11月。
- 5) 北川良和・向井昭義・河合直人：北海道南西沖地震特集～4．建築・土木建造物の被害～4.1建築物，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 6) 川島一彦・速上茂樹・中島登・星隈順一：北海道南西沖地震特集～4．建築・土木建造物の被害～4.2道路施設，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 7) 西川純一・高橋光昭・山下彰司：1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害，土と基礎，Vol.41，No.11，1993年11月。
- 8) 松尾修・島津多賀夫：北海道南西沖地震特集～4．建築・土木建造物の被害～4.3河川施設，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 9) 中村豊・高橋光昭・佐藤文俊：北海道南西沖地震特集～4．建築・土木建造物の被害～4.4鉄道施設，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 10) 高田至郎：北海道南西沖地震特集～5．ライフライン施設の被害～5.2上水道，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 11) 大塚久哲・二宮嘉朗：北海道南西沖地震特集～5．ライフライン施設の被害～5.3下水道，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 12) 牧春久・中野雅弘：北海道南西沖地震特集～5．ライフライン施設の被害～5.4通信施設，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 13) 国生剛治・朱牟田善治：北海道南西沖地震特集～5．ライフライン施設の被害～5.1電力施設，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 14) 首藤伸夫：北海道南西沖地震特集～2．津波～2.1津波による被害，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 15) 糸井川栄一：北海道南西沖地震特集～3．火災による被害，地震工学振興会ニュース，No.133，平成5年11月。
- 16) 高山知司 他：1993北海道南西沖地震津波の特性と被害，港湾技研資料，No.775，June 1994。

3. 港湾施設の被害

3.1 奥尻港

3.1.1 概要

奥尻港は、図-2.2.1および図-3.1.1に示すように、檜山郡江差町より海上距離で北西約61km、最も近い大成町の久遠より約28kmの位置にあり、奥尻島の玄関にあたる地方港湾である。島の大きさは東西約11km、南北約27km、周囲約84km、面積約143km²であり、南北に長い三角形形状を成している。

奥尻港は、昭和26年(1951)に避難港、昭和41年(1966)に地方港湾に指定され、島の生活・産業等諸活動の物流拠点港として、また日本海を漁場とする漁船の水揚げ・休憩、避難港として島の発展に大きな役割を果たしてきた。特に、昭和42年(1967)から就航したフェリーは、現在、江差・瀬棚の2航路があり、島民の生活の安定に大きく寄与している。港湾整備においても、大型フェリ

一对応の岸壁やターミナル周辺の環境整備を進めながら現在に至っている。

本港建設のための調査は大正11年(1922)に開始された。その建設は、昭和8年(1933)の南防波堤から始められ、昭和45年(1970)に中央埠頭、昭和51年(1976)に北埠頭、昭和60年(1985)に岸壁(-6.0m)が完成した。現在、港北側への拡張整備が実施されている。

奥尻港の平成3年(1991)の取扱い貨物量は777千tであり、その内上位5品目の内訳は、フェリー527千t、砂利・砂・石材156千t、その他非金属40千t、セメント13千t、重油12千tとなっている。

3.1.2 各施設の被害状況

今回の地震による奥尻港の被害総額は、直轄災害および補助災害を合わせて約84億5000万円に達し、地震及び津波により壊滅的な被害を受けた(写真-3.1.1)。奥尻港の被災施設位置図を図-3.1.2に示す。同図に示すとおり、奥尻港ではほとんどの施設で被害が発生している。防波堤の一部には滑動量の少ない箇所があるが、地震により約40cmの地盤沈下が生じたため、天端高不足による

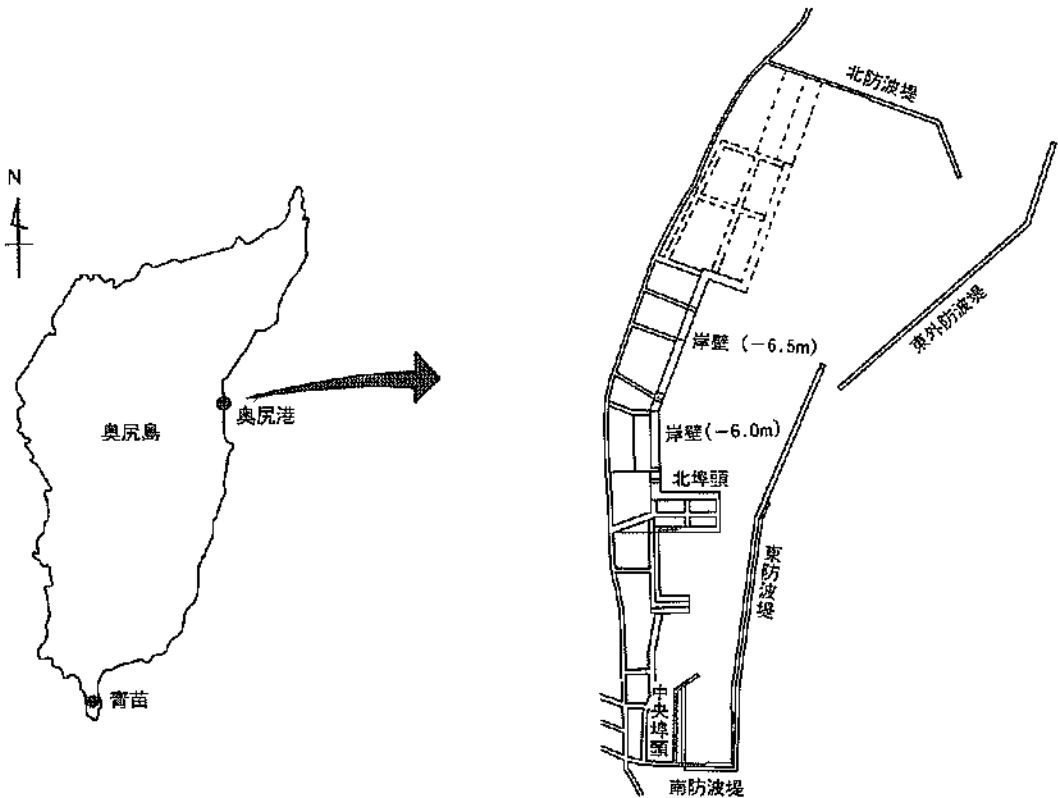


図-3.1.1 奥尻港位置図

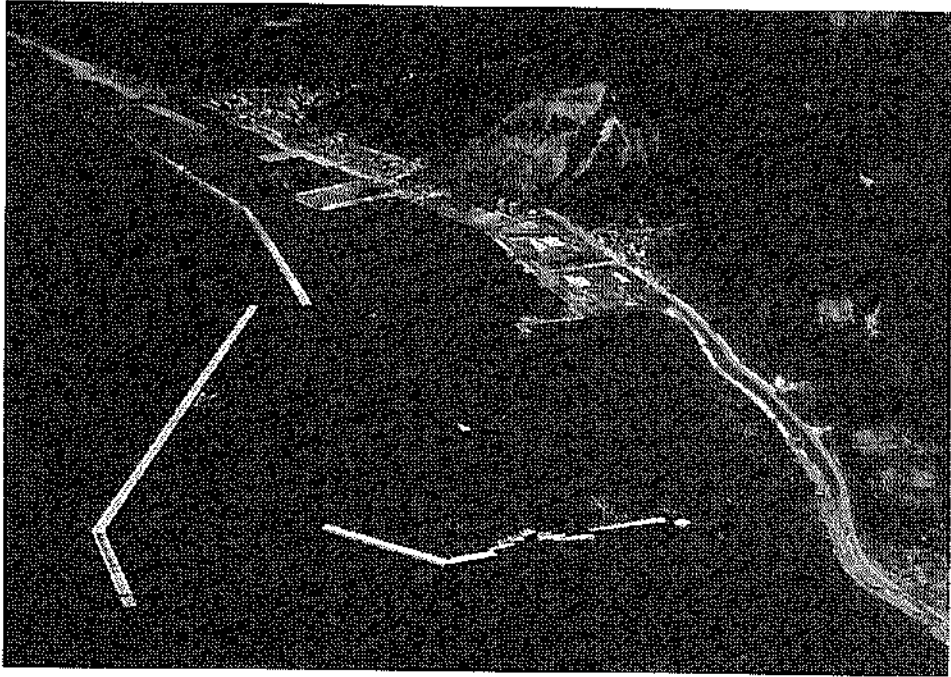


写真-3.1.1 奥尻港全体の被災状況

静穏度の悪化や係留・荷役などの機能支障が生じた。以下に主要な被災施設の概要を示す。尚、各施設の被害に関する総括を表-3.1.1に示す。また、奥尻港の地盤条件として、岸壁(-5.0m)位置での土質を図-3.1.3~図-3.1.5に示す。同図に示すとおり、対象地点ではGL-7.0m付近から岩盤となっている。

(1) 北防波堤(1-a)、護岸(防波)(北)(1-b)

北防波堤は、図-3.1.2の1-aで示した施設であり、平成4年に完成した重力式ケーソンおよび水中コンクリート構造の防波堤である。本施設の被災状況平面図を図-3.1.8に示す。北防波堤はA部~E部の5区間からなり、中間で法線が屈曲している。構造形式はすべて混成堤であり、A部およびB部はフーチングを有するケーソン、C部およびD部はフーチングのないケーソン、E部は水中コンクリート構造である。C部の標準断面図を図-3.1.7に示す。

本施設では、今回の地震および津波により延長320mの全てにわたって被害が発生した。A部およびB部では、法線移動量は最大で10cmと滑動量としては小さかったが、A部先端では港内側の基礎マウンドが洗掘され、沈下量も全体にわたって40~70cm生じている。C部およびD部では、堤体が最大で30m港内側に流出し、このうち5箇所が転倒した(写真-3.1.2)。また、被覆ブロックが広範囲に散乱しマウンドが洗掘された。

護岸(防波)(北)は、図-3.1.2の1-bで示した施設であり、平成4年度にほぼ完成した重力式水中コンクリート構造の護岸である。北防波堤と同一法線上の施設であるが、堤体背後の埋立が未施工の段階であったため、津波により大きな被害が発生した。本施設の被災状況平面図を図-3.1.8、同図中A部の標準断面図を図-3.1.9に示す。本施設では、延長80.13mにわたって壊滅的な被害が発生し、全ての水中コンクリート製の堤体が港内側に流出し、移動量は最大で130mとなった。

(2) 東外防波堤(2-a)、東防波堤(3-a)、南防波堤(3-b)

東外防波堤は、図-3.1.2中の2-aで示される施設であり、平成4年度に完成した重力式ケーソン構造の防波堤である。本施設は、全延長548.7mにわたり被災を受けた。本施設南端部の被災状況を図-3.1.10および写真-3.1.3に示す。被害としては、南端部ケーソンが滑落し、根固方塊・被覆ブロック・基礎捨石は港内外に飛散している。また、防波堤の天端高は、被災前の計画天端より28~66cm沈下し、法線は屈曲部付近で最大104cmの滑動が生じている。北端の堤頭部は被害を受けていない。

東防波堤は、図-3.1.2中の3-aで示される施設であり、昭和58年に完成した重力式ケーソン構造の防波堤である。本施設は、全延長774.5mにわたり被災を受けた。本施設北端部の被災状況を図-3.1.11に示す。被害とし

工事番号

- 第1号
 a 北防波堤
 b 護岸(防波)(北)
- 第2号
 a 東外防波堤
- 第3号
 a 東防波堤
 b 南防波堤
- 第4号
 a 埠頭東外物揚場
 b 埠頭東内物揚場
 c 埠頭東護岸
 d 埠頭東道路
- 第5号
 a 中央物揚場
 b 南物揚場
 c 中央臨港道路
 d 南物揚場道路
- 第6号
 a 埠頭北物揚場
 b 埠頭南物揚場
 c 埠頭物揚場道路
- 第7号
 a 北船揚場
- 第8号
 a 岸壁(-5.0 m)
 b 岸壁取付先端部
 c 北埠頭-4.0 m 物揚場
 d 北埠頭道路
 e 北駐車場
 f 泊地(-5.0 m)
 g 北埠頭護岸
- 第9号
 a 岸壁(-6.0 m)
 b 岸壁取付道路(-6.0 m)
- 第10号
 a 岸壁(-6.5 m)
 b -6.5 m 岸壁取付道路
- 第11号
 a 岸壁(-4.5 m)
 b 岸壁(-6.5 m)

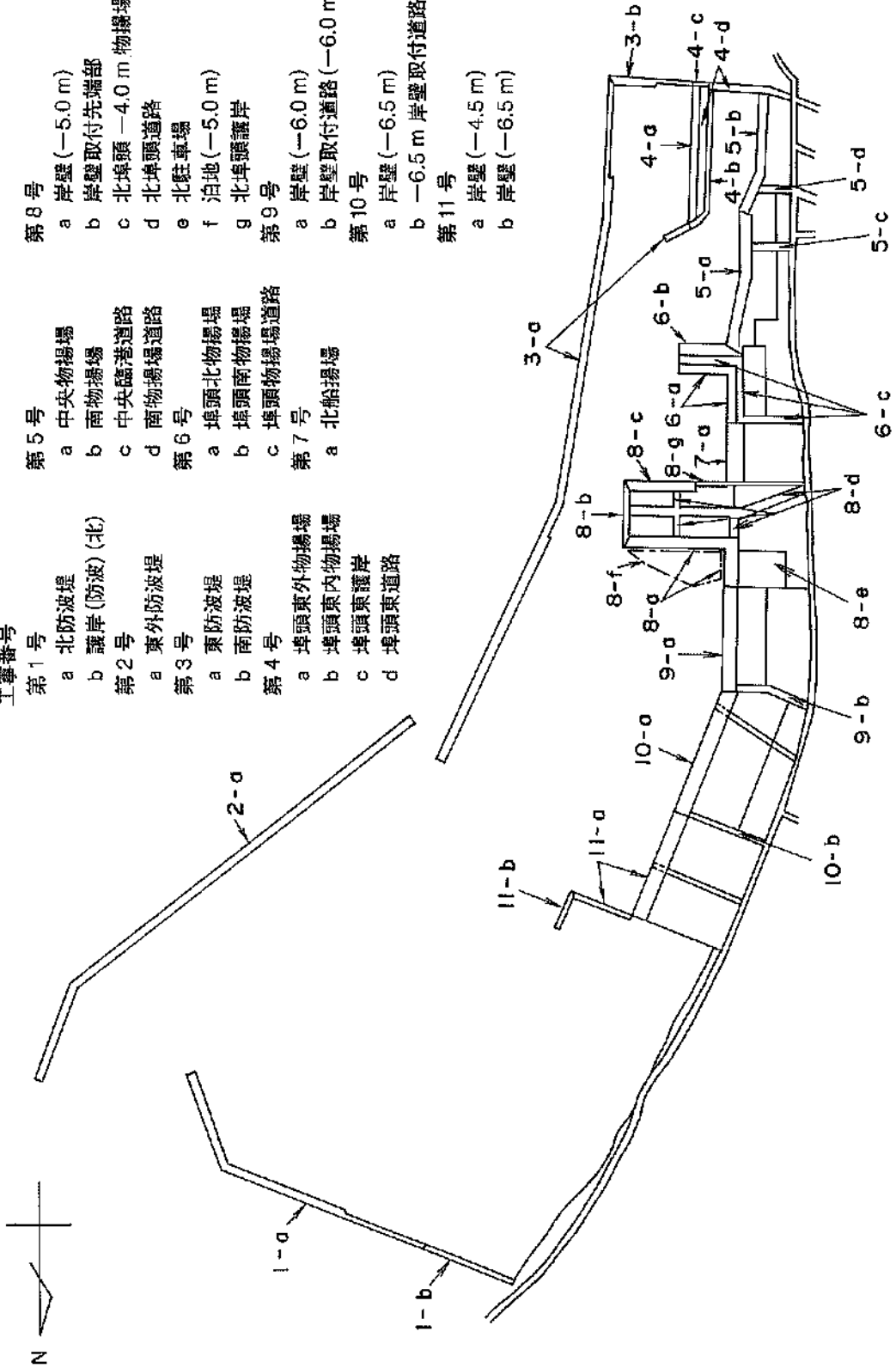


図-3.1.2 奥尻港の被災施設位置図

表一3.1.1 北海道南西沖地震災害調査表（奥尻港）

地区名	施設番号	施設名	完成年度	施工延長(m)	構造形式	水深(m)	天端高(m)	設計水深	UP [*]	復旧延長(m)	被災額(百万円)	災害査定番号	被災程度	被災状況概略
本港地区 (奥尻港)	1-a	北防波堤	S63-63	320.0	重力式ケーソン & 水中コクリート	—	3.1	—	—	320.0	1,813	5年災1号	IV	堤体の沈下・滑動・転倒・散乱、基礎工の散乱、壊滅的な被害
	1-b	護岸(防波) (北)	S63-未定	80.1	重力式水中コクリート	—	4.1	—	—	80.1				
	2	東外防波堤	S55-63	548.7	重力式ケーソン	—	3.5	—	—	548.7	368	5年災2号	III	滑動ケーソン1面が転倒、その他堤体に28~56cmの沈下、10~104cmの移動
	3-a	東防波堤	S7-40	774.5	重力式ケーソン	—	3.0 ~4.0	—	—	774.5	3,326	5年災3号	III	滑動ケーソン1面が転倒、その他堤体に20~51cmの沈下、10~52cmの移動、清理工の沈下・移動
	3-b	南防波堤	S47-61	89.3	重力式ケーソン	—	3.0	—	—	89.3				
	4-a	埠頭東外物揚場	S48	140.9	重力式 [*] 水中コクリート	-4.0	1.3	0.10	7.5	140.9	540	5年災4号	IV	最大1.6mの法線の変位、37~73cmの上部工の沈下、エプロンの沈下、保肋柱なくなる
	4-b	埠頭東内物揚場	S48	149.9	重力式ケーソン	-3.5	1.8	0.10	6.0	149.9				
	4-c	埠頭東護岸	S47-48	14.2	重力式 [*] 水中コクリート	—	3.0	0.10	—	14.2	353	5年災5号	III	法線の変位、最大28cmの上部工の沈下、胸壁の亀裂
	4-d	東道路	S48	224.1	コクリート舗装	—	—	—	—	1463.4m ²				
	5-a	中央物揚場	S30-54	141.8	重力式 [*] 水中コクリート	-4.0	1.4	0.10	10.0	141.8	326	5年災6号	III	10~30cmの法線の法線の法線の法線の沈下、20~71cmの上部工の沈下、エプロンの沈下・亀裂
	5-b	南物揚場	S45	123.7	重力式 [*] 水中コクリート & 水中コクリート	-3.1 ~-2.1	1.4 ~1.25	0.10	10.0	123.7				
	5-c	中央防波道路	S31-45	42.0	コクリート舗装	—	—	—	—	284.4m ²	326	5年災6号	II	コクリート舗装に沈下
	5-d	南物揚場道路	S49	28.3	コクリート舗装	—	—	—	—	140.9m ²				
	6-a	埠頭北物揚場	S44-45	100.9	重力式 [*] 水中コクリート	-3.3	1.5	0.10	10.0	100.9	326	5年災6号	III	10~86cmの法線の法線の沈下、6~128cmの上部工の沈下、エプロンの沈下・亀裂、北側で被害大
	6-b	埠頭南物揚場	S45	49.8 取付30.1	重力式 [*] 水中コクリート	-4.0	1.5	0.10	10.0	79.9 取付含む				

(注) 施設番号は図一3.3.1中の各施設番号に対応する。

被災程度・・・0：無被災

III：形とどめておけるが構造物に被害が認められるもの

IV：本体にかなり変状が認められるもの

II：本体にかなり変状が認められるもの

IV：金壊して形をとめていないもの(壊)

III：形とどめておけるが構造物に被害が認められるもの

IV：金壊して形をとめていないもの(壊)

表一3.1.1 北海道南西沖地震災害調査表 (奥尻港) (表一3.1.1 続き)

地区名	施設番号	施設名	完成年度	構工延長(m)	構造形式	水深(m)	天端高(m)	設計総長(m)	7'コブ	復旧延長(m)	被災額(千円)	災害査定番号	被災程度	被災状況説明
本港地区 (奥尻港)	6-c	埠頭物形型道路	S45	188.0	コブ付舗装	—	—	—	—	1492.0m ²	—	5年災6号	II	2'コブ舗装に沈下・亀裂
	7	北船渠埠	S48	65.6	重力式ブロック 張りコンクリート	—	—	—	—	85.6	65	5年災7号	II	50cm程度の沈下、張りコンクリート・張りブロックに沈下・変損、流出
	8-a	岸壁(-5.0m)	S50-64	194.5	重力式ブロック張りコンクリート	-5.0	2.0	0.10	15.0	184.5	1,172	5年災8号	III	最大1mの法線の変位、18~38cmの上層工の沈下、エプロンの沈下・亀裂
	8-b	岸壁取付光線灯	S50	78.5	重力式ブロック張りコンクリート	-4.0	2.0	0.10	4.0	78.5			IV	船渠両端20mが崩壊、法線の変位、上部工・エプロンに沈下・亀裂、裏込め土流出
	8-c	北埠頭-4.0m 物揚場	S49-50	75.0	重力式ブロック張りコンクリート	-4.0	1.7	0.10	10.0	75.0			IV	先端約10mが崩壊、最大110cmの法線の変位、最大33cm程度の上層工の沈下、エプロンに沈下・亀裂
	8-d	北埠頭道路	S52	239.4	7'コブ舗装	—	—	—	—	2805.6m ²			II	7'コブ舗装に沈下・亀裂、流出、排水工破損
	8-e	北埠頭埠	S50	2080.0m ²	7'コブ舗装	—	—	—	—	2080.0m ²	II	舗装に沈下・亀裂		
	8-f	泊地(-5.0m)	—	3200.0m ²	—	—	—	—	—	3200.0m ²	II	土砂の埋没		
	8-g	北埠頭護岸	S42-45	30.3	重力式ブロック張りコンクリート	-4.0	1.7	0.10	10.0	30.3	II	最大50cmの法線の變位、上部工の沈下・亀裂		
	9-a	岸壁(-5.0m)	S53-54	110.0	重力式ブロック張りコンクリート	-6.1	2.0	0.10	15.0	110.0	317	5年災9号	II	最大23cmの法線の變位、最大64cmの上層工の沈下、エプロンに沈下・亀裂・目地開き
	9-b	岸壁(-6.0m) 取付道路	S54	77.0	7'コブ舗装	—	—	—	—	1130.6m ²			II	7'コブ舗装・張りブロックに亀裂、排水工に沈下
	10-a	岸壁(-6.5m)	S59-60	185.1	重力式ケーソン 張りコンクリート	-6.6	2.0	0.10	15.0	185.1	260	5年災10号	III	39~69cmの法線の變位、最大64cmの上層工の沈下、エプロンに沈下・亀裂
	10-b	岸壁(-6.5m) 取付道路	S59-60	82.0	7'コブ舗装	—	—	—	—	1005.6m ²			II	舗装に沈下・亀裂、排水工に破損、道路護壁の目地開き
	11-a	岸壁(-4.5m)	63- 未完	120.1 + 70.0	重力式水中コブ張りコンクリート	-4.5	2.0	0.10	15.0	120.1	154	5年災11号	III	最大44cmの法線の變位、49~56cmの上層工の沈下、エプロンの沈下・亀裂、護壁の破損 未完成部分70mも被害を受ける
11-b	岸壁(-6.5m)	63- 未完	30.2	重力式ケーソン	-6.6	2.0	0.10	—	30.2	—	—	III	40cm程度の法線の變位、60cm程度の上部工の沈下、端部ケーソン1面が破損、基礎工の破損(未完成)	

(注) 施設番号は図一3.3.1中の各地域番号に対応する。

被災程度・・・0：無被災

I：本体に異常はないが付属構造物に破損や変位が認められるもの
II：本体にかなり変位が認められるもの
III：形ほどとわわているが構造物に破損が認められるもの
IV：全壊して形をとどめていないもの

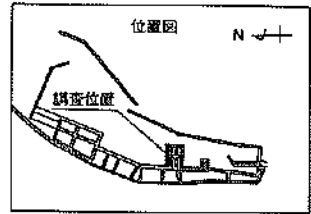
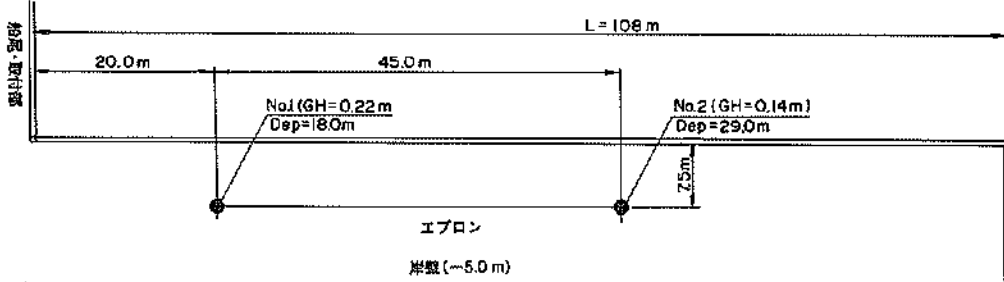

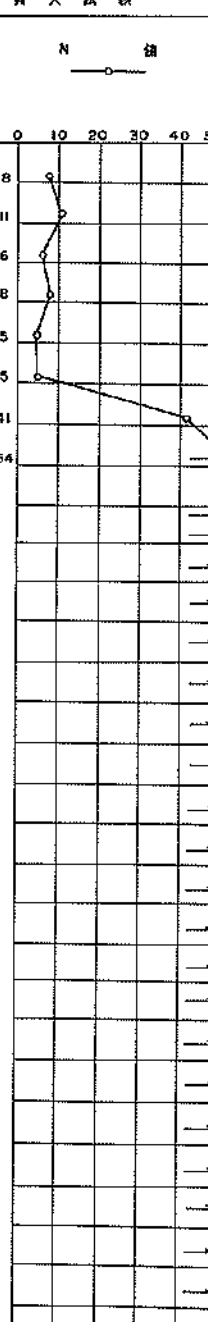


図-3.1.3 土質調査位置図 (岸壁-5.0m)

標尺 (m)	層高 (m)	層厚 (m)	柱状図	土質区分	色調	相對密度	相對稠度	記号	孔内水位 (m) / 調査月日	標準貫入試験									
										深 (m)	10mごとの打撃回数	打撃回数の差 (m)	N 値						
				コンクリート															
1	-1.08	0.08	1.30	砕石 細砂	褐灰 暗褐色	—	中	径2~45mm程度の角礫を主体とするが、全体に細砂、シルトを混入する。	8/14 210	0.65	6	5	6	17/30	17				
2	-2.18	1.10	2.40	硬質 細砂	暗褐色	—	中	砂礫が不均一、一部で少量のシルトを混入する。		0.95	8	8	9	25/30	25				
3	-3.98	1.80	4.20	細砂	暗褐色	—	硬質 中	不規則に径15~45mm程度の角礫を混入し、全量に富んだ細砂である。		1.35	2	2	2	6/30	6				
4	-4.98	1.00	5.20	粗砂	暗褐色	—	硬質 中	砂礫が不均一で粗砂も混入する。		2.95	5	4	5	14/30	14				
5	-7.58	2.60	7.80	軟岩 I (凝灰質砂岩)	淡緑灰	—	硬質 堅	不規則にシルトをブロック状に混入するが、比較的純粋な粗砂である。		3.55	2	2	3	7/30	7				
6	-9.08	0.50	8.30	軟岩 I (凝灰質砂岩)	緑灰	—	硬質 堅	比較的純粋な粗砂を主体とするが、中砂、細砂も混入する。		4.95	6	5	8	25/30	25				
7				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	不規則に径2~5mm程度の角礫を混入した凝灰質砂岩であるが、径3cm程度の角礫も混入する。地質は極めて軟質である。		5.95	18	22	12	50/25	50				
8				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	径1~10cm程度の角礫が60~60%程度混入した粗粒砂岩である。		6.55	40	10	2	50/12	50				
9				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		7.67	50	5	1	50/10	50				
10				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	径1~10cm程度の角礫が60~60%程度混入した粗粒砂岩である。		8.95	50	5	1	50/11	50				
11	-11.41	3.33	11.63	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		9.55	45	5	1	50/10	50				
12	-11.98	0.57	12.20	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	径2~3mm程度の角礫を40~50%程度混入した凝灰質砂岩である。		11.63	50	5	1	50/10	50				
13	-12.58	0.60	12.60	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	径2~3mm程度の角礫を40~50%程度混入した凝灰質砂岩である。		12.50	50	5	1	50/10	50				
14	-13.18	0.60	13.40	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	径2~3mm程度の角礫を40~50%程度混入した凝灰質砂岩である。		13.55	45	5	1	50/11	50				
15	-14.35	1.17	14.57	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	深さ13.00m付近までは径5~15cm程度の角礫を混入した凝灰質砂岩であるが、以ては粗粒砂岩となる。全体に割れ目が5度程度のラミネーションが見られる。		13.55	50	5	1	50/11	50				
16	-15.88	1.53	16.10	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少ないが固結度は小さく軟質を呈する。割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		14.97	50	5	1	50/3	50				
17	-17.78	1.90	16.00	軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		15.50	50	5	1	50/6	50				
18				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		16.55	50	5	1	50/7	50				
19				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗褐色	—	硬質 堅	割れ目が少なく塊状コアとなるが、固結度が小さく軟質である。		17.62	50	5	1	50/7	50				

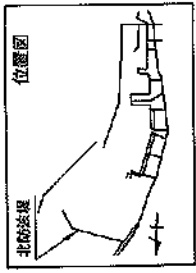
図-3.1.4 対象地点の土質柱状図 (No.1地点)

標高 (m)	層厚 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 相	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 述	孔内水位 (m) / 測定日付	標準貫入試験					
										深 度 (m)	10cmごとの打撃回数	打撃回数 / 貫入量 (cm)	N		
-0.11	0.25	0.25		コンクリート	灰			径1~4cm程度の角礫を主体とする。深さ0.45m付近までは細砂分を多量に混入する。	8/7 1.31	0.65	3	3	2	8/30	
-0.36	0.25	0.50		砕石	暗緑	—		深さ0.45m付近までは細砂分を多量に混入する。	0.95 1.65	4	4	3	11/30		
-1.66	1.30	1.80		膨混じり細砂	暗灰	細		径5~20mm程度の角礫を15~20%程度混入した細砂である。含水量は乏しい中程度である。	1.95 2.65	2 12	2 8	2 8	6/30		
				細中砂	暗灰	細		細砂が主体をなすが粒径は不均一で、含水量に富んでいる。	2.95 3.65	4	2	2	8/30		
									径25~40mm程度の角礫を20~30%程度混入した砂である。細砂分も混入し、粒径は不均一である。	3.95 4.65	1	2	2	5/30	
-3.81	3.95	5.75							径25~40mm程度の角礫を20~30%程度混入した砂である。細砂分も混入し、粒径は不均一である。	4.95 5.65	2	2	1	5/30	
-6.11	0.50	6.26		膨混じり砂	暗灰	細			径25~40mm程度の角礫が40~50%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は弱く軟弱で砂状を呈する。上部では砂分の含有が多く、コアは露出する。深さ9m付近からは砂分の混入は少なく締状コアとなる。いずれも割れ目は少ないが、固結度は小さく極めて軟弱である。	5.95 6.65	20	14	41	41/30	
-6.61	0.50	6.75		軟岩 I (凝灰角礫岩)	暗灰	堅			径25~40mm程度の角礫が40~50%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は弱く軟弱で砂状を呈する。上部では砂分の含有が多く、コアは露出する。深さ9m付近からは砂分の混入は少なく締状コアとなる。いずれも割れ目は少ないが、固結度は小さく極めて軟弱である。	6.95 7.65	15	22	13	50/29	
				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	7.95	41	3	5	50/11	
-10.66	4.05	10.80		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	8.95 9.65	26	22	4	50/16	
				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	9.81	46	4	4	50/11	
-11.56	0.90	11.70		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	10.66 11.50	50	2	2	50/2	
-12.16	0.60	12.30		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径1~2mm程度の粒石を多量に混入した凝灰質砂岩である。割れ目は少なく締状コアとして採取されるが、固結度は小さく軟弱である。	11.52 12.40	50	1	1	50/1	
				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	12.32 13.20	1	1	1	50/0	
-15.01	2.85	15.15		軟岩 I (砂岩)	暗灰	堅			径5~15mm程度の角礫が70~80%程度を占める。基質は凝灰質砂岩であるが、固結度は小さく極めて軟弱で砂状を呈する箇所もある。	13.20 14.50	1	1	1	50/0	
				軟岩 I (砂岩)	暗灰	堅			径1mm程度の粒石を多量に混入した凝灰質砂岩である。割れ目は少なく締状コアとして採取されるが、固結度は小さく軟弱である。	15.50 16.55	27	23	8	50/15	
									火山岩の集合体である。割れ目は3~10cm程度の角礫状を呈し、硬さと混在する。	16.70 17.55	27	27	7	50/17	
-16.86	3.85	19.00		軟岩 I (凝灰角礫岩)	暗灰	堅			径1~3mm程度の粒石及び角礫の砂を主体とした凝灰質砂岩である。固結度も小さく細粒状が粗い。	17.72 18.55	37	13	3	50/13	
-19.36	0.60	19.50		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径1~3mm程度の粒石を主体とした凝灰質砂岩である。固結度は小さく砂状コアとなる。	18.68 19.55	23	27	6	50/16	
				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径1~3mm程度の粒石を主体とした凝灰質砂岩である。固結度は小さく砂状コアとなる。	19.71 20.55	30	30	30	50/0	
-21.11	1.75	21.25		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径1~15cm程度の角礫を20~30%程度混入した凝灰質砂岩である。基質は凝灰質砂岩からなるとみられるが、固結度が小さく混在した。	21.65 21.50	50	5	5	50/5	
-23.36	2.00	23.50		軟岩 I (凝灰角礫岩)	暗灰	堅			径1~3mm程度の角礫の集合体であるが、角礫の粗粒凝灰岩も混入する。割れ目は小さく締状コアとなるが、固結度は小さく軟弱である。	22.60 23.50	50	9	9	50/9	
				軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			径1~3mm程度の角礫の集合体であるが、角礫の粗粒凝灰岩も混入する。割れ目は小さく締状コアとなるが、固結度は小さく軟弱である。	23.59 24.55	42	8	3	50/13	
-25.86	2.50	26.00		軟岩 I (凝灰質砂岩)	暗灰	堅			凝灰質砂岩と凝灰角礫岩であるが、全体に固結度は弱く、含水量とするとコアは凝灰質砂岩とみられ、固結度は小さく軟弱である。	24.86 25.55	32	18	5	50/15	
				軟岩 I (凝灰)	暗緑	堅			凝灰質砂岩と凝灰角礫岩であるが、全体に固結度は弱く、含水量とするとコアは凝灰質砂岩とみられ、固結度は小さく軟弱である。	25.70 26.50	50	2	2	50/2	
									凝灰質砂岩と凝灰角礫岩であるが、全体に固結度は弱く、含水量とするとコアは凝灰質砂岩とみられ、固結度は小さく軟弱である。	26.52 27.52	40	10	2	50/12	
-28.86	3.00	29.00		軟岩 I (凝灰)	暗緑	堅			凝灰質砂岩と凝灰角礫岩であるが、全体に固結度は弱く、含水量とするとコアは凝灰質砂岩とみられ、固結度は小さく軟弱である。	27.67 28.55	50	5	5	50/10	
									凝灰質砂岩と凝灰角礫岩であるが、全体に固結度は弱く、含水量とするとコアは凝灰質砂岩とみられ、固結度は小さく軟弱である。	28.65					

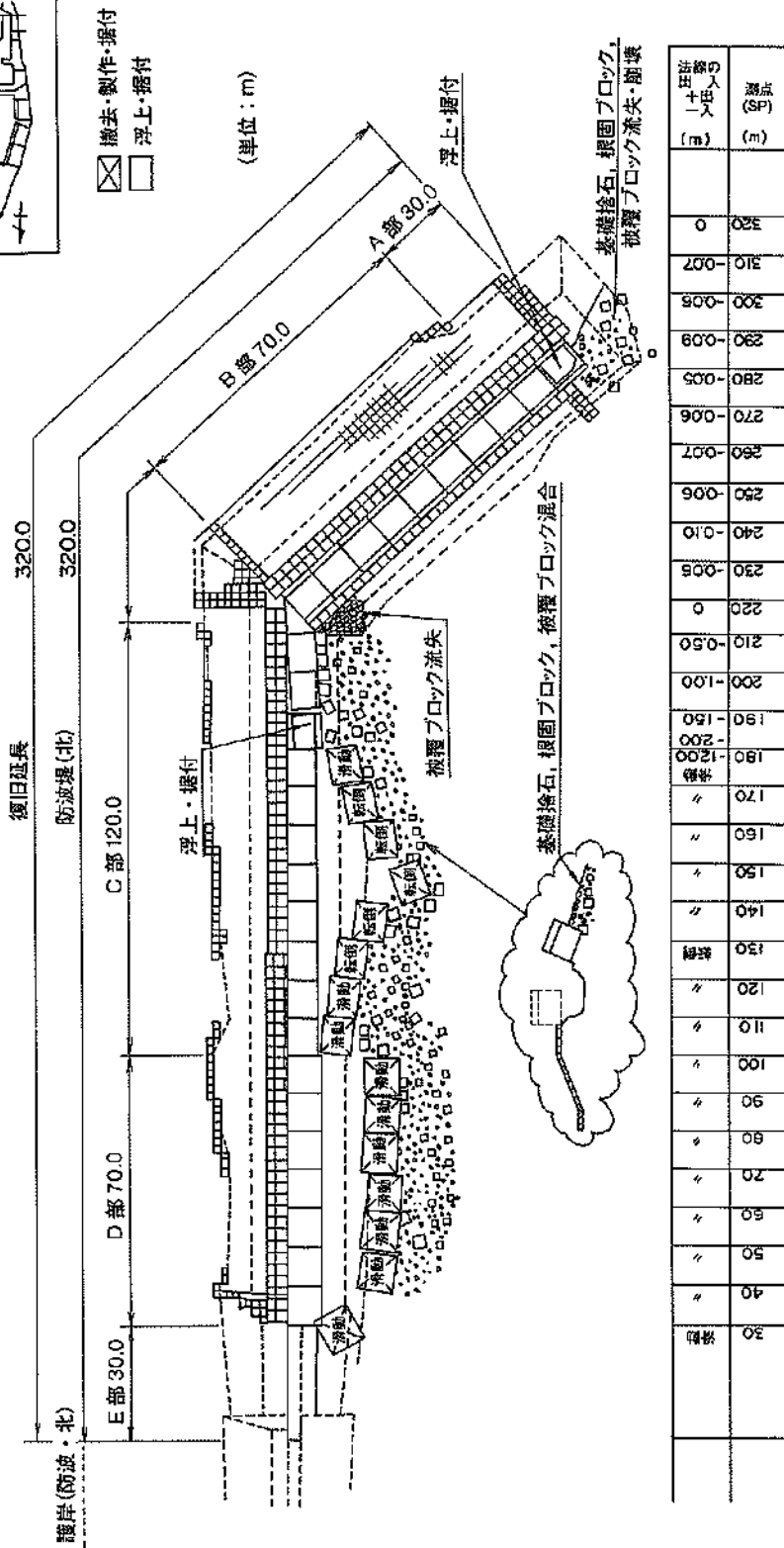
(孔口標高0.14 m)

(No.2地点)

図-3.15 対象地点の土質柱状図 (No.2地点)

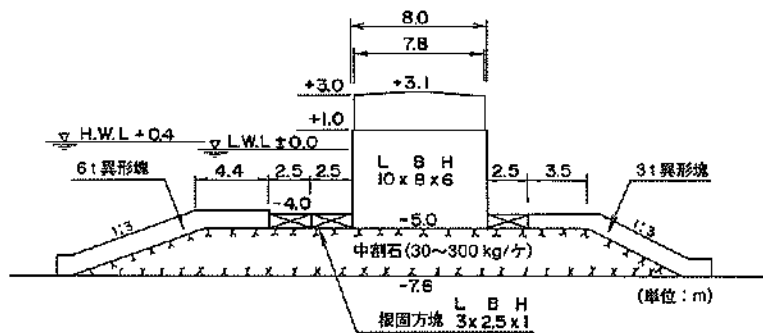


平面図

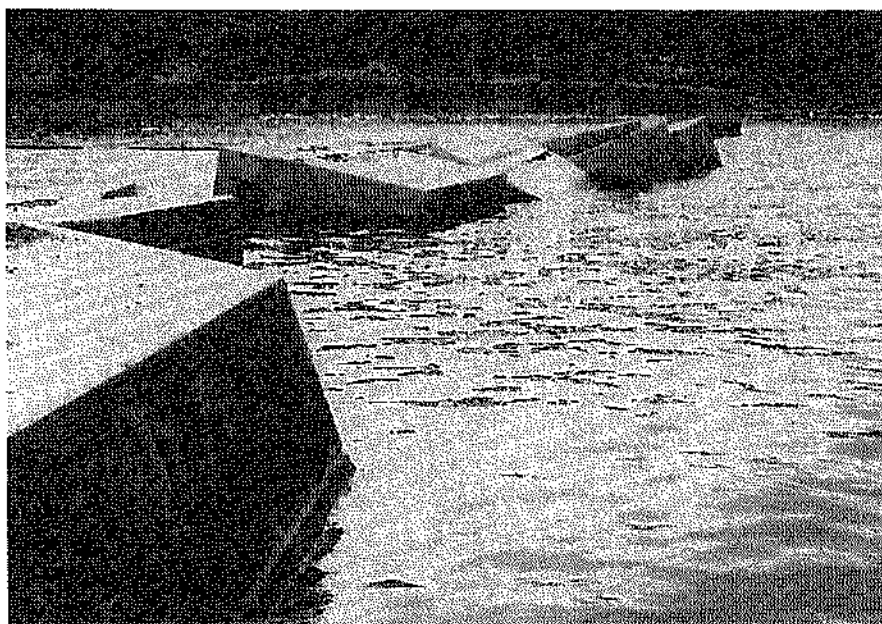


測点 (P)	測点 (m)	断面の出入 (m)
320	0	
310	-0.07	
300	-0.05	
290	-0.09	
280	-0.05	
270	-0.06	
260	-0.07	
250	-0.06	
240	-0.10	
230	-0.05	
220	0	
210	-0.50	
200	-1.00	
190	-1.50	
180	-2.00	
170	〃	
160	〃	
150	〃	
140	〃	
130	鉄線	
120	〃	
110	〃	
100	〃	
90	〃	
80	〃	
70	〃	
60	〃	
50	〃	
40	〃	
30	防砂	

図-3.1.6 奥尻港北防波堤の被災状況平面図



図—3.1.7 奥尻港北防波堤（C部）標準断面図



写真—3.1.2 奥尻港北防波堤の堤体被災状況

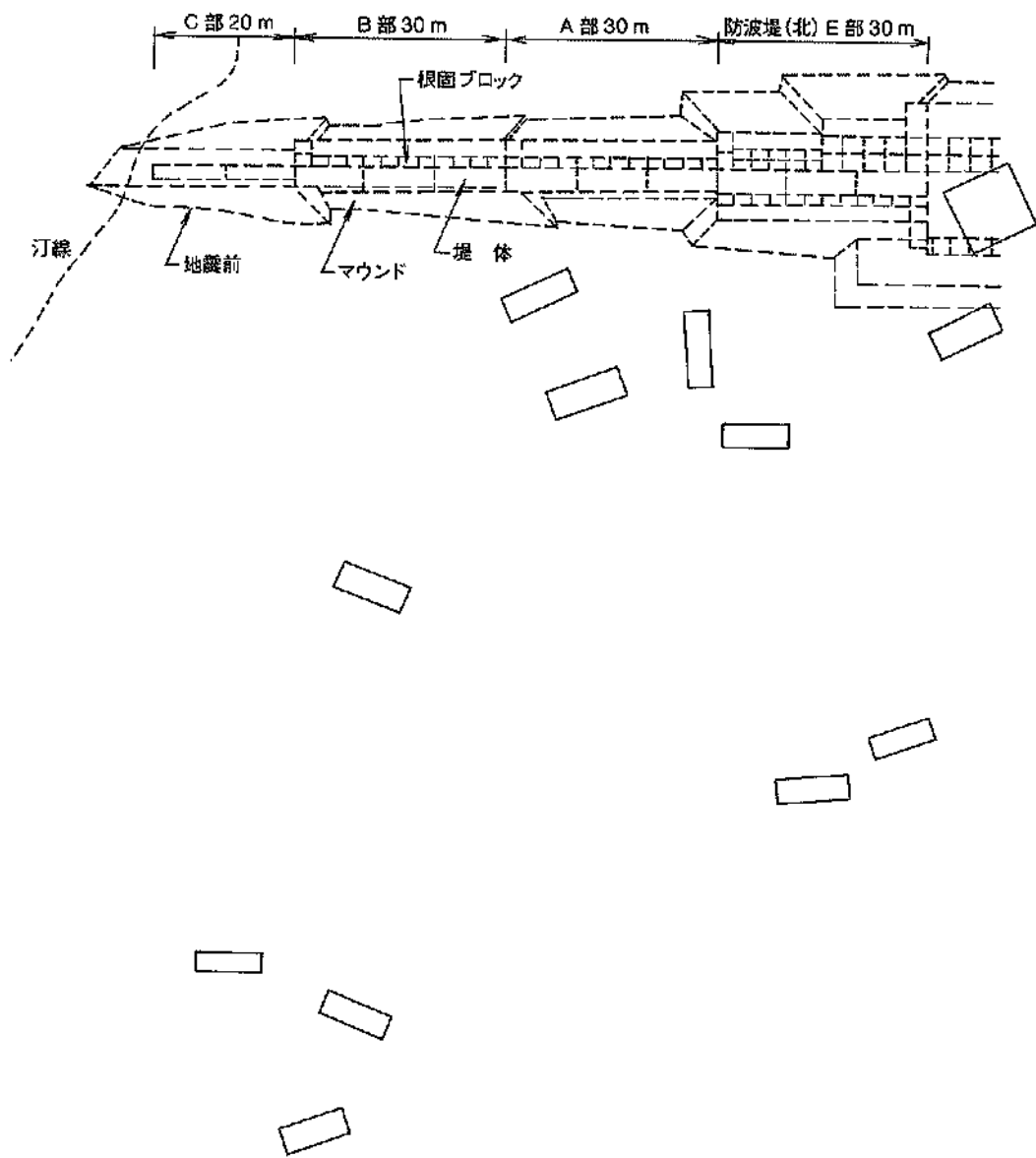
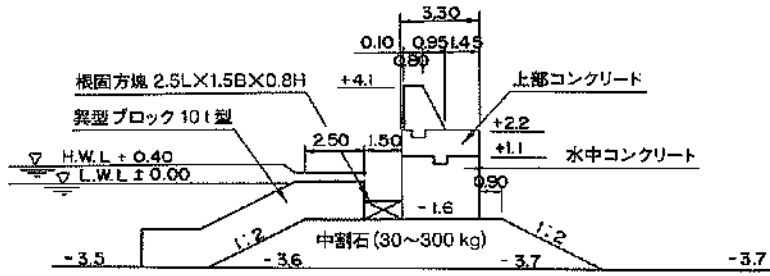
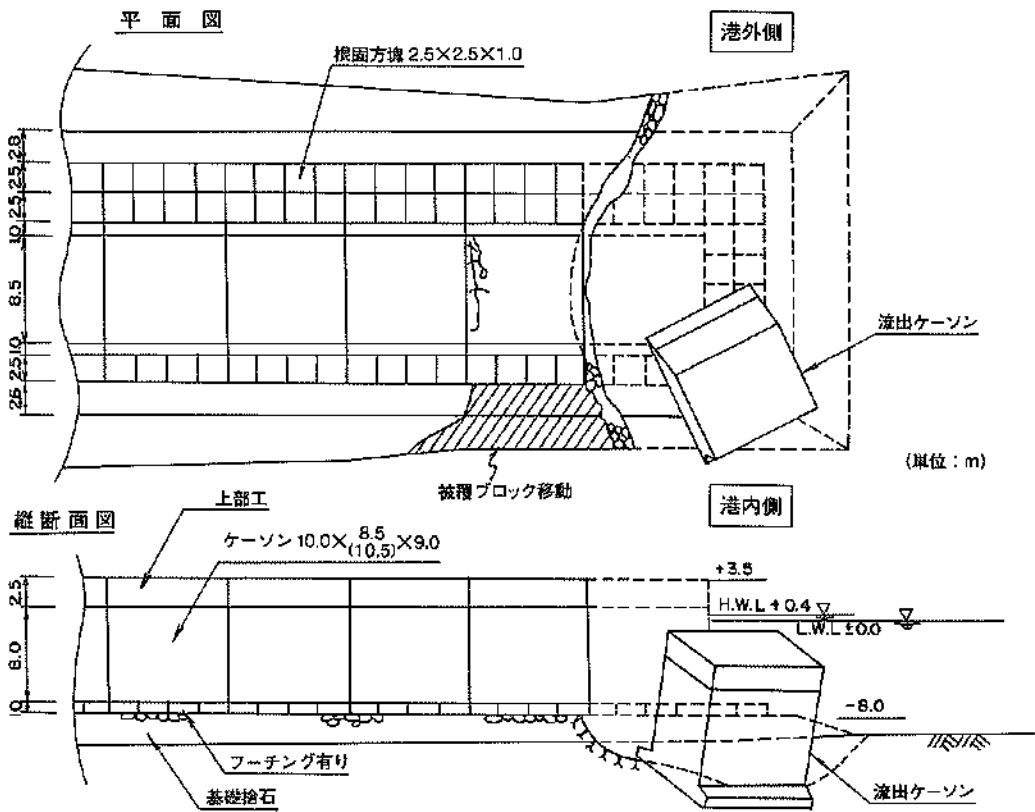


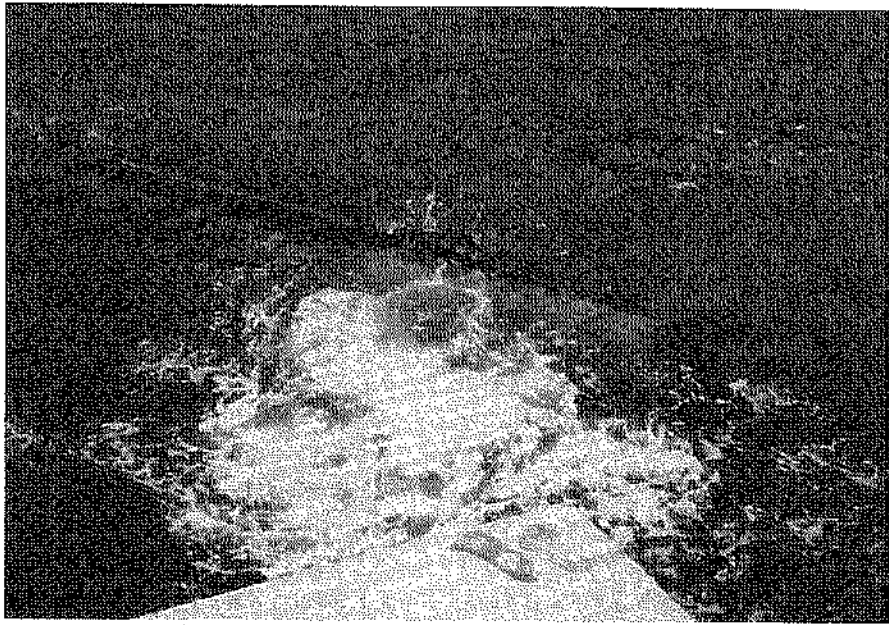
図-3.1.8 奥尻港護岸(防波) (北)被災状況平面図



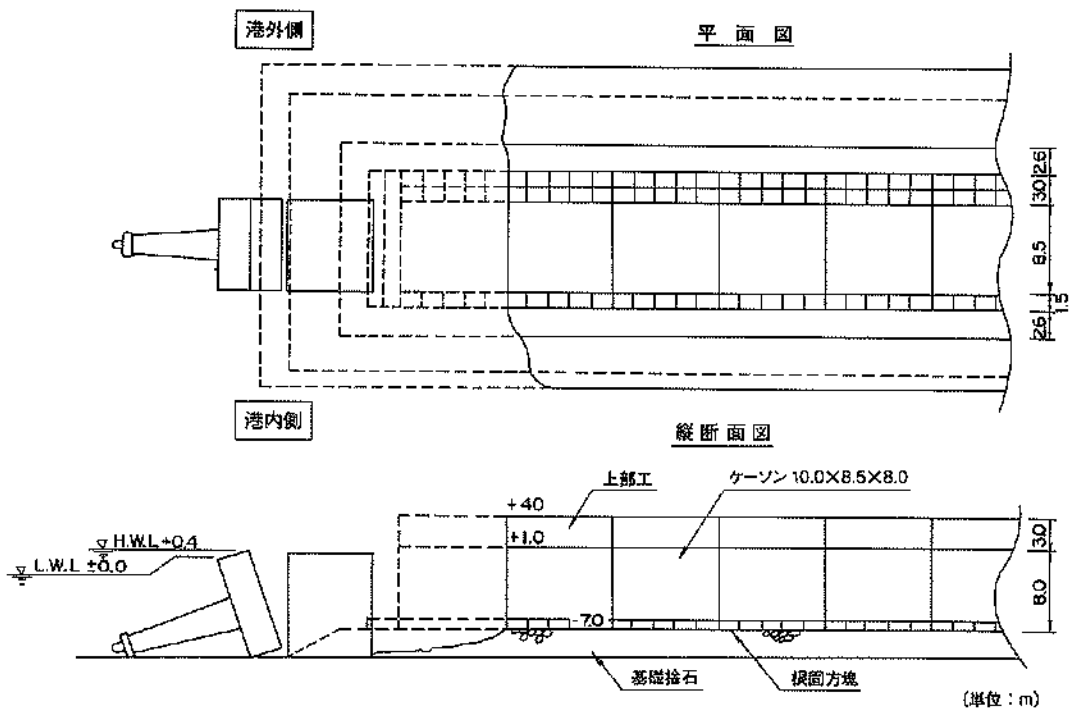
図—3.1.9 奥尻港護岸（防波）（北）標準断面図（A部）



図—3.1.10 奥尻港東外防波堤被災状況（南端部）



写真—3.1.3 奥尻港東外防波堤堤頭部ケーソンの被災状況



図—3.1.11 奥尻港東防波堤被災状況（北端部）

ては、燈台が設置されている北端部のケーソンが基礎部から倒壊した。また、防波堤の天端高は、被災前の計画天端より20～51cm沈下し、法線は、屈曲部付近で既設法線より港内側に最大52cm滑動した。

上記の東外防波堤および東防波堤の被害は、両施設の開口部でケーソンの倒壊などの大きな被害が発生した。この理由としては、両施設の開口部が津波の作用時に著しい狭窄部となり、基礎マウンドが激しい洗掘を受けたものと考えられる。サイドスキャンソナーによる調査結果を図-3.1.12に示すが、開口部には相当速い流れが生じたため、最大4m程度の地盤の洗掘や、両防波堤の堤頭部のマウンドの破壊とケーソンの滑落・転倒が発生したものと考えられる。

南防波堤は、図-3.1.2中の3-bで示される施設であり、昭和61年に完成した重力式ケーソン構造の防波堤である。本施設は、全延長83.3mにわたり被災を受けた。被災状況を図-3.1.13に示す。被害としては、防波堤の天端が最大で29cm、最小で26cm沈下し、法線が港外側に最大4cm滑動し、上部工、胸壁に多数の亀裂が生じた。港内に来襲した津波が港奥部に集中したため、本港南端部に位置する南防波堤が港外側に滑動したものと考えられる。

(3) 埠頭東外物揚場(4-a)、埠頭東内物揚場(4-b)

埠頭東外物揚場および埠頭東内物揚場は、図-3.1.2中の4-aおよび4-bで示される施設であり、昭和48年に完成した突堤式係船岸である。

埠頭東外物揚場は、重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災状況を図-3.1.14、被災断面を図-3.1.15に示す。同図に示すとおり、全延長140.90mにわたり、天端高は最大73cm、最小37cmの沈下が生じ、堤体は最大1.78m海側に傾斜移動し、エプロンに沈下・亀裂・段差が生じた。エプロンは津波により剥がされて折り重なっており壊滅的被害を受けた(写真-3.1.4)。

埠頭東内物揚場は、重力式ケーソン構造の係船岸である。本施設の被災状況を図-3.1.16、被災断面を図-3.1.17に示す。同図に示すとおり、全延長149.25mにわたり、天端は最大56cm、最小21cmの沈下が生じ、堤体は最大10cm前後海側に移動し、エプロンに沈下・亀裂・段差が生じた(写真-3.1.5)。

(4) 中央物揚場(5-a)、南物揚場(5-b)

中央物揚場は、図-3.1.2中の5-aで示される施設であり、昭和54年に完成した重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災状況を図-3.1.18および写真-3.1.6に示す。被害は全延長141.8m

にわたって発生し、天端は最大71cmの沈下が生じ、堤体は最大30cm海側に傾斜移動した。また、エプロンには幅3cm程度の亀裂が多数発生した。

南物揚場は、図-3.1.2中の5-bで示される施設であり、昭和45年に完成した重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災断面を図-3.1.19に示す。被害は全延長123.7mにわたって発生し、写真-3.1.7に示すように、延長28.4mで堤体が崩壊し、その他の区間では、天端高が最大62cm、最小26cmの沈下が生じ、堤体が最大75cm海側に傾斜移動した。また、エプロンには幅3cm程度の亀裂が多数発生し、壊滅状態となった。

(5) 埠頭北物揚場(6-a)、埠頭南物揚場(6-b)

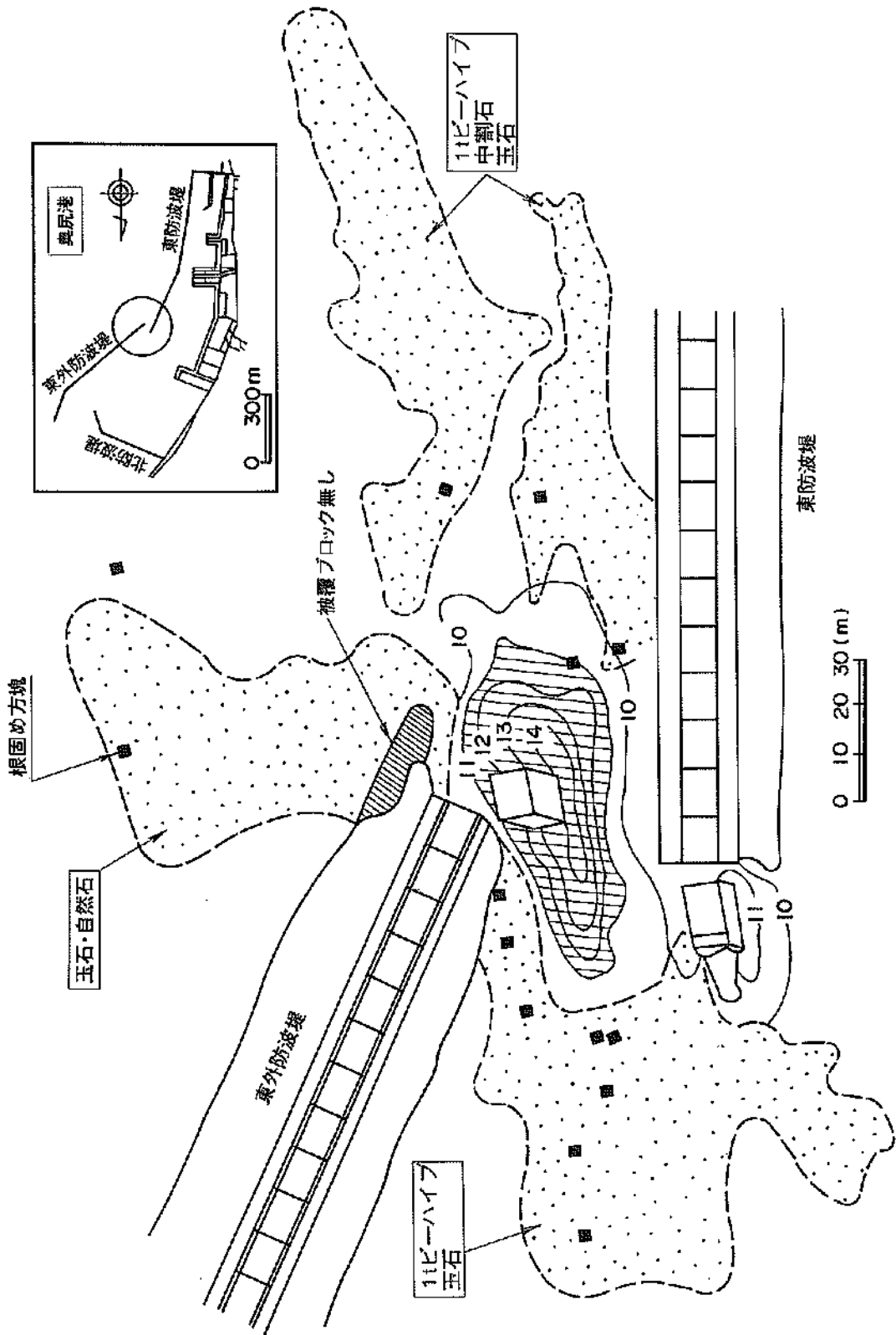
埠頭北物揚場は、図-3.1.2中の6-aで示される施設であり、昭和45年に完成した重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災状況を図-3.1.20および写真-3.1.8に示す。被害は全延長100.3mにわたって発生し、天端高は最大126cm、最小6cm沈下し、法線は最大85cm海側に傾斜移動した。また、エプロンには幅10cm程度の亀裂が多数発生した。

埠頭南物揚場は、図-3.1.2中の6-bで示される施設であり、昭和45年に完成した重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災状況を図-3.1.21に示す。被害は全延長79.9m(取付先端部30.1mを含む)にわたって発生し、天端高は最大20cm、最小18cm沈下し、法線は最大55cm海側に傾斜移動した。また、エプロンは沈下の影響を受け幅1cm程度の亀裂が多数発生した。取付先端部は、延長30.1mにわたり崩壊して海中に没し、背後の裏込土も吸い出しを受け壊滅的な被害となった(写真-3.1.9)。

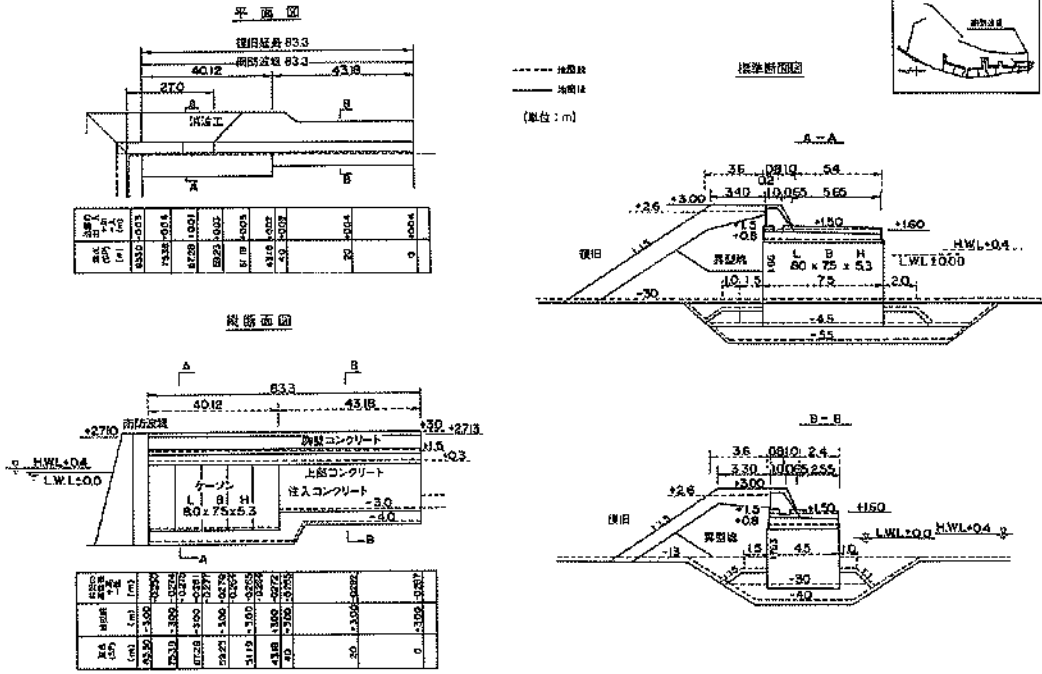
(6) 岸壁(-5.0m)(8-a)、岸壁取付先端部(8-b)、北埠頭-4.0m物揚場(8-c)

岸壁(-5.0m)は、図-3.1.2中の8-aで示される施設であり、昭和64年に完成したプレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。本施設の被災状況を、岸壁取付先端部、北埠頭-4.0m物揚場とともに図-3.1.22に示す。本施設は埠頭の北側に位置し、被害は全延長134.5m(取付部20mを含む)にわたり発生した。被害としては、天端高が最大38cm、最小18cm沈下し、法線は最大99cm海側に傾斜移動した。エプロンは沈下の影響を受け幅3cm程度の亀裂が多数発生した。

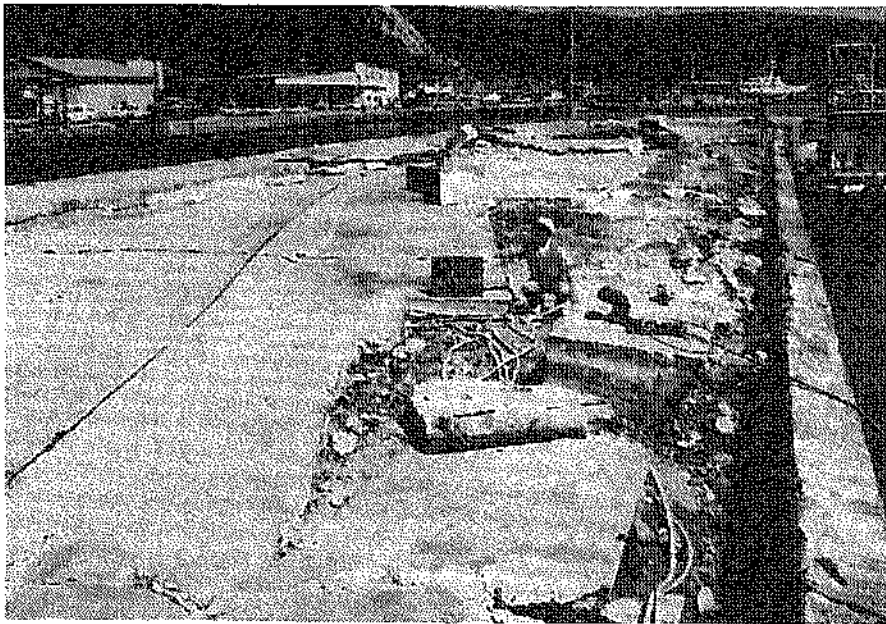
岸壁取付先端部は、図-3.1.2中の8-bで示される施設であり、昭和50年に完成した重力式プレバッキングドコンクリート構造の係船岸である。図-3.1.22に示す通り、本施設は埠頭の先端部に位置し、被害は全延長70mにわ



図一3.1.12 奥尻港東防波堤・東防波堤開口部のサイドスキヤンソナー調査による被災状況

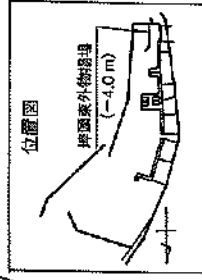
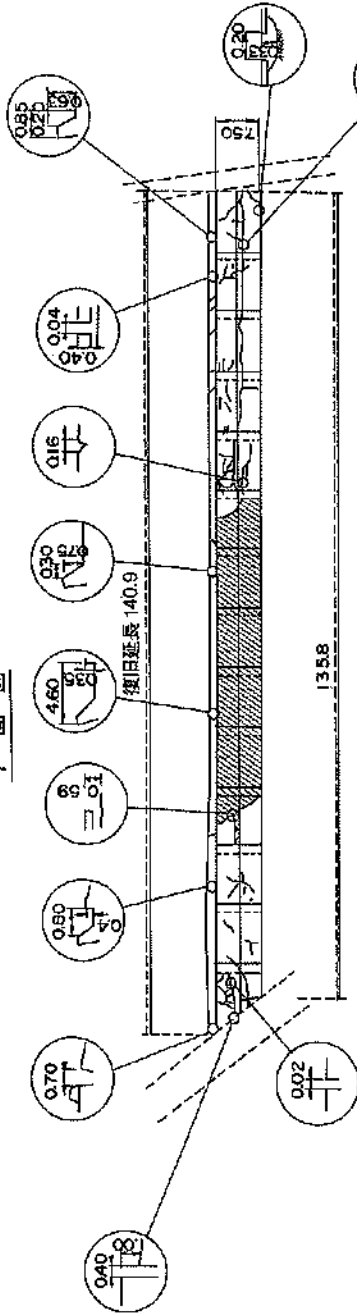


図—3.1.13 奥尻港南防波堤の被災状況平面図・縦断面図・断面図



写真—3.1.4 奥尻港埠頭東外物揚場の被災状況

平面図



縦断面図

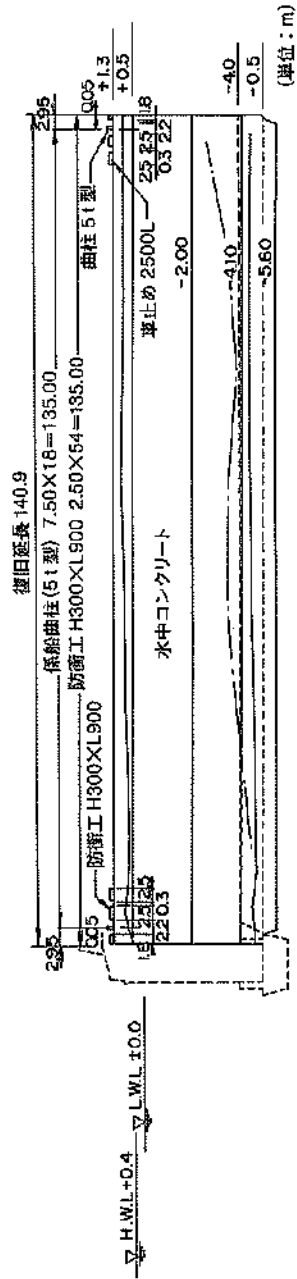
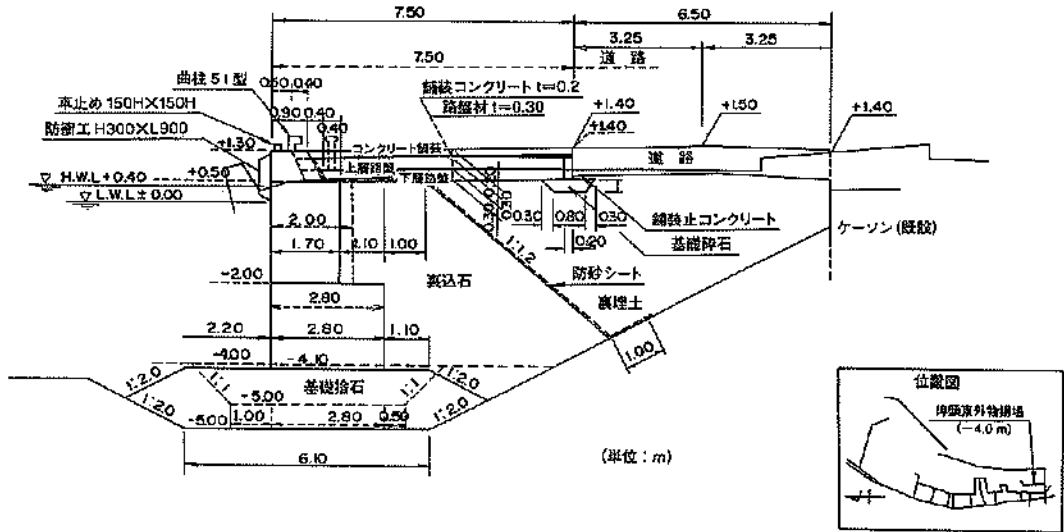
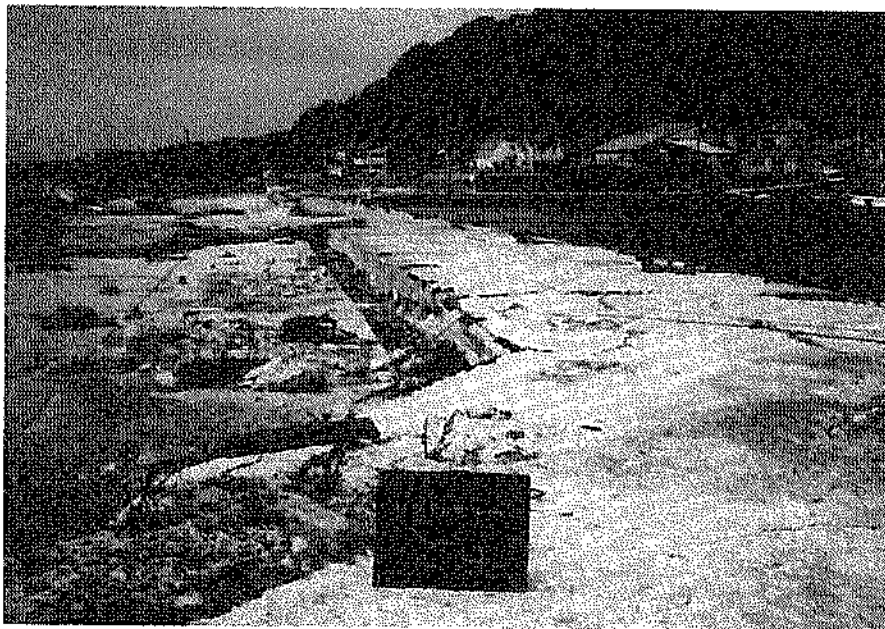


図-3.1.14 奥尻港埠頭兼外物揚場の被災状況平面図・縦断面図



図一3.1.15 奥尻港埠頭東外物揚場の被災断面図



写真一3.1.5 奥尻港埠頭東内物揚場の被災状況

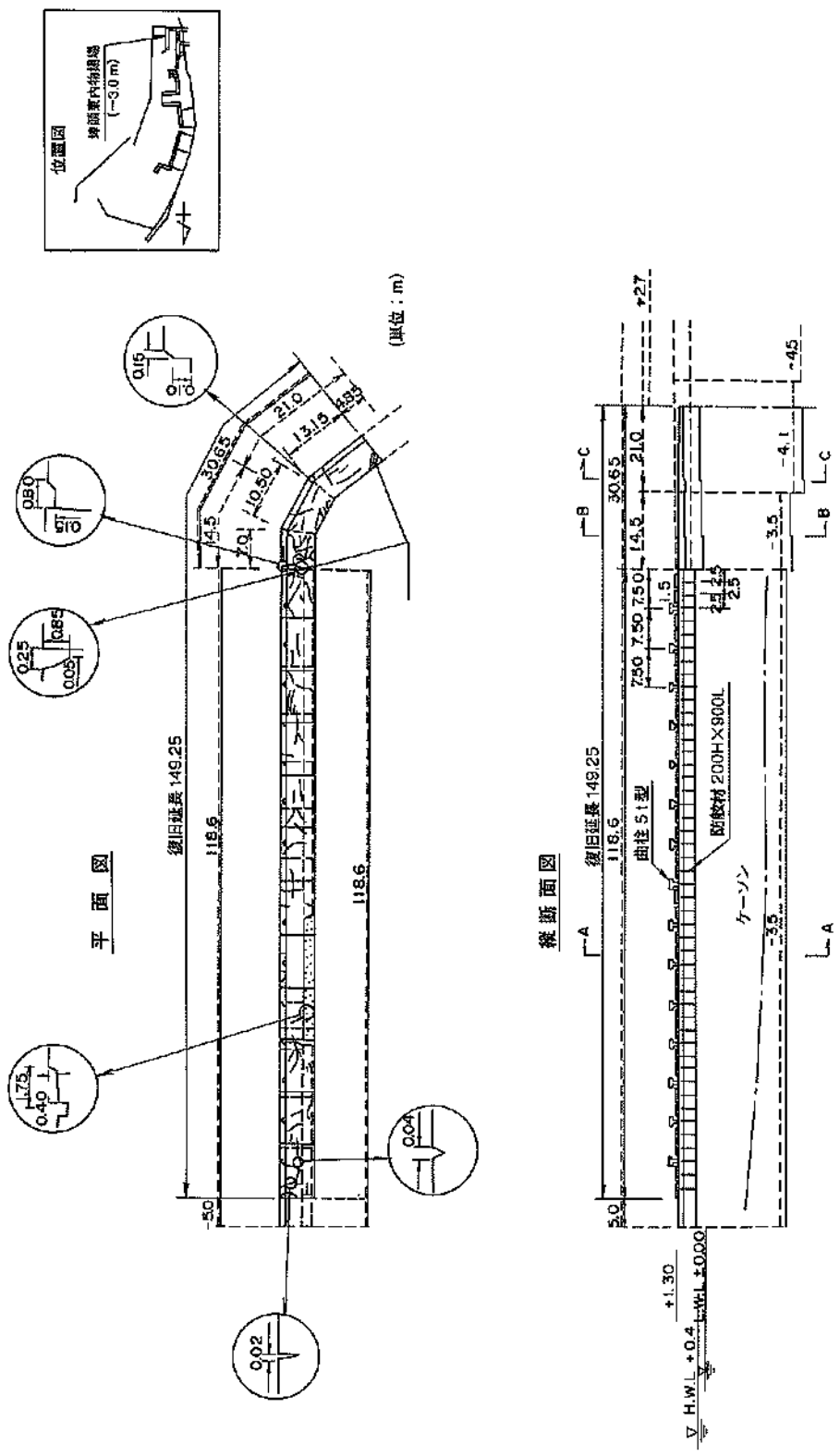
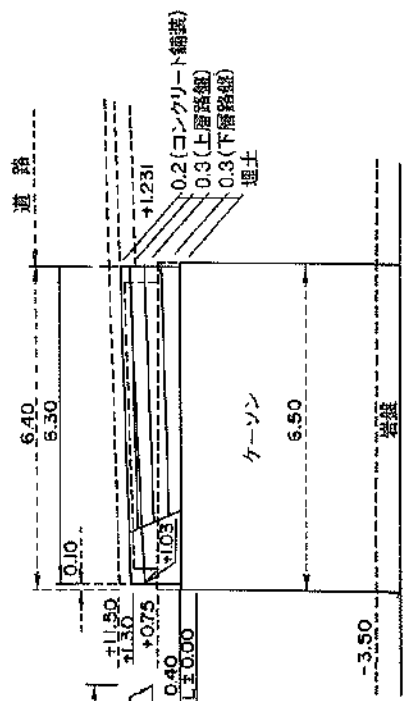
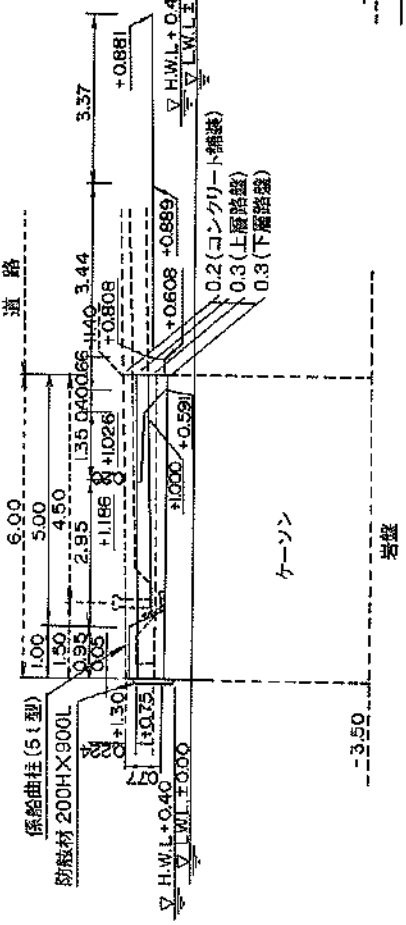


図-3.1.16 奥尻港埠頭東内物揚場の被災状況平面図・縦断面図

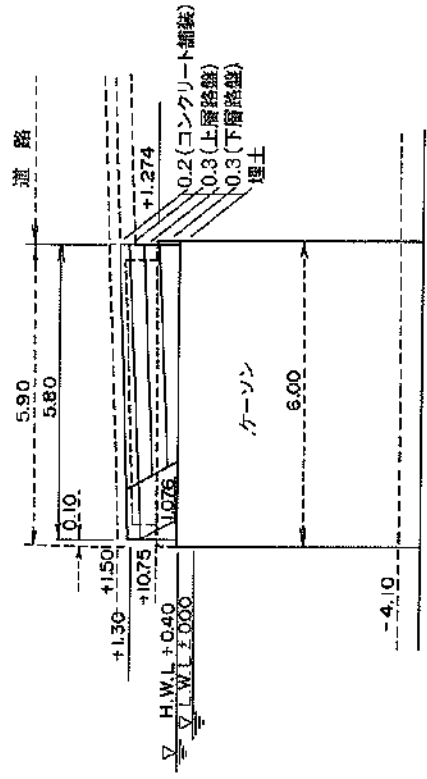
B-B 取付護岸 A 部



A-A 標準断面図物揚場 (-3.0 m)



C-C 取付護岸 B 部



- - - 地震前
 ——— 地震後
 (単位 : m)

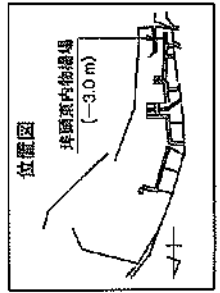


図-3.1.17 奥尻港埠頭東内物揚場の被災断面図

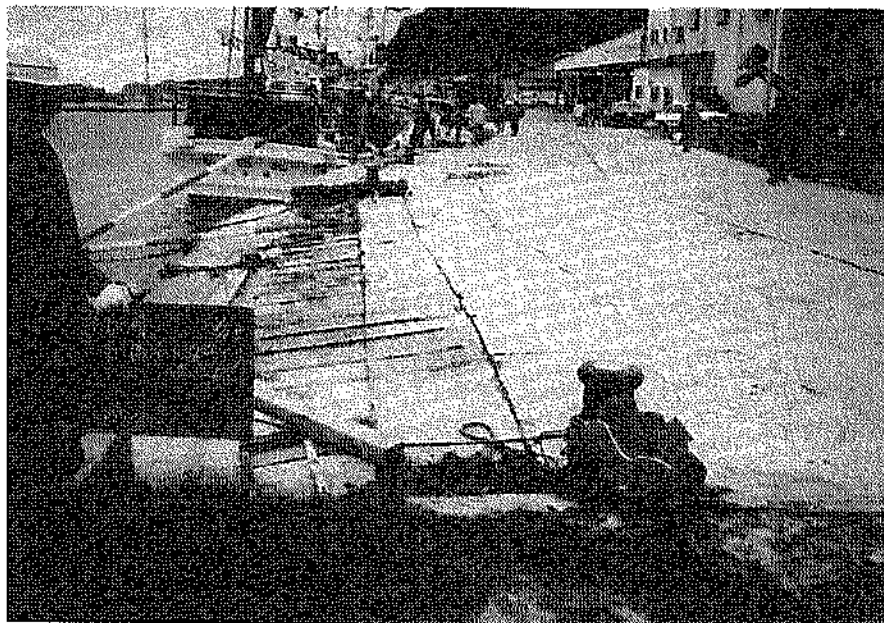


写真-3.1.6 奥尻港中央物揚場の被災状況



写真-3.1.7 奥尻港雨物揚場の被災状況

両物揚場(←3.0 m)標準断面図

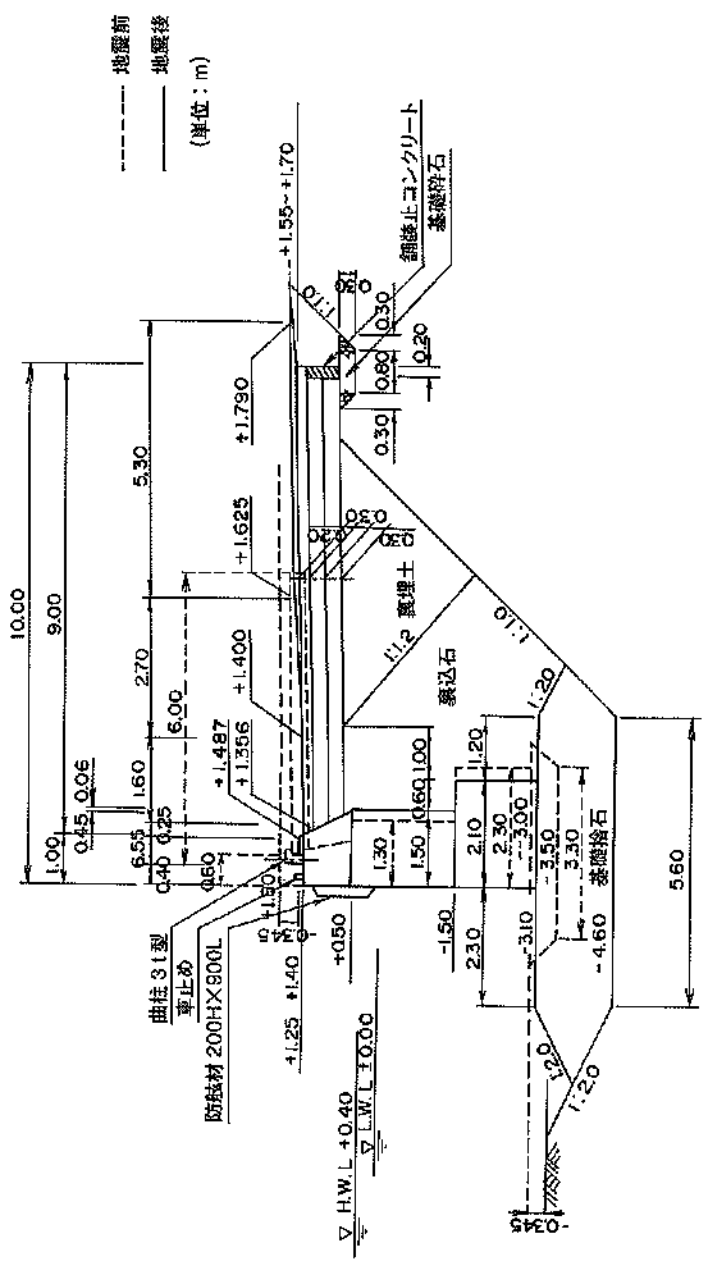
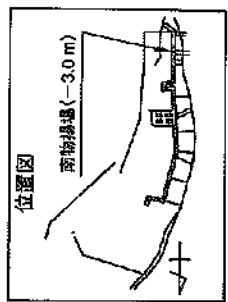
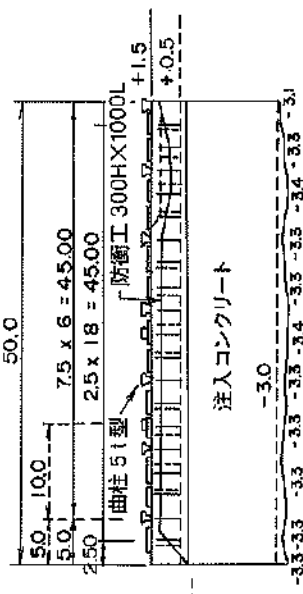
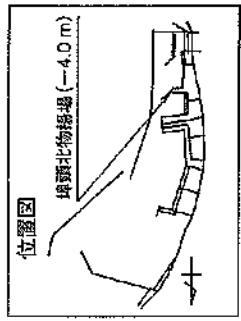
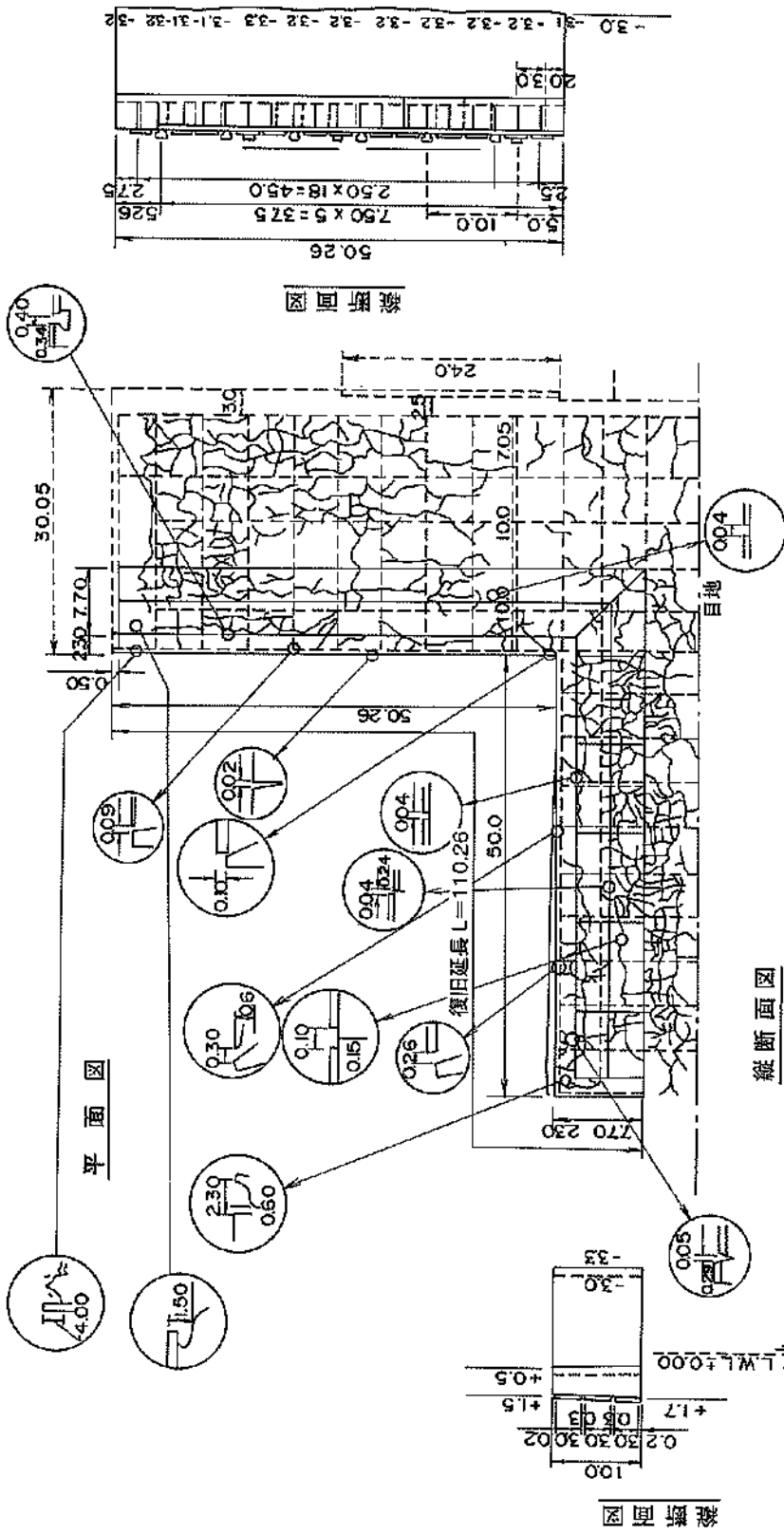


図-8.1.19 奥尻港南物揚場の被災断面図





図一3.1.20 奥尻港埠頭北物揚場の概況状況平面図・縦断面図

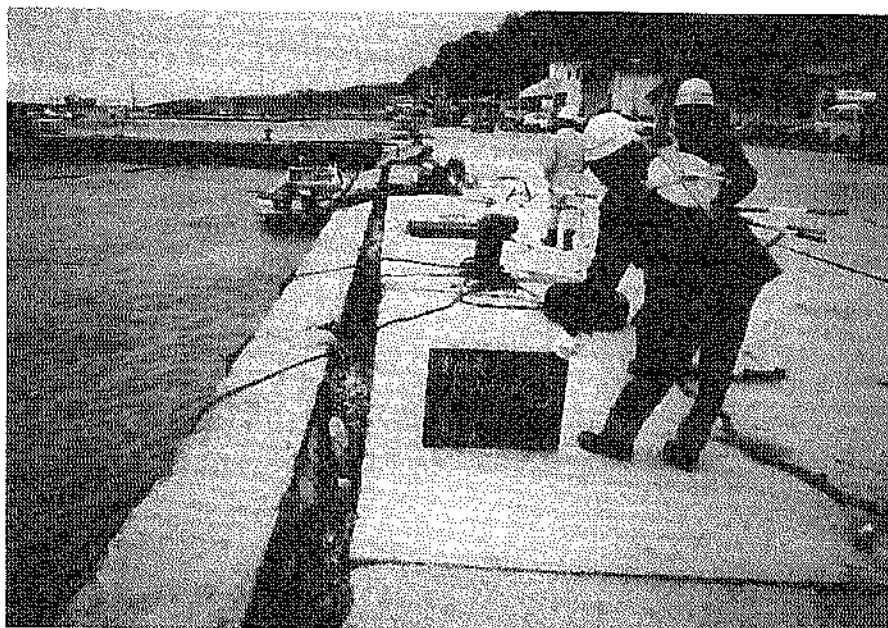
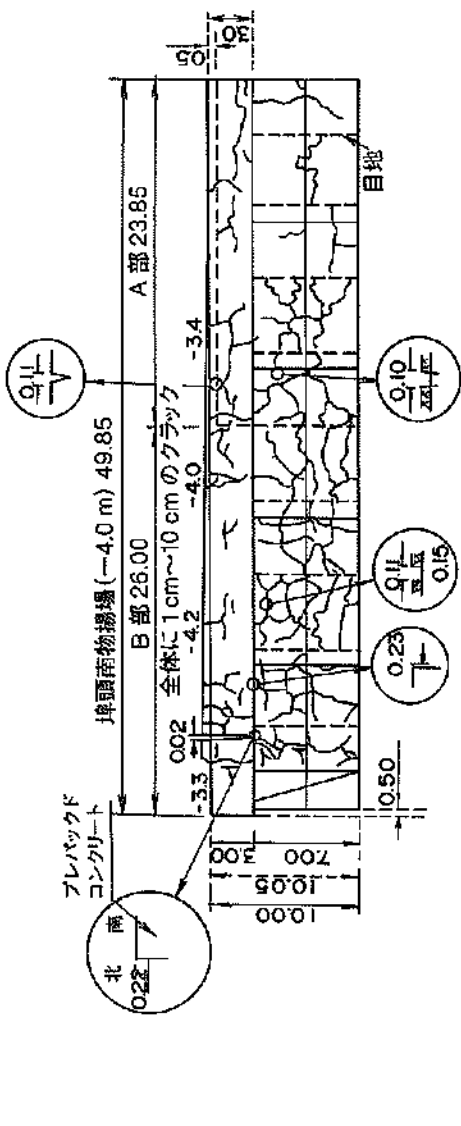


写真-3.1.8 奥尻港埠頭北物揚場の被災状況



写真-3.1.9 奥尻港埠頭南物揚場の取付先端部の被災状況

埠頭南物揚場 (-4.0 m) 平面図



埠頭南物揚場 (-4.0 m) 縦断面図

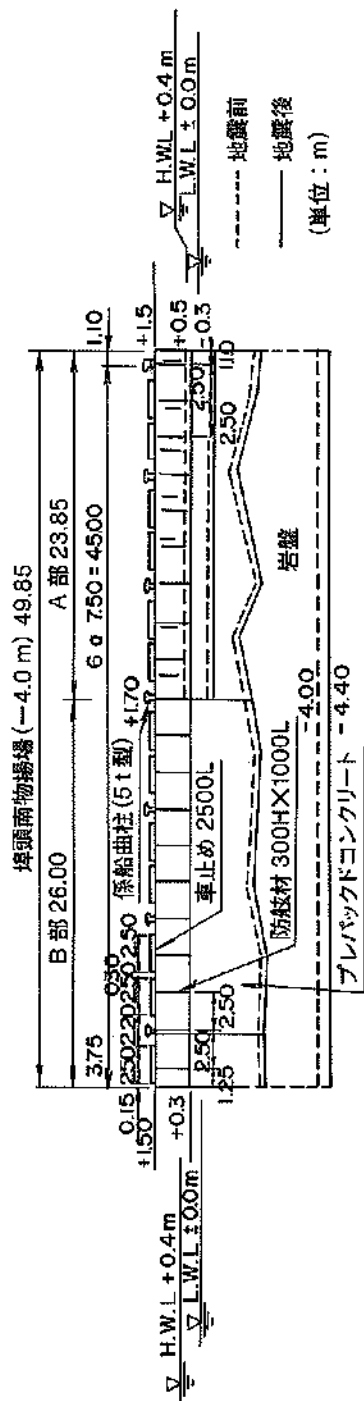
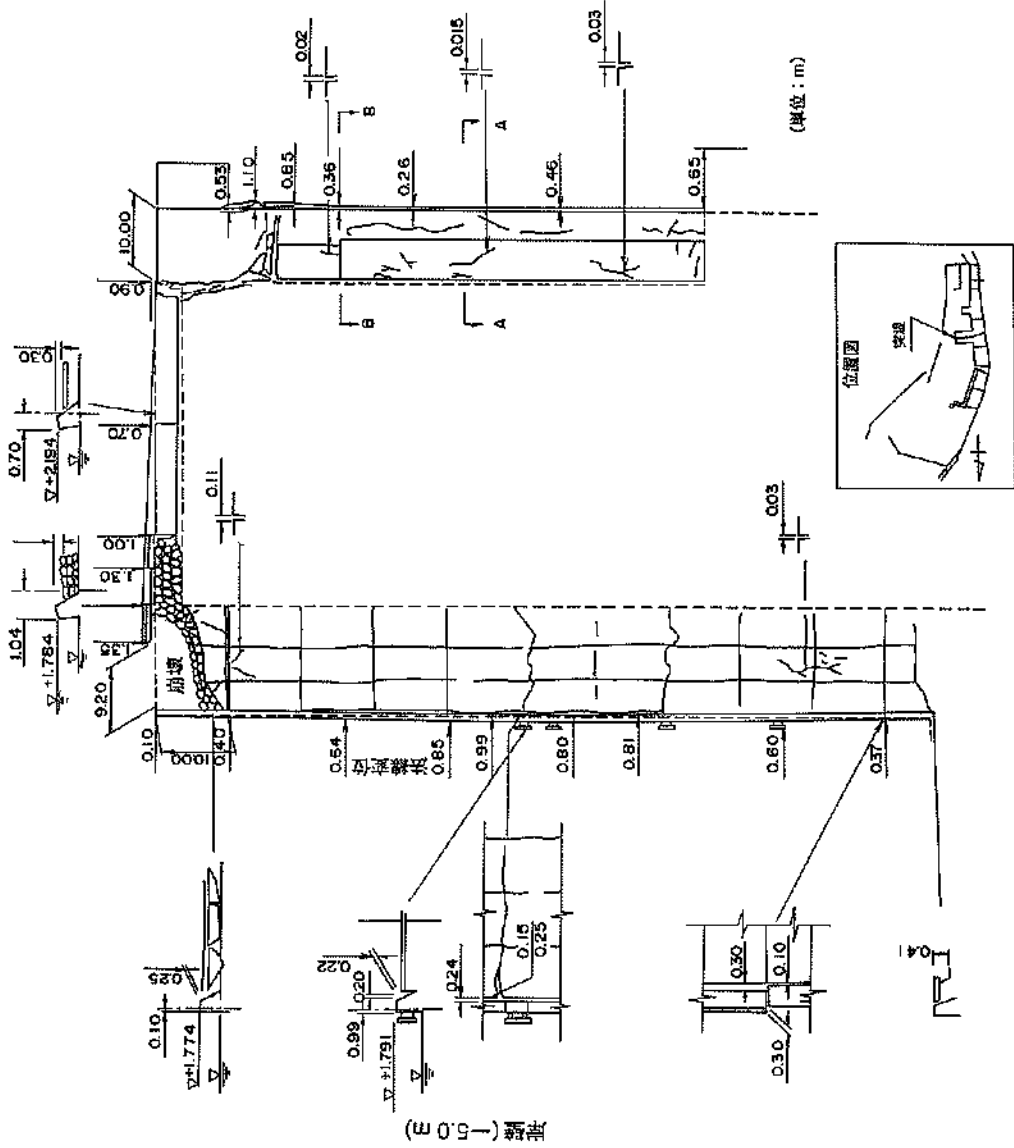


図 3.1.21 埠頭南物揚場の被災状況平面図・縦断面図

岸壁取付先端部



北埠頭物揚場 (-4.0 m)

図-3.1.22 奥尻港岸壁 (-5.0m)、岸壁取付先端部、北埠頭-4.0m 物揚場の被災状況平面図

たり発生した。このうち、両端部約20mで堤体が崩壊し海中に没した(写真-3.1.10)。その他の区間では、図-3.1.23に示すとおり、天端高は最大34cm沈下し、法線は最大135cm海側に傾斜移動した。また、エプロン部の張りコンクリートは全てにわたり幅5cm程度の亀裂が多数発生し、背後の裏込め土も流出し破壊状態となった。

北埠頭-4.0m物揚場は、図-3.1.2中の8-cで示される施設であり、昭和50年に完成した重力式プレバックドコンクリート構造の係船岸である。本施設は、図-3.1.22に示す埠頭の南側に位置し全延長75.0mにわたり被災を受けた。このうち、先端部9.82mで写真-3.1.11に示すとおり堤体が崩壊し海中に没し、残りは図-3.1.24に示すとおり天端は最大33cmの沈下が生じ、堤体は最大110cm海側に傾斜移動した。また、エプロンは全てにわたり亀裂が多数発生した。

(7) 岸壁(-6.0m)(9-a)、岸壁(-6.5m)(10-a)、岸壁(-4.5m)(11-a)

岸壁(-6.0m)は、図-3.1.2中の9-aで示される施設であり、昭和54年に完成した重力式プレバックドコンクリート構造の係船岸である。被害は全延長110.0m(取付部5mを含む)にわたり発生した。本施設の被災状況を図-3.1.25、被災断面を図-3.1.26に示す。被害としては、天端高が最大35cm、最小26cm沈下し、法線が最大23cm海側に傾斜移動した(写真-3.1.12)。また、エプロン部の沈下とともに、目地部に8cm程度の開きと多数の亀裂が発生した。

岸壁(-6.5m)は、図-3.1.2中の10-aで示される施設であり、昭和60年に完成した重力式ケーソン構造の係船岸である。被害は全延長135.1m(取付部30mを含む)にわたり発生した。本施設の被災状況を図-3.1.27、被災断面を図-3.1.28に示す。被害としては、天端高が最大69cm、最小33cm沈下し、法線が最大64cm海側に傾斜移動した(写真-3.1.13)。また、エプロン部の沈下とともに、目地部に幅10cm程度の開き・亀裂が多数発生した。

岸壁(-4.5m)は、図-3.1.2中の11-aで示される施設であり、平成3年に着工し施工途中の重力式プレバックドコンクリート構造の係船岸である。被害は全延長190.1m(未完成部分70.1mを含む)にわたり発生した。完成部分120.1mの被災状況を図-3.1.29、被災断面を図-3.1.30に示す。被害としては、天端高が最大56cm、最小49cm沈下し、法線が最大44cm海側に傾斜・移動した。また、エプロン部のインターロッキング舗装が飛散した。未完成部分70.1mでは、基礎工、本体工、上部工、裏込め工および付属工まで施工中であったが、天端は最大76cm、最小44cmの沈下が生じ、法線は最大30cm海側に傾

斜・移動した。

3.1.3 津波

津波に関する詳細なメカニズムは、現在のところ明かとなっていないが、東北大学らの研究によれば、各地の地震計の記録、余震分布、津波の到達時刻および高さから解析した結果、断層は二枚で奥尻島を挟んで「く」の字形を描くように北側の部分と南側の部分に分かれていると推定し、断層はまず「く」の字の北側で、次いで南側が動き、大規模な海底隆起と津波を発生させたとされている。このため、奥尻島を含め震源域に近い地域では、地震発生後数分で津波が来襲し大きな被害が発生した。来襲時刻が夜間であったため津波は目撃されなかったが、潮位記録、遡上高調査および波高計記録などから推定される津波の実態を以下に示す。

(1) 各地での潮位記録

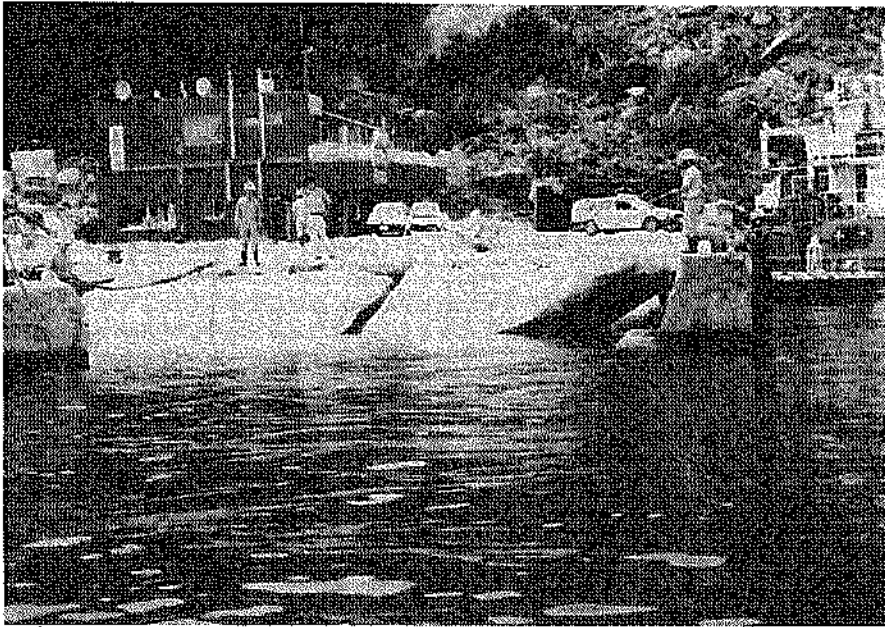
地震発生直後の潮位記録は、杓形港、羽幌港、留萌港、石狩湾新港、小樽港、岩内港、江差港、松前港、函館港の9港で取得された。潮位計は、半日あるいは1日を周期とする潮汐を記録するために設計されており、風波やうねりのような数秒から30秒程度の短周期成分は、検潮井戸の導水管の水理的フィルターによって除去される。数分から数十分の周期をもつ津波に対しては、フィルターの影響で正確な津波波形をとらえることは難しいが、来襲時刻などはある程度読み取ることができる。

検潮記録の一例として、岩内港の記録を図-3.1.31に示す。岩内港では、地震発生から約23分後に津波の第一波の先端が到達し(図中①)、押し波(図中②)から始まる津波が観測されている。最大の押し波は第二波目であり、最高水位(図中③)はC.D.L.(基本水準面)+1.72mとなり、潮位を+0.3mとすると津波の高さは水面上約1.4mとなる。第三波以降は、ほぼ20-25分間隔で来襲した。

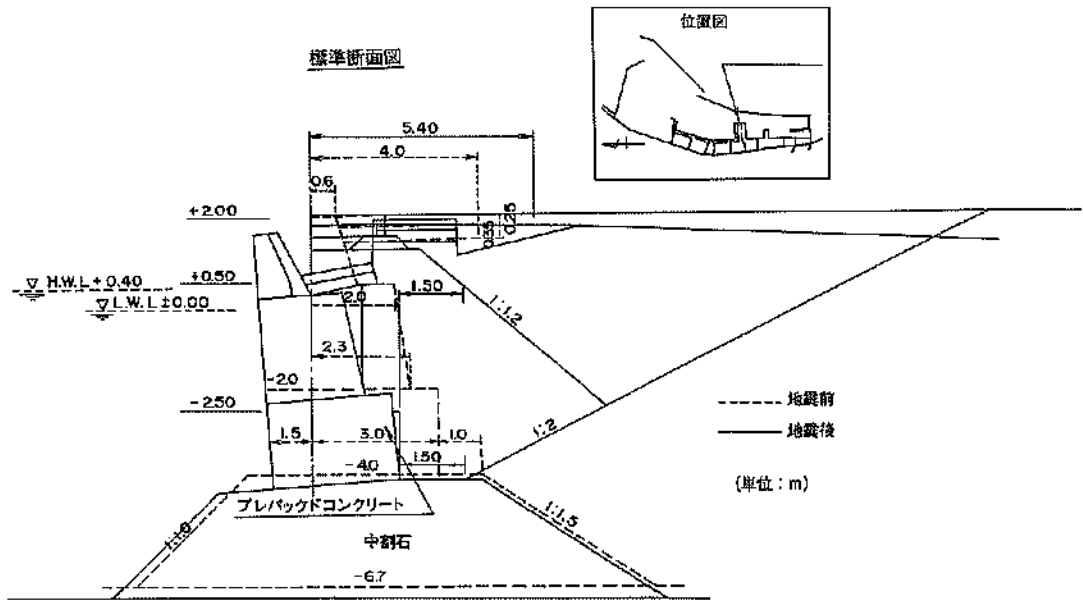
表-3.1.2に各地の港湾で観測された検潮記録から読みとった津波の到達時刻、最高水位および周期を示す。江差港と函館港を除いては、津波は押し波から生じており、第一波の押し波ピーク時は震源域に近いほど早く、最高水位も比較的初期に観測されている。一方、震源域から遠い港では、最高水位も津波到達後かなり経ってから観測されている。

(2) 遡上高調査

津波の遡上高の調査・測量は、港湾・漁港区域内を中心として実施した。なお、津波被害の大きい地点については、港外でも測定を行っている。遡上高は、水面の目撃証言と明確な痕跡に基づいて推定した。なお調査で基準とした海面は、基本水準面(C.D.L.)上から推定潮位(+0.3m)を補正した高さとして定義している。



写真—3.1.10 奥尻港岸壁取付先端部の崩壊状況



図—3.1.23 奥尻港岸壁取付先端部の被災断面図

B部

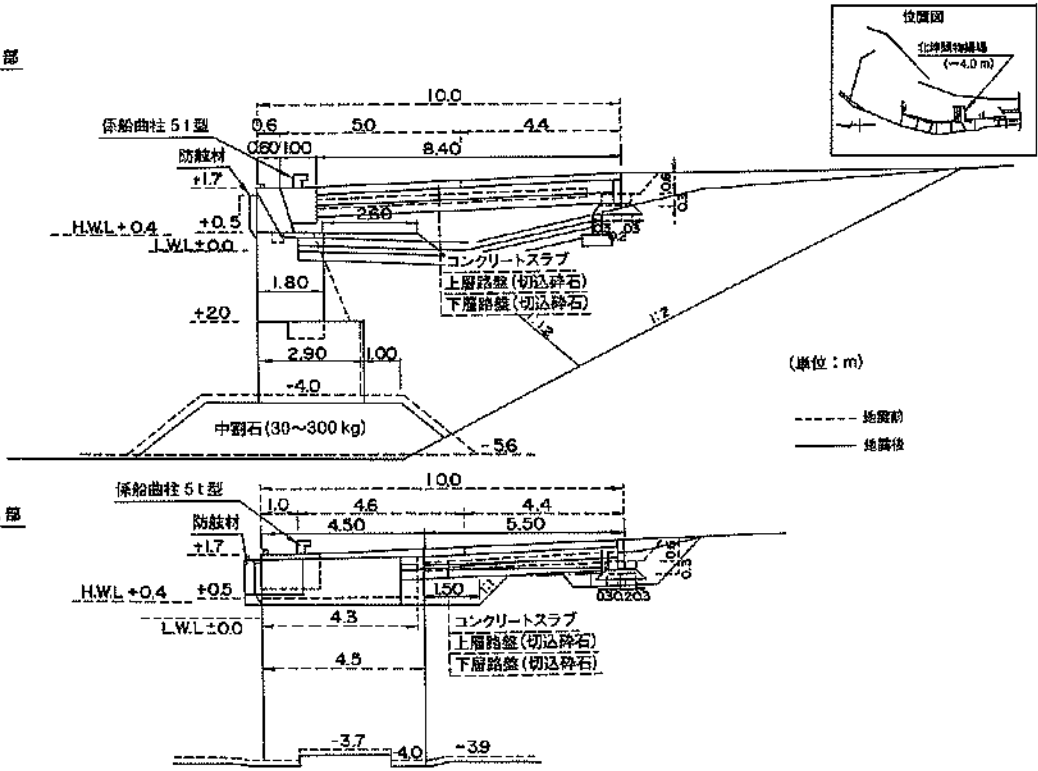


図-3.1.24 奥尻港北埠頭-4.0m 物揚場の被災・復旧断面図

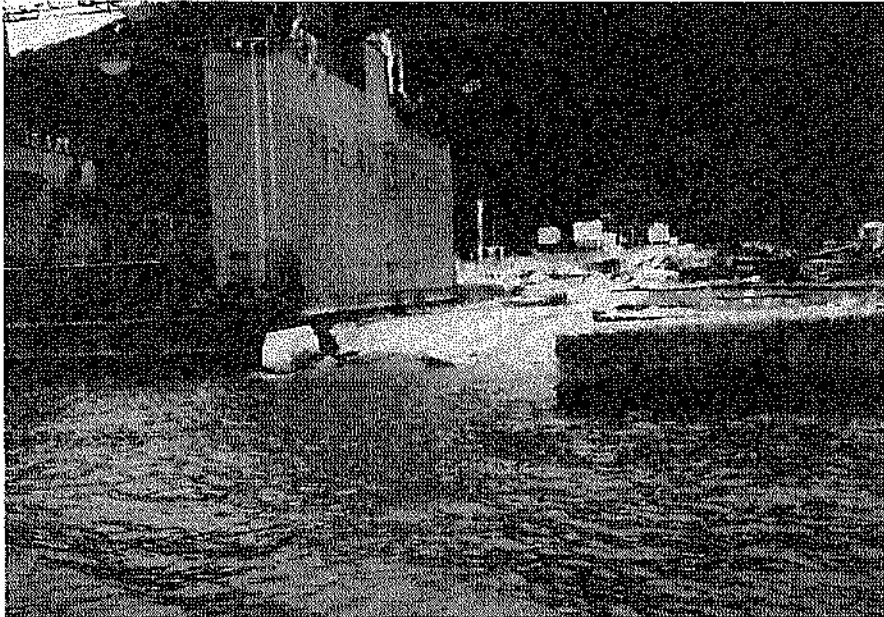


写真-3.1.11 奥尻港北埠頭-4.0m 物揚場の崩壊状況

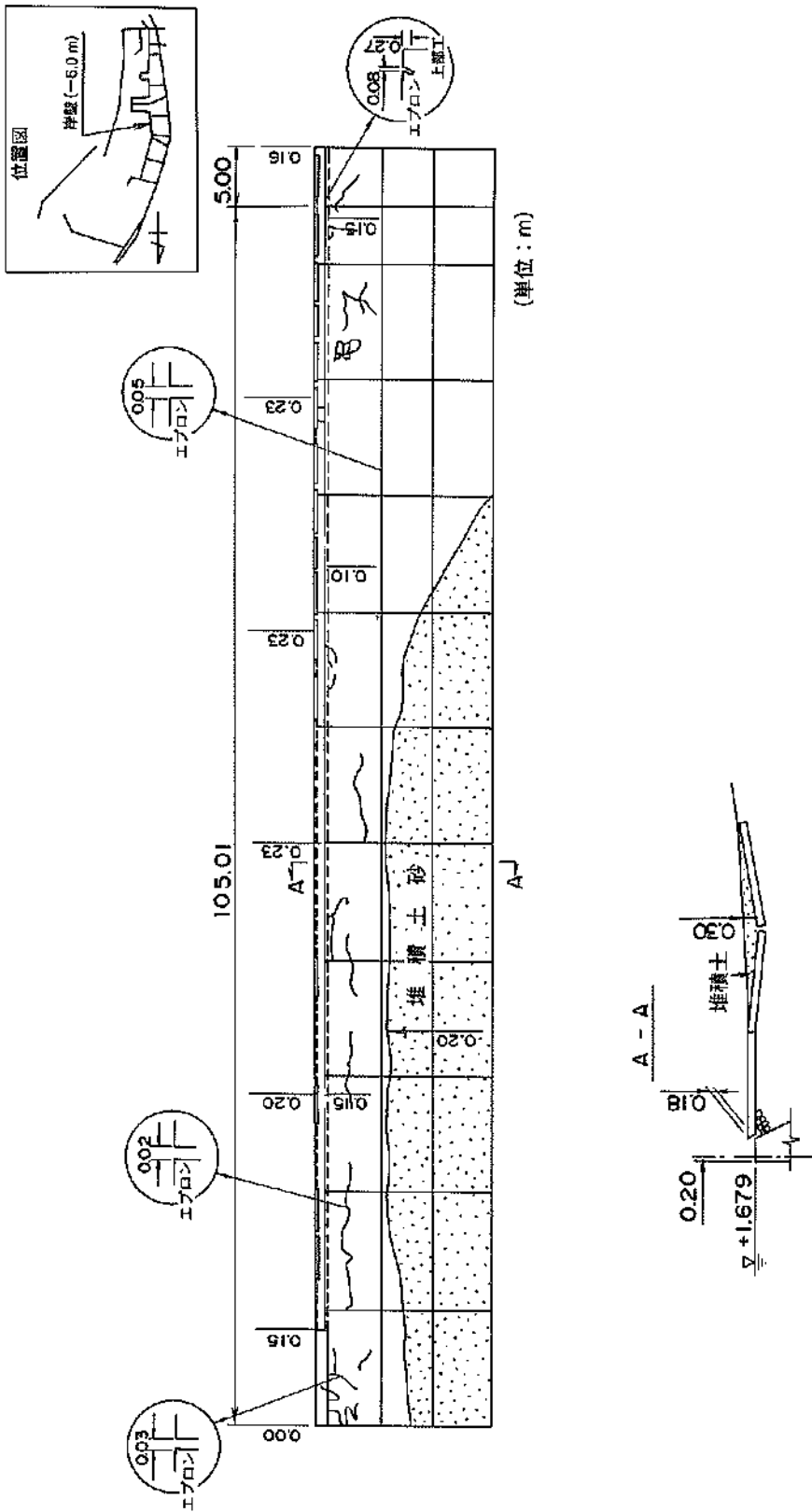


図-3.1.25 泉尻海岸壁 (-6.0m) の被災状況平面図

復旧断面(A-A)

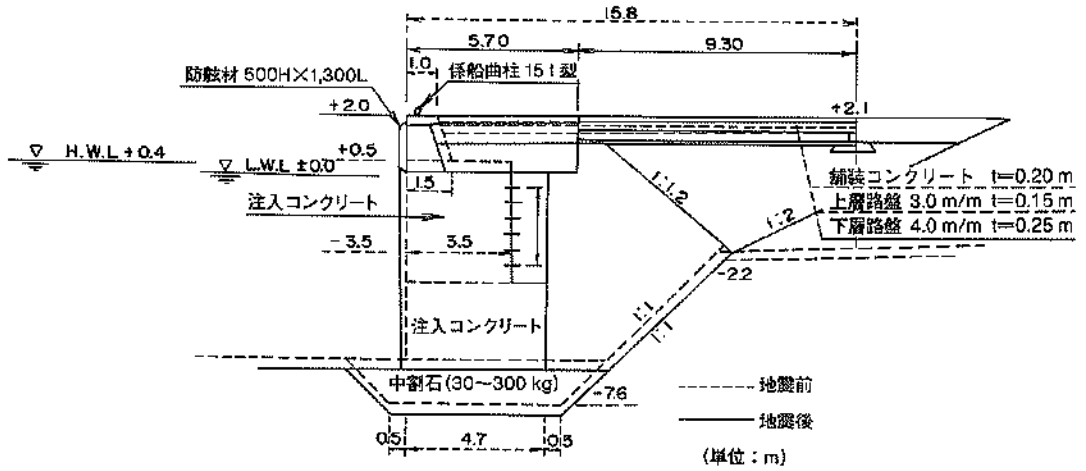
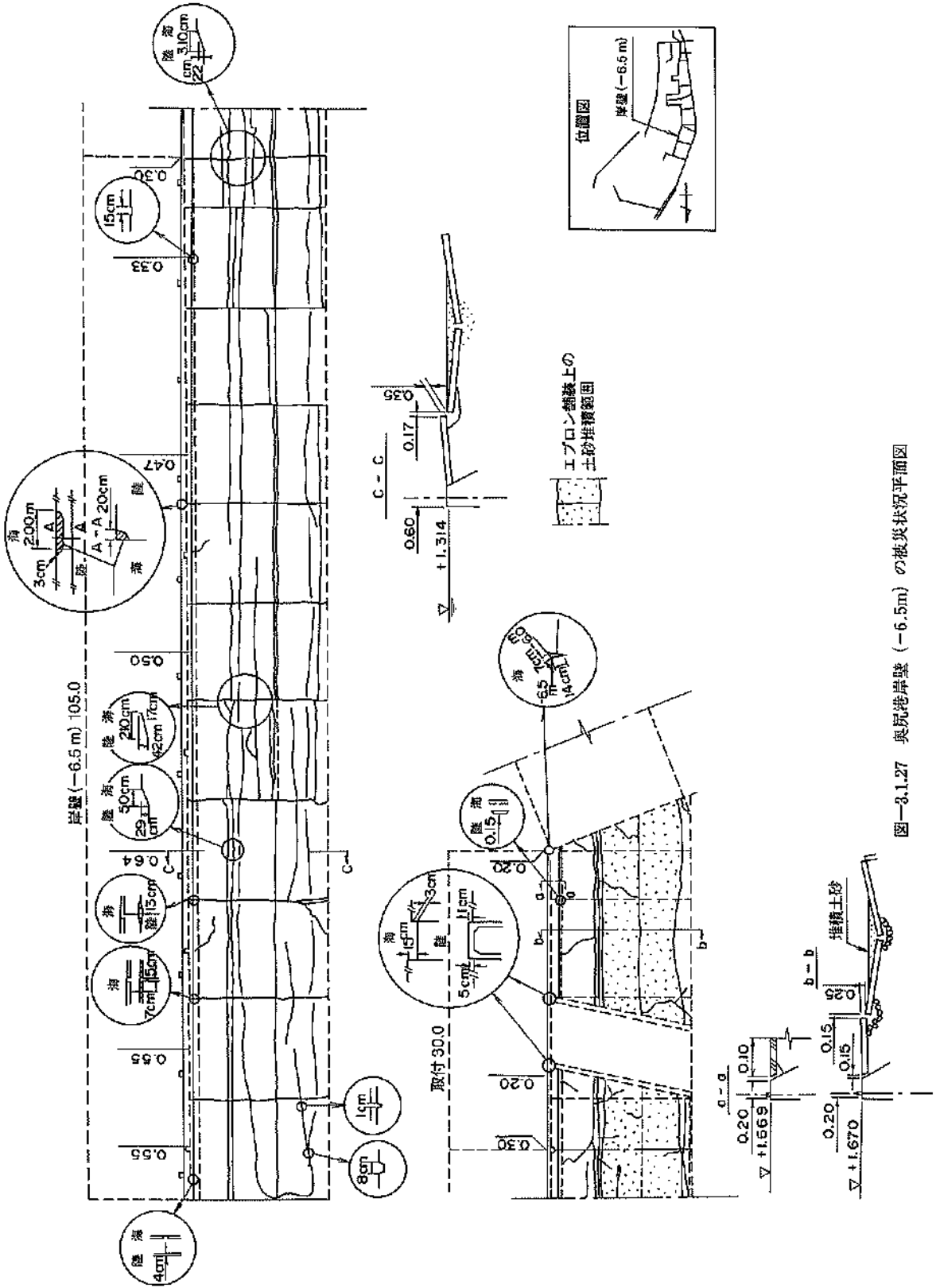


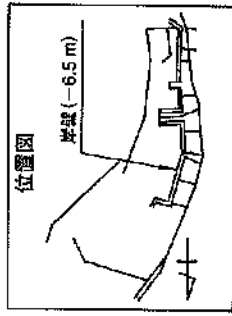
図-3.1.26 奥尻港岸壁 (-6.0m) の被災・復旧断面



写真-3.1.12 奥尻港岸壁 (-6.0m) の堤体の被災



図一3.1.27 奥尻港岸壁 (-6.5m) の被炭状況平面図



--- 地震前
—— 地震後
(単位: m)

標準断面図 (C-C)

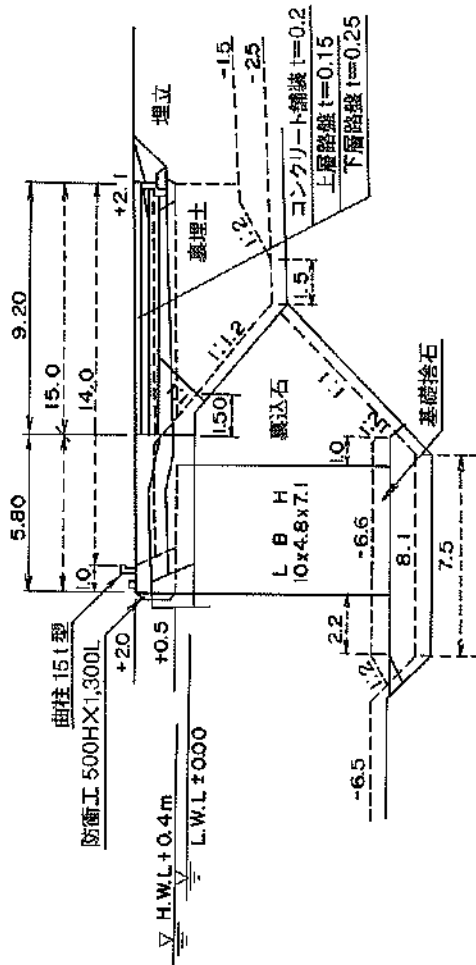


図-3.1.28 奥尻港岸壁 (-6.5m) の被災断面図

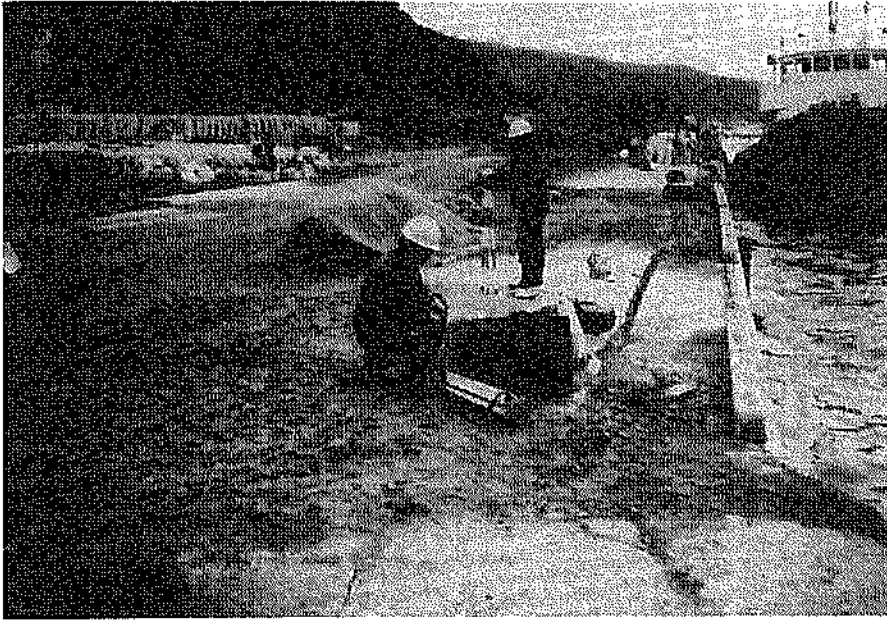


写真-3.1.13 奥尻港岸壁 (-6.5m) の被災状況

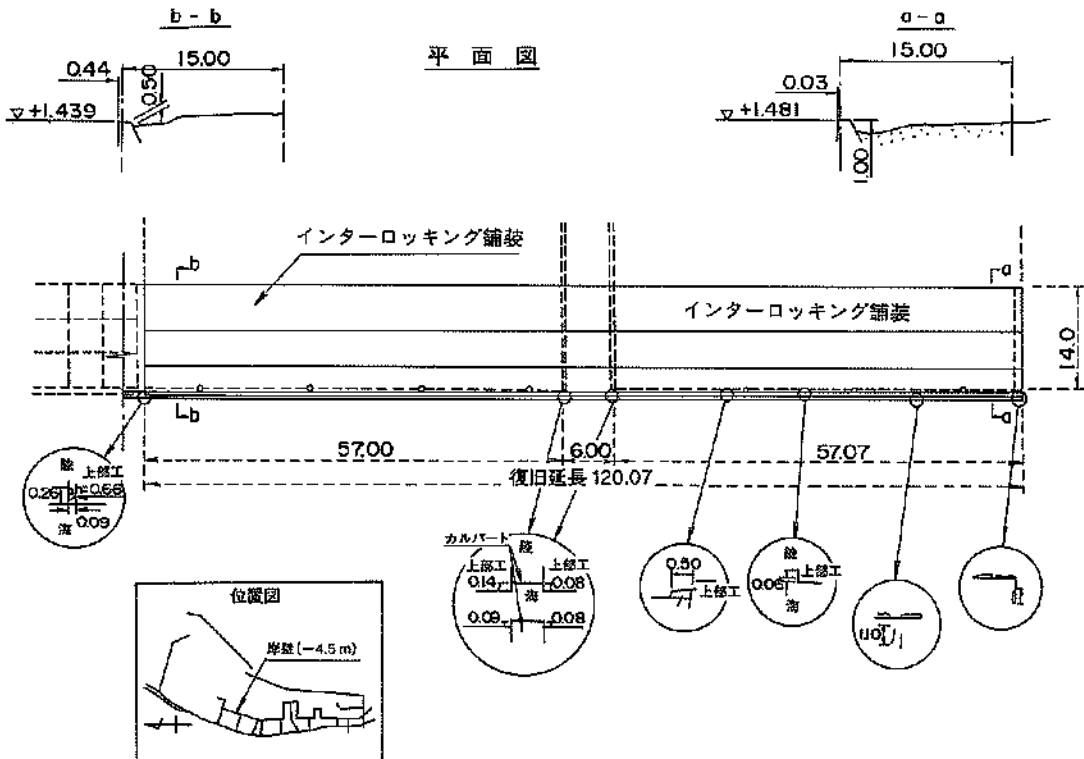
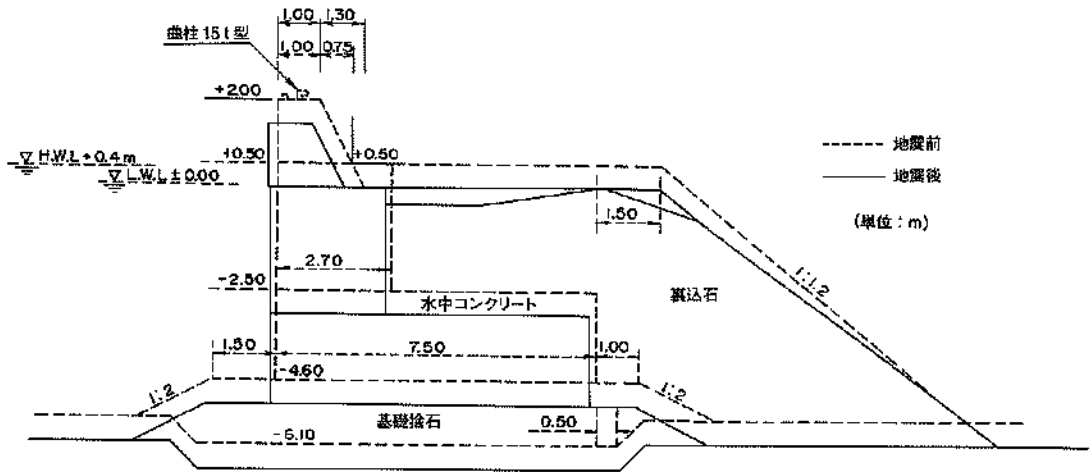
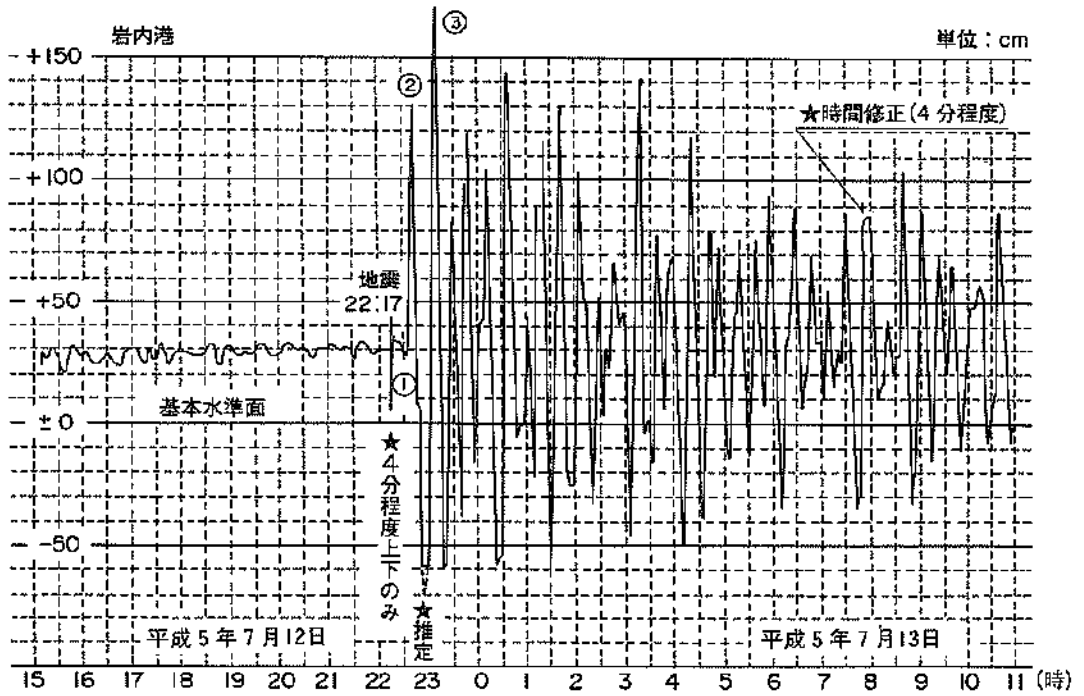


図-3.1.29 奥尻港岸壁 (-4.5m) の被災状況平面図

標準断面図



図—3.1.30 奥尻港岸壁 (-4.5m) の被災断面図



図—3.1.31 岩内港検潮記録

表—3.1.2 検潮記録上の津波

港名	津波到達		最高水位		周期
	到達時刻(走時)	状況	出現時刻	水位(推定潮位)	
	(時:分)			(C.D.L.上:cm)	(分)
江差港	22:27 (10)	引き波	7/12 23:05	+215 (+35)	10
岩内港	22:40 (23)	押し波	7/12 23:14	+172 (+30)	23
(忍路湾)	22:55 (38)				
小樽港	23:04 (47)	押し波	7/13 6:50	+150 (+20)	30~40
留萌港	23:10 (53)	押し波	7/13 1:47	+105 (+20)	24~30
沓形港	23:20 (1:03)	押し波	7/13 3:38	+118 (+23)	8
羽幌港	23:30 (1:18)	押し波	7/13 1:59	+135 (+33)	9~13
函館港	23:50 (1:33)	引き波	7/13 6:15	+191(+157)	20~50

注1) 津波到達時刻は津波による水位変化が始まったと推定される時刻であり、水位の最初のピーク時刻ではない。

注2) 忍路湾の値は、水中ビデオカメラで捕らえた津波によると推定される流況変化の発生時刻である。(開発土木研究所水産土木研究室現地調査資料)

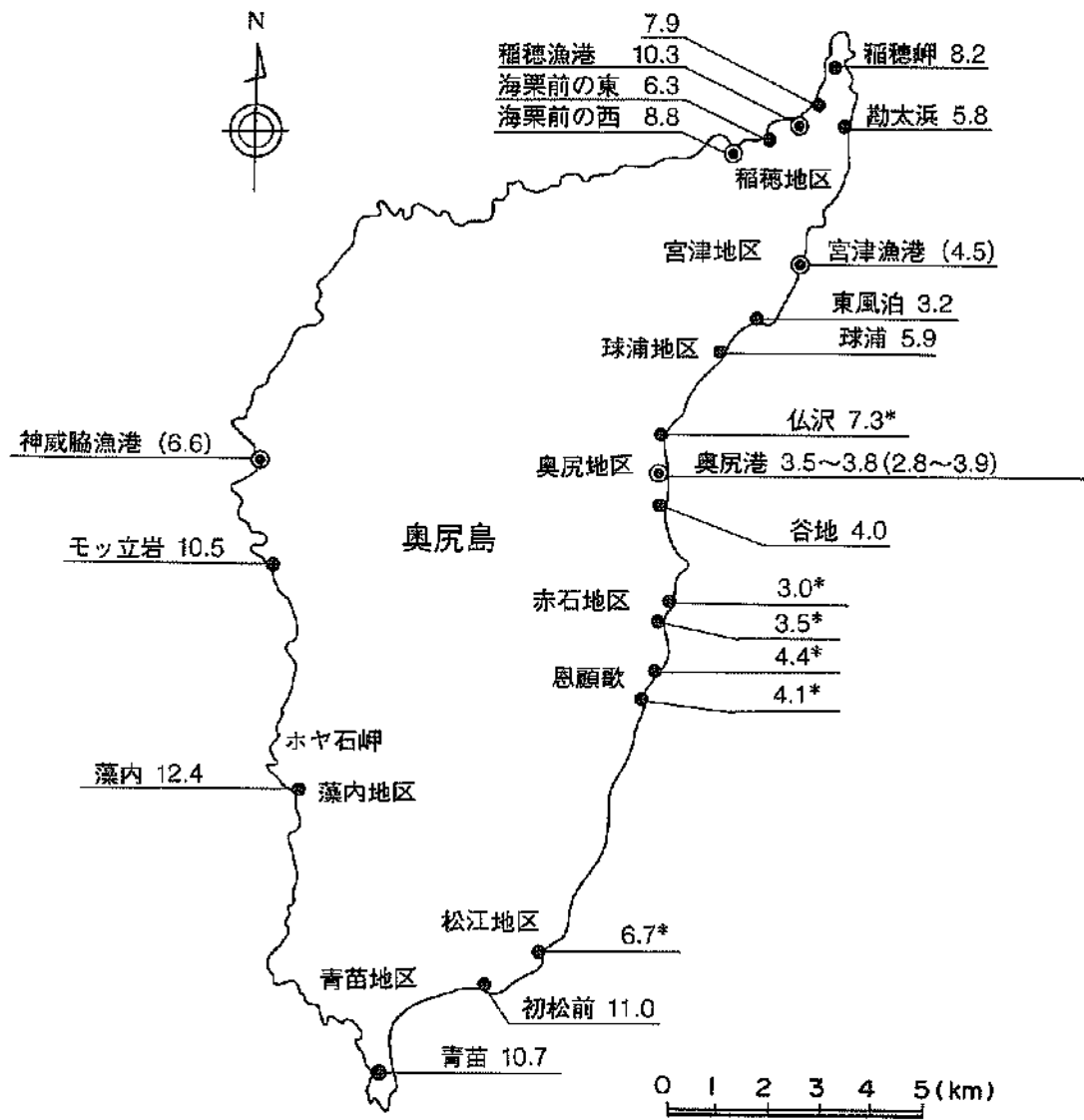
図—3.1.32は、奥尻島での津波の遡上高分布を示している。同図中、港湾・漁港については、外郭施設の外側での観測値を示し、外郭施設の内側での観測値を括弧書きで示している。また、範囲で示した数値は、複数の観測点についての測定値の最低値と最高値を示している。遡上高はマクロ的な海底地形、海岸地形のほか、局所的な地形や遮蔽物の有無、たとえば、津波の来襲方向に対する小さな入り江の向き、防波堤の位置、港口の向きなどによって大きく変化しているようである。

奥尻島の北端の稲穂地区では、稲穂岬で+8.2m、その西側にある稲穂漁港周辺で+10.3mの遡上高となっている。稲穂岬から島の東側海岸を南下するとともに遡上高は減少し、奥尻港内で+2.8~+3.9mであった。ただし、奥尻港から北へ1km離れた仏沢では+7.3mが観測されている。津波被害の最も大きかった南部では、初松前で+11.0m、青苗で+10.7mであった。奥尻島西側の海岸では、藻内地区の集落部で+12.4m、さらに集落から約500m北のホヤ石岬付近では、局所的に非常に高い津波の痕跡がみられた。藻内地区では秋田大学・東北大学の調査によって30m、気象庁の調査によって21mの遡上高が観

測されている。同一地域でも調査地点によって、遡上高が大きく異なることに留意する必要がある。なお、今回の調査ではマクロ的な津波の状況を把握するため、対象地域の平均的な遡上高を観測するよう留意しており、局所的な値は参考値にとどめている。これらの結果から、奥尻島では西岸の遡上高が東岸よりも高い傾向が認められる。

参考文献

- 1) 北海道の港湾・空港 (1993) : 北海道開発局編
- 2) 今村文彦, 高橋智幸, 川俣葵, M.Ortiz, 高橋武之, 首藤伸夫: 津波解析から推定される1993年北海道南西沖地震のメカニズムに関する検討, 日本地震学会講演予稿集, 1993年度秋季大会, 1993.10.
- 3) 1993年北海道南西沖地震被害調査報告: 開発土木研究所報告第101号, 1994.1.
- 4) 首藤伸夫: 北海道南西沖地震に伴う津波とその教訓, 土木学会誌Vol.78, 1993.8.
- 5) 災害時地震津波速報: 気象庁, 1993.8.



- (注1) 遡上高は、C.D.L. からの上昇量 (単位:m) として表示している。
- (注2) 奥尻島での測定値は、地盤の隆起沈降は考慮していない。
- (注3) *印は、荒天時における調査のため、砕波に伴う水位上昇を考慮し、測定値に0.5mを加算している。
- (注4) () 内は、港内での遡上高を示す。

図—3.1.32 奥尻島の津液遡上高分布

3.2 函館港

3.2.1 概要

函館港は、図-2.2.1に示すように、北海道南西部の渡島半島の南端中央に位置する港である。本港は、安政2年に補給港として開港し、安政6年に我が国最初の本格的貿易港に指定された。本港の修築に関しては、明治12年～22年にかけて調査が行われ、明治29年～33年にかけて埋立、浚渫および防波堤の築設が函館市の事業として行われた。その後、明治40年には第二種重要港湾に指定され、第1期、第2期北海道拓殖計画により西防波堤、工事敷地埋築、護岸、物揚場及び埠頭基部埋築が施工された。

明治43年以降には、運輸省（当時鉄道省）が連絡線発着埠頭及び有川埠頭を建設したほか、諸施設の整備を図

り、鉄道（JR）青函連絡港としても重要な役割を果たしてきた。昭和26年度からは国の直轄改修工事として、昭和48年度までに中央埠頭、北埠頭、北防波堤、北副防波堤及び西防波堤（嵩上）が完成した。この間、昭和43年に十勝沖地震が発生し、中央埠頭、北埠頭等で被害が発生し、復旧工事がなされた。

昭和46年度からは船舶の大型化などに対処すべく、万代埠頭の建設に着手し昭和48年度に完成をみた。昭和48年度からは、取扱い貨物量の増大に伴う荷物岸壁の不足を補うために、豊川岸壁の建設に着手し、昭和56年度までに-5.0m岸壁340mを整備し、さらに、昭和63年度から平成3年度までに190.0mを延長し計530.0mの-5.0m岸壁及び背後の港湾施設用地を完成させた。昭和50年度は、継続して港内の静穏度を確保するため、北防波堤の

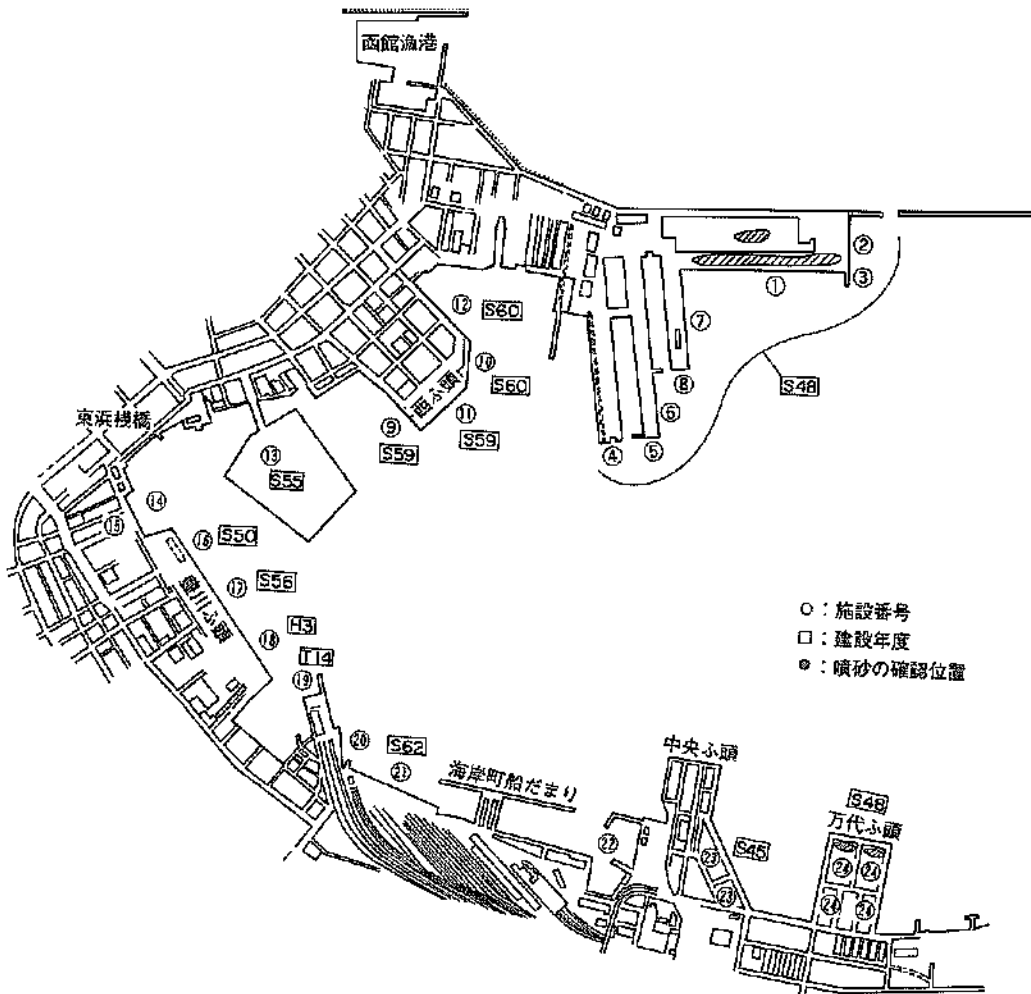


図-3.2.1(a) 函館港被災調査施設位置図

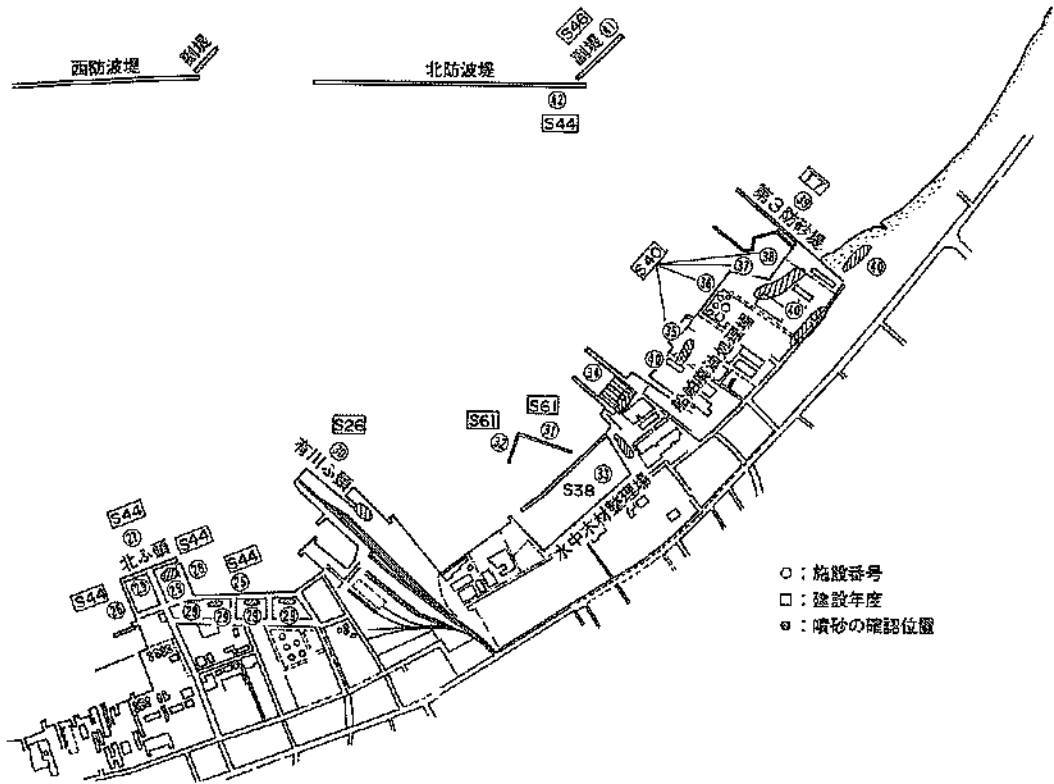


図-3.2.1(b) 函館港被災調査施設位置図

嵩上補強工事を実施し、昭和51年度から昭和55年度までに499.6mの延長を実施するとともに木材取り扱い施設として、港町地区の泊地浚渫を実施した。

昭和52年度からは、海岸町地区に漁船休憩用施設とボートサービス船を集約する船溜り施設の建設に着手、昭和56年度までに防波堤340.0m、岸壁(-5.0m) 70.0m、物揚場(-4.0m) 330.0m、物揚場(-3.5m) 230.0m、泊地(-5.0m)の浚渫63,800m³、泊地(-4.0m)の浚渫20,000m³、港湾施設用地を施工した。万代埠頭地区の泊地浚渫は、昭和51年度から施工されており、昭和58年度には泊地(-10.0m)の浚渫239,300m³を施工し、船舶の効率のよい泊地を確保し浚渫工事を完了した。

昭和58年度からは、臨港地区内の流通の円滑化のため臨港道路整備を開始し、同計画の内、高架橋部(函館港岸大橋)は、現在まで継続して整備が進められている。昭和61年度には西埠頭地区の施設が完了し、埠頭の円滑な利用が図られている。港町地区の泊地(-10.0m)分離堤は昭和62年度に完成し、木材荷役の安全が確保された。平成3年度の本港の利用概況は、入港船舶21,768隻、取扱貨物量32,256千tに及んでいる。

以下に函館港の各施設の被害状況について報告するが、各施設の位置については、図-3.2.1に示す函館港の調査を行った各施設の施設番号で対応させ、さらに、図-3.2.1には各施設の建設年度および今回の地震で噴砂が確認された位置も示しておく。また、各施設の被害に関する総括を表-3.2.1に示す。写真-3.2.1は函館港の全景である。

3.2.2 弁天地区

弁天地区(北海道振興(株)所有)は、函館ドックにより昭和45年から48年にかけて埋立が行われ、30万トン建造ドックと30万トン修繕ドックおよび船殻工場等が建設された地区である。昭和48年のオイルショックにより当該地は昭和54年に特定船舶製造業安定事業協会に売却された。その後、平成元年に北海道振興(株)が当該地を買収し現在に至っている。

地震当時の岸壁の利用状況は第4岸壁には作業船、第5岸壁には廃船となり解体を待つイカ流し網の漁船、第6岸壁には同上の漁船・作業船などに岸壁を貸していた。今回の地震により、第5岸壁とG岸壁を除くすべての岸壁になんらかの変位が生じたため、係留に利用できる岸

表—3.2.1 被災調査施設一覧

地区名	図帯	施設名	完成 年度	施工 延長	構造形式	水深	天端高	設計 露度	復旧 延長	被災額	災害査定番号	被災 程度	被災状況簡略
弁天地区	1	第6岸壁	S48	485	矢板式	-2.0	2.30	0.15	495			IV	矢板式岸壁が最大で0.21m前面にはらみ出ししている。岸壁付近で0.5~2.0m程度の沈下。
	2	北岸壁	S48	165	矢板式	-3.0	3.80	0.15				III	2aほど前面にはらみ出した。0.8m程度の沈下がみられた。
	3	油除堤	S48	40	ケーソン、ブロック	-3.0	3.80	0.15				III	2aほど変位し1.7mほど沈下した。ケーソンとブロック壁の間に大きな隙差が生じた。
	4	E岸壁	S48	45	矢板式	-3.0	2.30	0.15				III	岸壁と背後の擁の間に開きが生じ、周辺地盤が1m近く沈下。クレーン基礎の目地にも20cm以上の開きが生じた。
	5	F岸壁	S48	45	矢板式		2.30	0.15				III	岸壁と背後の擁の間に開きが生じ、周辺地盤が1m近く沈下。クレーン基礎の目地にも20cm以上の開きが生じた。
	6	第4岸壁	S48	195	矢板式	-0.0	3.30	0.15				III	0.7m程度はらみ出し0.8m程度沈下。岸壁背後も最大1m沈下。
西海頭	7	第5岸壁	S48									0	無被災
	8	G岸壁	S48									0	無被災
	9	D岸壁	S59	53	矢板式	-5.0	2.80	0.15				I	エプロン不等沈下(2~3cm)
	10	F岸壁	S60	105	矢板式	-6.5	2.80	0.15				I	エプロン不等沈下(2~3cm)
	11	E岸壁	S59	165	矢板式	-9.0	2.80	0.15				0	無被災
	12	物揚場	S60	35	矢板式	-4.0	2.80	0.15				0	無被災
大町	13	土砂処分 場護岸	S55 ~	1118	矢板式		2.00	0.10	292.5	112,000	5災第1号	II	護岸のせりだし(20~40cm)、上部工・埋立地盤裂
来広	14	物揚場										I	エプロン不等沈下(3~4cm)
	15	七財橋										I	エプロン不等沈下(3~4cm)
豊川	16	棧橋	S50	120	鋼管杭	-5.0	2.00	0.10				I	クレーンゲッキセリ上がり。拡張部継ぎ手部改善。崩壊沈下。
	17	岸壁	S55	220	二重矢板式	-5.0	2.30	0.10				0	無被災
	18	棧橋	H3	190	鋼管杭	-5.0	2.00	0.15	190.0	35,000	5災第2号	II	インターロッキングブロック舗装せり上がり。土留めブロック沈下20cm(設版ブロック逆勾配)

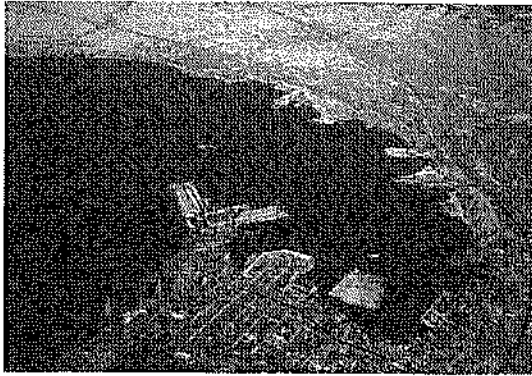
表一3.2.1 被災調査施設一覧(表一3.2.1 続き)

地区名	区画	施設名	完成年度	施工延長	構造形式	水深	天端高	設計露度	復旧延長	被災額	災害査定番号	被災程度	被災状況概略
若松	19	若松埠頭 護岸	T14	180.3	重力式(ケーソン)護岸 ボードデッキ	-8.0	4.30		113			Ⅲ	モニメントを抜き全面損傷、崩壊沈下、ボードデッキ陥落
	20	沖水プロム ムナード			埋立地							Ⅱ	沈下、亀裂。
海岸町	21	道路護岸	S62	301.6	二重矢板式	-4.5	2.50		301.6	167,000	5災第3号	Ⅱ	せり出し(50~70cm)沈下、亀裂。
	22	船舶まり										Ⅰ	締道沈下、亀裂。
中央埠頭	23	北側第3 岸壁背後	S45	285	矢板式係船岸	-5.5 -8.0	2.80 "	0.10 0.10	90 165			Ⅰ Ⅰ	{ 高野地前表若干亀裂。 門扉1基損傷。 }
	24	万代埠頭	S48 " " " "	90 " 130 " 180	鋼矢板セル式係船岸 " " " "	-5.5 " -7.5 " -10.0	3.00 " " " "	0.10 " " " "				Ⅰ Ⅰ Ⅰ Ⅰ Ⅰ	{ 高野地地陥没及び隆起、埠頭内道路損傷。変搬送コンベアピット損傷。 門扉3基損傷。 }
北埠頭	25	B岸壁	S44	330	矢板式係船岸	-5.5	3.00	0.10	240.2	36,000	5災第4号	Ⅱ	上部工せり出し。エブロン陥没。
	26	南岸壁	S44	90	矢板式係船岸	-5.5	3.00	0.10				Ⅰ	係船柱2基移動。
港町	27	岸壁 先頭部	S44	189	鋼矢板セル	-7.5	3.00	0.10	114.4		5災第4号	Ⅱ	エブロン亀裂、陥没。
	28	北側岸壁	S44	180	重力式(ケーソン)	-7.5	3.00	0.10	130	86,000	5災第4号	Ⅱ	上部目地拡大。エブロン沈下、隆起、亀裂、陥没。
29	有刺各地											Ⅰ	沈下及び隆起、亀裂、陥没、門扉2基損傷。
29	臨港道路											Ⅰ	沈下及び隆起。
29	日鉄セメント ントサイ											Ⅱ	傾斜。
港町	30	有川埠頭	S26		重力式	-7.0	4.30					Ⅱ	堤体亀裂、傾斜。埋立地亀裂、沈下。
	31	係船杭	S61		係船杭	-11.0	3.00		3基	22,000	5災第5号	Ⅱ	隣仕切りケーソン部せり出し、沈下。
32	分離堤	S61	360		重力式(ケーソン)	-11.0	2.40	0.15	260	554,000	5災第5号	Ⅱ	ケーソン柱線出入り、沈下、目地拡大。
33	水中貯木 場護岸	S38	150		二重矢板式	-2.0	2.30		150			Ⅱ	護岸せり出し。埋立地亀裂。

表-3.2.1 被災調査施設一覧 (表-3.2.1 続き)

地区名	区画	施設名	完成 年度	施工 延尺	構造形式	水深	天端高 露度	復旧 延尺	被災額	調査査定番号	被災 程度	被災状況概略	
港町	34	フェリー 碼頭		115							II	{ 駐車場隆起、噴砂、陥没。	
				150									
				344									
七重浜	35	第2護岸	S40	70	二重矢板式		2.30	70			I	水叩きコンクリート陥没。	
			S40	265	二重矢板式		2.30	265			I	水叩きコンクリート沈下及び陥没。	
			S40	127	二重矢板式		2.30	127			I	護岸亀裂。埋立地亀裂。	
			S40	37	二重矢板式		2.30	37			I	水叩きコンクリート陥没。埋立地亀裂。	
			T7	485			2.30	343		316,000	5 災第6号	II	先端一部沈下。場所詰めコンクリート亀裂。
本港	40	防波堤北 (西)	S46	202	消波ブロック被服堤	-12	3.50	202	173,000	5 災第7号	II	取り付け道路及び橋内道路亀裂、噴砂。管理棟傾斜。	
			S44	869		-12	3.50				I	亀裂。噴砂。	
					階段護岸							I	段差5~20cm
												I	消波工沈下。法線出入り。目皿拡大。
	42	防波堤北								I	法線出入り。目皿拡大。仮置ブロック沈下。		

被災程度 0:無被害 I:本体に異常は無いが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの II:本体にかなり変状の起こったもの
III:形ほどとめていているが、構造物に破壊が起ったものと認められるもの IV:全壊して形をとどめていないもの



写真—3.2.1 函館港全景

壁は上記の2岸壁に制限された。

図—3.2.2(a)に弁天地区の各施設の平面図および法線の変位図を示す。また、図—3.2.2(b)には、今回の地震で特に大きな被害の発生した第6岸壁の変位の詳細図を示す。弁天地区の原地盤の土質については、図—3.2.3(a)のボーリング調査で得られた土質断面を図—3.2.3(b)~(d)に示す。

(1) 第6岸壁(—8.0m)(施設番号①)

本施設は控え矢板式の係船岸であり、総延長は495mである。本施設の標準断面を図—3.2.4に示す。

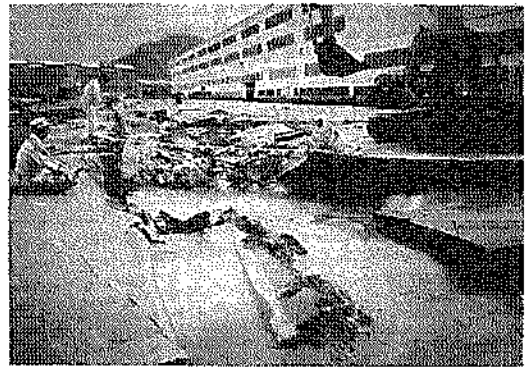
本施設の土質条件は、図—3.2.3(a)の15—15断面に対応し、図—3.2.3(b)に示したとおりである。また、本施設建設後に行われたボーリング調査位置と結果を図—3.2.5(a), (b)に示すが、図—3.2.3(b)と比較して両者の間には埋立地盤の有無を除いて大きな違いはない。

図—3.2.5(b)に示すように、本施設の原地盤は標高—40mまでが洪積層、標高—40m—10mまでが沖積層となっており、砂礫、砂質土および粘性土の互層になっている。標高—10mから地表までは、砂~シルトからなる埋立地盤である。埋立地盤のN値は0—20と幅があるが、全体として10以下の地盤で緩い地盤といえる。図—3.2.7には、岸壁背後で採取された噴砂の粒度を示すが、均等係数が5程度、平均粒径 D_{50} が0.14mm、シルト分16.0%および粘土分6.8%(細粒分含有率が20%程度)となっている。

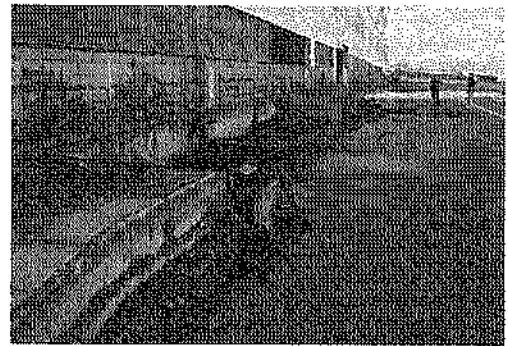
被災については、図—3.2.5の被災・復旧断面図に示すように矢板が前面に大きく傾き、図—3.2.2(b)の法線変位図に示すように、岸壁全長に渡って法線及び天端が大きく変位する被害を受けた。特に、岸壁中央部での被害が大きく、法線は最大で5.21mせり出し、天端は1.46mまで沈下している(写真—3.2.2)。しかし、潜水士の調査によると、矢板に破損などの損傷は無いことが報告されて



写真—3.2.2 法線変位(函館港、弁天地区、第6岸壁)

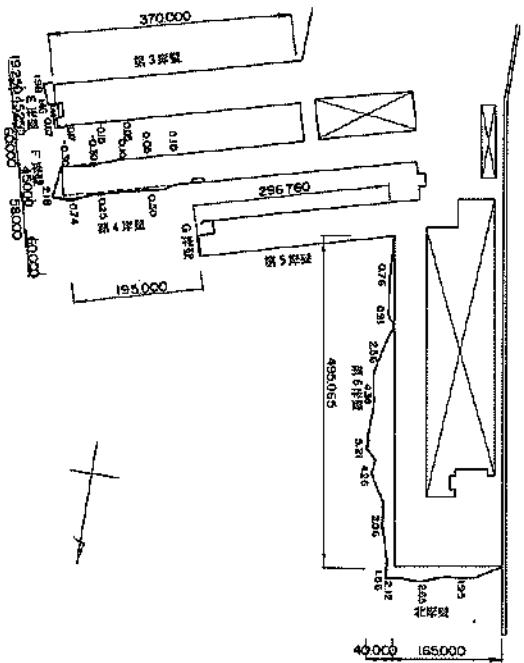


写真—3.2.3 亀裂(函館港、弁天地区、第6岸壁)

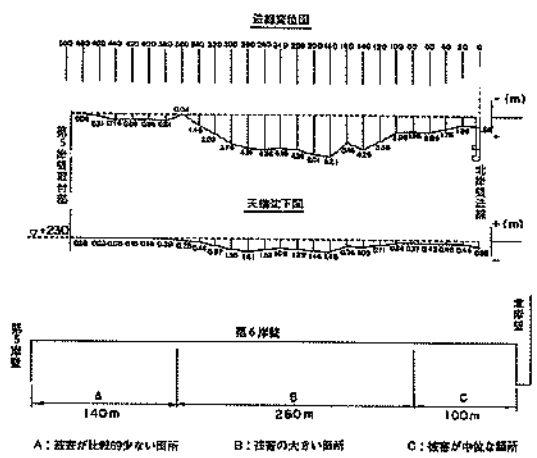


写真—3.2.4 噴砂(函館港、弁天地区、第6岸壁)

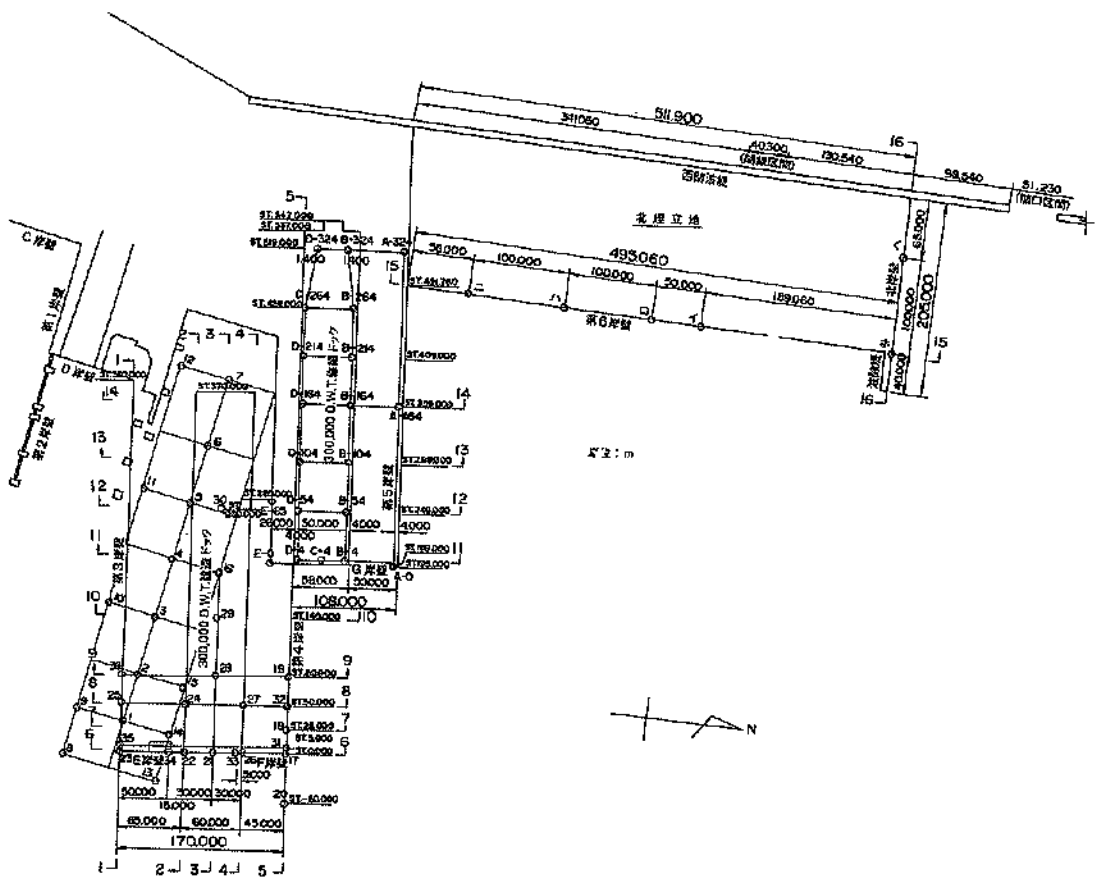
いる。また、タイロッドおよび控え工の被災に関しては不明である。エプロンでは岸壁背後5mのところから法線に平行に大きな亀裂が発生している(写真—3.2.3)。また、エプロン全体にわたって陥没・沈下・亀裂・噴砂が発生している。岸壁背後に建てられた上屋とエプロンの間には、エプロン部の沈下により数10cmの段差(写真—3.2.4)が発生し、さらに上屋内部では噴砂が全体にわたって発生し不同沈下を生じた。



図—3.2.2(a) 弁天地区岸壁位置図および法線変位図



図—3.2.2(b) 第6岸壁変位図 (函館港、弁天地区)



図—3.2.3(a) ボーリング位置図 (函館港、弁天地区)

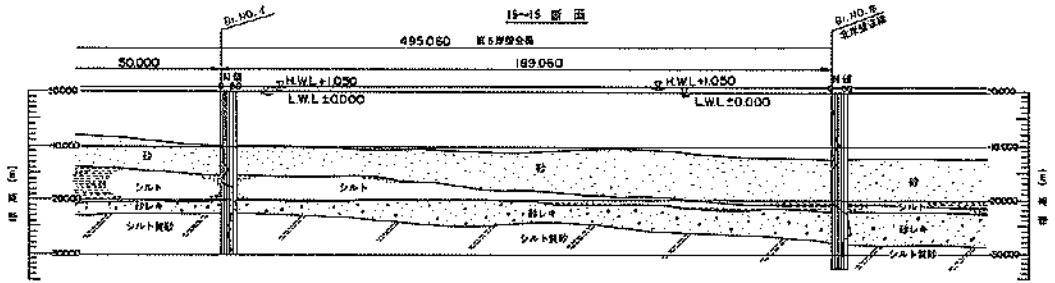
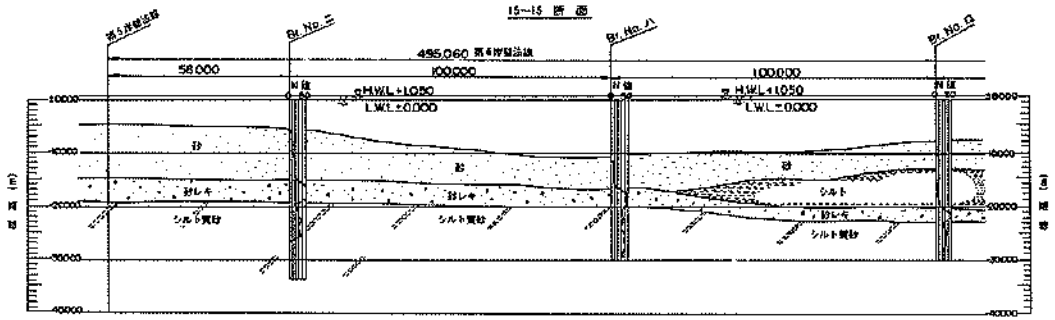


図-3.2.3(b) 15~15土質断面 (函館港、弁天地区)

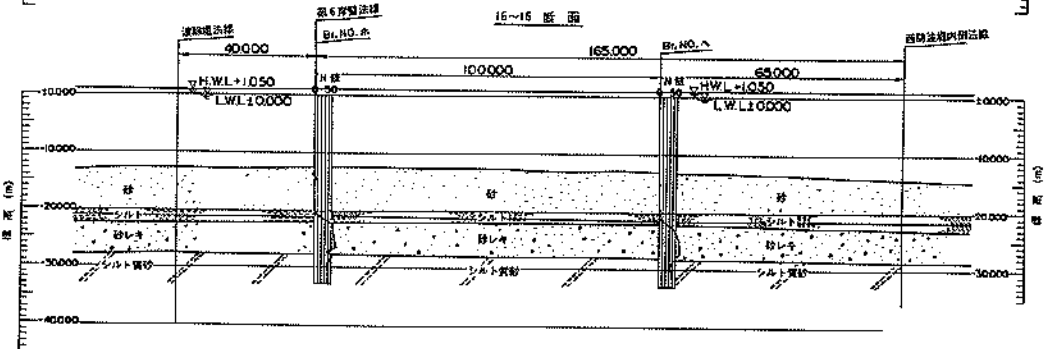
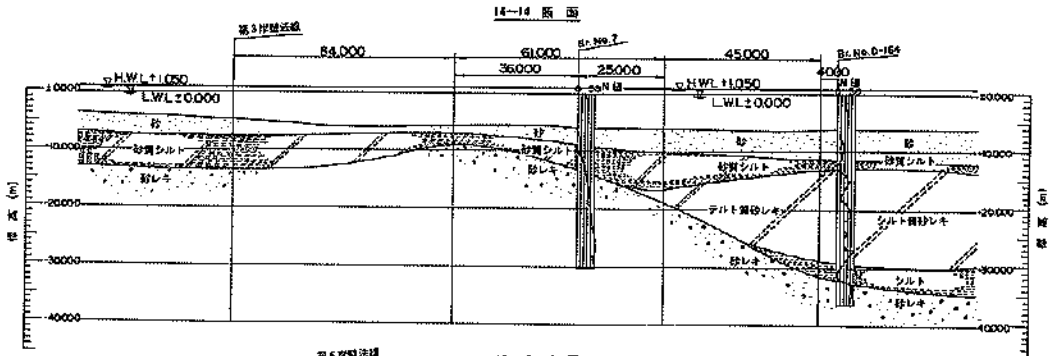


図-3.2.3(c) 16~16土質断面 (函館港、弁天地区)

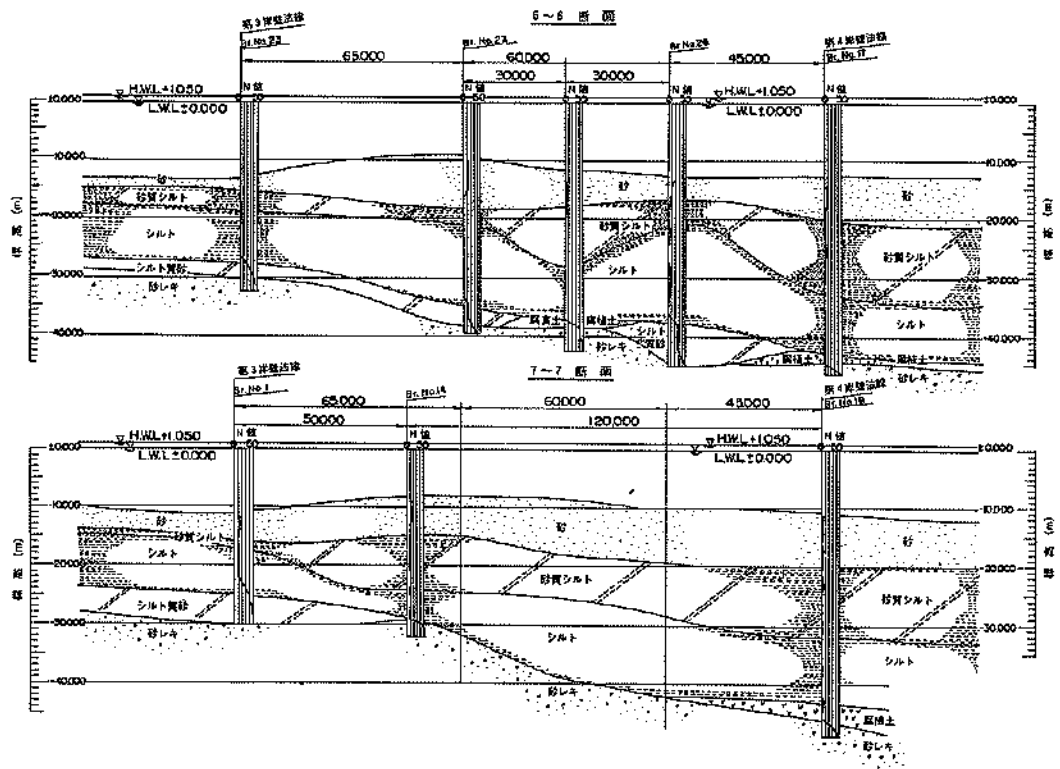


図-3.2.3(d) 6~6土質断面(函館港、弁天地区)

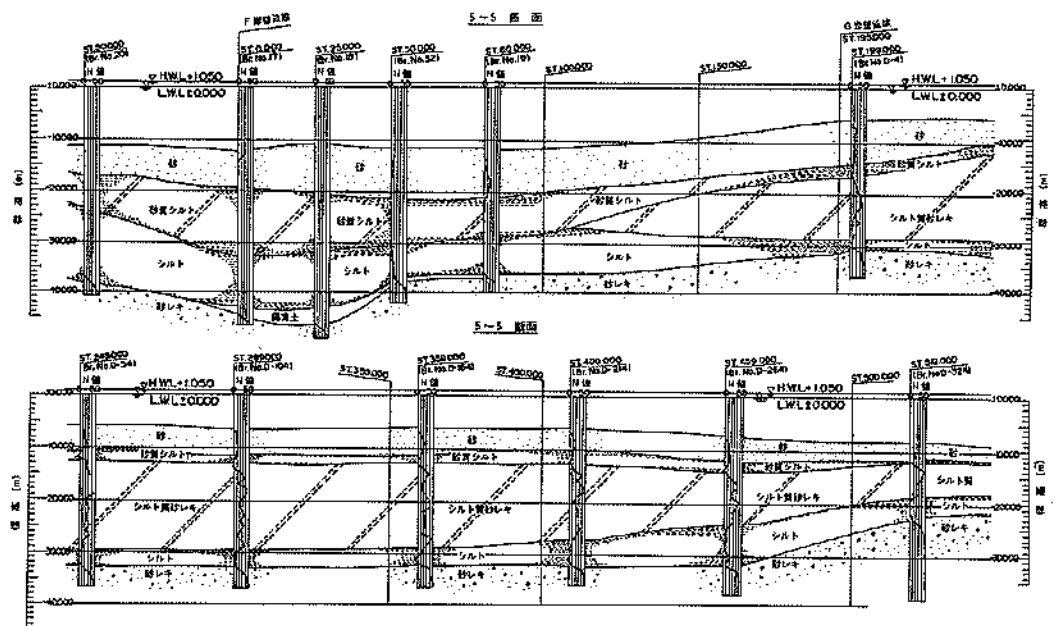


図-3.2.3(e) 5~5土質断面(函館港、弁天地区)

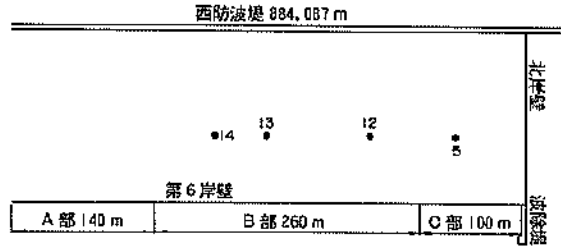
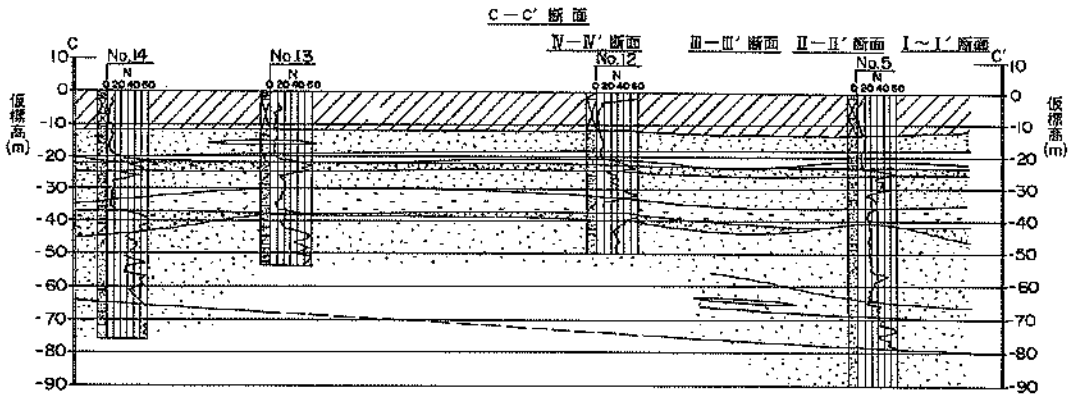


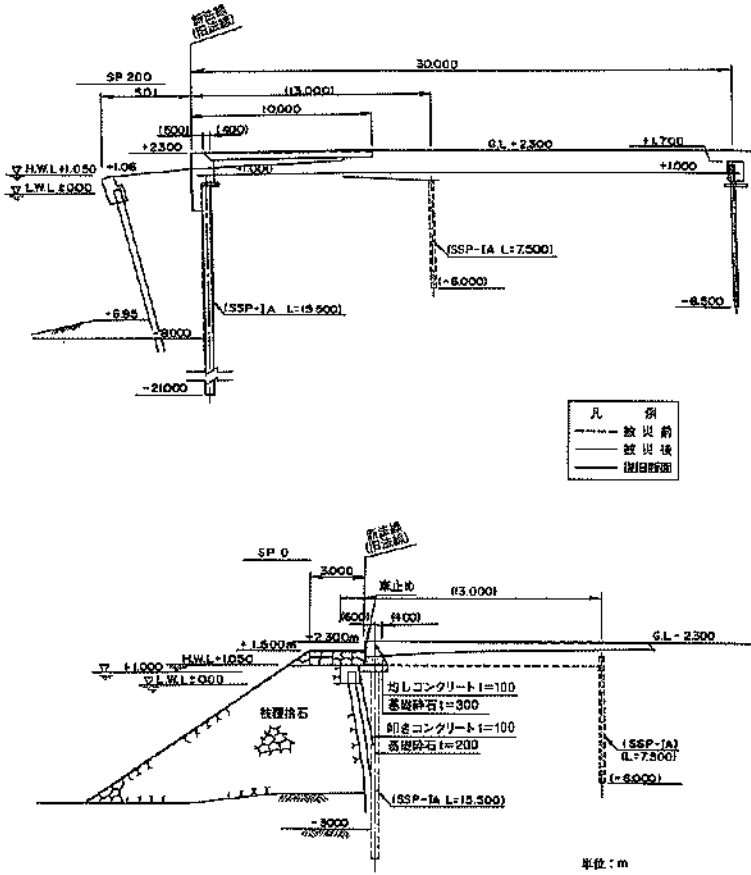
図-3.2.5(a) 第6岸壁土質調査位置図
(函館港、弁天地区)



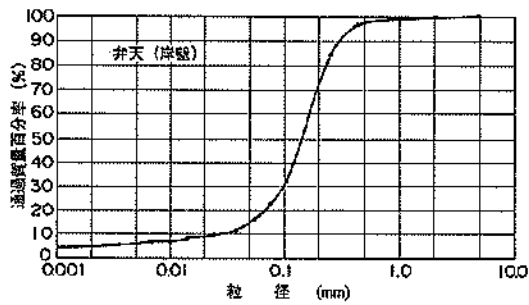
地質凡例

地質時代	地層	記号	地質	層厚 (m)	N 値 (回)	層 名
第四紀	沖積層	埋土	埋土	10~15	0~22	粗砂~シルト
			砂質土	3~9	2~24	粗砂、砂、砂質シルト、砂質シルト
		粘性土	粘性土	0.4~0.8	2~33	シルト、砂質シルト
			砂 礫	1~4	19~60	砂、礫、粗砂
		砂質土	砂質土	5~11	6~60	粗砂、砂、砂質シルト、シルト、粗砂
			粘性土	3~10	4~38	シルト、砂質シルト、火山灰質シルト
		砂 礫	砂 礫	1~6	17~60	砂、礫、粗砂、砂
			砂質土	20~38	10~60	粗砂、火山灰質砂、粗砂、砂、粗砂、砂
		砂質土	砂質土	2~11	11~60	粗砂、砂、砂質シルト
			砂 礫	1~2	50~60	砂、礫、粗砂
		砂質土	-	33~60	粗 砂	
		砂礫/砂質土層	-	60	砂礫、粗砂、シルト、粗砂~砂質シルト、火山灰質シルト	

図-3.2.5(b) 第6岸壁土質断面 (函館港、弁天地区)



図一3.2.6 第6岸壁被災・復旧断面（函館港、弁天地区）



図一3.2.7 第6岸壁噴砂の粒径加積曲線
（函館港、弁天地区）

(2) 北岸壁 (施設番号②)

本施設は図-3.2.8に示すように、控え矢板式と一部ブロック積みの重力式岸壁であり、前面を捨石で根固めされた護岸構造からなり、総延長は165mである。

本施設の原地盤の土質断面は、図-3.2.3(c)に示したとおりである。原地盤では、標高-28m~-22mまでN値が50を越す砂礫層、その上に2m程度のシルト層が堆積し、標高-20m~-12mまではN値が0~2程度の非常に緩い砂層である。

図-3.2.9に被災・復旧断面および図-3.2.2(a)に法線の変位図を示す。本施設では、法線が2mほど前面に変位し、0.8m程度の沈下がみられた。

(3) 波除堤 (施設番号③)

波除堤は図-3.2.10の構造図に示すようにブロック式の防波堤で、堤頭部はケーソンとなっており、総延長59.5mの施設である。

波除堤の原地盤の土質は、図-3.2.3(c)の左側の波除堤法線として示される部分で代表され、原地盤は標高-28mまでがシルト質砂、標高-28m~-23mまでがN値50以上の砂レキ層、標高-23m~-21mまでがシルト層、標高-21m~-13mまでがN値0~2の砂層となっている。

本施設では、基部が2mほど北へ大きく変位し、1.7mほど沈下した。堤頭部のケーソンは北側に大きく沈下・傾斜し、ブロック堤との間に大きな段差が生じた。

(4) E岸壁・F岸壁 (-9.0m) (施設番号④、⑤)

本施設は控え矢板式岸壁であり、背後に基礎杭式のコンクリート棚を有している。E岸壁の構造図を図-3.2.11に示す。

E岸壁およびF岸壁の原地盤の土質は、図-3.2.3(d)に示すように、E岸壁からF岸壁の方へ傾斜した砂礫層があり、第3岸壁法線付近では標高-30mまでが砂礫層、第4岸壁付近では標高-45mまでが砂礫層となっている。砂礫層の上には、シルト層と砂質シルト層が標高-15m(第3岸壁法線)あるいは標高-20m(第4岸壁法線)まで堆積している。砂質シルト層の上にはN値が0~10の砂層が標高-11m程度まで堆積している。

図-3.2.12および図-3.2.13にE岸壁およびF岸壁の被災・復旧断面を示す。また、法線変位は図-3.2.2(c)に示したとおりである。E岸壁およびF岸壁はともにドックから外側(東側)に向かっての変位が大きくなってい

る。また、背後の棚の部分との間に開きが生じ、周辺地盤は1m近く沈下しており、背後にあるクレーン基礎の目地にも20cm以上の開きが生じていた。

(5) 第4岸壁 (-8.0m) (施設番号⑥)

本施設は、E岸壁・F岸壁と同様に控え矢板式岸壁で、背後に基礎杭式のコンクリート棚を有している。本施設の構造図を図-3.2.14に示す。

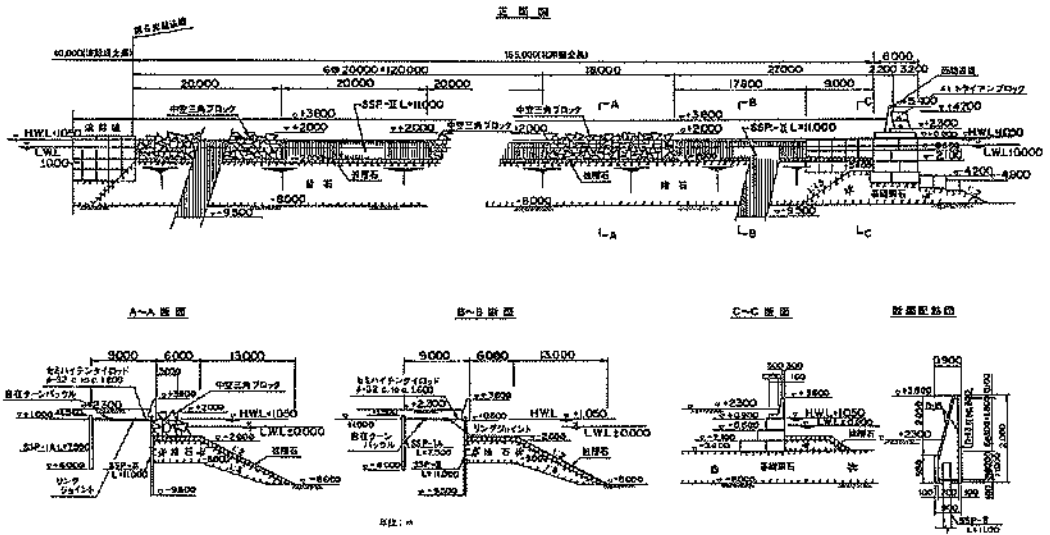
第4岸壁の土質断面は、図-3.2.3(e)のF岸壁法線からG岸壁法線にかけての部分に対応している。原地盤は、F岸壁法線付近では標高-45mまで、G岸壁法線付近では標高-33mまでN値50以上の砂礫層が堆積している。砂礫層の上には、シルト層および砂質シルト層が、F岸壁法線付近では標高-20mまで、G岸壁法線付近では標高-13mまで堆積している。その上方を砂層が、F岸壁法線付近では標高-11mまで、G岸壁法線付近では標高-7mまで堆積している。砂層のN値は、F岸壁法線付近では0~2程度であるが、G岸壁法線付近ではN値は10程度になっている。

図-3.2.15に第4岸壁の被災・復旧断面を示す。法線変位は、図-3.2.2(a)に示したとおりである。第4岸壁の変位は、F岸壁付近で前面せり出しが最大70cm程度となっており、沈下は80cm程度である。上部工には数箇所に幅20cm程度の破断箇所があり、背後のクレーン基礎の目地も2スパンにわたり20~50cm開いている。

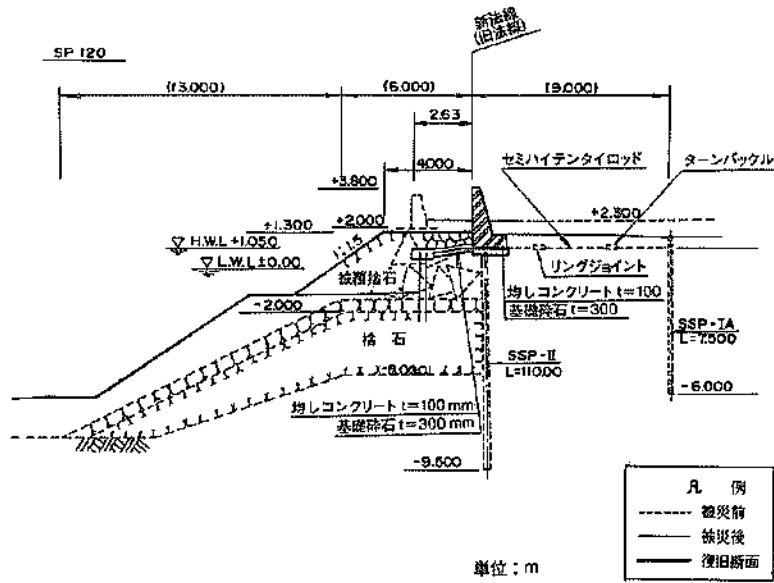
(6) 第5岸壁 (-8.0m)・G岸壁 (-8.0m) (施設番号⑦・⑧)

第5岸壁とG岸壁は他の岸壁と同時期に建設されたものであるが、これらの施設では被害は発生しなかった。

第5岸壁およびG岸壁が他施設と異なり無被災であった要因の一つとして、地盤の特性の違いが挙げられる。第5岸壁とG岸壁の土質は不明であるが、図-3.2.3(a)の5-5断面と15-15断面における土質に対する図-3.2.3(c)および図-3.2.3(b)を参考にすると、第5岸壁およびG岸壁に近くなるにつれ、原地盤高が高くなっていることがわかる。これは、第5岸壁およびG岸壁では埋立地盤の深さが浅いことを示している。また、原地盤中の砂地盤のN値も第5岸壁およびG岸壁では10程度あることが推察され、他の岸壁よりも大きめであるといえる。このような地盤条件の違いが、他施設と異なる第5岸壁およびG岸壁の無被災の要因の一つと考えられる。



図一3.2.8 北岸壁構造図 (函館港、弁天地区)



図一3.2.9 北岸壁復旧断面 (函館港、弁天地区)

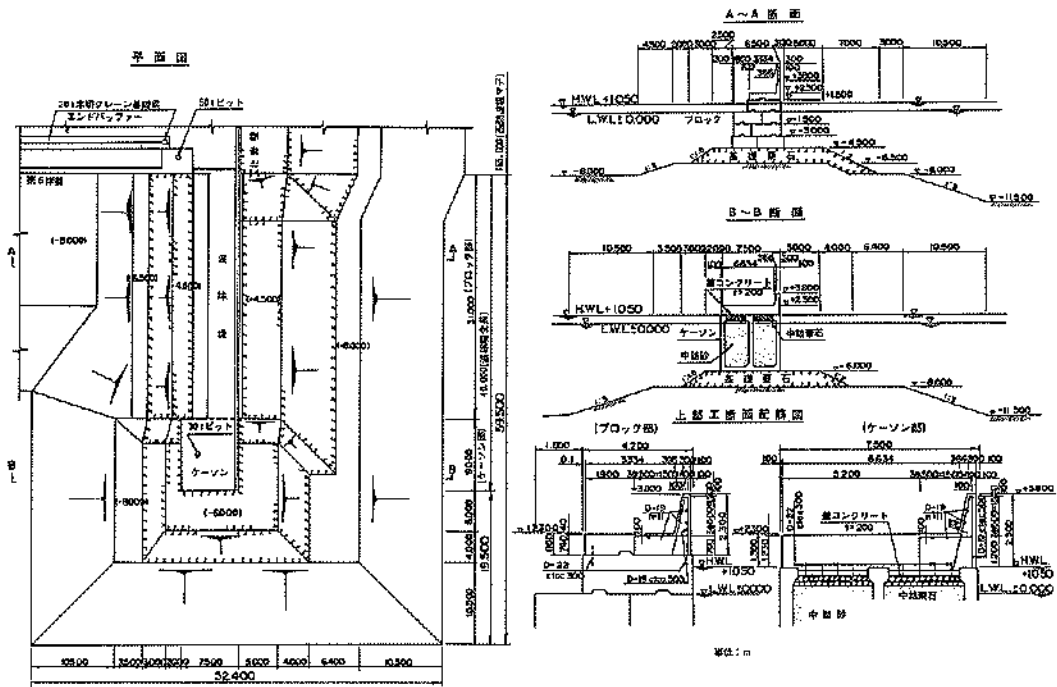


図-3.2.10 波除堤構造図(函館港、弁天地区)

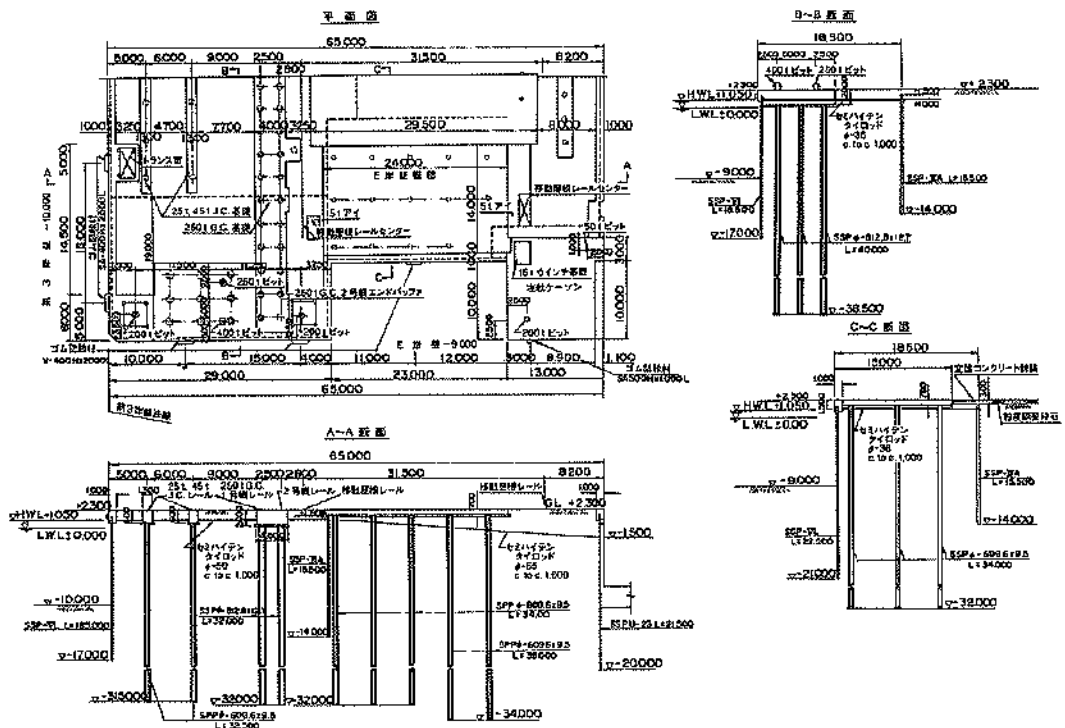
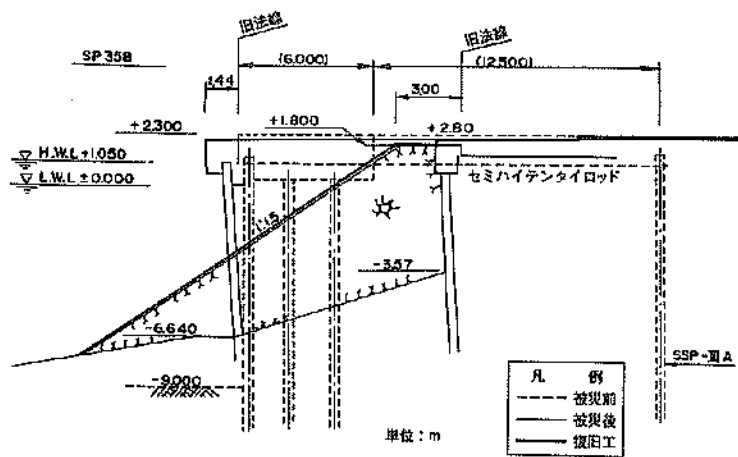
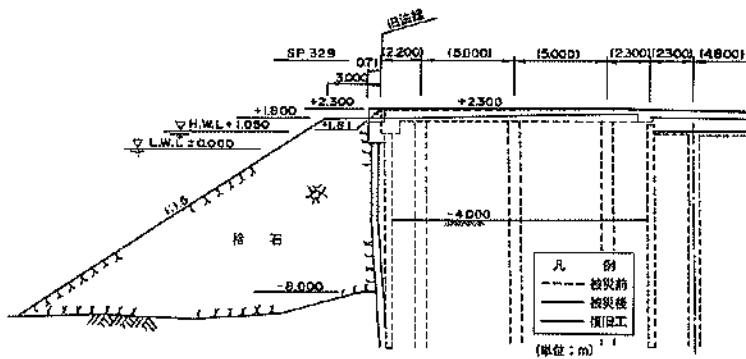


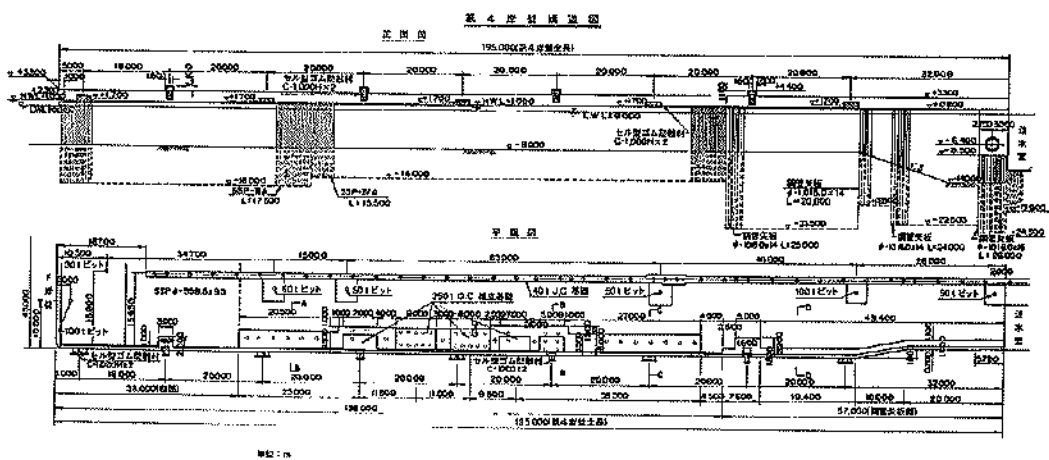
図-3.2.11 E岸壁構造図(函館港、弁天地区)



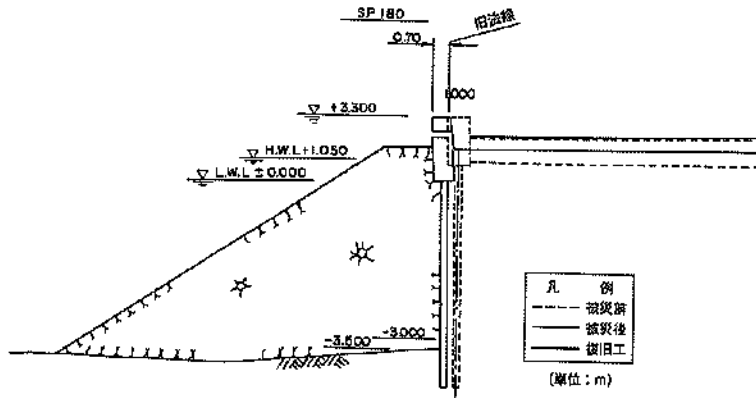
図一3.2.12 E岸壁復旧断面 (函館港、弁天地区)



図一3.2.13 F岸壁復旧断面 (函館港、弁天地区)



図一3.2.14 第4岸壁構造図 (函館港、弁天地区)



図—3.2.15 第4岸壁復旧断面 (函館港、弁天地区)

3.2.3 西埠頭地区

西埠頭は、函館港における最初の大型埠頭として昭和6年に完成した。その後、昭和59年から昭和61年の3年にわたり埠頭の機能を向上させるため、圍の直轄事業として物揚場(-4.0m)、D岸壁(-5.0m)、E岸壁(-9.0m)およびF岸壁(-6.5m)が旧岸壁の前面に造成された。西埠頭造成部分の平面図を図—3.2.18に示す。

造成前の旧埠頭は、昭和43年の十勝沖地震において物揚場(-3.5m)の法線が20~30cm程度はらみ出し物揚場背後が10cm程度沈下する被害を受けているが、旧E岸壁および旧F岸壁は無被災であった。

(1) D岸壁 (-5.0m) (施設番号㊸)

図—3.2.17(a)、(b)にD岸壁、E岸壁およびF岸壁の原地盤の土質断面を示す。D岸壁の原地盤は標高-20m程度までが火山灰層、砂礫層および細砂・シルト層からなる洪積層である。洪積層の上に、N値12程度の上部火山灰質砂層が標高-13mまで、N値10程度の砂礫及び砂からなる層が標高-10mまで堆積しており、その上にヘドロ混じり砂層とヘドロ層が標高-7mまで堆積している。

図—3.2.18の標準断面に示すように、D岸壁は二重矢板式岸壁で、組立前の原地盤表面は-7.0mであった。また、設計震度は $k_n=0.15$ である。被害については、岸壁背後のエプロンで2~3cmの不同沈下が見られた(写真—3.2.5)。

(2) F岸壁 (-6.5m) (施設番号㊹)

図—3.2.17の土質断面図で示されるように、F岸壁の原地盤は標高-13mまでが沖積火山灰質砂層である。火山灰質砂層は、N値が27程度下部火山灰質砂層とN値が12程度上部火山灰質砂層に分けられる。火山灰質砂層の上に、N値20程度の砂礫及び砂層が標高-9mまで堆積しており、その上部にヘドロ混じり砂層とヘドロ層が

-7mまで堆積している。洪積層は、図—3.2.17の土質調査では表れず、D岸壁より深いところにある。図—3.2.19の標準断面に示すように、F岸壁は控え組杭式の矢板式岸壁であり、埋立て前の原地盤表面は-6.7mであった。設計震度は $k_n=0.15$ である。

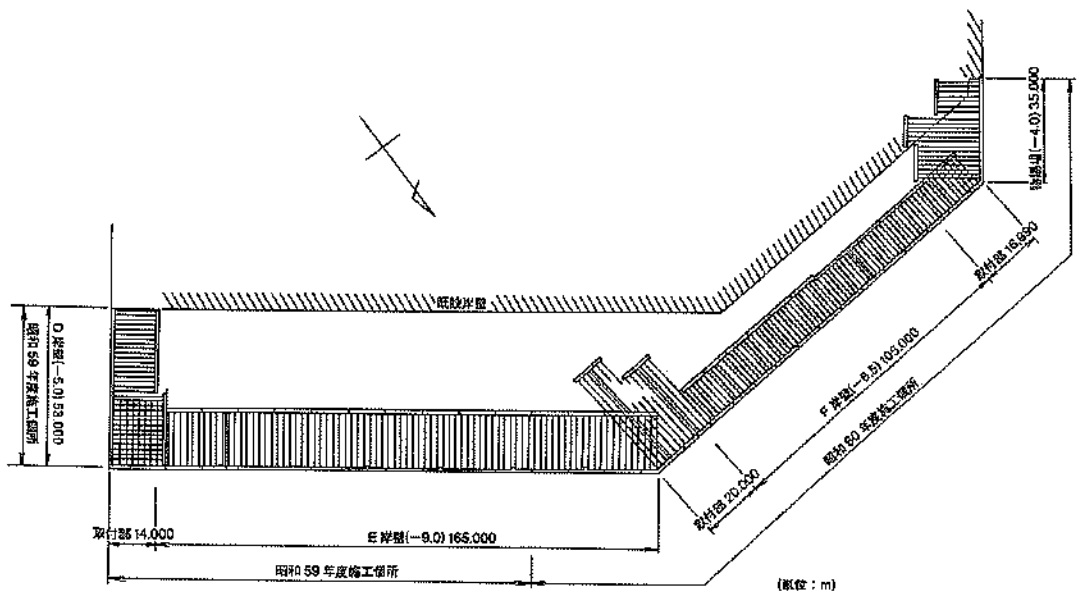
被害については、D岸壁と同様に岸壁背後のエプロンで2~3cmの不同沈下が見られた(写真—3.2.6)。

(3) E岸壁 (-9.0m)・物揚場 (-4.0m) (施設番号㊺・㊻：無被災)

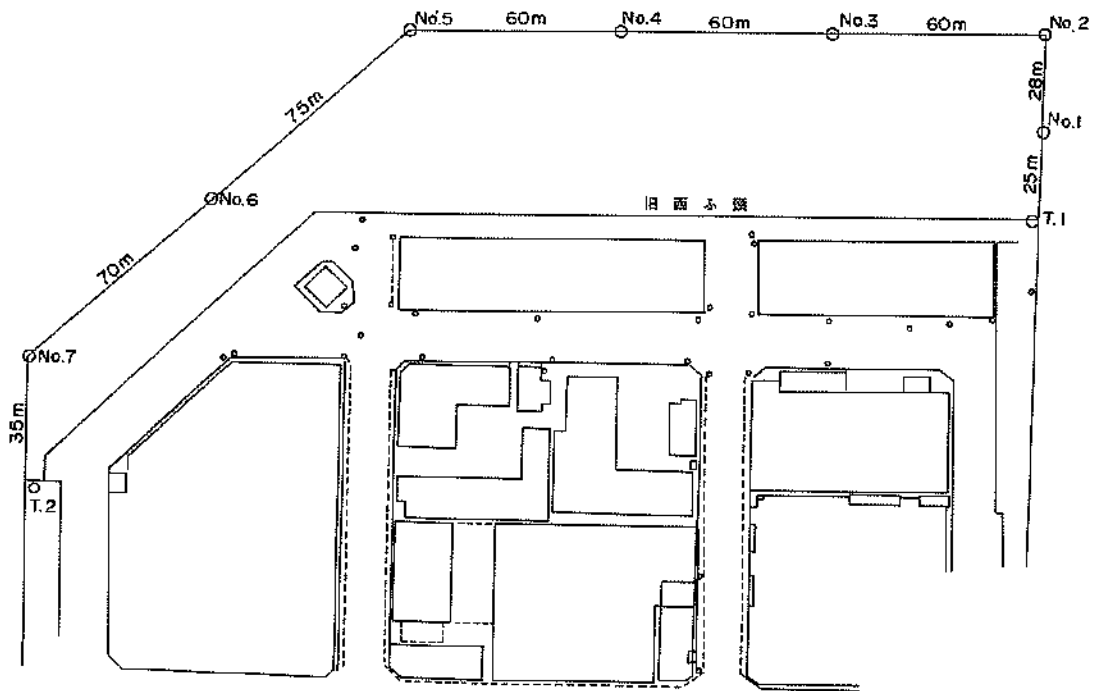
E岸壁および物揚場については、被災はみられず無被災であった。

両施設の原地盤の土質は、図—3.2.17の土質断面図に示されたように、E岸壁の原地盤は法線方向に大きく変化しており、法線中央部においては洪積砂礫層が標高-15mまで堆積しているが、法線の両端部においては洪積砂礫層は標高-30mまでしか堆積していない。物揚場の原地盤はF岸壁の原地盤と同じである。

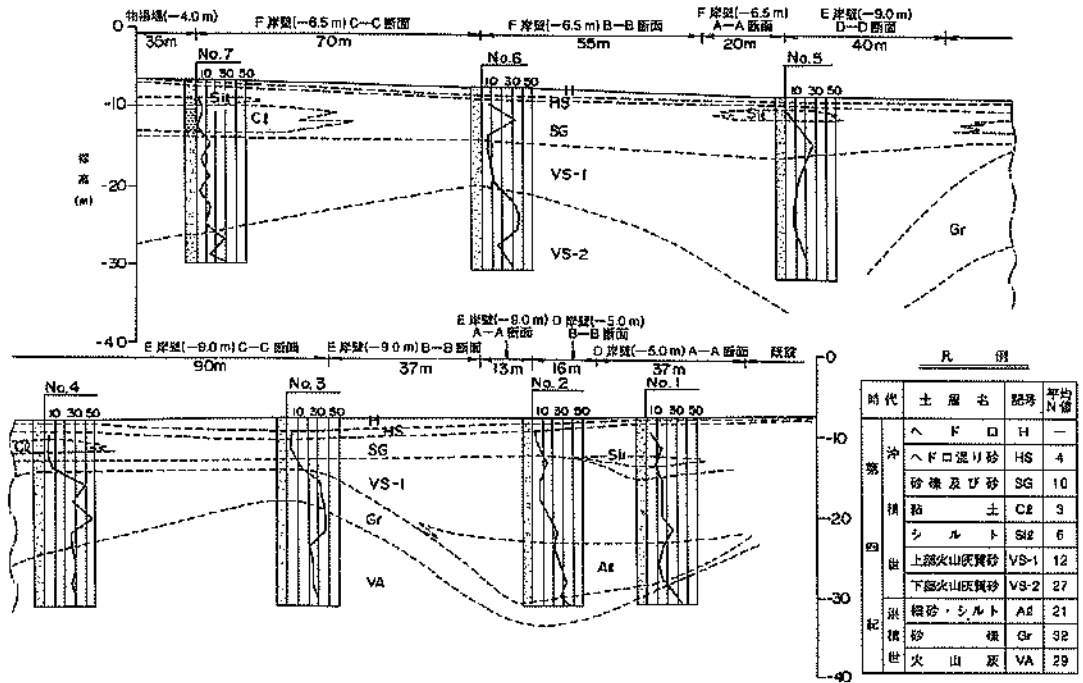
E岸壁の構造は、図—3.2.20に示すように控え組杭式と控え矢板式(岸壁取付け部)の2種類の構造が採用されている。また、物揚場の構造は図—3.2.21に示すように控え直杭式構造が採用されている。設計震度はそれぞれ $k_n=0.15$ である。



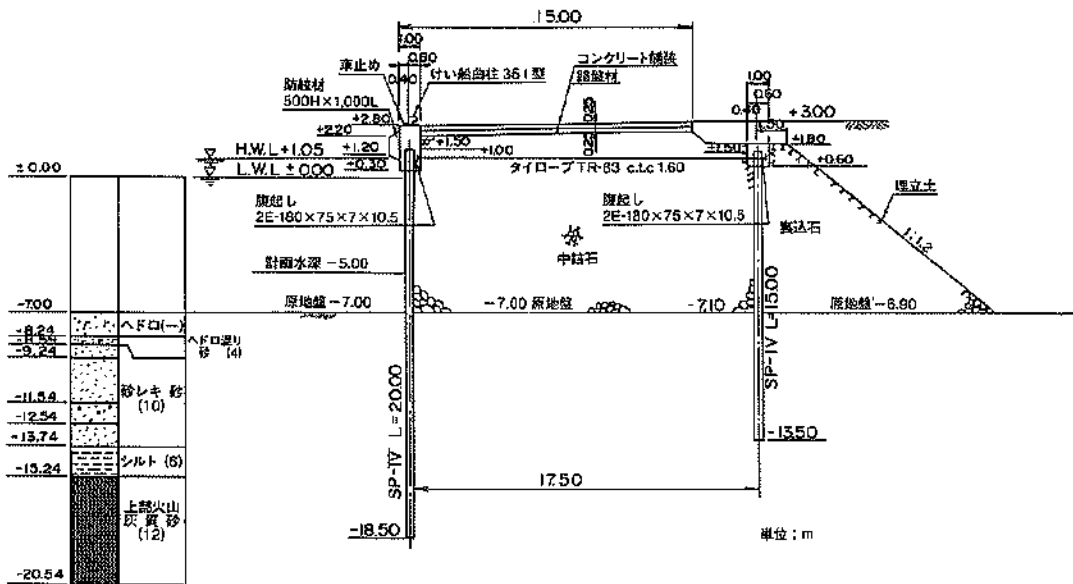
图—3.2.16 西埠頭平面圖 (西館港)



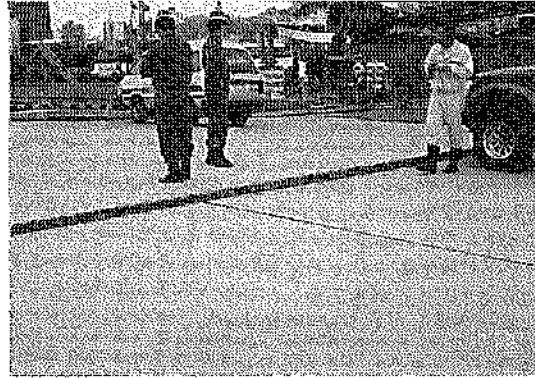
图—3.2.17 (a) 西埠頭土質調查位置圖 (西館港)



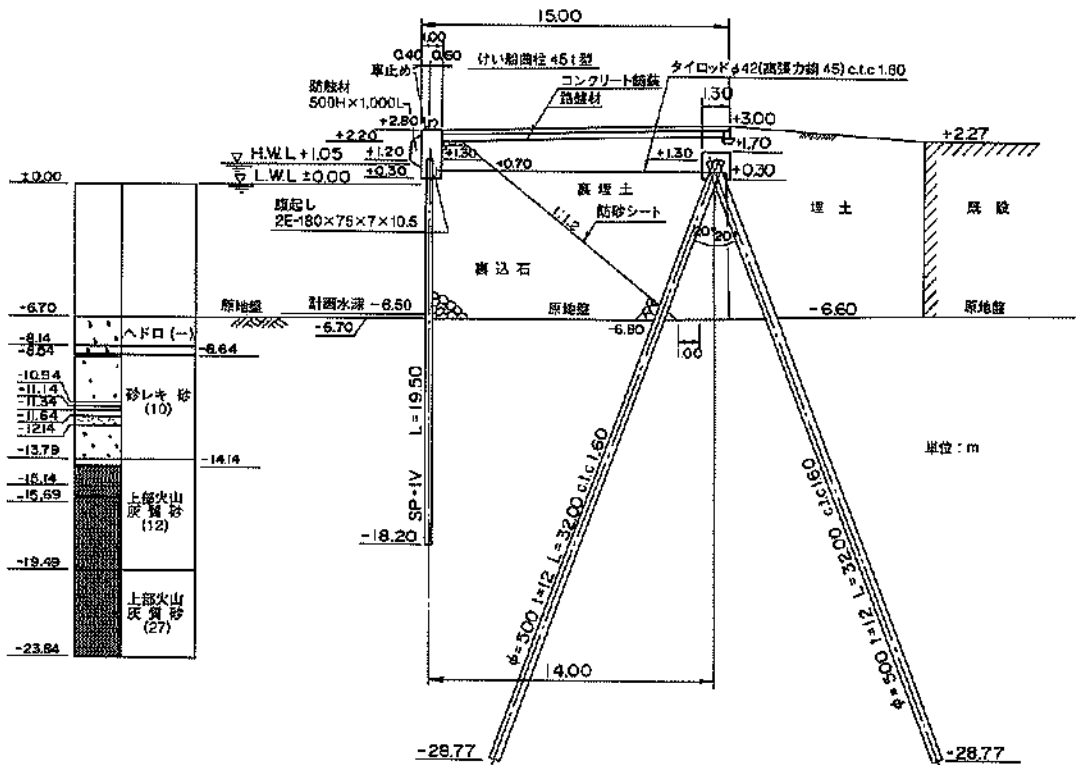
図一3.2.17 (b) 西埠頭土質断面 (函館港)



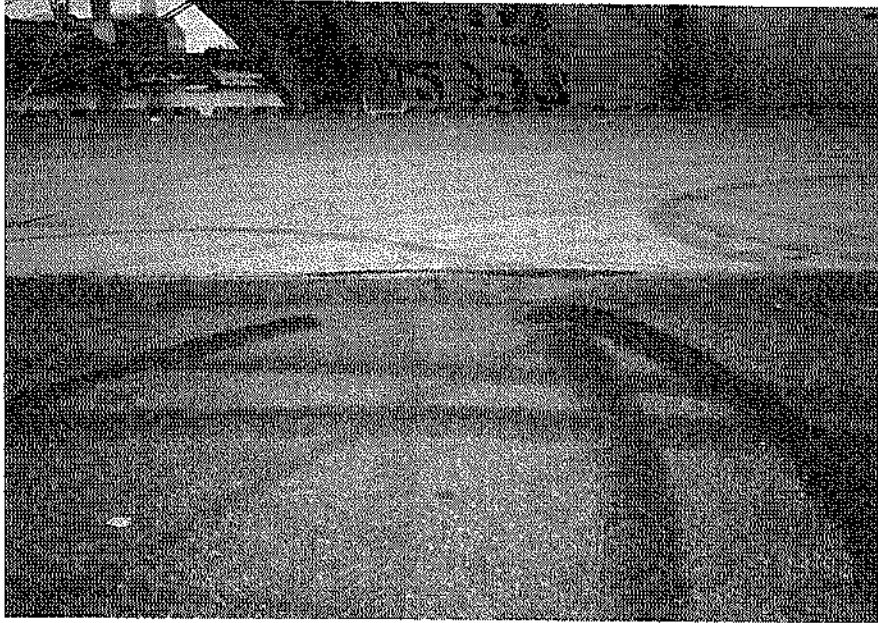
図一3.2.18 D岸壁標準断面 (函館港、西埠頭)



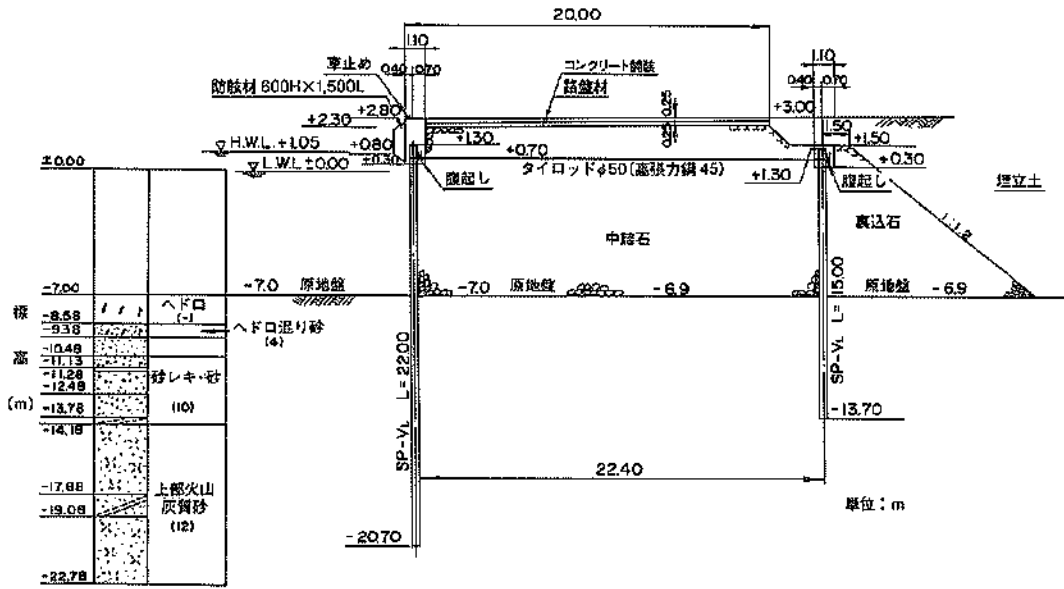
写真—3.2.5 不等沈下(函館港、西埠頭、D岸壁エブロン)



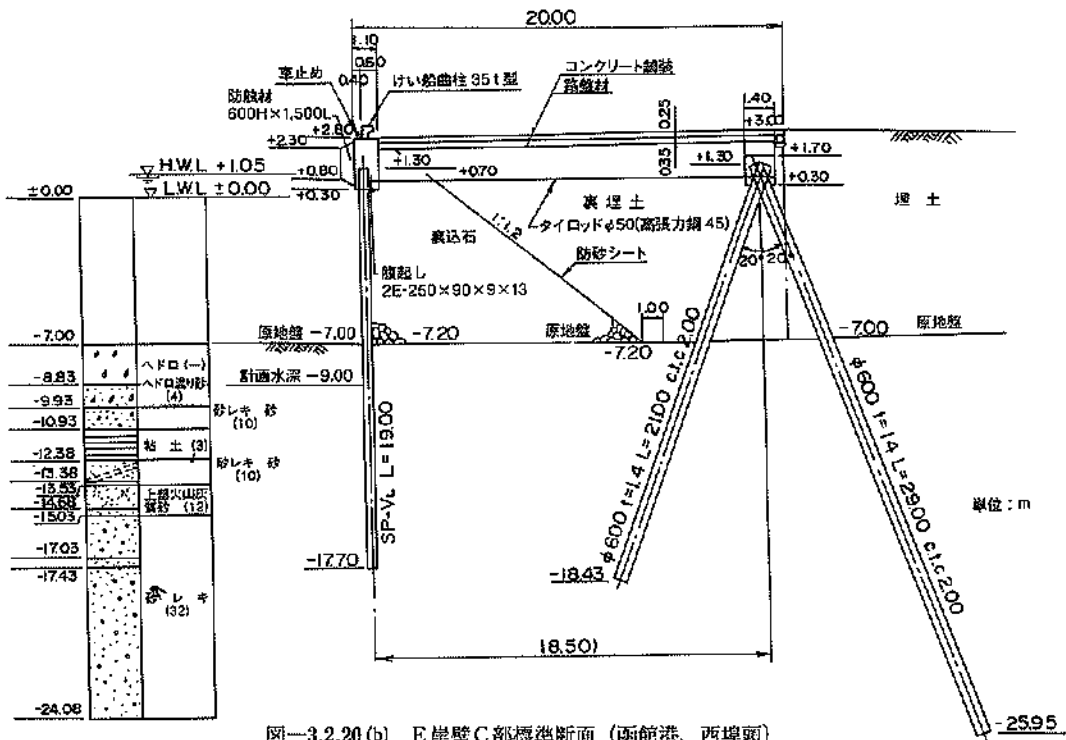
図—3.2.19 F岸壁標準断面(函館港、西埠頭)



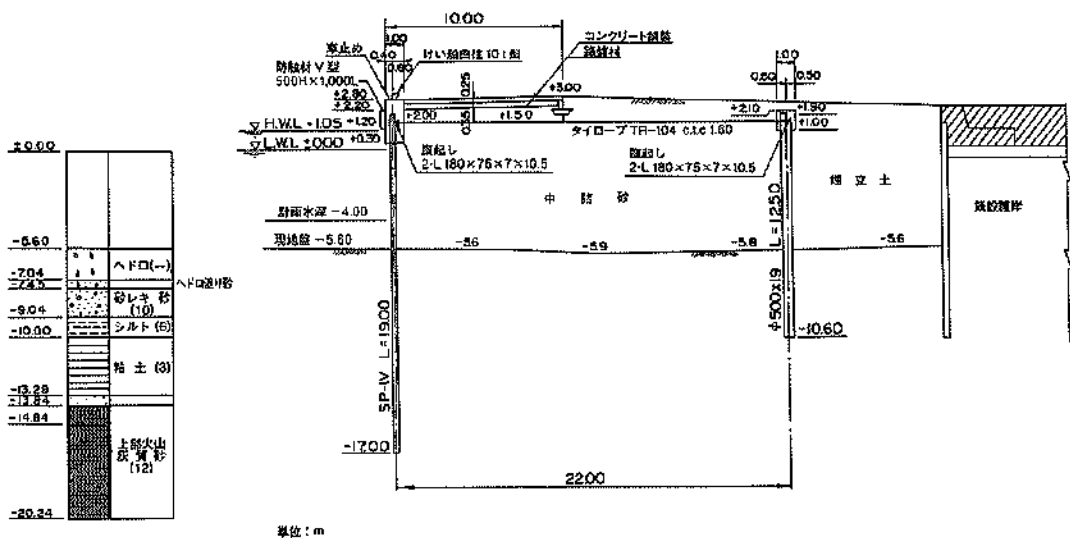
写真—3.2.6 不等沈下 (函館港、西埠頭、F岸壁エプロン)



図—3.2.20 (a) E岸壁A部標準断面 (函館港、西埠頭)



図—3.2.20 (b) E岸壁C部標準断面 (函館港、西埠頭)



図—3.2.21 物揚場標準断面 (函館港、西埠頭)

3.2.4 大町地区及び末広地区

大町地区及び末広地区では大町地区土砂処分場護岸および末広地区の物揚場と七財橋で被災が発生した。

(1) 大町地区土砂処分場 (施設番号㉓)

大町地区土砂処分場は大町地先に、万代埠頭地区泊地航路(-10.0m)、港町地区(-10.0m)、海岸町地区泊地(-5.0m, -4.0m, -3.5m)の浚渫土563,500m³を処理するための土砂処分場として、围の直轄事業により昭和55年から造成されている。土砂処分場は造成完了後には、面積80,000m²、周囲1,118mの人工島となり、緑地として使用するものである。

図-3.2.22に土砂処分場埋立て以前の原地盤の状況を示す。原地盤の表面は、護岸Bでは水深2mであるが護岸Fでは水深6mと深くっており、護岸Bから護岸F側に勾配がついている。そのため、埋立て地盤の深度は護岸F側の方が護岸B側よりも深くなっている。原地盤の概略的な土質特性は、護岸B, C, Dでは、標高-20m~-15mから標高-6m程度までN値5~20の砂層が厚く堆積しており、その上に粘土と砂が互層となって標高-3mまで堆積している。護岸E, F, G, H, Aの土質は、護岸B, C, Dとは異なり標高-20mから原地盤表面まで砂層、シルト層、粘土層が互層になっている。

図-3.2.23に一例として護岸A部の標準断面を示すが、各護岸は控え組杭矢板式護岸構造である。また、設計浸度は $kh=0.10$ が用いられた。

被害は、護岸Fと護岸Gにおいて発生した。護岸Fと護岸Gの法線変位、天端変位および被災断面を図-3.2.24と図-3.2.25に示す。図-3.2.24に示すように、被災延長は292.5mで法線が前面に0~51cmはり出し(写真-3.2.7)、天端が2cm沈下し、上部工に2cmの亀裂が発生している(写真-3.2.8)。

また、図-3.2.25に示されるように、矢板のせり出しが50cmに対して、控え杭の頭部が前面に70cm程度せり出している。そのため矢板と控え組杭間のタイロッドに緩みが生じている(写真-3.2.9)。さらに、護岸背後の地盤に盛り上がりが発生している。これは護岸背後に積まれた土砂が護岸方向に滑りを起こし、先端部分が盛り上がったものと思われる(写真-3.2.10)。

大町地区土砂処分場の被災の有無の原因としては、埋立地盤の厚さの違いが考えられる。被災の発生した護岸Fと護岸Gは原地盤が深い位置にあり、埋立地盤の厚さが大きかった。埋立地盤は、軟弱にできあがる傾向があることから、埋立深度が深い施設ほど被害が発生しやすいといえる。

(2) 末広地区物揚場(施設番号㉔)、末広地区七財橋(施設番号㉕)

物揚場は、昭和43年の十勝沖地震では無被災と報告されている施設であるが、今回の地震ではエプロンで3~4cmの不同沈下が生じ亀裂が発生した(写真-3.2.11)。七財橋のエプロンにおいても3~4cmの不同沈下が生じ、舗装ブロックに被害が生じた(写真-3.2.12)。

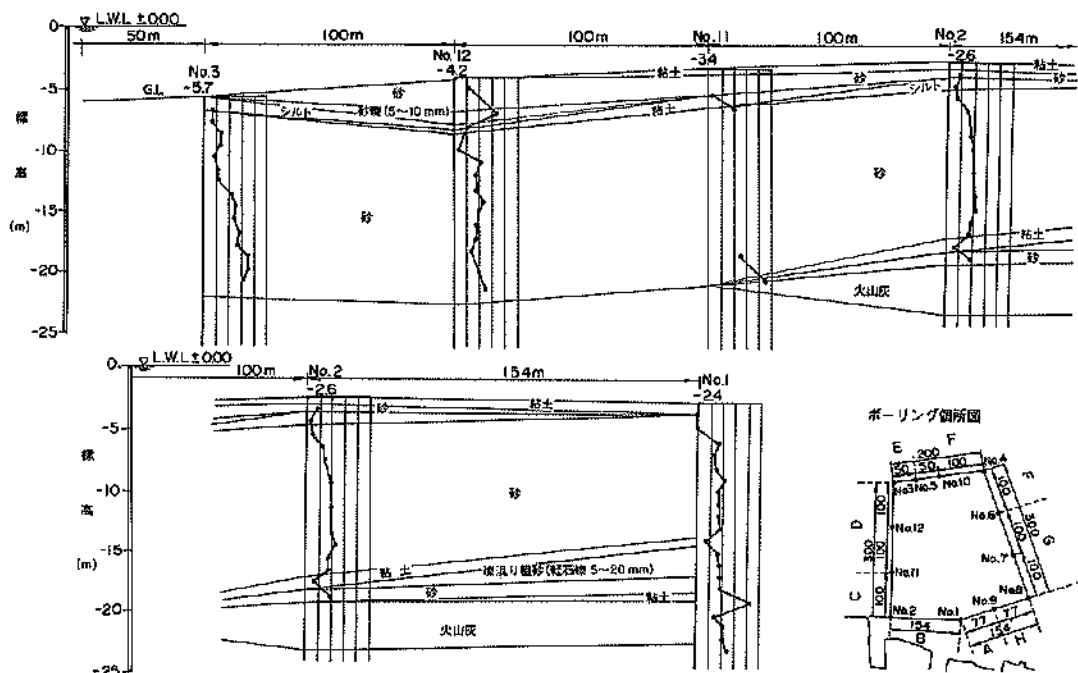


図-3.2.22 (a) 大町地区土砂処分場平面図および土質断面図

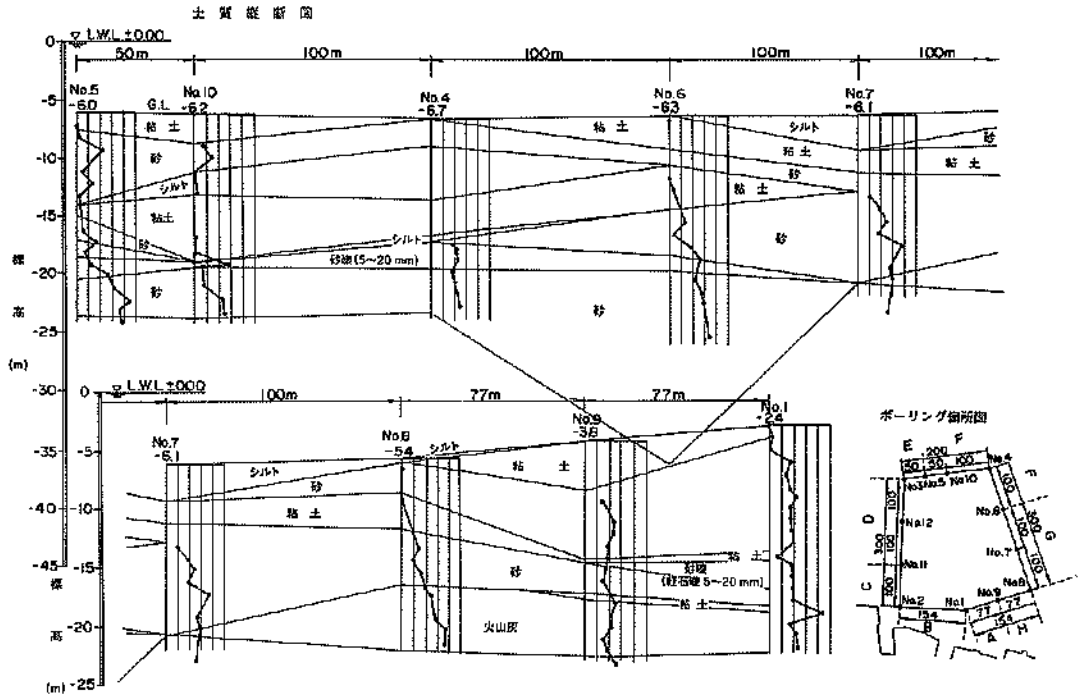


図-3.2.22 (b) 大町地区土砂処分場平面図および土質断面図

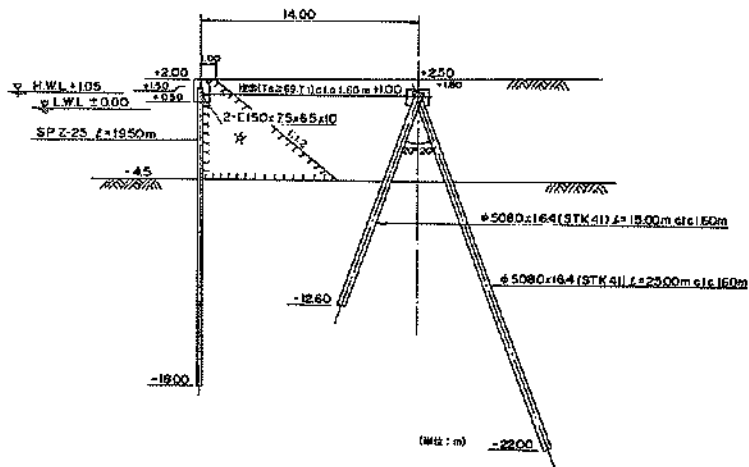
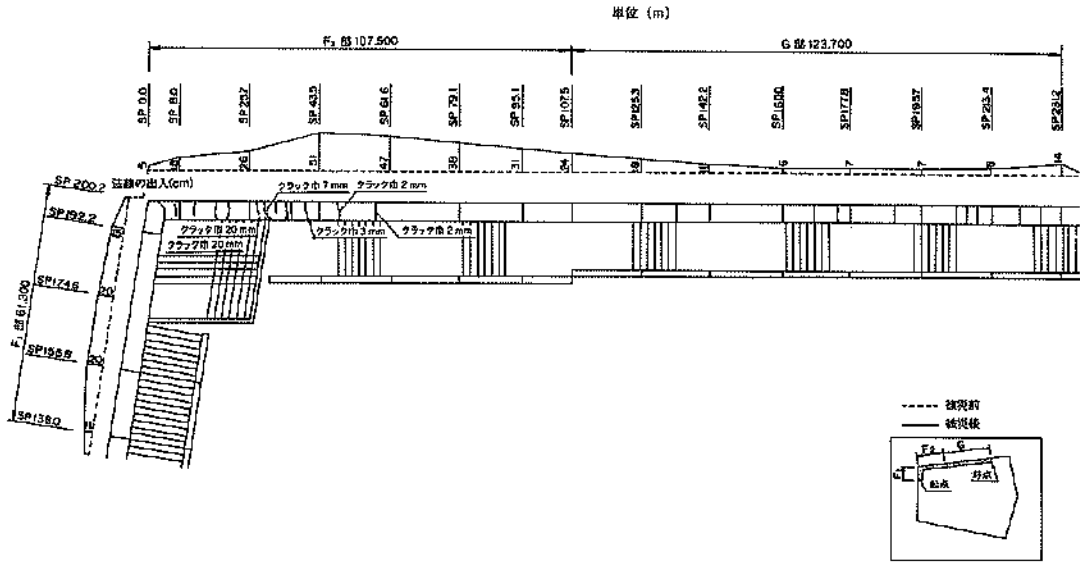
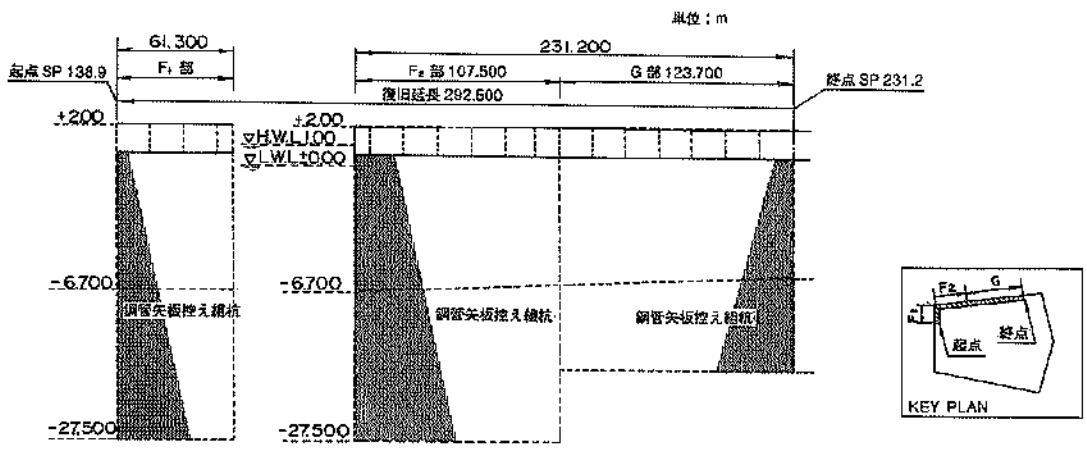


図-3.2.23 (a) 護岸A標準断面 (函館港、大町地区土砂処分場)



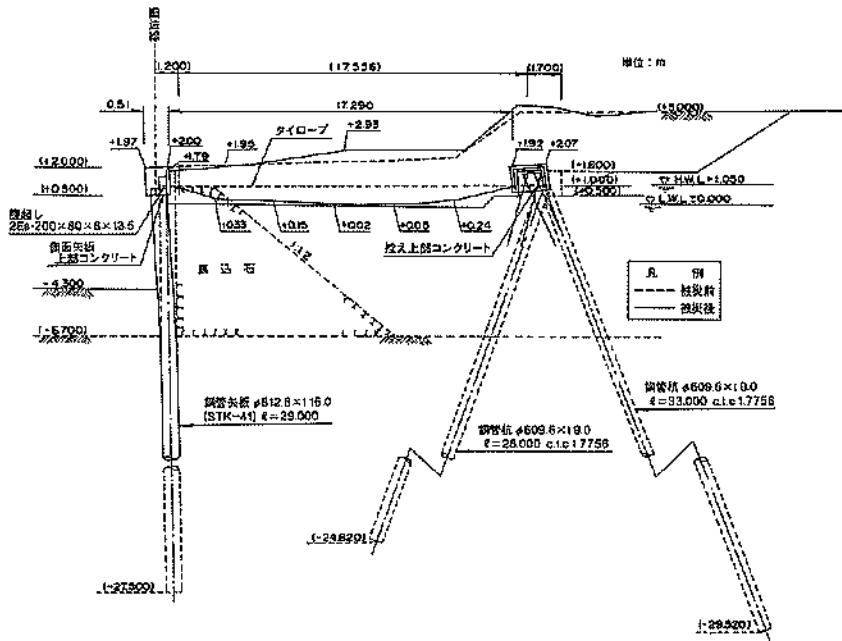
図—3.2.24 (a) 護岸被災平面図 (函館港、大町地区土砂処分場)



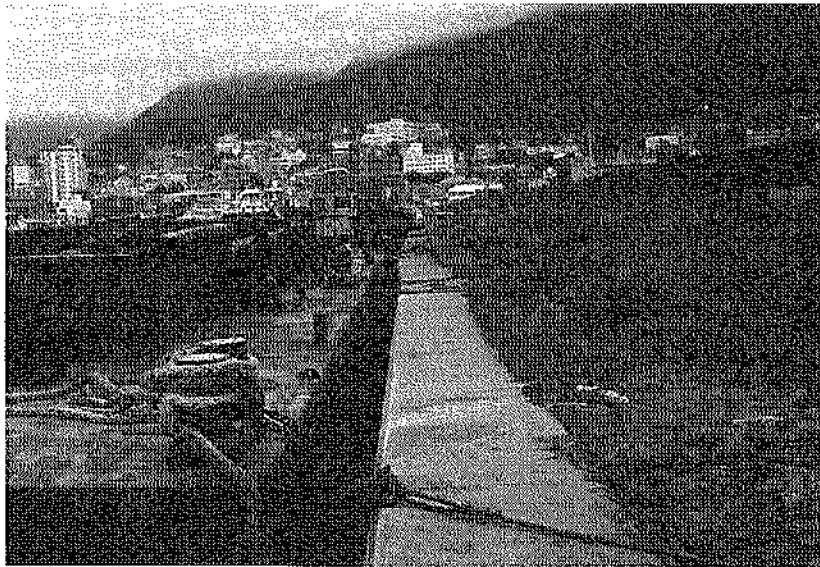
形式	測点 (SP)	距離 (m)	距離 (m)	距離 (m)	天端高さ (m)		基礎の深さ (m)	
					既設	新設	既設	新設
鋼管矢板控え構杭	-214.7	170	138.7	200	200	2.01	0.00	
	-156.8	179	156.8	+200	199	2.01	-0.01	
	-174.6	178	174.6	+200	199	2.01	-0.01	
	-192.2	176	192.2	+200	200	2.00	0.00	
	200.2	9.0	200.2	+200	-2.01	2.00	-0.01	

形式	測点 (SP)	距離 (m)	距離 (m)	距離 (m)	距離 (m)	天端高さ (m)		基礎の深さ (m)	
						既設	新設	既設	新設
鋼管矢板控え構杭	0	0.0	0.0	2.00	+201	+202	0.01		
	-8.0	8.0	8.0	2.00	+200	+200	0.00		
	-25.7	177	25.7	2.00	-1.99	-2.00	-0.01		
	-43.5	178	43.5	2.00	-1.97	-2.00	-0.03		
	-61.4	179	61.4	2.00	-1.98	-2.01	-0.02		
	-79.1	177	79.1	+2.00	-1.98	-2.00	-0.02		
	-96.1	160	95.1	+2.00	-1.98	+2.00	-0.02		
	-107.5	124	102.5	+2.00	+2.00	+2.01	0.00		
	-125.3	178	125.3	-2.00	+2.00	+2.01	0.00		
	-142.2	169	142.2	2.00	-1.99	-2.00	-0.01		
	-160.0	178	160.0	+2.00	-1.99	2.01	+0.01		
	-177.6	178	178.6	+2.00	-1.98	+1.99	-0.01		
-195.7	179	195.7	+2.00	-1.99	+1.99	-0.01			
-213.4	177	213.4	+2.00	-1.99	+1.99	-0.01			
-231.2	178	231.2	+2.00	-1.99	+1.99	-0.01			

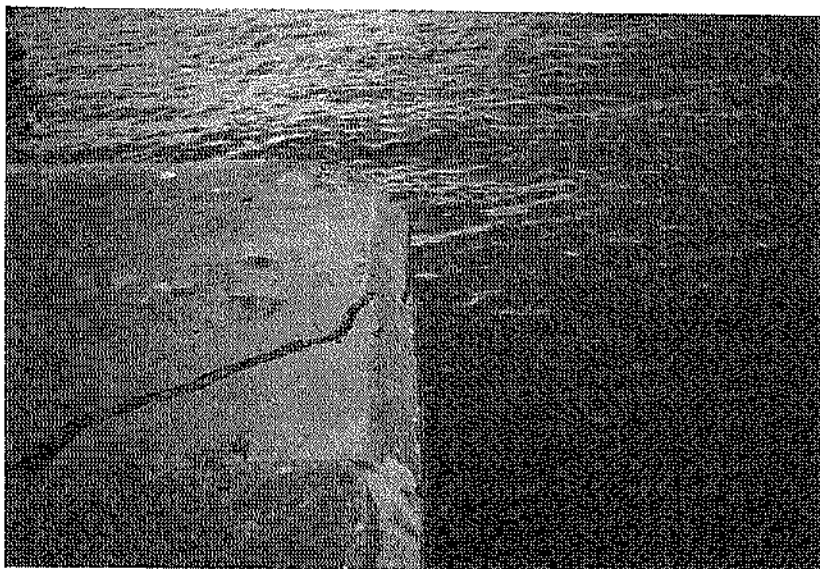
図—3.2.24 (b) 護岸被災縦断面図 (函館港、大町地区土砂処分場)



図一3.2.25 被災断面図 (函館港、大町地区土砂処分場)



写真一3.2.7 上部工沈下 (函館港、大町地区土砂処分場護岸)



写真—3.2.8 上部工亀裂 (函館港、大町地区土砂処分場護岸)



写真—3.2.9 タイロッド緩み (函館港、大町地区土砂処分場護岸)

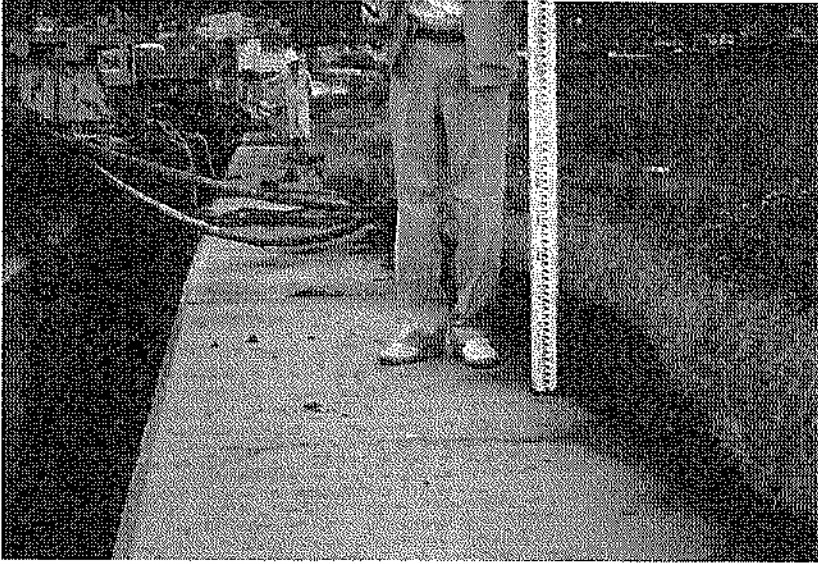


写真-3.2.10 先端部盛上がり (函館港、大町地区土砂処分場護岸)



写真-3.2.11 亀裂 (函館港、末広地区物揚場、エプロン)



写真-3.2.12 不等沈下 (函館港、末広地区物揚場、エプロン)

3.2.5 豊川地区

豊川地区では、昭和47年に施設機能増進を図るため、既設物揚場の前面に岸壁を改めて造成する計画を立てた。昭和50年度に岸壁(-5.0m)120m部分が完成した。その後、残りの岸壁(-5.0m)220mを造成し、豊川埠頭岸壁(-5.0m)340mが昭和56年に完成した。完成後、豊川埠頭岸壁は漁業関連の陸揚げ施設として使用されていた。しかし、盛漁期には施設が不足し、他の公共埠頭を利用する状況であった。これらの不足状態を解消するため、豊川埠頭岸壁(-5.0m)340mをさらに延長し、漁船200GTを対象に岸壁(-5.0m)190mの整備が行われ平成3年度に総延長530mの岸壁が完成した。

- (1) 豊川埠頭岸壁(旧鋼管杭、120m部分)(-5.0m)
(施設番号⑩)

図-3.2.26に豊川埠頭岸壁(旧鋼管杭)の原地盤の土質断面を示す。図-3.2.26より、原地盤は、火山灰層(N=35~50、標高-50m以深)、砂礫層(N>50、標高-45

~-50m)、火山灰層(N=20~35、標高-44~-48m)、砂質粘土層(N≒27、標高-40~-45m)、粘土層(N≒5、標高-11~-45m)、粘土質シルト層(N=0~1、標高-7m~-12m)および泥土(N≒0、標高-5~-7m)からなっており、海底面から標高-40m程度まで粘性土が厚く堆積した地盤である。

図-3.2.27に本施設の平面図および標準断面を示す。本施設は、直杭式横棧橋である。棧橋背後は矢板式の土留め壁が用いられた埋立て地盤である。土留め壁背後の埋立て土には火山灰が用いられている。設計震度は $k_n=0.10$ である。

被害は、棧橋本体には生じなかった。しかし、埋立て地盤において被害が発生しており、エプロンの沈下、上屋との間に段差が生じた(写真-3.2.13)。また、埋立て地盤の土留め矢板が前面にせり出したことにより、棧橋と埋立て地盤間のグレーチングのせり上がりが見られた(写真-3.2.14)。

(2) 豊川埠頭岸壁(二重矢板220m部分)(-5.0m)(施設番号⑭)

図-3.2.28に原地盤の土質断面図および土質柱状図を示す。図-3.2.28より、原地盤は下から、火山灰層、砂礫層、火山灰層、粘土層、シルト質粘土層、粘土質シルト層および砂質シルト層からなっている。前述の施設番号⑭の岸壁(旧鋼管杭120m部分)とほぼ同じ土性の地盤で、海底面から標高-40mまで粘性土が堆積している。一軸圧縮強度は、標高-10m付近で $q_u \approx 0.3 \text{kgf/cm}^2$ であるが、標高-40m付近で $q_u \approx 1.2 \text{kgf/cm}^2$ まで増加している。

図-3.2.29の標準断面に示すように、岸壁は二重矢板式岸壁である。岸壁下部の原地盤は、置換率70%の強制置換による地盤改良が標高-20mおよび標高-15mまで施されている。岸壁背後の埋立て地盤では、原地盤が $\phi 40 \text{cm}$ 、ピッチ2.0mのサンドドレーン工法により地盤改良されている。設計震度は $k_n = 0.10$ である。

被害については、二重矢板岸壁本体は無被災であったが、背後の埋立て地盤で不同沈下が見られた。また、埋立て地盤の沈下により、二重矢板岸壁との間に段差が生じた。

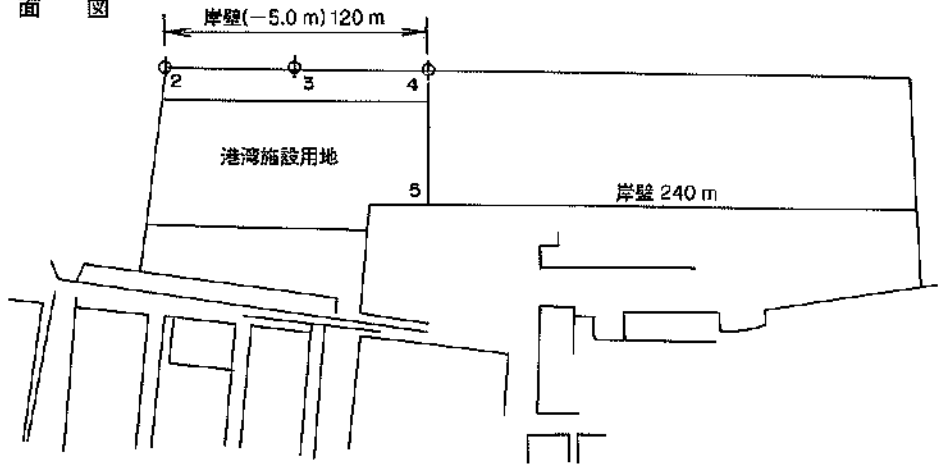
(3) 豊川埠頭岸壁(鋼管杭190m部分)(-5.0m)(施設番号⑬)

図-3.2.30に原地盤の土質断面図を示す。図-3.2.30より、原地盤は標高-50m程度まで火山灰層が堆積している。火山灰層の上に、砂礫層、砂・シルト層、シルト質粘土層、細砂層が標高-40mまで混在している。標高-40mから海底面(標高-3m)までは、下から粘土層、シルト質粘土層、粘土質シルト層、砂質シルト層細砂層が堆積している。前述の岸壁(旧鋼管杭120m部分)および岸壁(二重矢板220m部分)とほぼ同じ土性の地盤である。

図-3.2.31に本施設の標準断面および被災後の断面を示す。本施設は直杭式横棧橋で、背後を埋立てたものである。原地盤は、パイル径0.4m、打込み間隔 $2.5 \text{m} \times 1.9 \text{m}$ のサンドドレーン工法により標高-40mまで改良されている。設計震度は $k_n = 0.15$ である。

被害は、図-3.2.32に示すように、棧橋法線が2cm幅度前面にせり出し、埋立て地盤は20cm沈下している(写真-3.2.15)。また、図-3.2.33に示すように、波版ブロックが10cm程度沈下し埋立て地盤の方へ傾いている(写真-3.2.16)。

平面図



土質柱状図

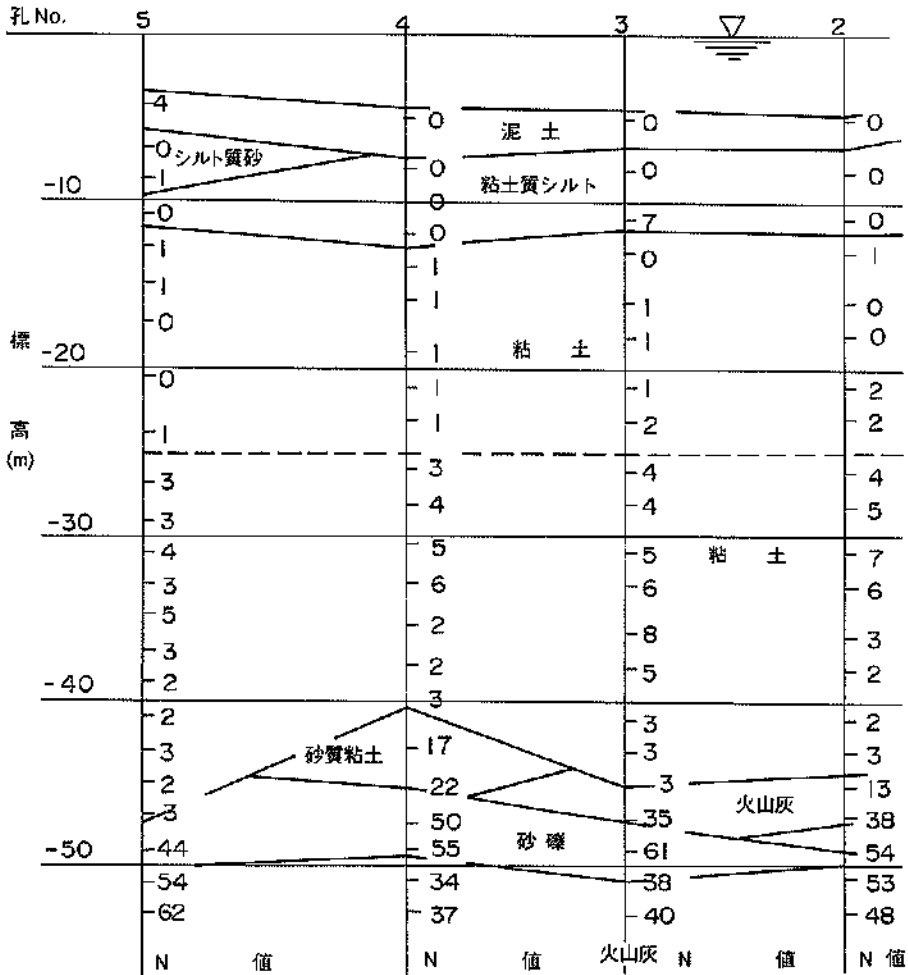


図-3.2.26 豊川埠頭岸壁(旧鋼管杭)土質断面図(函館港)



写真-3.2.13 段差 (函館港、豊川埠頭岸壁 (旧鋼管杭)、エプロン)

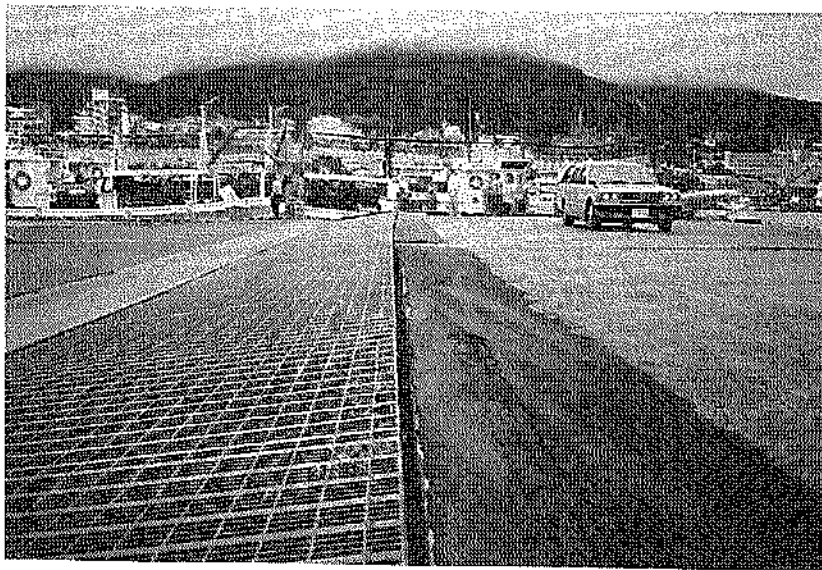


写真-3.2.14 グレーチングせり上がり (函館港、豊川埠頭岸壁 (旧鋼管杭))

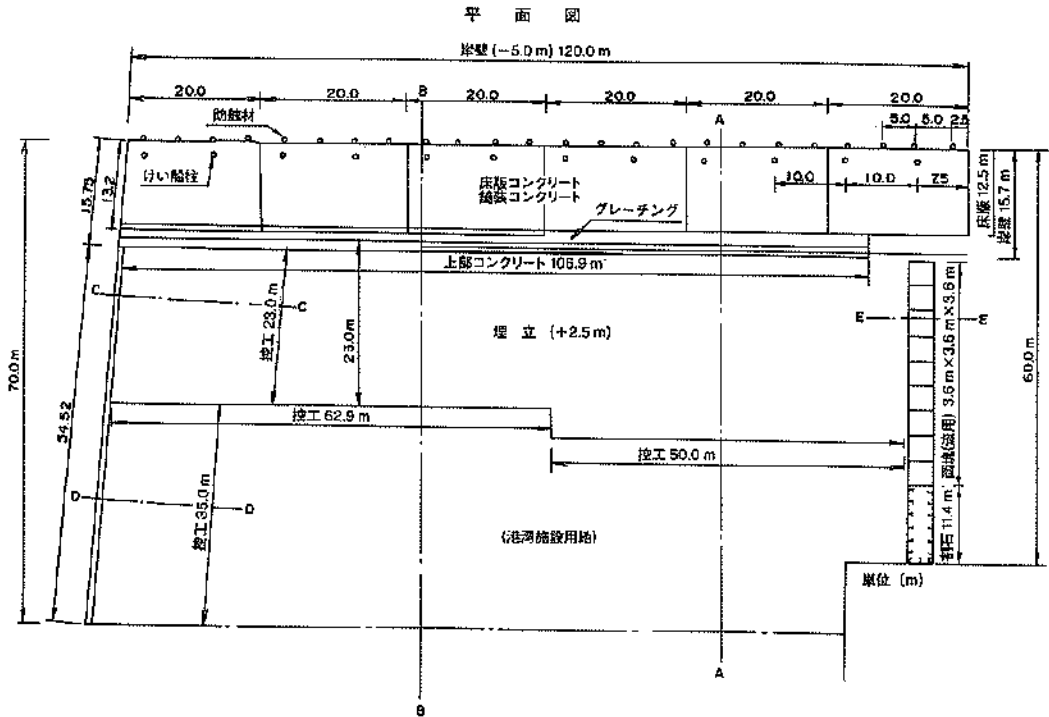


図-3.2.27 (a) 豊川埠頭岸壁 (旧鋼管杭) 平面図 (函館港)

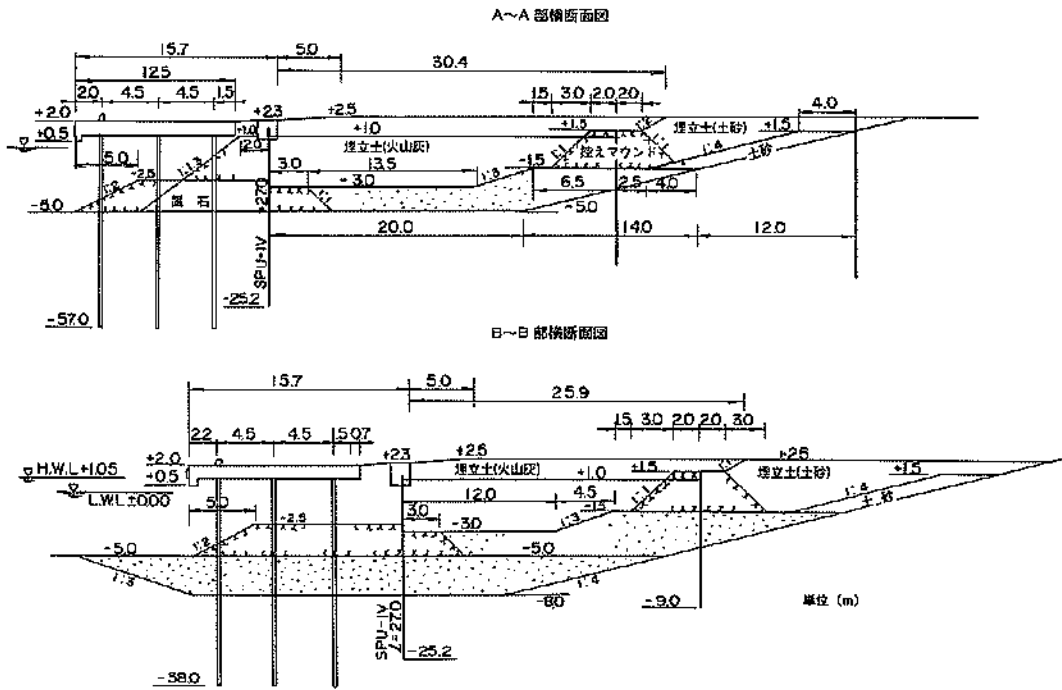
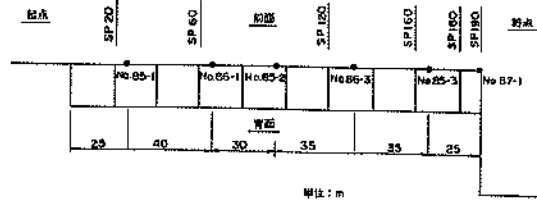
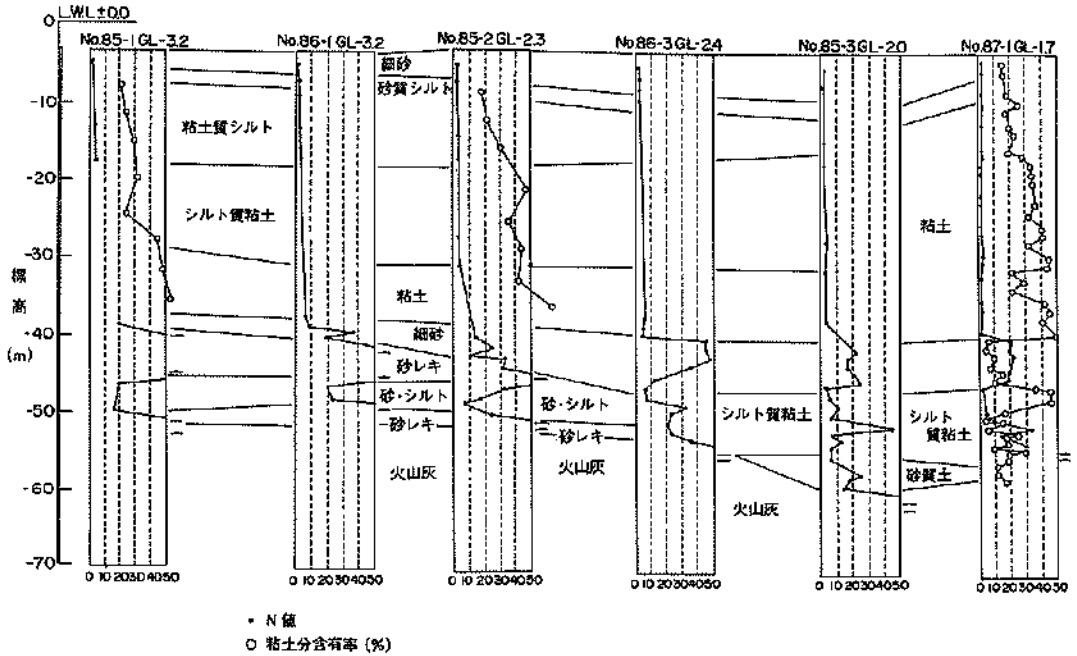


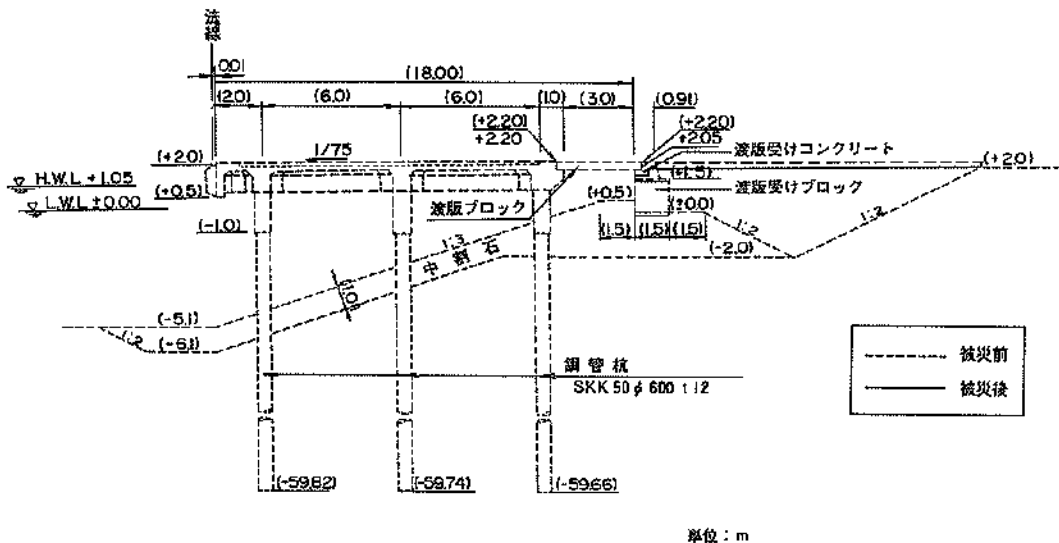
図-3.2.27 (b) 豊川埠頭岸壁 (旧鋼管杭) 横断面図 (函館港)



図—3.2.30 (a) 豊川埠頭岸壁（鋼管杭）土質調査位置図（函館港）



図—3.2.30 (b) 豊川埠頭岸壁（鋼管杭）土質断面図（函館港）



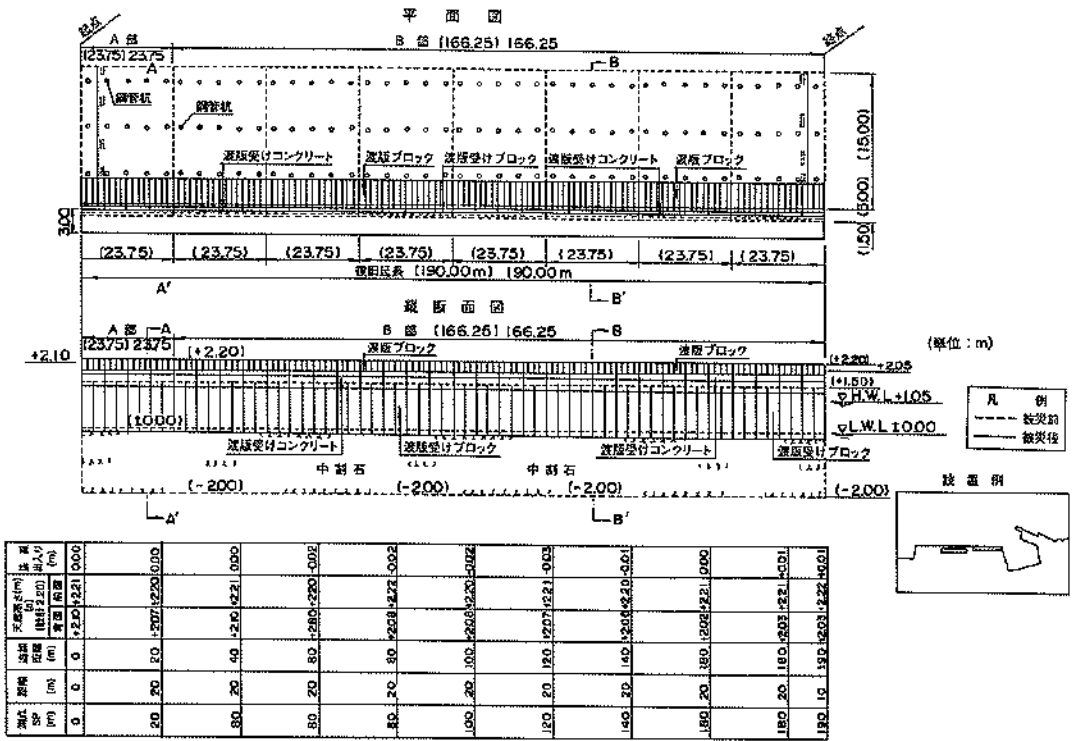
図—3.2.31 豊川埠頭岸壁（鋼管杭）被災断面図（函館港）



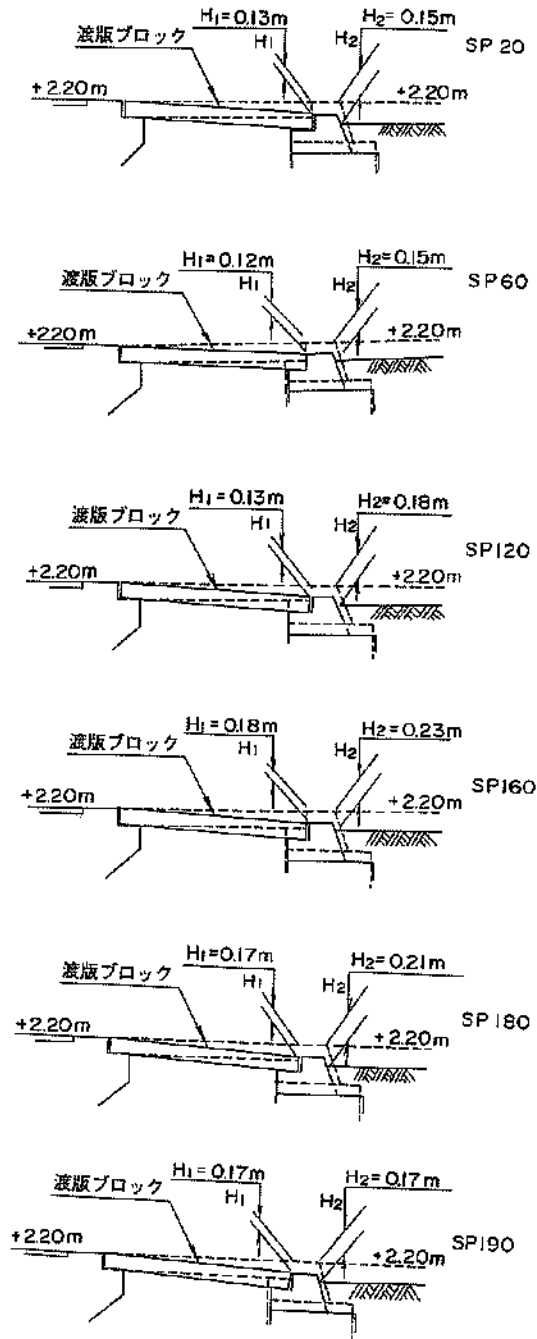
写真—3.2.15 沈下（函館港、豊川埠頭岸壁（旧鋼管杭））



写真—3.2.16 波版ブロック沈下（函館港、豊川埠頭岸壁（旧鋼管杭））



図一3.2.32 豊川埠頭岸壁（鋼管杭）被災平面・縦断面（函館港）



図一3.2.33 渡版ブロック変位図(函館港、豊川埠頭岸壁(鋼管杭))(函館港)

3.2.6 若松地区および海岸町地区

若松地区では、若松埠頭護岸および臨港道路護岸の3施設が被害を受けた。海岸町地区では、船溜りで被害が発生した。

(1) 若松埠頭護岸(-6.0m)(施設番号㉑)

若松埠頭は、旧国鉄により大正14年に造成された。その後、約2mの全般的な圧密沈下のためにケーソンの上部工の継ぎ足しを3回行い、昭和34年に岸壁をニューマチックケーソンにより延長し、昭和39年の埋立てをもってほぼ現在の姿となった。

若松埠頭は青函連絡船の貨車航送および旅客航送に利用されていたが、昭和63年の青函連絡船の廃止により、岸壁部分が清算事業団所有のものとなった。その後、函館市が買取し、親水護岸として整備して旧青函連絡船を保存係留し一般に公開している。

図-3.2.34に若松埠頭の平面図と縦断面を示す。また、図-3.2.35に若松地区の原地盤の土質柱状図および土質調査地点を示す。図-3.2.35より、若松地区は深度37m程度(標高 \approx -40m)までは、火山灰層と玉石等の砂礫層が堆積しているが、その上には厚さ30m以上の粘性土層が海底面(標高-3m)まで堆積しており、軟弱な原地盤であることがわかる。

被災箇所の護岸の標準断面および被災断面を図-3.2.36に示す。護岸構造はケーソンを用いた重力式護岸で、護岸下部の原地盤は、置換砂を用いて地盤改良がなされている。なお、改良範囲については不明である。護岸背後にはボードウォークが設けられており、また、護岸沖合にはドルフィンが設けられ、旧青函連絡船摩周丸を挟み込むように係留されている。

被災は、護岸の延長160.3mに渡って発生し、岸壁延長部の護岸先端部分は無被災であった。この護岸先端部分は他の部分とは異なりニューマチックケーソンが用いられたところであるが、その詳細については不明である。図-3.2.34に示すように、護岸法線は最大で120cm前面にせり出しており、護岸天端の沈下量は最大で54cmである。また、図-3.2.36に示すように、ケーソンが前面に沈下するようにせり出したため、係留されている摩周丸が沖合に押出されドルフィンが沖合に51cm変位した。さ

らに、護岸背後のボードウォークに陥落などの被害が生じた(写真-3.2.17)。

今回の若松埠頭の被害状況は、昭和43年の十勝沖地震の際の被害状況と類似している。昭和43年の十勝沖地震では、古いケーソン構造部分は約100mに渡って沈下・せり出す被害があり、最大沈下量は100cm、最大せり出し量は60cmであったが、ニューマチックケーソン部分は無被災であったと報告されている。今回の地震でも、古いケーソン構造の部分が被災を受け、ニューマチックケーソンが用いられた護岸先端部分は無被災であった。

なお、若松護岸施設背後に設けられた親水プロムナード(施設番号㉒)でも、沈下・亀裂が発生している(写真-3.2.18)。

(2) 若松地区道路護岸(-4.5m)(施設番号㉓)

若松地区道路護岸は、臨港道路の一部として昭和62年度に完成したもので、総延長301.6mの施設である。

図-3.2.37に道路護岸の平面図と縦断面図および護岸の法線変位、天端沈下量を示す。また、図-3.2.38に護岸各部における標準断面・被災断面を示す。当道路護岸は、A部の取付け部分が重力式構造である以外、二重矢板式の護岸構造である。

被災は、図-3.2.37に示されるように、護岸法線は最大で80cm前面にせり出し(写真-3.2.19)、また、上部工の天端は最大で60cm沈下しており(写真-3.2.20)、目地の開き(写真-3.2.21)、亀裂(写真-3.2.22)もみられる。図-3.2.39に地盤の亀裂状況を示す。また、図-3.2.40には、法線のせり出し、上部工および水叩きの被災のスケッチを示す。地盤の亀裂は控え矢板に沿って発生しており(写真-3.2.23)、最大で15cmの亀裂による開きがある。亀裂とともに段差も生じており、最大で60cmの段差が生じている(写真-3.2.24)。また、図-3.2.39に示すように、控え矢板の前面へのせり出し量が、前面の矢板よりも大きいため、ダブルに緩みが生じている(写真-3.2.25)。

(3) 海岸町地区船溜まり(施設番号㉔)

海岸町地区では、船溜まりの背後に被害がみられ、エプロンに亀裂が発生し(写真-3.2.26)、道路の舗道部分に沈下が生じている(写真-3.2.27)。

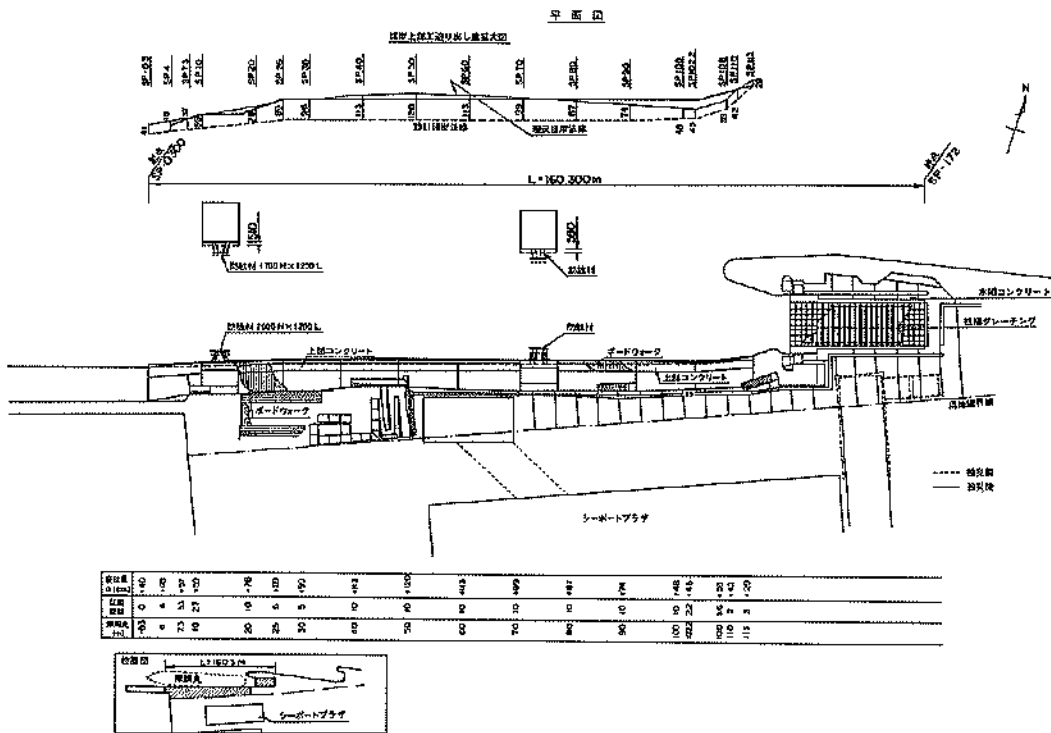


図-3.2.34 (a) 若松埠頭護岸被災平面図 (函館港)

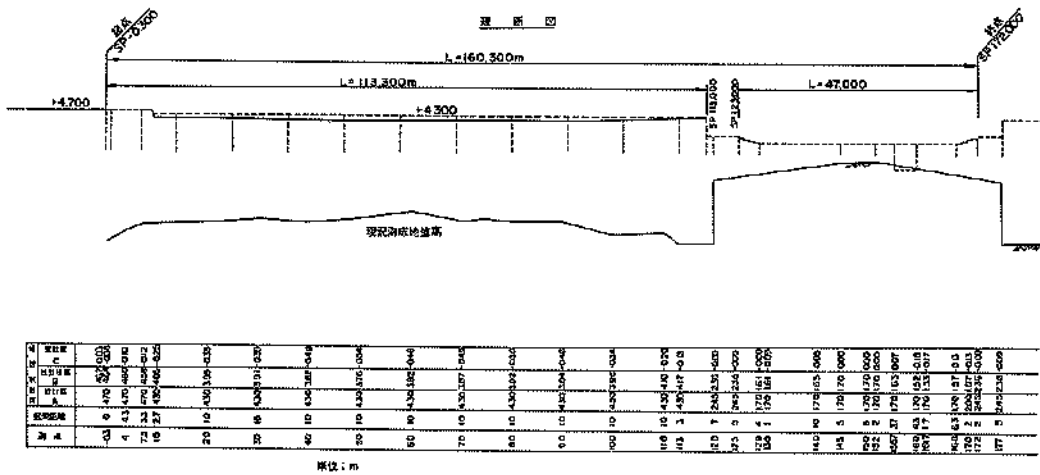


図-3.2.34 (b) 若松埠頭護岸被災縦断面図 (函館港)

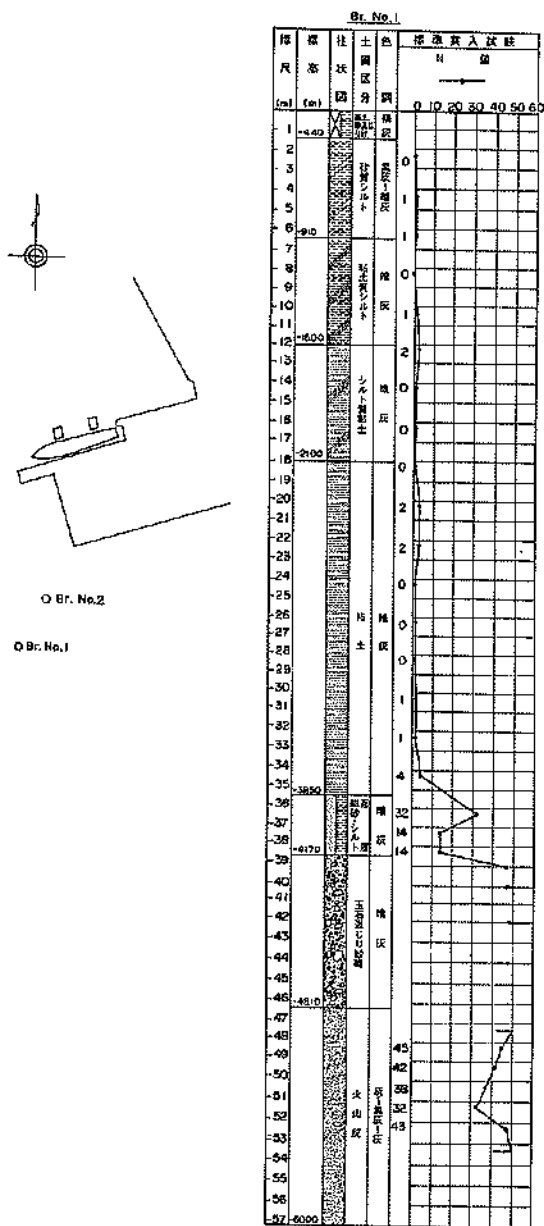


図-3.2.35 (a) 若松埠頭土質柱状図 No. 1 (函館港)

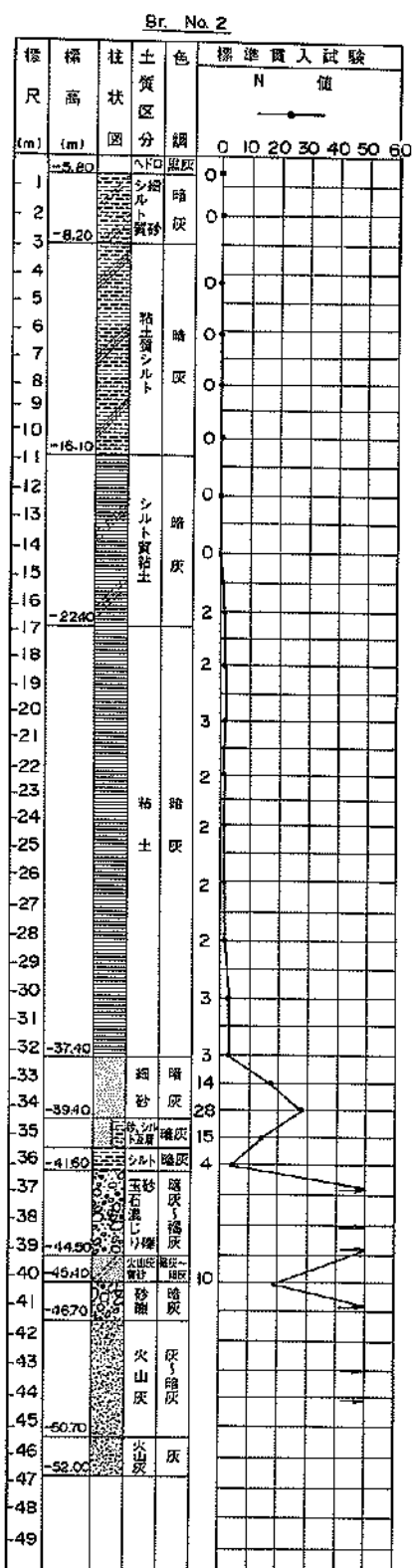


図-3.2.35 (b) 若松埠頭土質柱状図 No. 2 (函館港)

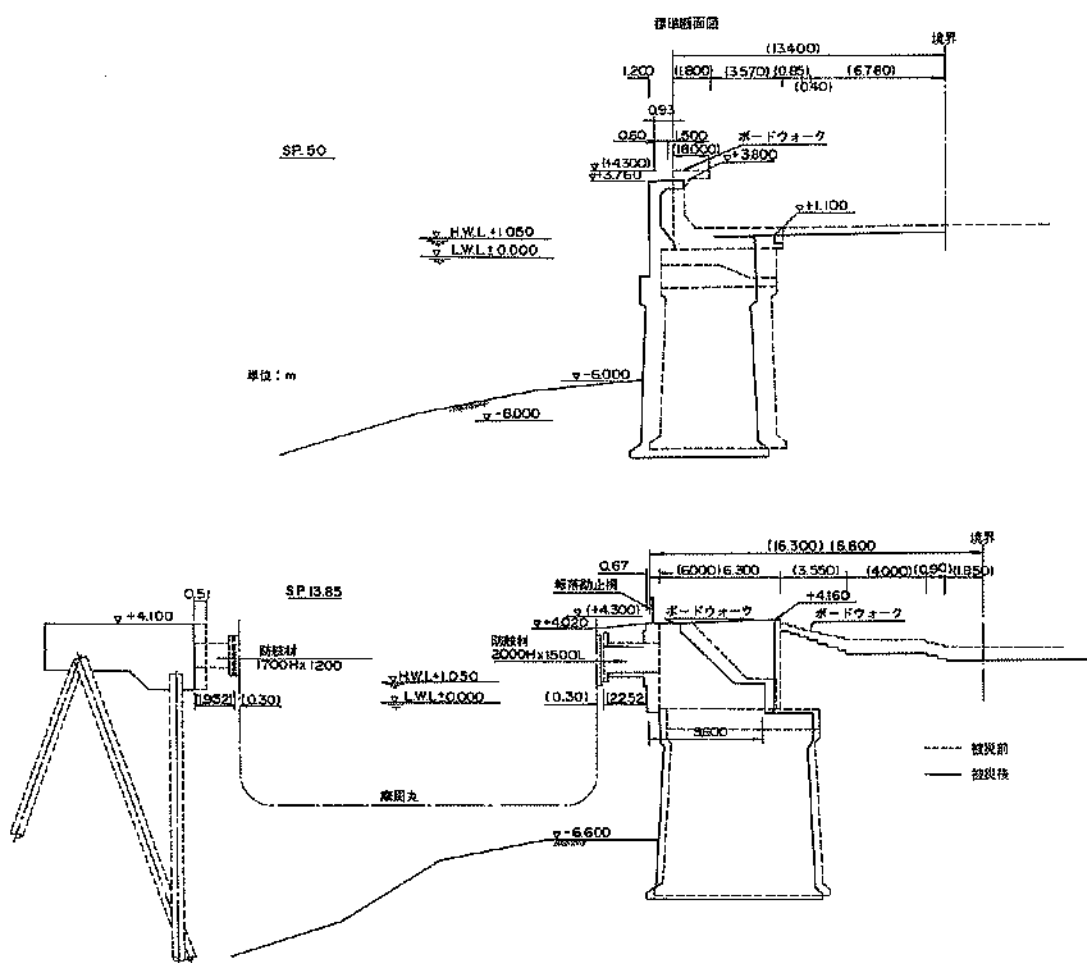


図-3.2.36 若松埠頭護岸標準断面・被災断面 (函館港)

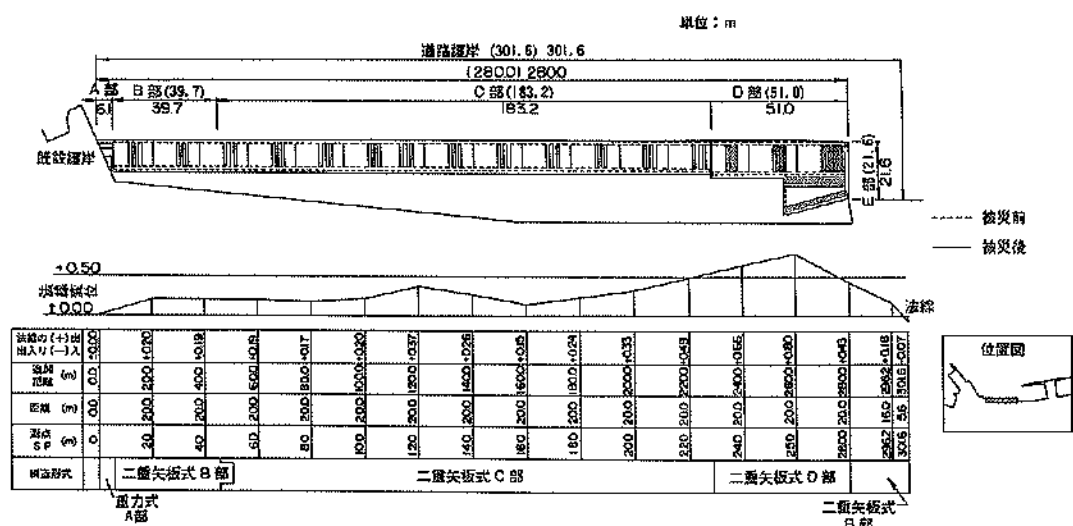
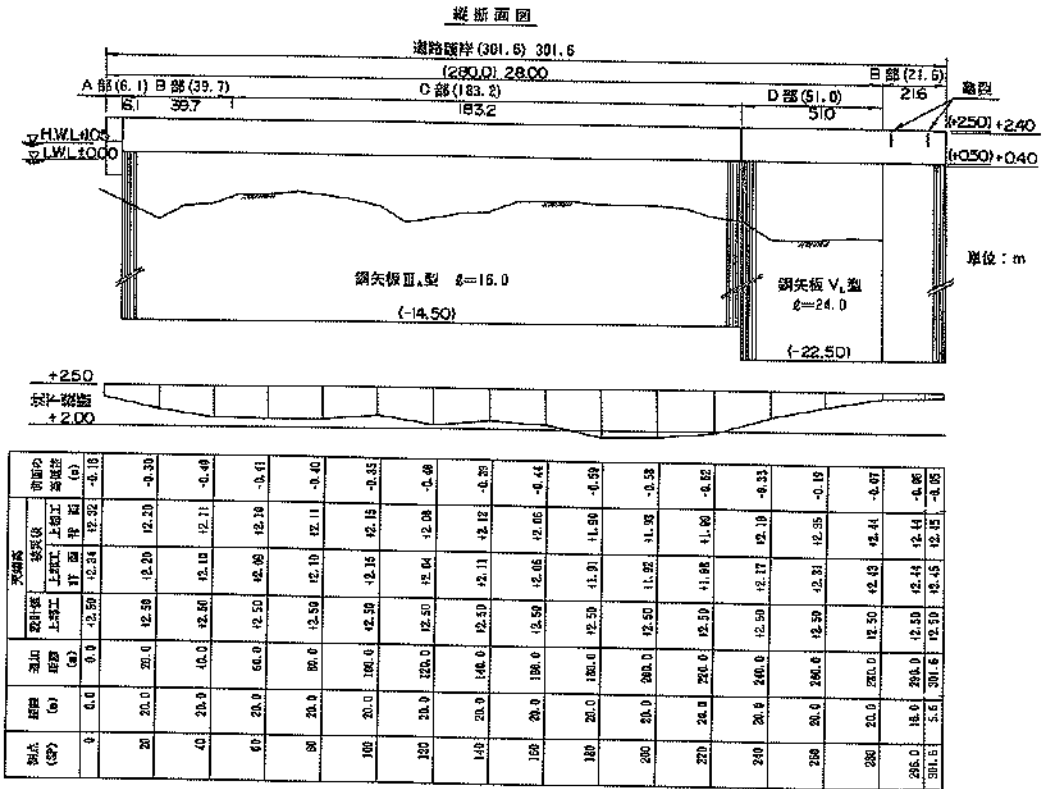
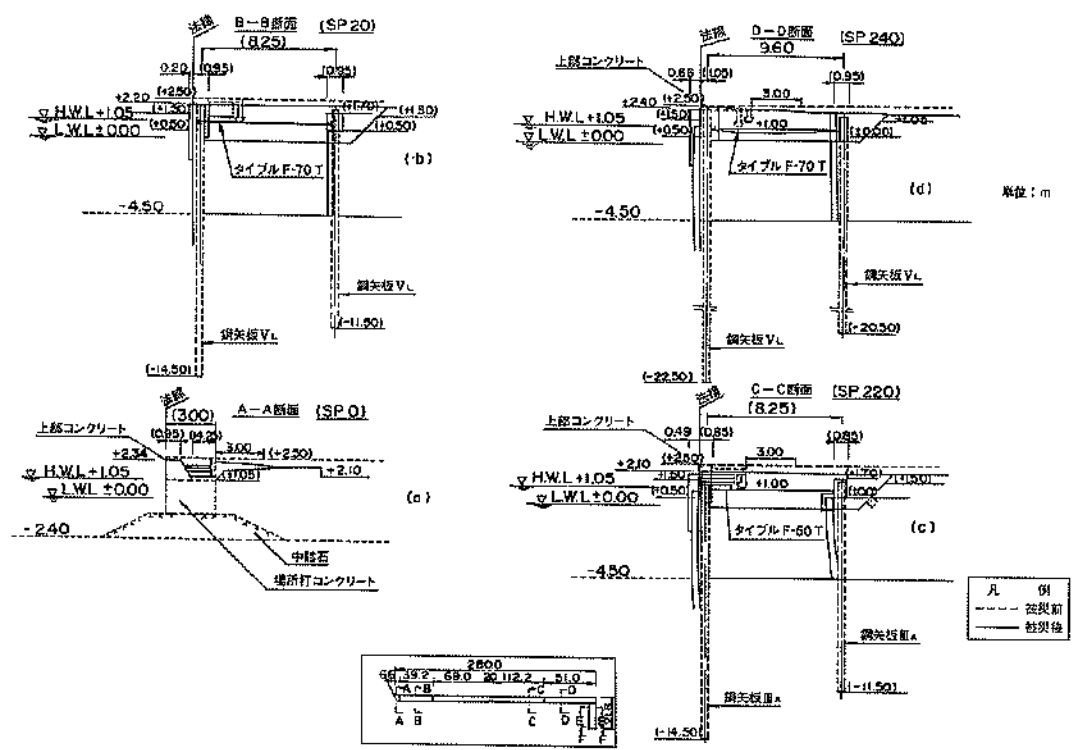


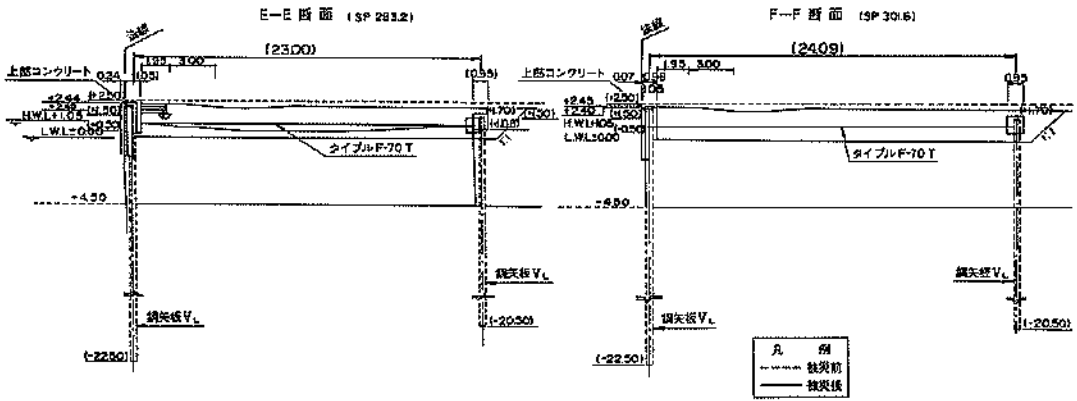
図-3.2.37 (a) 若松地区道路護岸平面図 (函館港)



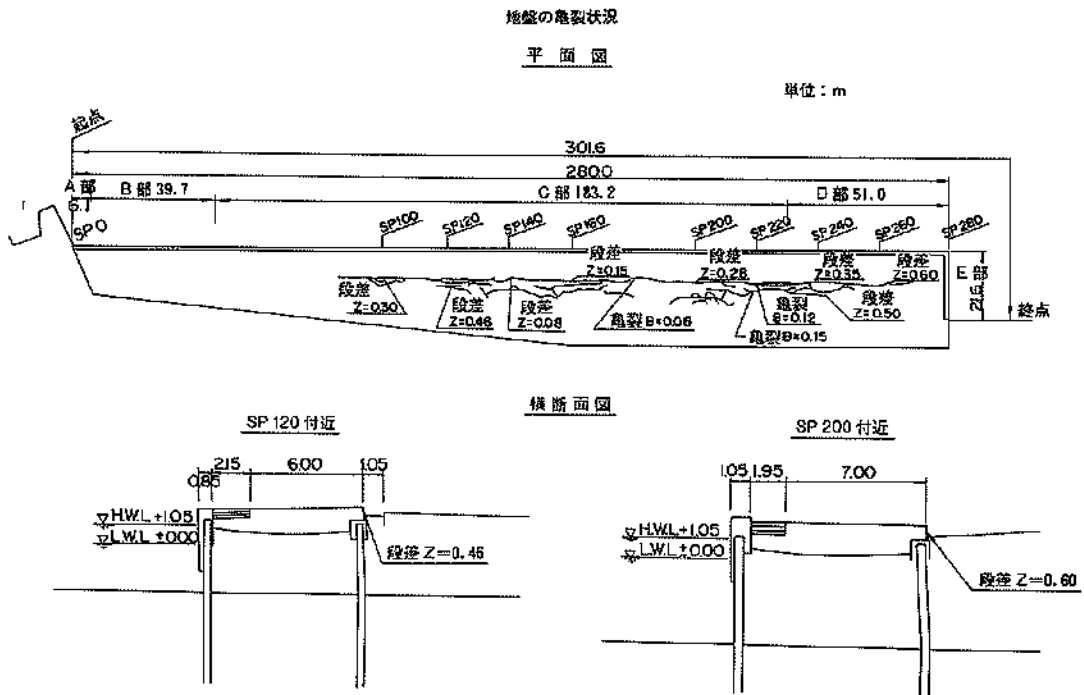
図—3.2.37 (b) 若松地区道路護岸縦断面図 (函館港)



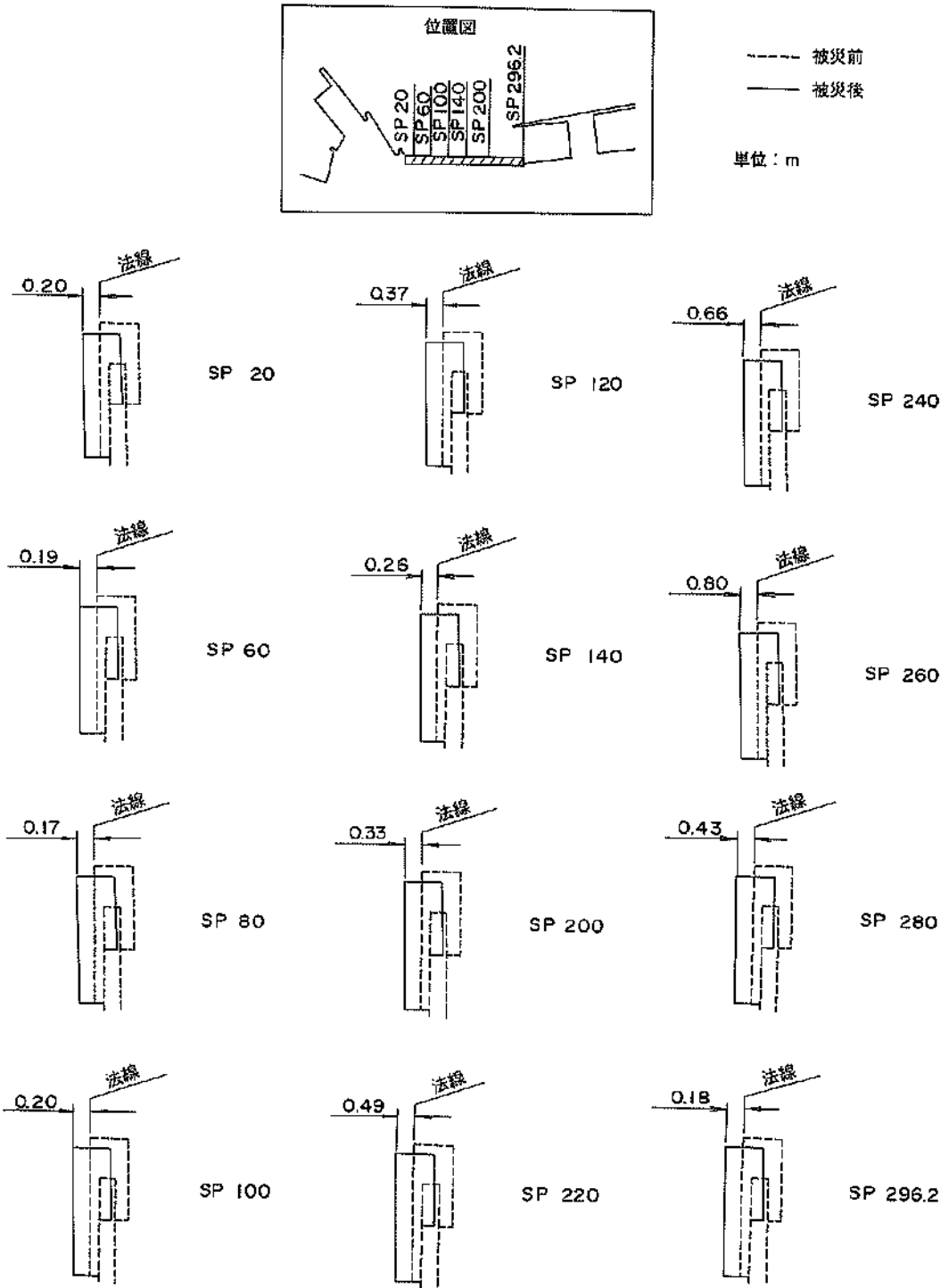
図—3.2.38 (a) 若松地区道路護岸標準断面・被災断面 (函館港)



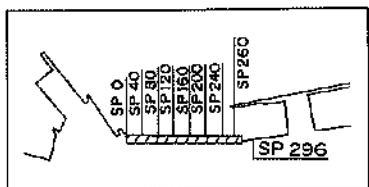
図—3.2.38 (b) 若松地区道路磯岸標準断面・被災断面（函館港）



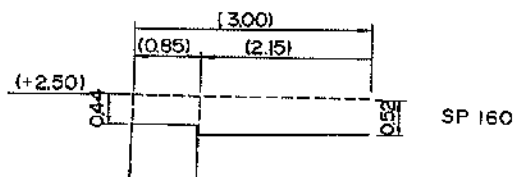
図—3.2.39 若松地区道路磯岸亀裂およびタイロッド緩み状況（函館港）



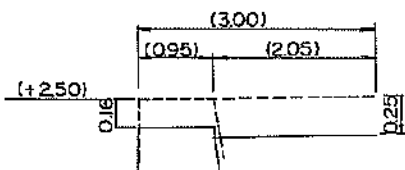
图—3.2.40 (a) 若松地区道路磯岸法線變位狀況 (函館港)



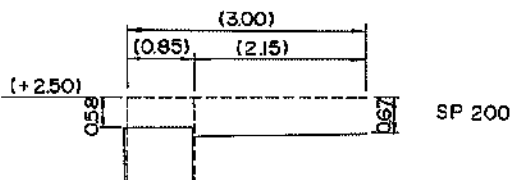
單位：m



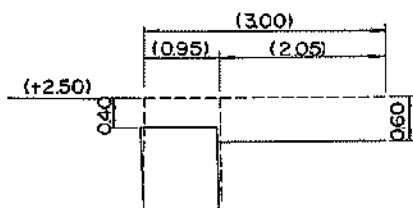
SP 160



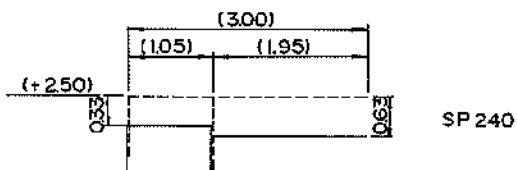
SP 0



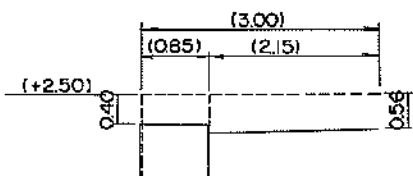
SP 200



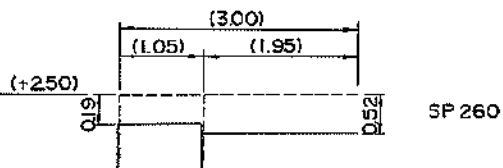
SP 40



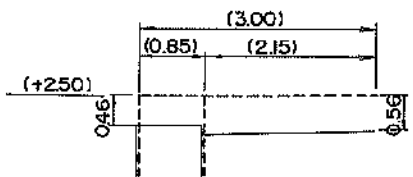
SP 240



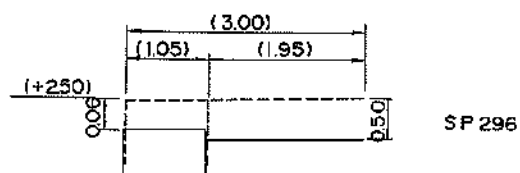
SP 80



SP 260



SP 120



SP 296

----- 被災前

————— 被災後

图—3.2.40 (b) 若松地区道路護岸上部工沈下狀況 (函館港)

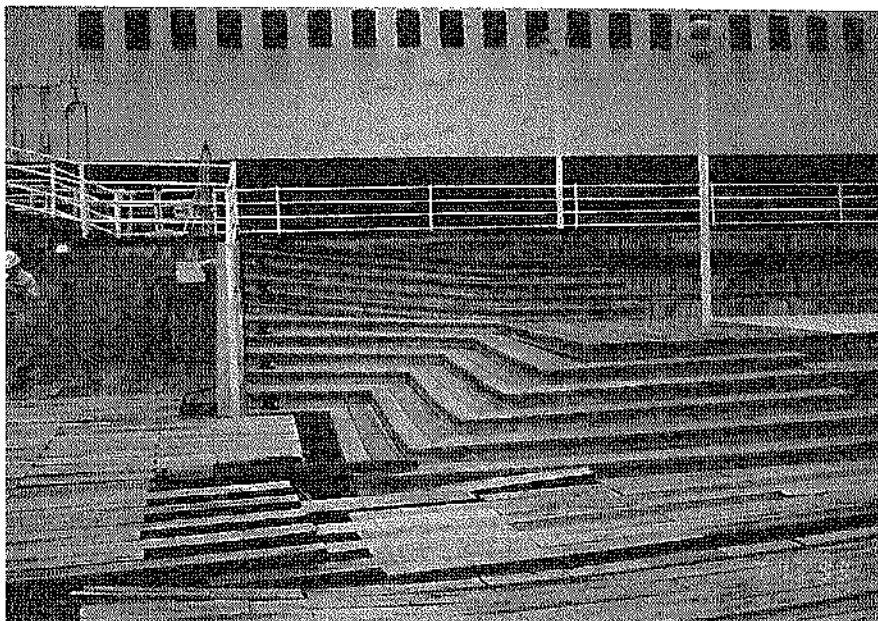


写真-3.2.17 ボードウォーク陥落 (函館港、若松埠頭護岸背後)



写真-3.2.18 沈下・亀裂 (函館港、若松埠頭、親水プロムナード)

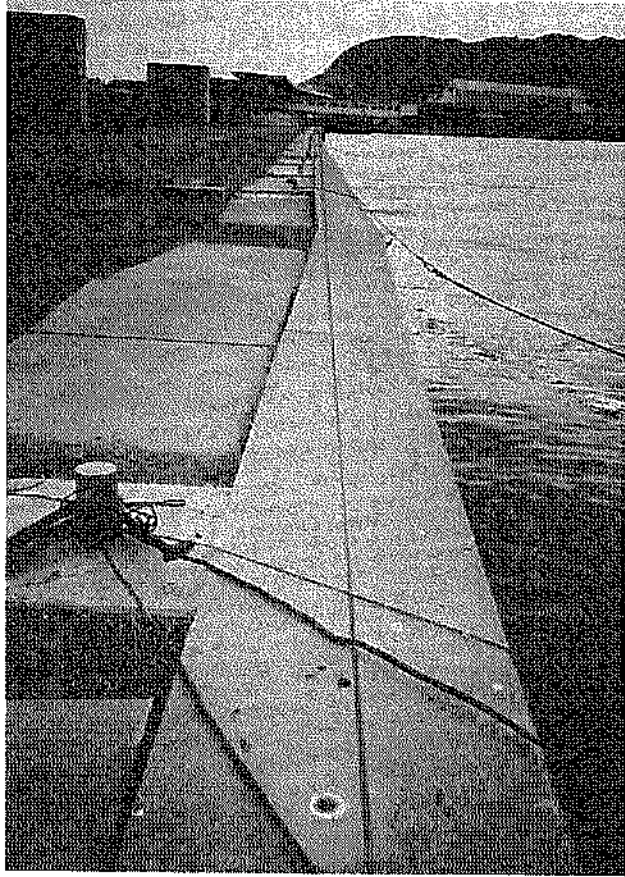


写真-3.2.19 法線せり出し (函館港、若松地区道路護岸)

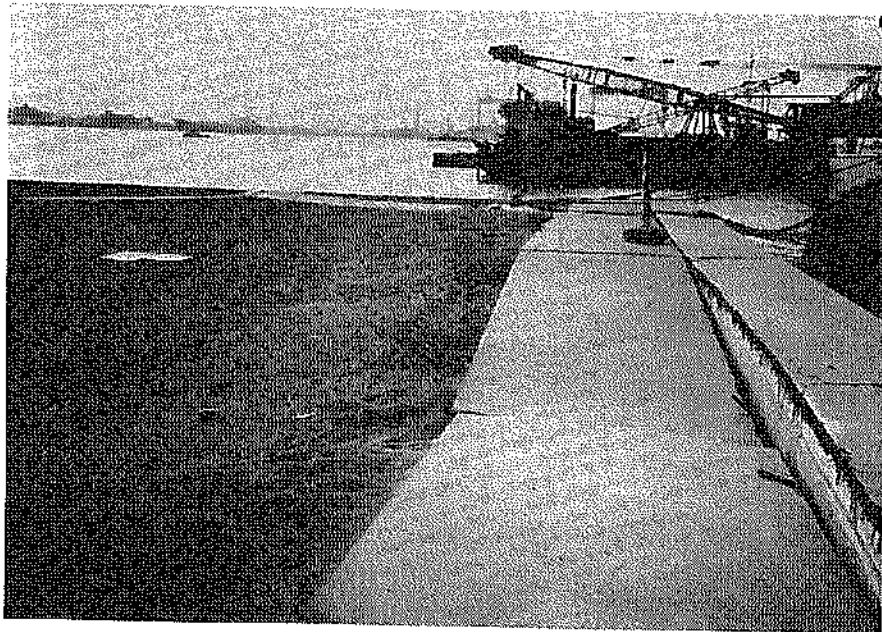
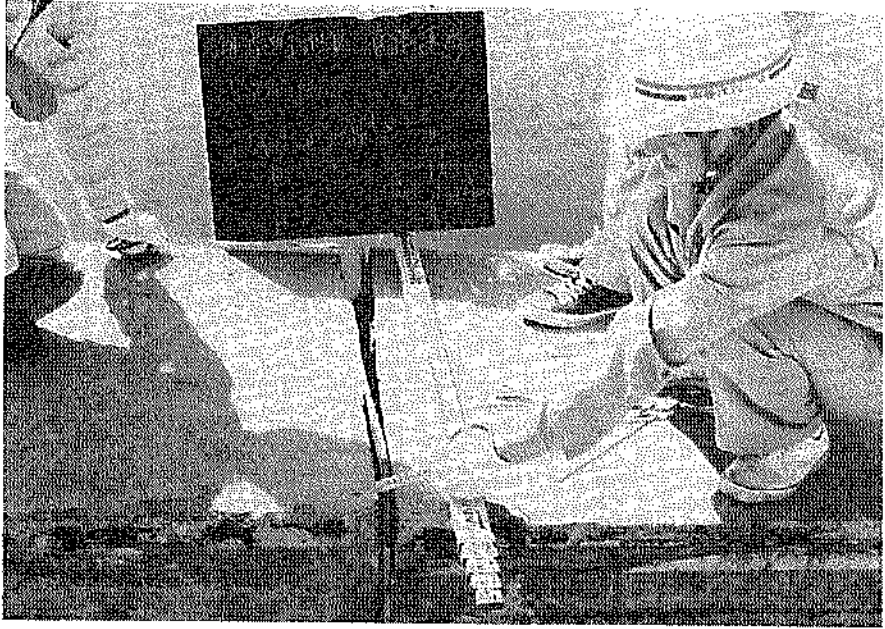
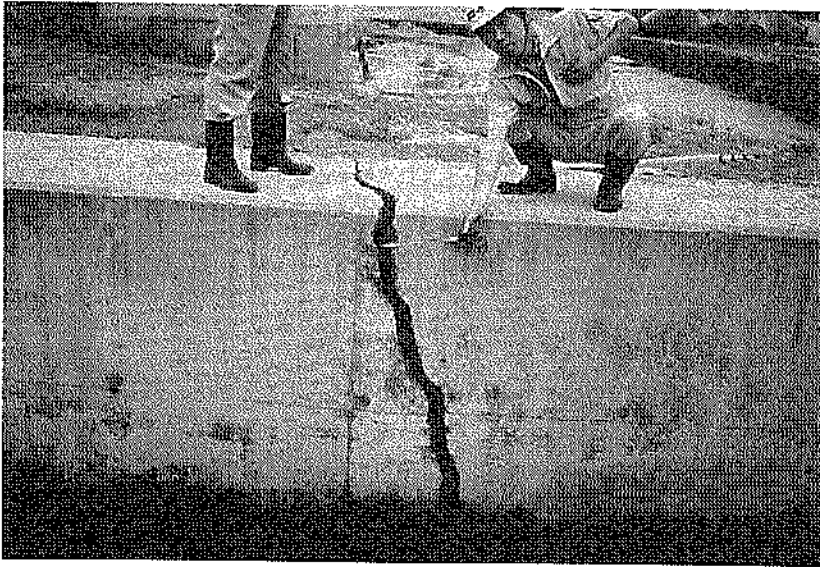


写真-3.2.20 沈下 (函館港、若松地区道路護岸、上部工)



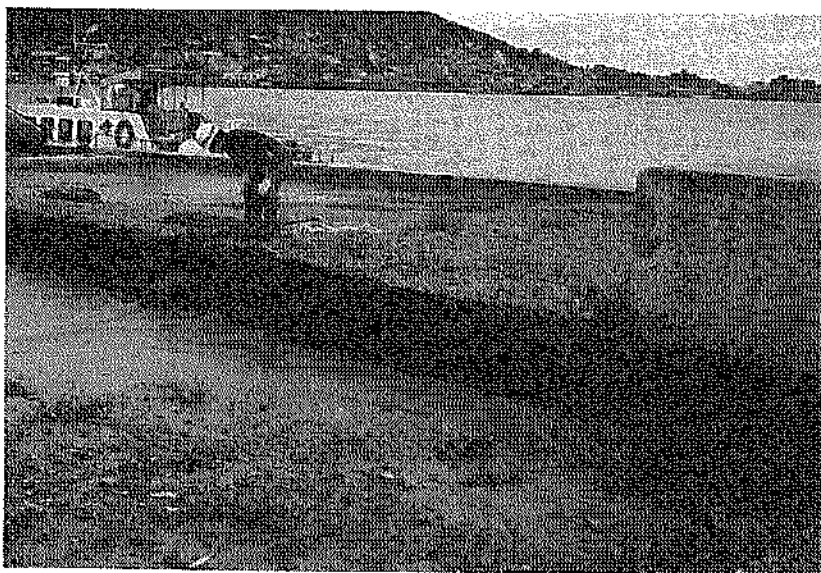
写真—3.2.21 目地開き (函館港、若松地区道路護岸、上部工)



写真—3.2.22 亀裂 (函館港、若松地区道路護岸、上部工)



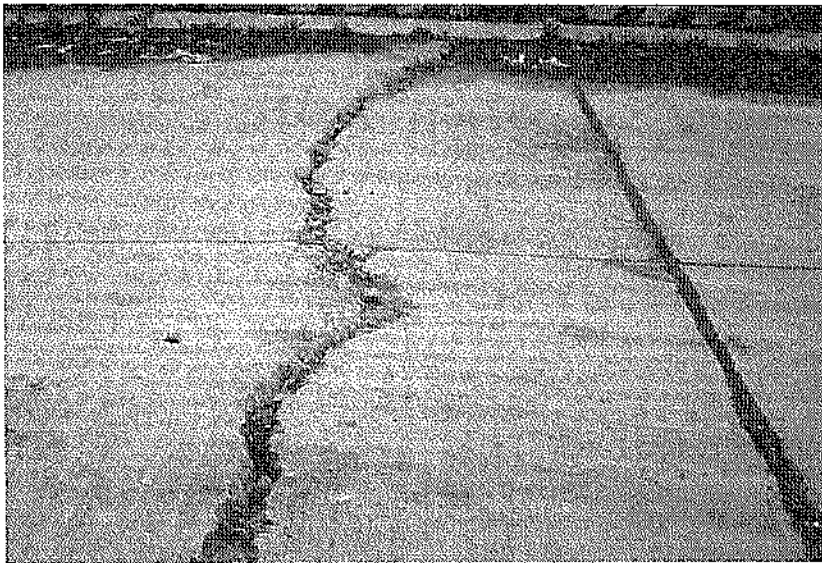
写真—3.2.23 亀裂（函館港、若松地区道路護岸、護岸背後地盤）



写真—3.2.24 段差（函館港、若松地区道路護岸、護岸背後地盤）



写真—3.2.25 タイプル緩み (函館港、若松地区道路護岸)



写真—3.2.26 亀裂 (函館港、海岸町地区船溜まり、エプロン)

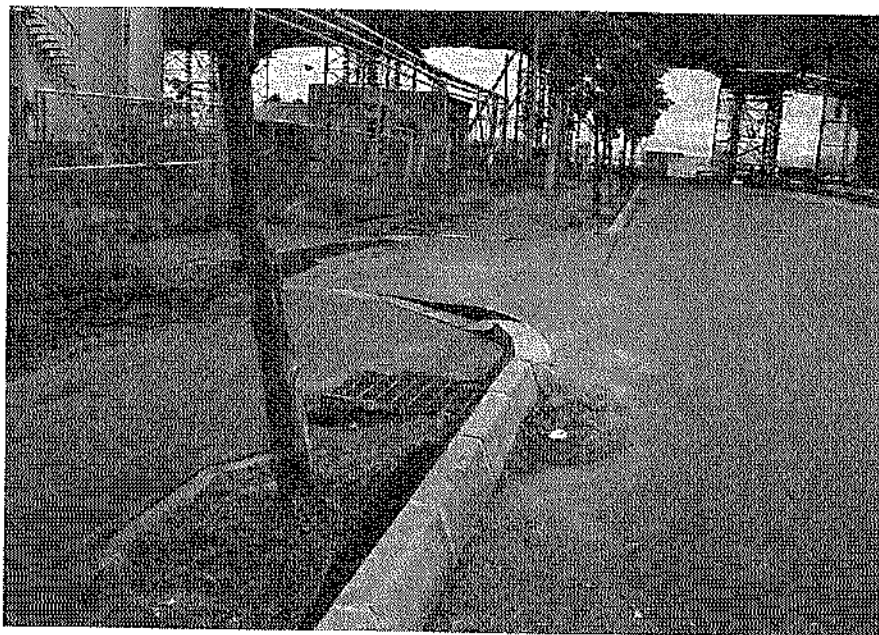


写真-3.2.27 亀裂(函館港、海岸町地区船溜まり、道路舗道部)

3.2.7 中央埠頭地区および万代埠頭地区

(1) 中央埠頭地区北側第3岸壁背後(施設番号㊸)

中央埠頭は、南側岸壁(-8.0m)133m、北側第1岸壁(-9.0m)165m、北側第2岸壁(-9.0m)165m、北側第3岸壁(-5.5m)90m、正面岸壁(5.0m)133mの5岸壁を有している。南側岸壁、正面岸壁および北側第1岸壁は、昭和29年に完成しており、北側第2岸壁と第3岸壁は、昭和45年に完成している。なお、昭和43年十勝沖地震では、正面岸壁の北側隅角部で3~5cm程度のはり出し、舗装との間に2cm程度の隙間が生じる被災があった。図-3.2.41に中央埠頭の平面図を示す。

今回の地震では、上記5岸壁の内、最も新しく建設された北側第3岸壁の荷捌き地において被災が生じた。北側岸壁の原地盤は、地盤表面が標高-5.3m程度にあり、土質は、標高-5.3m~-5.9m程度までがヘドロ、標高-5.9m~-14.5m程度までが粘性土(10t型オランダコン貫入抵抗 $q_c < 10 \text{ kgf/cm}^2$)もしくは砂質土($q_c < 50 \text{ kgf/cm}^2$)の軟弱層が主体で、下部には $q_c > 100 \text{ kgf/cm}^2$ のやや締まった砂質土が挟在している。標高-14.5m以深は $q_c > 100 \text{ kgf/cm}^2$ の砂質土となっている。図-3.2.42は、第3岸壁(-5.5m)90.0mと北側第2岸壁(-9.0m)165.0mの平面図および標準断面図で、両岸壁は控え版矢板式岸壁である。また、設計震度は $k_h = 0.10$ である。被災は、岸壁本体には生じず、岸壁背後の荷捌き地において、舗装に若干の亀裂が入り、門扉が1基破損する被害が生じる程度であった。舗装の亀裂は、図-3.2.42の控

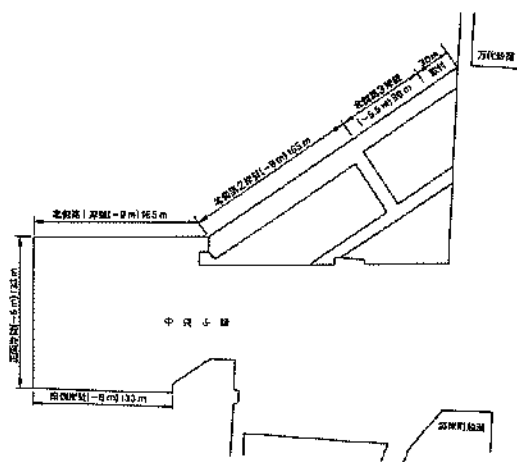


図-3.2.41 中央埠頭全体図(函館港)

え版よりも数m背後の位置で生じている(写真-3.2.28)。

なお、図-3.2.43に被災を受けなかった南側岸壁、正面岸壁および北側第1岸壁の標準断面を示す。これら3岸壁の設計震度については不明である。

(2) 万代埠頭(施設番号㊹)

万代埠頭は、昭和48年に埋立て造成が完了し、南側第1岸壁(-7.5m)130m、南側第2岸壁(-5.5m)90m、正面岸壁(-10.0m)180m、北側第1岸壁(-7.5m)130m、北側第2岸壁(-5.5m)90mを有している。

図-3.2.44に万代埠頭の平面図および-7.5m岸壁の標準断面を示すが、岸壁は全て鋼矢板セルの岸壁構造である。設計震度は $k_h=0.10$ が用いられた。地盤条件については、原地盤の表面は、標高-4.0~-5.0mの深度にあった。原地盤の土質は、標高-35.0m程度まで、N値が30~50の礫混じり砂質土で良好な地盤であった。

被害は、セル本体には生じなかった。しかし、岸壁背後において、荷捌き地で陥没・隆起（写真-3.2.28）、埠

頭内道路の損傷、麦搬送コンベアピットの損傷、門扉3基が損傷する被害が生じた。また、液状化による噴砂の跡がみられた（写真-3.2.30）。

図-3.2.45に噴砂跡より採取した土試料の物理試験結果を示す。噴砂した砂は、平均粒径が $D_{50}=0.07\text{mm}$ 、均等係数が $U_c=3.80$ で、細砂分が43.5%、シルト分が50.8%、粘土分が5.7%で、細粒分を多く含む砂であった。

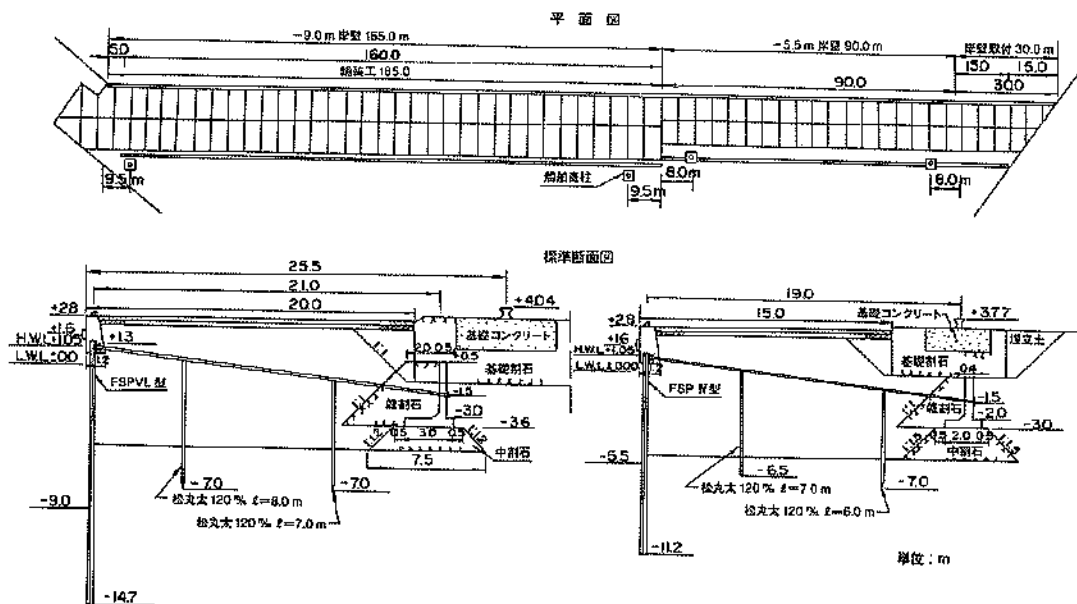


図-3.2.42 北側第2岸壁・第3岸壁平面図及び標準断面（函館港、中央埠頭）

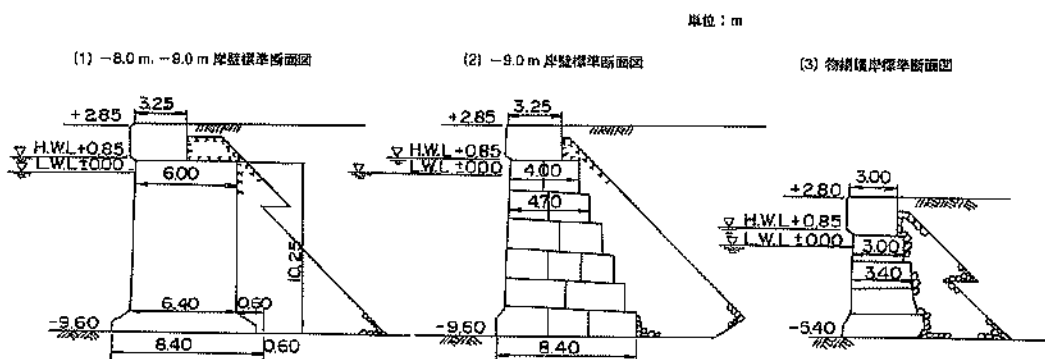


図-3.2.43 岸壁標準断面（函館港、中央埠頭）

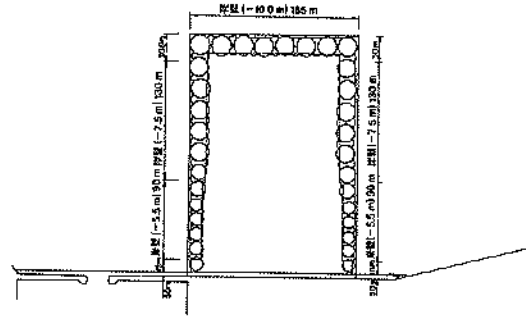


図-3.2.44 (a) 万代埠頭平面図 (函館港)

標準断面図

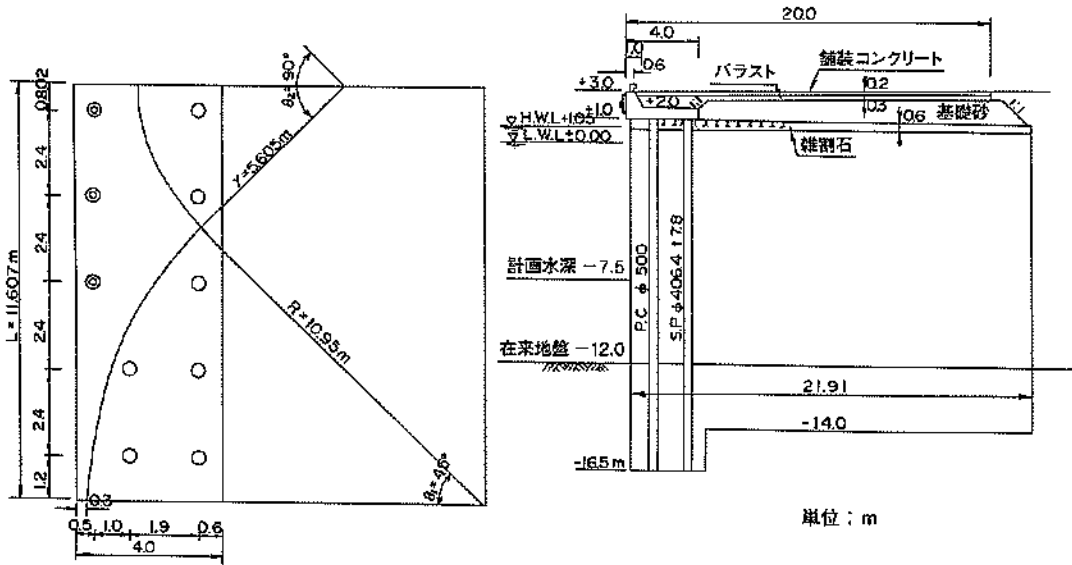


図-3.2.44 (b) 万代埠頭標準断面 (函館港)

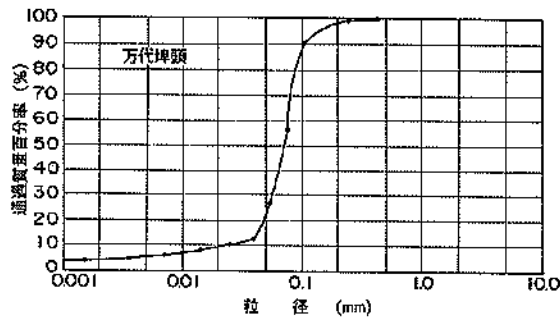
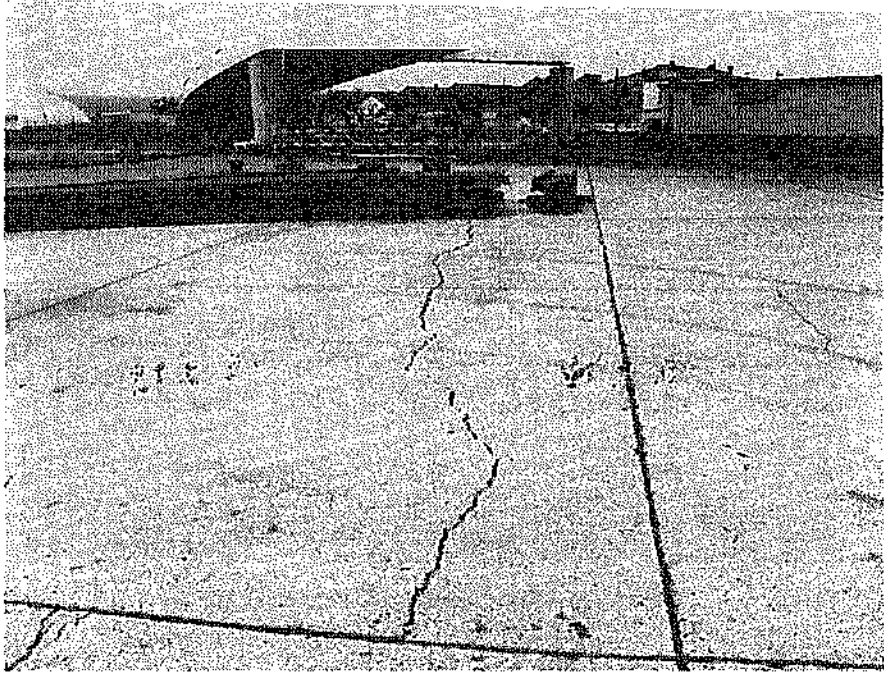
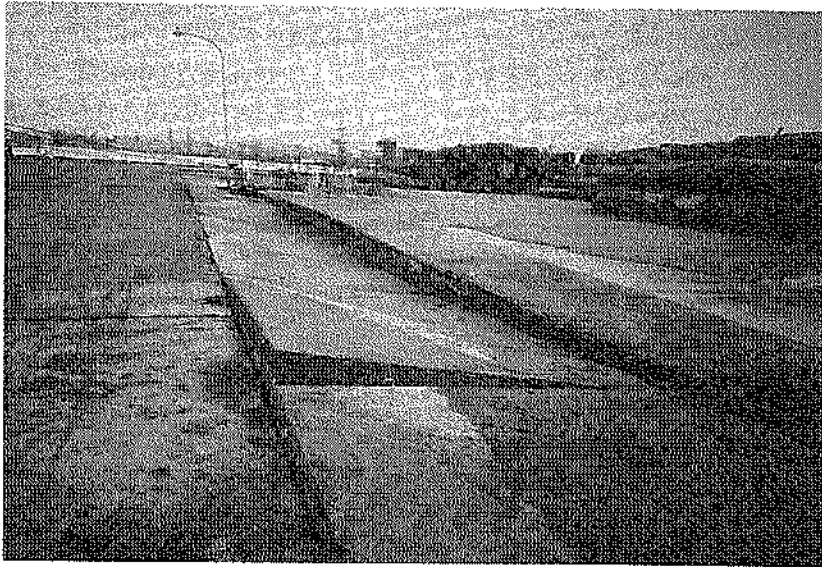


図-3.2.45 万代埠頭噴砂粒径加積曲線 (函館港)



写真—3.2.28 亀裂（函館港、中央埠頭北側第3岸壁、荷捌き地）



写真—3.2.29 陥没・隆起（函館港、万代埠頭、荷捌き地）



写真—3.2.30 噴砂（函館港、万代埠頭、荷捌き地）

3.2.8 北埠頭

北埠頭は昭和44年に完成し、南側岸壁（-5.5m）88m、北側岸壁（-7.5m）130m、B岸壁（-5.5m）330mおよびA岸壁（-5.5m）51mの4岸壁を有している。昭和43年の十勝沖地震で、B岸壁において法線が最大59cmはらみ出し、エプロンは上部工に対して最大30cm沈下する被害を受けた。しかし、当時の埋立護岸は無被災であったと報告されている。その後、改築を行い昭和44年に現在の岸壁となった。なお、北埠頭造成前の原地盤条件については標高-20m程度までがシルト質粘土で軟弱な地盤条件であった。

今回の地震では、B岸壁、南岸壁、岸壁先端部（特に北側岸壁取付け部）、北側岸壁、荷捌き地、臨港道路に被害が生じた。

(1) B岸壁（-5.5m）330m（施設番号㊸）

図—3.2.46にB岸壁の平面図および縦断面図、図—3.2.47に標準断面と被災断面を示す。B岸壁の構造は、斜控え杭式の矢板式構造で、実際の水深は-7.0mである。設計震度は $k_h=0.10$ が用いられた。

被害については、B岸壁は総延長330mのうち240.2mが被災を受け、法線のはり出し5~22cm、上部工・エプロンの沈下10~25cm（写真—3.2.31）、エプロンの亀裂3~4cm、上部工とエプロンの間に段差6~55cm（写真—3.2.32）が生じた。荷捌き地には液状化による噴砂跡（写真—3.2.33）が見られた。図—3.2.48には、岸壁各地点でのエプロンの沈下のスケッチを示す。

(2) 南岸壁（-5.5m）50m（施設番号㊹）

図—3.2.49に南岸壁の標準断面図を示す。岸壁構造は、鋼板セルと矢板式構造で、原地盤はサンドドレーン工法で改良されている。設計震度は、 $k_h=0.10$ である。

被害については、係船柱2基の移動（写真—3.2.34）、道路の亀裂（写真—3.2.35）がみられた。

(3) 岸壁先端部（施設番号㊺）

図—3.2.50に平面図および縦断面図、図—3.2.51に標準断面図と被災断面図を示す。岸壁先端部は、鋼矢板セルとケーソンを用いた重力式の2種類の構造からなっており、図—3.2.50(b)の縦断面図に示すように鋼矢板セルの根入れ長は南側岸壁側の方が北側岸壁側よりも長く設計されている。原地盤は、サンドドレーンによる地盤改良がなされている。また、原地盤の地盤表面は、南側岸壁から北側岸壁にいくほど深い位置にある。なお、設計震度は $k_h=0.10$ が用いられている。

図—3.2.50に示すように、法線変位4~26cm、上部工・エプロン沈下15~38cm（写真—3.2.36）、エプロンの亀裂4cmおよび段差6cm程度の被害が見られた。被害の傾向として、北側岸壁側（北側岸壁取付け部）の方が被害の程度が大きくなっており、北側岸壁との隅角部付近で法線変位等が最大となっている。北側岸壁との隅角部の係船柱付近で50cm程度のエプロンの陥没（写真—3.2.37）が生じた。また、エプロンのいたるところで、液状化による噴砂跡や水たまりが見られた（写真—3.2.38）。図—3.2.52には、法線変位、エプロン沈下・亀裂・陥没のスケッチを示す。図—3.2.53には、北側岸壁との隅角部背

後の噴砂跡から採取した土試料の物理試験結果を示す。噴砂跡より採取した試料は、平均粒径が $D_{50}=0.24\text{mm}$ で、細礫分0.4%、粗砂分12.2%、細砂分78.7%、シルト分5.0%、粘土分3.7%と細砂を主体にした砂である。

(4) 北側岸壁 (-7.5m) 130m (施設番号㉔)

図-3.2.54に北側岸壁の平面図と縦断面図、図-3.2.55に標準断面と被災断面を示す。北側岸壁は、ケーソンを用いた重力式構造からなっている。ケーソン基礎の原地盤は、置換工法により地盤改良がなされている。設計震度は $k_n=0.10$ が用いられた。

図-3.2.54に示すように、法線はり出し6~17cm、上部工・エプロン沈下20~45cm(写真-3.2.39)、エプロン亀

裂7cm(写真-3.2.40)、段差4.5cmの被害がみられた。岸壁先端部との隅角部に設置された係船柱が1m程度沈下し(写真-3.2.41)、また、エプロンには液状化による噴砂跡があった。図-3.2.56には、岸壁各部における法線変位、エプロンの沈下・亀裂・段差のスケッチを示す。

(5) 荷捌き地、臨港道路、セメントサイロ(施設番号㉕)

荷捌き地、臨港道路では、沈下および隆起(写真-3.2.42)、亀裂(写真-3.2.43)、陥没、門扉2基の損傷の被害が見られた。また、セメントサイロが大きく傾斜した。

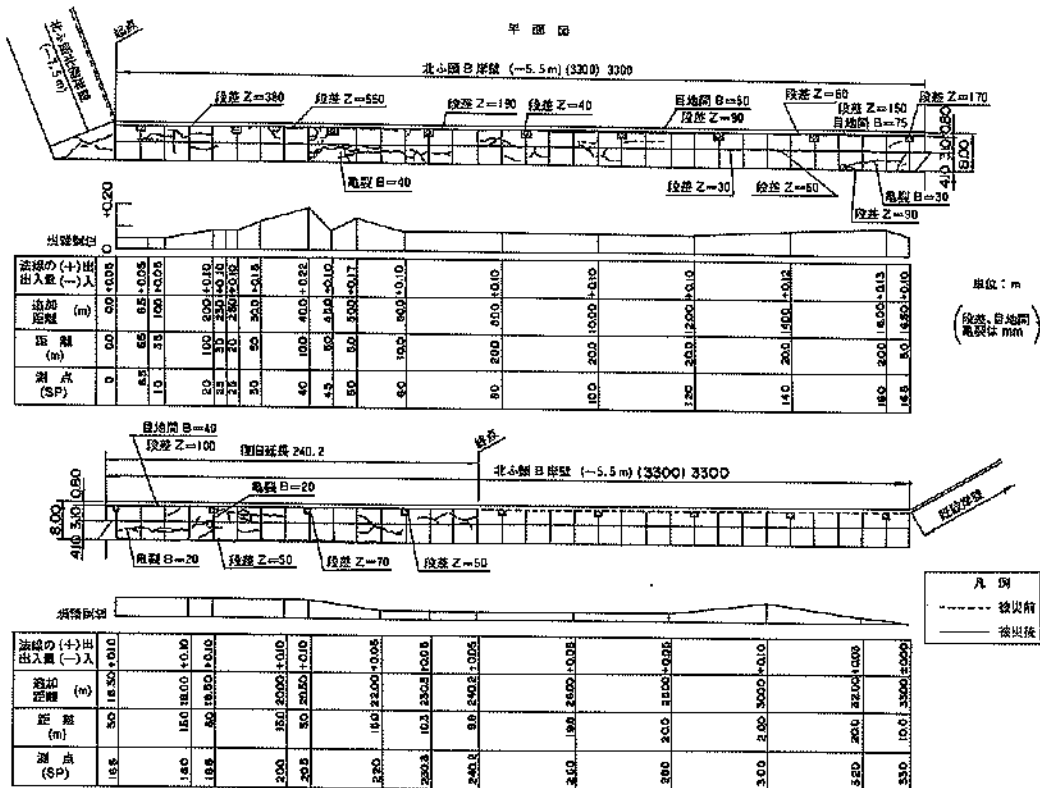
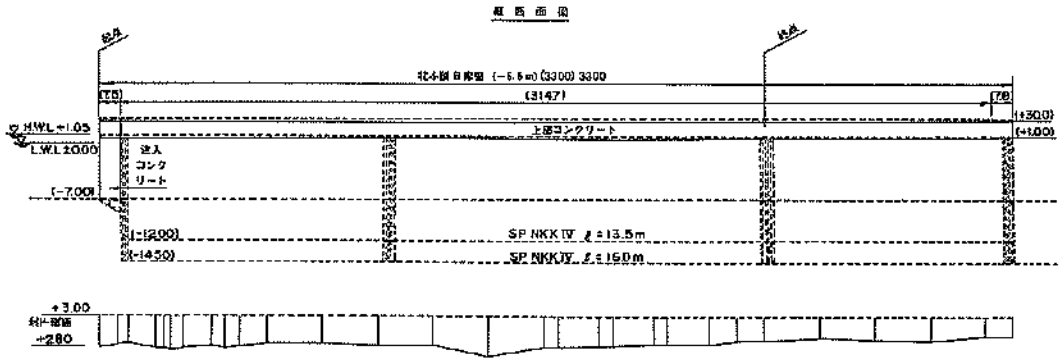


図-3.2.46(a) 北埠頭B岸壁平面図(函館港)



測点番号	測点名称	観測時刻		観測高さ	基準高さ	変動	備考
		時刻	高さ				
1	北本側自衛壁	11:00	1.00	1.00	1.00	0.00	
2	北本側自衛壁	11:05	1.00	1.00	1.00	0.00	
3	北本側自衛壁	11:10	1.00	1.00	1.00	0.00	
4	北本側自衛壁	11:15	1.00	1.00	1.00	0.00	
5	北本側自衛壁	11:20	1.00	1.00	1.00	0.00	
6	北本側自衛壁	11:25	1.00	1.00	1.00	0.00	
7	北本側自衛壁	11:30	1.00	1.00	1.00	0.00	
8	北本側自衛壁	11:35	1.00	1.00	1.00	0.00	
9	北本側自衛壁	11:40	1.00	1.00	1.00	0.00	
10	北本側自衛壁	11:45	1.00	1.00	1.00	0.00	
11	北本側自衛壁	11:50	1.00	1.00	1.00	0.00	
12	北本側自衛壁	11:55	1.00	1.00	1.00	0.00	
13	北本側自衛壁	12:00	1.00	1.00	1.00	0.00	
14	北本側自衛壁	12:05	1.00	1.00	1.00	0.00	
15	北本側自衛壁	12:10	1.00	1.00	1.00	0.00	
16	北本側自衛壁	12:15	1.00	1.00	1.00	0.00	
17	北本側自衛壁	12:20	1.00	1.00	1.00	0.00	
18	北本側自衛壁	12:25	1.00	1.00	1.00	0.00	
19	北本側自衛壁	12:30	1.00	1.00	1.00	0.00	
20	北本側自衛壁	12:35	1.00	1.00	1.00	0.00	
21	北本側自衛壁	12:40	1.00	1.00	1.00	0.00	
22	北本側自衛壁	12:45	1.00	1.00	1.00	0.00	
23	北本側自衛壁	12:50	1.00	1.00	1.00	0.00	
24	北本側自衛壁	12:55	1.00	1.00	1.00	0.00	
25	北本側自衛壁	13:00	1.00	1.00	1.00	0.00	

図-3.2.46 (b) 北埠頭B岸壁縦断面図 (函館港)

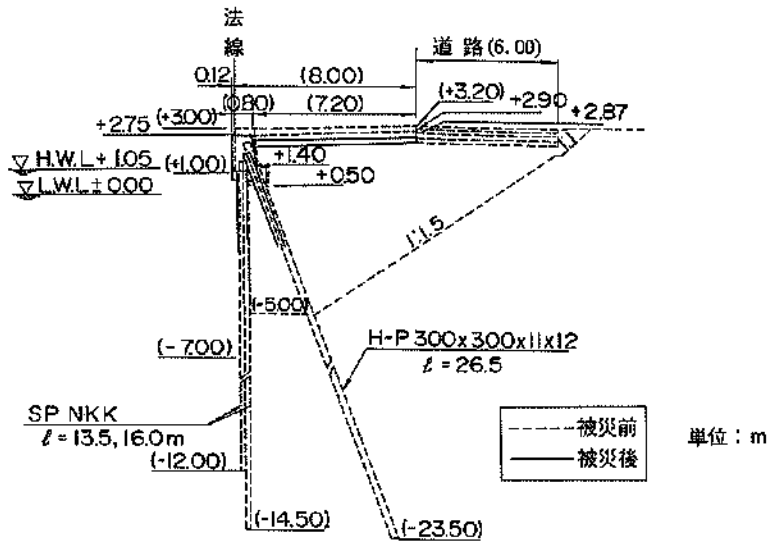
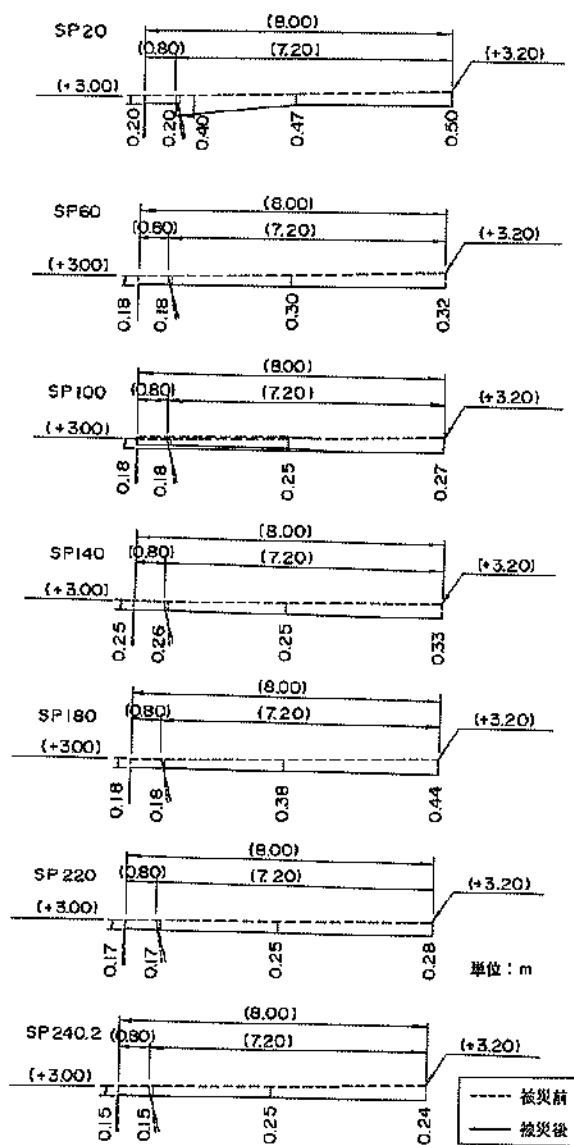
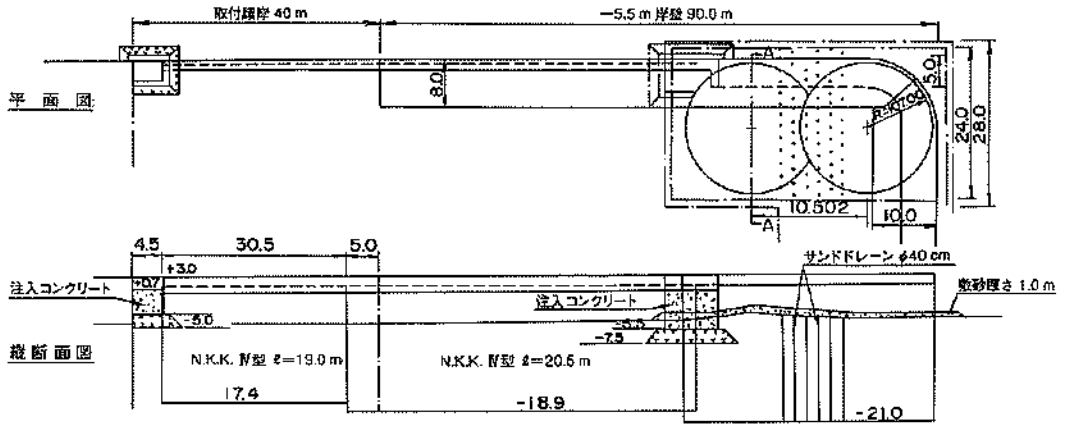


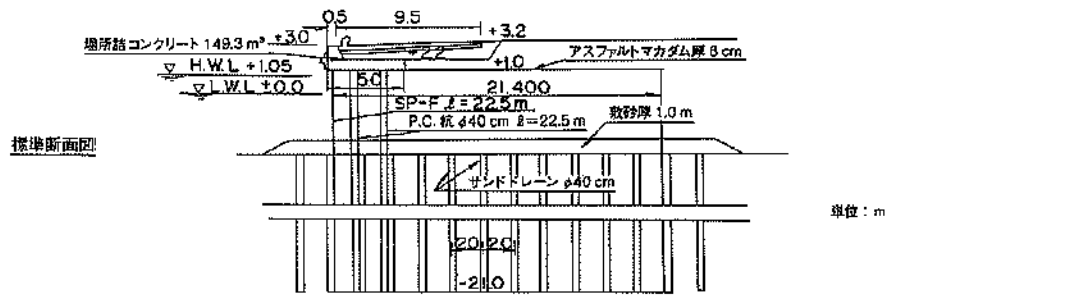
図-3.2.47 北埠頭B岸壁標準断面・被災断面 (函館港)



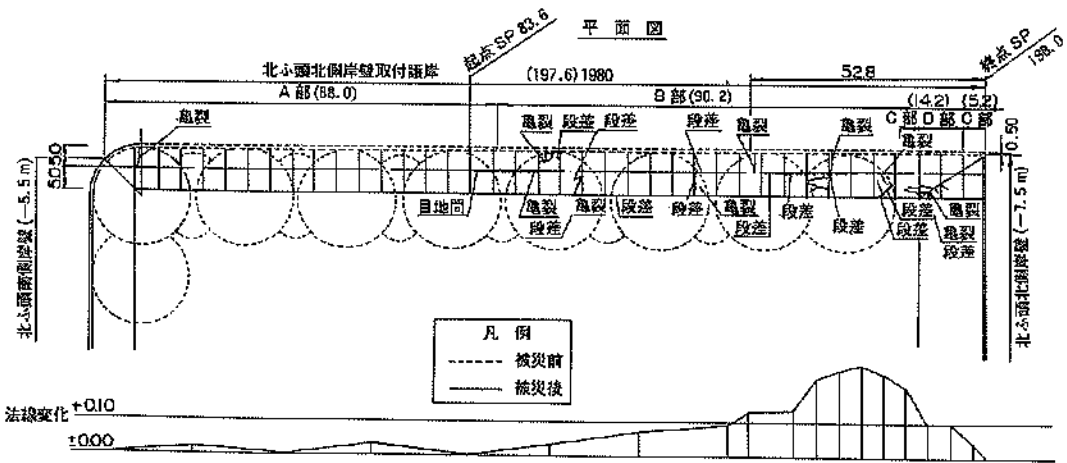
图—3.2.48 北埠頭B岸壁上部工沈下狀況 (函館港)



図一3.2.49 北埠頭南岸壁平面図・縦断面図・標準断面 (函館港)



図一3.2.49 (continued) 標準断面 (函館港)



法線の(+)出入口入	00	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
法線(+)出入口入	00	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
距離 (m)	00	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
距離 (m)	00	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
測点 (SP)	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
構造形式	鋼矢板セル A 部						鋼矢板セル B 部				C 部

C部: 注入コンクリート C部: ケーソン D部

図一3.2.50 (a) 北埠頭岸壁先端部平面図 (函館港)

単位: m

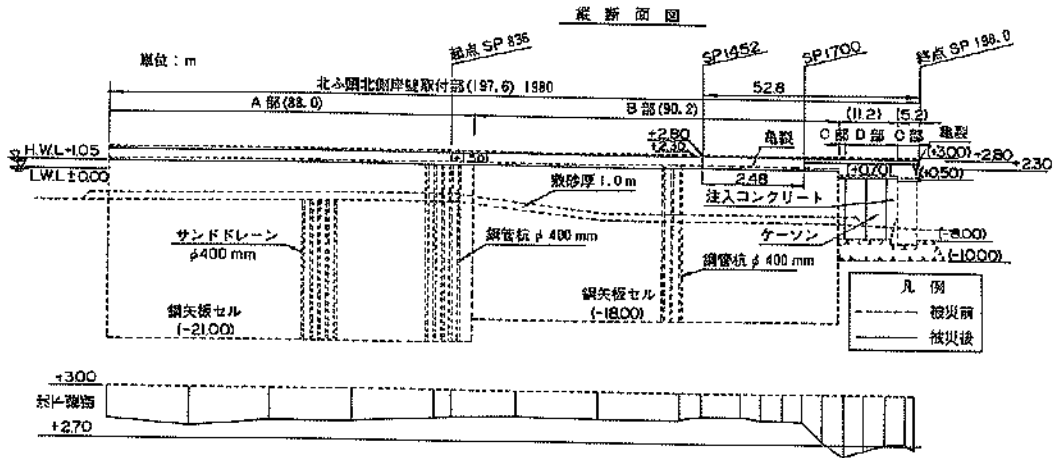


図-3.2.50 (b) 北埠頭岸壁先端部縦断面図 (函館港)

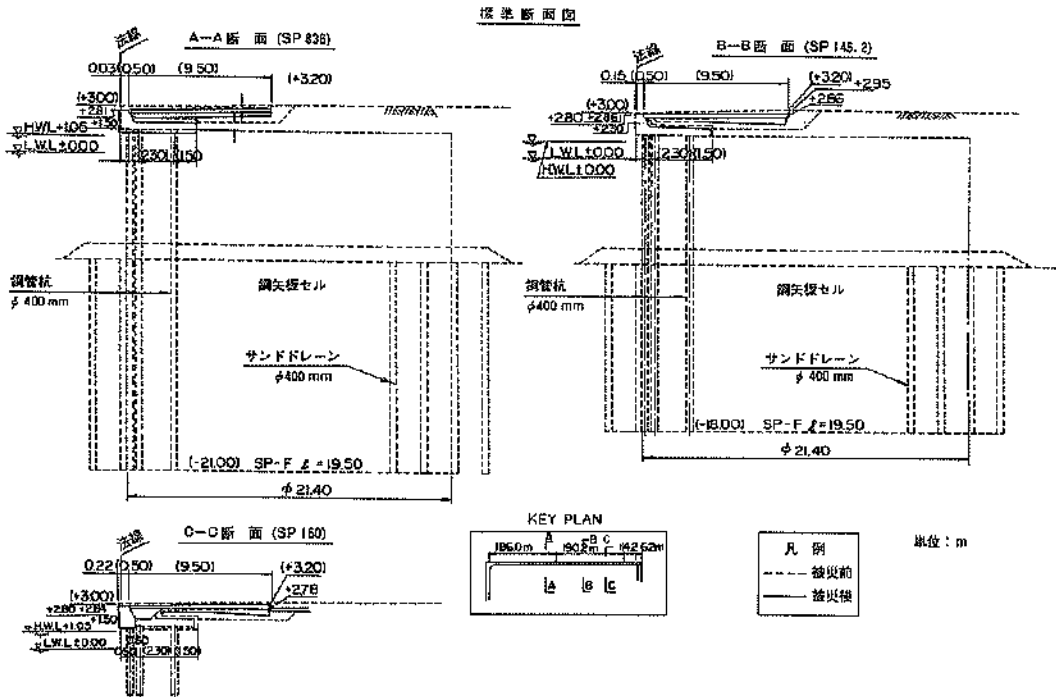
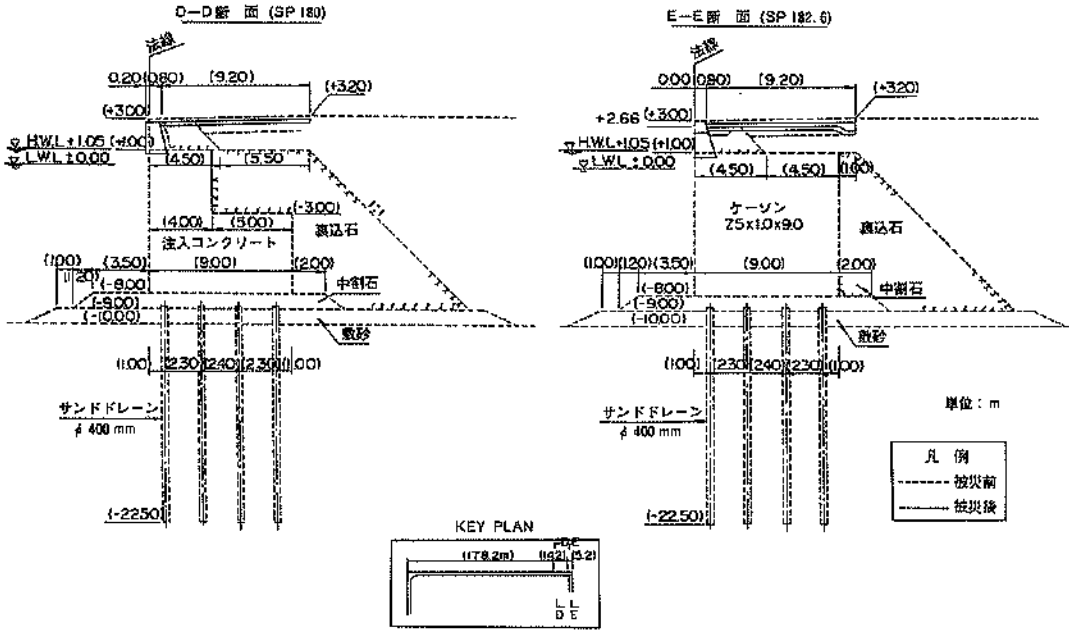
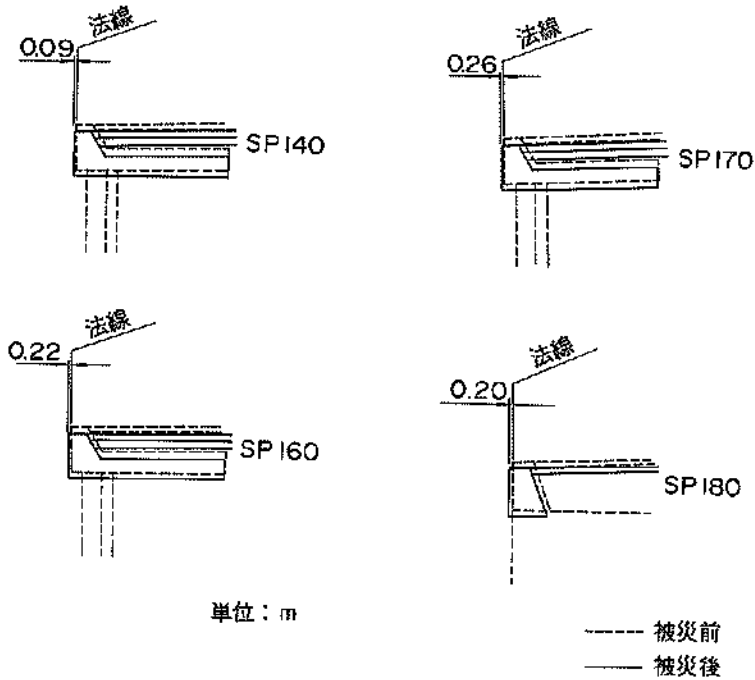


図-3.2.51 (a) 北埠頭岸壁先端部標準断面・被災断面 (函館港)

標準断面図



図—3.2.51 (b) 北埠頭岸壁先端部標準断面・被災断面（函館港）



図—3.2.52 (a) 北埠頭岸壁先端部法線変位状況（函館港）

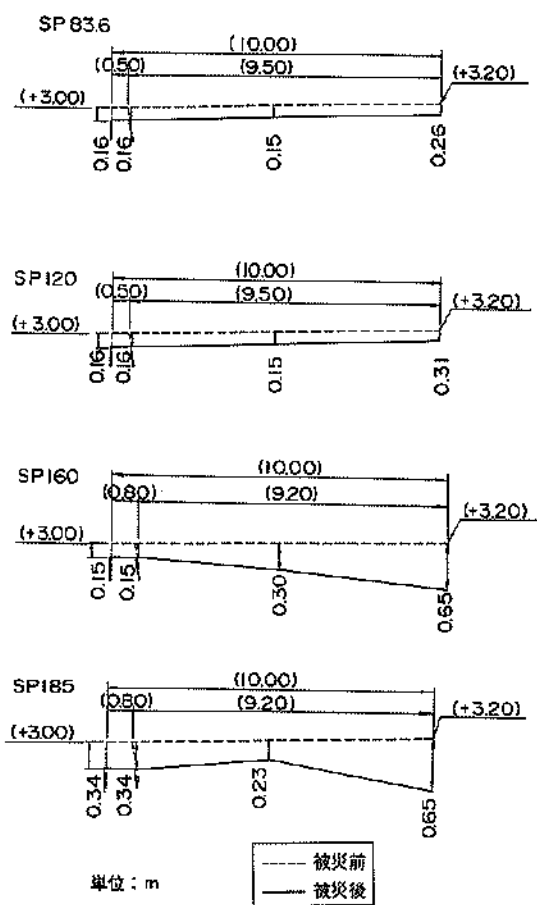


圖-3.2.52 (b) 北埠頭岸壁先端部上部工沈下狀況 (函館港)

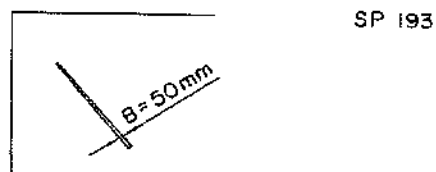
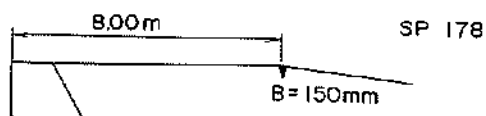
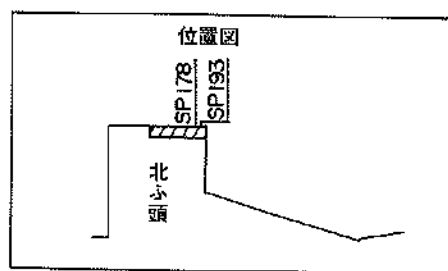
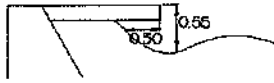
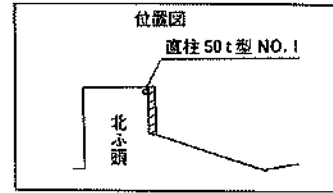
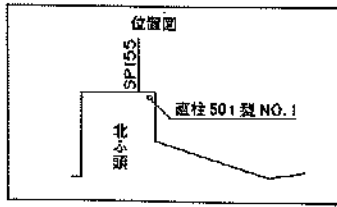
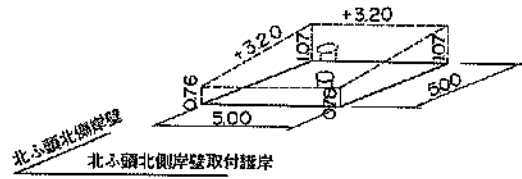


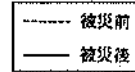
圖-3.2.52 (c) 北埠頭岸壁先端部龜裂狀況 (函館港)



單位：m

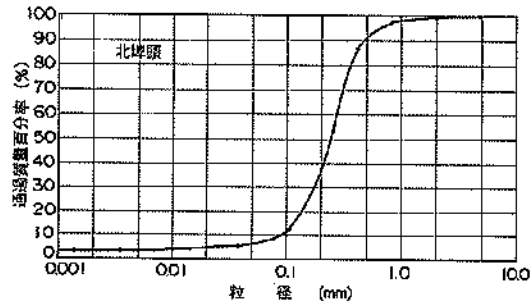


單位：m

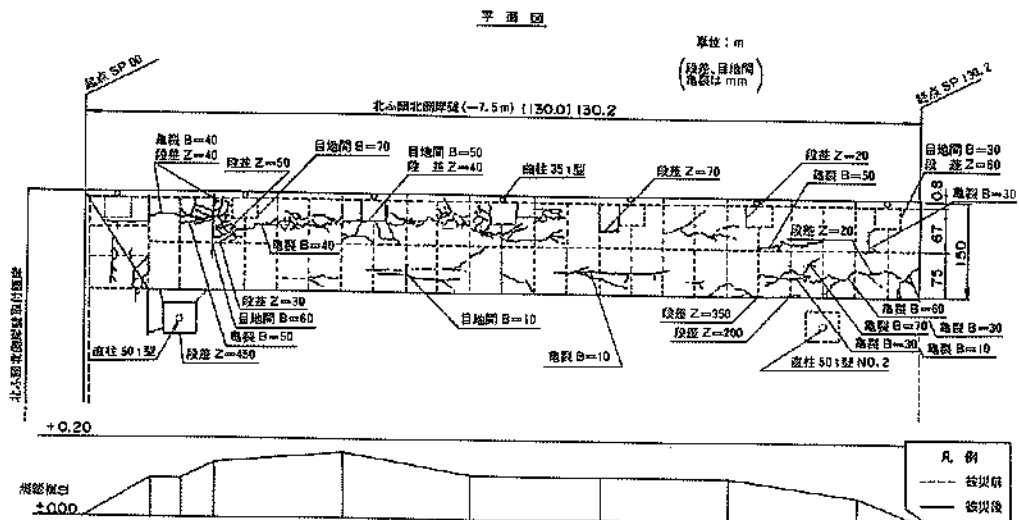


圖—3.2.52 (d) 北埠頭岸壁先端部陥没狀況 (函館港)

圖—3.2.52 (e) 北埠頭岸壁先端部直柱沈下狀況 (函館港)

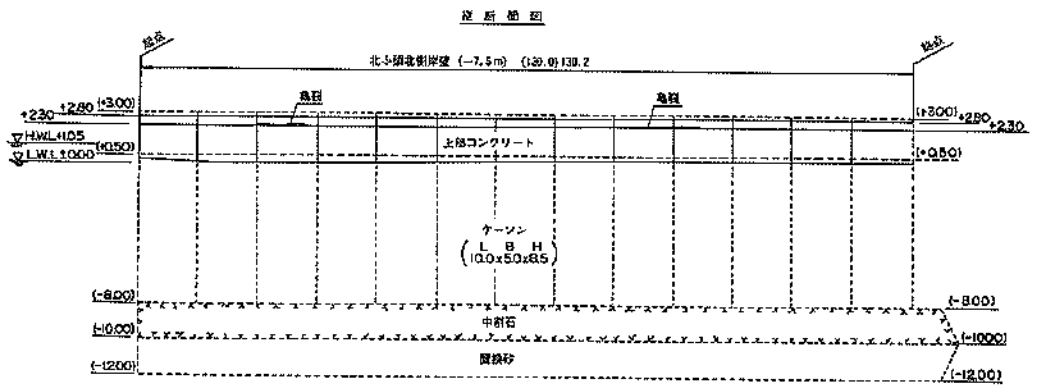


圖—3.2.53 北埠頭岸壁先端部噴砂粒徑加積曲線 (函館港)



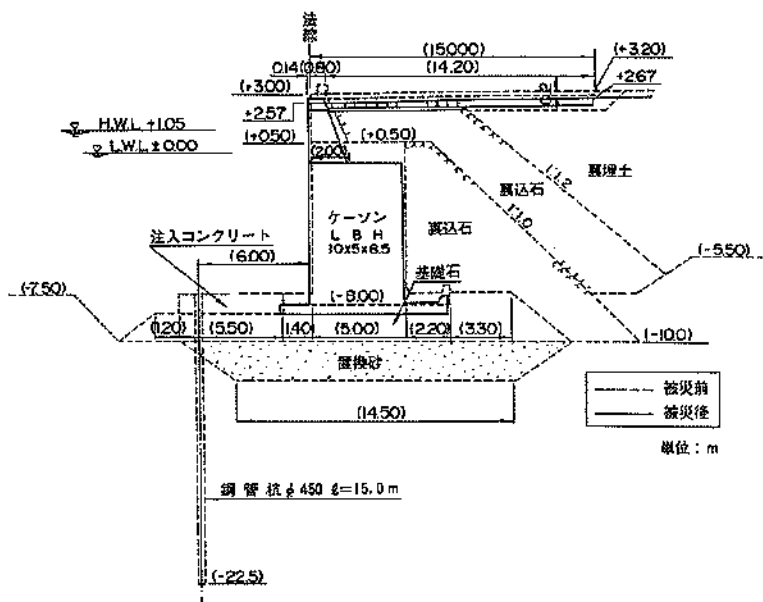
法線の (+) 出入量 (-) 入	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
追加距離 (m)	0.00	100	50	50	200	200	200	200	200	10.2
距離 (m)	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
基点 (SP)	0	10	15	20	40	50	80	100	120	130.2
構造形式	ケーソン									

図-3.2.54 (a) 北埠頭北側岸壁平面図 (函館港)

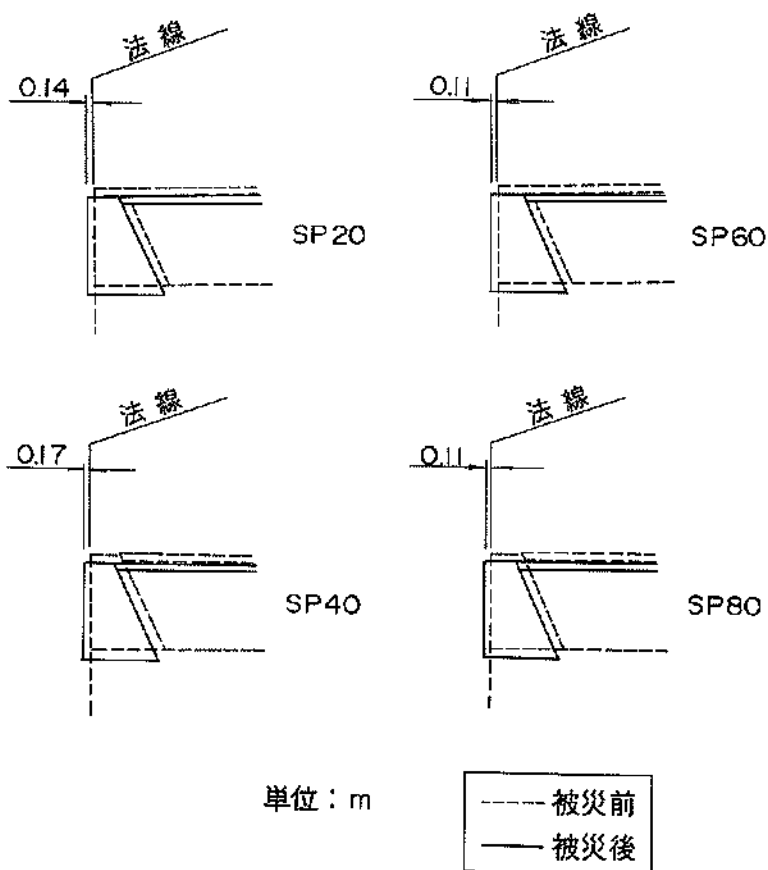


前面の高差 (m)	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
完成高 (m)	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
竣工前	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
竣工後	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
追加距離 (m)	0.00	100	50	50	200	200	200	200	200	10.2
距離 (m)	0.00	100	150	200	400	600	800	1000	1200	130.2
基点 (SP)	0	10	15	20	40	50	80	100	120	130.2
構造形式	ケーソン									

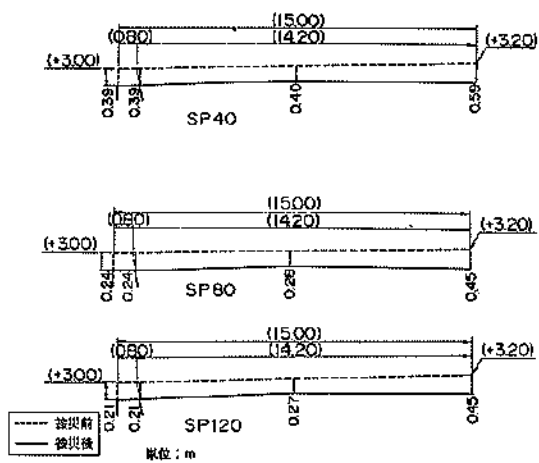
図-3.2.54 (b) 北埠頭北側岸壁縦断面図 (函館港)



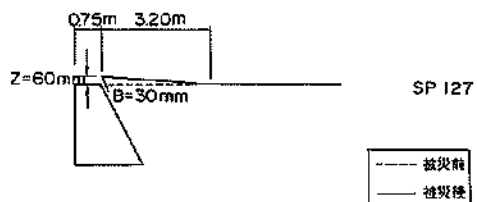
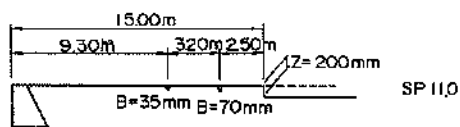
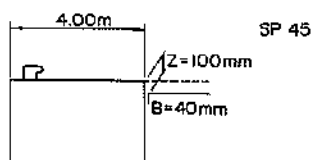
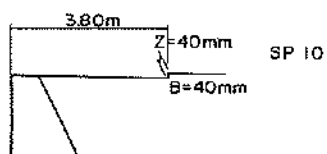
図—3.2.55 北埠頭北側岸壁標準断面・被災断面 (函館港)



図—3.2.56 (a) 北埠頭北側岸壁法線変位状況 (函館港)



圖—3.2.56 (b) 北埠頭北側岸壁上部工沈下狀況 (函館港)



圖—3.2.56 (c) 北埠頭北側岸壁上部工段差・龜裂狀況 (函館港)

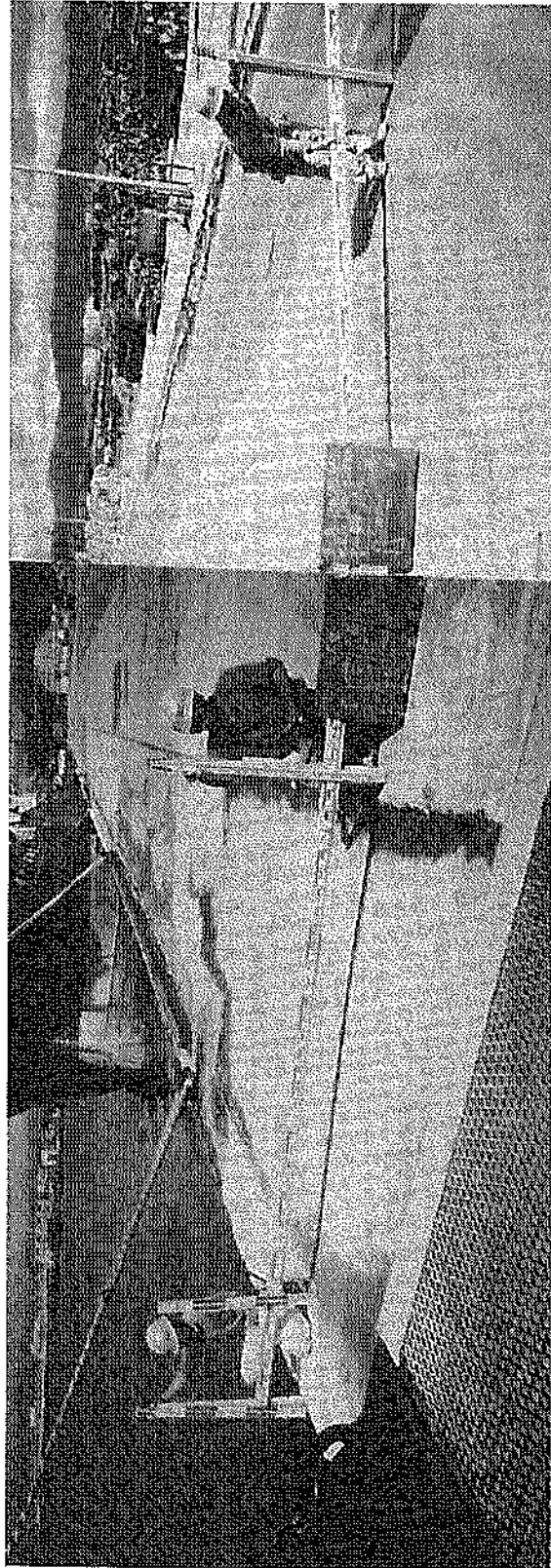


写真-3.2.31 沈下 (函館港、北埠頭、B岸壁、上部工・エブロン)

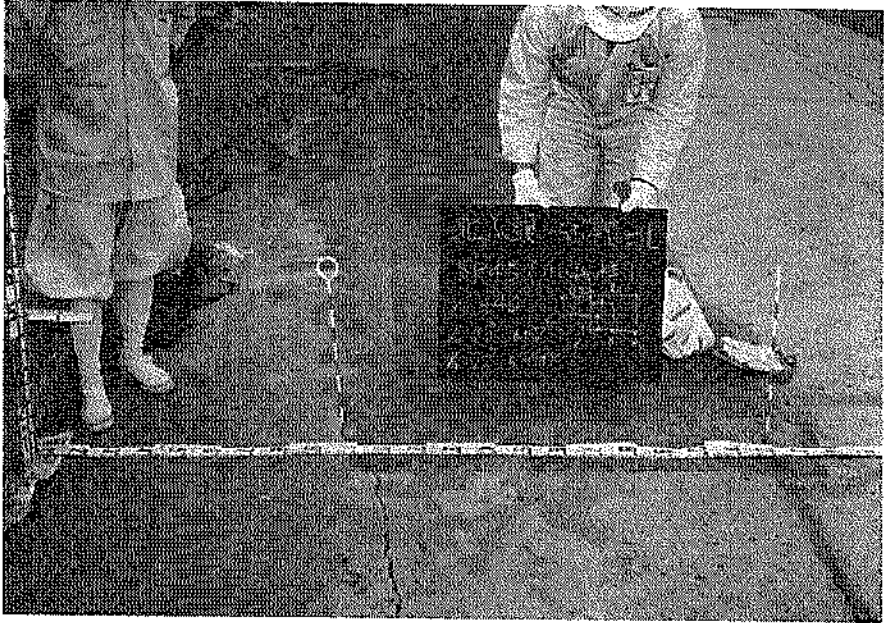


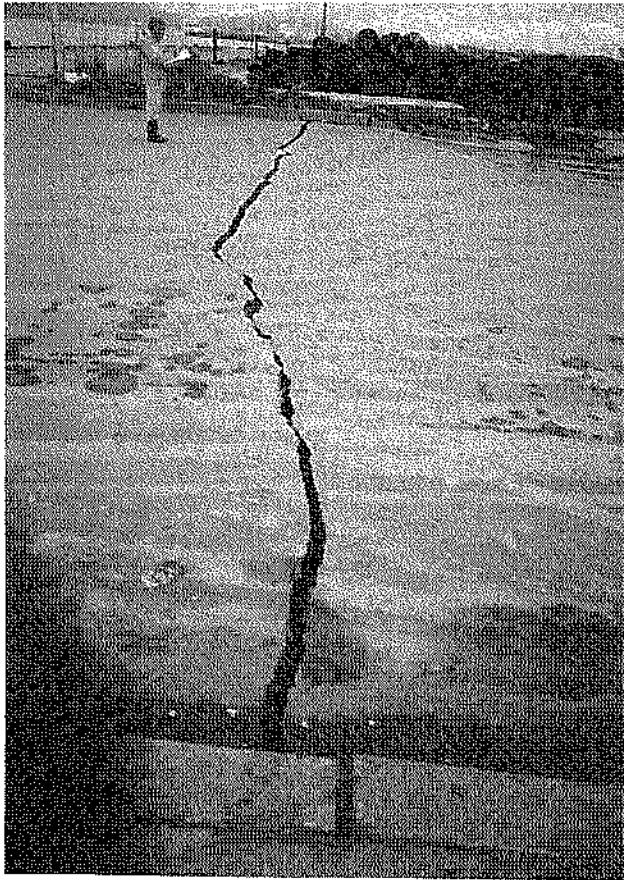
写真-3.2.32 段差 (函館港、北埠頭、B岸壁、上部工・エプロン)



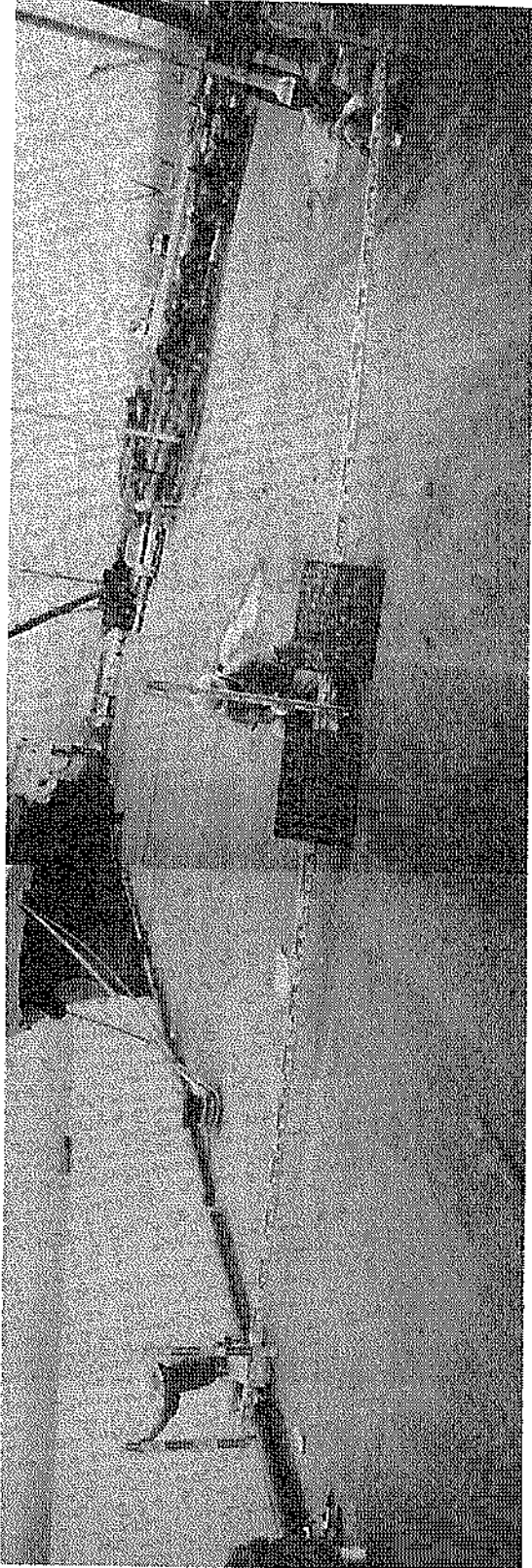
写真-3.2.33 噴砂 (函館港、北埠頭、B岸壁、荷捌き地)



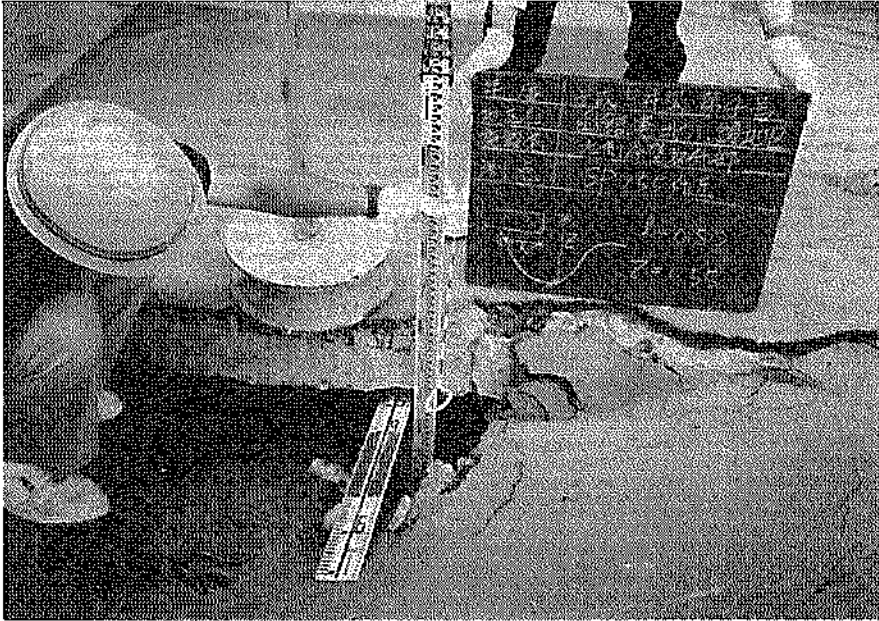
写真—3.2.34 係船柱移動 (函館港、北埠頭、南岸壁)



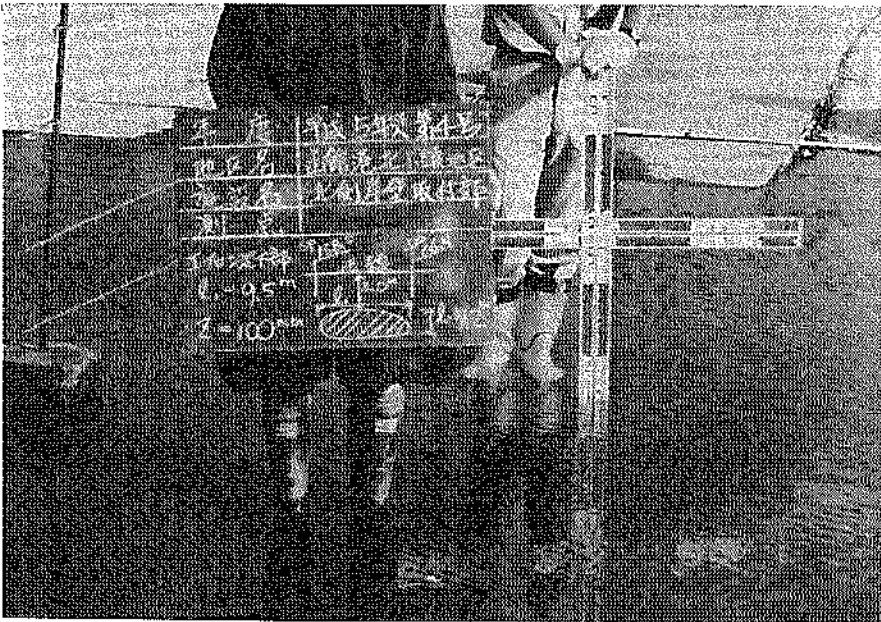
写真—3.2.35 亀裂 (函館港、北埠頭、南岸壁、道路)



写真—3.2.36 沈下 (函館港、北埠頭、岸壁先端部、上部工・エプロン)



写真—3.2.37 陥没（函館港、北埠頭、岸壁先端部、エプロン）



写真—3.2.38 水たまり（函館港、北埠頭、岸壁先端部、エプロン）

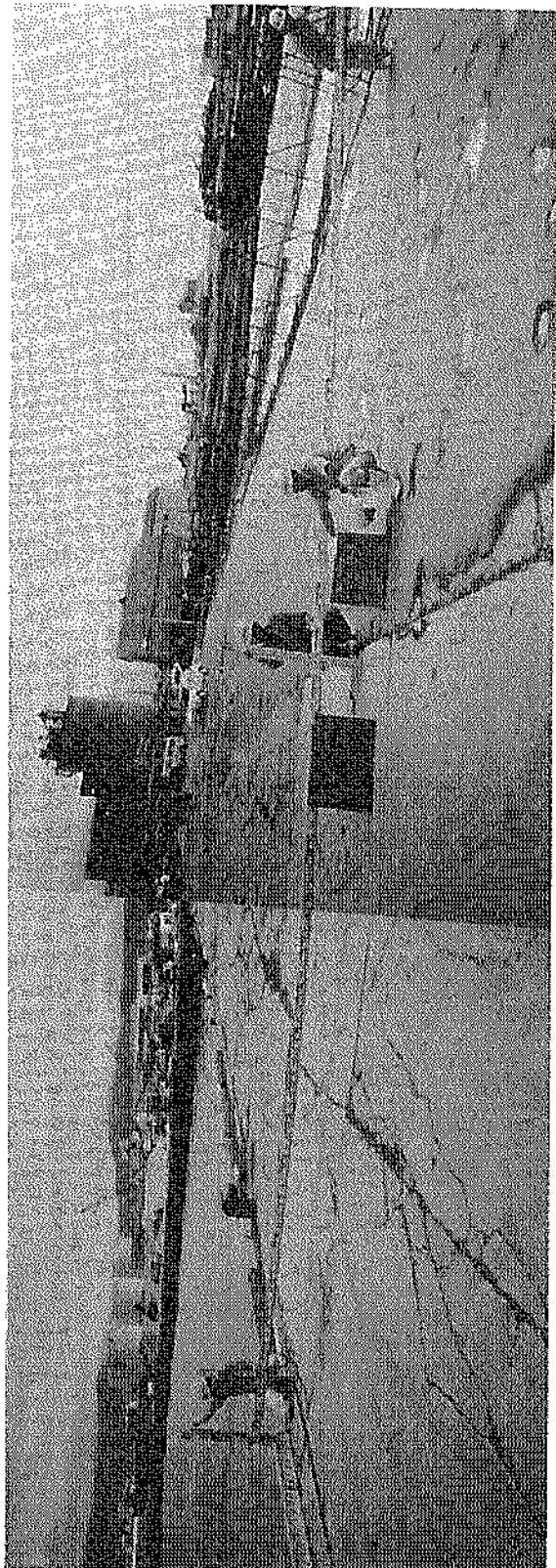


写真-3.2.39 沈下 (函館港、北埠頭、北側岸壁、上部工・エアロン)



写真-3.2.40 亀裂 (函館港、北埠頭、北側岸壁、エプロン)

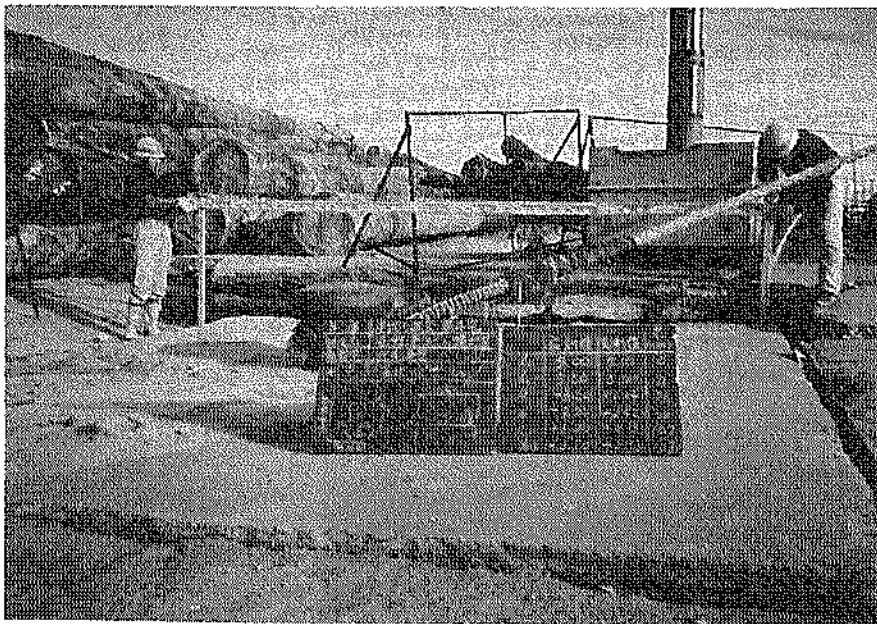


写真-3.2.41 沈下 (函館港、北埠頭、北側岸壁、係船柱)

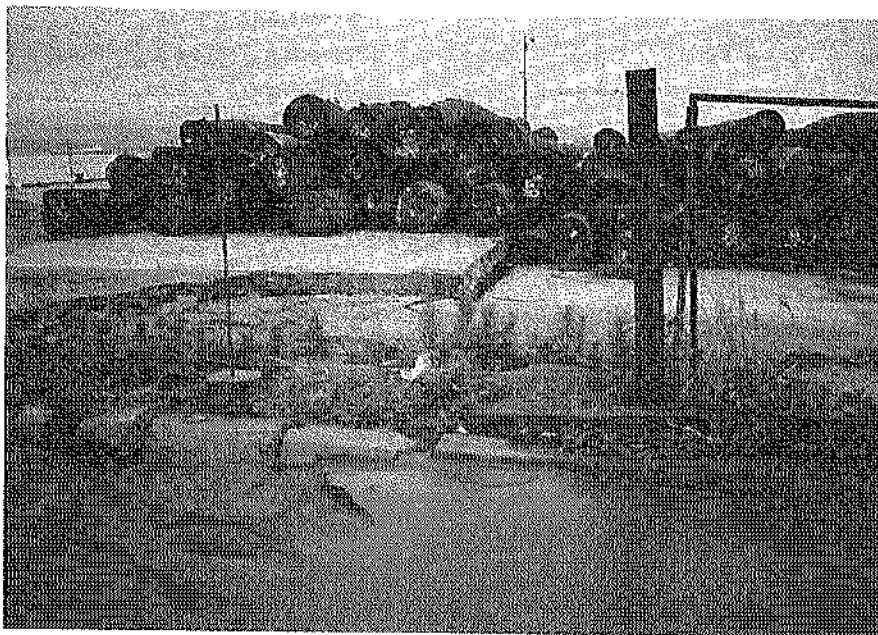


写真-3.2.42 沈下および隆起（函館港、北埠頭、荷捌き地）



写真-3.2.43 亀裂（函館港、北埠頭、臨港道路）

3.2.9 港町地区

(1) 有川埠頭 (施設番号㊸)

有川埠頭は、旧国鉄により昭和17年～26年にかけて埋立造成され、青函連絡船の貨車航送に利用されていた。1968年の十勝沖地震において、岸壁の移動、軌道が45cm沈下した等の被害が報告されている。昭和59年の青函連絡船(貨車航送)の廃止に伴い、埠頭北部分は国鉄清算事業団の所有、南部分はJR貨物の所有となった。事業団用地部分の岸壁は、一時的には売却前の青函連絡船を保留していた経過もあったが、それ以降は岸壁として利用されておらず、平成3年の港湾計画(改訂)において岸壁を廃止した。岸壁背後用地についても同様に利用されていなかった。JR貨物用地部分の岸壁部分は、海上災害防止センターが、JRから借りて防災船「アトム号」を保留していた。岸壁背後はJR貨物の引き込み線を敷設し、貨車の入れ替えに利用していた。

今回の地震被害による施設の利用制限については、JR貨物用地において、保留施設が多少移動したが、支障がなく利用制限はされなかった。しかし、JR貨物用地背後部分では地盤沈下のためレールが下がり、一時的に貨車の入れ替え作業に支障が生じた。

図—3.2.57に有川埠頭の平面図を示す。また、図—3.2.58に埠頭内の土質調査結果を示す。なお、土質調査地点は、図—3.2.57の平面図のNo.4とNo.5の位置である。図—3.2.58から、No.4地点では標高-25m以深の砂礫層では $N > 50$ を示すが、シルト層(標高-25～-20m)で $N = 2 \sim 4$ 、砂質シルト層(標高-20～-18m)で $N = 4 \sim 6$ 、微細砂層(標高-18～-12m)で $N = 7 \sim 10$ 、シルト質微細砂層(標高-12～-8m)で $N = 1 \sim 5$ 、細砂層(埋立、標高-8m以浅)で $N = 1 \sim 4$ となっている。No.5地点では標高-25m以深の砂礫層では $N > 50$ を示し、シルト層(標高-25～-19m)で $N = 2 \sim 3$ 、砂質シルト層(標高-19～-15m)で $N = 6 \sim 8$ 、微細砂層(標高-15～-10m)で $N = 7 \sim 12$ 、シルト質微細砂層(標高-10～-8m)で $N = 4 \sim 5$ 、微細砂層(標高-8～-5m)で $N = 8 \sim 15$ 、細砂層(埋立、標高-5m以浅)で $N = 2 \sim 5$ となっている。地下水位は、標高-1.5mの位置にある。

ボーリングNo.4とNo.5を比較すると、No.4の方が埋立地盤の深度が深く、また標高-13m以浅の N 値が低い。なお、埠頭内では液状化による噴砂がみられ、噴砂跡より採取した試料の物理試験結果を図—3.2.59に示す。物理試験からは、平均粒径 $D_{50} = 0.078\text{mm}$ 、均等係数 $U_c = 2.90$ 、細砂分55.1%、シルト分39.3%および粘土分5.6%という結果が得られた。

図—3.2.60に有川埠頭の標準断面図を示す。有川埠頭護岸は水深7mの重力式護岸で、基礎は厚6mの置換砂(標高-8.7m～-14.70m)により地盤改良されている。被災状況は、護岸背後の地盤に沈下・亀裂が発生しており、図—3.2.57に示したように護岸に10～60cmの亀裂が入り、亀裂箇所で法線方向に10～40cmのずれが生じている。また、ボーリングNo.4に対応する護岸先端部では、上部工が全体的に20～30cm程度海側に移動し、背後の地盤は70cm程度陥没した。写真—3.2.44と写真—3.2.45に、護岸の開きと護岸背後地盤の沈下状況を示す。

(2) 港町係船杭(施設番号㊹)、港町分離堤(-10.0m)260.4m (施設番号㊺)

港町係船杭(3基)は昭和61年度に完成し、港町分離堤(延長260.4m)は昭和62年度に完成した施設である。

図—3.2.61に港町係船杭および分離堤の平面図と縦断面図を示す。また、図—3.2.62に原地盤の土質調査結果を示す。原地盤は、礫混り細砂(標高-35m以深、 $N = 50$)、砂質シルト(標高-35～-31m、 $N = 10 \sim 20$)、細砂(標高-31m～-27m、 $N = 25 \sim 30$)、砂礫(標高-27～-23m、 $N = 40 \sim 50$)が堆積し、標高-23m以浅はシルト質粘土($N = 3$)、砂質シルト($N = 5$)、シルト質細砂($N = 5 \sim 10$)で構成されている。

図—3.2.63に係船杭および分離堤の標準断面と被災断面を示す。係船杭の地盤は標高-11.0～-13.5mに中割石が設けられており、分離堤はケーソンを用いた重力式の構造物で係船杭と同じ様に中割石が標高-10.0～-14.0mに設けられている。設計震度は両施設とも $k_b = 0.15$ が用いられている。

被災は、図—3.2.61、図—3.2.63、および図—3.2.64に示すように分離堤では全延長にわたってケーソンが滑動・傾斜し(写真—3.2.46)、0～150cmの法線出入りおよび最大100cmの沈下が生じている。また、ケーソン間に最大70cmの目地の開き(写真—3.2.47)が生じている。そのため、係船杭本体は地震で変位する等の被害はなかったが、結果的に分離堤法線との間にずれが生じた。図—3.2.65には、分離堤各地点におけるケーソン変位状況のスケッチを示す。

(3) 水中貯木場(北側護岸)(施設番号㊻)

水中貯木場は、昭和38年に完成した施設である。1968年の十勝沖地震で南側護岸と北側護岸が被災を受け、特に北側護岸で被災が大きく法線が最大30cmはらみ出した。今回の地震では、南側護岸では被災が発生せず、北側護岸において被災が生じた。

図—3.2.66に北側護岸の平面図と縦断面図、図—3.2.67に標準断面と被災断面を示す。北側護岸は、控え矢板鋼

矢板式構造の護岸で延長149.6mの施設である。設計震度については不明である。

被災は、図-3.2.66に示すように護岸法線が最大で96cmはらみ出し、上部工の沈下が最大で13cm生じた。また、前面矢板と控え矢板間のタイロッドにゆるみが見られた。護岸背後では、いたるところで亀裂や段差が生じる被害があり、亀裂の長さは最大で50mに及んだ。写真-3.2.48および写真-3.2.49に護岸法線と護岸背後の亀裂

の状況を示す。

(4) フェリー埠頭 (施設番号④)

フェリー埠頭は2本の接岸栈橋を有しており、栈橋には延長100m (-5.0m)、延長145m (-6.5m)、延長135m (-6.0m) および延長165m (-6.5m) の係留施設がある。

被害は埠頭内の駐車場に発生し、隆起、陥没および液状化による噴砂がみられた(写真-3.2.50, 3.2.51)。

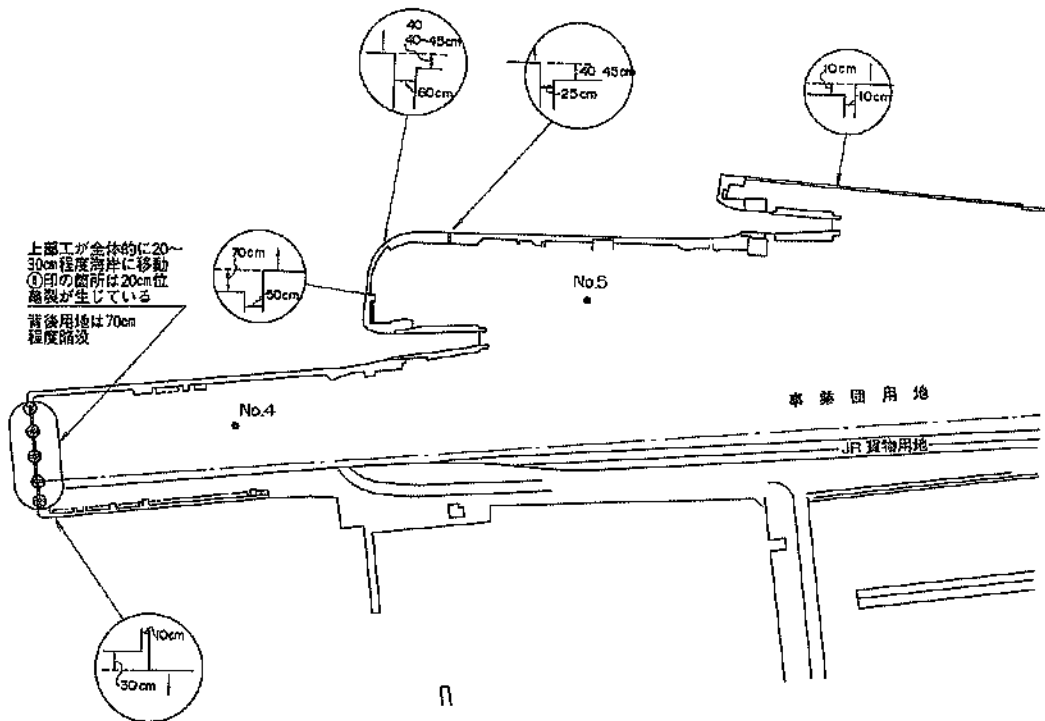


図-3.2.57 有川埠頭平面図 (函館港)

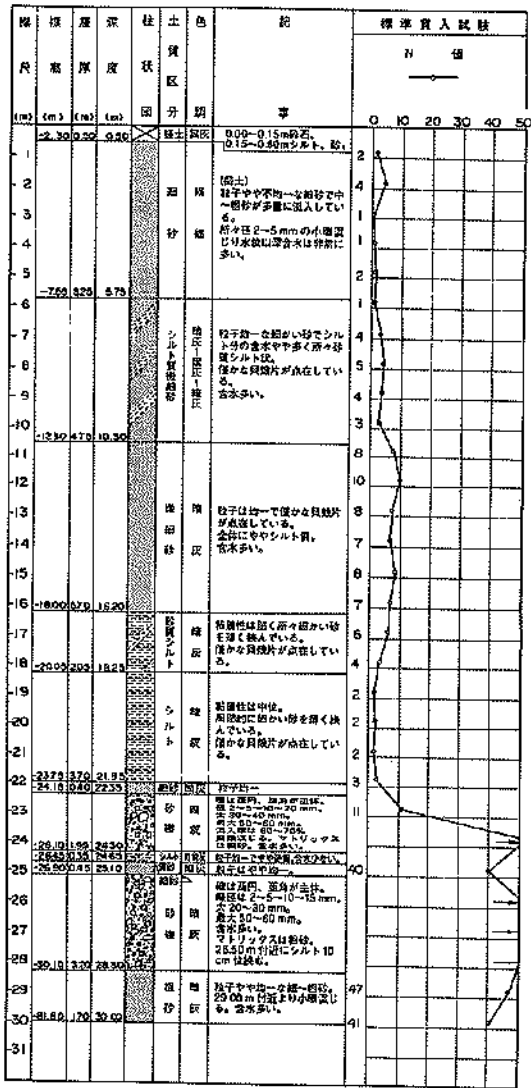


図-3.2.58(a) 有川埠頭土質柱状図 (No.4 地点)
(函館港)

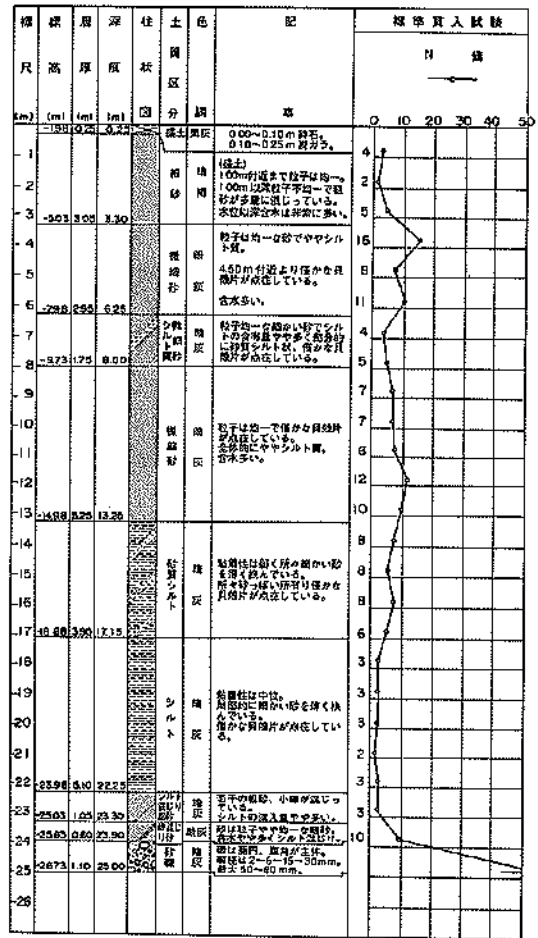


図-3.2.58(b) 有川埠頭土質柱状図 (No.5 地点)
(函館港)

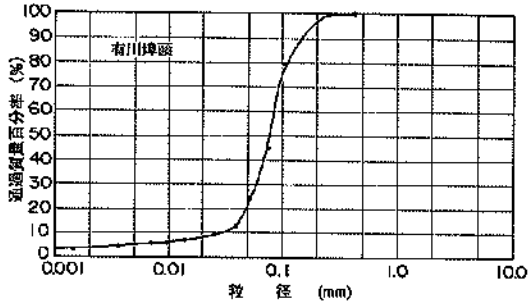


図-3.2.59 有川埠頭噴砂粒径加積曲線 (函館港)

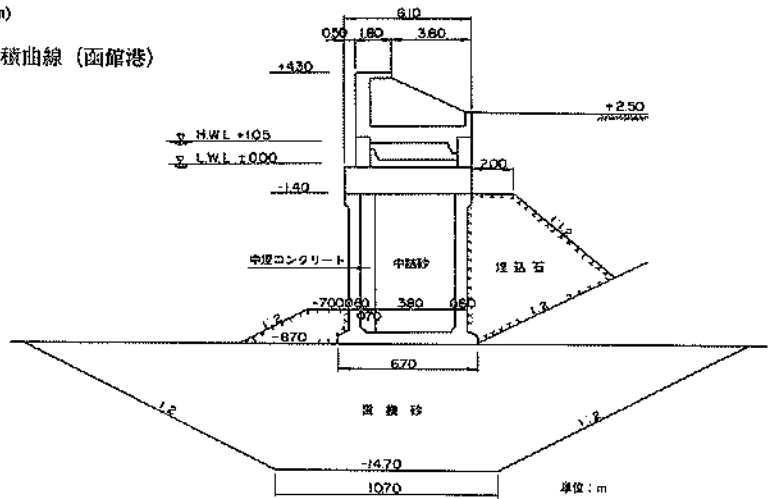


図-3.2.60 有川埠頭標準断面 (函館港)

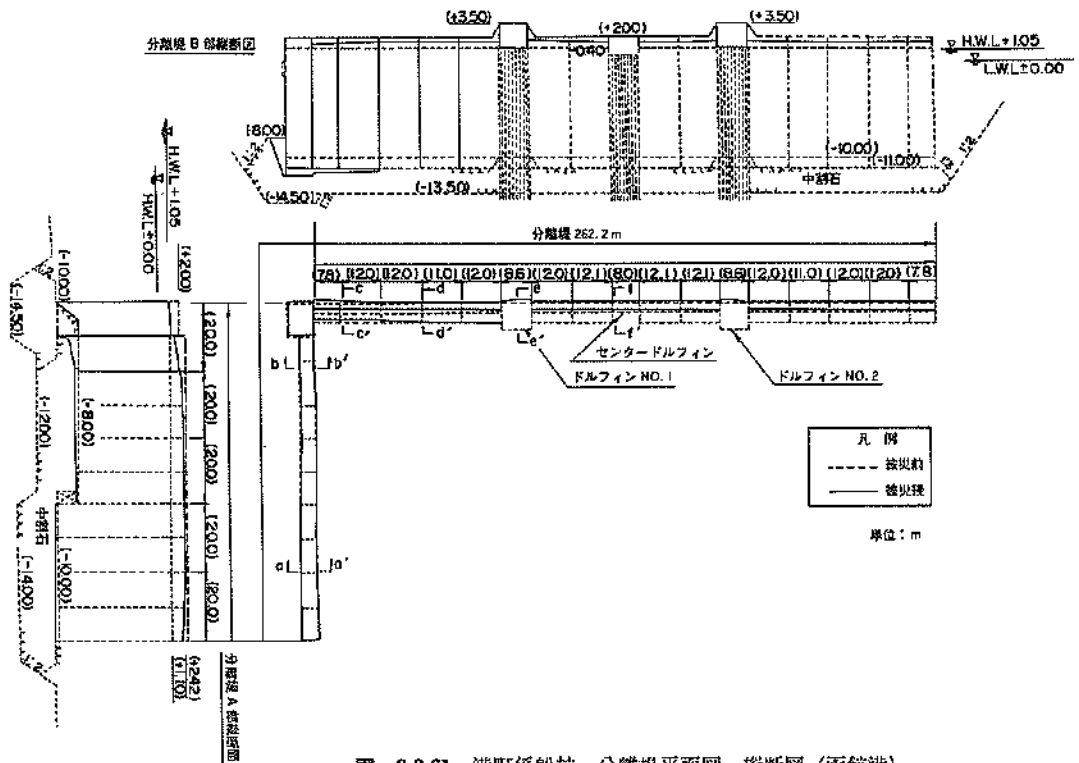
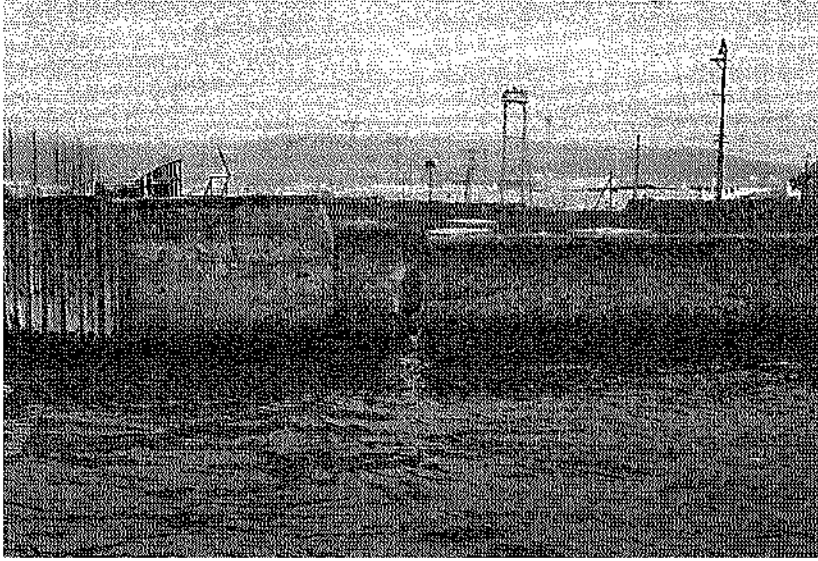
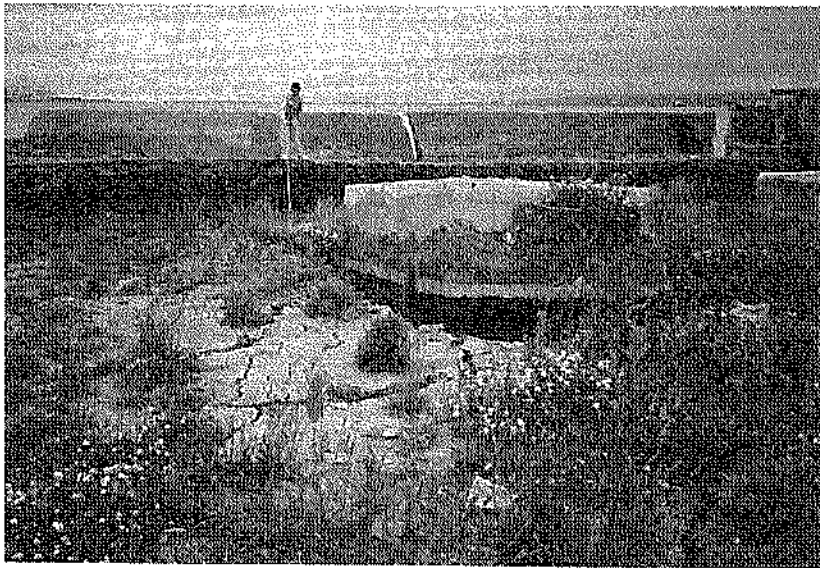


図-3.2.61 港町係船杭・分離堤平面図・縦断面 (函館港)



写真—3.2.44 護岸の閉き (函館港、有川埠頭)



写真—3.2.45 沈下 (函館港、有川埠頭、護岸背後地盤)

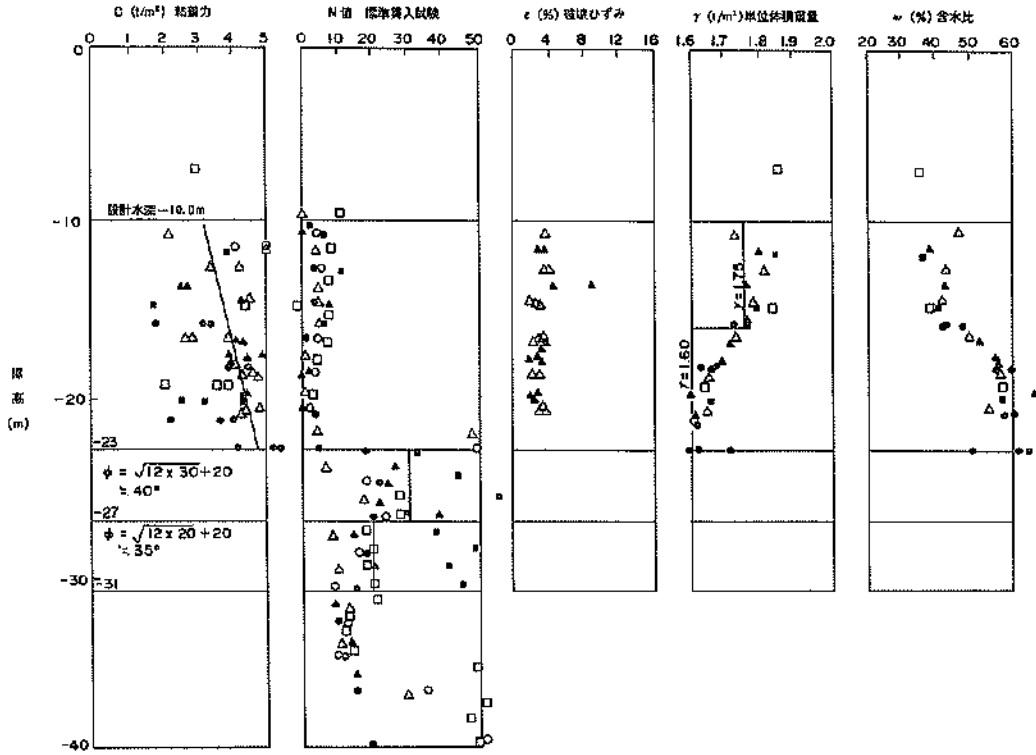


図-3.2.62 港町係船杭・分離堤土性図 (函館港)

港町地区 港町分離堤B部

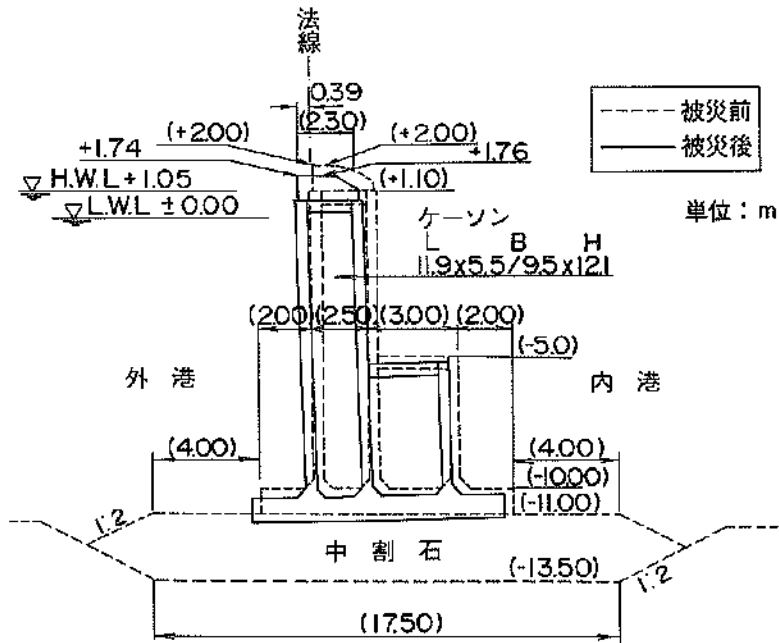


図-3.2.63(a) 港町分離堤B部標準断面・被災断面 (函館港)

港町地区港町分離堤 A 部

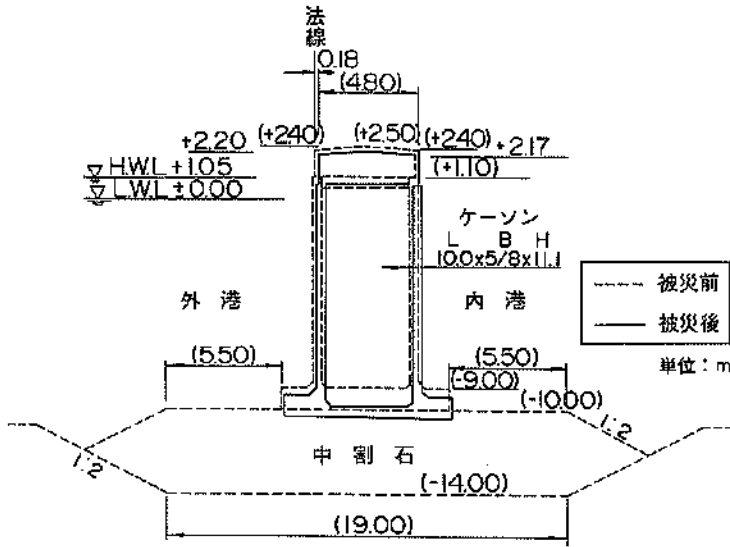


図-3.2.63 (b) 港町分離堤A部標準断面・被災断面 (函館港)

港町地区港町係船杭 (センタードルフィン)

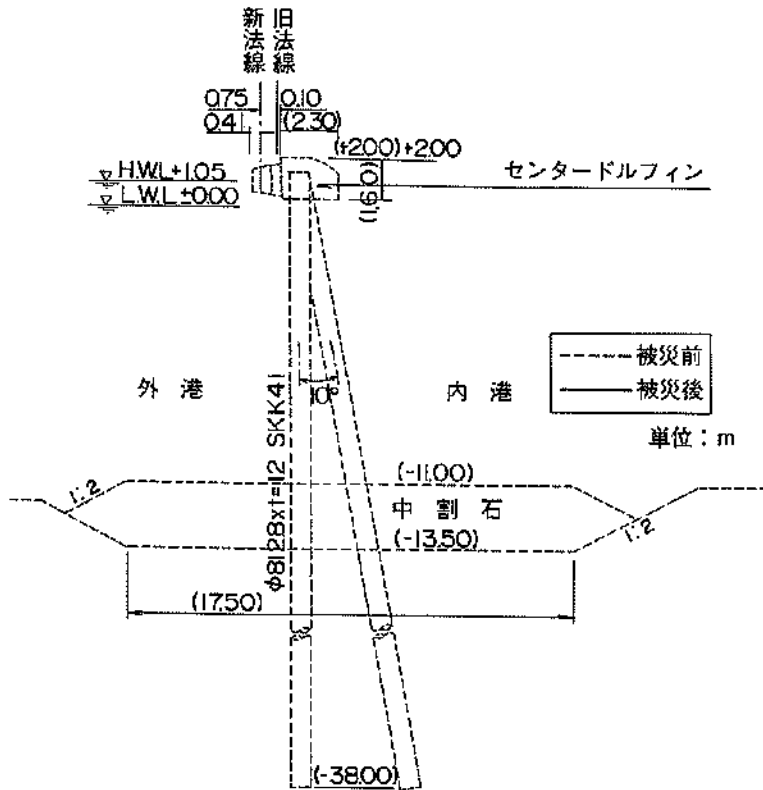


図-3.2.63 (c) 港町係船杭 (センタードルフィン) 標準断面・復旧断面 (函館港)

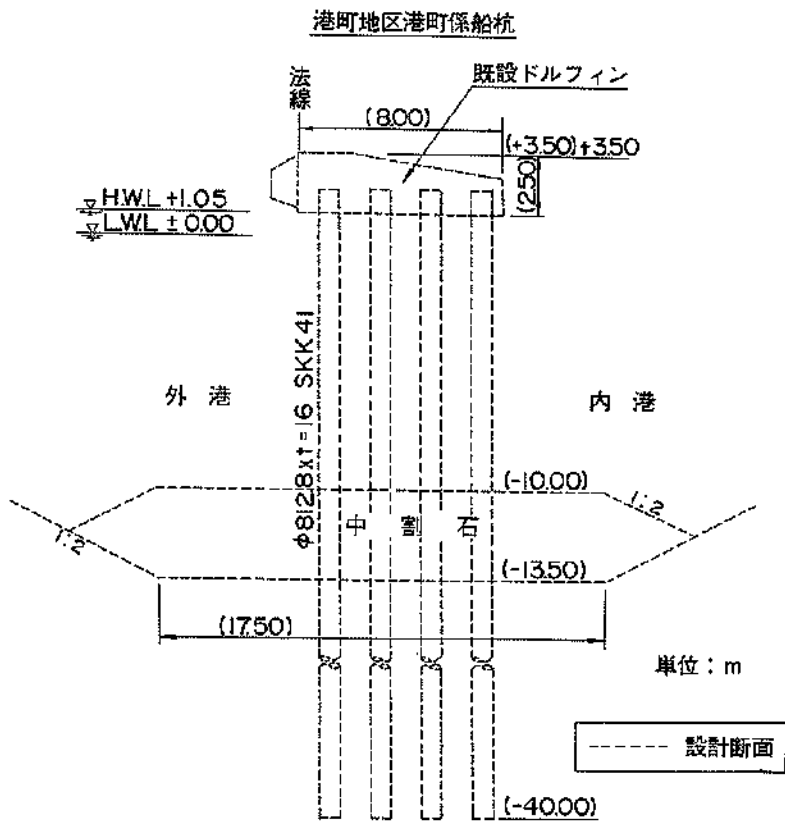


図-3.2.63 (d) 港町係船杭標準断面・復旧断面 (函館港)

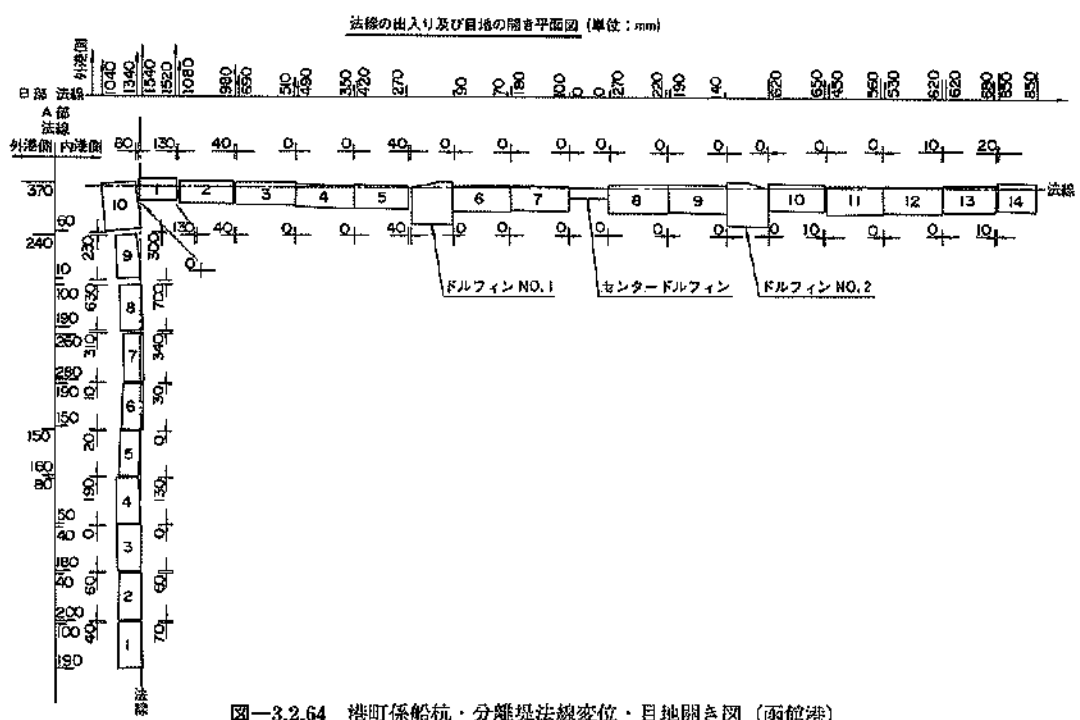
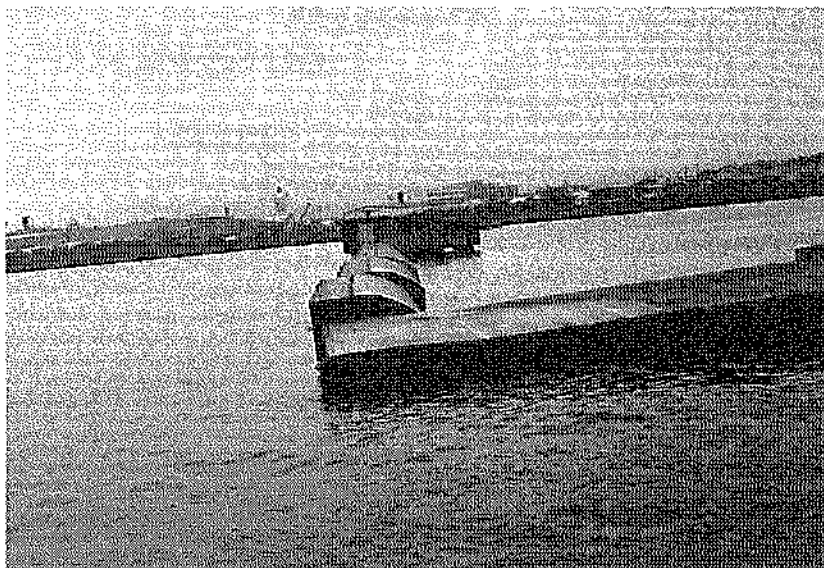
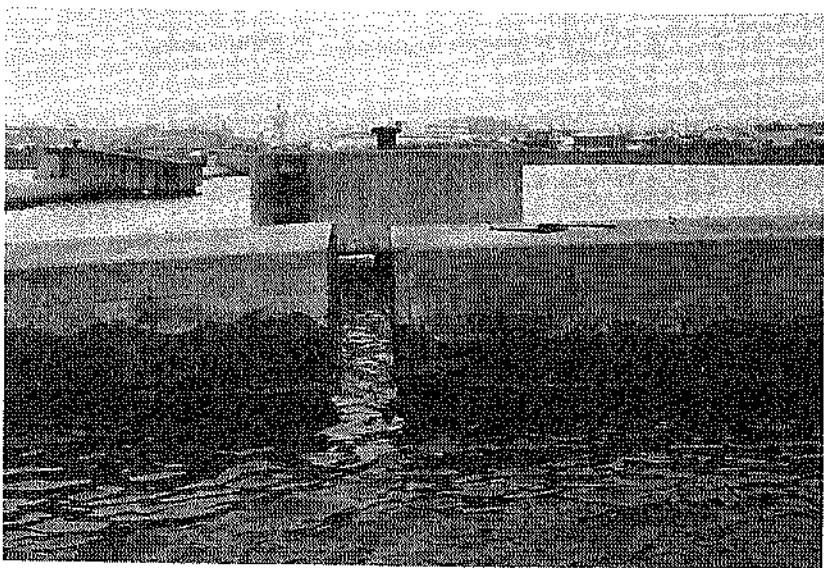


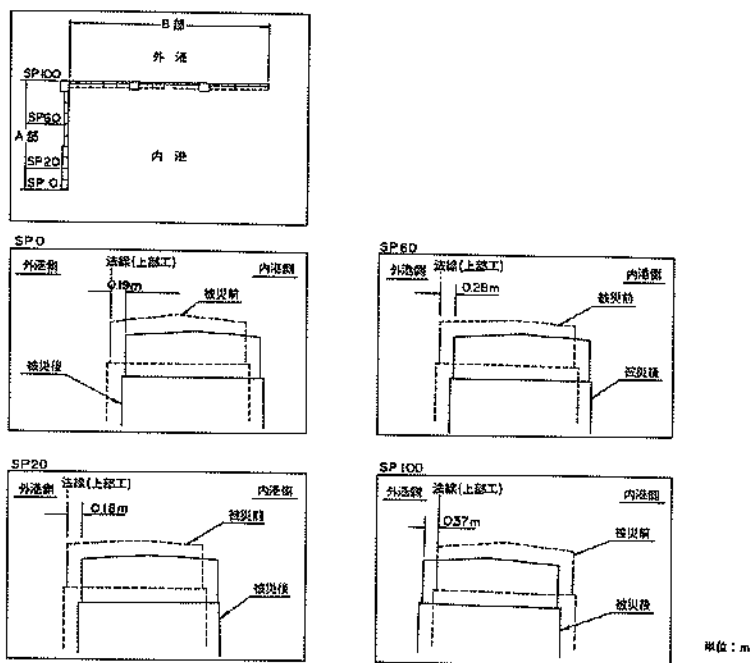
図-3.2.64 港町係船杭・分離堤法線変位・目地開き図 (函館港)



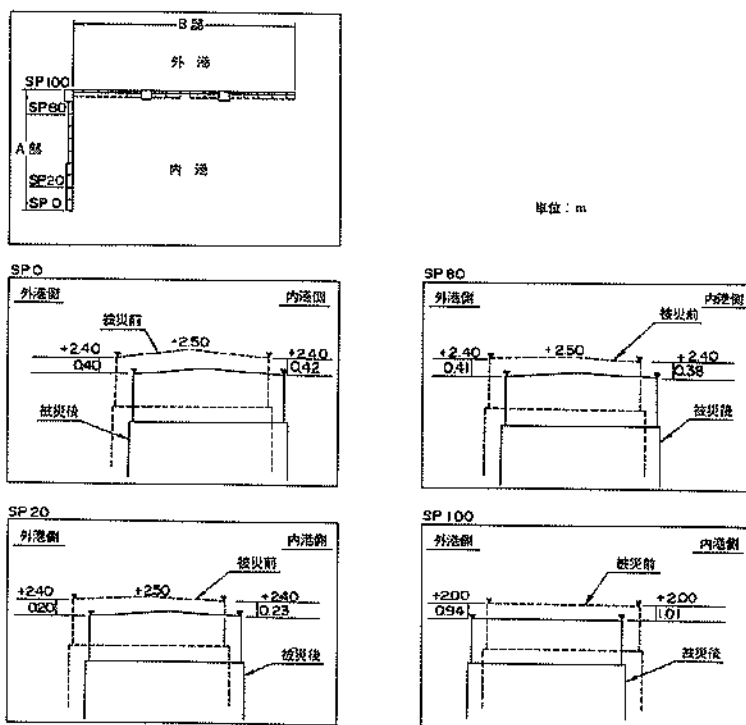
写真一3.2.46 滑動・傾斜（函館港、港町分離堤、ケーソン）



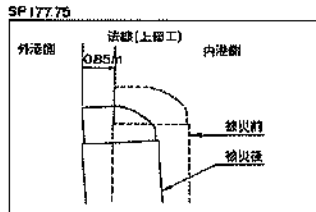
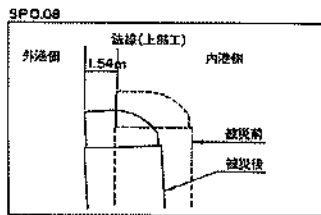
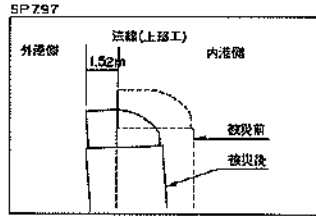
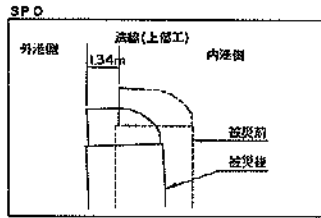
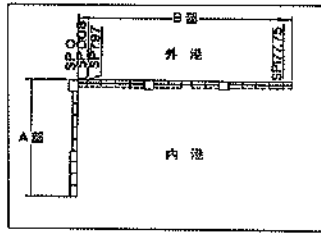
写真一3.2.47 目地の開き（函館港、港町分離堤、ケーソン）



图—3.2.65 (a) 港町分離堤A部法線变位状况 (函館港)

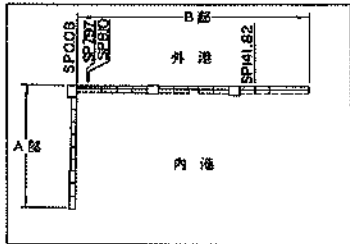


图—3.2.65 (b) 港町分離堤A部上部工沈下状况 (函館港)

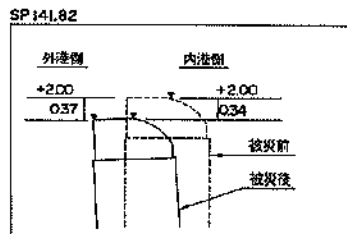
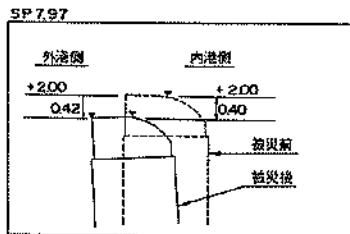
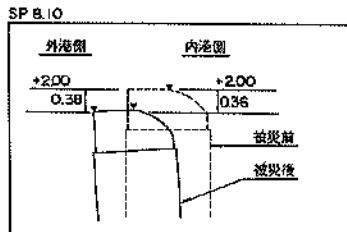
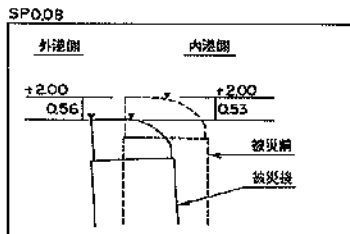


單位：m

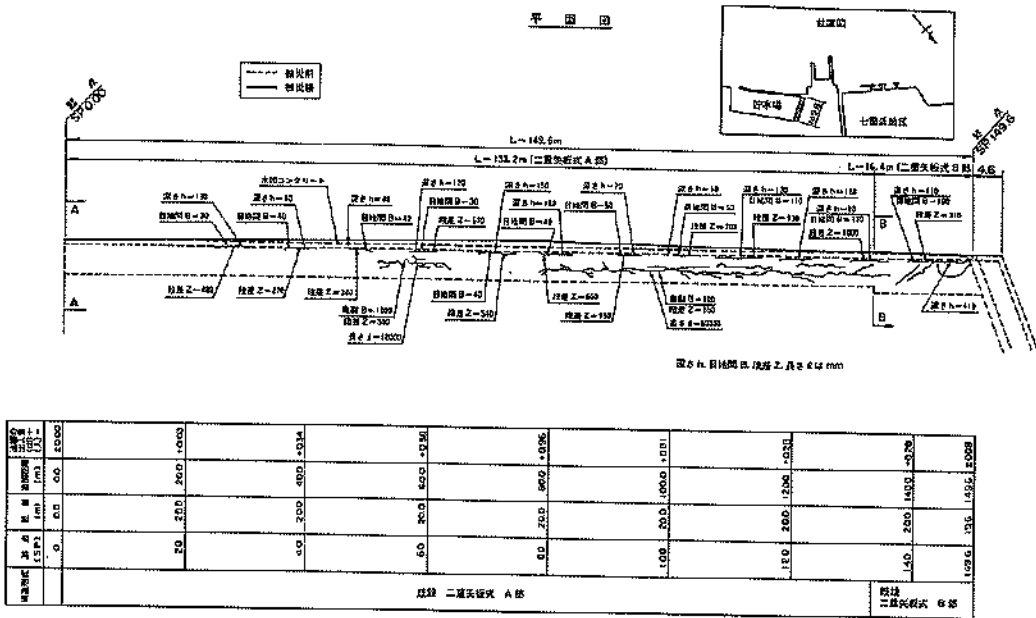
圖—3.2.65 (c) 港町分離堤B部法線變位狀況 (函館港)



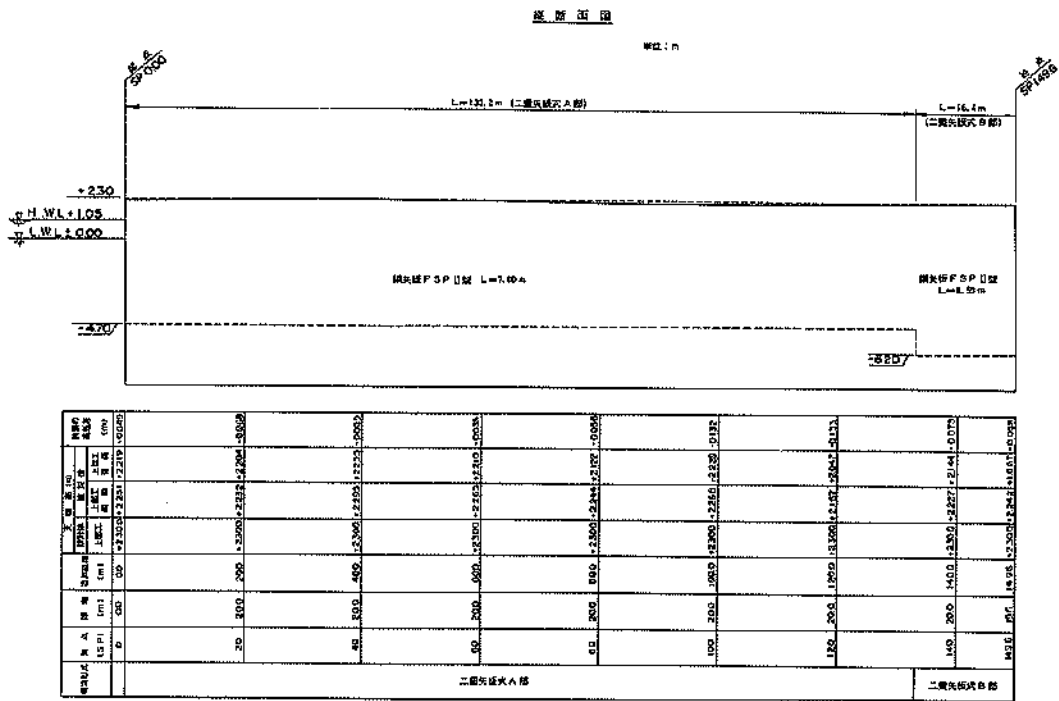
單位：m



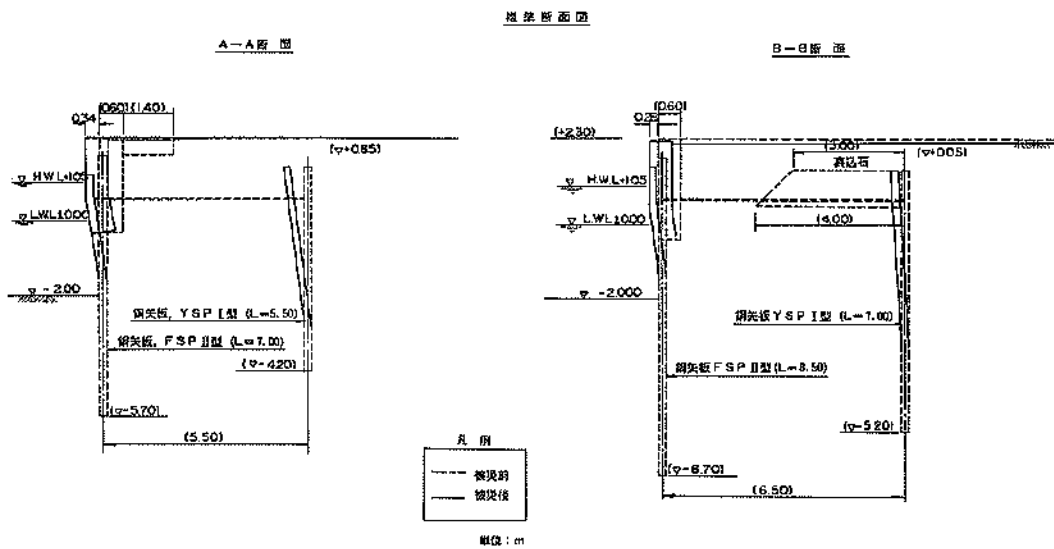
圖—3.2.65 (d) 港町分離堤B部上部工沈下狀況 (函館港)



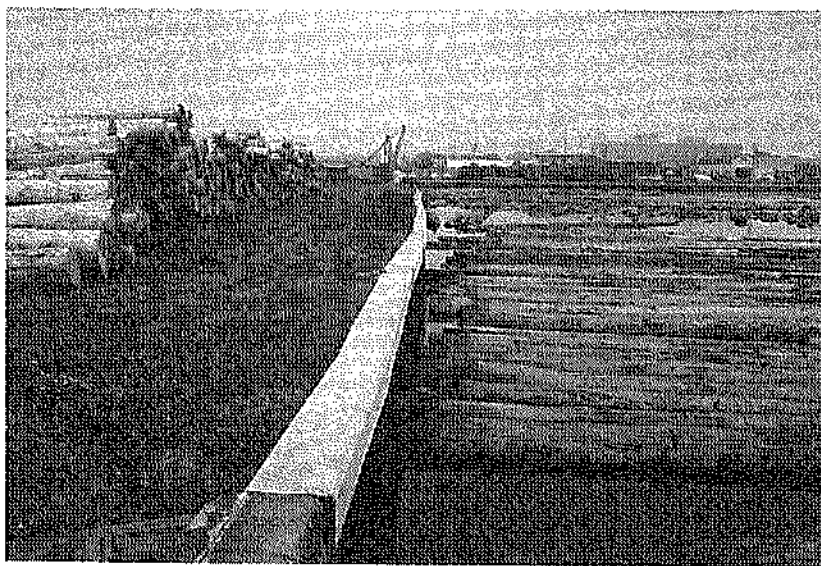
図一3.2.66(a) 水中貯木場 (北側護岸) 平面図 (函館港)



図一3.2.66(b) 水中貯木場 (北側護岸) 縦断面図 (函館港)



図—3.2.67 水中貯木場（北側護岸）標準断面図・被災断面（函館港）



写真—3.2.48 法線変位（函館港、水中貯木場、護岸）

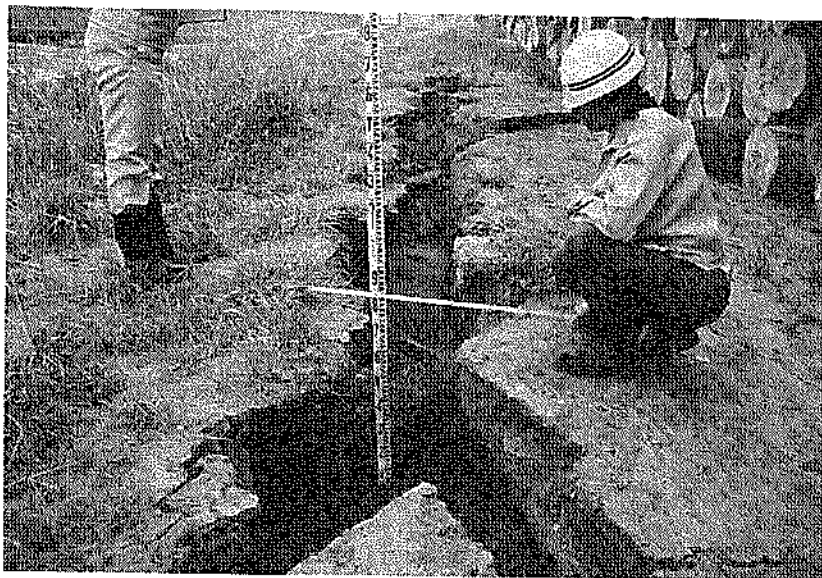


写真-3.2.49 亀裂 (函館港、水中貯木場、護岸背後地盤)

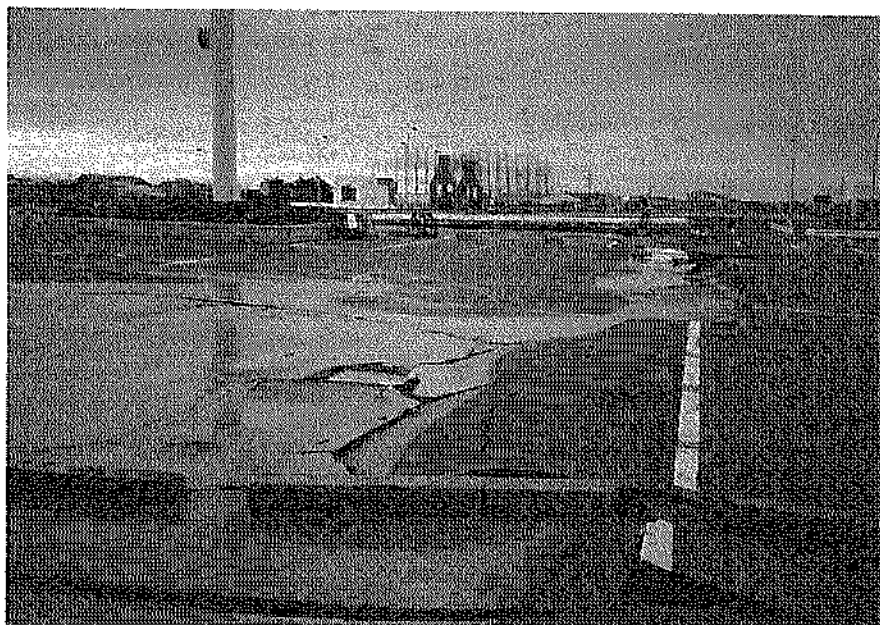


写真-3.2.50 沈下 (函館港、フェリー埠頭、駐車場)

3.2.10 七重浜地区

(1) 第2護岸(70.0m:施設番号㊟)、第3護岸(264.6m:施設番号㊟)、第4護岸(126.6m:施設番号㊟)、第5護岸(37.0m:施設番号㊟)

七重浜地区は、昭和37年から40年にかけて函館市が護岸を築造し、背後を埋立造成したもので、当該護岸は函館市が管理している。また、1968年の十勝沖地震により護岸が30～60cmせり出し、背後地が10cm程度沈下する被害があり、捨石等により災害復旧を行った経緯がある。利用状況は、護岸であるため船舶の直接の接岸はなく、船舶を利用する企業は護岸前面にドルフィン等を設置し、パイプラインにより荷揚げを行っていた。今回の地震で護岸が前傾する等の被害があったが、ドルフィンに渡る栈橋部分では被害がなかったため、施設の利用制限は行われなかった。

図-3.2.68に第2護岸と第3護岸および護岸前面の土質調査結果を示す。護岸内の地盤は、第2護岸側のNo.1で砂礫(標高-28m以深、 $N > 50$)、細砂(標高-28～-26m、 $N \approx 30$)、粘質土(標高-26～-13m、 $N \approx 10$)、砂質土(標高-13～-11m、 $N \approx 10$)およびシルト質細砂(標高-11～-2.5m、 $N \approx 18$)で構成されており、地下水位は標高-1.1mにある。第3護岸側のNo.2では砂礫(標高-27.5m以深、 $N > 50$)、シルト質細砂(標高-27.5～-24.5m、 $N \approx 8$)、粘質土(標高-24.5～-17m、 $N \approx 10$)、シルト質細砂(標高-17～-14.5m、 $N \approx 14$)、粘質土(標高-14.5～-13m、 $N \approx 10$)、シルト質細砂(標高-13～-2m、 $N \approx 18$)、粘質土(標高-2～-1m、 $N \approx 4$)およびシルト質細砂(標高-2～-2.5m、 $N \approx 8$)で構成されており、地下水位は標高-1.3mにある。なお、埋立地盤内で液状化による噴砂がみられ、第5護岸付近の噴砂跡から採取した土試料の試験結果を図-3.2.69に示す。物理試験からは、平均粒径 $D_{50} = 0.071\text{mm}$ 、均等係数 $U_c = 2.85$ 、中礫分1.8%、細礫分0.5%、粗砂分0.6%、細砂分42.5%、シルト分48.9%および粘土分5.7%という結果が得られた。

図-3.2.70～図-3.2.77に各護岸の標準断面・被災断面、縦断面図および平面図を示す。各護岸は二重矢板式の護岸構造で、1968年の十勝沖地震で被災を受けた経緯から今回の地震前から法線は不連続であった。また、設計震度は不明である。

今回の地震では、第2護岸において図-3.2.70に示すように最大32cmの法線せり出しと6cm程度の上部工沈下が生じている。第3護岸では図-3.2.72に示すように最大32cmの法線せり出しと69cm程度の上部工沈下が生じている。第4護岸では図-3.2.74に示すように最大13

cmの法線せり出しと63cm程度の上部工沈下が生じている。第5護岸では図-3.2.76に示すように最大30cmの法線せり出しと20cm程度の上部工沈下が生じている。また、各護岸背後の埋立地では亀裂が発生しており、陥没および空隙が第5護岸を除く各岸壁でみられ、特に第3護岸と第4護岸において大きな陥没が生じている。さらに、木材の荷崩れが起っている(写真-3.2.52)。

写真-3.2.53、写真-3.2.54には護岸上部工の被災状況、写真-3.2.55には埋立地の亀裂状況を示す。

(2) 七重浜第3防砂堤(485.0m:施設番号㊟)

七重浜第3防砂堤全延長485.0mは、大正7年度に完成した施設である。今回の地震により、この内342.8mが被災を受けた。図-3.2.78に防砂堤の平面図と沈下縦断面図、図-3.2.79に標準断面・被災断面を示す。

防砂堤は、図-3.2.78の各断面に示すようにブロック積みによるもので周囲に大卵石が置かれている構造である。設計震度については不明である。

被災については、図-3.2.78に示すように上部工沈下が最大で1.07m生じた。図-3.2.80には、本体の沈下状況の横断面図を示す。後述するように、本体沈下は側方流動の形態で生じている。また、本体にはクラック・陥没が多数発生しており、図-3.2.81にクラックの発生状況、図-3.2.82に陥没に関する被害状況を示す。クラックは、図-3.2.81に示すように防砂堤延長方向約70mに渡り走っており、クラック幅は最大で13cmである。上部工の陥没、間知石せり出しおよび間知石欠落については、図-3.2.82(a)に示すように防砂堤延長約100mの範囲でみられる。また、図-3.2.82(b)から、本体沈下は側方流動の形態で生じていることがわかる。

写真-3.2.56に本体沈下状況、写真-3.2.57に本体陥没状況、写真-3.2.58にクラックの状況、写真-3.2.59に間知石せり出し状況をそれぞれ示す。

(3) 船舶廃油処理場、臨港道路および階段護岸(施設番号㊟)

七重浜第3護岸背後の埋立地に建設された船舶廃油処理場において、取付道路および構内道路に亀裂が発生し、管理棟が傾斜する被害が生じた。また、液状化による噴砂もみられた(写真-3.2.60)。なお、船舶廃油処理場の地盤の土質については、前述(1)の護岸の土質断面と同じである。

臨港道路では、亀裂および液状化による噴砂が発生している(写真-3.2.61)。階段護岸では、段差および亀裂が生じ噴砂跡も見られる(写真-3.2.62)。

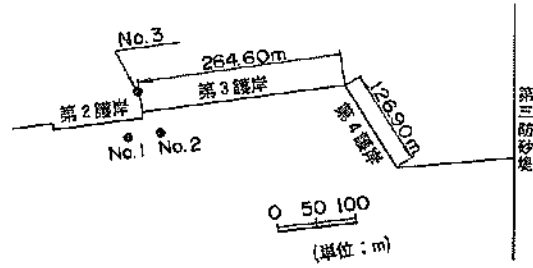


図-3.2.68 (a) 七重浜地区第2護岸・第3護岸土質調査位置図 (函館港)

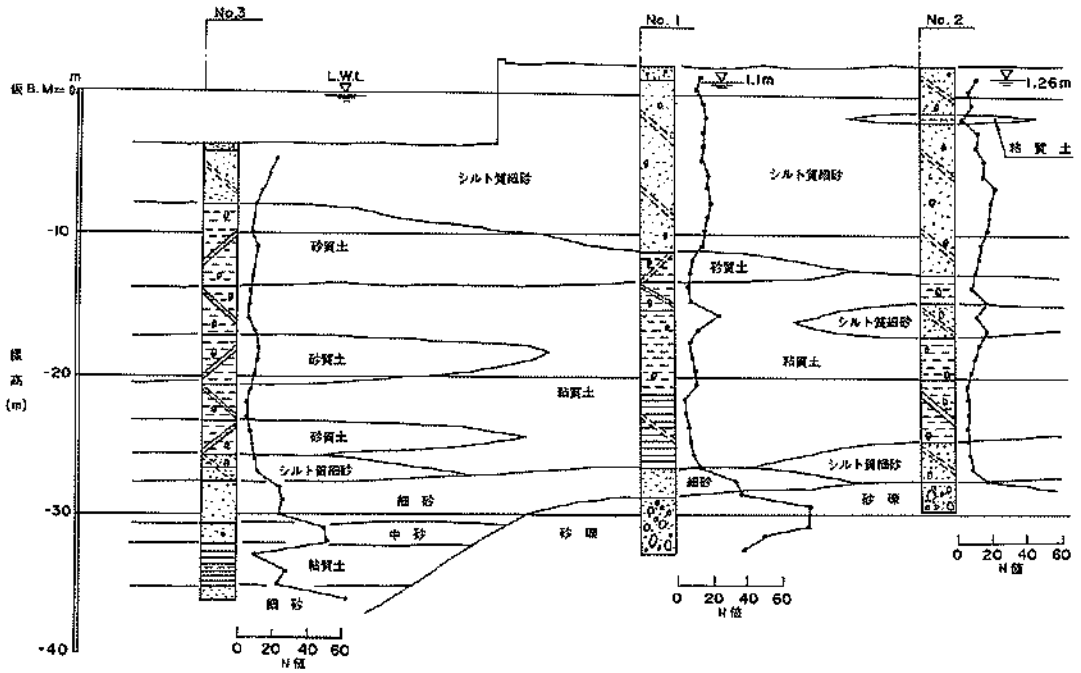


図-3.2.68 (b) 七重浜地区第2護岸・第3護岸土質柱状図 (函館港)

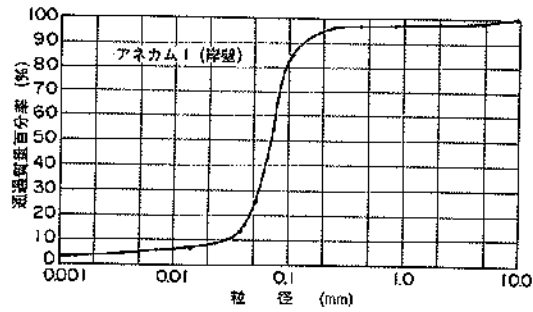
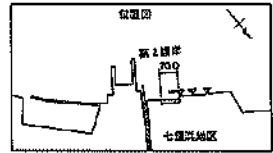
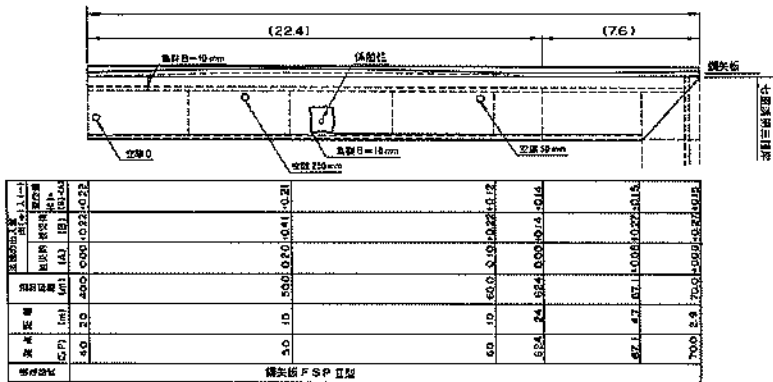
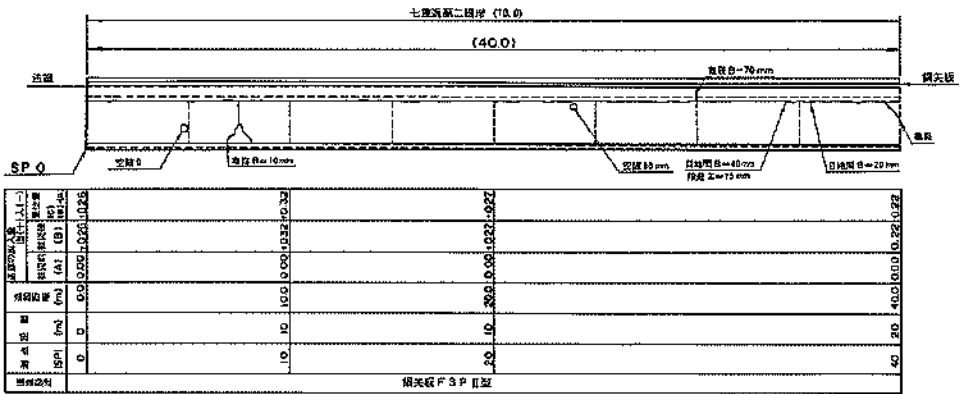


図-3.2.69 七重浜地区護岸噴砂粒径加積曲線 (函館港)

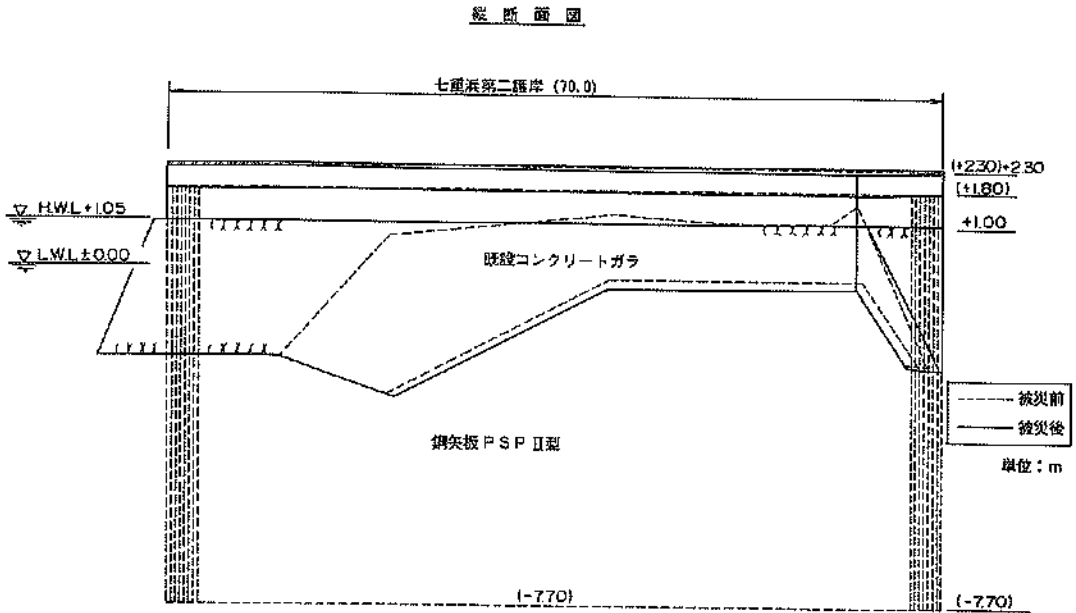
平面图

比例: 1:200



--- 桩位线
- - - 桩径线

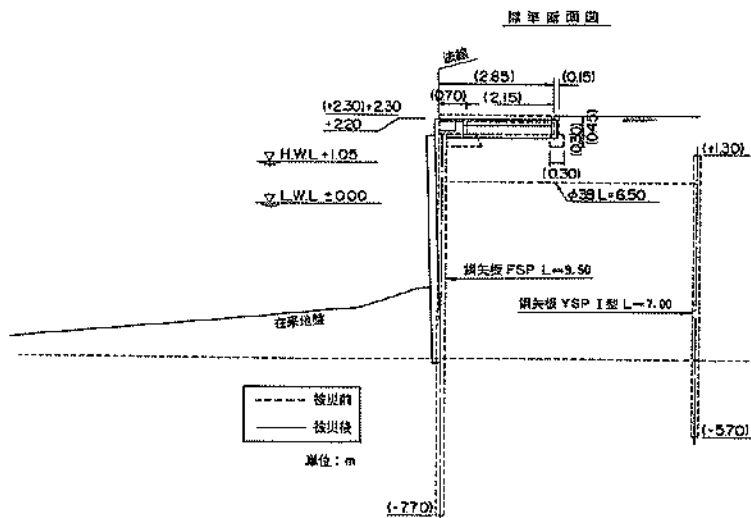
图一3.2.70 (a) 七重浜地区第2 渡岸平面图 (函館港)



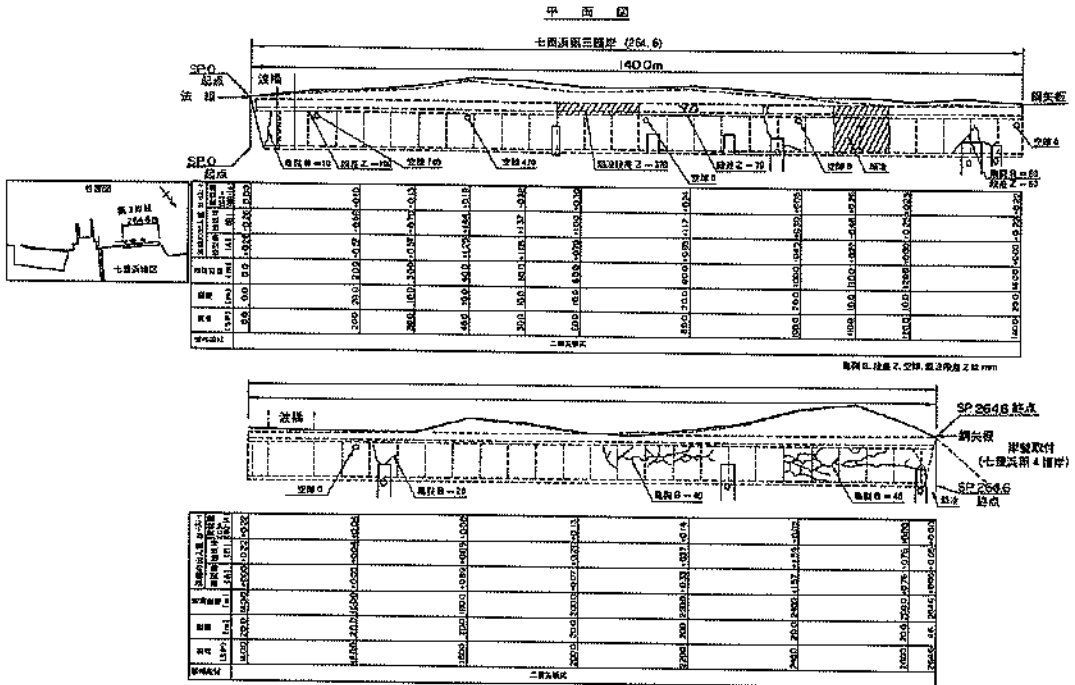
橋脚 形式	D	鋼矢板 幅員 (SP) (m)	鋼矢板 間隔 (m)	天 溝 幅員 (m)	天 溝 高 (m)		橋脚 基礎 埋込 深さ (m)
					既設 埋込 深さ	新設 埋込 深さ	
	0.00	0.00	1.00	2.30	2.27	2.27	0.00
	1.00	1.00	1.00	2.30	2.27	2.27	0.00
	2.00	2.00	2.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	4.00	4.00	4.00	2.30	2.24	2.24	0.00
	6.00	6.00	6.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	8.00	8.00	8.00	2.30	2.27	2.27	0.00
	10.00	10.00	10.00	2.30	2.24	2.24	0.00
	12.00	12.00	12.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	14.00	14.00	14.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	16.00	16.00	16.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	18.00	18.00	18.00	2.30	2.25	2.25	0.00
	20.00	20.00	20.00	2.30	2.25	2.25	0.00

二重矢板式

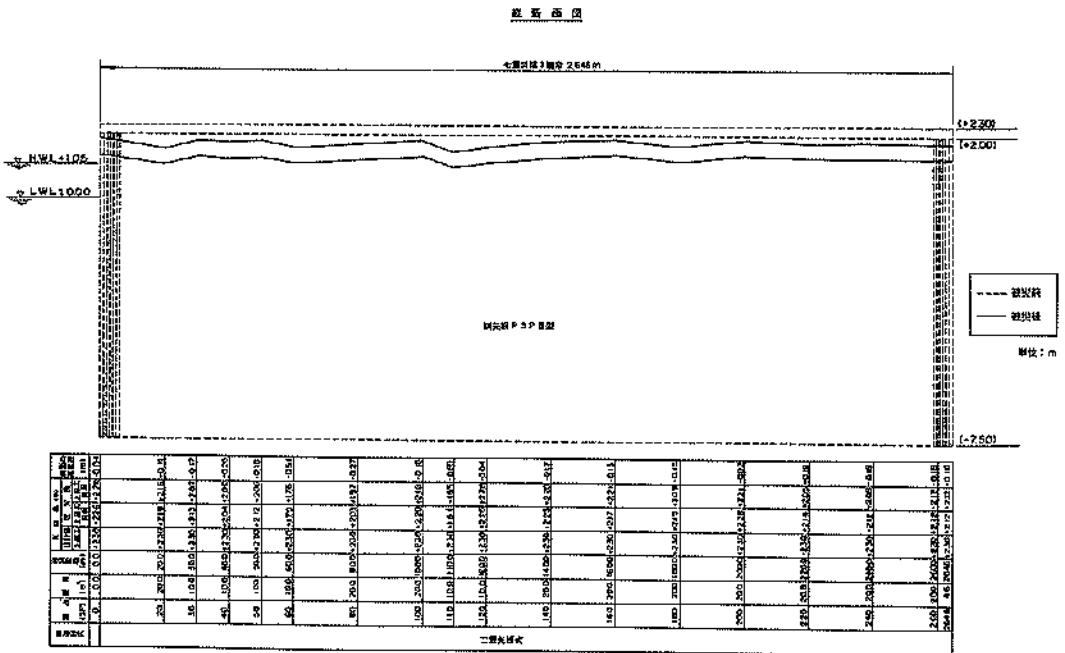
図—3.2.70 (b) 七重浜地区第2護岸縦断面図 (函館港)



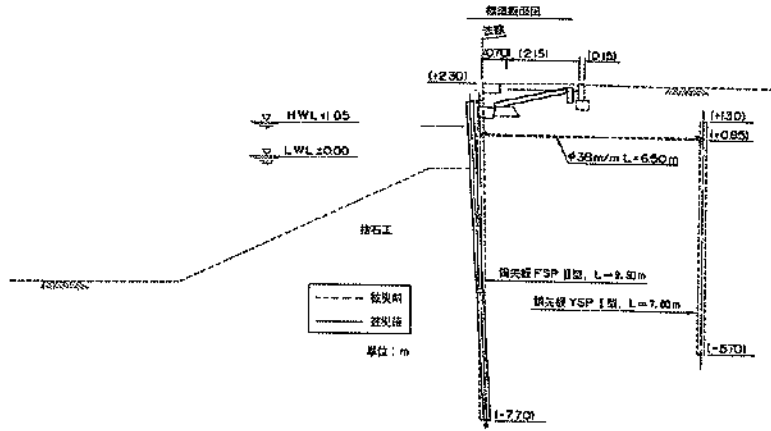
図—3.2.71 七重浜地区第2護岸標準断面・被災断面図 (函館港)



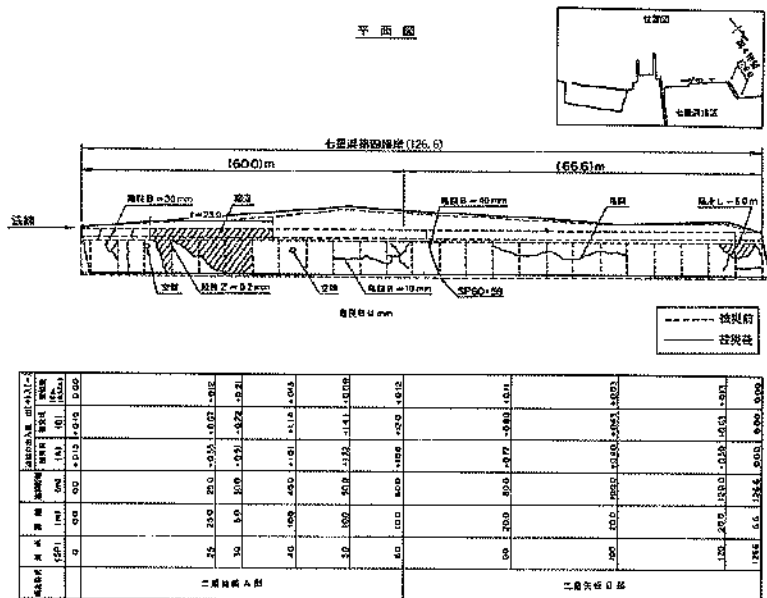
图—3.2.72 (a) 七重溪地区第 3 护岸平面图 (雨馆港)



图—3.2.72 (b) 七重溪地区第 3 护岸断面图 (雨馆港)

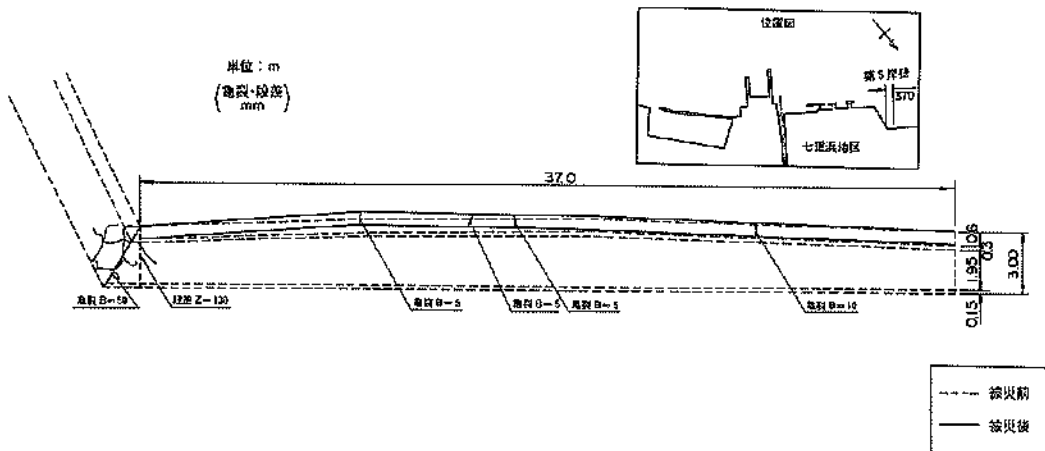


图—3.2.73 七重洪地区第3 滩岸标准断面·被災断面图 (函館港)



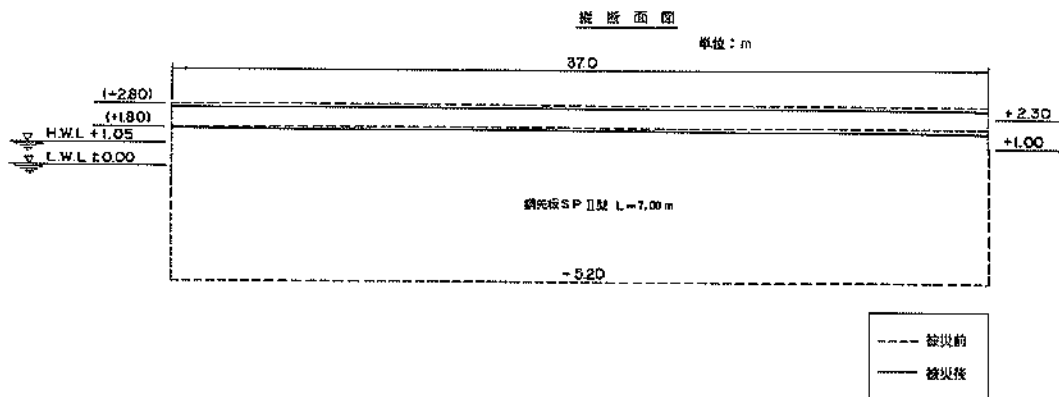
图—3.2.74 (a) 七重洪地区第4 滩岸平面图 (函館港)

平面图



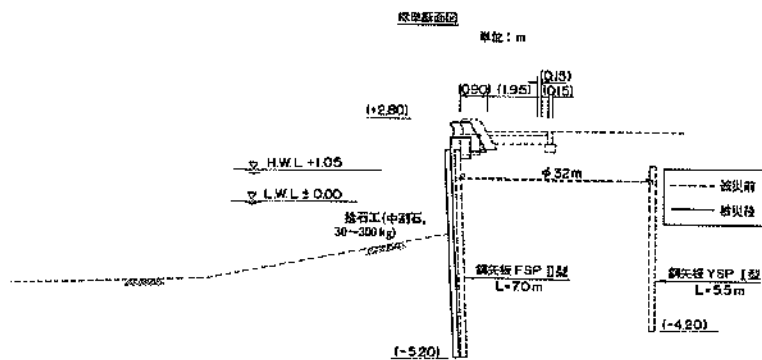
测点 顺次	测点 (SP)	测点 间距 (m)	测点 间距 (m)	埋入式钢板横岸		埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)
				埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)			
D	0.0	0.0	0.0	±0.00	±0.00	0.00	0.00	0.00
10	10.0	10.0	10.0	+0.40	+0.70	+0.30		
20	20.0	10.0	20.0	+0.30	+0.40	+0.10		
37	37.0	37.0	37.0	±0.00	±0.00	0.00	0.00	0.00

图—3.2.76 (a) 七重浜地区第5 護岸平面图 (函館港)

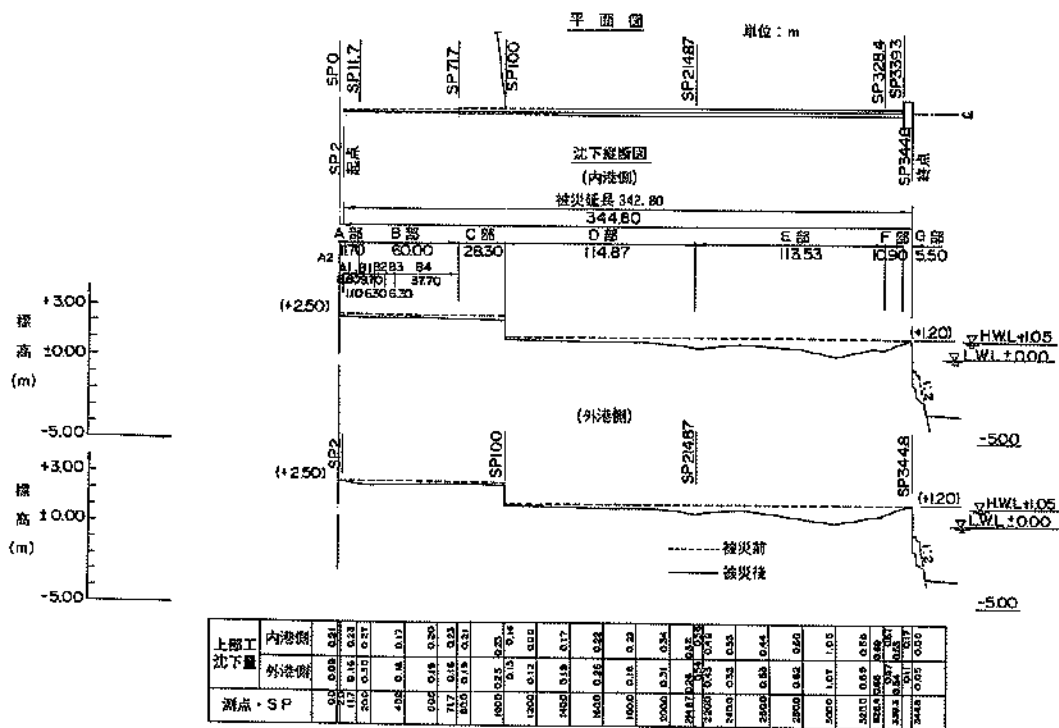


测点 顺次	测点 (SP)	测点 间距 (m)	测点 间距 (m)	埋入式钢板横岸		埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)
				埋入式钢板 埋入量 (mm)	埋入式钢板 埋入量 (mm)			
S	0.0	0.0	0.0	±2.80	±2.80	±0.00	±0.00	±0.00
10	10.0	10.0	10.0	+2.80	+2.80	+0.11		
20	20.0	10.0	20.0	+2.80	+2.80	+0.11		
37	37.0	37.0	37.0	±2.80	±2.80	±0.00	±0.00	±0.00

图—3.2.76 (b) 七重浜地区第5 護岸断面图 (函館港)



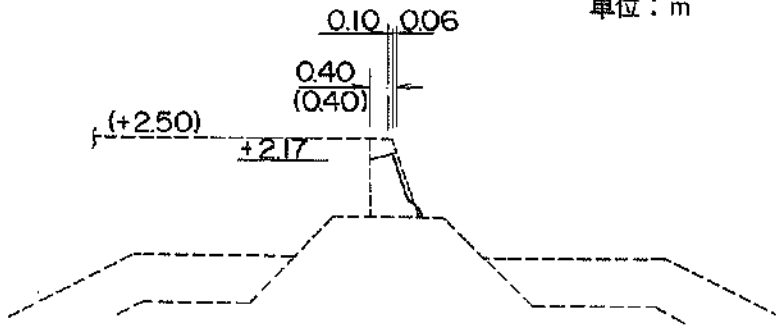
图—3.2.77 七重浜地区第5護岸標準断面·被災断面图(函館港)



图—3.2.78 七重浜地区第3防砂堤平面図·沈下縦断面图(函館港)

七重浜地区 第3防砂堤 A部

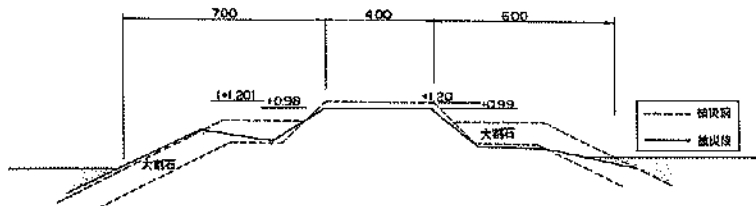
單位：m



圖—3.2.79 (a) 七重浜地区第3防砂堤A部標準断面·被災断面 (函館港)

七重浜地区 第3防砂堤 D部

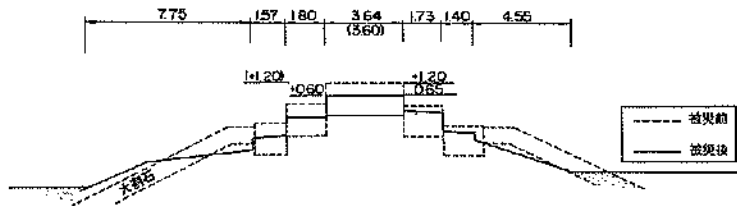
單位：m



圖—3.2.79 (b) 七重浜地区第3防砂堤D部標準断面·被災断面 (函館港)

七重浜地区 第3防砂堤 F部

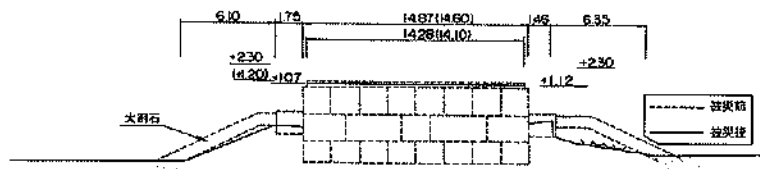
單位：m



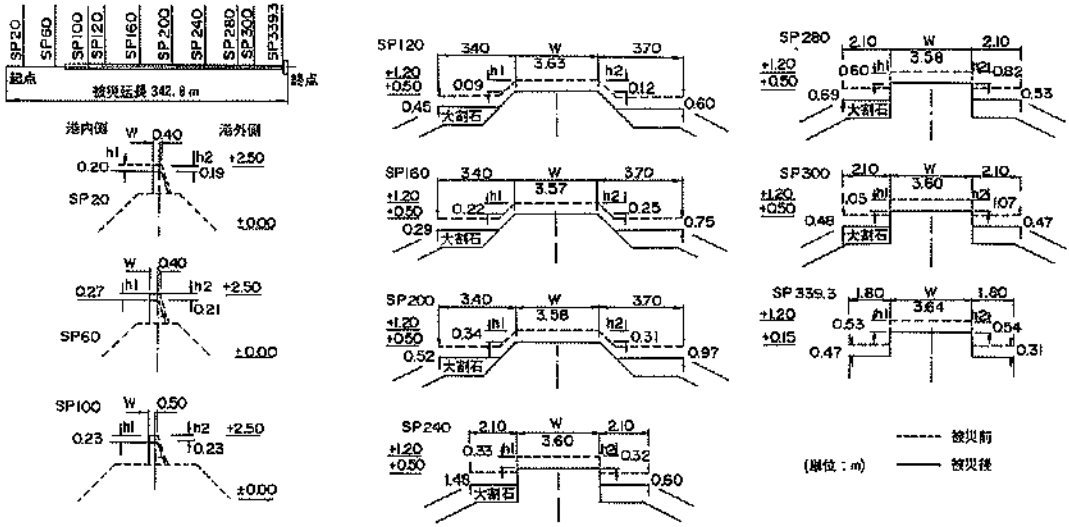
圖—3.2.79 (c) 七重浜地区第3防砂堤F部標準断面·被災断面 (函館港)

七重浜地区 第3防砂堤 G部

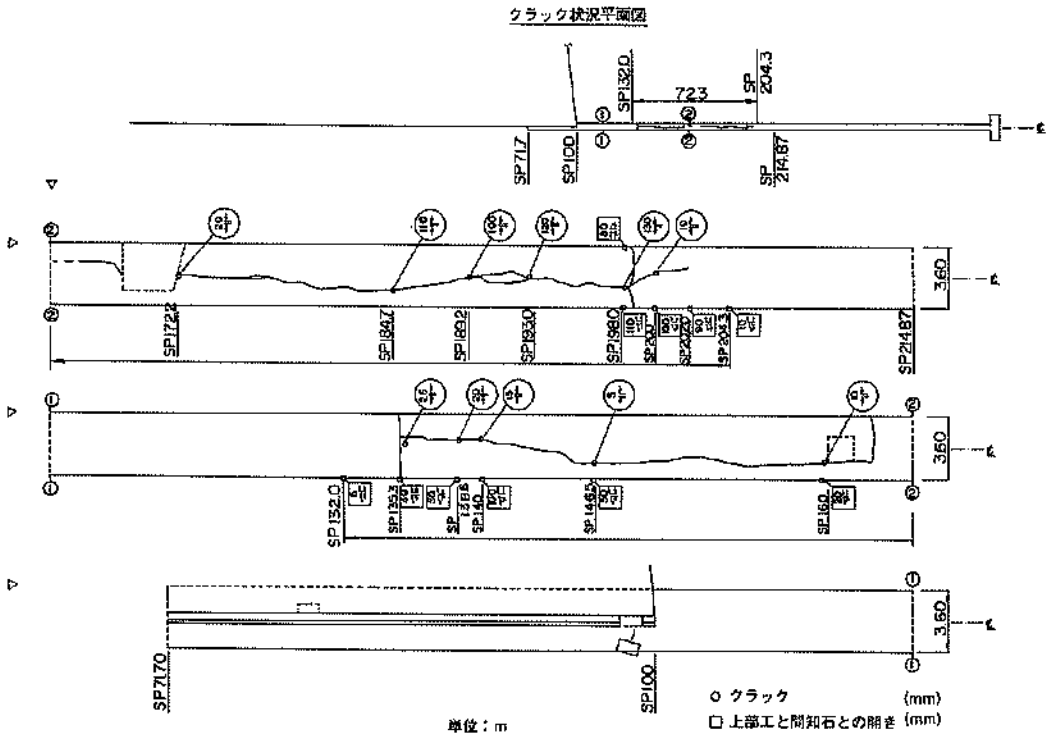
單位：m



圖—3.2.79 (d) 七重浜地区第3防砂堤G部標準断面·被災断面 (函館港)



図—3.2.80 七重浜地区第3防砂堤沈下状況横断面(函館港)



図—3.2.81 七重浜地区第3防砂堤クラック平面図(函館港)

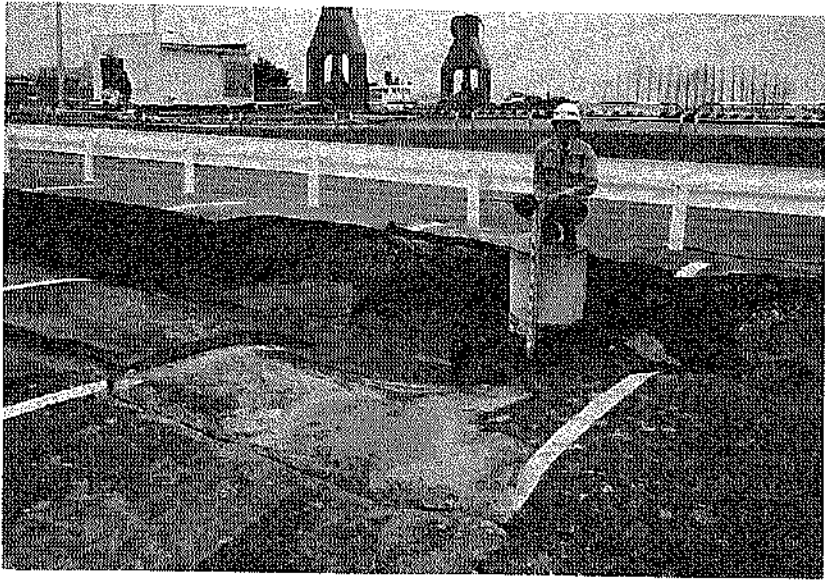


写真-3.2.51 陥没（函館港、フェリー埠頭、駐車場）

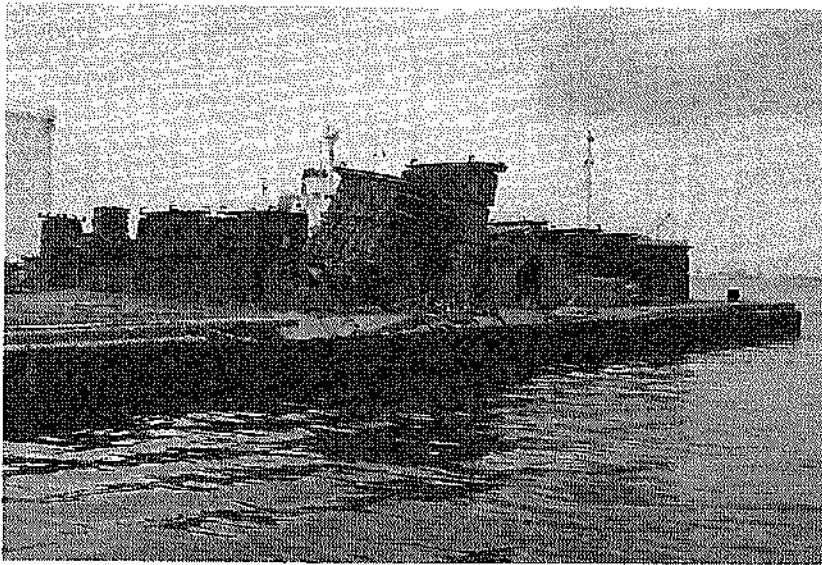
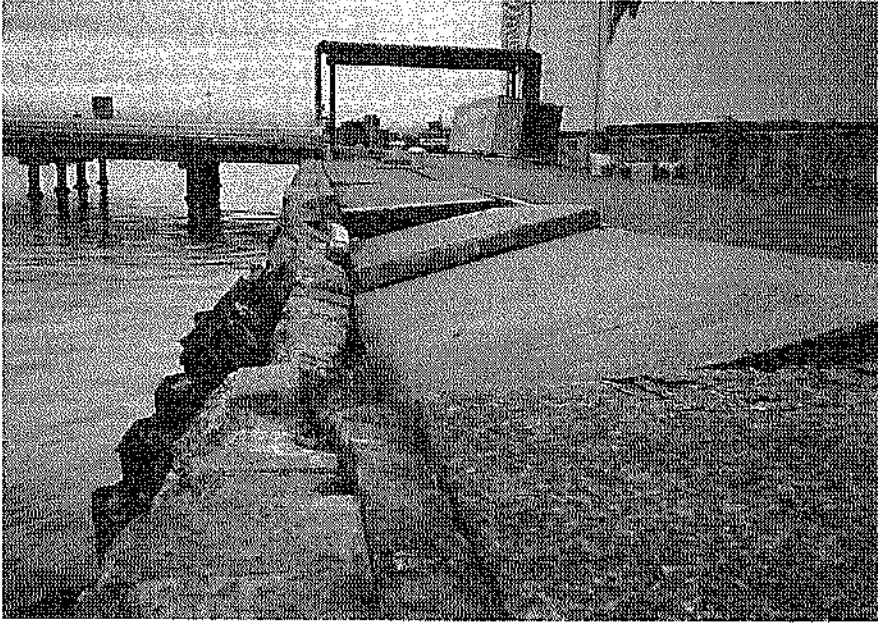
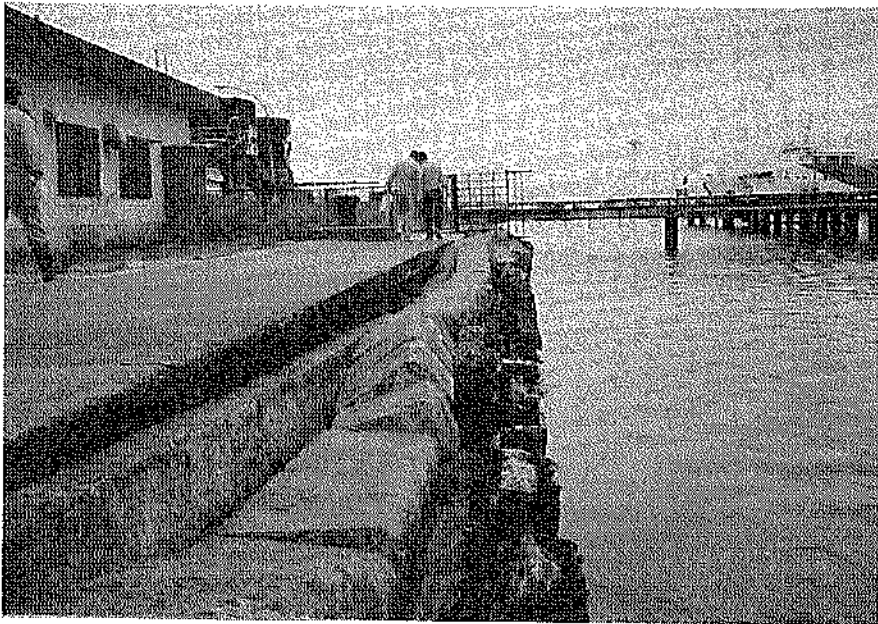


写真-3.2.52 荷崩れ（函館港、七重浜地区護岸、木材）



写真—3.2.53 沈下 (函館港、七重浜地区護岸、上部工)



写真—3.2.54 沈下 (函館港、七重浜地区護岸、上部工)



写真—3.2.55 龟裂 (函館港、七重浜地区護岸、埋立地)



写真—3.2.56 沈下 (函館港、七重浜地区防砂堤、本体)

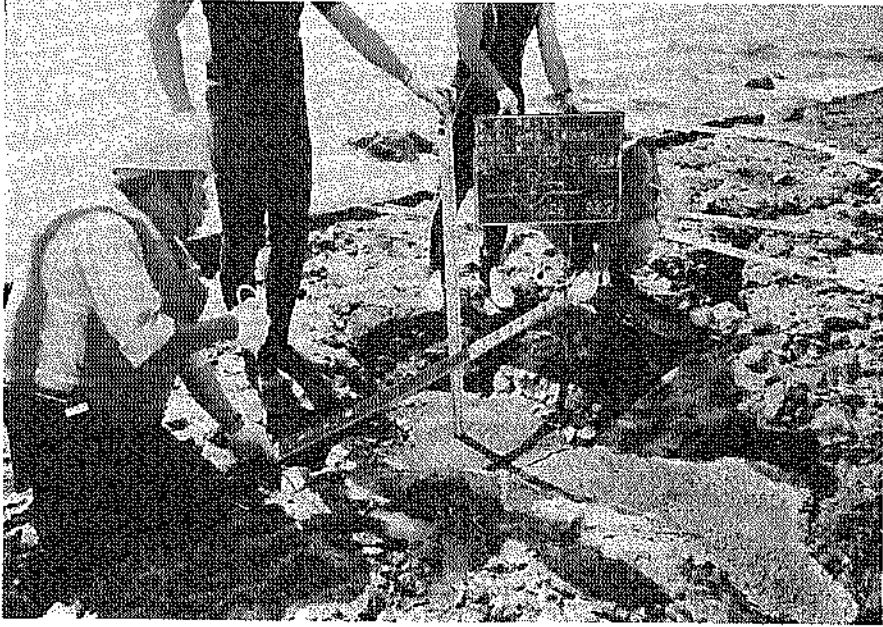


写真-3.2.57 陥没（函館港、七重浜地区防砂堤、本体）

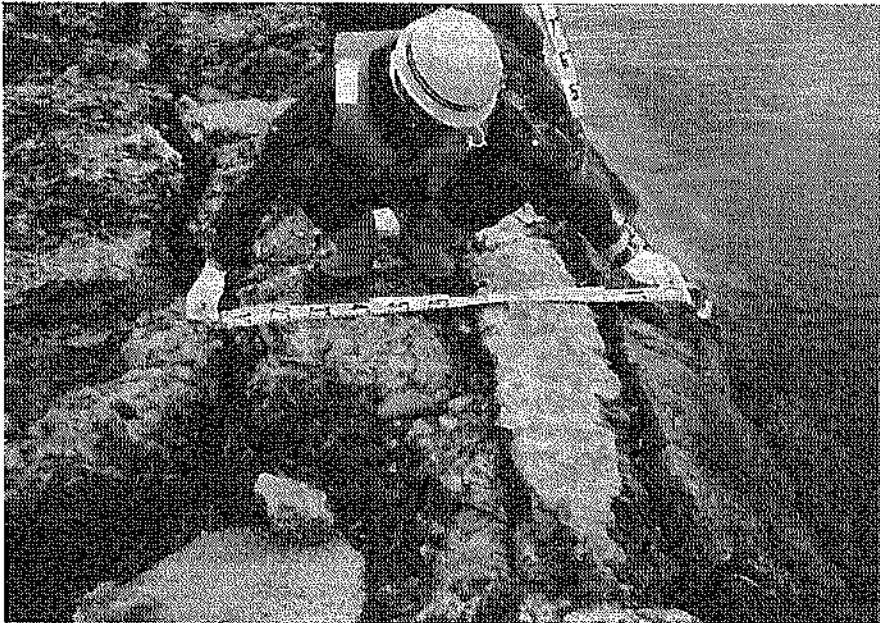
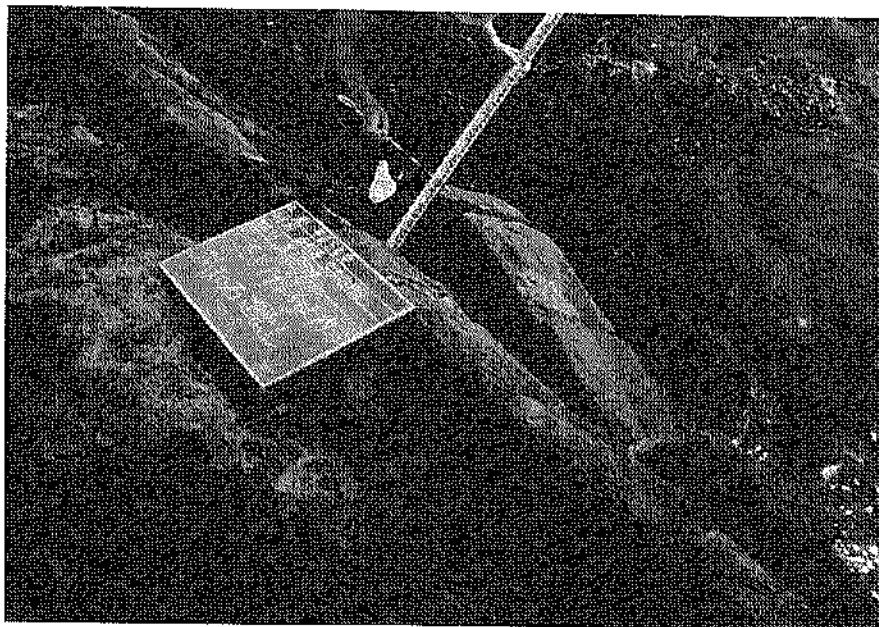
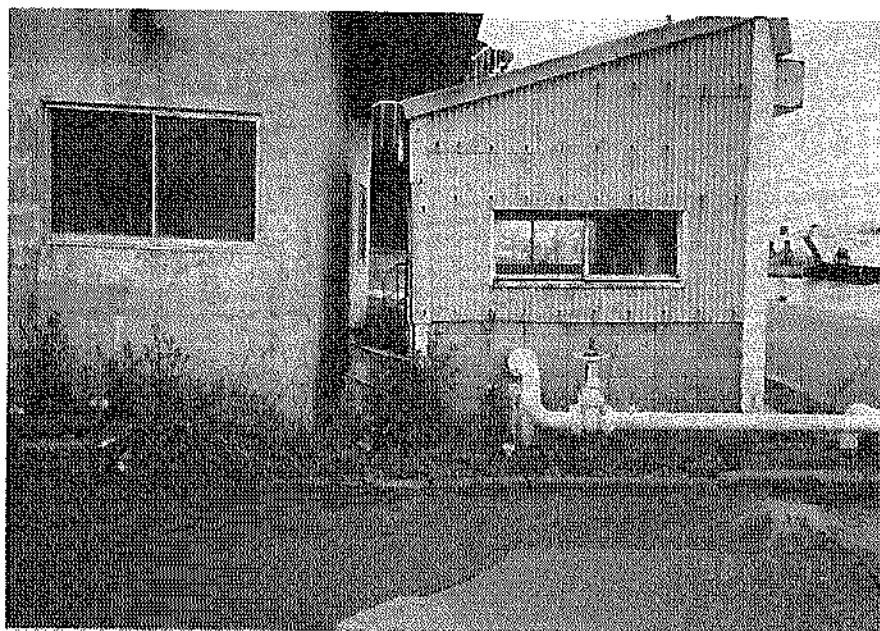


写真-3.2.58 クラック（函館港、七重浜地区防砂堤、本体）



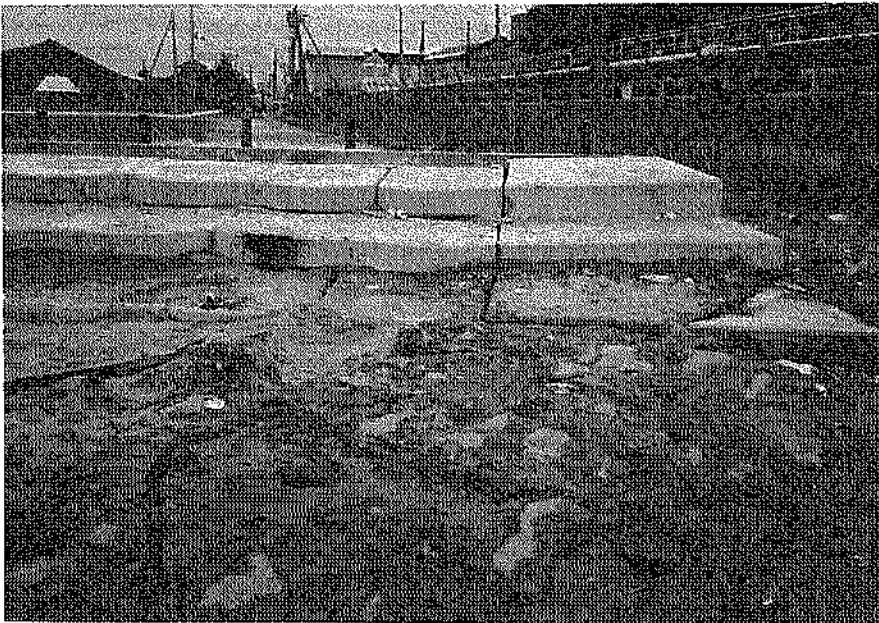
写真—3.2.59 間知石 (函館港、七重浜地区防砂堤)



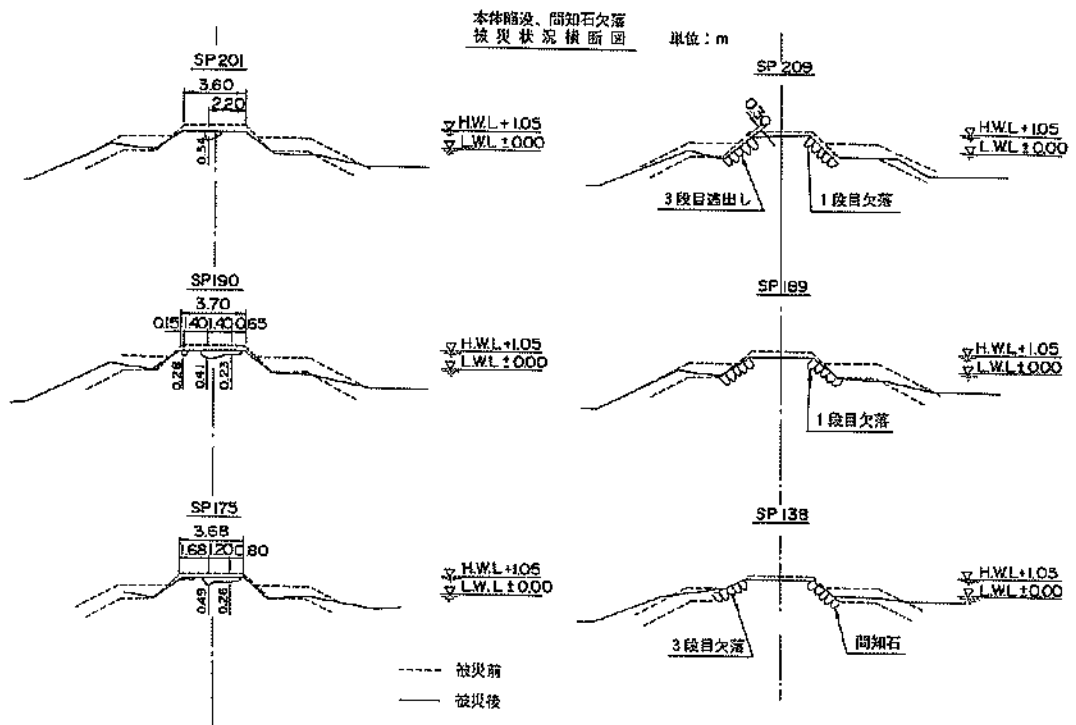
写真—3.2.60 噴砂 (函館港、七重浜地区、船舶廃油処理場)



写真—3.2.61 噴砂（函館港、七重浜地区、臨港道路）



写真—3.2.62 段砂・亀裂・噴砂（函館港、七重浜地区、階段磯岸）



図—3.2.82(b) 七重浜地区第3防砂堤本体陥没・間知石欠落状況横断面図(函館港)

3.2.11 本港地区

本港地区には、西防波堤、西副防波堤、北防波堤および北副防波堤の外郭施設がある。西防波堤の建設は、北海道第1期拓殖計画の函館港修築工事とし明治43年から始められ、昭和38年にかけて全延長1739.3mが完成している。北防波堤は、昭和22年に起工し昭和44年に869.09mが完成している。さらに、西副防波堤100mは昭和41～44年にかけて、北副防波堤202mは昭和44～46年にかけて建設された。

今回の地震では、函館港に被害を発生させるような津波は来襲しなかったが、北防波堤と北副防波堤において被災がみられた。

(1) 北副防波堤 (施設番号④)

図-3.2.83に北副防波堤の平面図および縦断面図、図-3.2.84に標準断面・被災断面を示す。

防波堤の構造は消波ブロック被覆堤で、中割石が標高-15～-12mに敷かれており、天端高は標高-3.5mで

ある。また、被覆石として32t型異形塊が1:1.5の勾配で防波堤前面に積まれている。

今回の地震で、図-3.2.83に示されるようにケーソン法線が最大24cm出入りし(写真-3.2.83)、ケーソンの目地が拡大した(写真-3.2.84)。沈下については、図-3.2.83のようにケーソン上部工が最大37cmの沈下を示し、消波工で最大2.6mの沈下が生じた。図-3.2.85に上部工の法線変位と沈下状況、図-3.2.86に消波工の沈下状況(写真-3.2.85)のスケッチを示す。

(2) 北防波堤

北防波堤の標準断面を図-3.2.87に示す。北防波堤も北副防波堤と同じように消波ブロック被覆堤で、天端高は3.5mである。

今回の地震で、法線出入り、ケーソンの目地拡大(写真-3.2.86)および置きブロックの沈下する被害が発生した。

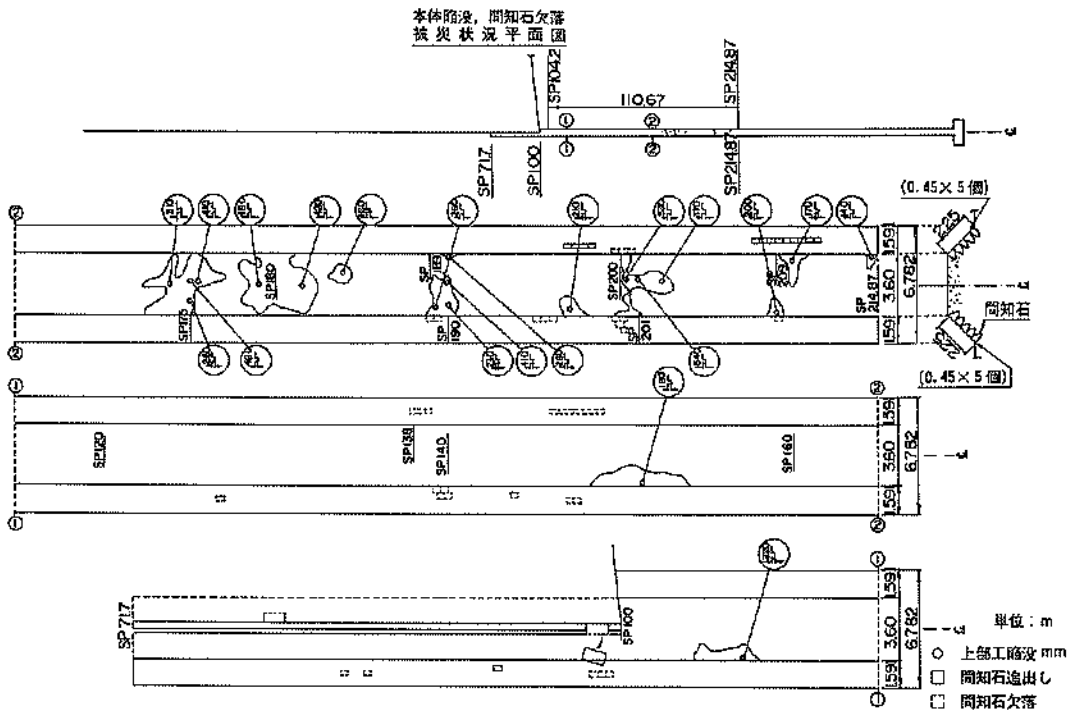
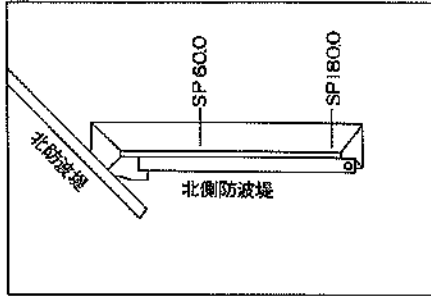
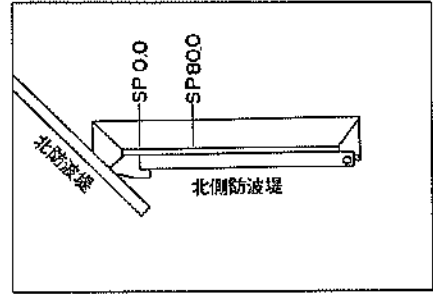


図-3.2.82(a) 七重浜地区第3防砂堤本体陥没・間知石欠落平面図(函館港)

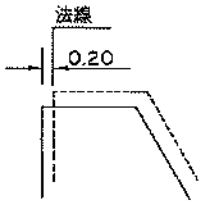
位置图



位置图



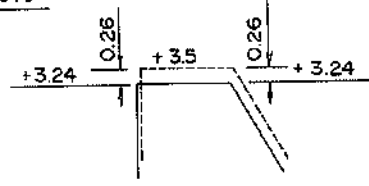
SP 60.0



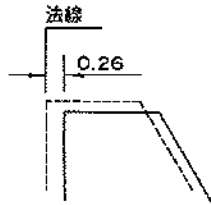
單位：m

--- 被災前
— 被災後

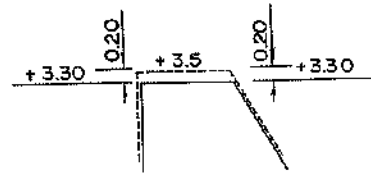
SP 0.0



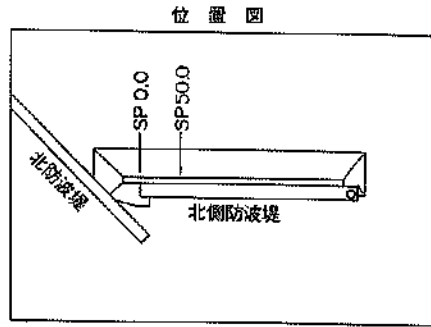
SP 80.0



SP 80.0

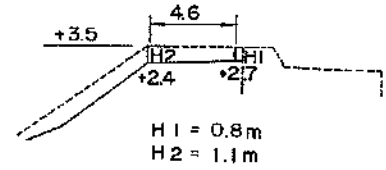


图—3.2.85 本港地区北副防波堤上部工変位状况 (函館港)

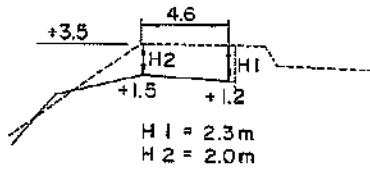


単位：m
 - - - 被災前
 ——— 被災後

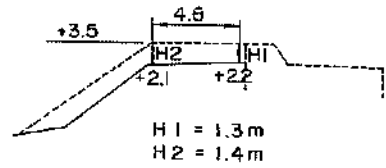
SP 110.0



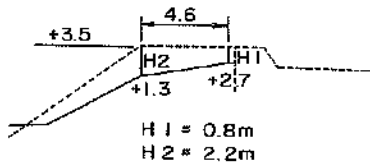
SP 0.0



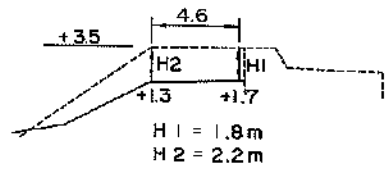
SP 150.0



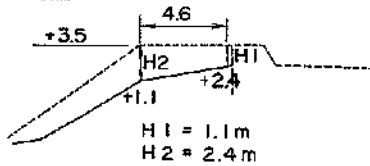
SP 50.0



SP 180.0



SP 100.0



SP 190.0

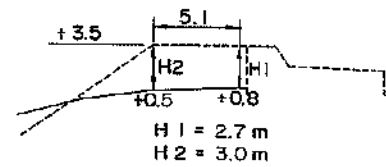


図-3.2.86 本港地区北副防波堤被覆工変位状況 (函館港)

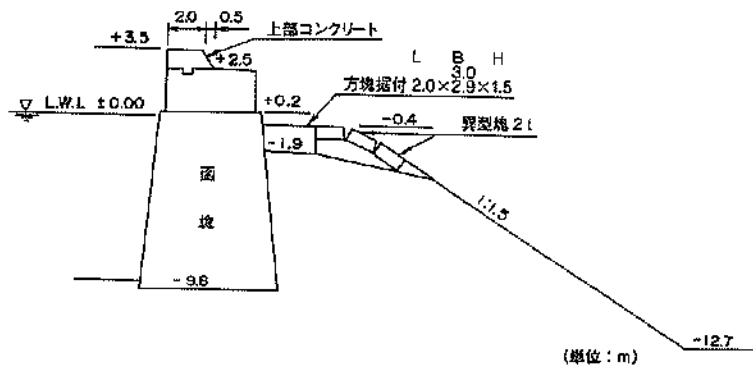
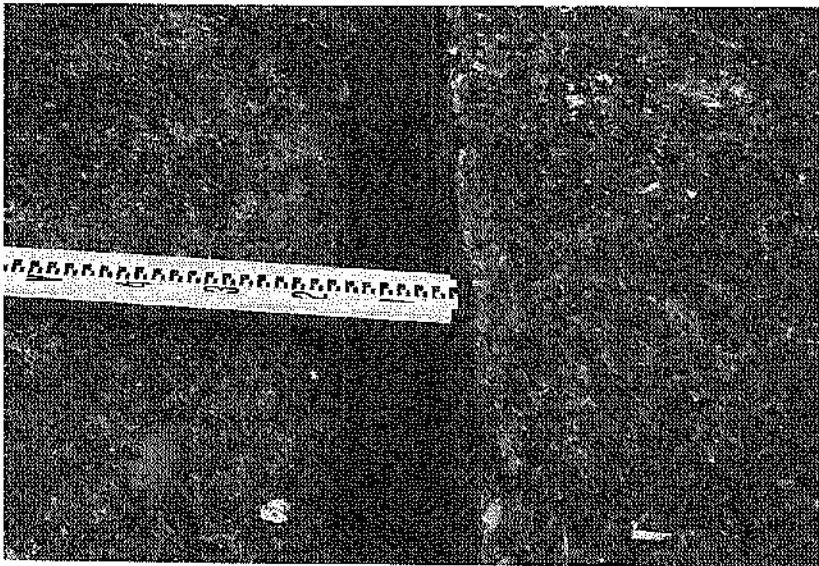


図-3.2.87 本港地区北防波堤標準断面 (函館港)



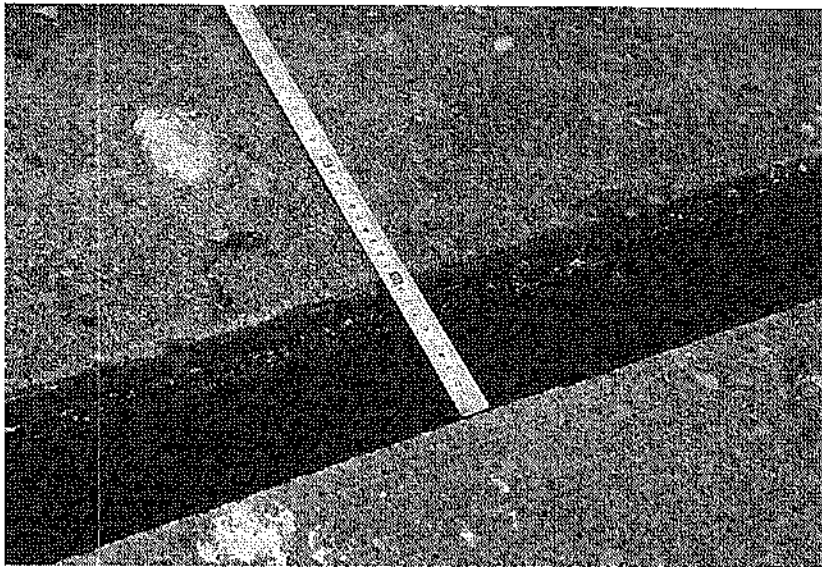
写真—3.2.63 法線変位 (函館港、本港地区、北副防波堤、ケーソン)



写真—3.2.64 目地拡大 (函館港、本港地区、北副防波堤、ケーソン)



写真—3.2.65 沈下 (函館港、本港地区、北副防波堤、消波工)



写真—3.2.66 目地拡大 (函館港、本港地区、北副防波堤、ケーソン)

3.2.12 液状化およびまとめ

図—3.2.1のハッチで示すところで液状化による噴砂が観察されている。今回の地震での液状化現象に関して次の2点が注目すべき点として挙げられる。

第1点は、地表最大加速度が120Gal程度と比較的小さな加速度で液状化が発生した点である。図—3.2.88は、粒度・N値法による液状化判定の等価N値と等価加速度の関係を示したものである。また、図—3.2.88には、過去の地震の液状化に関する事例を調べ、液状化しなかった土層は○プロット、液状化した土層は●プロットおよび中間的な土層は△プロットで示してある。図—3.2.88から、ほとんどの液状化発生事例は等価加速度が150Gal程度以上の土層であることがわかる。今回の地震で液状化した土層の等価加速度については不明で、今後の詳細な現地盤の土質調査・地震応答解析結果が必要であるが、等価加速度は地表最大加速度120Galと同程度と推定される。したがって、今回の地震から比較的小さな加速度でも液状化現象が起こる可能性があることが示された。

第2点は、噴砂による液状化の確認結果ではあるが、細粒分を多く含む砂質土盤が液状化したということである。今回の地震後、噴砂が確認された地点で噴砂を採取し、粒度分析ならびに物理試験を行った。なお、噴砂採取地点は、弁天地区第6岸壁背後、同第6岸壁エプロン後方、同第6岸壁後方上屋内、万代埠頭正面岸壁エプロン背後、北埠頭岸壁先端部の北側エプロン背後、有川埠頭護岸後方、七重浜地区北側護岸背後、同北側護岸後方、同北側道路、第三防砂堤取付部の海岸の砂（噴砂ではない）の10地点である。これら10地点で採取された噴砂の物理試験結果を図—3.2.89および表—3.2.2に示す。図—3.2.89と表—3.2.2から、細粒分含有率が最大で62%の砂質土が噴砂現象を示し、液状化したと考えられる。これは、従来の液状化現象に対する考え方に反することで、すなわち細粒分の多い砂質土は粘着力が期待できるので液状化しないという考えに反した結果である。この原因は、表—3.2.2で細粒分の中味を調べてみると粘土分がせいぜい7%しかなくそのほとんどがシルト分で、液状化した砂質土は細粒分を多く含んではいるが液状化抵抗に寄与する粘土分が少なかったからと思われる。したがって、液状化の判定に際しては粘土分がどの程度含まれているかに注意する必要があるといえる。

上記以外で被害の着目すべき点は以下の通りである。防波堤施設で、法線出入り・沈下および被覆ブロックが沈下する被害がみられた。弁天地区(3.2.2)あるいは大町土砂処分場(3.2.4)で示したように、原地盤表面が深い地盤、すなわち埋立深度が深くなる地盤ほど被災程度

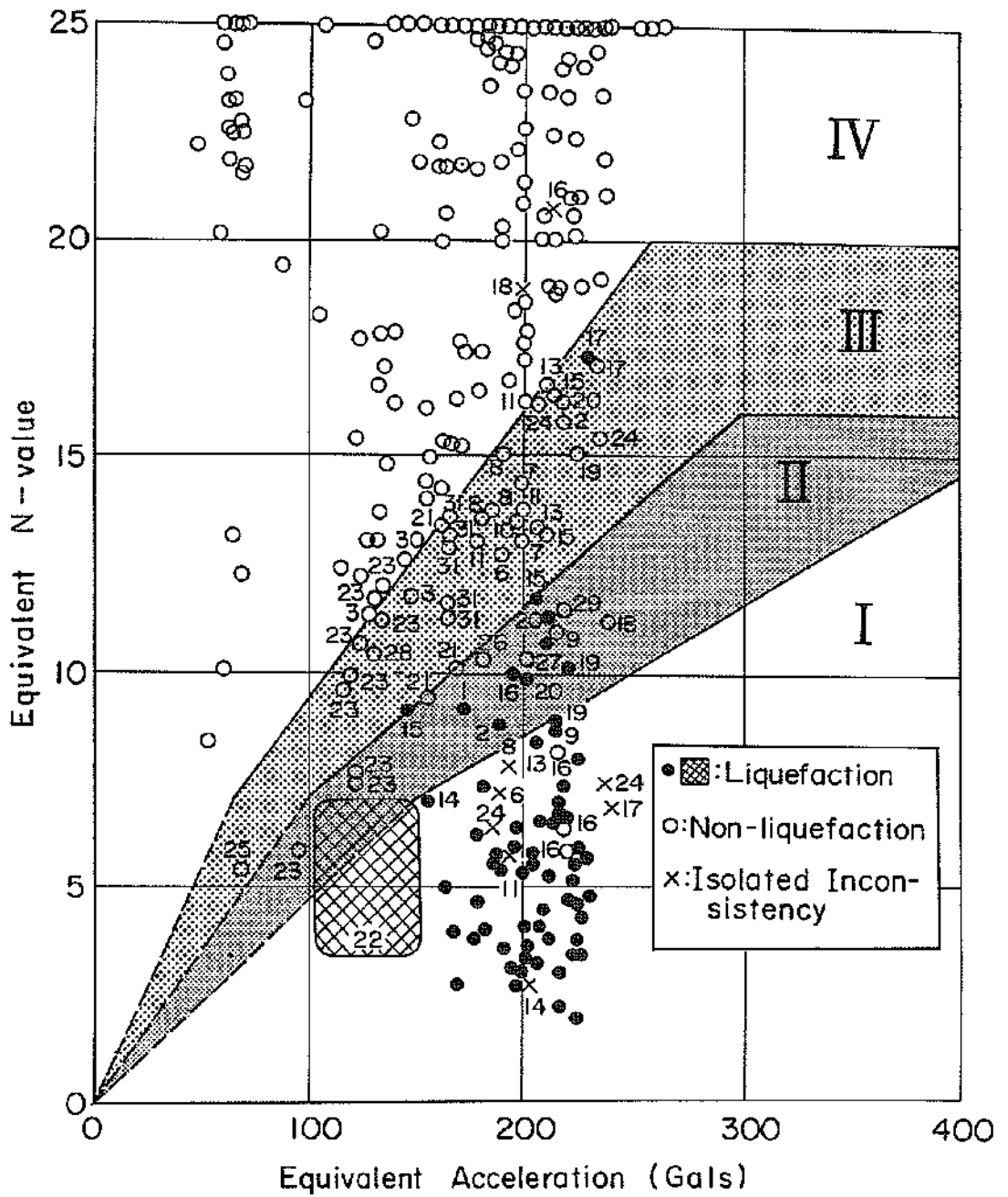
が大きくなる傾向にあり、原地盤が軟弱なほど埋立て地盤の被害が大きくなる傾向にある。また、弁天地区の岸壁の被災例は、液状化が発生すると大変形(最大5mの法線せり出し量)を伴う大きな被災になることを示した。このことから、液状化対策は適切に行われるべきであると考えられる。

次に、港湾の基準²⁾による液状化の予測法から液状化の発生状況を考察する。

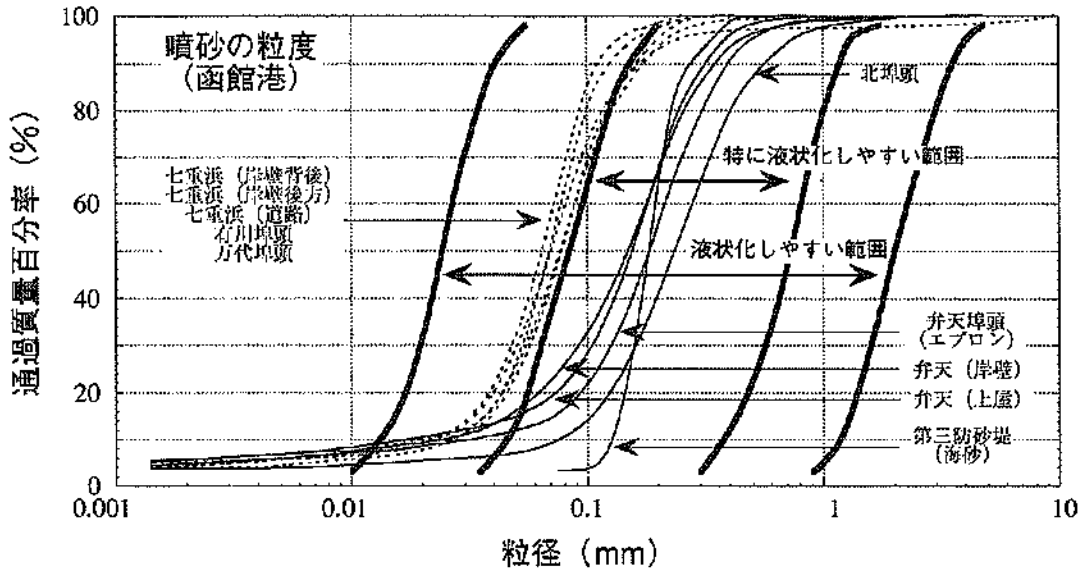
函館港の地盤条件は、施設位置毎にかなり異なっており具体的な土質を把握することは難しい。そこで、1.で示す函館港の強震観測地点の土質、および本節で示した各施設位置での土質から、函館港の概略的な土質を判断すると、概ね地表面下30~40m程度の深度に砂礫層が存在し、この層がN値50以上の工学的な基盤に相当する層となっており、その上方にはN値5~10程度のシルトやシルト質砂が堆積している。盛土(埋立)部分のN値については明らかでないが、表層付近ではN値がさらに小さくなっており、場所によってはN値0~2の層が30mも堆積している地点もある。ここでは、このような地盤条件から、函館港の液状化予測の対象地盤として、地表面から深さ20mまでN値および単位体積重量が一定の二つの地盤を仮定する。一方はN値=5の地盤であり、他方はN値=10の地盤である。両地盤ともに、単位体積重量は1.8(t/m³)とし、地下水面位置はGL-2.0mとする。

粒度および細粒分含有率については、前述したように、地震後、噴砂が確認された地点で噴砂を採取し、粒度分析ならびに物理試験を行って得たものである。

図—3.2.89より、函館港で採取された噴砂の粒形加積曲線には、平均粒径の異なる二つの種類があることが分かる。一つは平均粒径0.08mm前後に分布するもので、七重浜地区、有川埠頭および万代埠頭で採取されたものであり、もう一つは、平均粒径0.20mm前後に分布するもので、弁天地区、北埠頭および第三防砂堤取付部の海岸(噴砂ではない)で採取されたものである。また、同図中には、港湾の基準による液状化の予測・判定に用いられている粒度(均等係数が小さい場合)を示している。採取された噴砂の均等係数に関しては、10%通過質量の粒径によって大きくその値が変動するため、同種の砂でも均等係数には大きな違いが見られた。ただし、ここでは粒形加積曲線が同じようであれば、粒度の特性としては同一のものであると判断し、港湾の基準の均等係数が小さい場合に相当するとした。また、平均粒径の大きい方の砂は、港湾の基準による特に液状化しやすい粒度範囲に入り、平均粒径の小さい方の砂は、左側の液状化しやすい粒度範囲に入った。噴砂は必ずしも原地盤の粒度を的



図—3.2.88 等価加速度と等価 N 値



図—3.2.89 噴砂の粒度分析結果 (函館港)

表—3.2.2 物理試験結果一覧

物理試験結果	試料採取場所	弁天 (上層)	弁天 (岸壁)	弁天 (エプロン)	七重浜 (埠頭後方)	七重浜 (埠頭背後)	七重浜 (道路)	北埠頭	第三防砂堤	万代埠頭	石川埠頭
土粒子の密度 ρ_s gf/cm^3		2.680	2.710	2.737	2.685	2.658	2.660	2.733	2.666	2.834	2.649
粒	繰分 $2mm \sim 75\mu m$ %	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
	砂分 $75\mu m \sim 2mm$ %	82	77	86	54	48	38	91	97	43	55
	シルト分 $5\mu m \sim 75\mu$ %	11	16	8	42	49	57	5	3	51	39
	粘土分 $5\mu m$ 未満 %	7	7	6	4	6	5	4	3	6	8
度	細粒分含有率 %	18	23	14	46	55	62	9	3	57	45
	均等係数 U_c	8.89	5.93	8.18	2.68	2.85	3.17	3.10	1.75	3.80	2.80
	曲率係数 U_c'	4.20	2.22	2.37	1.35	1.51	1.49	1.23	1.15	2.06	1.43
	最大粒径 mm	4.75	4.75	4.75	4.75	9.5	0.250	4.75	0.85	0.425	0.425

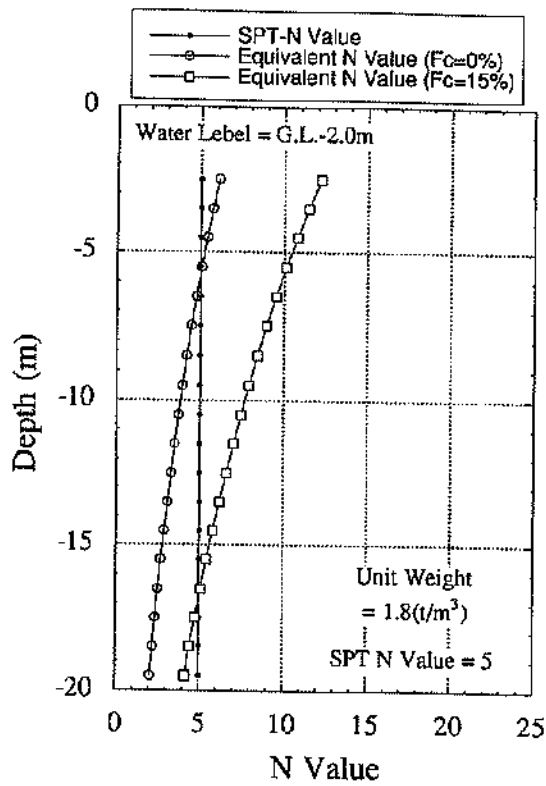


図-3.2.90 N 値を 5 と仮定した場合の等価 N 値の深度分布

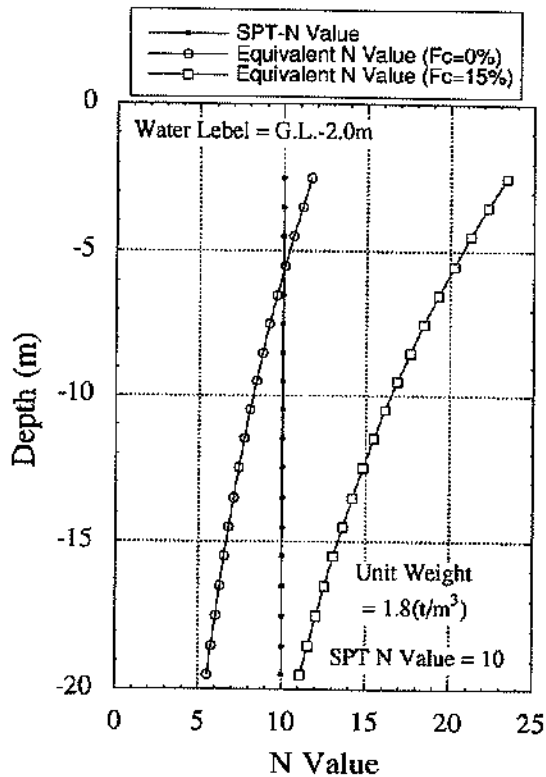


図-3.2.91 N 値を 10 と仮定した場合の等価 N 値の深度分布

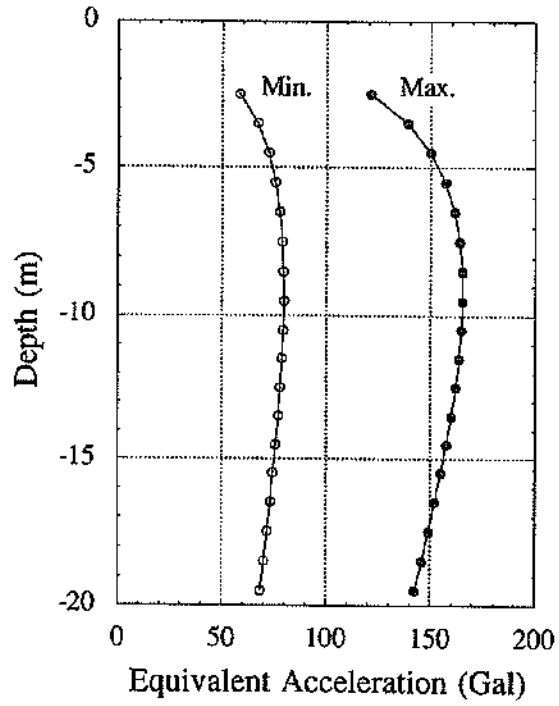


図-3.2.92 推定等価加速度の深度分布

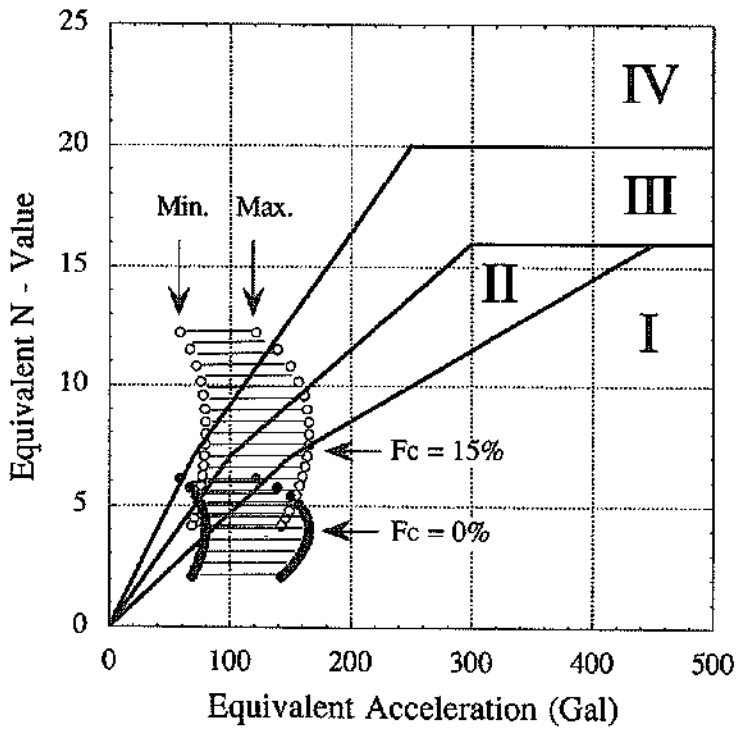
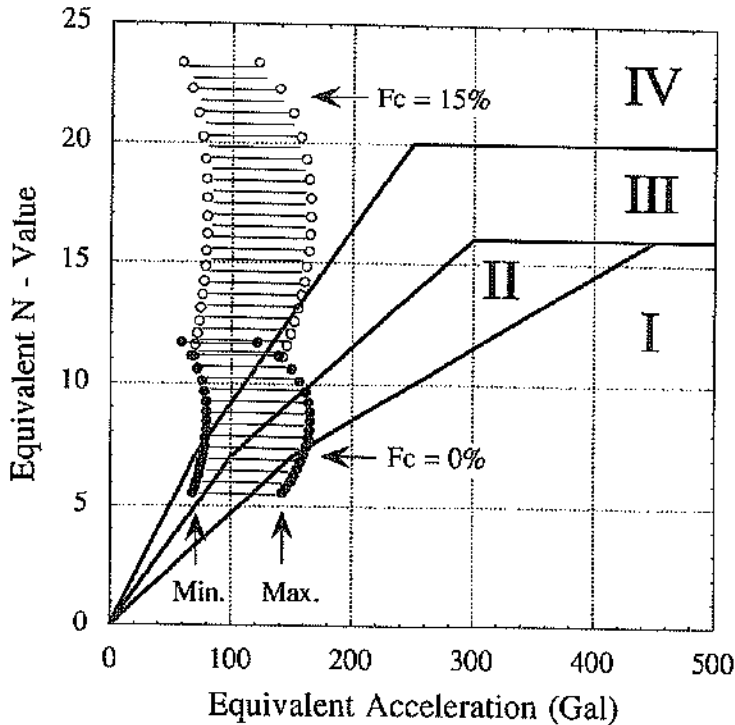


図-3.2.93 推定した等価N値と等価加速度の関係



図—3.2.94 推定した等価N値と等価加速度の関係

確に反映するものではないが、液状化の原動力となる主要な粒度範囲の土粒子は噴砂として地表に噴出するものと考えられる。また、比較的小さい加速度レベルで液状化を起こした事実から、ここでは、単純にどちらの噴砂(地盤)についても港湾の基準による特に液状化しやすい範囲入っていると議論を進める。

細粒分含有率については、図—3.2.88あるいは表—3.2.2から明らかなように、平均粒径の小さい方の砂は45~60%程度、平均粒径の大きい方の砂は3~20%程度となり、液状化を起こした地盤では、細粒分含有率が比較的高かったものと推察される。上記の中で、第三防砂堤取付部の海岸から採取した砂は、噴砂ではなく海岸の砂を直接採取したものであり、細粒分含有率は小さかった。ただし、同地区の海岸護岸が海側に変位していること、および海岸背後でも多数の噴砂が確認されていることから、同地区でも液状化が起こったものと考えられており、地中部分についてはさらに細粒分が多いものと思われる。港湾の基準では、細粒分含有率による限界N値の逆減を5%以上(15%以上は一定)で考慮していることから、液状化予測対象地盤の細粒分含有率として0% (5%以下) および15% (15%以上) の二種類を考えることとした。

以上の条件から求められた、各層の等価N値分布を図

—3.2.90 (N値=5) および図—3.2.91 (N値=10) に示す。同図中、細粒分含有率15%の等価N値については、求められた等価N値を細粒分含有率から求められる限界N値の逆減係数で割った値(液状化抵抗の増加を見込んだ等価N値)として表している。

液状化予測のための等価加速度の算定は、せん断応力比の簡易算定法³⁾から次式で行うこととした。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \cdot \{\tau_{est} / \sigma_v'\} \cdot g \quad \dots\dots (3.2.1)$$

$$\tau_{est} = \Gamma_d \cdot \{\alpha_{est} / g\} \cdot \sigma_v \quad \dots\dots (3.2.2)$$

$$\Gamma_d = 1.0 - 0.019 \cdot z \quad \dots\dots (3.2.3)$$

$$\alpha_{eqmax} = 1.35 \cdot \alpha_{eq} \quad \dots\dots (3.2.4)$$

$$\alpha_{eqmin} = 0.65 \cdot \alpha_{eq} \quad \dots\dots (3.2.5)$$

- ここに、 α_{eq} : 等価加速度の推定値 (Gal)
 τ_{est} : せん断応力比の推定値 (tf/m²)
 α_{est} : 地表最大加速度の推定値 (Gal)
 Γ_d : せん断応力比の低減係数
 σ_v : 全上載圧力 (tf/m²)

- σ_v' : 有効上載圧力 (tf/m²)
- g : 重力加速度=980 (Gal)
- z : 地表からの深さ (m)
- α_{eqmax} : 等価加速度の最大値 (Gal)
- α_{eqmin} : 等価加速度の最小値 (Gal)

函館港における強震観測の結果、函館港の地表での最大加速度は120Gal程度であった。ここでは、地表最大加速度の推定値 $\alpha_{est}=120\text{Gal}$ として等価加速度を算定し、その最大値および最小値を求める。求められた等価加速度の最大値および最小値の分布を図-3.2.92に示す。

上記で求められた等価N値ならびに等価加速度の最大値および最小値を、港湾の基準による液状化予測のためのチャート（特に液状化しやすい場合）に適用し、函館港の平均的な地盤の液状化の予測を行う。N値=5の地盤の液状化予測の結果を図-3.2.93、N値=10の地盤の液状化予測の結果を図-3.2.94に示す。液状化予測の方法としては、同図中のIが液状化する領域であり、IIが液状化する可能性が高い領域、IIIが液状化しない可能性が高い領域、IVが液状化しない領域をそれぞれ表している。また、計算結果として、●印で細粒分含有率0%の結果を示し、○印で細粒分含有率15%の結果を示している。同図中の左側のプロット群が等価加速度の最小値をプロットしたものであり、右側のプロット群が等価加速度の最大値をプロットしたものである。

これらの図において、等価加速度の最小値および最大値のプロットで囲まれた範囲が、単純に考えれば地盤の液状化予測の範囲となる。これらの結果から、原地盤のN値=5の場合、細粒分含有率が0%の場合にはほぼ液状化する範囲に属し、15%の場合には液状化と非液状化の領域が半々程度になる。また、原地盤のN値=10の場合、細粒分含有率が0%の場合には液状化しない領域の割合が多くなり、15%の場合にはほとんど液状化しない領域となる。函館港では、原地盤のN値が5程度以下で細粒分を非常に多く含む地盤が液状化していることから、今後詳細な土質データを基にさらに詳細な検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 運輸省・北海道開発局港湾部：1968年十勝沖地震港湾被害報告、津波調査報告、昭和43年12月
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1990年。
- 3) 井合 進・松永康康男：液状化予測におけるせん断応力比の簡易算定法の検討、第25回土質工学研究発表会、2分冊の1、pp.773-776、平成2年6月。

3.3 森港

3.3.1 概要

森港は、図-2.2.1に示すように、北海道南西部の渡島半島の東側中央部、内浦湾の南部に位置する地方港湾である。古くは天然の良港としてニシン漁等で繁栄し、1872年には森~室蘭の間で連絡船航路が開設されるなど、交通の要衝として発展した。その後、1938年（明治13年）に森漁港として整備されることとなり、1954年（昭和29年）には内浦湾唯一の地方港湾に指定され、それ以来この地方の流通の基地として重要な役割を果たしてきた。近年では、「採る漁業から育てる漁業」のもとに、特に、ホタテ養殖漁業基地の性格が強まってきている。一方、背後に位置する駒ヶ岳山麓より産出される火山灰は、遠く京浜各地に積み出され建築材料として利用されており、本港周辺から産出される良質の砂とともに今後の需要の拡大が期待されている。

平成3年の森港の取扱い貨物量は、移出が27,000t、移入が26,000tであり、計53,000tとなっている。

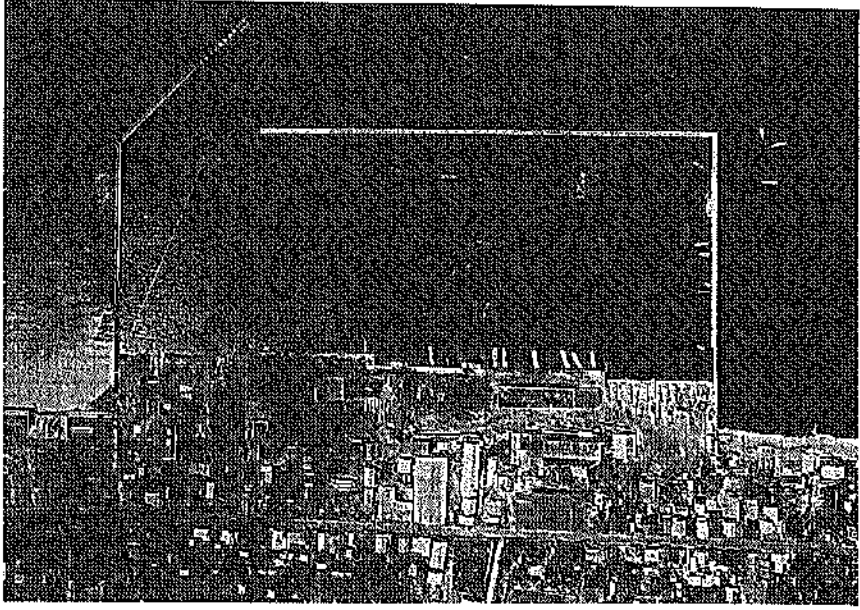
3.3.2 森港の変遷

森港は、1969年（昭和44年）以前には、写真-3.3.1に示すように東防波堤、西防波堤、岸壁、船揚場等からなっていた。同写真中、向かって上方が北方向を表し、右側（東側）が東防波堤、左側（西側）が西防波堤となっている。

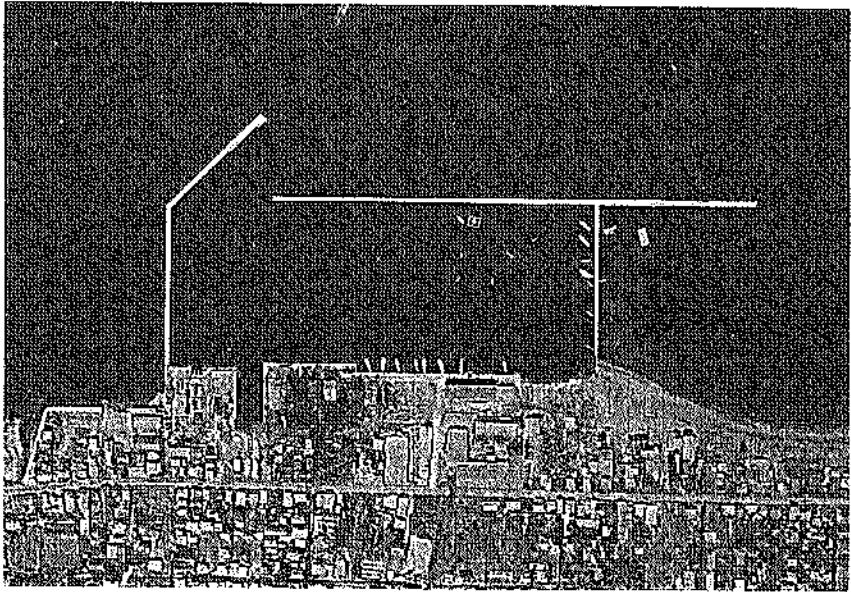
1969年（昭和44年）からは、港を東側に拡張する工事に取り掛かり、1969年（昭和44年）~1972年（昭和47年）にかけて東防波堤をT字型に右側（東側）に延伸している（写真-3.3.2）。さらに、1971年（昭和46年）~1973年（昭和48年）にかけて、延伸した東防波堤に合わせて東防波護岸（第1潤内護岸）を建設、1973年（昭和48年）に第一潤内物揚場（-3.5m）を建設、同年に港内部となった旧東防波堤の一部を航路確保のために取り壊す等して港の東側への拡張を図った。

1974年（昭和49年）からは、現在の中央埠頭の整備に入り、同年~翌年にかけて第一潤内側に船揚場を新設し、1975年（昭和50年）には、1973年（昭和48年）に航路確保のために一部取り壊されて残った港内の旧東防波堤に合わせて、その東側に中央埠頭物揚場（-3.5m）を建設している（写真-3.3.3）。そして、1975年（昭和50年）~翌1976年（昭和51年）にかけて中央埠頭岸壁先端取付部を建設、1976年（昭和51年）に中央埠頭-3.5m物揚場を建設、1976年（昭和51年）~翌1977年（昭和52年）にかけて中央埠頭岸壁（-4.5m）を建設して中央埠頭を完成させている（写真-3.3.4）。

1977年（昭和52年）からは港の西側への拡張に入り、



写真—3.3.1 森港全景（昭和44年頃）



写真—3.3.2 森港全景（昭和46年頃）



写真-3.3.3 森港全景 (昭和50年頃)

1977年(昭和52年)～1981年(昭和56年)にかけて西防波堤を西側に延伸し(写真-3.3.5:西副防波堤), 1981年(昭和56年)～翌1982年(昭和57年)にかけては, 延伸した西副防波堤に合わせて西防波護岸を建設している(写真-3.3.6)。1982年(昭和57年)には, 港内部となった西防波堤の一部を取り壊すことによって本港地区と西側拡張域との連絡航路を確保している(写真-3.3.7)。1982年(昭和57年)～1984年(昭和59年)にかけては, 西(-2.5m)物揚場を建設し, 西側への拡張を完成させている(写真-3.3.8)。

1987年(昭和62年)～翌1988年(昭和63年)には, ケーソン積み出し用の斜路(一部取り壊された西防波堤の取付部の東側)を埋め立てることによって, 前面に岸壁中央(-5.5m)を建設している(写真-3.3.9)。1989年(平成元年)～翌1990年にかけては, 第一瀬内物揚場(-3.5m)を改良し, 水深-4.0mの物揚場としている(写真-3.3.10)。1991年(平成3年)からは, 港をさらに東側に拡張するために, 東防波堤を東側に延伸する工事に取り掛かって現在に至っている(写真-3.3.11)。

各施設の完成年度および構造条件等は, 施設の被災状況等とともに表-3.3.1の地震被害調査表(森港)にまとめられている。尚, 同表中の各施設の位置は, 図-3.3.1に示す通りである。

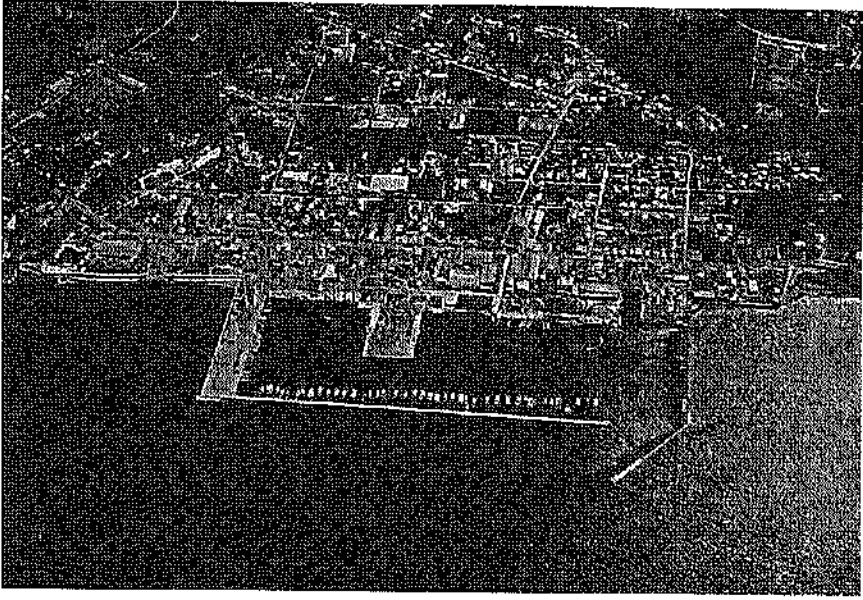
3.3.3 被害の概要

今回の地震によって, 森港ではほぼ全ての岸壁, 護岸,

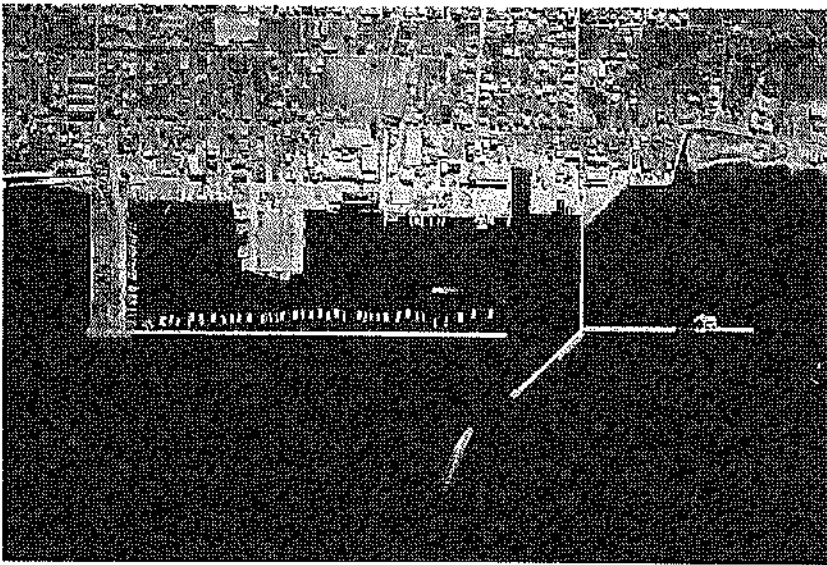
物揚場で, 法線の前面への変位, エプロン部の亀裂・沈下・段差等の被害が発生した。これらの被害によって, 森港における被災復旧額は, 総額13億3250万円あまりとなった。尚, これら被害の総括は, 表-3.3.1にまとめて示す通りである。

森港で発生した被害状況をまとめると以下のようになる。森港の各施設の被災状況から判断される各施設の被災程度を図-3.3.2に示す。同図中では, 被災程度を4段階(0:無被害, I:本体に異常はないが付属構造物に破壊や変状が認められるもの, II:本体にかなり変状の起こったもの, III:形はとどめているが構造物に破壊が起こったものと推定されるもの, IV:全壊して形をとどめていないもの)に分けて表示している。本被災程度によれば, 森港では20施設中, 13施設で何らかの被害が発生し, 被災程度IVの施設は存在しなかったが, 被災程度IIおよびIIIのものが10施設となっている。また, 岸壁・護岸・物揚場に着目すれば, 13施設中12施設(92%)で何らかの被害が発生し, 被災程度IIおよびIIIのものが9施設(69%)となっている。被害としては, 沖側に埋め立てた地域(西-2.5m物揚場・西防波護岸周辺, 中央埠頭地域, 第1瀬内物揚場・護岸周辺)において被害が大きくなっている。

また, 地震発生後の森港の航空写真(平成5年8月撮影)として, 森港の全景を写真-3.3.12, 西防波護岸・西臨港道路・西-2.5m物揚場周辺の状況を写真-



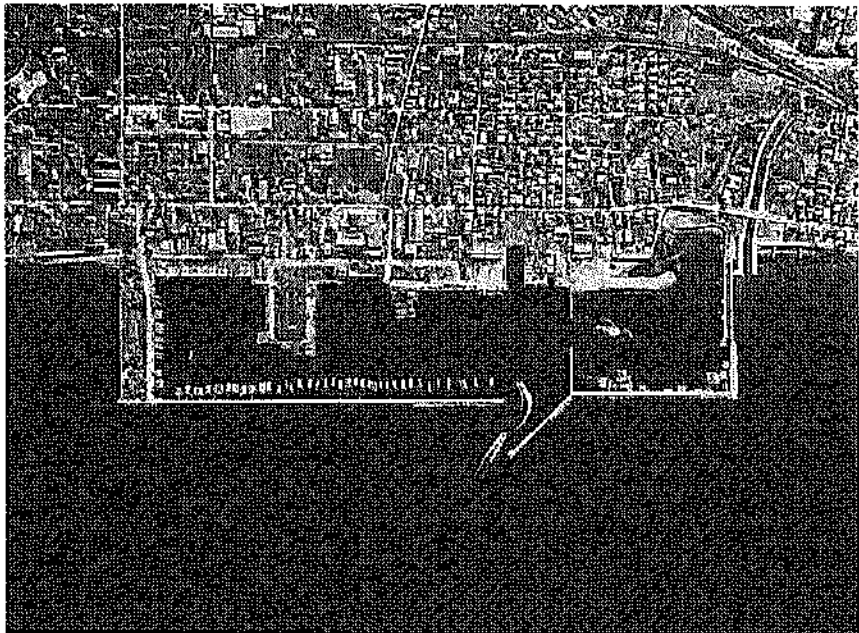
写真—3.3.4 森港全景（昭和51年頃）



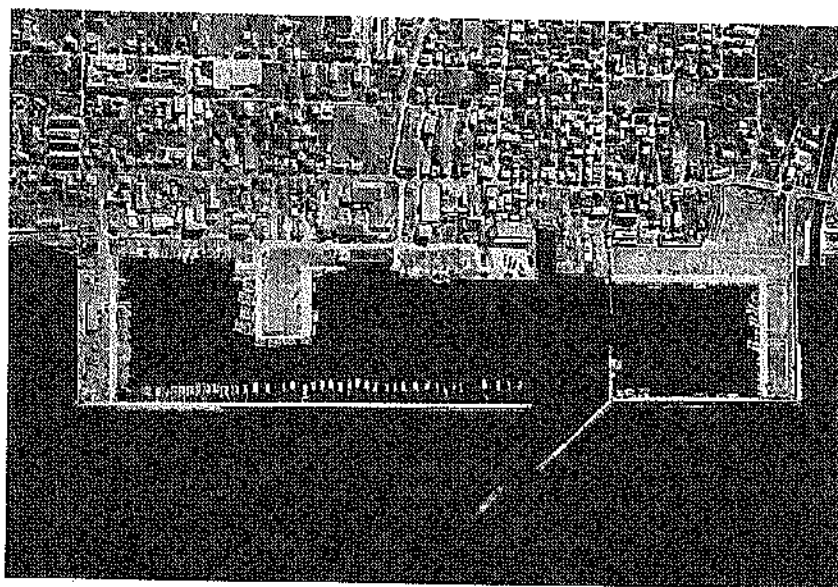
写真—3.3.5 森港全景（昭和53年頃）



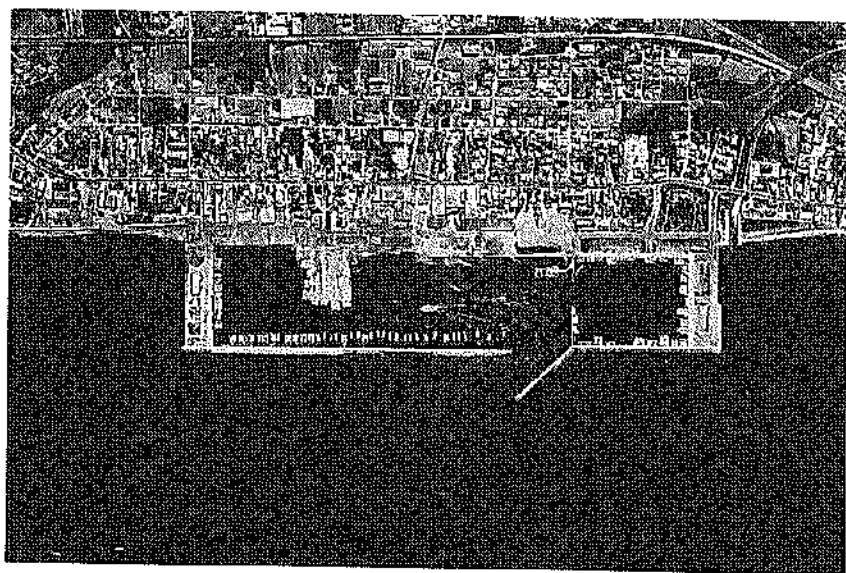
写真—3.3.6 森港全景 (昭和21年4月)



写真—3.3.7 森港全景 (昭和22年頃)



写真—3.3.8 森港全景 (昭和60年頃)



写真—3.3.9 森港全景 (昭和62年頃)



写真-3.3.10 森港全景 (平成2年5月)



写真-3.3.11 森港全景 (平成4年7月)



蘇港施設位置圖

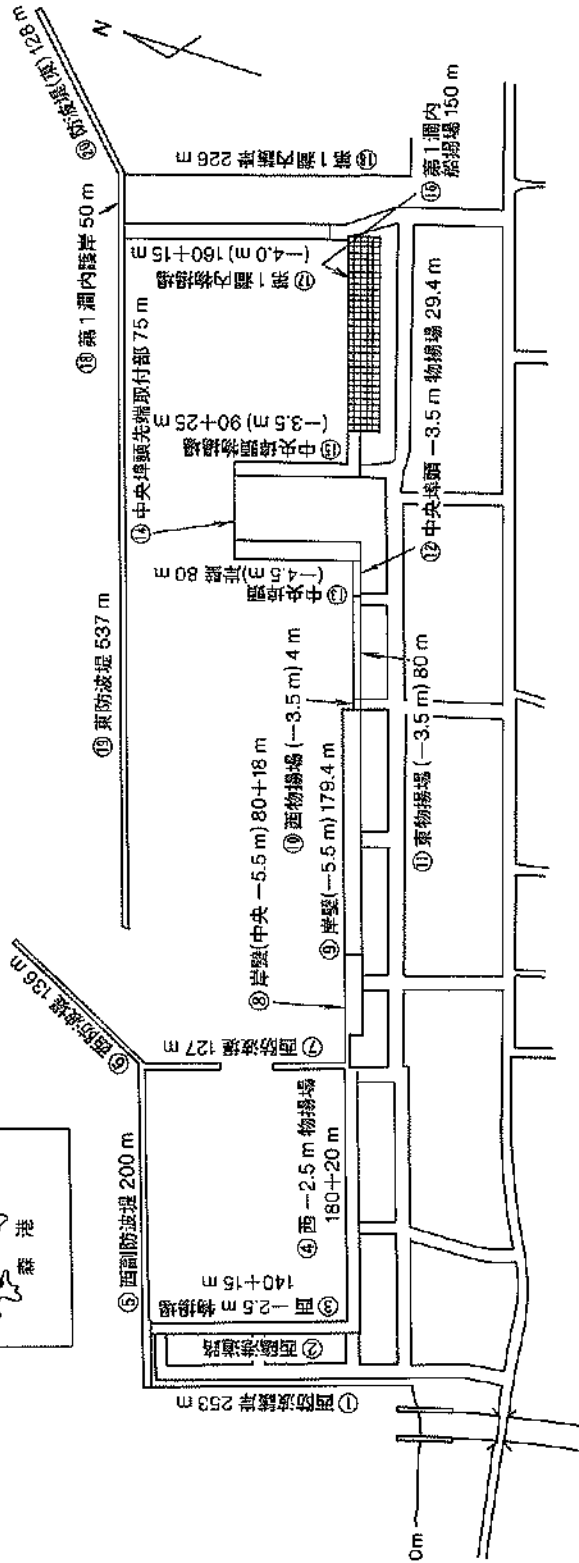


圖-3.3.1 施設位置圖 (蘇港)

表一3.3.1 北海道南西沖地震災害調査表（森港）

地区名	施設番号	施設名	完成年度	施工延長 (m)	構造形式	水深 (m)	天端高 (m)	設計震度	17° 震度	復旧延長 (m)	被災額 (百万円)	災害査定番号	被災程度	被災状況概略 () 内の有無は背後地盤での噴砂の有無をさす
本港地区 (森港)	1	西防波堰岸	S56 S56-57	133 + 70 + 50	矢板式 (控え矢板) 重力式 (7° 10° 17°)	—	5.0 4.5	0.15 0.15	—	120.1	298	5年災1号	I 沖崩II	注線が前面に7~21cm変位、上部工が1~5cm沈下、種持背後地盤で沈下発生。隅角部では構体が崩壊、本体間に開きが生じ土の吸い出しを受ける。(有)
	2	西防波道路	S58-59	—	—	—	—	—	—	193.5				
	3	西-2.5m物揚場	S56-59 + 取付15	140	矢板式 (控え矢板) 重力式 (水中7° 17°)	-2.5	2.0	0.10	10.0	117.7	0	無被災	I	注線が最大53cm前面に変位、17° 17° が沈下。17° 17° と上部工および背後の道路との間で段差・開き発生。挿入工位置で地表面に亀裂・陥没発生。(有)
	4	西-2.5m物揚場	S57-59 + 取付20	180	矢板式 (控え矢板) 重力式 (7° 17°)	-2.5	2.0	0.10	10.0	—				
	5	西防波堤	S52-56	200	重力式 (7° 17°)	—	4.5	—	—	—	0	無被災	無被災	無被災
	6	西防波堤	S13-17 S92-45 + 50	86 + 50	重力式 (7° 17°)	—	3.0	—	—	—				
	7	西防波堤	S13-17	127	重力式 (7° 17°)	—	3.0	—	—	—	0	無被災	無被災	無被災
	8	岸壁 (中央 -5.5m)	S62-63	80 + 取付18	重力式 (直積消波) 重力式 (7° 10° 17°)	-5.5	2.4	0.10	15.0	80.4				
	9	岸壁 (-5.5m)	S36-40 S49	96.6 + 83.4	重力式 (7° 17°) 矢板式 (控え7° 17°)	-5.5 -5.5	2.4 2.4	0.10 0.10	16.0 17.0	180.7	II	5年災3号	II	注線が前面に14cm変位し、17° 17° に亀裂、17° 17° 目地部に段差・開き発生。矢板本体間の9° 17° がゆらみ一部で分層発生。(不明)
	10	西物揚場	S26-30	4	重力式 (7° 17°)	-3.5	2.0	0.10	6.0	4.0				
	11	取物揚場	S41	80	矢板式 (控え版)	-3.5	2.0	0.10	6.0	80.5	II	5年災3号	II	注線が前面に14~27cm変位し、17° 17° に亀裂、17° 17° 目地部に段差・開き発生。矢板本体間の9° 17° がゆらみ一部で分層発生。(不明)

(注) 施設番号は図一3.3.1中の各施設番号に対応する。

被災程度・・・0：無被災

I：本体に異常はないが付属構造物に破損や変位が認められるもの
II：本体にかなり変位が認められるもの
III：形はとどめているが構造物に破損が認められるもの
IV：全壊して形をとどめていないもの

表-3.3.1 北海道南西沖地震災害調査表（森港）（表-3.3.1 続き）

地区名	施設番号	施設名	完成年度	施工高さ (m)	構造形式	水深 (m)	天端高 (m)	設計 間隔 (m)	17' 巾	復旧延長 (m)	被災額 (百万円)	災害査定 番号	被災 程度	被災状況説明 () 内の有無は背後地壁での観測の有無を表す
本港地区 (森港)	1 2	中央埠頭-3.5m 物揚場	S51	29.5	矢板式 (控え直航)	-3.5	2.0	0.10	6.0	29.5	497	5年災4号	II	法線が最大で26cm前面に変位、上部工に亀裂、17'巾に沈下・亀裂、17'巾目地部に開き・破差、17'巾と背後荷置き地との間に破差発生。(不明)
	1 3	中央埠頭-4.5m 岸壁	S51-52	80 + 取付10	矢板式 (控え直航)	-4.5	2.2	0.10	15.0	90.2				
	1 4	中央埠頭岸壁 取付先端部	S50-51	39 + 36	矢板式 (控え直航) & 重力式 (7'巾7'巾)	—	2.5	0.10	—	75.0	497	沖側 III	III	法線が20~80cm前面に変位、上部工に亀裂・破差、矢板接合部の外れ、17'巾および背後地壁に亀裂・陥没発生。取付先端部目地部に開き・破差発生。重力式区間で本体の前傾、本体間に開き発生。(有)
	1 5	中央埠頭物揚場	S50	90 + 25	矢板式 (控え直航)	-3.5	2.2	0.10	10.0	90.1				
	1 6	第1埠内船揚場	S49-50	150	自立矢板 + 張7'巾7'巾	—	—	—	27.0	—	—	—	0	無被災 (無)
	1 7	第1埠内物揚場	S48 H1-2 (改良)	160 + 取付15	矢板式 (控え直航)	-4.0	2.2	0.10	10.0	160.0 + 15.4	304	5年災5号 沖側 II	I	法線が前面に最大27cm変位、上部工に亀裂・目地開き、17'巾目地部に開き、17'巾と上部工間に破差発生。矢板と隣接7'巾7'巾間接合部が外れ、土砂の吸出しを受けける。控え工位置で幅20cm程度、高さ50cm以上の亀裂・破差・陥没発生。(有)
	1 8	第1埠内船岸	S46-48	226 + 90	重力式 (7'巾7'巾) 重力式 (7'巾7'巾)	—	3.0 4.0	0.10	—	225.2				
	1 9	東防波堤	S13-33 S44-47	537	重力式 (7'巾7'巾)	—	4.0	—	—	—	—	—	0	無被災 (無)
	2 0	防波堤 (東)	H8-	128	重力式 (水中7'巾7'巾)	—	4.0	—	—	—	—	—	0	無被災 (無)

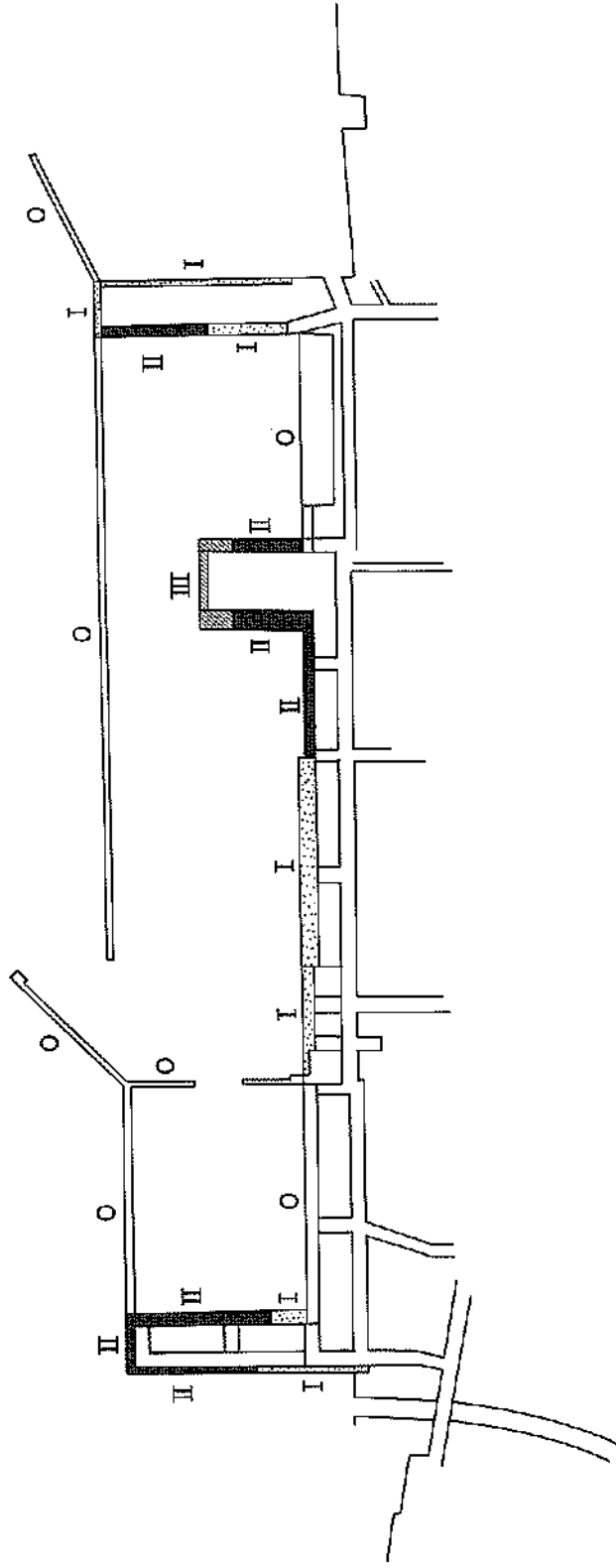
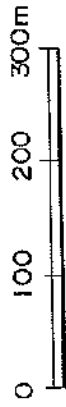
(注) 施設番号は図-3.3.1中の各施設番号に対応する。

被災程度・・・0：無被災

I：本体に異常はないが附属構造物に破損や変状が認められるもの
II：本体にかなり変状の起ったもの
III：形ほどどかかっているが構造物に破損が認められるもの
IV：全壊して形をとどめていないもの

被災程度

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



図—3.3.2 各施設の被災程度 (森港)

3.3.13, 中央埠頭周辺の状況を写真—3.3.14, 第1測内物揚場・護岸周辺の状況を写真—3.3.15に示す。これらの航空写真および実地調査に基づく噴砂の発生状況・位置を図—3.3.3に示す。同図に示すように、噴砂は沖側の埋立を行った地域で発生しており、噴砂が発生している地点で先に示した施設の被災程度も大きくなっている。このことから、地盤の液状化が被害の大きな要因と考えることができる。

3.3.4 各施設の被害状況（無被災施設含む）

以下に森港の全施設の被害について報告する。各施設の位置については、図—3.3.1の森港の施設位置図に示す各施設の施設番号で対応させることとする。尚、被害の総括は表—3.3.1にまとめて示す通りである。

(1) 西防波護岸（施設番号①）

西防波護岸は、昭和56年～57年にかけて建設された護岸であり、施設延長は253mで、汀線に直角な区間203mと平行な区間50mからなる。汀線に直角な区間内、陸側部分133mの区間は矢板式（控え矢板）構造の護岸となっており、沖側の70mおよび汀線に平行な50mの区間は重力式（プレキャストコンクリート）構造の護岸となっている。これら護岸の構造条件として、汀線に直角な区間の平面図・縦断面図を図—3.3.4、標準断面図を図—3.3.5にそれぞれ示す。また、対象地点の土質条件を図—3.3.6に示す。

本施設の被災状況として、法線変位図を図—3.3.7および図—3.3.8に示す。同図より、法線の前面への変位は、陸側の矢板構造の区間で7～15cm、沖側の重力式構造の区間で10～21cmとなっている。上部工の沈下は、両構造形式の区間ともに1～5cmとなっている。また、法線の前面への変位によって、背後地盤（②西臨港道路）で沈下・亀裂が生じている。

陸側の矢板構造の区間では、控え矢板位置（道路舗装面）で亀裂が発生し、道路接続部に開き、噴砂が見られる（写真—3.3.16）。ただし、地震直後は道路面の亀裂のみが観察されたが、その後の調査では、控え矢板背後の路面が沈下し段差が生じていた（写真—3.3.17）。段差は地震後1～2週間で徐々に発生したようである。

重力式構造の区間では、本体背面位置（道路部では道路縁石位置）で段差が発生している（写真—3.3.18, 写真—3.3.19）。段差は、沖側に行くほど大きくなっており、最大で60cm程度となっている。また、沖側の隅角部においては、本体の傾斜および開きによって背後の土砂が吸い出しを受けている。これらの被害については、護岸背後の道路上に多くの噴砂が確認できることから、護岸背後地盤の液状化が主な原因であると考えられる（写

真—3.3.18, 写真—3.3.20, 写真—3.3.21）。

これら施設の被災・復旧状況平面図・縦断面図を図—3.3.9, 被災・復旧標準断面図を図—3.3.10に示す。復旧としては、護岸背後の土砂の吸い出しを防ぐために、深層混合処理工法により背後を改良している。本地盤改良は、土砂の吸い出しを防ぐことを目的としたものであり、液状化対策として用いられたものではないが、結果として本体の地震時安定性に寄与するものと考えられる。

(2) 西臨港道路（施設番号②）

本施設は、西防波護岸（施設番号①）および西—2.5m物揚場（施設番号③, ④）の建設とともに、昭和58年～59年にかけて両施設の背後に建設されたものである。

本施設の平面図・標準断面図を図—3.3.11に示す。また、本施設の被災状況平面図を図—3.3.12, 同図中のSP240地点の被災状況断面図を、隣接する西防波護岸および西—2.5m物揚場の被災状況断面図とともに図—3.3.13に示す。被害は、主に西防波護岸および西—2.5m物揚場（施設番号③）に挟まれた地域で起こっており、建設前の水深が深く背後の埋立土砂量の多い地域に集中している。特に、北西方向の隅角部で被害が大きくなっている。

前項の西防波護岸の被災状況でも言及したように、隣接する護岸および物揚場の法線が前面に変位していること、ならびに噴砂跡がいたるところで確認されたことから、地盤の液状化にともなう地盤の沈下によって道路に沈下・亀裂・段差・開き・陥没等の被害が発生したものと考えられる（写真—3.3.16～写真—3.3.21）。西防波護岸背後では、沖側の部分で最大60cm程度の段差が生じている。段差状況および位置については、前項の西防波護岸の項で述べた通りである。

復旧としては、沈下等により被災した部分を原形復旧することになっている。

(3) 西—2.5m物揚場（施設番号③）

本施設は、昭和58年～59年にかけて建設された施設であり、施設延長は140mおよび取付15mの計155mとなっている。本施設の平面図・縦断面図を施設番号④の施設とともに図—3.3.14に示す。同図に示す通り、陸側の80mの区間と沖側の60mの区間で矢板の長さが異なっている。また、エプロンの詳細な平面図を図—3.3.15に示す。図—3.3.16および図—3.3.17には、本体および取付区間の標準断面図を示す。

本施設および施設番号④の施設の土質条件として、土質調査地点を図—3.3.18に、土質およびN値を図—3.3.19に示す。同図に示す通り、陸側のNo.7～No.10地点については、地表面が平均海面付近となっており、

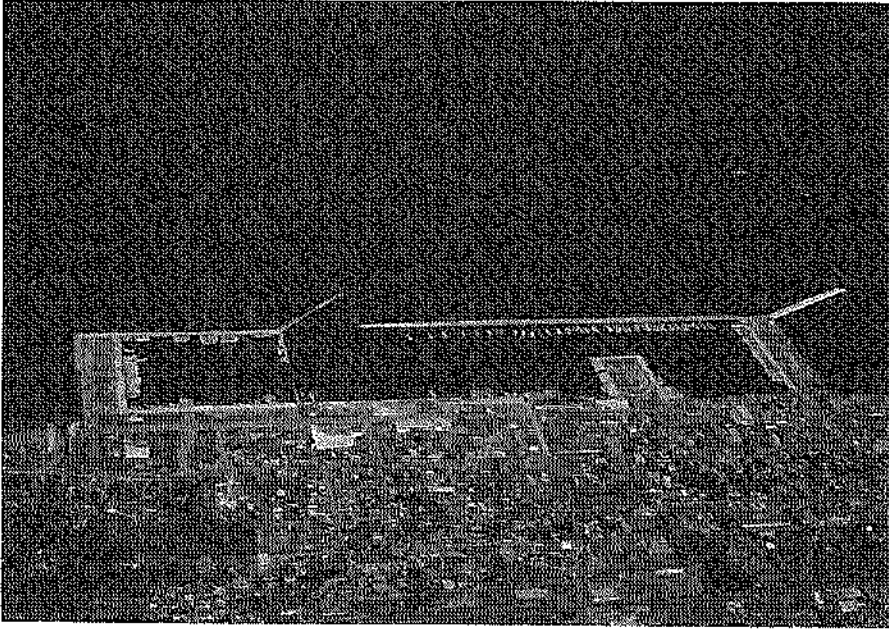


写真-3.3.12 地震後の森港の全景 (平成5年8月)

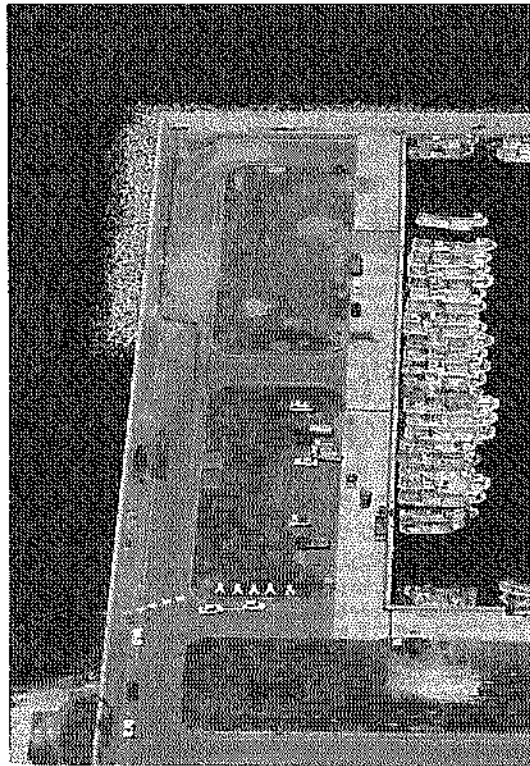


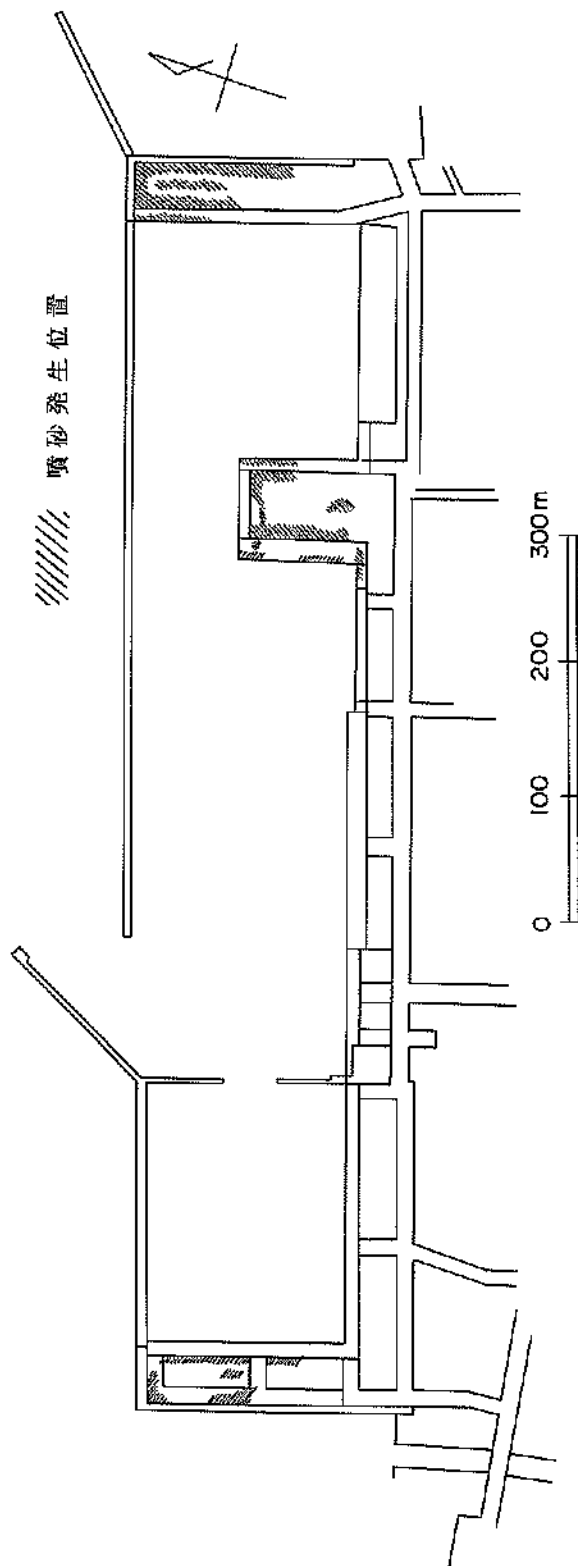
写真-3.3.13 地震後の西防波蔵岸・西臨港道路・西-2.5m 物揚場周辺の状況 (平成5年8月)



写真-3.3.14 地震後の中央埠頭周辺の状況（平成5年8月）

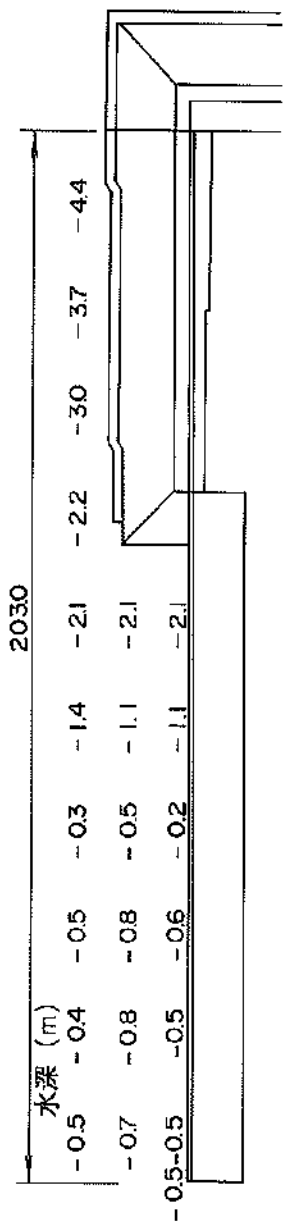


写真-3.3.15 地震後の第1洞内物揚場・護岸周辺の状況（平成5年8月）



図一3.3.3 噴砂の発生状況・位置 (森港)

平面图



縦断面図

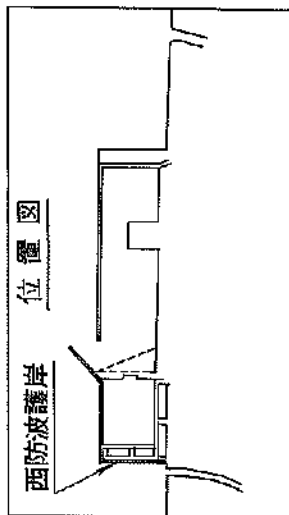
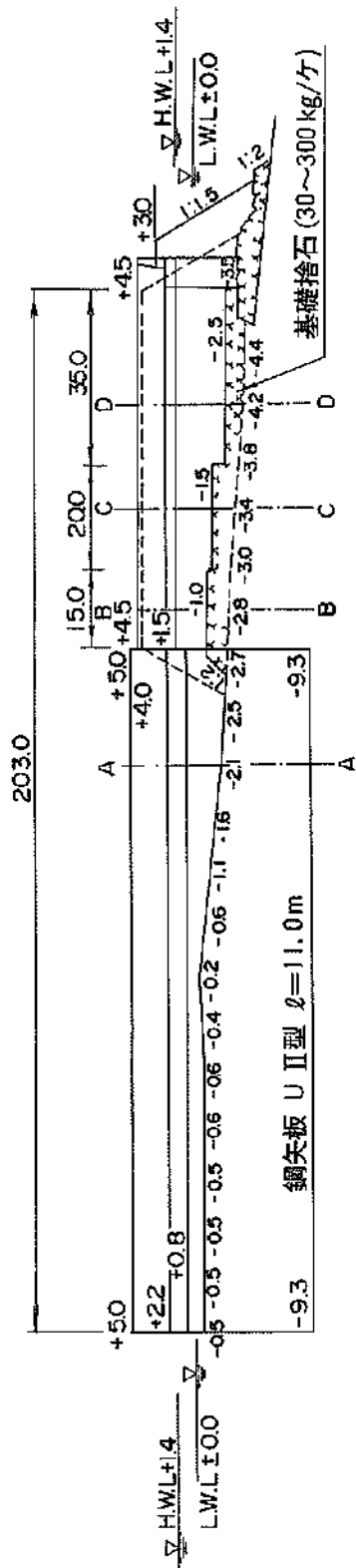


図-3.3.4 平面图・縦断面図 (西防波護岸)

単位：m

標準断面図

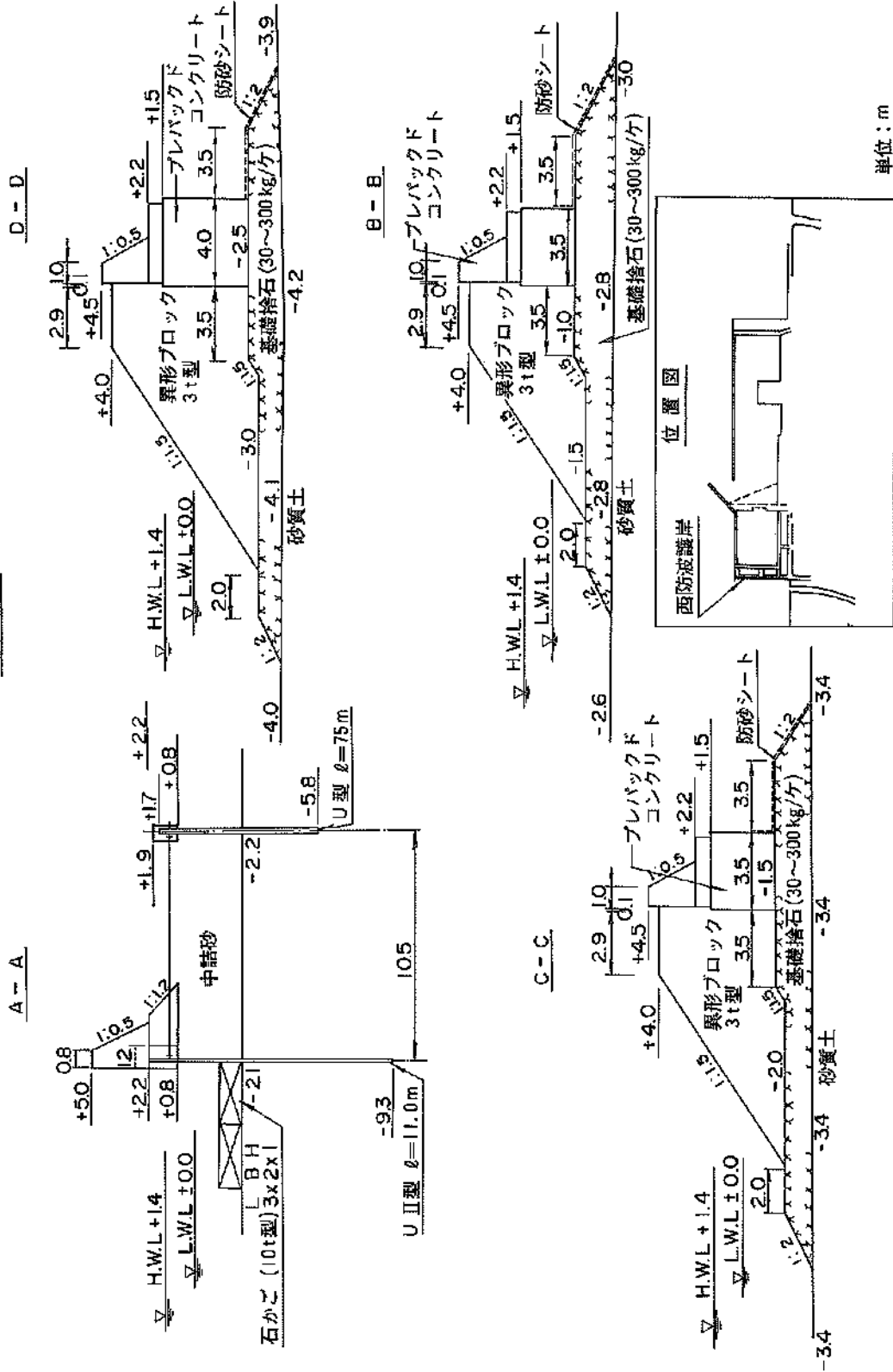


図-3.3.5 標準断面図 (1)西防波磯岸

単位：m

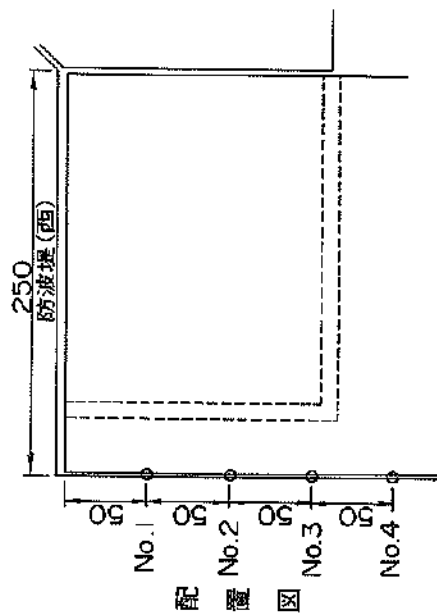
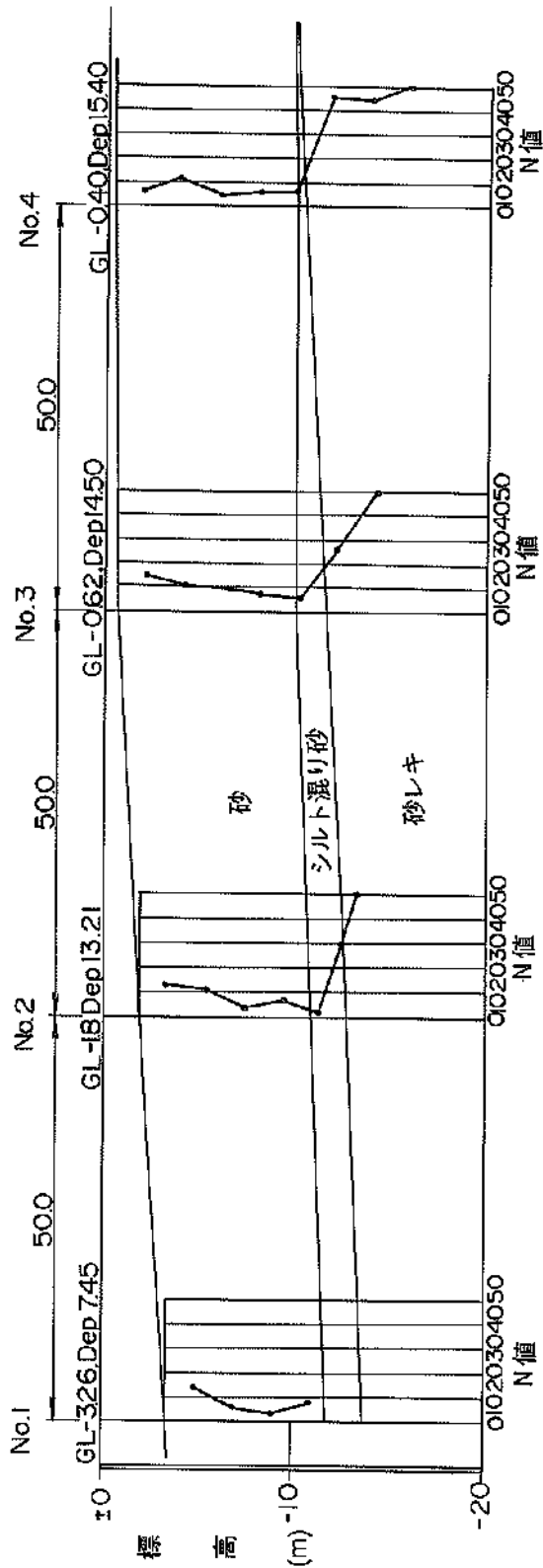


図-3.3.6 対象地点の土質 (①西防波堤沿岸)

第1号 西防波護岸

法線出入図

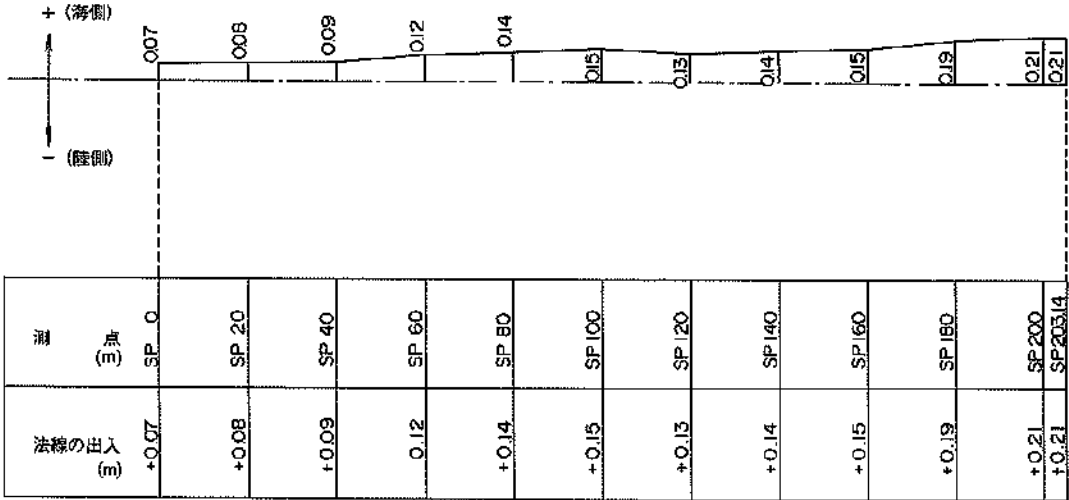


図-3.3.7 法線変位図 (①西防波護岸、汀線直角区間)

第1号 西防波護岸

法線出入図

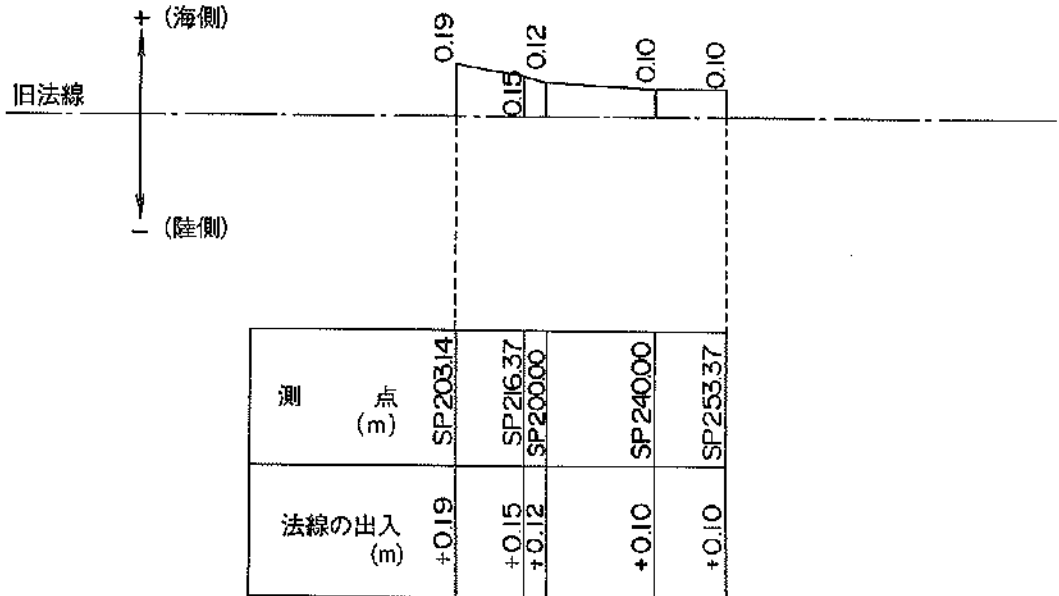
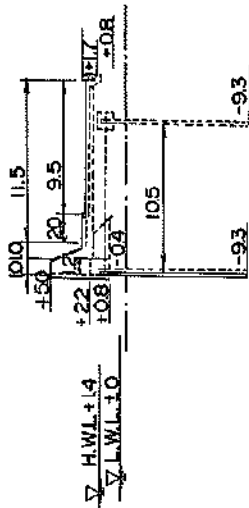
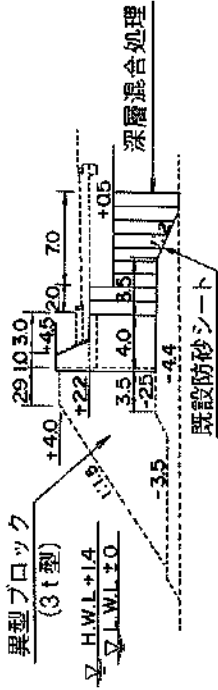


図-3.3.8 法線変位図 (①西防波護岸、汀線平行区間)

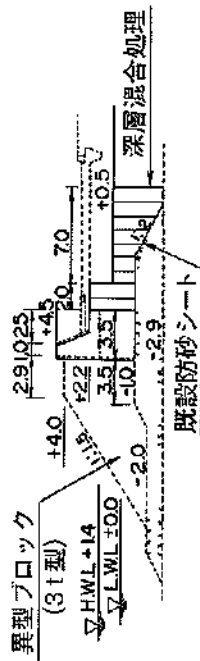
A-A断面図



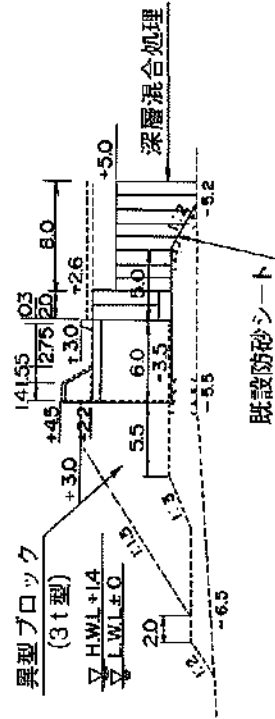
D-D断面図



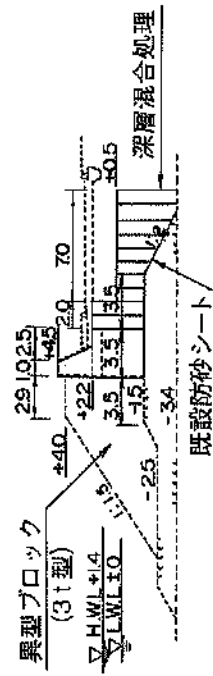
B-B断面図



E-E断面図



C-C断面図



単位：m
 被災前
 復旧

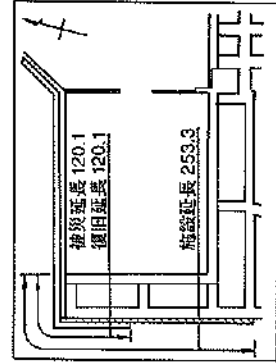


図-3.3.10 被災・復旧標準断面図 (①西防護岸)

平面図

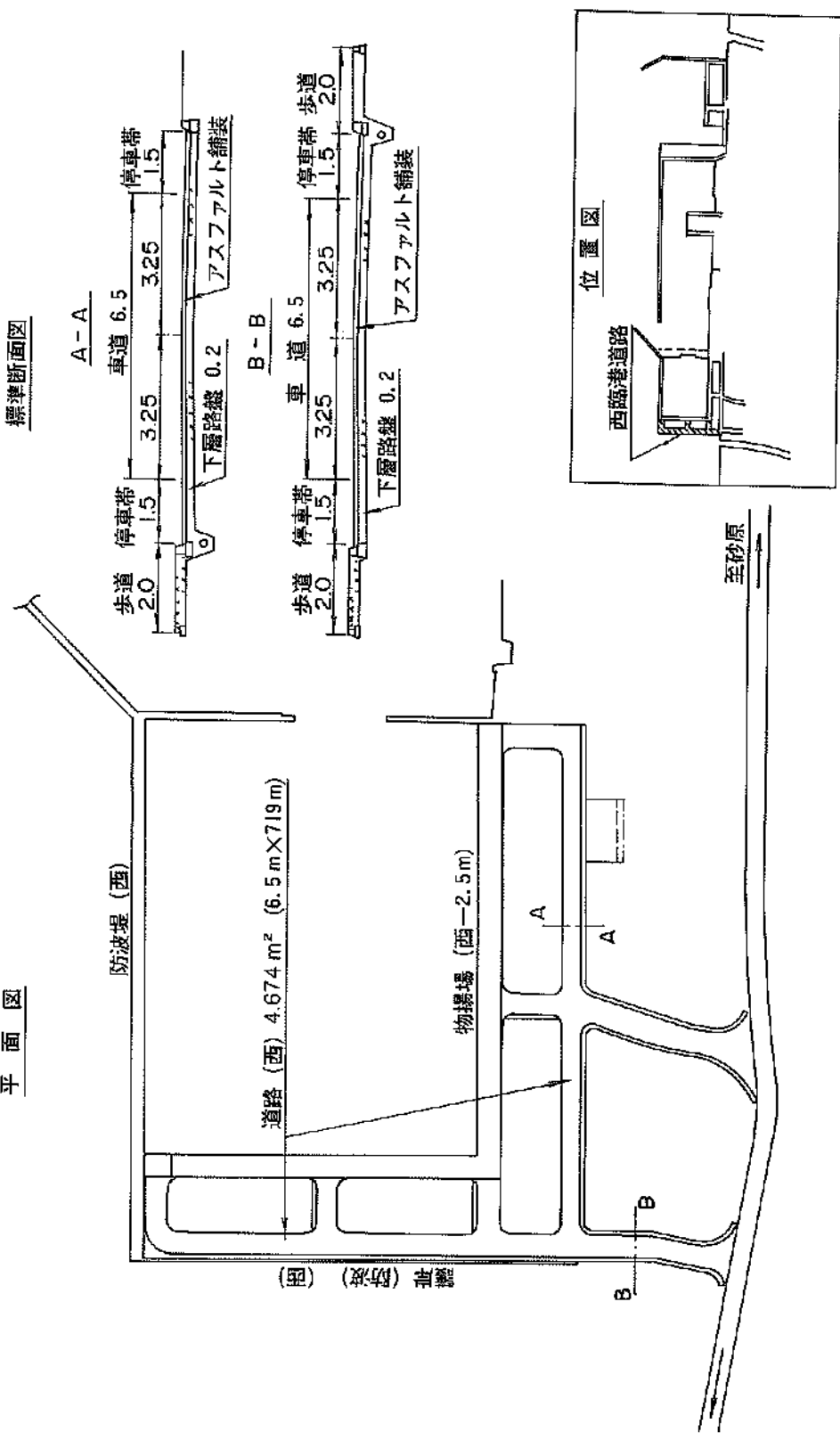
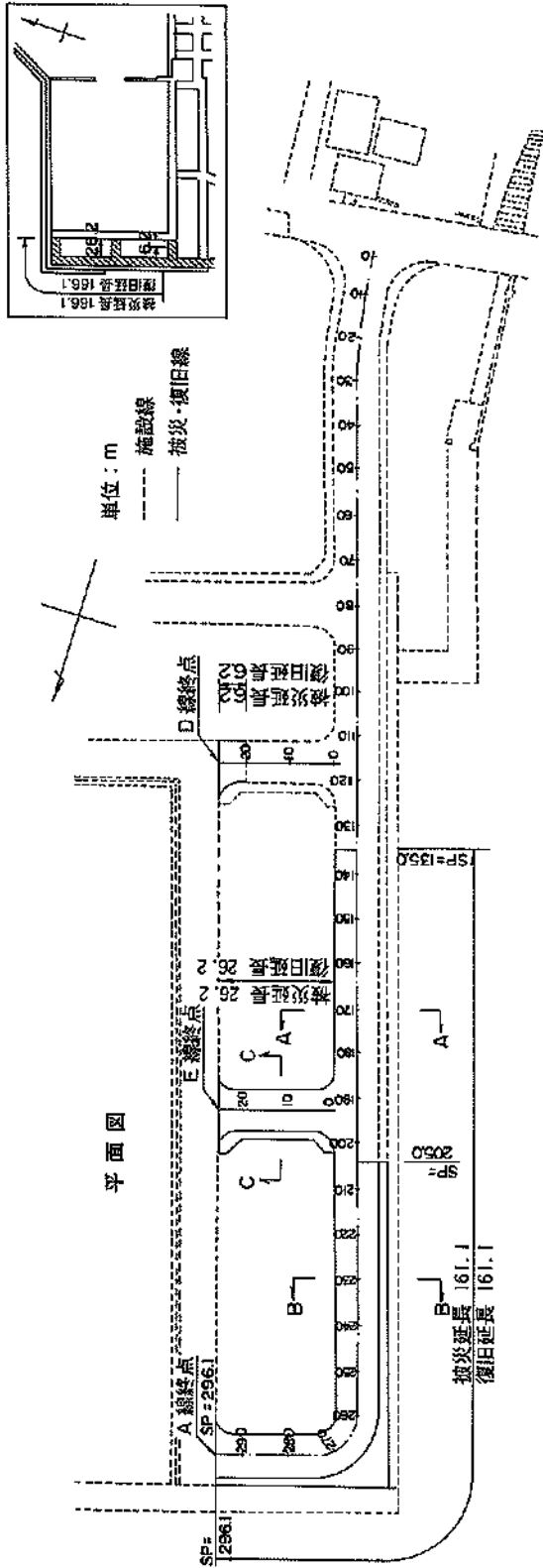


図-3.3.11 平面図・標準断面図 (②西臨港道路)

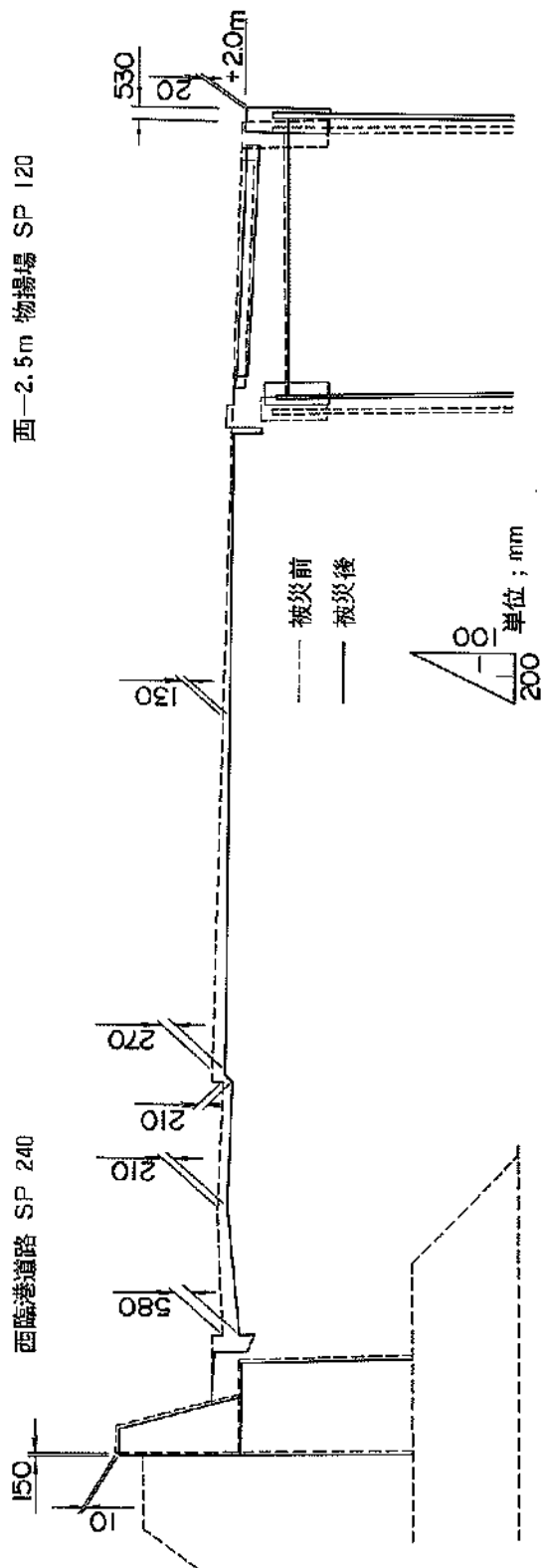


图—3.3.12 被災状況平面图 (西臨港道路)

西防波護岸 SP 168.02

西隣港道路 SP 240

西—2.5m 物揚場 SP 120



图—8.3.13 被災状況断面图 (西隣港道路 SP240地点)



写真—3.3.16 護岸控え工位置での道路上の亀裂および道路の開き・噴砂状況 (①西防波護岸・臨港道路)



写真—3.3.17 護岸控え工位置での道路上の亀裂・段差および道路の開き・沈下状況
(①西防波護岸・②西臨港道路、平成5年11月撮影)

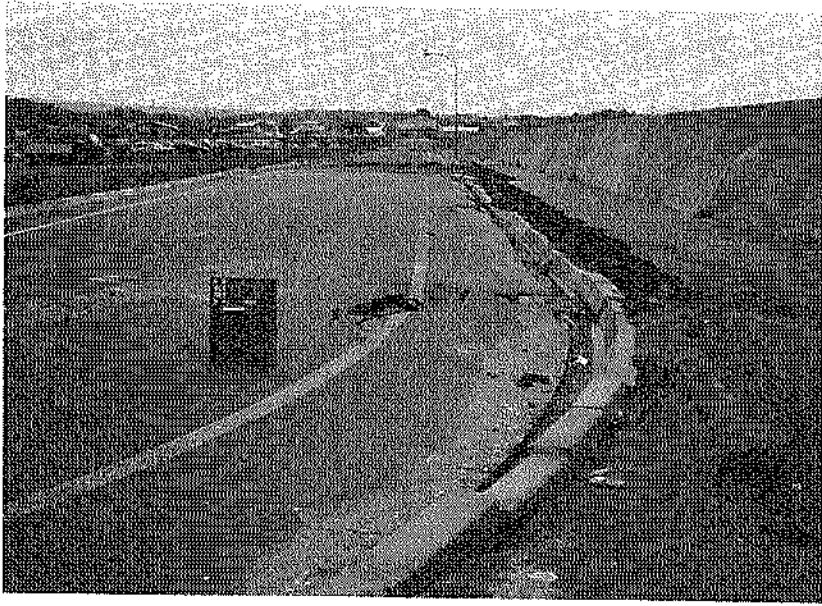


写真-3.3.18 護岸背後および道路の沈下・亀裂状況 (①西防波護岸・②西臨港道路)

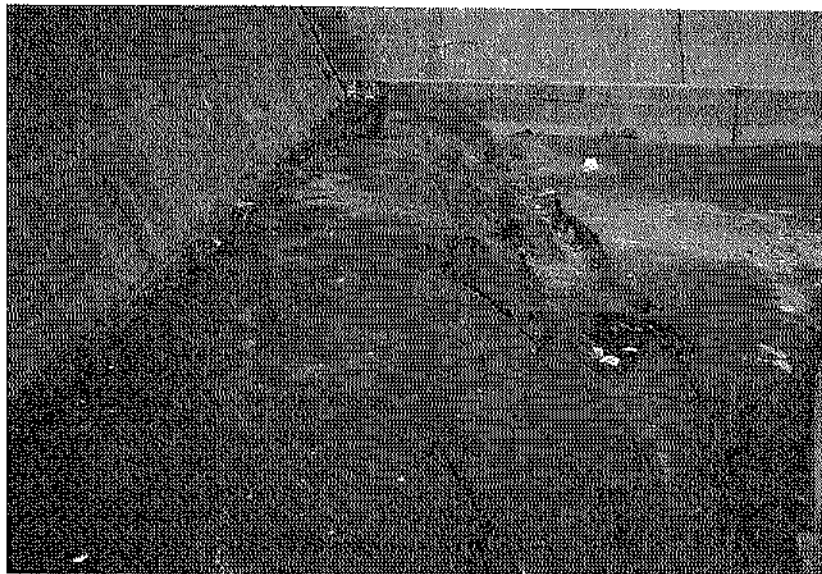


写真-3.3.19 護岸背後の沈下状況 (①西防波護岸・②西防波護岸)

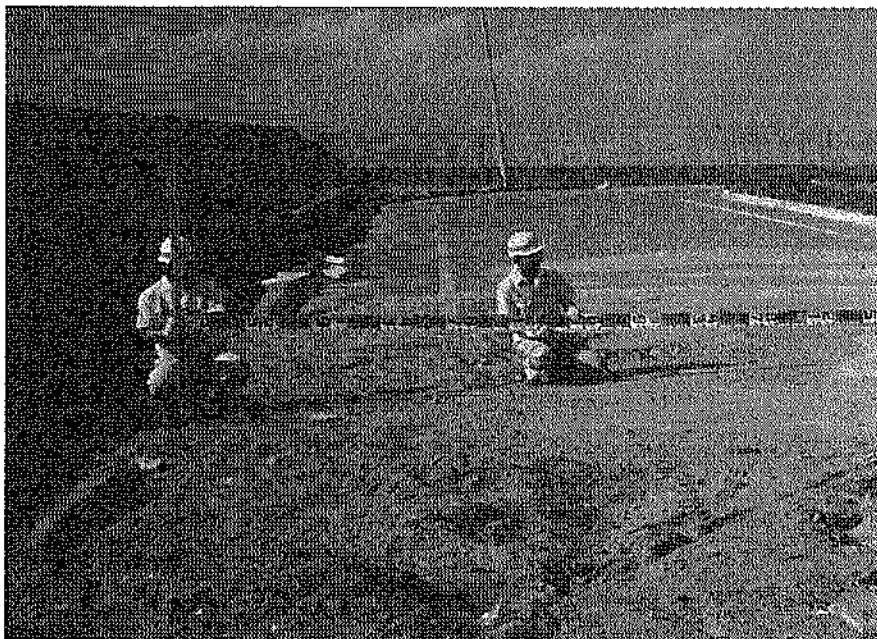


写真-3.3.20 護岸背後の被災状況および噴砂状況 (①西防波護岸・②西臨港道路)

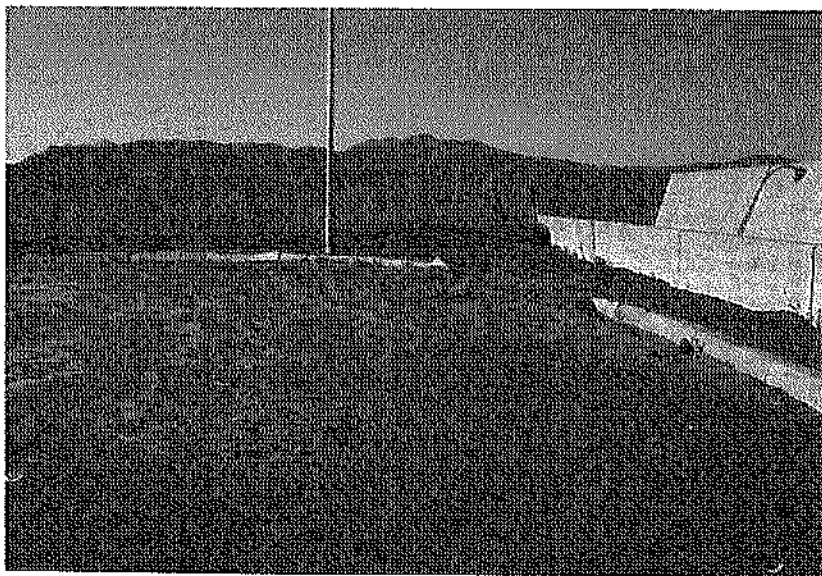
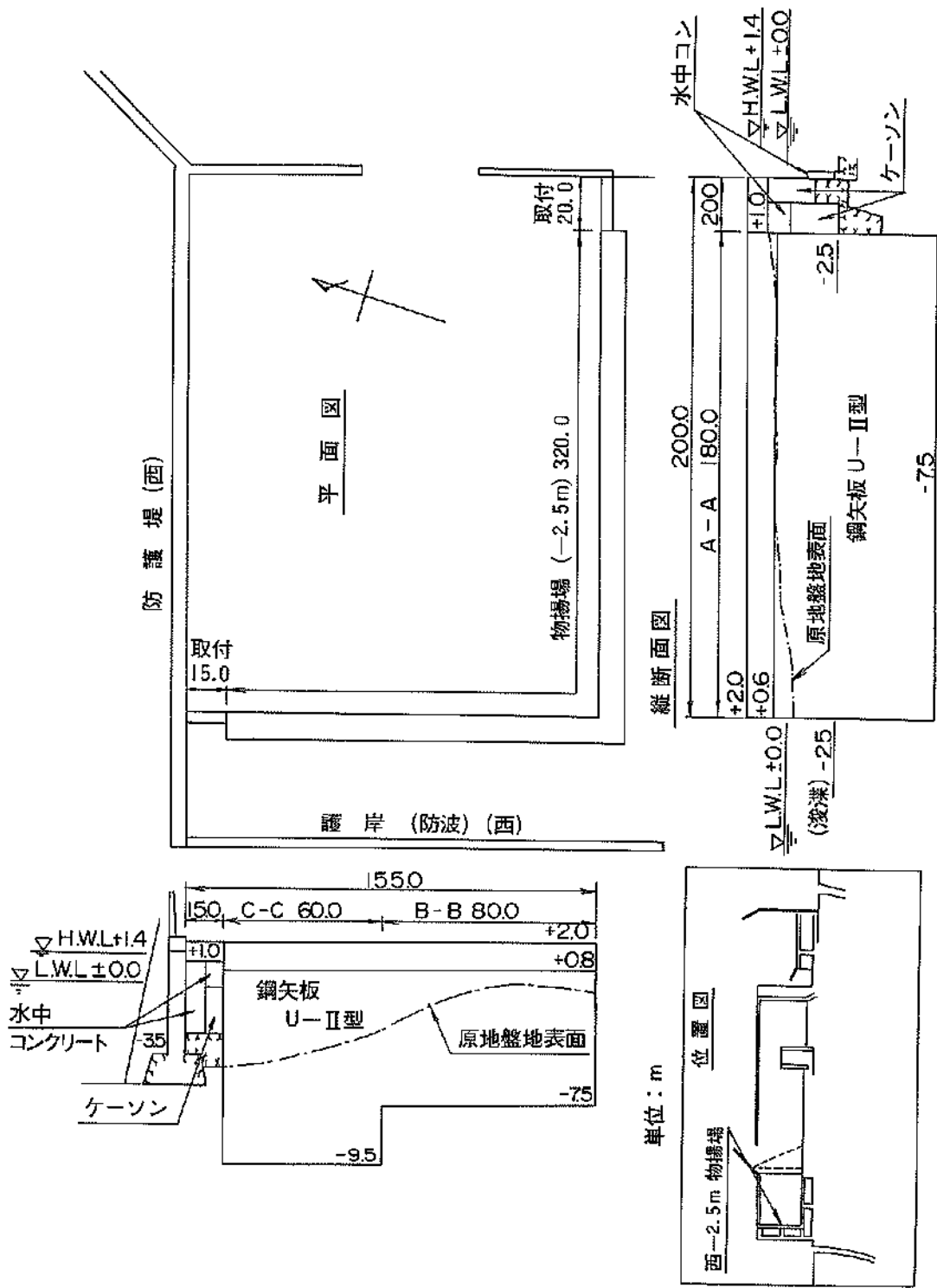
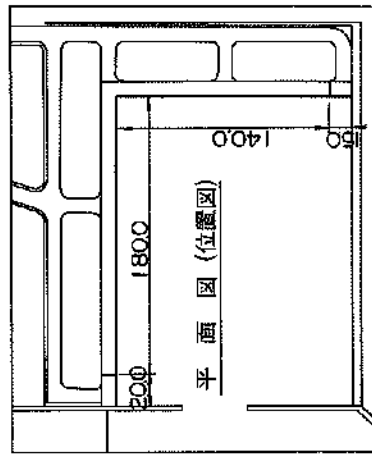
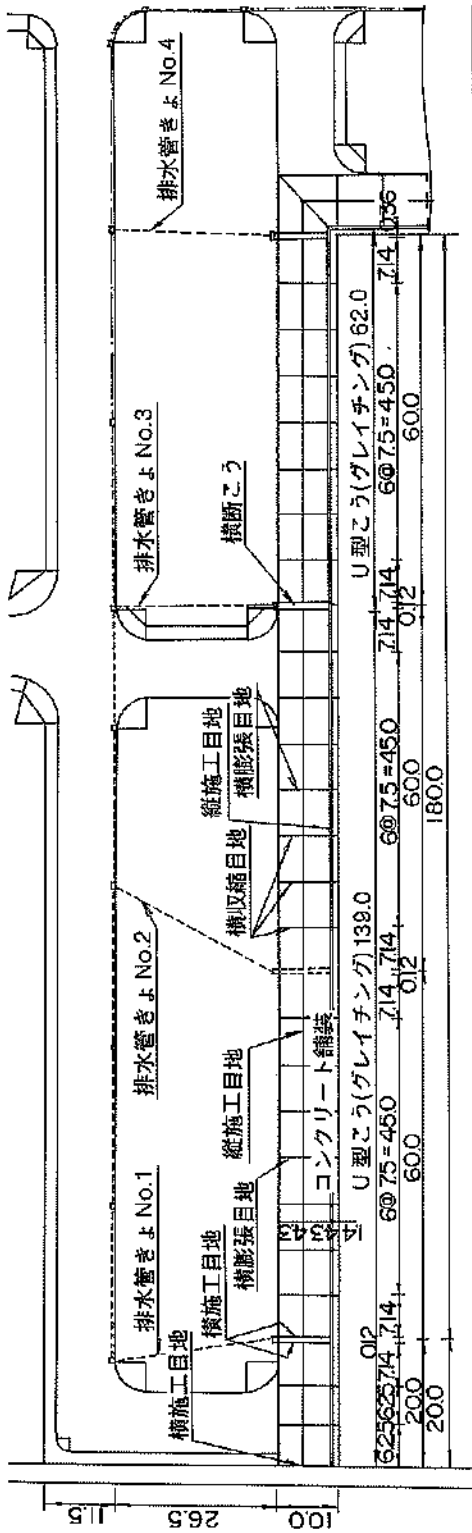


写真-3.3.21 護岸背後の沈下および道路の噴砂状況 (①西防波護岸・②西臨港道路、平成5年11月撮影)

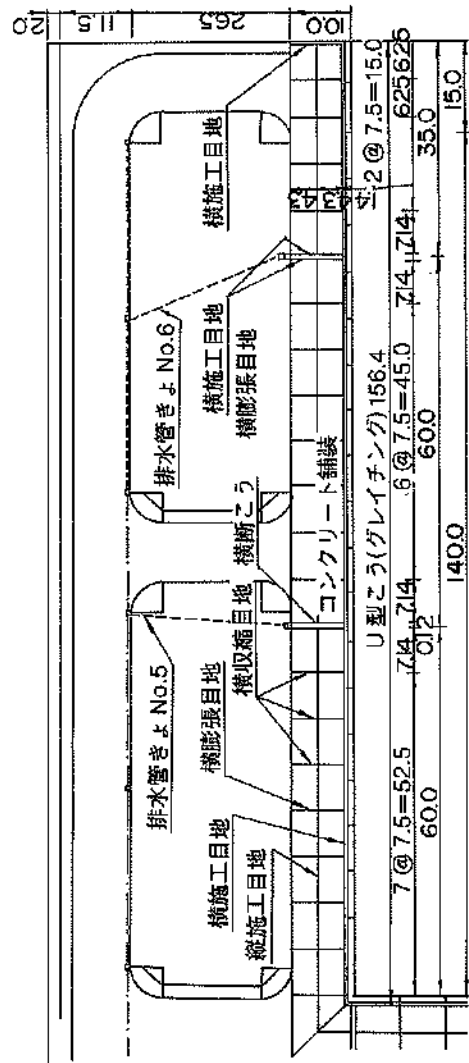


図一-3.3.14 平面図・縦断面図・施設位置図 (③・④)西-2.5m 物揚場



単位：m

平面図



図一3.3.15 エプロン平面図 (③・④西-2.5m 物揚場)

土質縦断面図

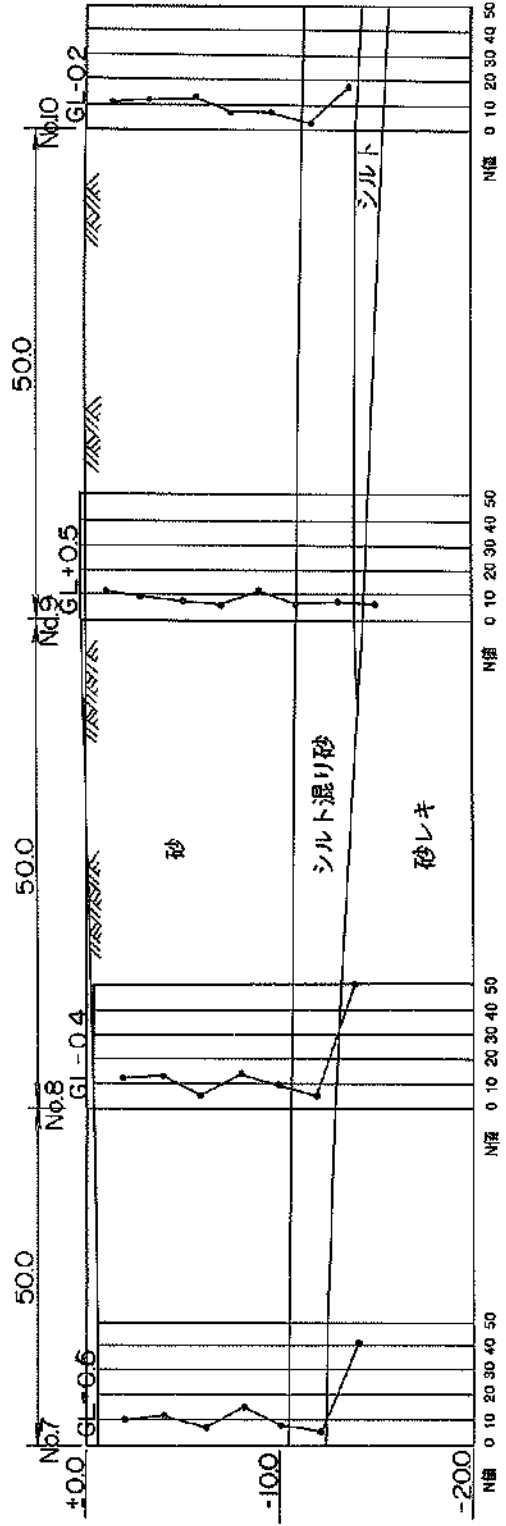
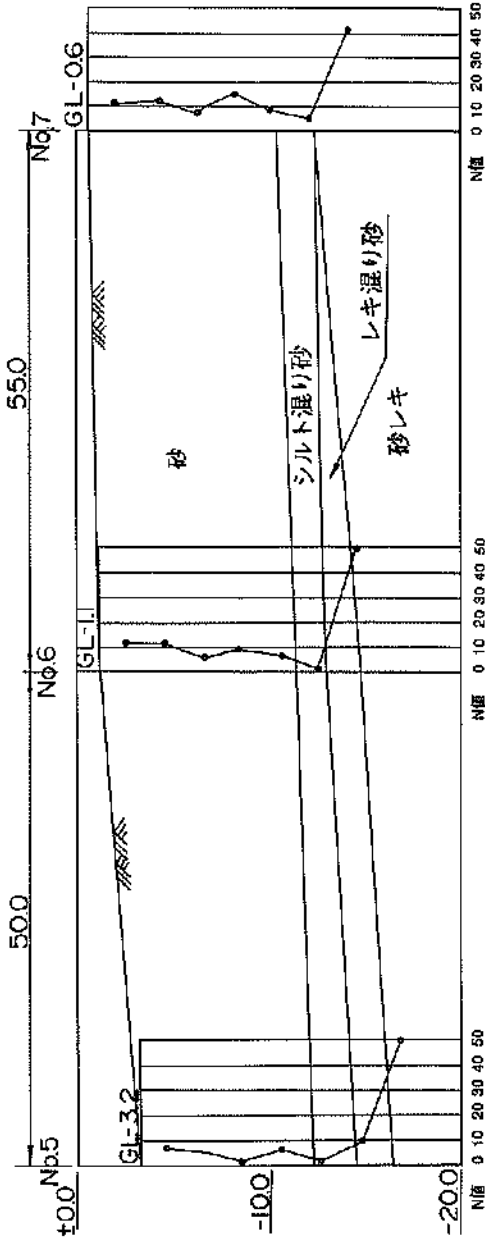


図-3.3.19 対象地点の土質とN値 (③・④西→2.5m 物揚場)

沖側で水深-3.0m程度になっている。N値については、全調査地点においてEL-15m付近までN値が10前後となっており、砂レキ層でN値が急激に増加している。

本施設の被災状況平面図を図-3.3.20に示す。同図に示す通り、エプロン目地部に多数の開き・段差が発生するとともに、控え工付近で亀裂が発生し噴砂が生じている。尚、控え工位置は、陸側の本体80mの間では法線から9m、沖側の本体60mの間では法線から10.5mの位置となっている。図-3.3.21には、本施設の法線の変位図を示す。同図より、沖側ほど法線の前面への変位が大きくなっており、最大で53cm (SP120地点) の変位となっている(写真-3.3.22)。また、同地点の被災状況断面図を図-3.3.22に示す。法線が前面に変位するとともに、控え工位置で亀裂・噴砂が発生し(写真-3.3.23)、エプロンに沈下、エプロンと上部工の目地部に段差が生じている(写真-3.3.24)。エプロンの沈下量としてはエプロン中央部で大きくなっている(写真-3.3.25)。尚、控え工位置での地表面の亀裂により、排水工に被害も発生している(写真-3.3.26)。また、エプロン背後地盤の沈下によって、背後道路とエプロンの目地部に段差が生じている(写真-3.3.25)。

本施設の建設に際しては、陸側の部分では、原地盤の地表面の高さが平均海面程度と比較的高かったため、矢板前面の浚渫が行われている。それに対し、沖側の部分では、水深がEL-3~-4m程度であったことから、浚渫はほとんど行われず、背後の埋立のみによって建設されている。次項で示すが、施設番号④の物揚場においては、構造条件および原地盤の土質条件が本施設とほぼ同一でありながら被害がほとんど発生していないことを考えると、物揚場背後の埋立土砂量の大小が被害に大きく関係していると考えられる。本施設の背後地盤では、特に沖側の部分では、噴砂が多数確認されていることから、原地盤面 (EL-3m~-4m程度) より上方の埋立地盤の液状化が被害と密接に関係している。

本施設の復旧断面の概要を図-3.3.23および図-3.3.24に示す。復旧としては、矢板本体に損傷がないことから、既設矢板を現状のまま利用し、控え工を新設してタイロッドを張り替え、矢板頭部の変位を引き戻して現法線に復旧させることになっている。

(4) 西-2.5m物揚場(施設番号④)

本施設は、昭和57年~59年にかけて建設された施設であり、施設長は、本体180mおよび取付20mの計200mとなっている。本施設の平面図・縦断面図を施設番号③の物揚場とともに図-3.3.14に示すとともに、併せて平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.25に示す。

前項でも示したように、本施設は、その構造条件および原地盤の地盤条件が施設番号③の物揚場とほぼ同一でありながら、被害がほとんど発生しなかった施設である(写真-3.3.27)。写真-3.3.8に示すように、本施設建設以前には、本施設位置が河口部となっており、西防波護岸の建設に伴い、護岸の西側に河口を移し替えている。河口であったことおよび図-3.3.19の土質条件から、本施設位置では原地盤地表面が平均海面付近にあったことから、建設に際して物揚場背後の埋立も行われたが、基本的には矢板前面の浚渫により建設された物揚場であると考えられる。このため、原地盤のN値に大きな違いはなかったにも関わらず、埋立土砂量の多かった施設番号③の物揚場の沖側の区間では液状化による被害が大きく、本施設では被害は発生しなかったものと考えられる。

(5) 西副防波堤(施設番号⑤)

本施設は、昭和52~56年に森港の西側への拡張に先だって建設された防波堤である。施設延長は200mとなっており、西端は西防波護岸に続いている。本施設の平面図・縦断面図を図-3.3.26、標準断面図を図-3.3.27に示す。本施設では地震による被害は発生しなかった。

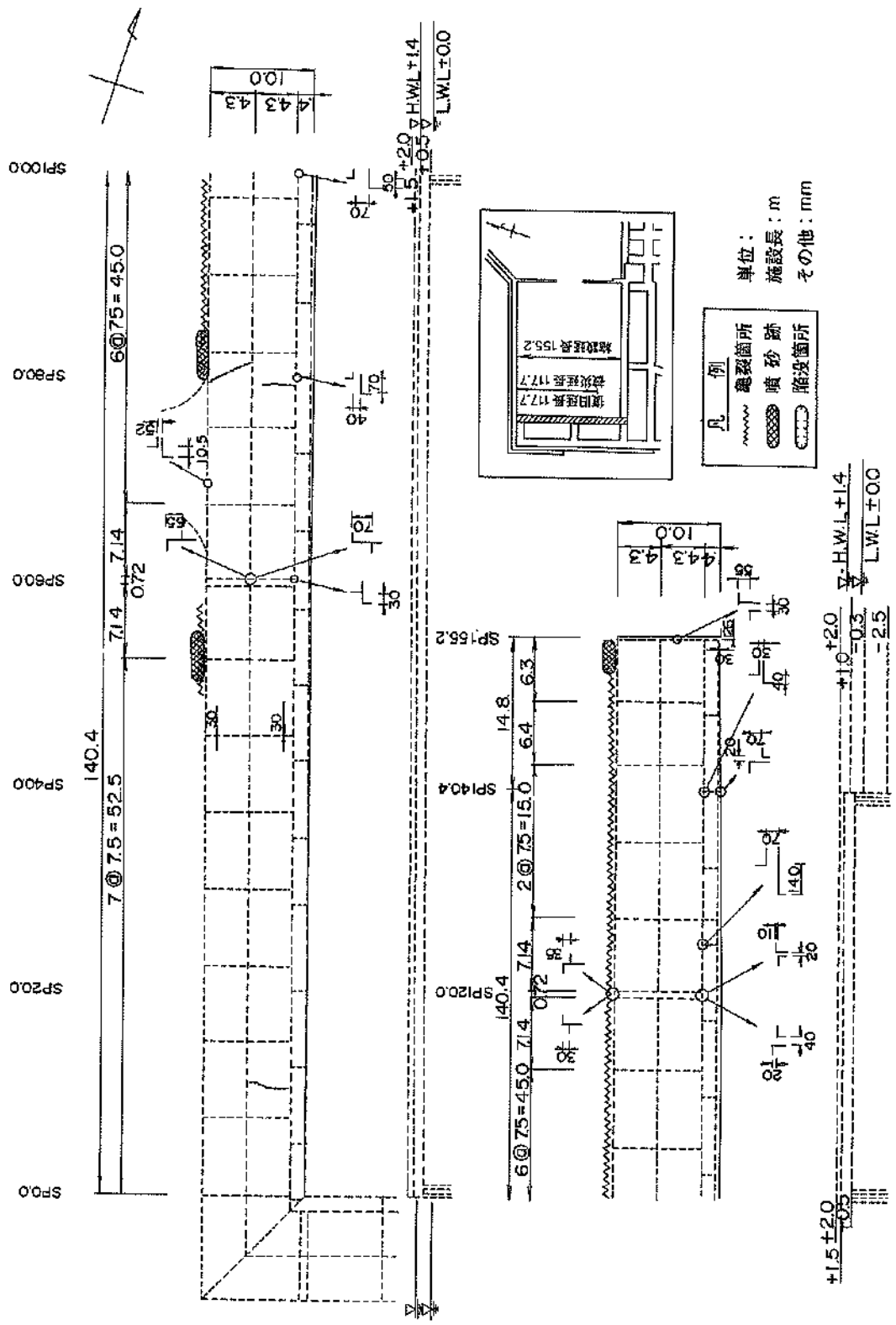
(6) 西防波堤(施設番号⑥、⑦)

本施設は、昭和13年~17年に建設された施設であり、昭和42年~45年にかけて徐々に延伸・改良されてきた施設である。当初は、施設番号⑥および⑦の施設は連続していた防波堤であったが、昭和57年、森港の西側への拡張にともない、航路を確保する目的で西防波堤の一部が取り壊され現在の形状となった(写真-3.3.28)。施設番号⑥の延伸部の平面図・標準断面図を図-3.3.28に示す。両施設において、地震による被害は発生しなかった。

(7) 岸壁(中央-5.5m)(施設番号⑧)

本施設は、昭和62年~63年にかけて建設された岸壁であり、施設延長は、本体区間80mおよび取付区間18mの計98mである。本施設建設以前には、本施設位置にケーソン積み出し用の斜路があったが、それを埋め立てることによって前面に新たに本施設を建設している(写真-3.3.8、写真-3.3.9)。

本施設の施設位置図を図-3.3.29に示し、平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.30に示す。同図に示す通り、端部の取付部を除き、本体部78mの区間はプレキャストコンクリートおよび直立消波ブロック構造の岸壁となっている。尚、本施設のエプロン幅は15mとなっているが、その内4.5mが上部工の幅となっている。対象地点での土質条件として、施設位置図に示す土質調査地点での土質ならびにN値等を図-3.3.31および図-3.3.32に示



図—3.3.20 被災状況平面図 (③西—2.5m 物部壁)

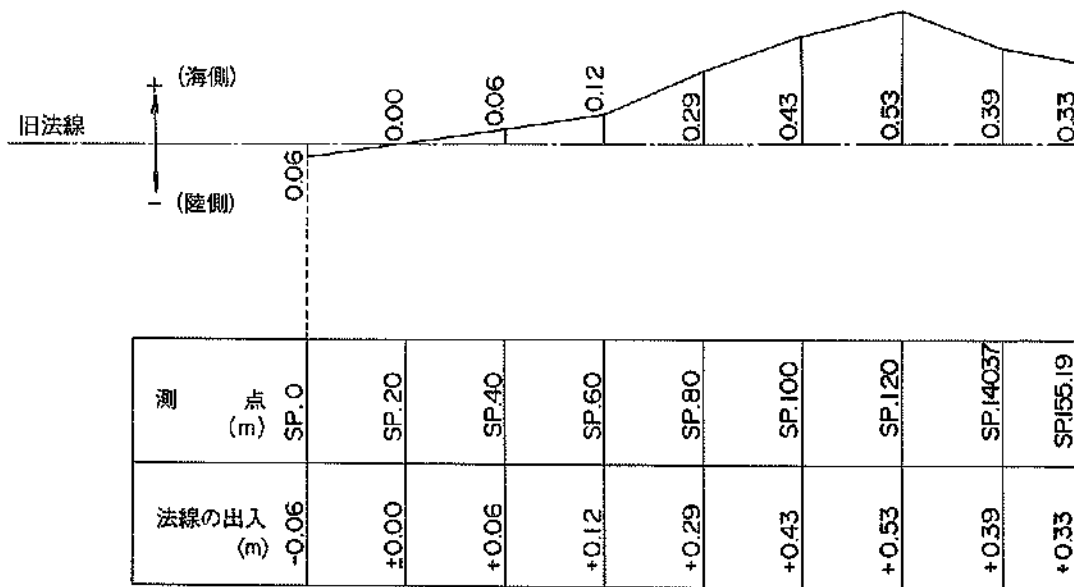


図-3.3.21 法線変位図 (西-2.5m 物揚場)

SP 120 エブロンおよび背後の沈下状況

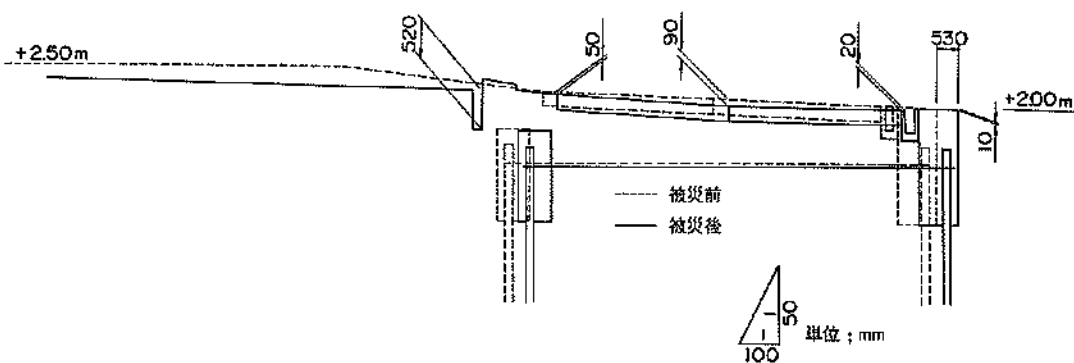


図-3.3.22 被災状況断面図 (西-2.5m 物揚場 SP120地点)

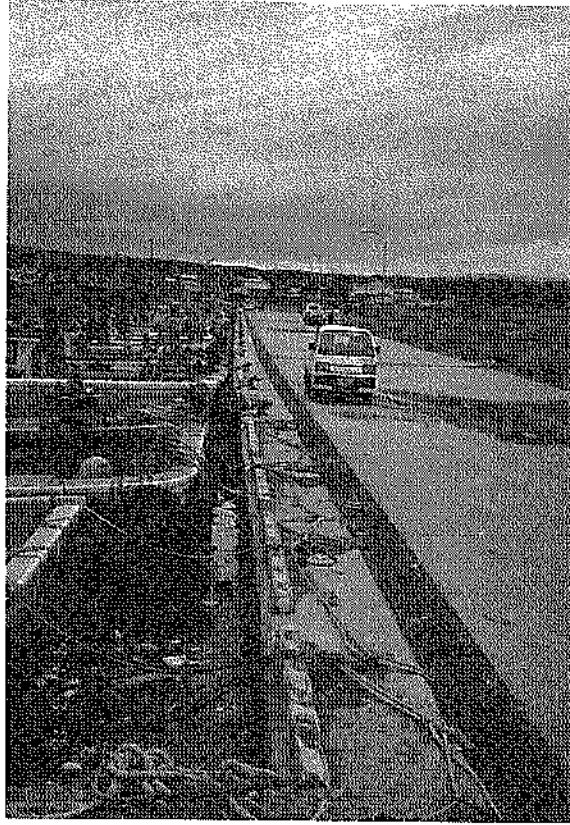


写真-3.3.22 法縁の変位状況 (③西-2.5m 物揚場)



写真-3.3.23 控え工位置での亀裂・噴砂状況 (③西-2.5物揚場)

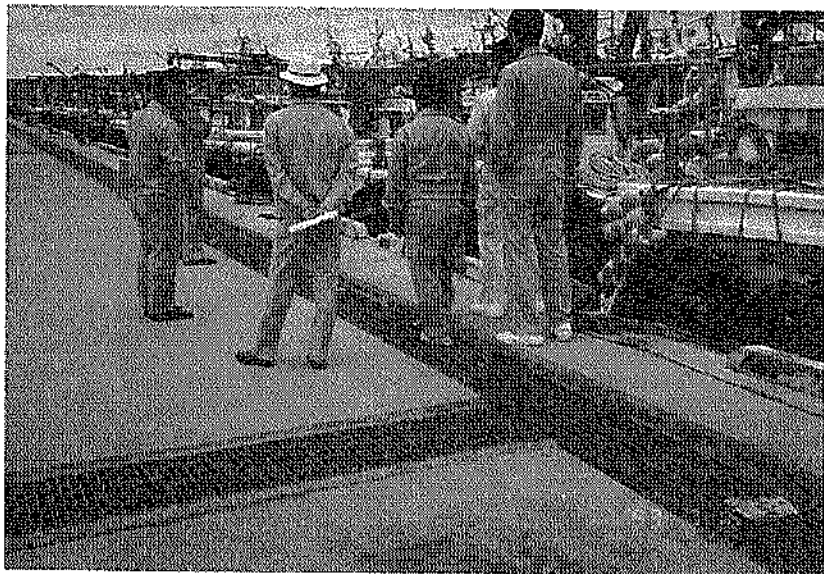


写真-3.3.24 上部工とエプロンの段差状況 (③西-2.5物揚場)

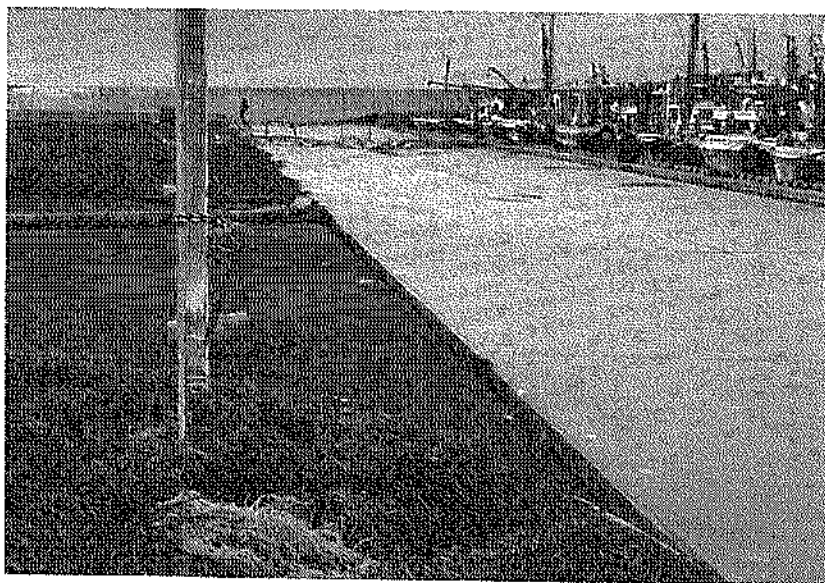


写真-3.3.25 エプロンの沈下および道路との段差状況 (②西臨港道路、③西-2.5m 物揚場、平成5年11月撮影)



写真-3.3.26 控え工位置での亀裂および排水工の被災状況 (㊸西-2.5m 物揚場)



写真-3.3.27 地震後の状況 (㊹西-2.5m 物揚場：無被災、平成5年11月撮影)

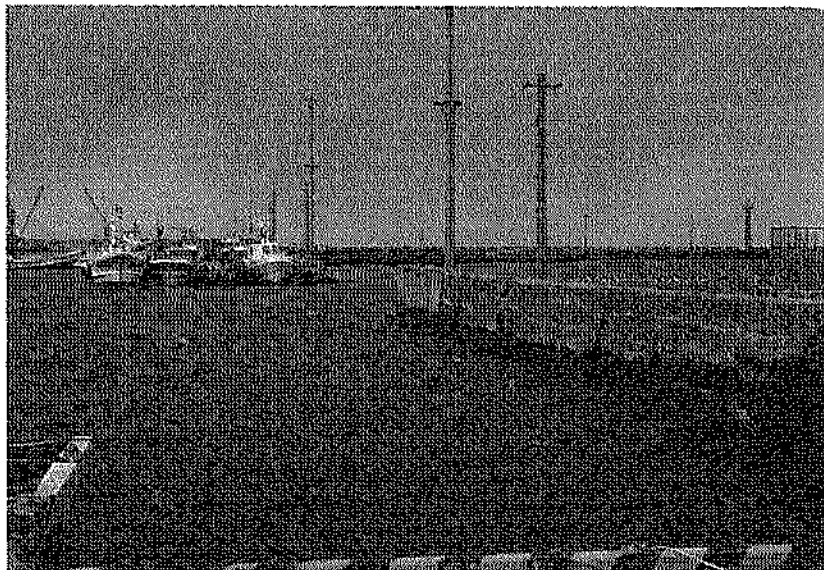


写真-3.3.28 地震後の状況 (⑦西防液堤：無被災、平成5年11月撮影)

西-2.5m 物揚場 (B-B部) 復旧断面

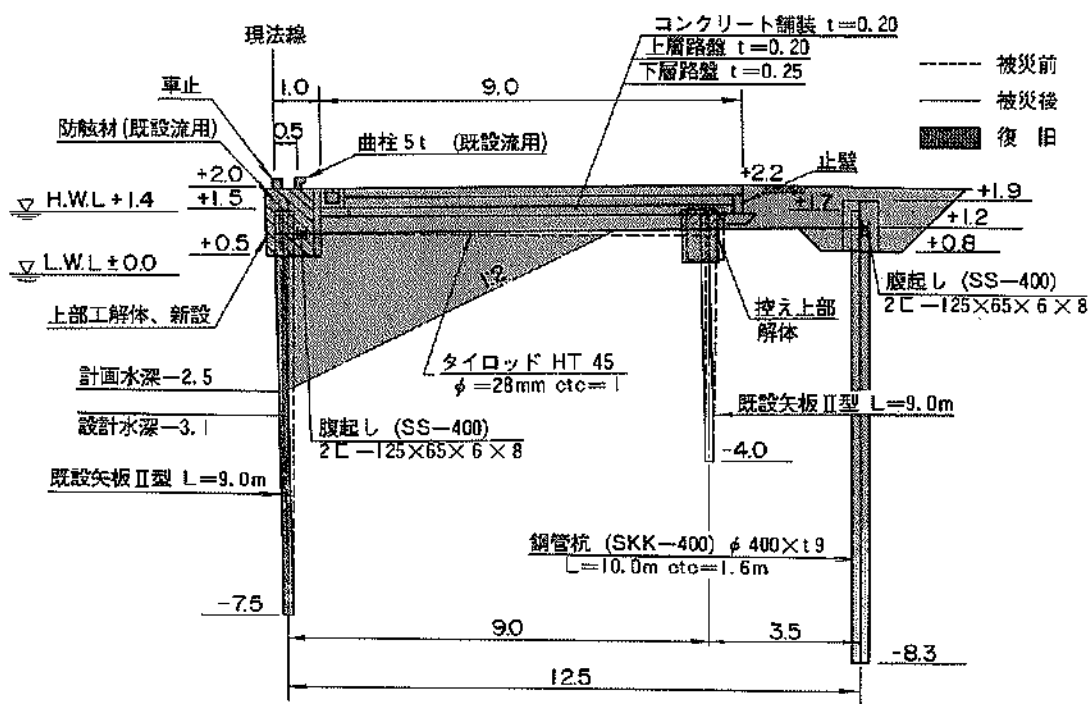


図-3.3.23 復旧断面の概要 (③西-2.5m 物揚場 B部)

西-2.5m 物揚場(C-C部)復旧断面

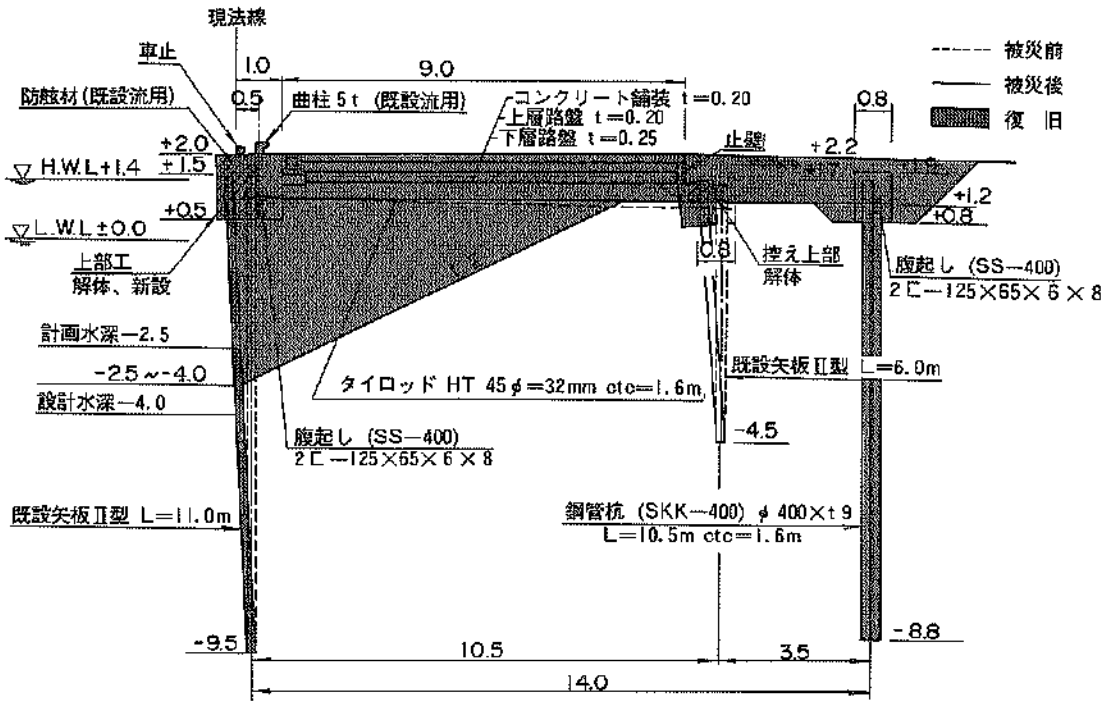
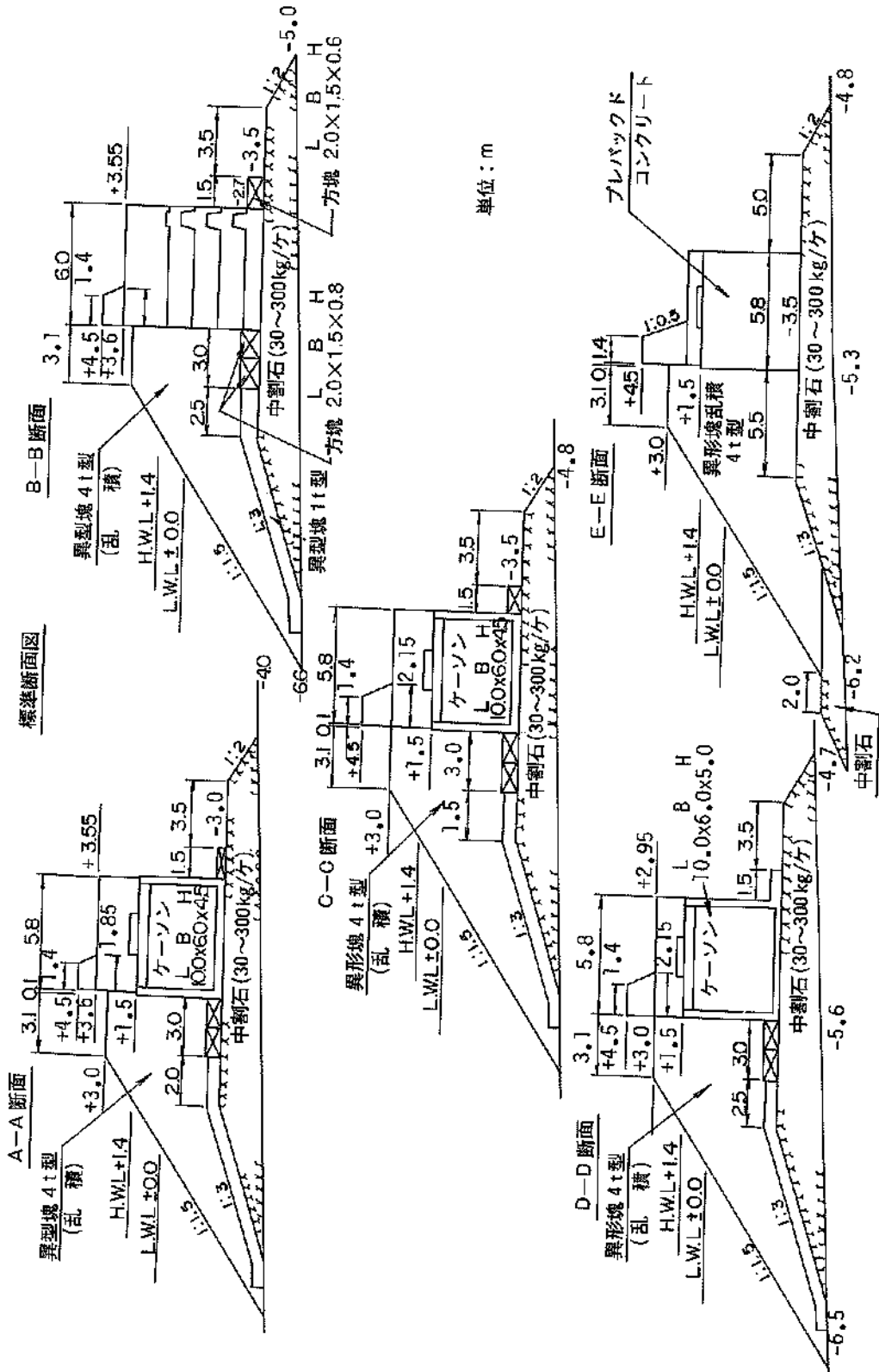


図-3.3.24 復旧断面の概要 (③西-2.5m 物揚場 C部)



図一3.3.27 標準断面図 (西副防波堤)

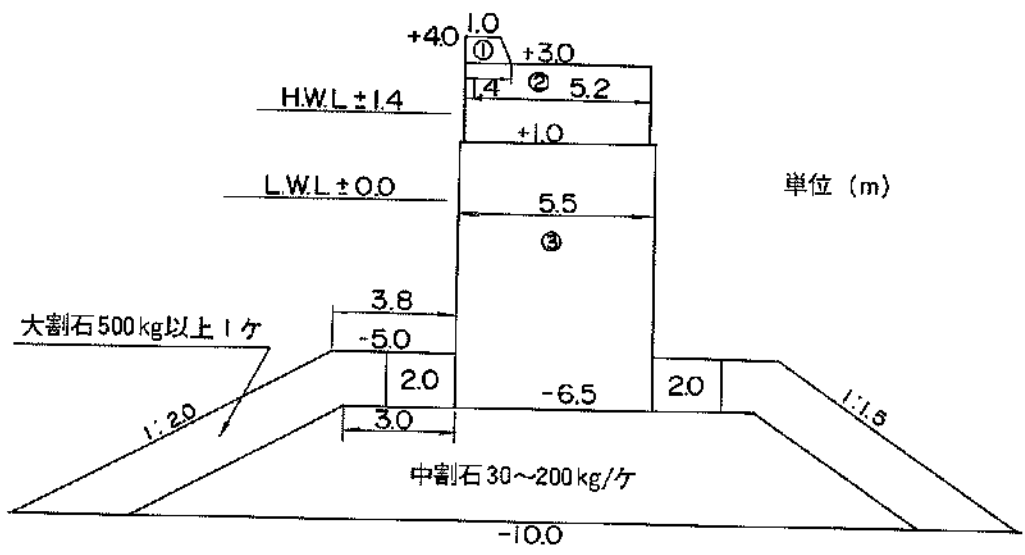
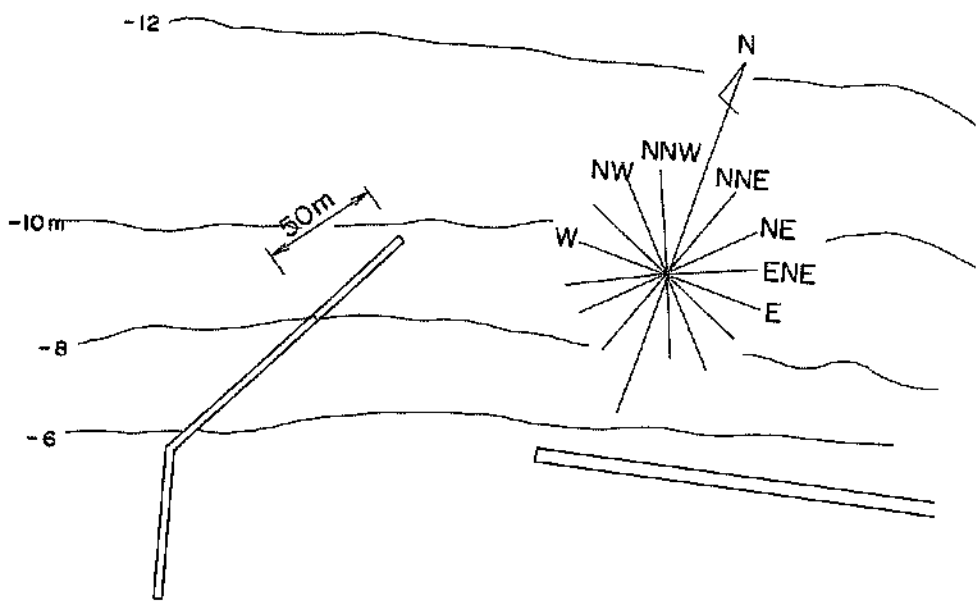


図-3.3.28 平面図・標準断面図 (㊸西防波堤)

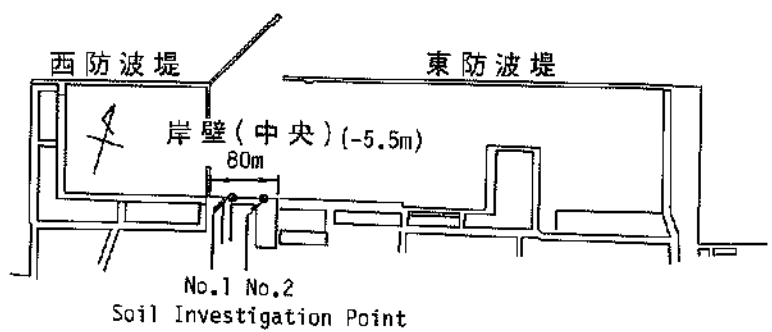


図-3.3.29 施設位置図および土質調査地点 (㊸岸壁 (中央-5.5m))

す。同図より、EL-16m付近まではN値10程度の地盤が続いており、それ以降で急激にN値が大きくなっている。

本施設の被災状況として、被災状況平面図・縦断面図を図-3.3.33、エプロン被災状況を図-3.3.34、法線変位図を図-3.3.35に示す。また、被災断面として、SP40地点での被災状況断面図を図-3.3.36に示す。本施設の被害としては、上部工の沈下量は5cm前後、法線の変位は6~9cm、上部工とエプロン境界部での段差は5~8cm、開きは2~5cmとなっている(写真-3.3.29)。また、エプロン舗装下部には5cm前後の空隙が生じている。

これら被害の復旧として、復旧断面の概要図を図-3.3.37に示す。被災程度としては比較的軽微なものとなっており、復旧としてはエプロン舗装を打ち直すことになっている。

(8) 岸壁(-5.5m) (施設番号㊸)

本施設は、昭和38年に施工された西側の重力式構造の区間(96.6m)と昭和49年に施工された東側の矢板式構造の区間(83.4m)からなっている。重力式構造の区間の平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.38に示す。ここで、重力式構造の区間は、既設の-3.0m物揚場の前面に新たに建設されたものであり、施設延長96.6mのケーソン式岸壁となっている。また、矢板式構造の区間の平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.39に示す。矢板式構造の区間も、重力式構造の区間と同様に、既設の-4.0m物揚場の前面に新たに建設した施設延長83.4mの岸壁であり、既設物揚場のケーソンをタイロッド取付の控え工として利用している。これら施設の全延長は180mとなっている。

本施設の被災状況として、被災状況平面図を図-3.3.40、法線変位図を図-3.3.41に示し、SP60地点、SP100地点、SP140地点、SP180地点の被災状況断面図を図-3.3.42~図-3.3.45にそれぞれ示す。被害としては、重力式構造の区間では法線が5cm前後前面に変位し、矢板式構造の区間では法線が0~20cm程度前面に変位している。法線の変位に関しては、東側ほど大きくなっている。また、上部工の沈下については、重力式構造の区間では5cm前後、矢板式構造の区間では最大で16cm程度となっている。法線の変位にともない、エプロンには最大で20cm程度の沈下が本体背後で生じている(写真-3.3.30、写真-3.3.31)。これにより、エプロンには幅3cm前後の亀裂が法線と平行方向に発生するとともに、目地部には数cm~10cm程度の段差・開きが発生している。また、重力式構造の区間では、深さ50cm程度の陥没がエプロンのいたるところで発生している(写真-3.3.32)。重力式構造の区間は完成年度も古く、背後土砂の吸い出

しによって地震前に既にエプロン下部に空隙が生じていた可能性があり、そのためにエプロン上に多数の陥没が発生したようである。矢板式構造の区間では、エプロン背後地盤で法線と平行方向に亀裂・陥没が発生し(写真-3.3.33)、エプロンに沈下・亀裂が生じるとともに、亀裂箇所および上部工とエプロンの目地部で段差が生じている(写真-3.3.34、写真-3.3.35)。

被害状況から見れば、エプロン上に亀裂・段差・陥没が生じるなどエプロンの被害が大きくなっている。しかしながら、法線の変位は比較的小さいものとなっているため、図-3.3.46の復旧断面の概要図(上段が矢板式構造の区間、下段が重力式構造の区間)に示す通り、復旧としては上層路盤を補充後、エプロン舗装の打ち直しを行うことになっている。ただし、重力式構造の区間の取付部については、壁体が滑動・沈下しているため、壁体を除去した後、水中コンクリートで復旧することになっている。

(9) 西物揚場(-3.5m) (施設番号㊹)および東物揚場(-3.5m) (施設番号㊺)

西物揚場は昭和26年~30年にかけて、東物揚場は昭和41年に建設された施設である。西物揚場(-3.5m)は前項で示した-5.5m岸壁の矢板式構造の区間の建設で改良された旧物揚場の残りの部分であり、施設延長は4mのケーソン式物揚場となっている。東物揚場(-3.5m)は、それに続く矢板式構造の物揚場であり、施設延長は80mである。東物揚場の控え工上部には、既に背後の建物が建設されている。

本施設の被災状況として、被災状況平面図を図-3.3.47、法線変位図を図-3.3.48に示す。被害としては、エプロン舗装後端位置に法線と平行方向に幅2mm~3cmの亀裂が入り、法線と直角方向にほぼ5m間隔に幅2mm~1cm程度の亀裂が入っている(写真-3.3.36)。また、西物揚場と東物揚場との境界付近で3cm程度の亀裂・段差が発生している。法線の変位は14~27cmとなっている(写真-3.3.37)。

これらの被害によって、矢板本体には致命的な損傷は認められなかったものの、控え工が既設上屋直下に位置していたため、原形復旧は困難となった。このため、復旧としては、物揚場前面に新たに矢板式構造の物揚場を建設し、控えは、各々既設のケーソンおよび矢板本体にとることになっている。復旧断面の概要図を図-3.3.49および図-3.3.50に示す。

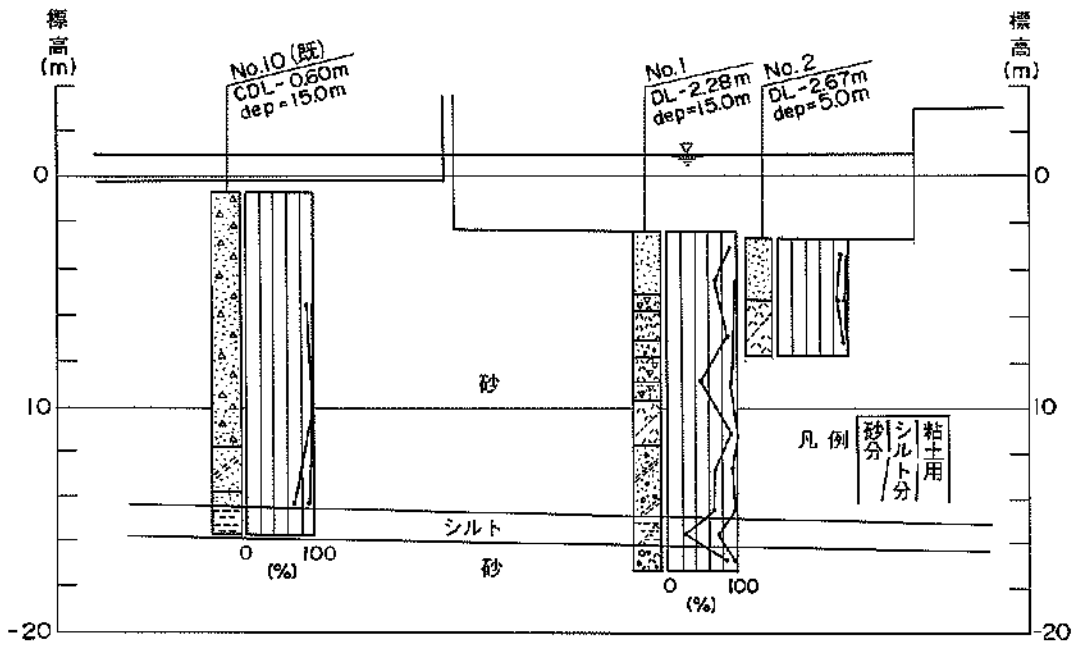


図-3.3.31 対象地点の土質—その1 (㊸岸壁 (中央-5.5m))

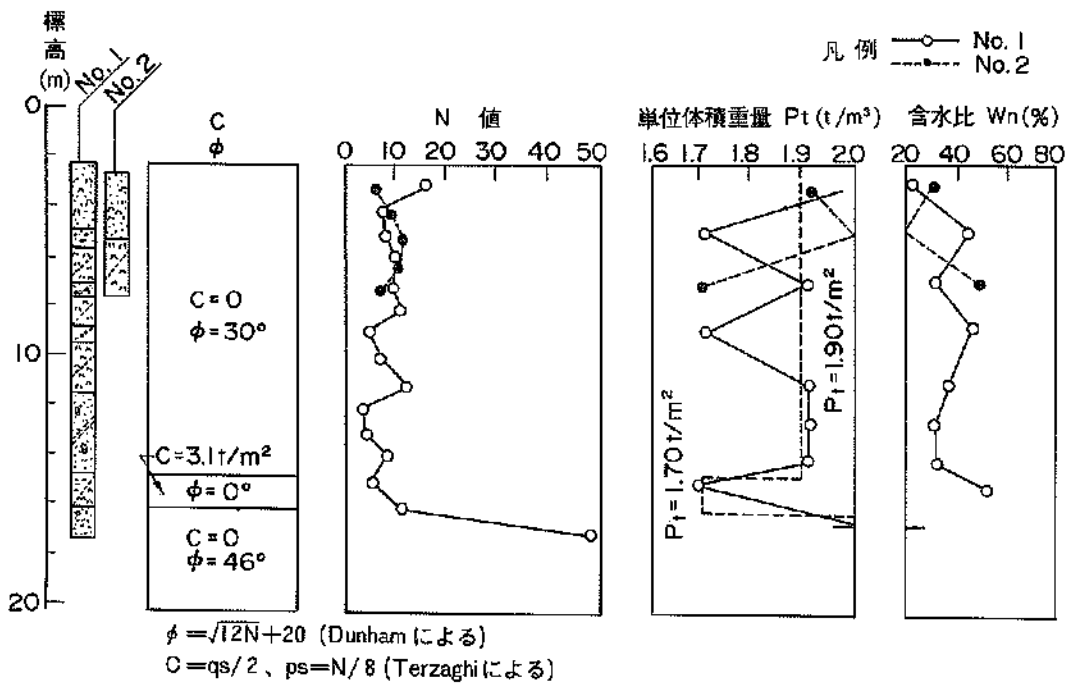
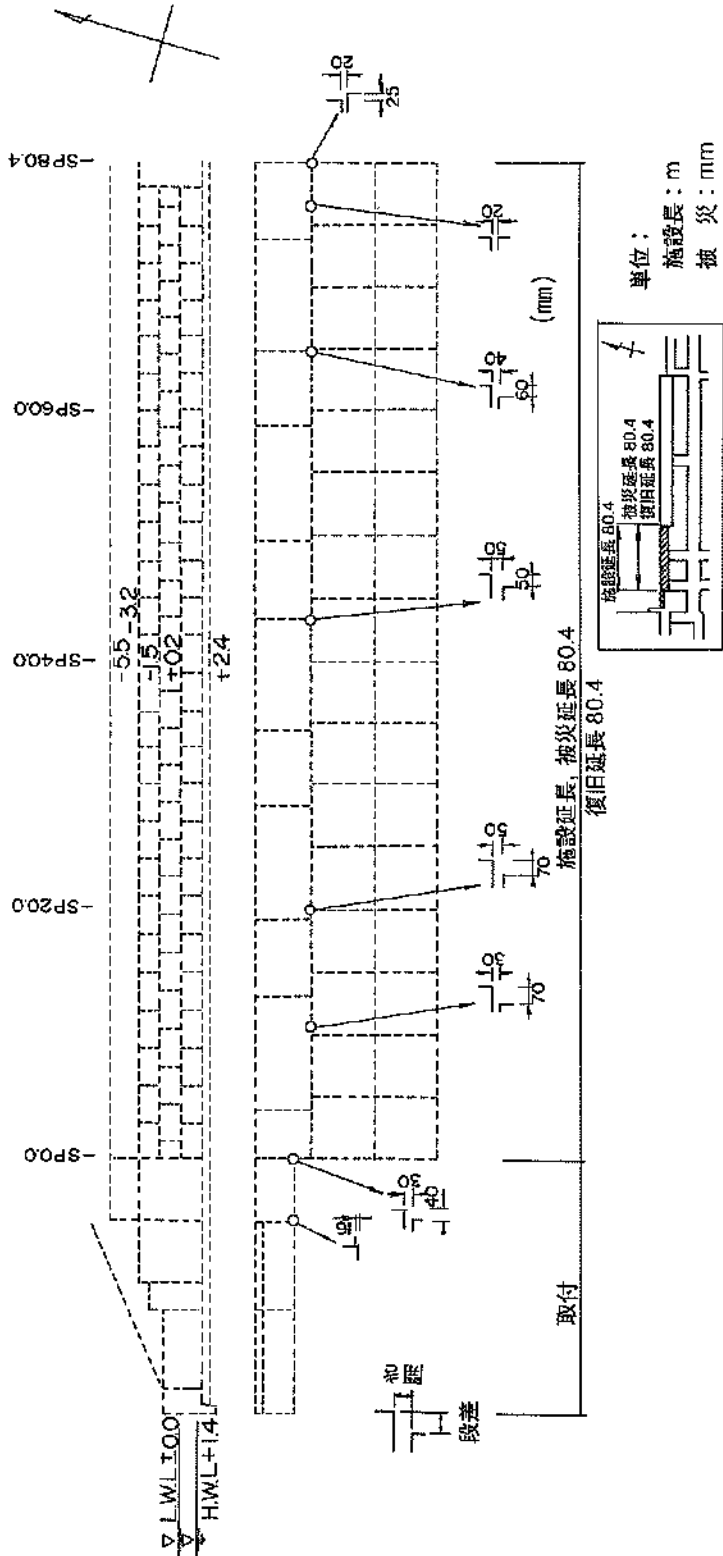


図-3.3.32 対象地点の土質—その2 (㊸岸壁 (中央-5.5m))



図—3.3.34 エプロン被災状況 (⑤岸壁 (中央—5.5m))

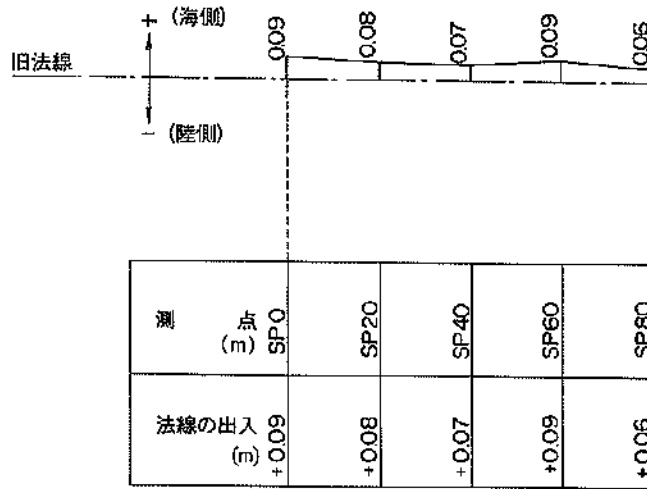


図-3.3.35 法線変位図 (②岸壁 (中央-5.5m))

SP 40 エプロンおよび背後の沈下状況

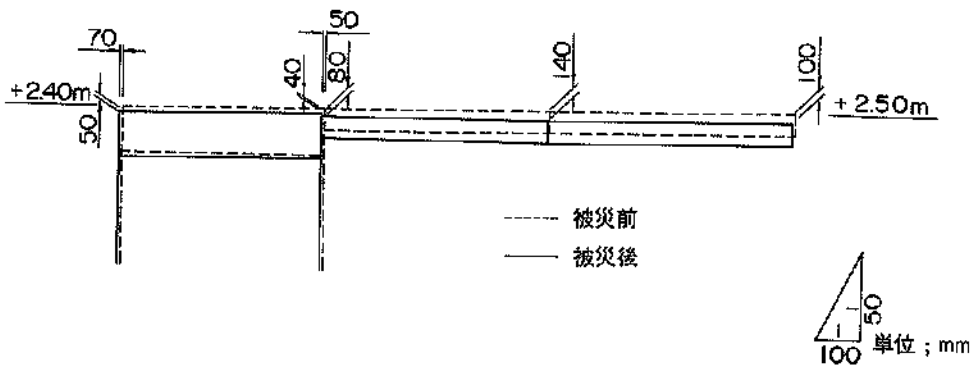


図-3.3.36 被災状況断面図 (②岸壁 (中央-5.5m) SP40地点)

岸壁 (中央-5.5m) 復旧断面

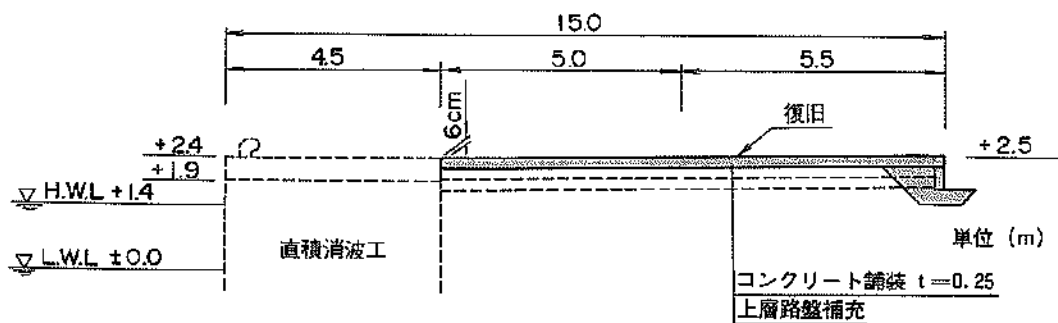
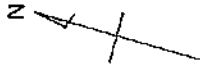
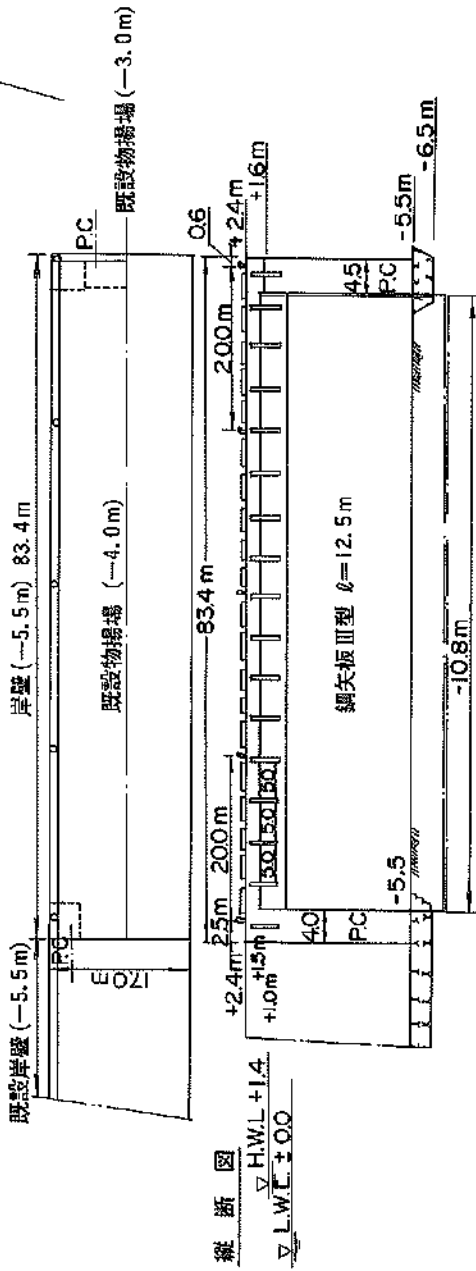


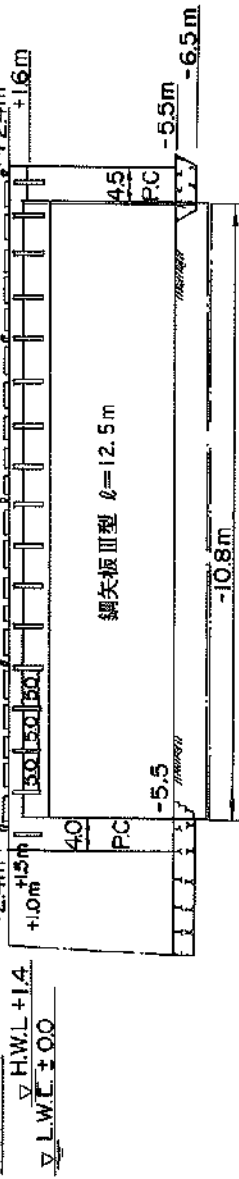
図-3.3.37 復旧断面の概要 (Ⓒ岸壁 (中央-5.5m))



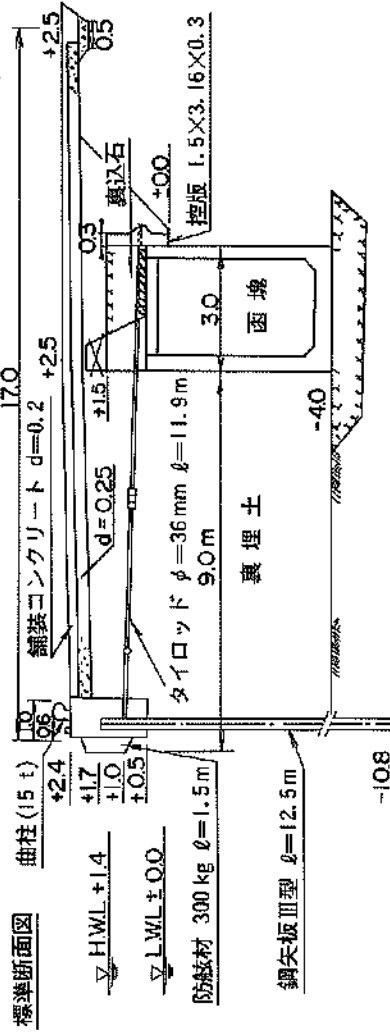
平面図



縦断面



標準断面図



単位：m

位置図

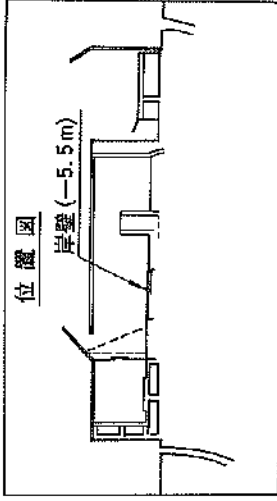
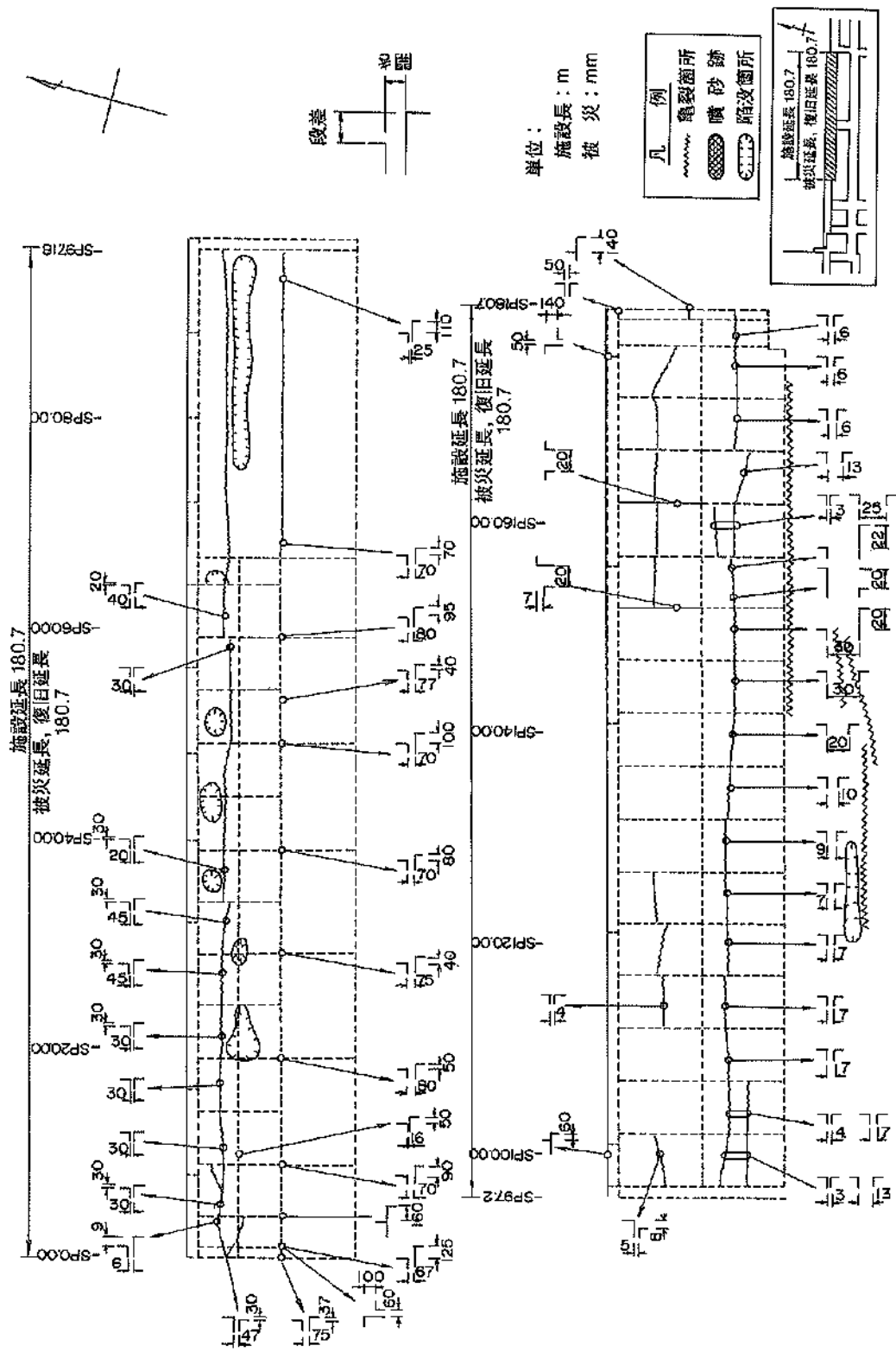


図-3.3.39 平面図・縦断面図・標準断面図 (⑨)岸壁 (中央-5.5m) 東側)



圖一3.3.40 被災狀況平面圖 (⑤)岸壁 (-5.0m)

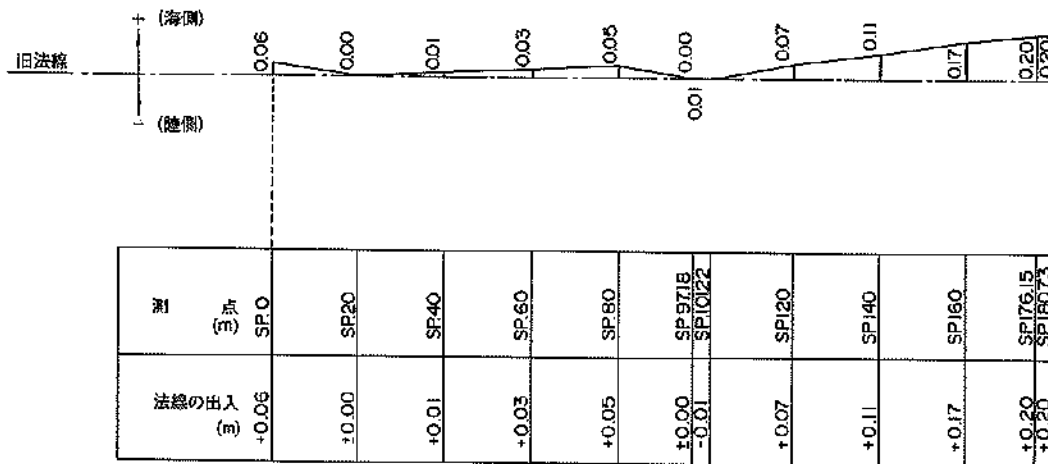


図-3.3.41 法線変位図 (㊸岸壁 (-5.0m))

SP 60 エプロンおよび背後の沈下状況

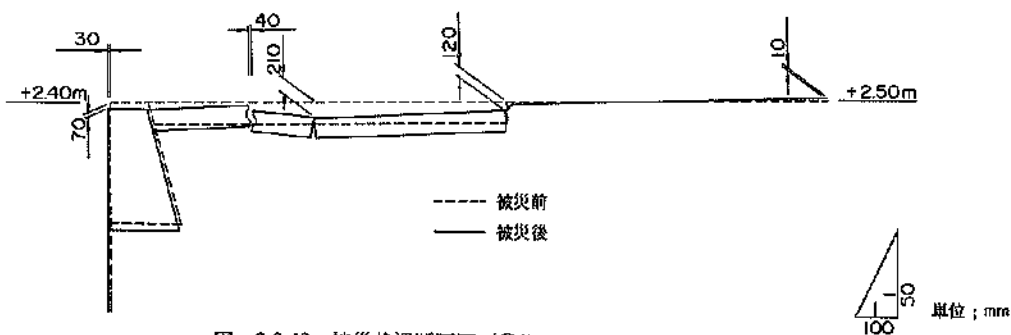


図-3.3.42 被災状況断面図 (㊸岸壁 (-5.0m) SP60地点)

SP 100 エプロンおよび背後の沈下状況

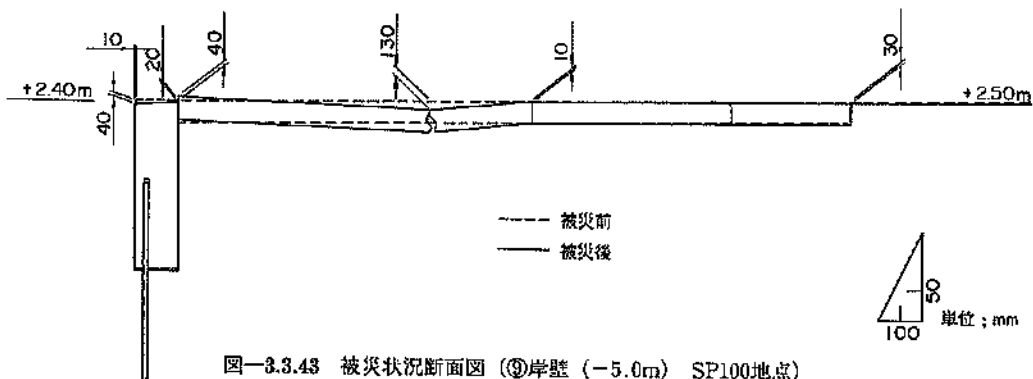
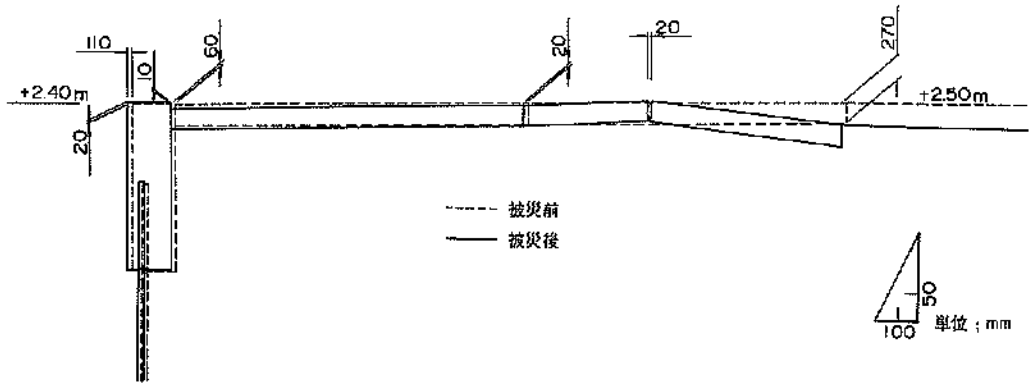


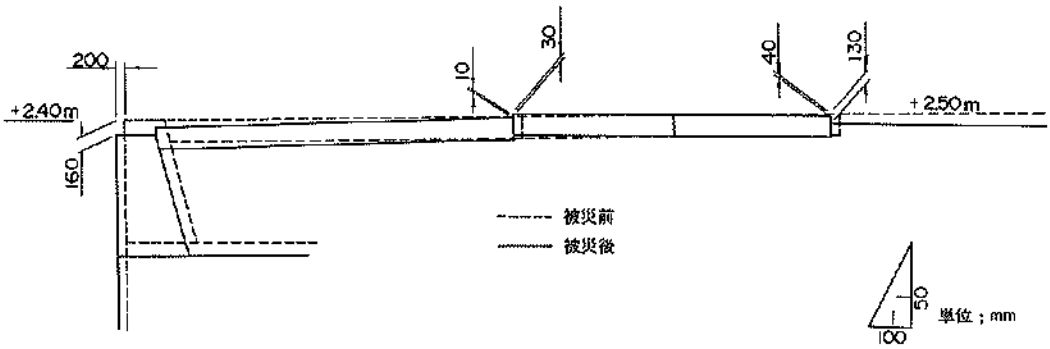
図-3.3.43 被災状況断面図 (㊸岸壁 (-5.0m) SP100地点)

SP 140 エプロンおよび背後の沈下状況



図一3.3.44 被災状況断面図 (㊸岸壁 (-5.0m) SP140地点)

SP 180 エプロンおよび背後の沈下状況



図一3.3.45 被災状況断面図 (㊸岸壁 (-5.0m) SP180地点)

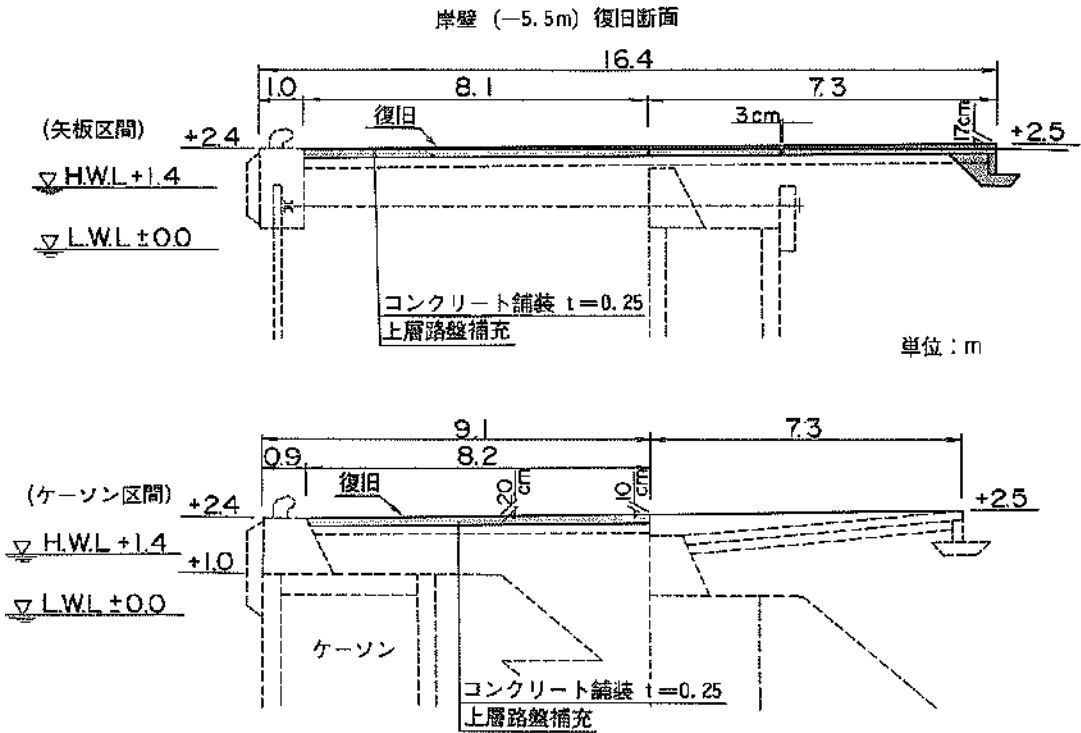


図-3.3.46 復旧断面の概要 (㊸岸壁 (-5.0m))

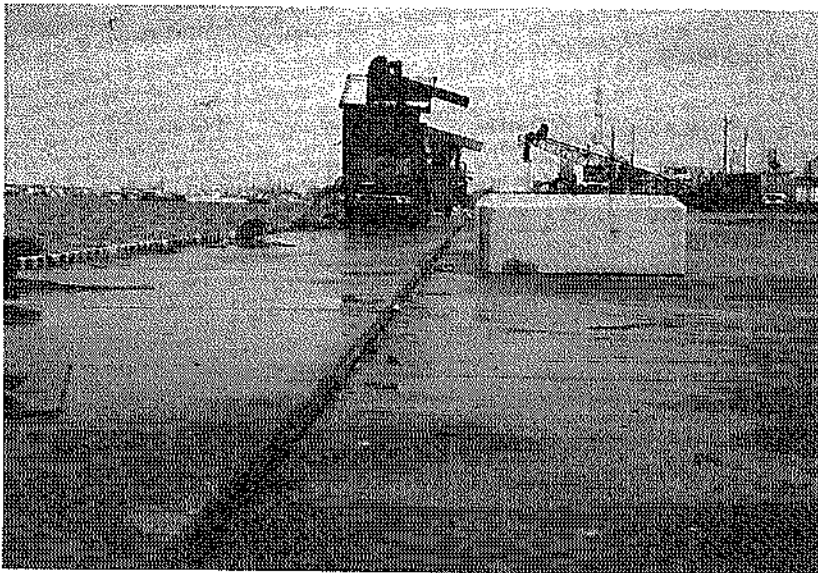


写真-3.3.29 上部工とエプロンの段差・開き状況 (㊸岸壁 (中央-5.5m)、平成5年11月撮影)



写真-3.3.30 エプロンの被災状況 (㊸岸壁 (-5.5m)、重力式区間)

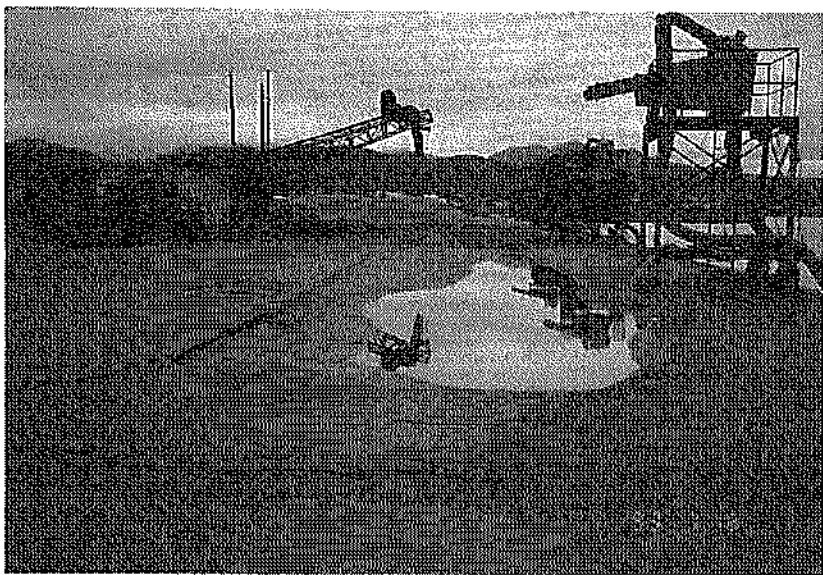


写真-3.3.31 エプロンの亀裂・沈下状況 (㊸岸壁 (-5.5m)、重力式区間)

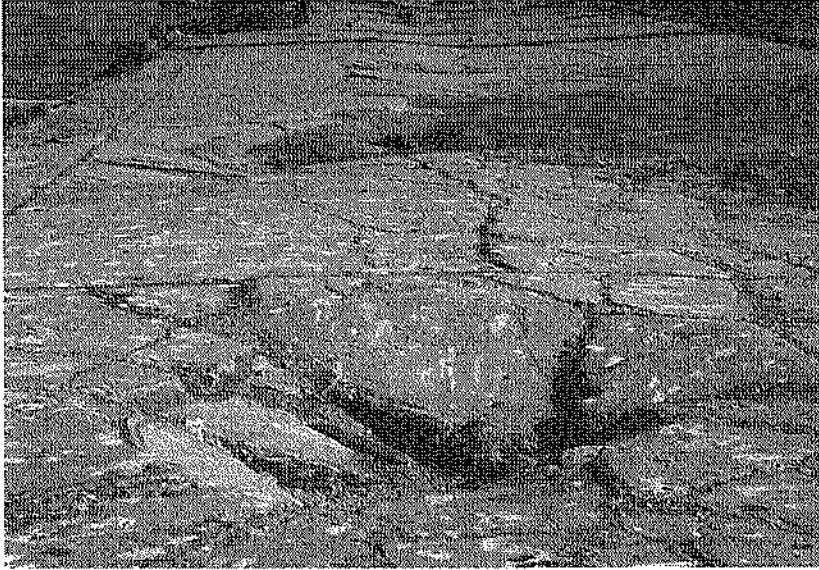


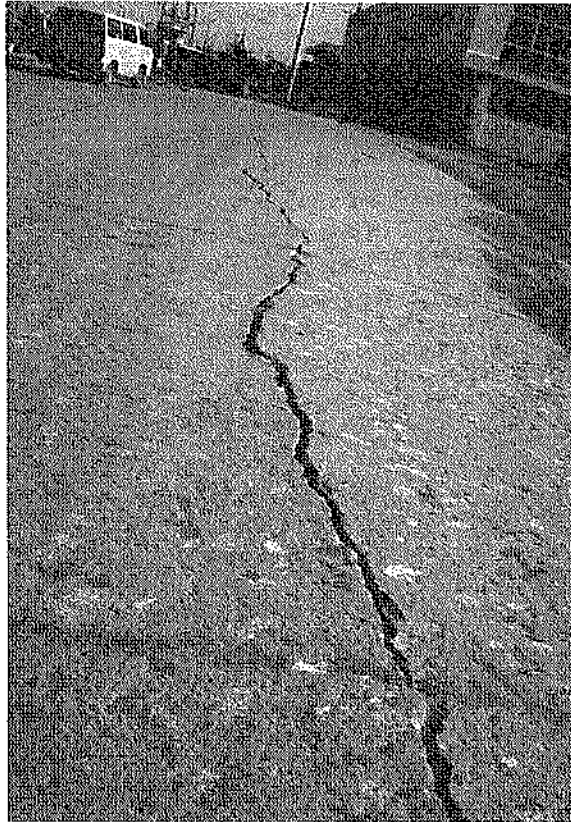
写真-3.3.32 エプロン亀裂・沈下・陥没状況 (㊸岸壁 (-5.5m)、重力式区間)



写真-3.3.33 エプロン背後地盤の亀裂・沈下状況 (㊸岸壁 (-5.5m)、矢板式区間)



写真—3.3.34 エプロン沈下状況 (㊟岸壁 (-5.5m)、矢板式区間)



写真—3.3.35 エプロン亀裂状況 (㊟岸壁 (-5.5m)、矢板式区間、平成5年11月撮影)

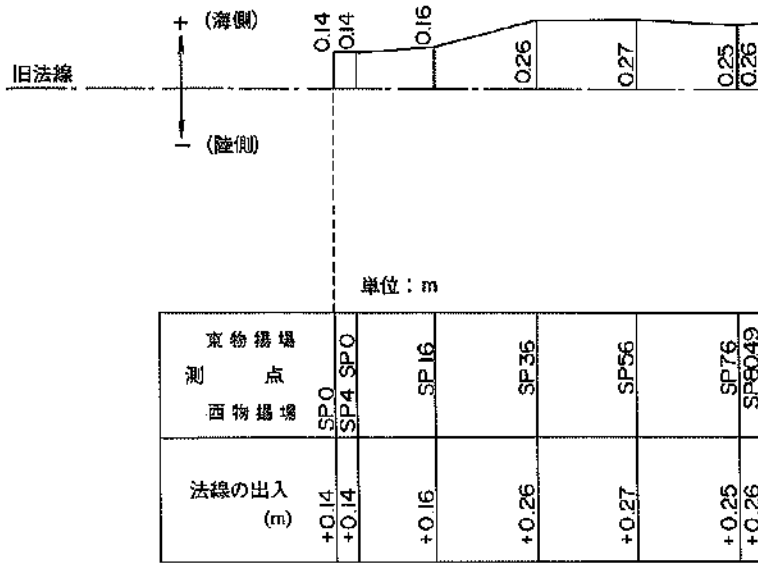


図-3.3.48 法線変位図 (◎西物揚場-3.5m、①東物揚場-3.5m)

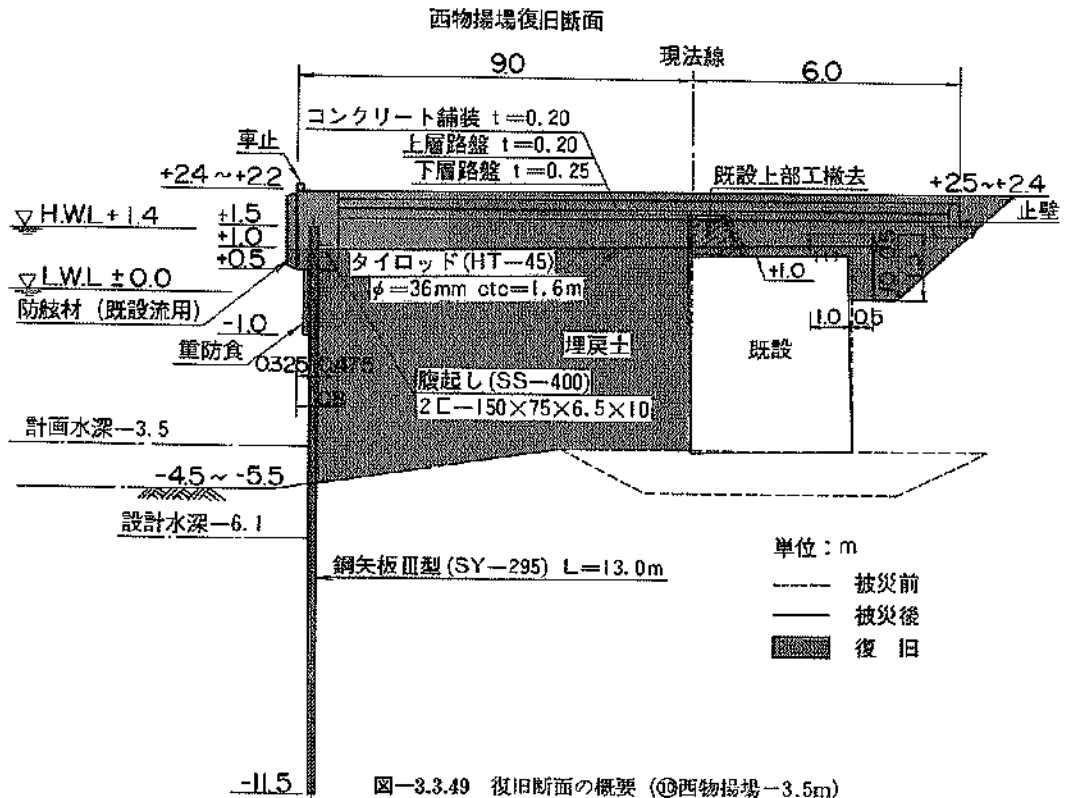


図-3.3.49 復旧断面の概要 (◎西物揚場-3.5m)

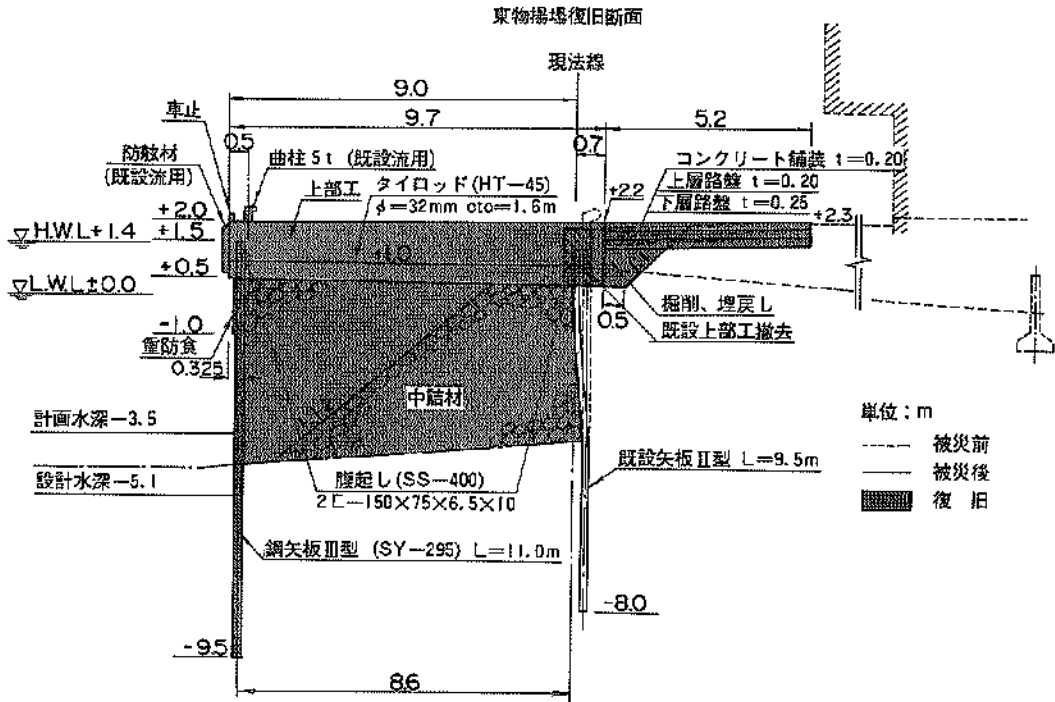


図-3.3.50 復旧断面の概要 (㊸東物揚場-3.5m)

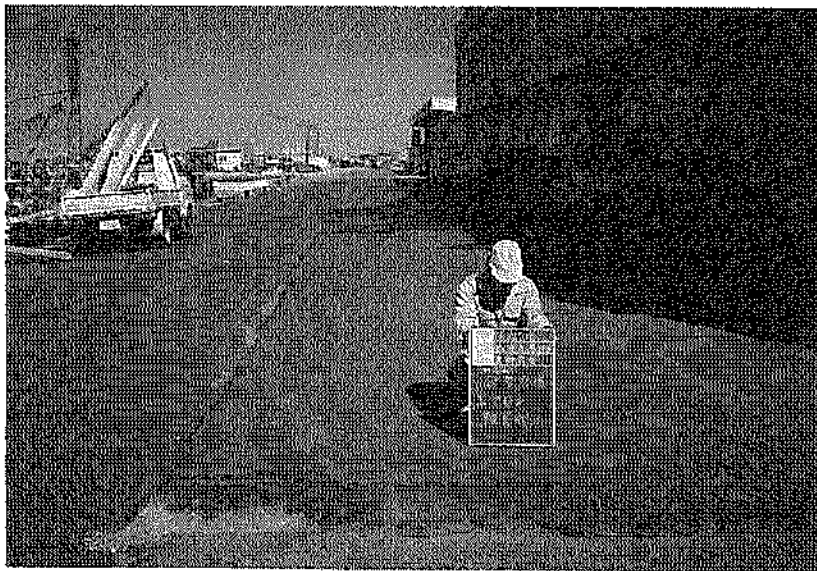
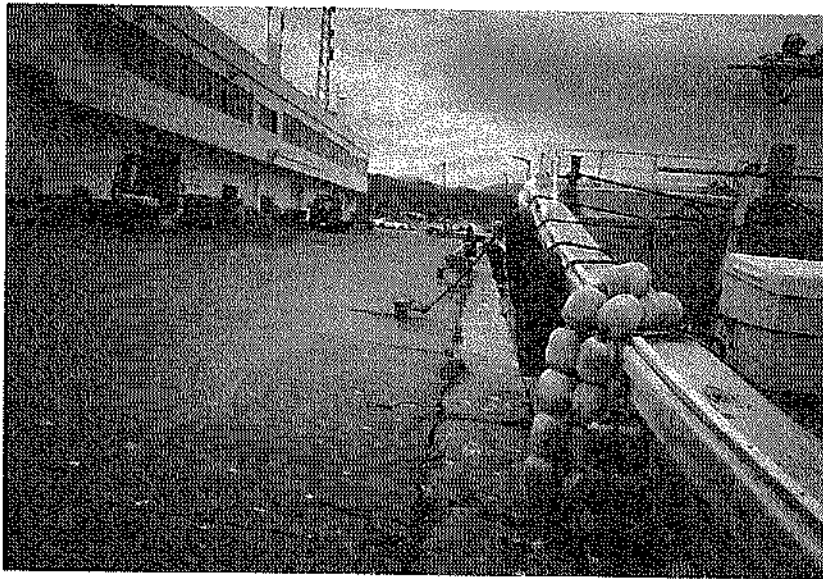


写真-3.3.36 エプロン被災状況 (㊸西物揚場 (-3.5m)、㊸東物揚場 (-3.5m))



写真—3.3.37 法線変位状況 (㊸西物揚場 (-3.5m)、㊹東物揚場 (-3.5m))

(10) 中央埠頭物揚場 (-3.5m) (施設番号㊸)

本施設は、昭和51年に中央埠頭の整備にともない既設の船揚場を改良して建設された施設延長29.7mの物揚場である。本施設の平面図・縦断面図・標準断面図を図—3.3.51に示す。同図に示す通り、前項で示した東物揚場に続く幅4.7mの区間はプレバクトコンクリート構造になっており、残りの25mの区間は矢板式構造になっている。両区間において、船揚場として利用されていた既設の方塊ブロックおよび張ブロックは撤去されている。

本施設の被災状況として、被災状況平面図を図—3.3.52、法線変位図を図—3.3.53、復旧断面の概要図を図—3.3.54に示す。被害としては、エプロンに幅2cm程度の亀裂が発生し、エプロンが沈下するとともに上部工とエプロンの目地部に5～10cm程度の開き・段差が発生している(写真—3.3.38)。上部工には亀裂が生じ、法線が最大で26cm前面に変位している(写真—3.3.39)。また、エプロンと背後地盤の舗装部との目地部で4～8cmの段差が生じている(写真—3.3.40)。

復旧としては、前項で示した西・東物揚場と同様に、本施設においても前面に新たに矢板式の物揚場を建設し、控えを既設の矢板にとることになっている。

(11) 中央埠頭—4.5m岸壁 (施設番号㊹)

本施設は、昭和51年～52年にかけて建設された控え直杭式の矢板式岸壁であり、施設延長は本体区間80mおよび取付部10mの計90mである。ただし、埠頭先端部(隅角部)の約13mの区間では控え矢板構造になっている。本施

設の平面図・縦断面図を図—3.3.55に示し、同図に示すA—A断面およびB—B断面の標準断面図を図—3.3.56および図—3.3.57に示す。また、対象地点の土質条件として、埠頭内の土質およびN値を図—3.3.58に示す。同図に示す通り、EL—12mまででは基盤に相当する層は見られないが、原地盤のN値としては10程度以上の地盤が続いている。

本施設の被害状況として、被災状況平面図を図—3.3.59、法線変位図を図—3.3.60、SP40地点における被災状況断面図を図—3.3.61に示す。被害としては、法線が前面に30～70cm程度変位し、控え工が直杭式と矢板式の境界部でエプロンに亀裂が入るとともに、上部工に亀裂が生じ、法線の変位で約35cmのズレが生じている(写真—3.3.41、写真—3.3.42)。エプロンには、法線の変位にともない沈下が発生し、エプロン目地部に2～10cmの開きが発生するとともにエプロンと上部工の目地部に5cm前後の開きおよび5～20cm程度の段差が生じている(写真—3.3.43、写真—3.3.44)。控え工の位置は、直杭式の区間が法線から18.2m、埠頭先端部の矢板式の区間が法線から19.2mとなっているが、この控え工位置で、法線の変位にともない地盤に亀裂が発生し、50cm以上の段差が発生している(写真—3.3.45)。また、埠頭先端隅角部では、U型矢板の接合部(溶接部分)が外れ土砂が流出している(写真—3.3.46、写真—3.3.47)。

本岸壁の復旧としては、本体にかなりの変形が生じていることから、現法線を1.8m前面に出し、新たに矢板式

の岸壁を建設することになっている。本岸壁の復旧状況平面図・縦断面図を図—3.3.62、復旧断面の概要図を図—3.3.63に示す。復旧断面においては、控え直杭を密に配置することによって、控え工の位置を旧控え工の位置から前面に移動させている。

(13) 中央埠頭岸壁取付先端部 (施設番号⑬)

本施設は、昭和50年～51年にかけて建設された施設であり、施設延長は75mである。本施設の中央部には、昭和48年に第1洲内側への航行を可能にするために取り壊された旧東防波堤の残りの部分が存在している。

本施設の平面図・縦断面図・標準断面図を図—3.3.64～3.3.66に示す。構造形式としては、同図に示す通り、旧東防波堤およびそのマウンド部を含む東側(物揚場側)36mの区間が重力式構造であり、残りの西側(岸壁側)39mが矢板式構造となっている。また、図—3.3.67には矢板式構造の区間の詳細平面図を示す。本区間39mの内、中央埠頭岸壁に続く西端から約20mの区間は控え矢板式の構造となっており、残りの約19mの区間は控え直杭式となっている。

本施設の被害状況として、被害状況平面図を図—3.3.68、法線変位図を図—3.3.69に示す。矢板式構造の区間では、法線が20～55cm程度前面に変位し(写真—3.3.48)、それに伴い背後地盤に沈下が生じるとともに控え工位置で地盤に亀裂が発生している(写真—3.3.49)。背後の張ブロック間にも段差・開きが発生し、上部工に亀裂・段差が発生している。西端隅角部では、先に述べたように矢板接合部(溶接部分)が外れ土砂の流出を受けており(写真—3.3.46、写真—3.3.47)、控え矢板式と直杭式との境界部(西端から約20m地点)では、U型矢板の接合(つめ)が外れ背後の土砂が流出している。また、矢板式と重力式の境界部(西端から約40m地点)では、U型矢板をプレバクトコンクリートで固定している部分が外れ土砂が流出している。

重力式構造の区間では、法線が最大で83cm前面に変位するとともに上部工に大きな亀裂・段差が発生し(写真—3.3.50—写真—3.3.52)、背後地盤でも広い範囲で沈下・亀裂および陥没が起こっている(写真—3.3.53)。ただし、同写真から分かるように、旧東防波堤位置では地盤の沈下は発生していない。被害程度としては、壊滅的な被害に属するものである。また、本体間に開きが生じ、背後土砂の流出を受けている。

本施設では、本体に損傷が認められ、本体構造にも破壊が生じていること、また法線の変位が大きかったことから、原形復旧は困難と思われたため、本施設の復旧としては、現法線を2.8m前面に出し、新たに矢板式構造の

施設を建設することになっている。復旧状況平面図・縦断面図および復旧断面の概要図は図—3.3.70～図—3.3.72に示す通りである。

(13) 中央埠頭物揚場 (-3.5m) (施設番号⑬)

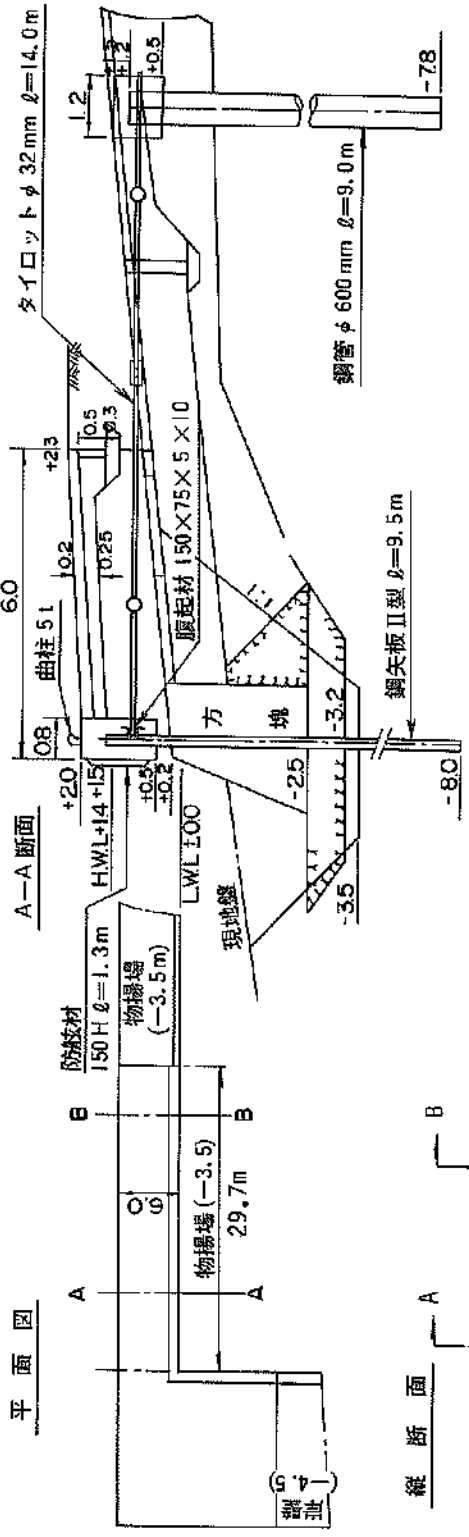
本施設は、昭和50年に中央埠頭の建設に際して最初に建設された施設であり、施設延長は埠頭内部90mおよび埠頭から船揚場方向に25mの計115mである。本施設の平面図・縦断面図・標準断面図を図—3.3.73に示す。同図に示す通り、本施設は矢板式(控え直杭式)の物揚場である。本施設は、一部取り壊されて残っていた既存の旧東防波堤の東側に矢板式の物揚場を建設し、矢板後背部を埋め立てることによって建設されている。

本施設の被害状況として、被災状況平面図を図—3.3.74、法線変位図を図—3.3.75、SP80地点の被災状況断面図を図—3.3.76に示す。被災状況平面図に示す通り、本施設の被災延長は、埠頭内部の90.1mとなっている。また、法線変位図からも明らかのように、法線の前面への変位は、埠頭中央部から先端にかけて急激に大きくなっており、先端部では最大で65cmの変位となっている。これにより、エプロンが沈下するとともに、エプロン上に2～20cmの亀裂が発生し、目地部では5～10cmの開きが生じている(写真—3.3.54、写真—3.3.55)。また、上部工にも亀裂が発生し、上部工とエプロンの目地部では10～20cmの開き・段差が生じている。また、控え工位置では、地盤に亀裂が発生するとともに、控え工背後地盤の沈下によって50cm以上の段差が生じている(写真—3.3.56)。埠頭先端部分では、U型矢板をプレバクトコンクリートで固定している部分が外れ土砂が流出している。また、その他の部分でもU型矢板の接合(つめ)が外れた箇所が2箇所あり(各々開き3cm)、埠頭先端部の約40mの範囲でU型矢板の接合(つめ)が緩んでいる(つめは延びているが噛み合わせは外れていない)。

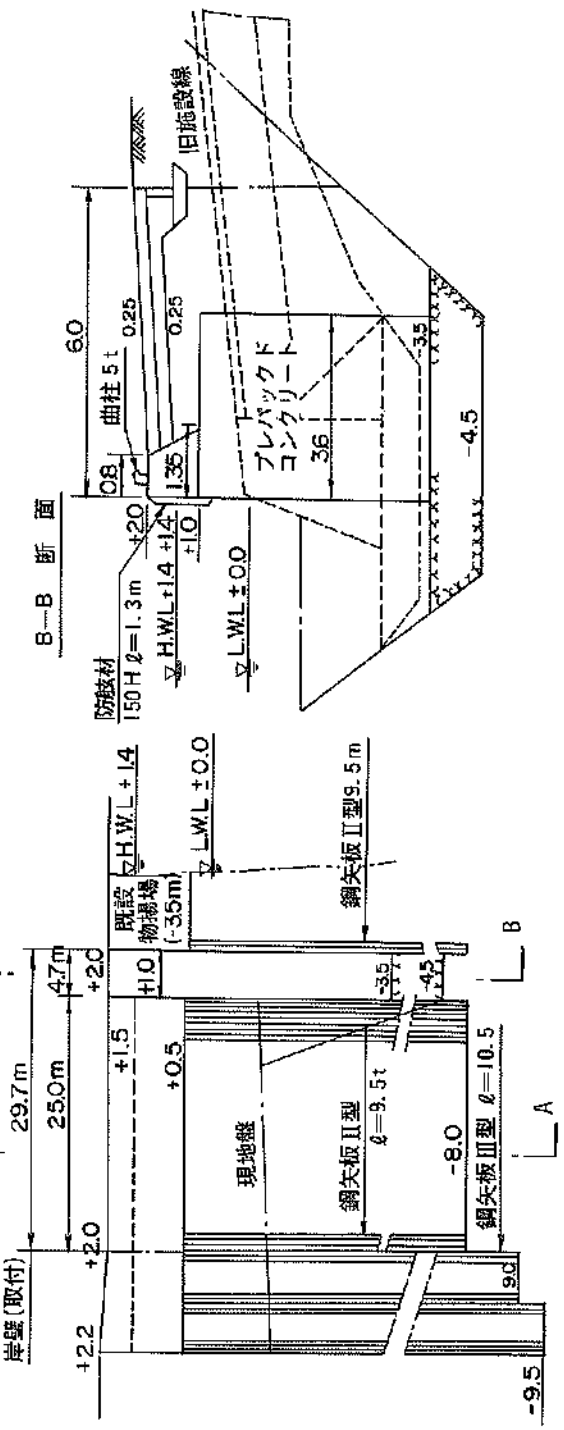
図—3.3.77に本施設の復旧断面の概要図を示す。埠頭先端部周辺では、本体が大きく変形し本体構造に破壊が起こったものと考えられることから、埠頭東側の全区間について、現法線を1.8m前面に出して新たに矢板式の物揚場を建設することとしている。

(14) 第1洲内船揚場 (施設番号⑭)

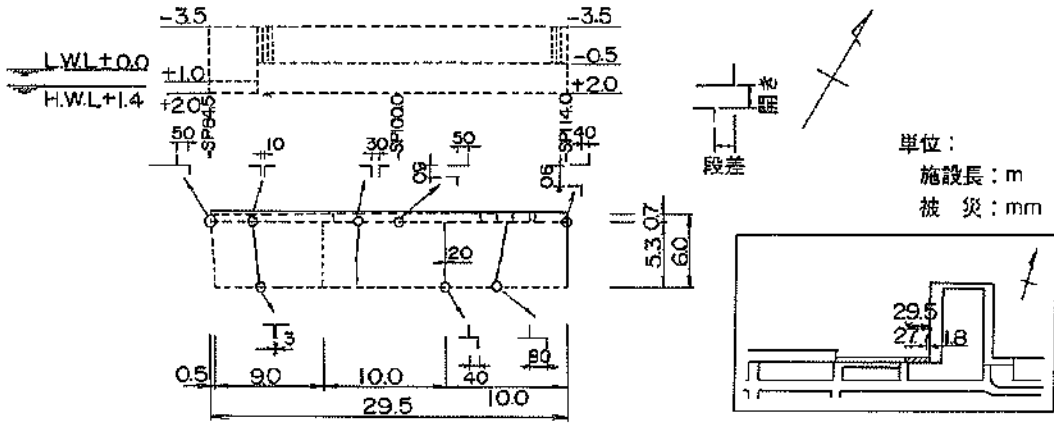
本施設は、昭和49年～50年に建設された施設であり、施設延長は150mである。森港の東側への拡張以前には、船揚場は旧東防波堤の取付部西側(現在の中央埠頭—3.5m物揚場の位置)にあったが、拡張にともない第1洲内側に移したものである。本施設の標準断面図を図—3.3.78に示すが、本施設では地震による被害は全く発生しなかった。



単位：m



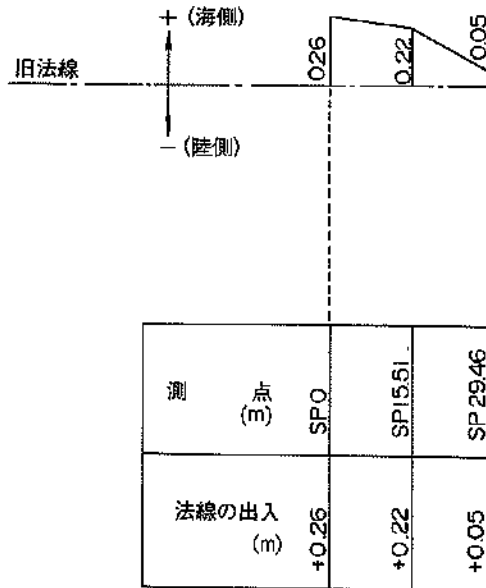
図—8.3.51 平面図・縦断面図・標準断面図 (①中央埠頭—3.5m 物揚場)



図—3.3.52 被災状況平面図 (㊸中央埠頭—3.5m 物揚場)

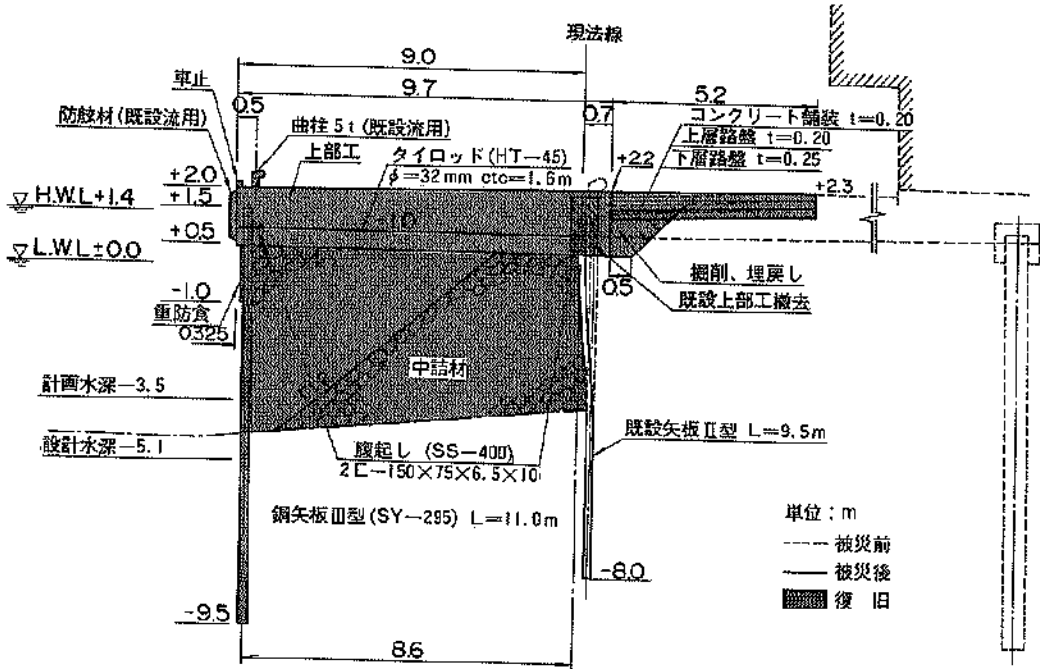
第4号 中央埠頭—3.5m 物揚場

法線出入図

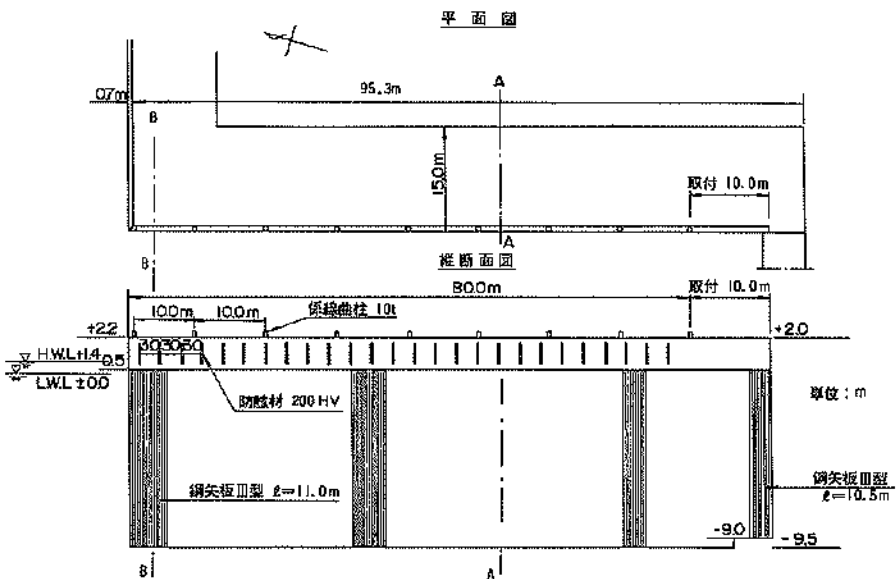


図—3.3.53 法線変位図 (㊸中央埠頭—3.5m 物揚場)

中央埠頭—3.5m 物揚場復旧断面



図—3.3.54 復旧断面の概要 (②中央埠頭—3.5m 物揚場)



図—3.3.55 平面図・縦断面図 (③中央埠頭岸壁—4.5m)

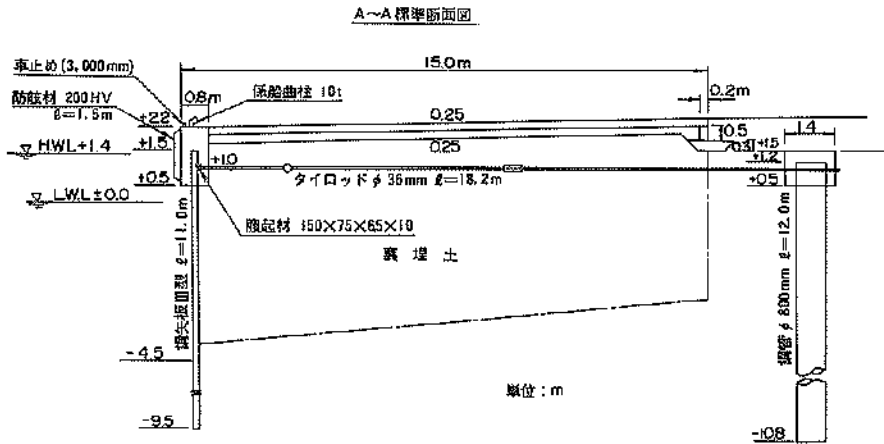


図-3.3.56 標準断面図 (③中央埠頭-4.5m 岸壁 A-A断面)

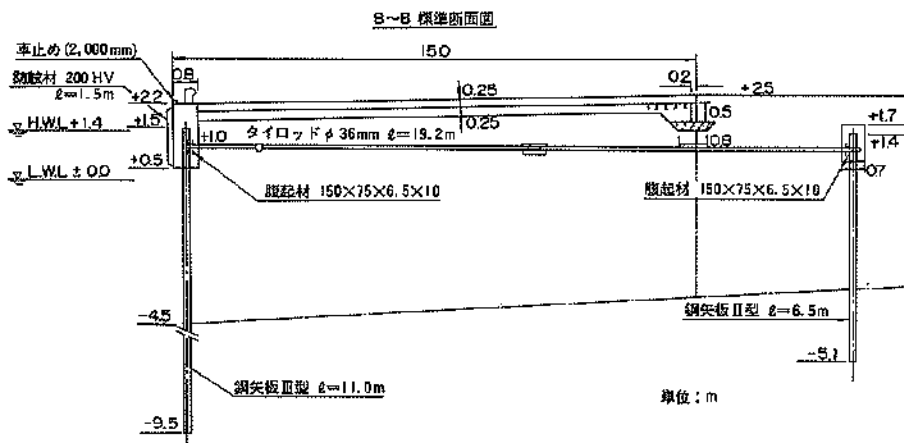


図-3.3.57 標準断面図 (③中央埠頭-4.5m 岸壁 B-B断面)

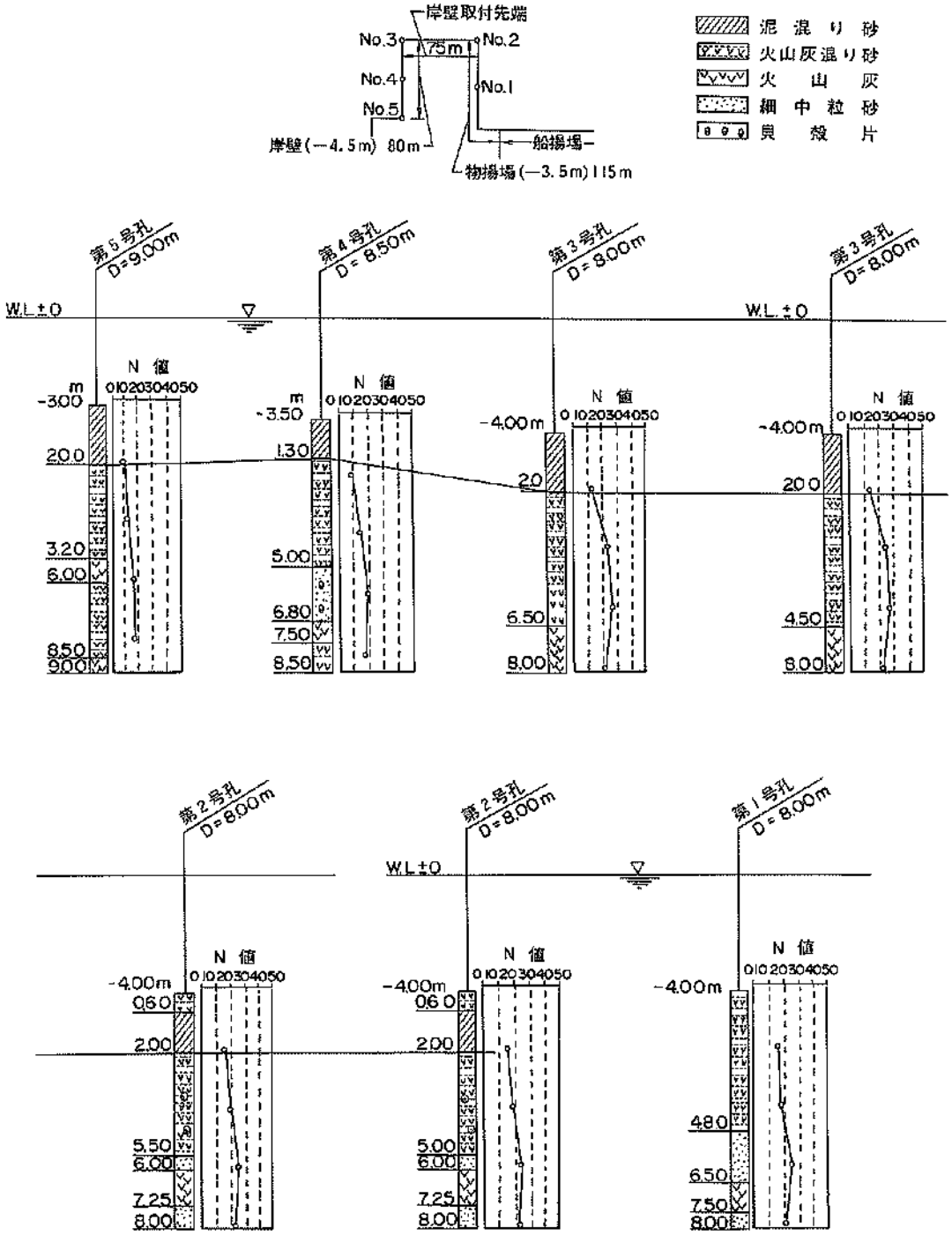
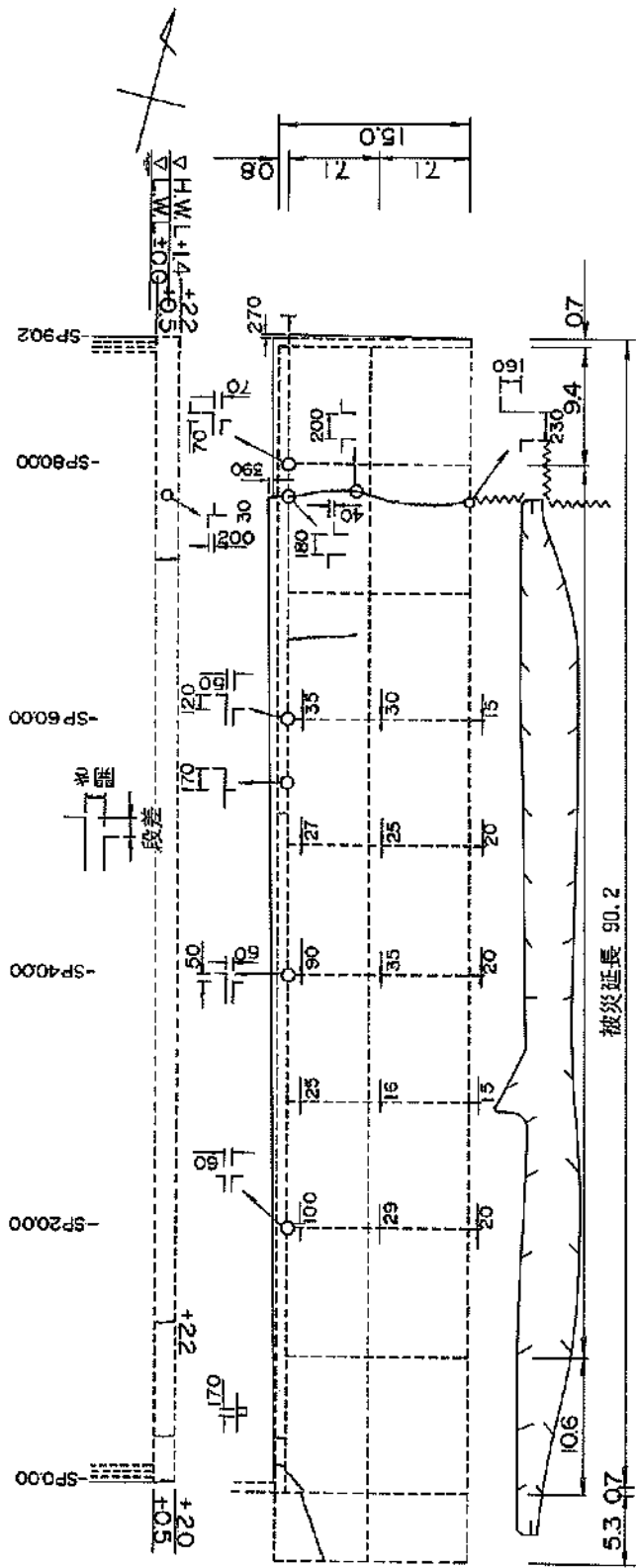
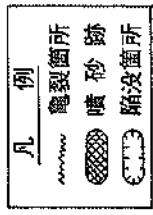
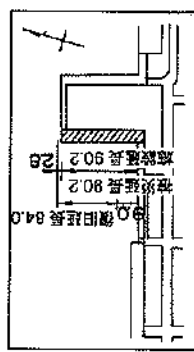


図-3.3.58 対象地点の土質 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁、㊹中央埠頭岸壁取付先端部、㊺中央埠頭物揚場-3.5m)



單位：
 施設長：m
 被災：mm



图一3.3.59 被災状況平面图 (⑩中央埠頭~4.5m岸壁)

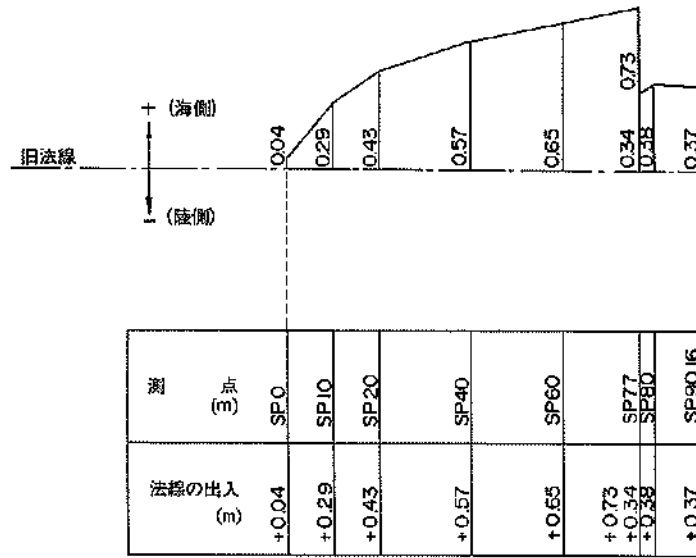


図-3.3.60 法線変位図 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁)

SP 40 エブロンおよび背後の沈下状況

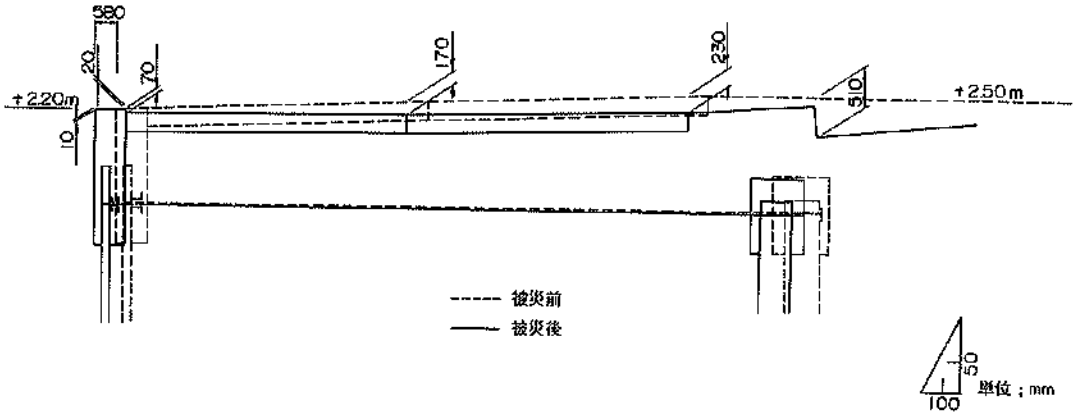


図-3.3.61 被災状況断面図 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁 SP40地点)



写真-3.3.38 エプロン被災状況 (㊸中央埠頭-3.5m 物揚場)

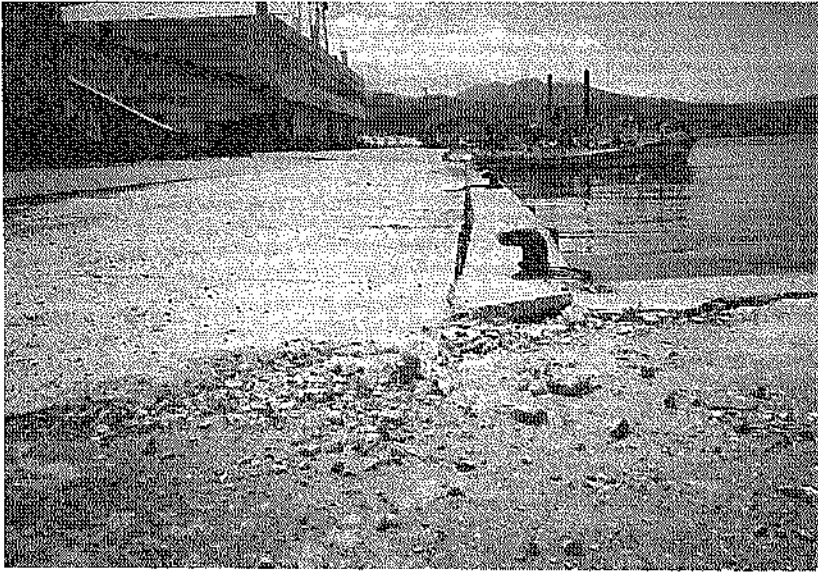


写真-3.3.39 法線変位、エプロン被災状況 (㊸中央埠頭-3.5m 物揚場)

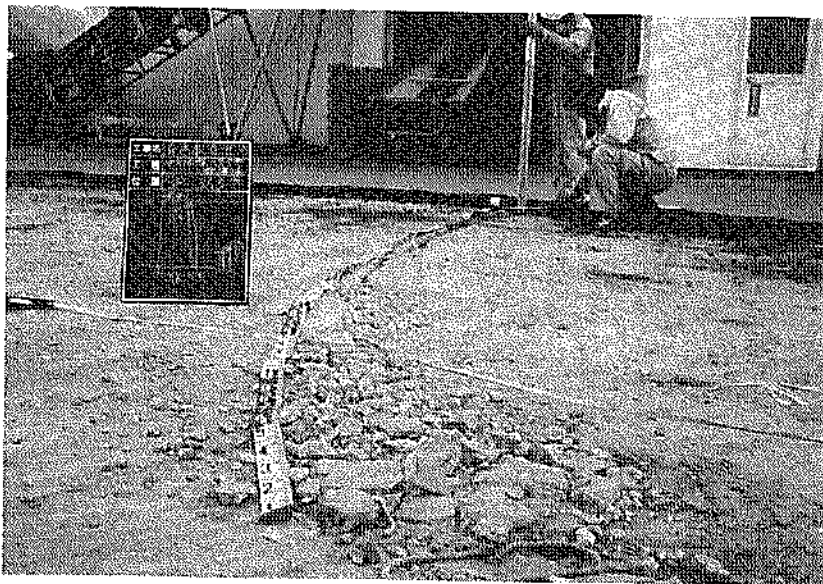


写真-3.3.40 エプロン被災状況 (㊸中央埠頭-3.5m 物揚場)

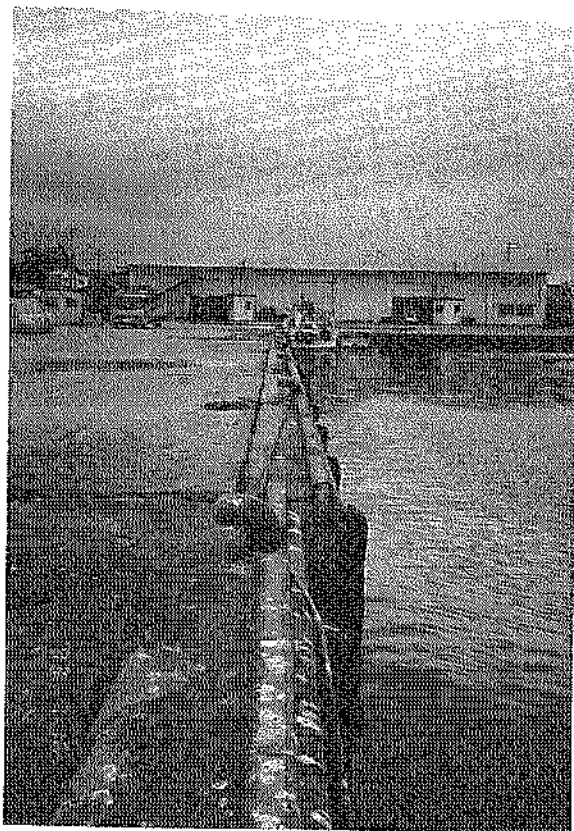
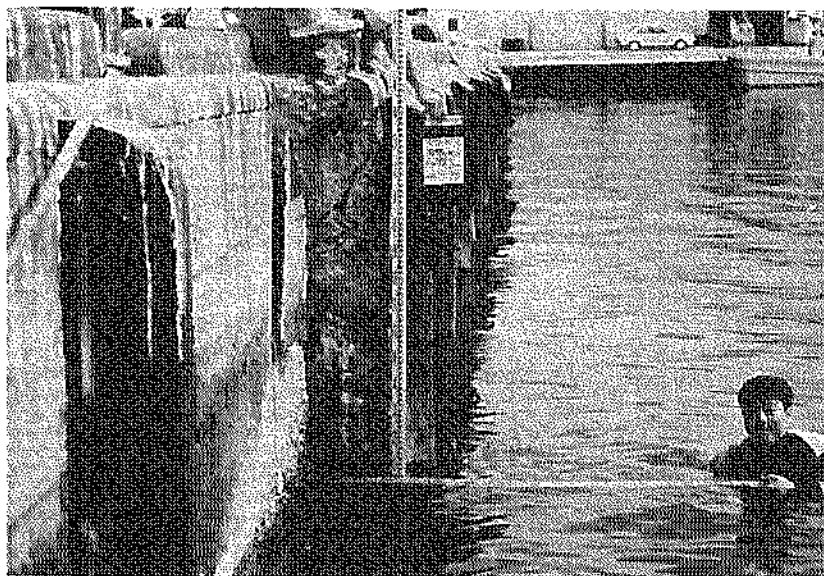
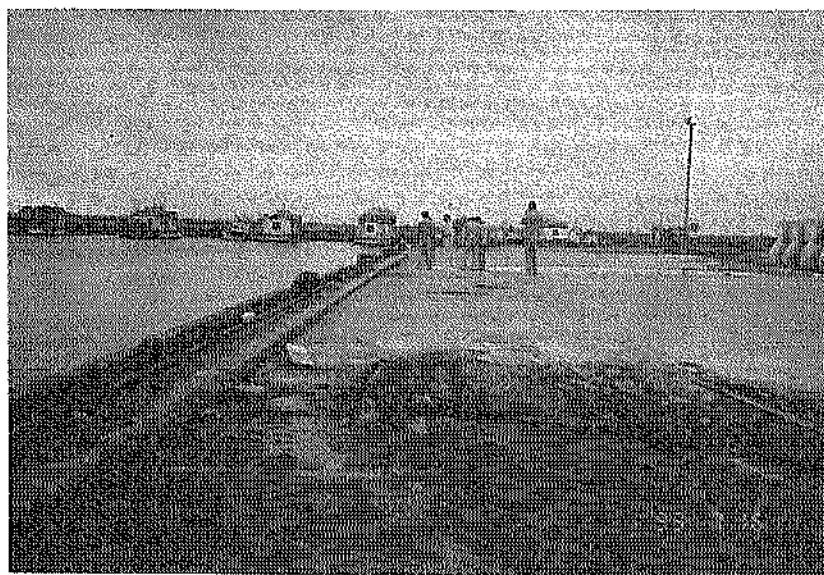


写真-3.3.41 法線の変位およびズレの状況 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁)



写真—3.3.42 法線のズレの状況 (㊸中央埠頭—4.5m 岸壁)



写真—3.3.43 エプロンの沈下および上都工との段差状況 (㊸中央埠頭—4.5m 岸壁)

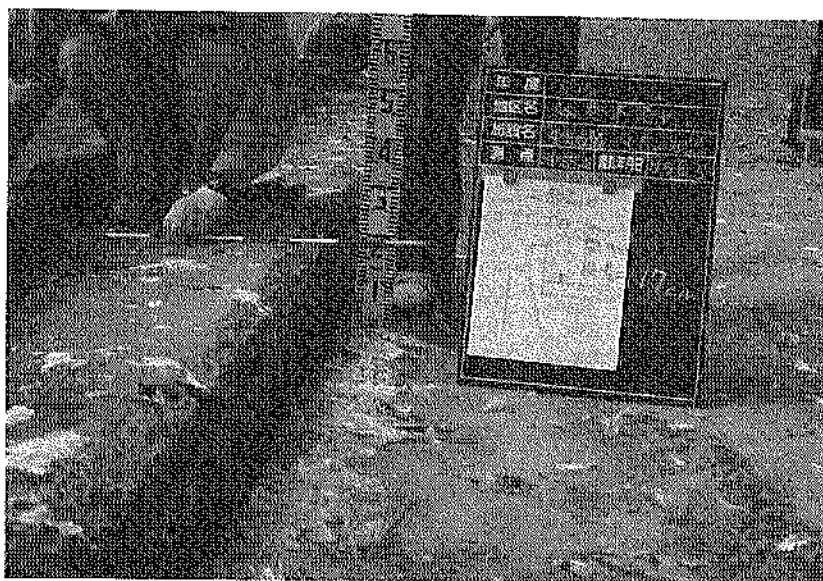
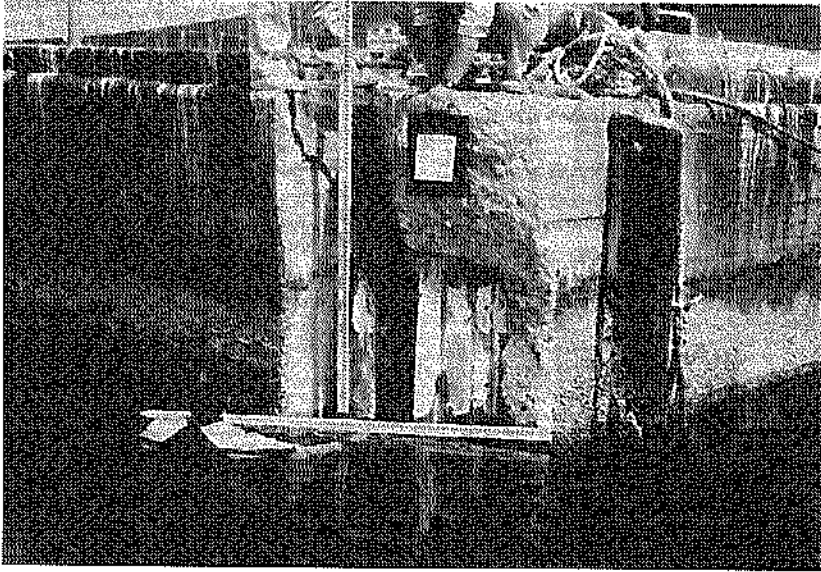


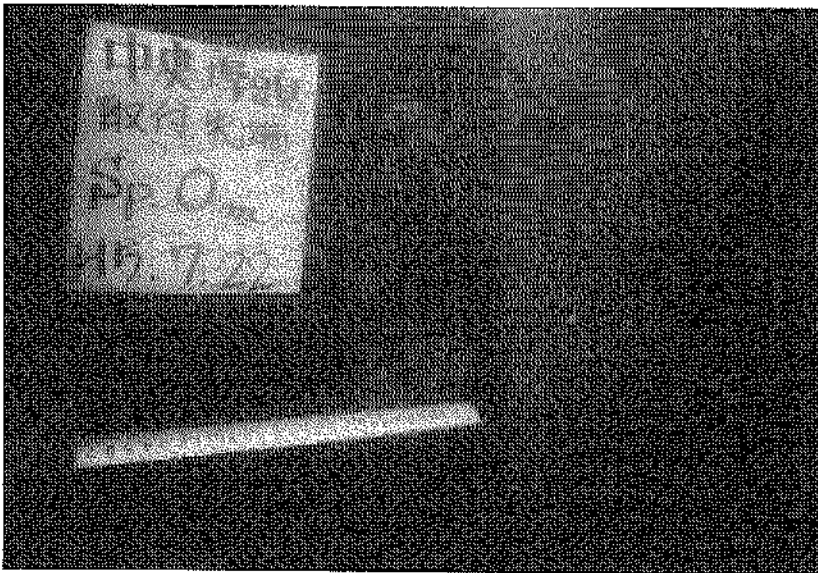
写真-3.3.44 エプロンと上部工の段差状況 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁 SP55.5地点)



写真-3.3.45 控え工位置での亀裂・段差状況 (㊸中央埠頭-4.5m 岸壁、平成5年11月撮影)



写真—3.3.46 矢板接合部の分離状況～海上部 (㊸中央埠頭—4.5m 岸壁、㊹中央埠頭先端取付部)



写真—3.3.47 矢板接合部の分離状況～海中部 (㊸中央埠頭—4.5m 岸壁、㊹中央埠頭先端取付部)

中央埠頭-4.5m 岸壁復旧断面

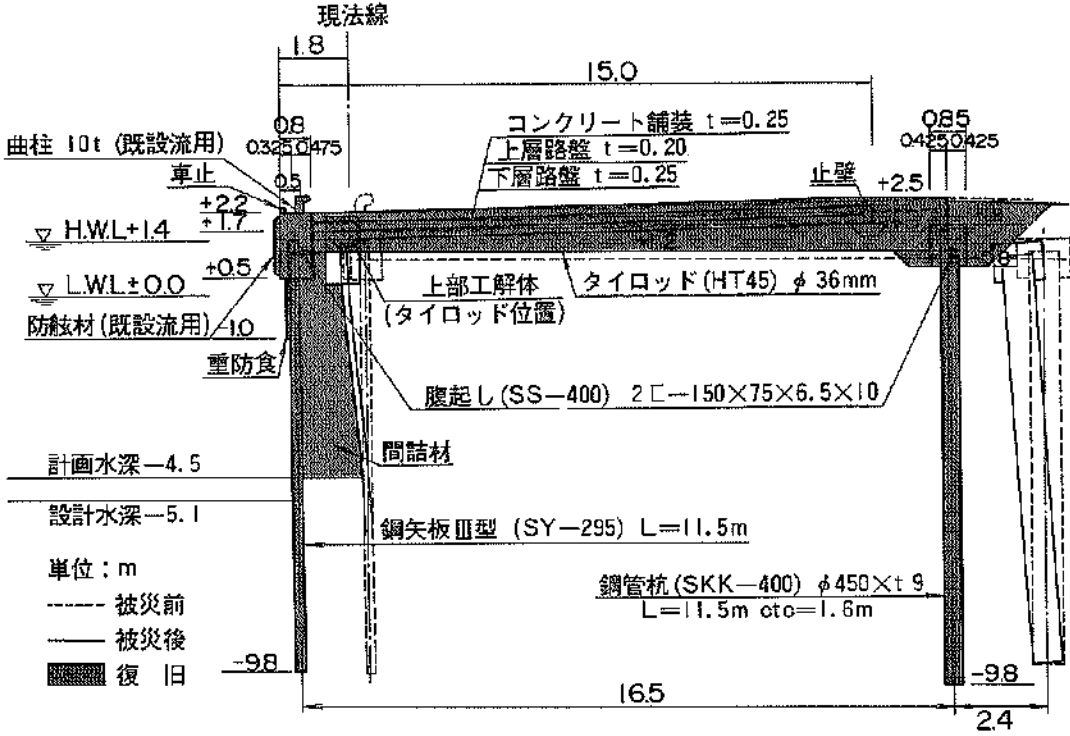
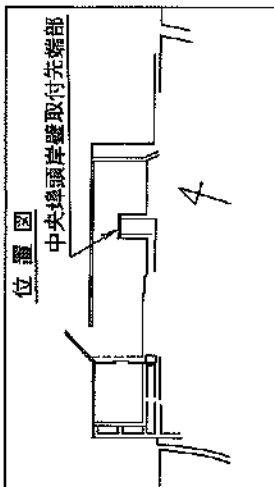
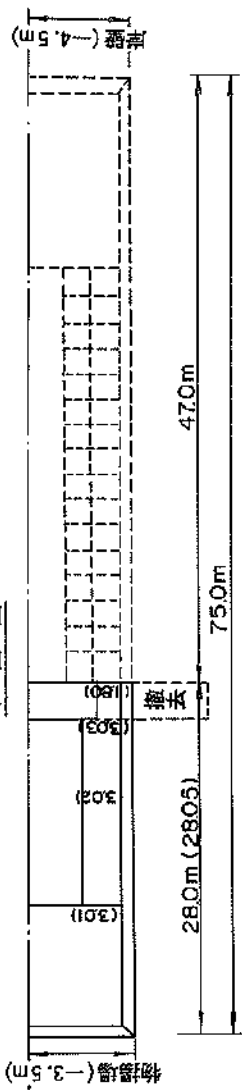


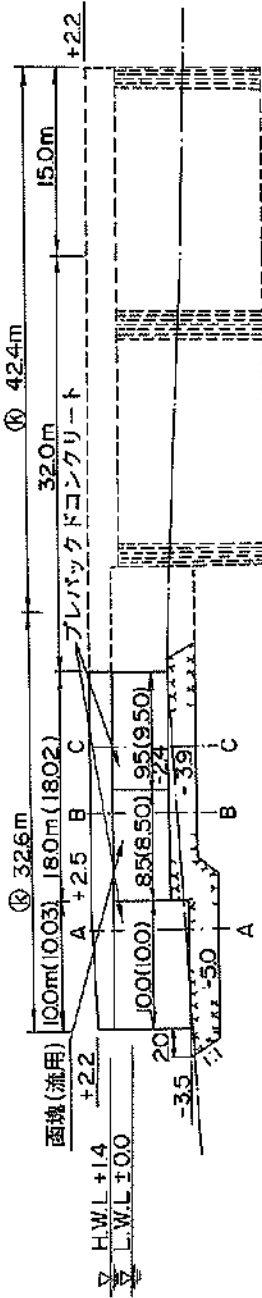
図-3.3.63 復旧断面の概要 (③中央埠頭-4.5m 岸壁)



平面図



縦断面図



単位：m

標準断面図

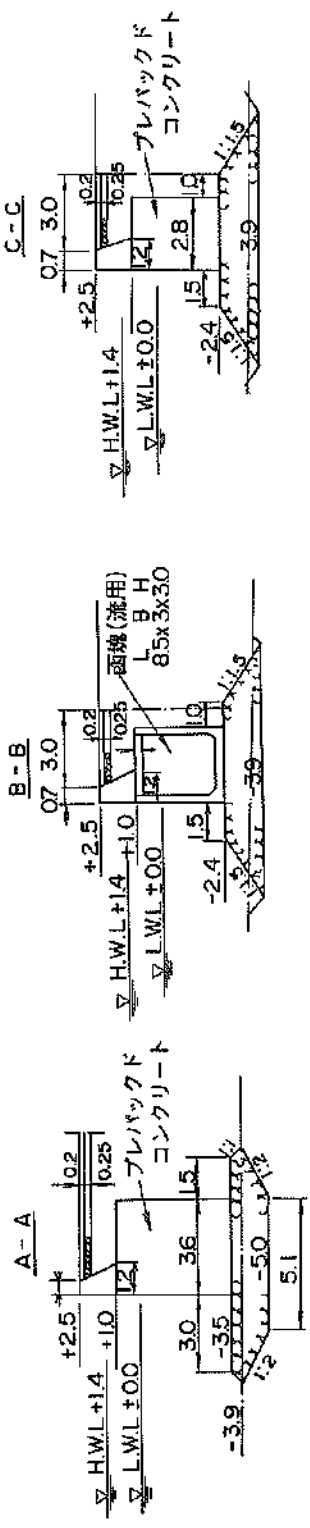
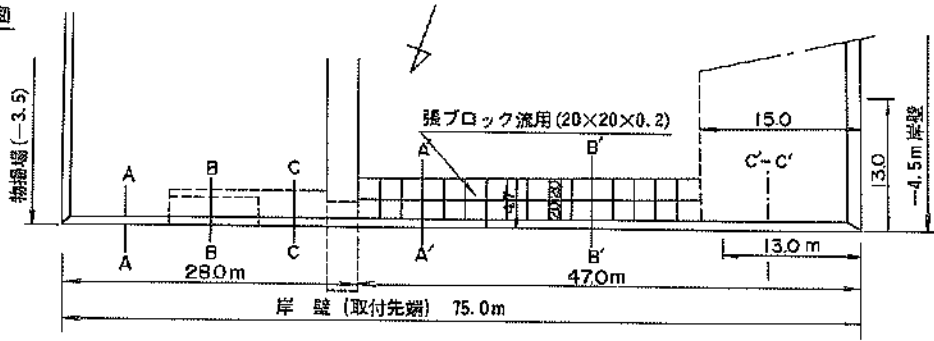


図-3.3.64 平面図・縦断面図・標準断面図 (①中央埠頭岸壁取付先端部 東側)

平面図



縦断面図

単位：m

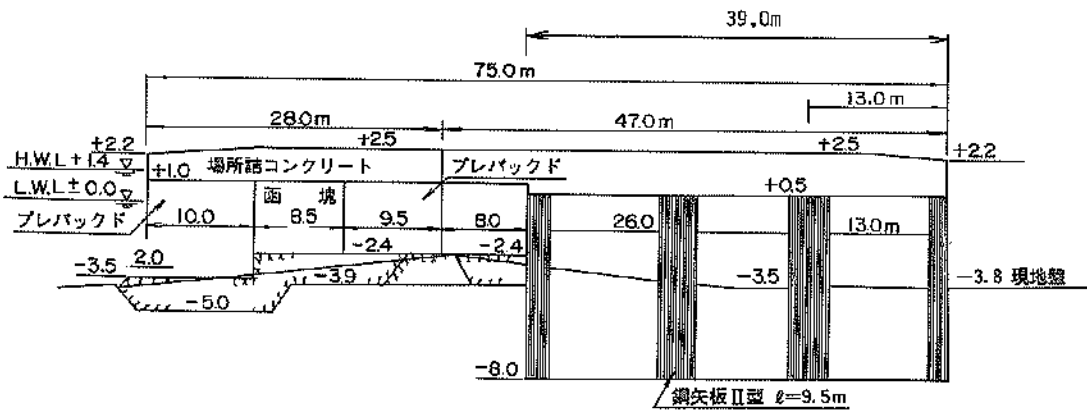
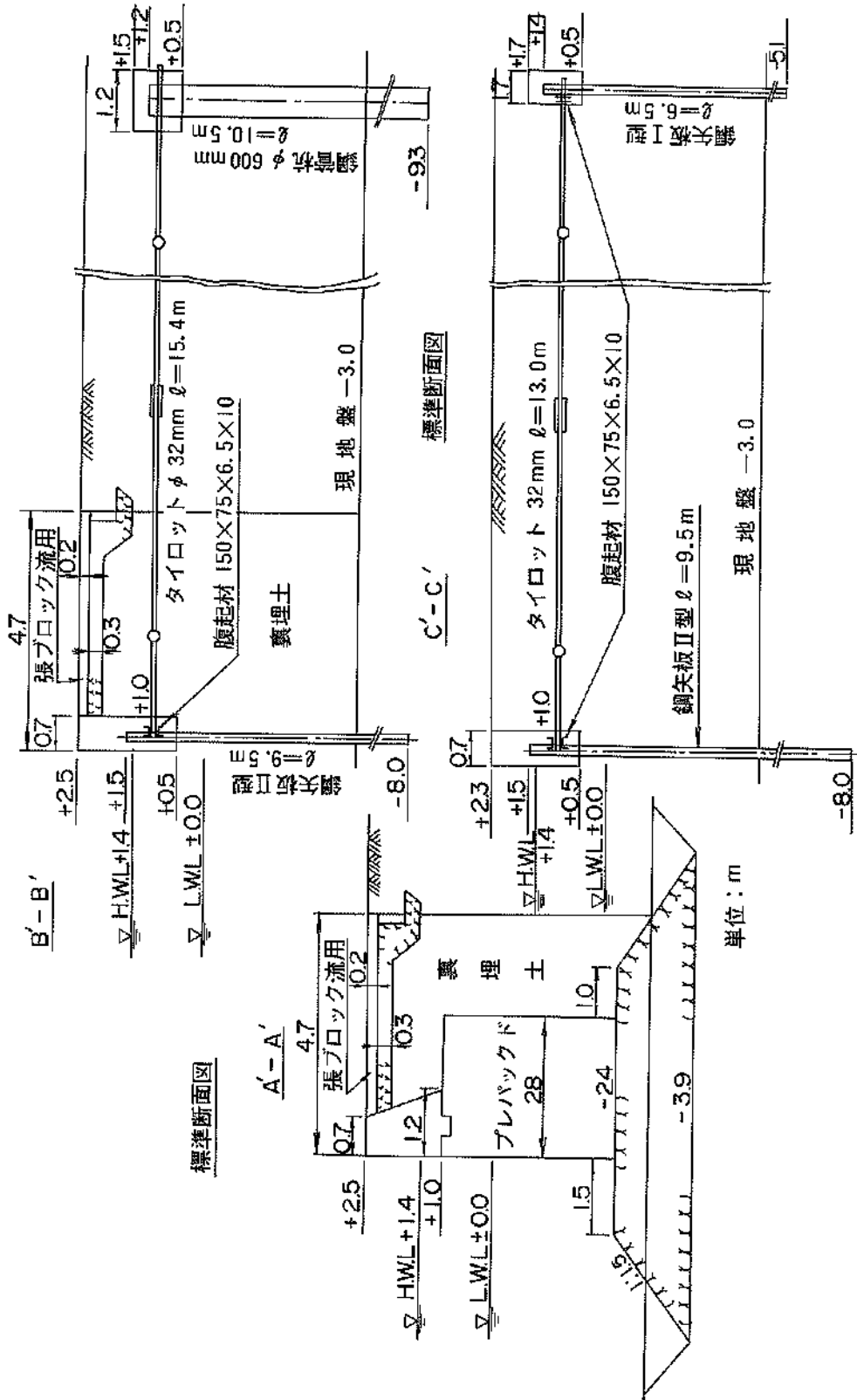


図-3.3.65 平面図・縦断面図 (㊸中央埠頭岸壁取付先端部)



図—3.3.66 標準断面図 (⑩中央埠頭岸壁取付先端部 西側)

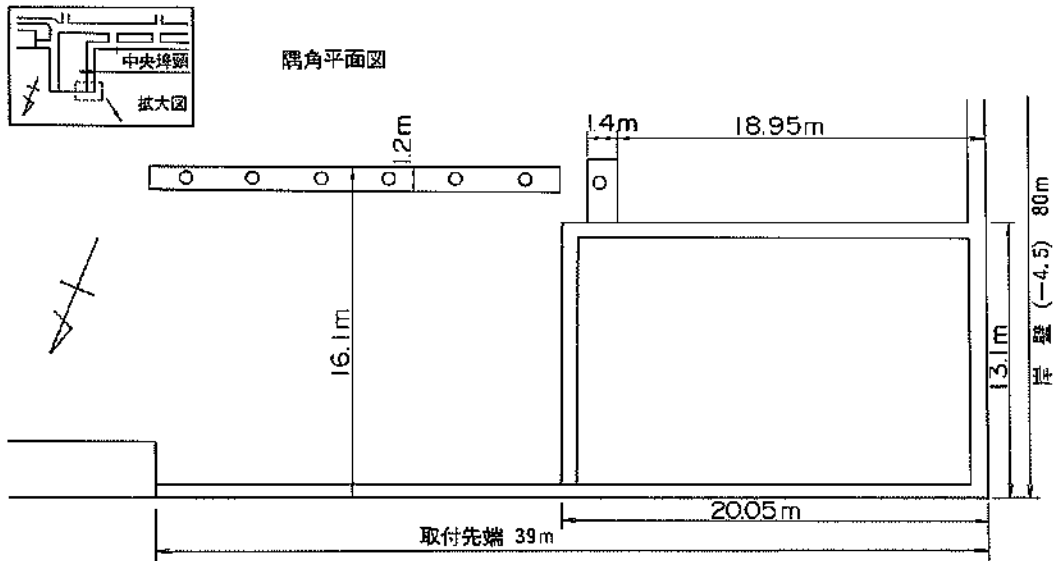
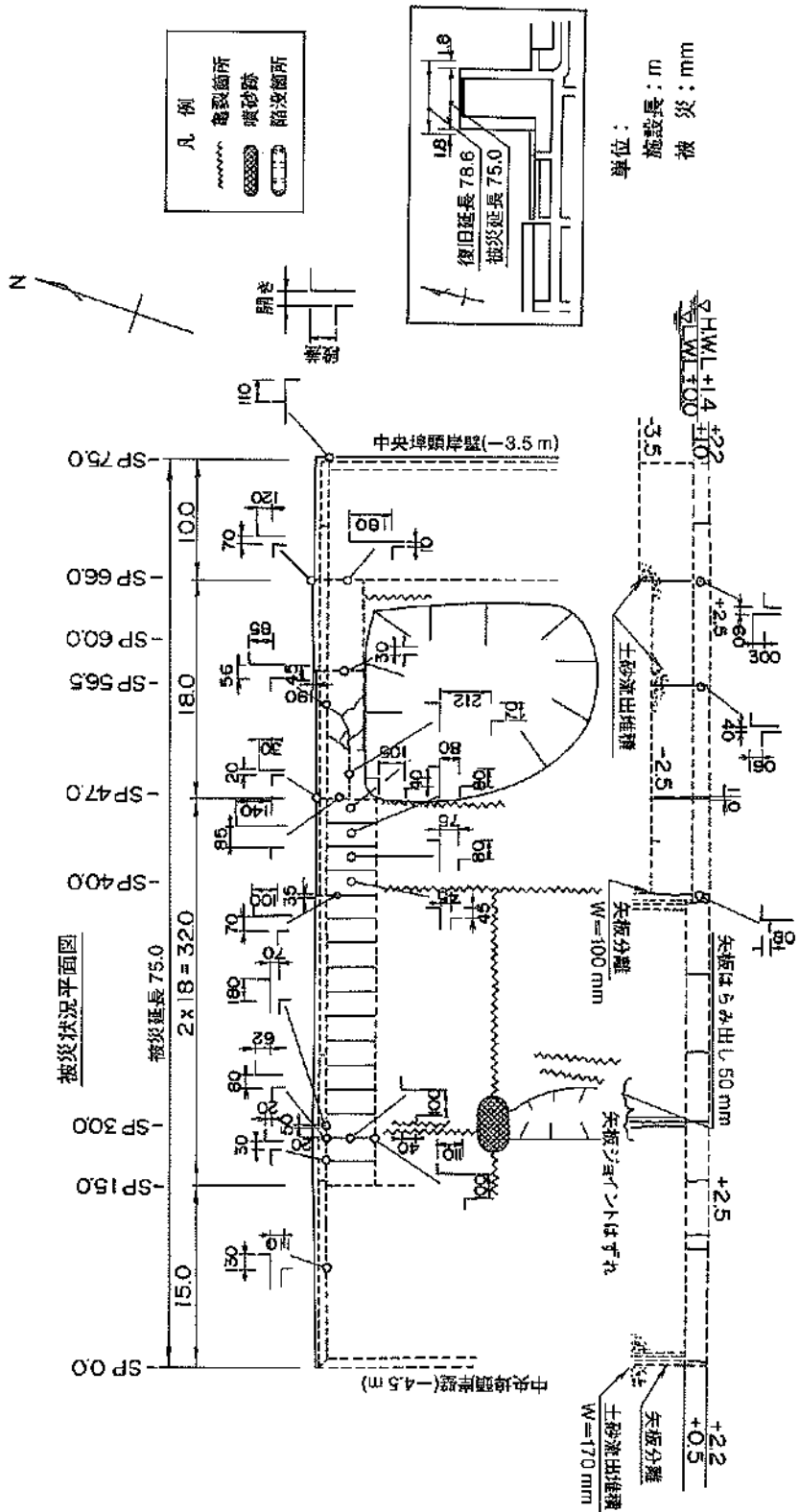


図-3.3.67 矢板部の詳細平面図 (㊸中央埠頭岸壁取付先端部 東側)



被災状況断面図

(昭和三十九年度新潟県中越前地震) 図面状況表 被災状況表 89.3.3-1 図

単位：mm
 施設長：m
 被災：m

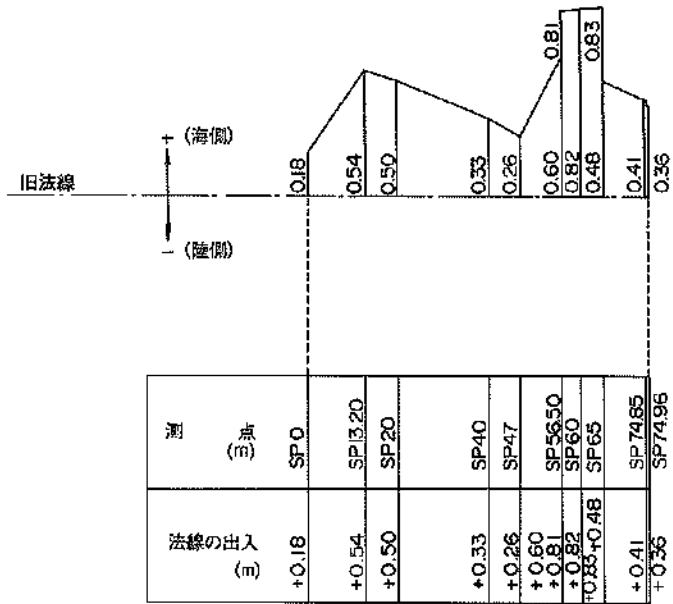


図-3.3.69 法線変位図 (中央埠頭岸壁取付先端部)

中央埠頭岸壁取付先端部復旧断面

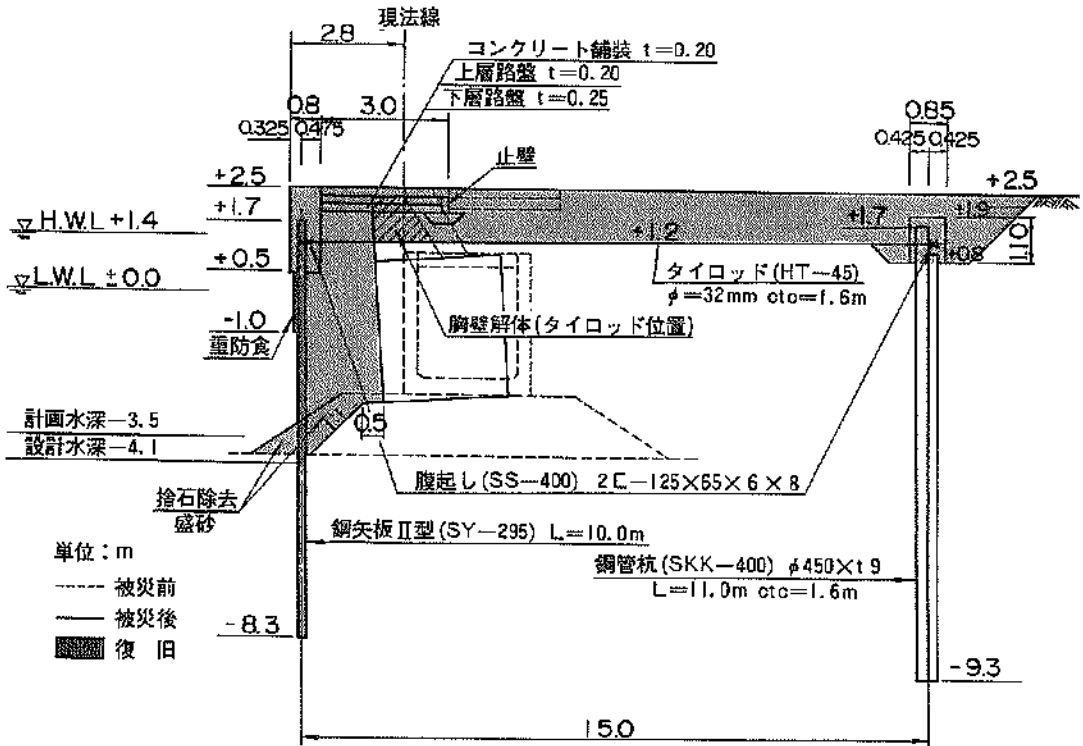


図-3.3.71 復旧断面の概要 (①中央埠頭岸壁取付先端部 東側：旧函塊部)

中央埠頭岸壁取付先端部復旧断面

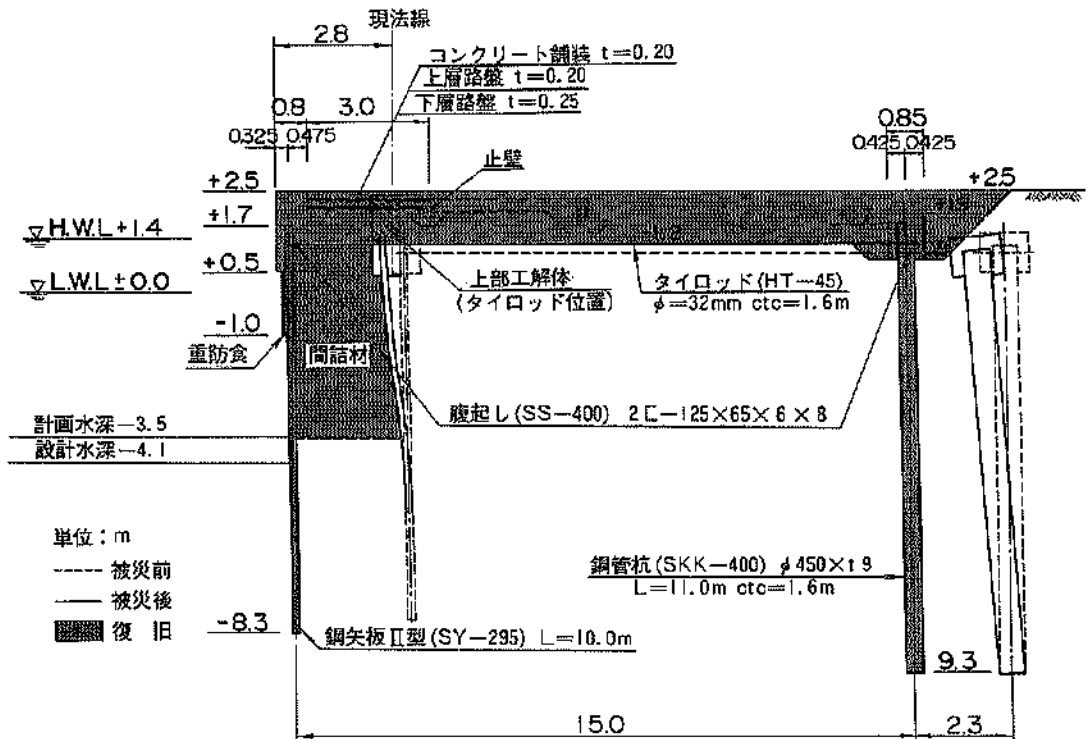


図-3.3.72 復旧断面の概要 (②中央埠頭岸壁取付先端部 西側：旧矢板部)

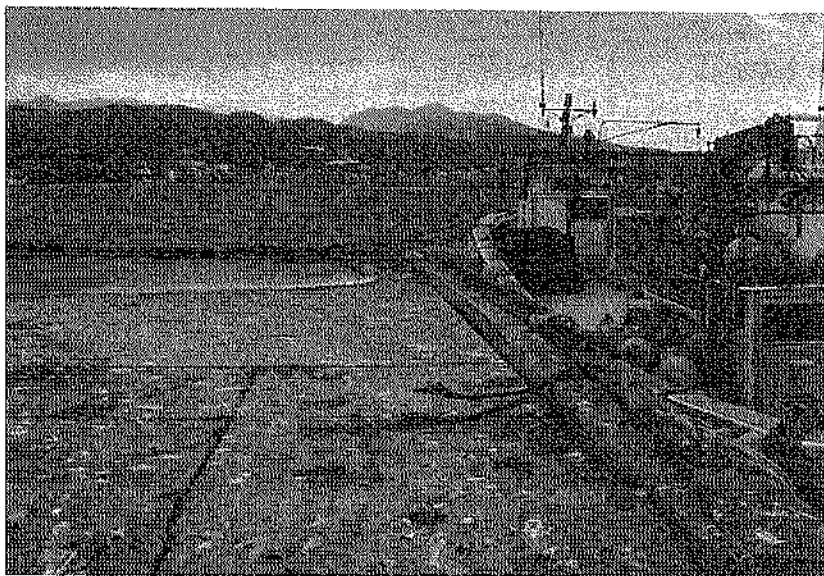


写真-3.3.48 法線変位およびエプロン被災状況 (㊦中央埠頭先端取付部、矢板式区間)

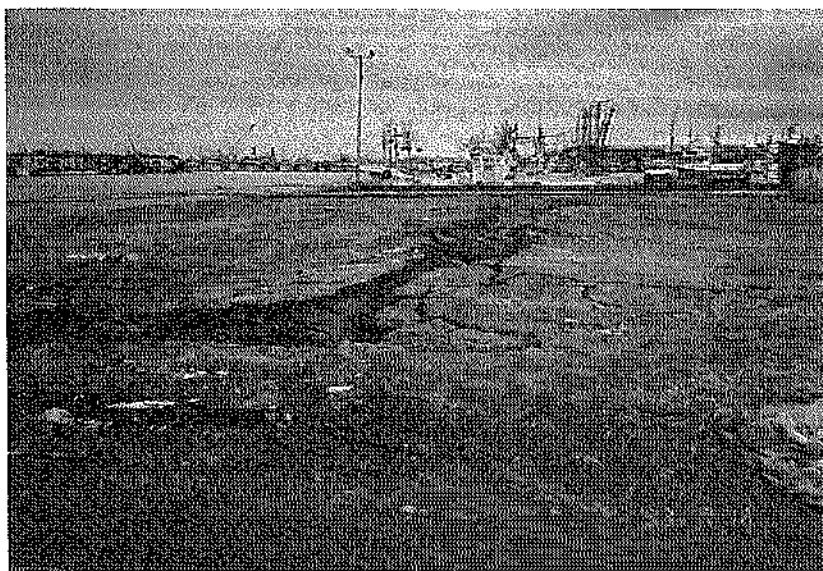
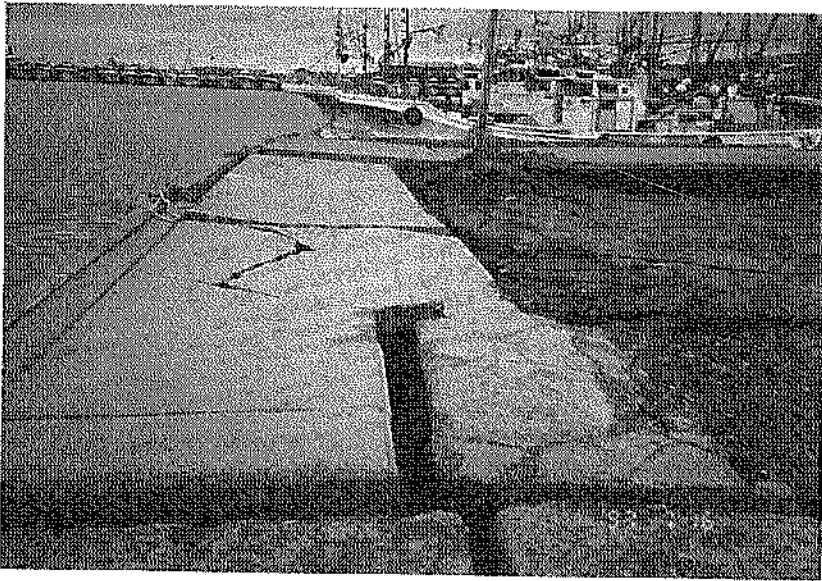


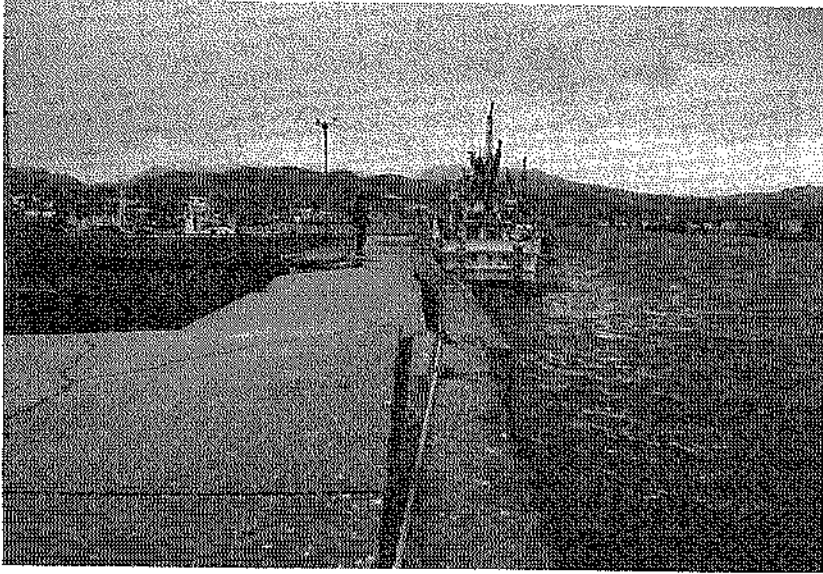
写真-3.3.49 控え工位置での亀裂・段差および背後地盤の沈下状況 (㊦中央埠頭先端取付部、矢板式区間)



写真—3.3.50 法線変位およびエプロン被災状況 (㊤中央埠頭先端取付部、重力式区間)



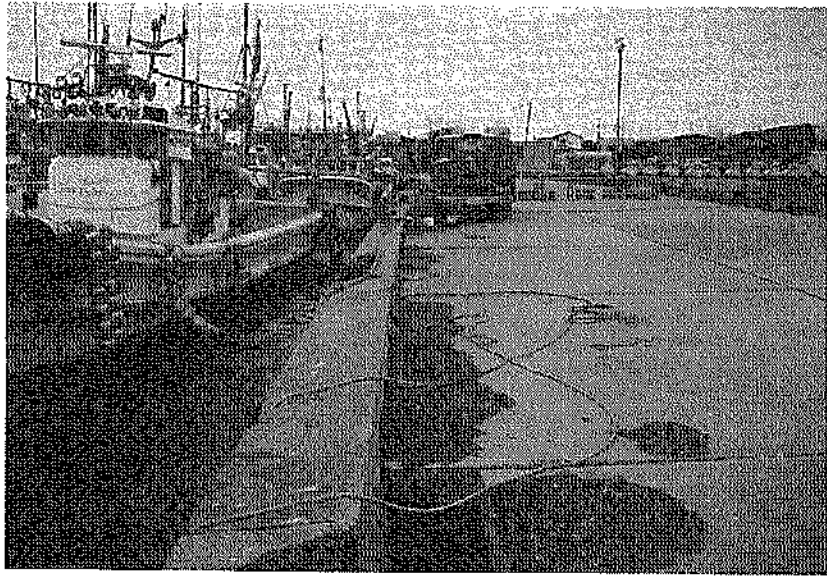
写真—3.3.51 法線変位およびエプロン被災状況 (㊤中央埠頭先端取付部、重力式区間)



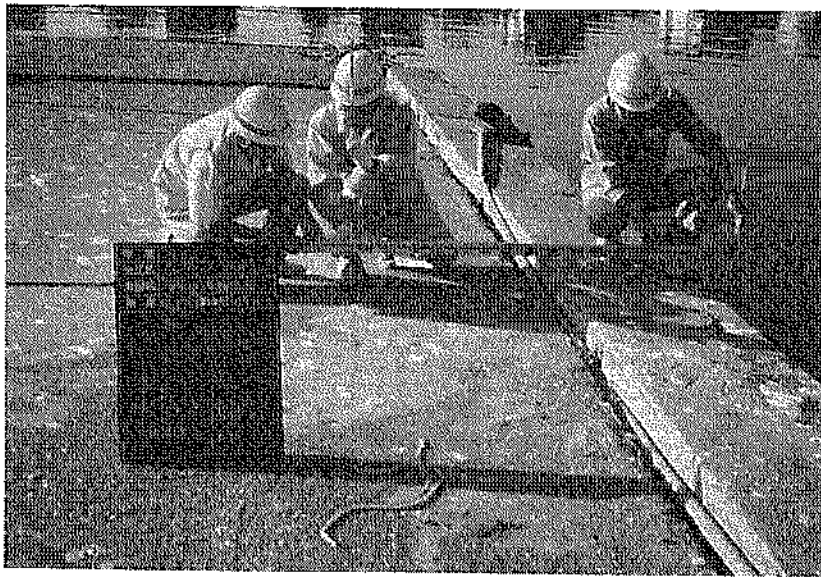
写真—3.3.52 法線変位およびエプロン被災状況 (㊸中央埠頭先端取付部、重力式区間、平成5年11月撮影)



写真—3.3.53 背後地盤の亀裂・段差・沈下状況 (㊸中央埠頭先端取付部、平成5年11月撮影)



写真—3.3.54 法線変位・エプロン被災状況 (㊤中央埠頭物揚場 (-3.5m)、平成5年11月撮影)



写真—3.3.55 法線変位、エプロン沈下・段差状況 (㊤中央埠頭物揚場 (-3.5m))

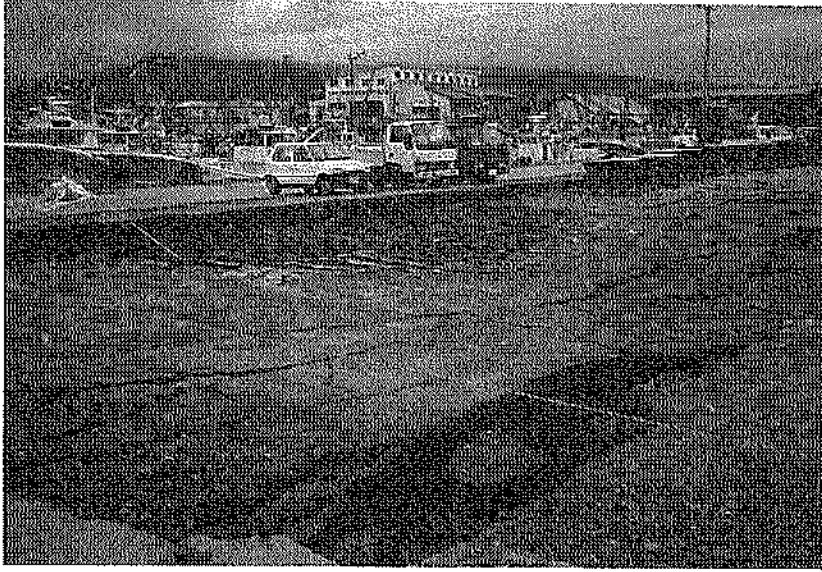


写真-3.3.56 控え工背後地盤の沈下・亀裂・陥没状況 (㊦中央埠頭物揚場 (-3.5m))

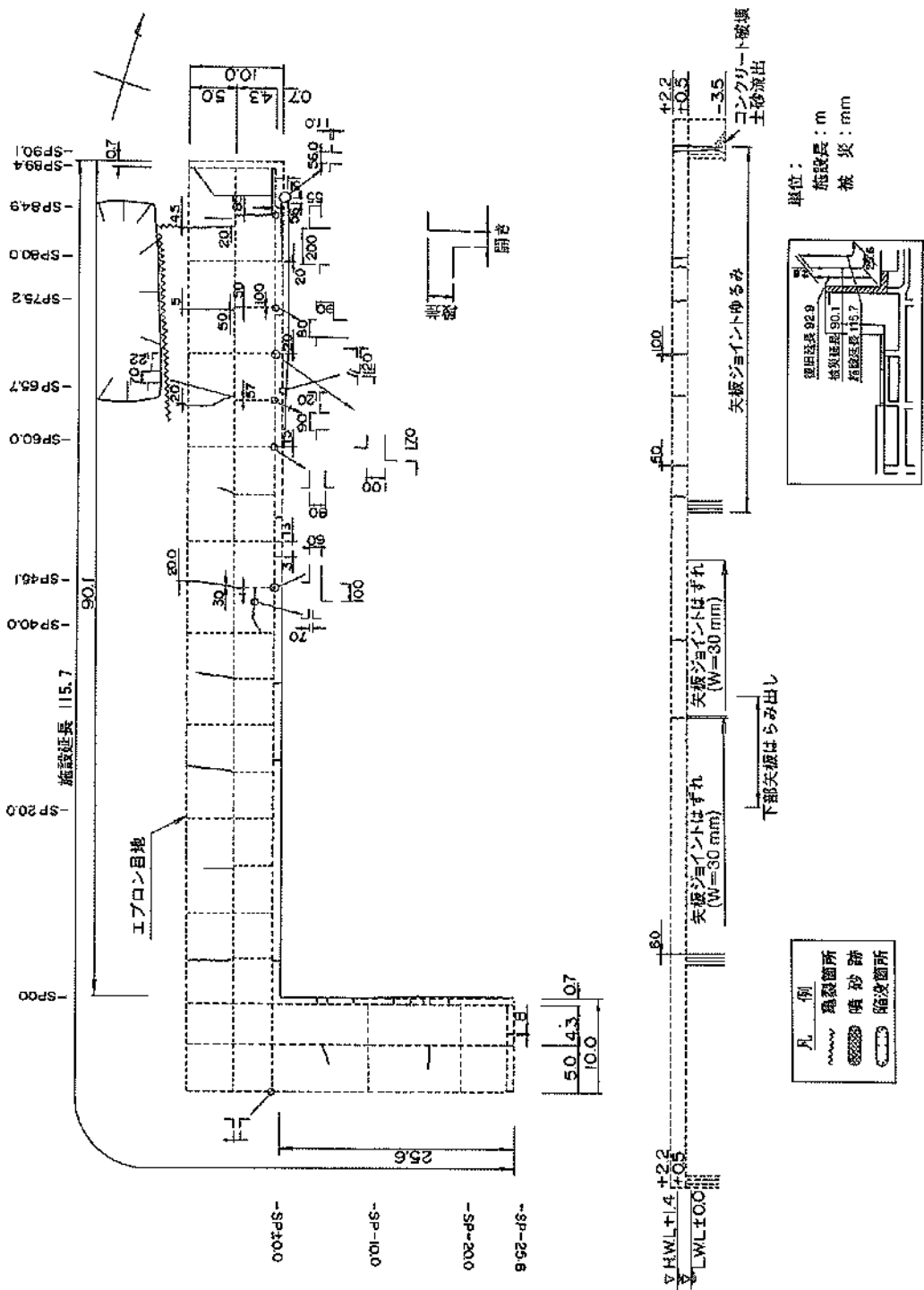


図-3.3.74 被災状況平面図 (中央埠頭物揚場-3.5m)

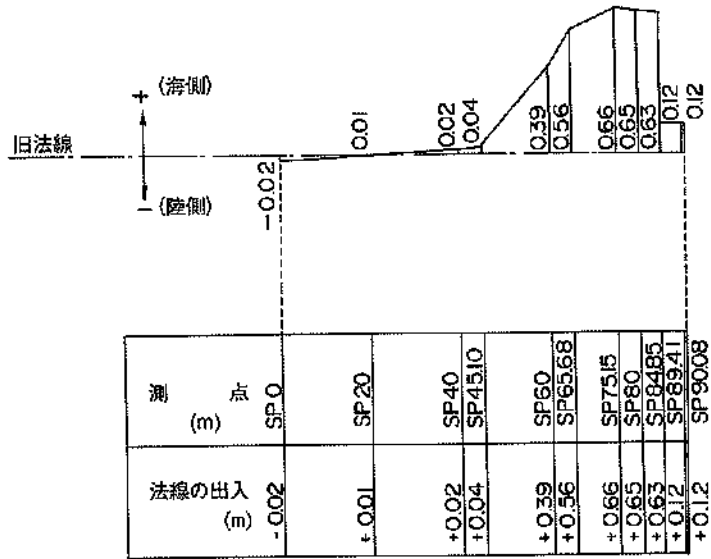


図-3.3.75 法線変位図 (⑤中央埠頭物揚場-3.5m)

SP 80 エブロンおよび背後の沈下状況

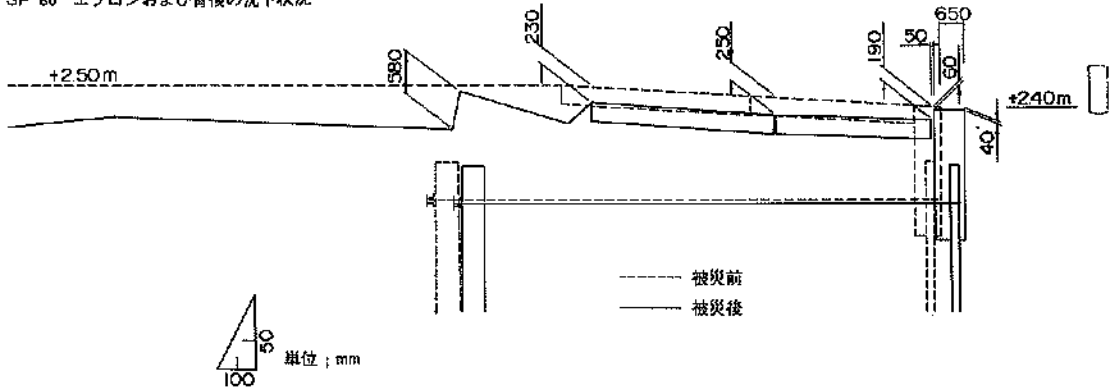


図-3.3.76 被災状況断面図 (⑤中央埠頭物揚場-3.5m)

中央埠頭物揚場復旧断面

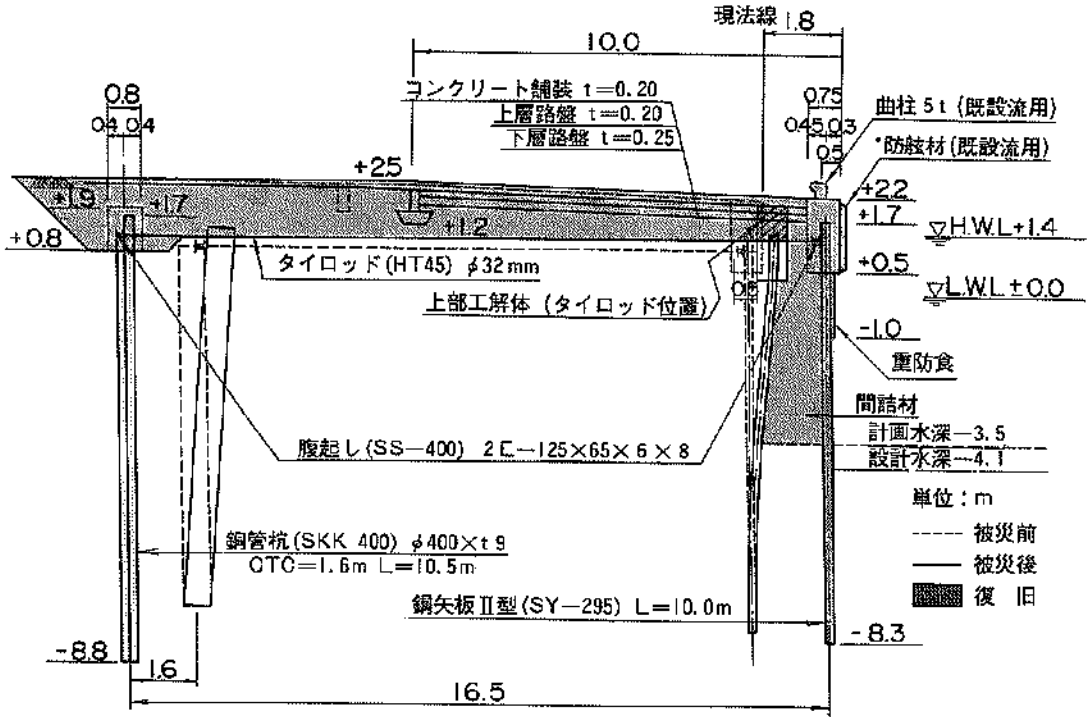


図-3.3.77 復旧断面の概要 (㊸中央埠頭物揚場-3.5m)

標準断面図

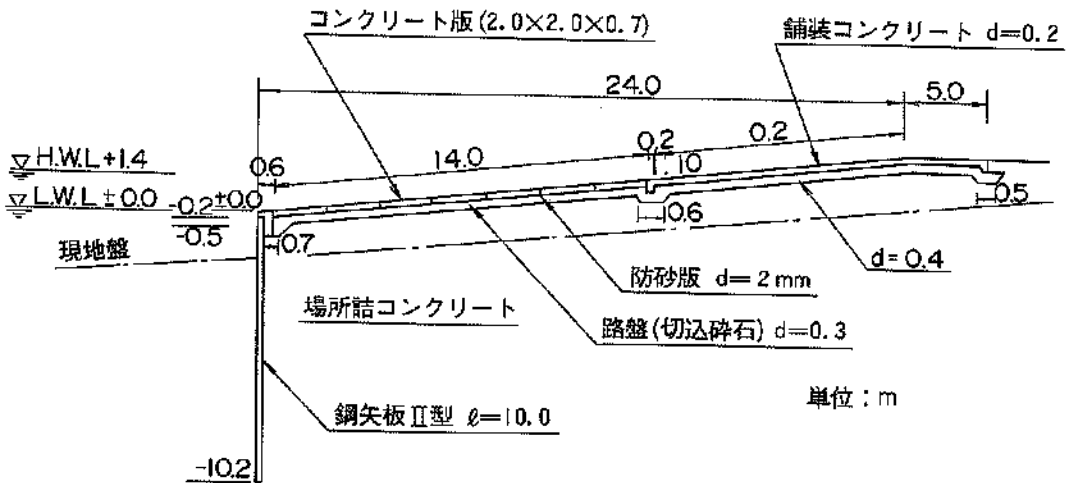


図-3.3.78 標準断面図 (㊸第1洞内船揚場)

(16) 第1 淵内物揚場 (-4.0m) (施設番号㉓)

本施設は、平成元年～2年にかけて旧矢板式物揚場を改良して新たに建設されたものである。構造形式は控え直杭式の矢板式物揚場であり、その施設延長は本体区間160mおよび取付区間15mの計175mである。改良される以前の旧矢板式物揚場は、昭和48年に建設されたものであり、設計水深は-3.5mであった。本施設の平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.79に示す。また、対象地点の土質条件を図-3.3.80に示す。

本施設の被災状況として、被災状況平面図を図-3.3.81、法線変位図を図-3.3.82、SP120地点の被災状況断面図を図-3.3.83にそれぞれ示す。法線の変位に関しては、沖側で大きくなる傾向にあり、最大で27cmの変位となっている(写真-3.3.57)。法線の変位にともない、エプロンが沈下し、エプロンの目地部に5cm前後の開き、上部工とエプロンの目地部に5cm前後の段差が発生している(写真-3.3.58)。エプロンには数カ所で亀裂も発生している。また、法線の変位に追随して、控え工も前面に変位し、それに伴って控え工位置で幅30cm前後、高さ50cm前後の亀裂・陥没が法線と平行方向に発生している(写真-3.3.59～写真-3.3.62)。被害程度としては、陸側部より沖側の方で大きくなっている。背後地盤では多くの噴砂跡が確認できることから、液状化が本施設の被害の主原因であると考えられる(写真-3.3.59、写真-3.3.61)。また、背後にあった電柱が地盤の液状化により傾斜していた(写真-3.3.63)。

これら被害の復旧として、比較的被害の軽微であった陸側の部分では、エプロン舗装の打ち直しを行うことになっている。被害の大きかった沖側の部分では、矢板本体に損傷は認められないことから、既設矢板を流用するとともに控え工を新設し、新たにタイロッドを張り直すことによって矢板頭部の変位を現法線に引き戻すことになっている。尚、復旧状況平面図・縦断面図を図-3.3.84に復旧状況断面図を図-3.3.85に示す。

(16) 第1 淵内護岸 (施設番号㉔)

本施設は、森港の東側への拡張にともない建設された施設であり、昭和46年～48年に建設されたものである。施設延長は、汀線直角方向に226mおよび汀線平行方向に50mの計276mとなっている。本施設の平面図・縦断面図を図-3.3.86、標準断面図を図-3.3.87に示す。

本施設の被災状況として、被災状況平面図を図-3.3.88および図-3.3.89、法線変位図を図-3.3.90および図-3.3.91に示す。法線の変位に関しては、前面へ最大で23cm変位しており、汀線直角方向区間の沖側部分で大きくなっている。法線の変位にともない、護岸背後地

盤で沈下・亀裂が発生するとともに(写真-3.3.64)、上部工に2～5cm程度の開き・段差および本体間に同程度の開きが発生している(写真-3.3.65)。これにより、背後土砂の吸い出しを受け、背後地盤で陥没が生じている。護岸背後地盤では多くの噴砂跡が確認され(写真-3.3.65)、背後地盤に仮置きされていたブロックも埋没していることから(写真-3.3.67)、液状化現象が本施設の被害の主原因であると考えられる。また、汀線平行部分の護岸では、背後の張ブロックに沈下が生じ、目地部に2～8cm程度の開き・段差が発生している(写真-3.3.68)。

本施設の復旧状況平面図・縦断面図を図-3.3.92、復旧状況断面図を図-3.3.93に示す。復旧では、被災を受けた上部コンクリートを除去して原形復旧するとともに、液状化防止のためではなく、本体間からの背後土砂の吸い出しを防止するために、深層混合処理工法により背後地盤を改良している。

(17) 東防波堤 (施設番号㉕) および防波堤 (東) (施設番号㉖)

施設番号㉕で示される東防波堤は、昭和13年～17年に建設されたものであるが、東側部分については、第1 淵内部の建設に際して、昭和44年～47年に東側に延伸されたものである。本施設の建設の変遷は3.3.2でふれた通りである。現在の施設延長は537mとなっている。本施設の標準断面図を図-3.3.94に示す。本施設においては、地震による被害は全く発生しなかった。

施設番号㉖で示される防波堤 (東) は、平成3年から建設されている施設であり、現在の施設延長は128mである。本施設の平面図・縦断面図・標準断面図を図-3.3.95、土質条件を図-3.3.96に示す。本施設では、地震による被害は全く発生しなかった。

3.3.5 液状化およびまとめ

各施設の被災状況は、3.3.4で述べた通りである。これらの被災状況および図-3.3.2からも明らかのように、被災程度としては沖側に埋め立てた地域で大きくなっていた。また、3.3.3で触れたように、図-3.3.3あるいは写真-3.3.12～写真-3.3.15から、被害の大きかった地点では多くの噴砂跡が確認できることから、液状化の発生の有無が被災程度の大小と密接に関係していることが示された。また、液状化の発生状況について見ると、旧海岸線付近の背後地盤の埋立土砂の少ない地域では、噴砂は確認されていないことから、原地盤では液状化は発生せず、沖側の埋め立てた地域で液状化が発生したと考えるのが妥当である。

次に、森港の各施設で想定されている設計震度(0.10)

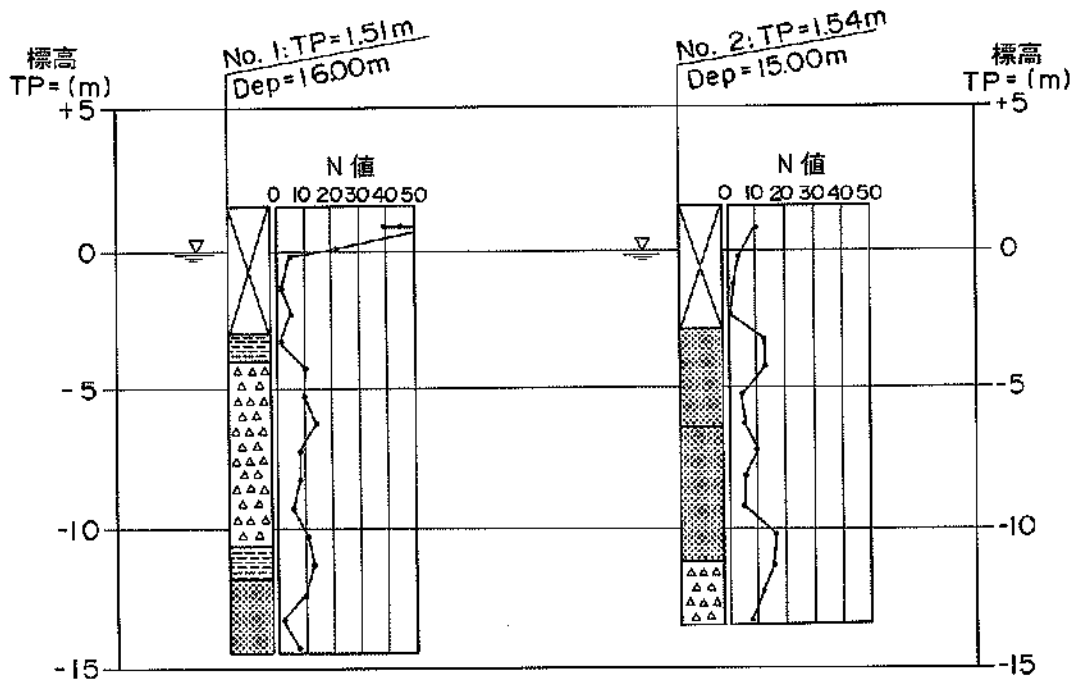


図-3.3.80 対象地点の土質 (㊦第1洞内物揚場)

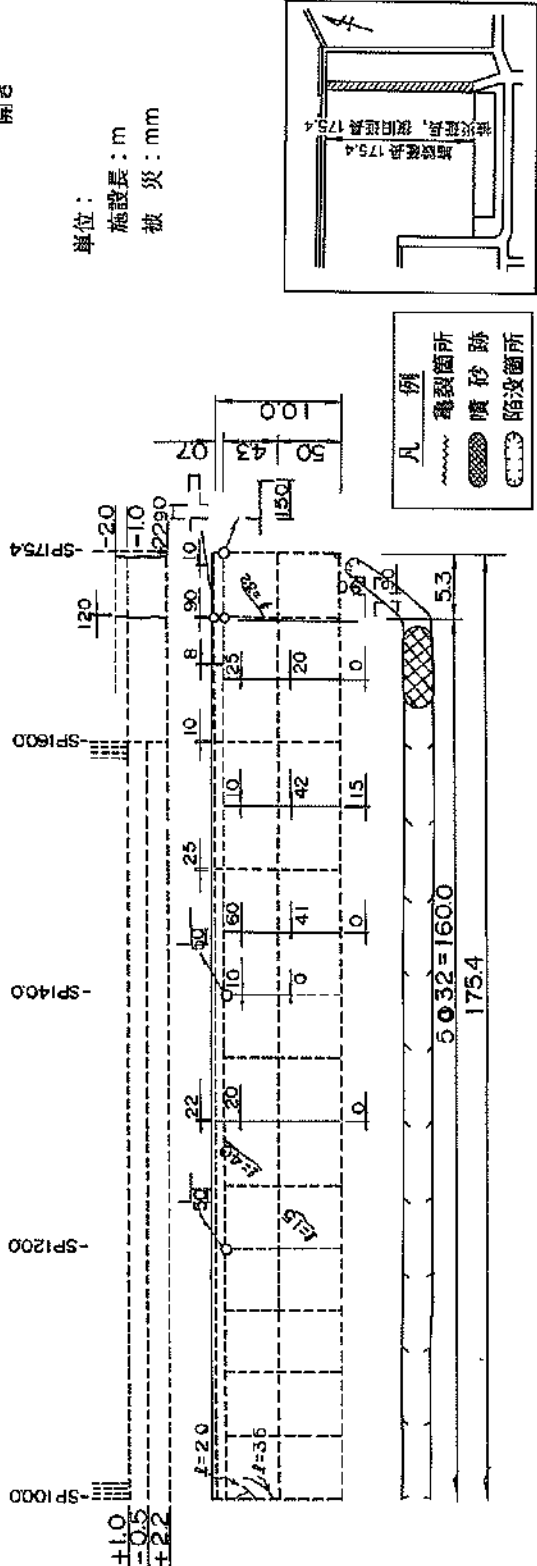
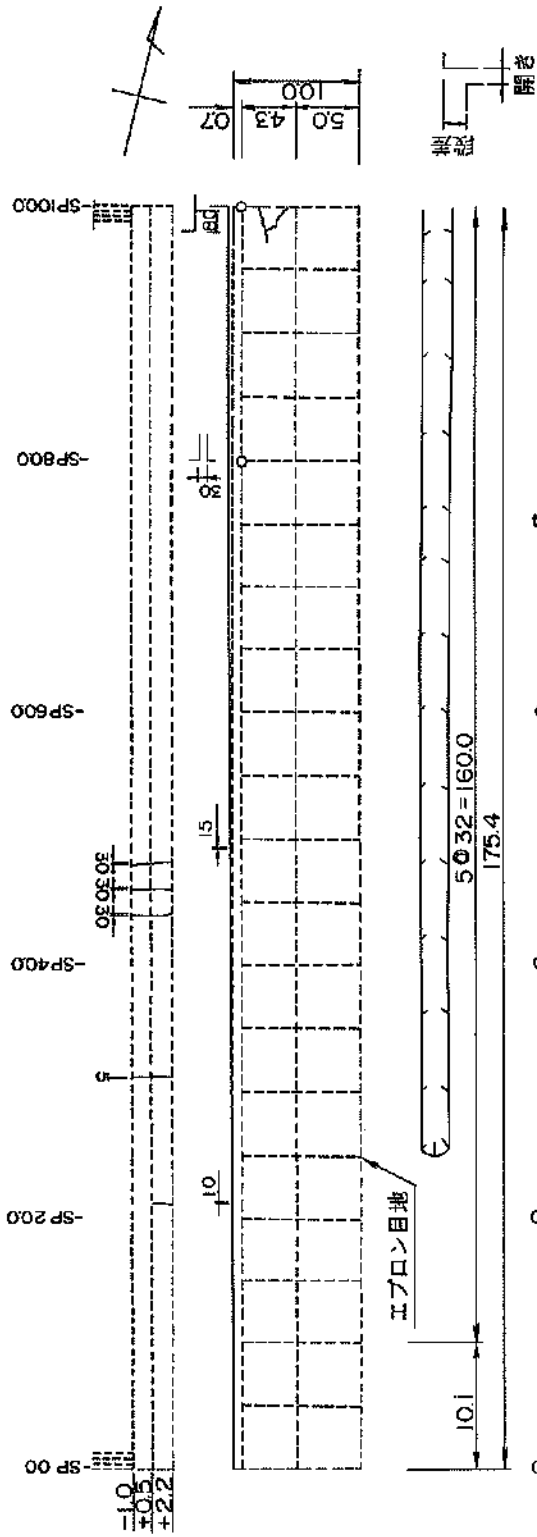


図-3.3.81 被災状況平面図 (⑦第1潤内物揚場)

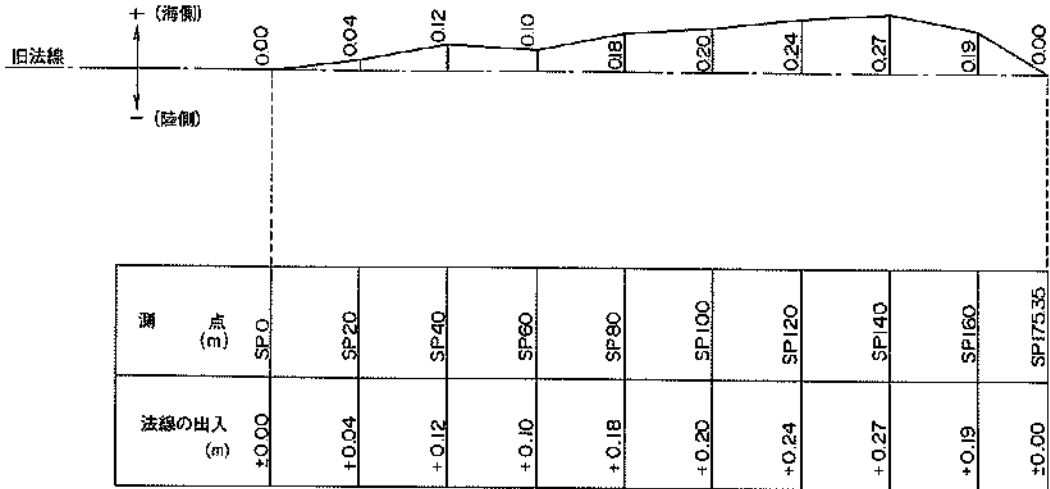


図-3.3.82 法線変位図 (⑦第1洞内物揚場)

SP 120 エプロンおよび背後の沈下状況

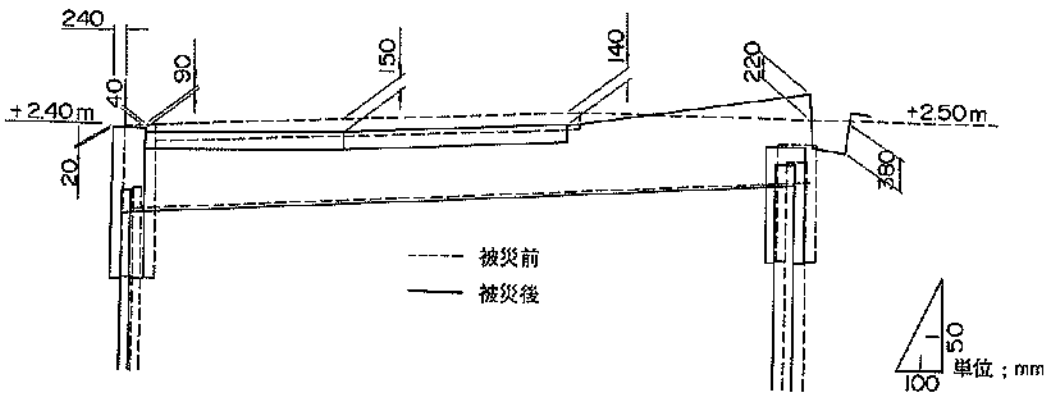


図-3.3.83 被災状況断面図 (⑦第1洞内物揚場 SP120地点)

第一潤内護岸 標準断面図

単位：m

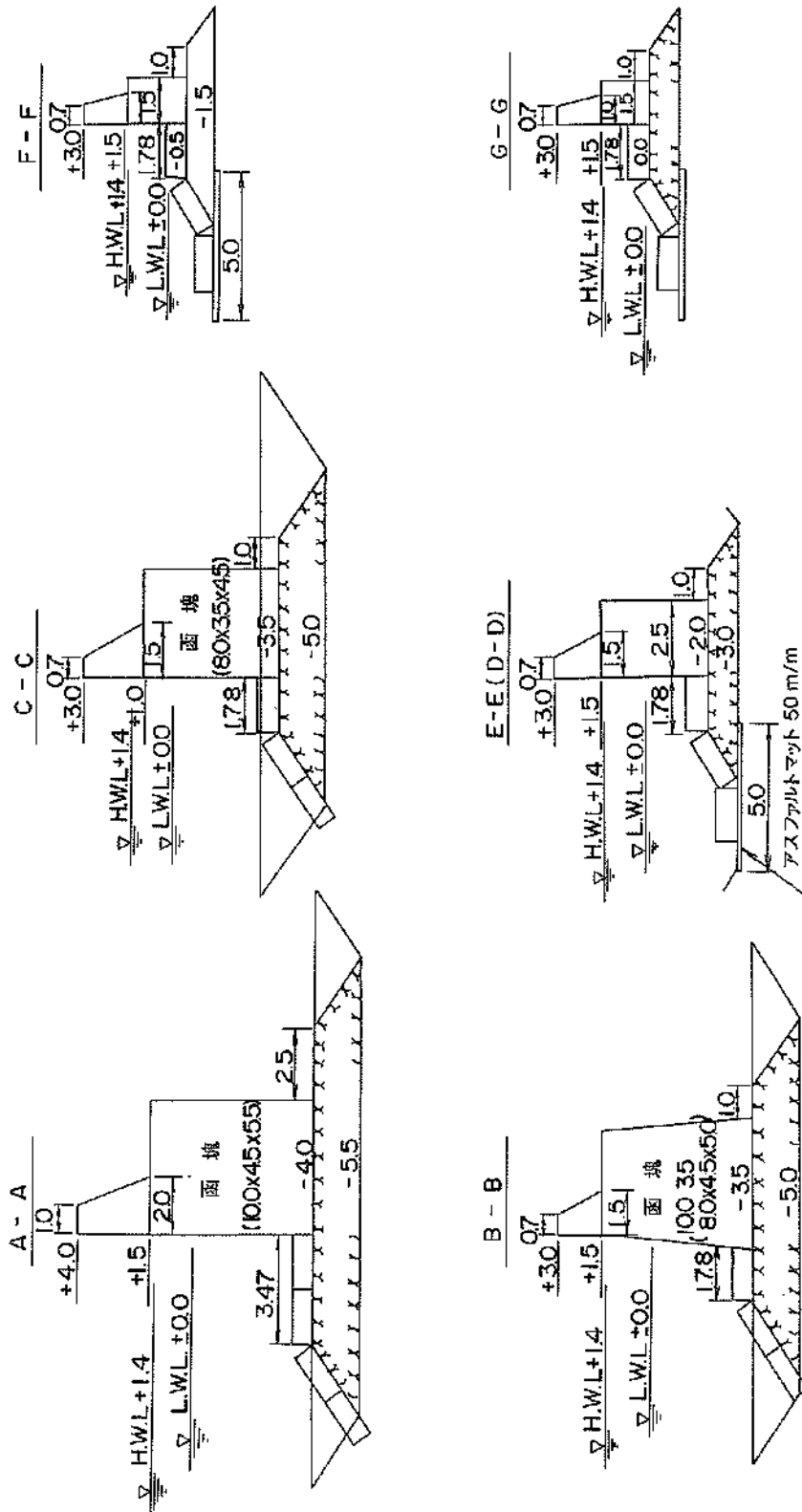
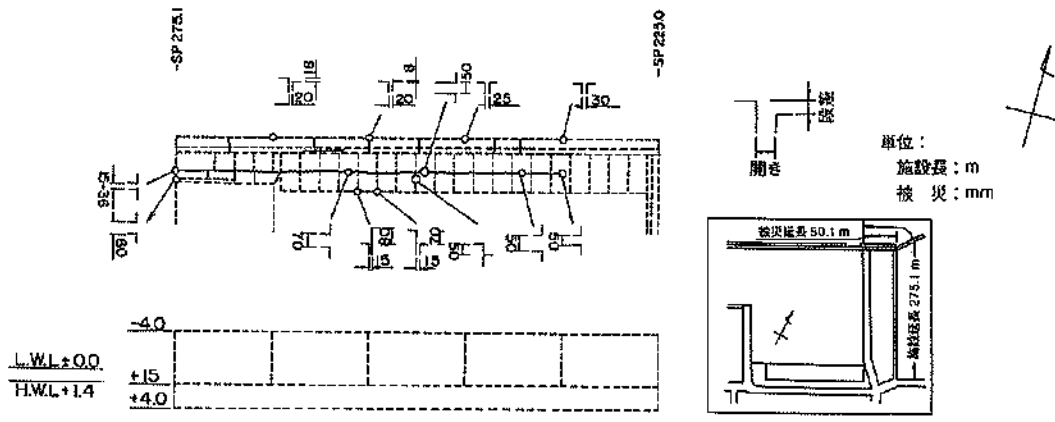


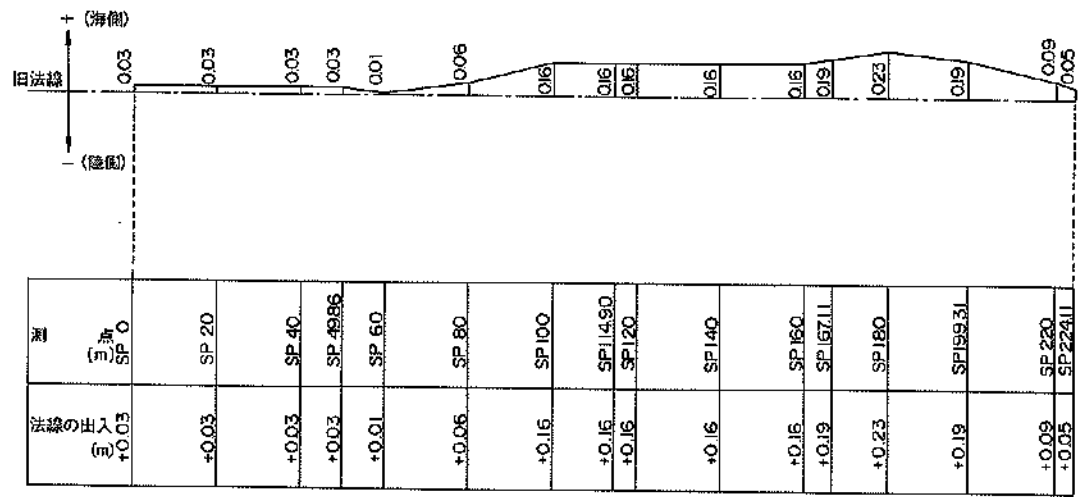
図-3.3.87 標準断面図 (①第1潤内護岸)



図—3.3.89 被災状況平面図 (⑬第1 洲内護岸 汀線平行方向区間)

第5号 第1洲内護岸

法線出入図



図—3.3.90 法線変位図 (⑬第1 洲内護岸 汀線直角方向区間)

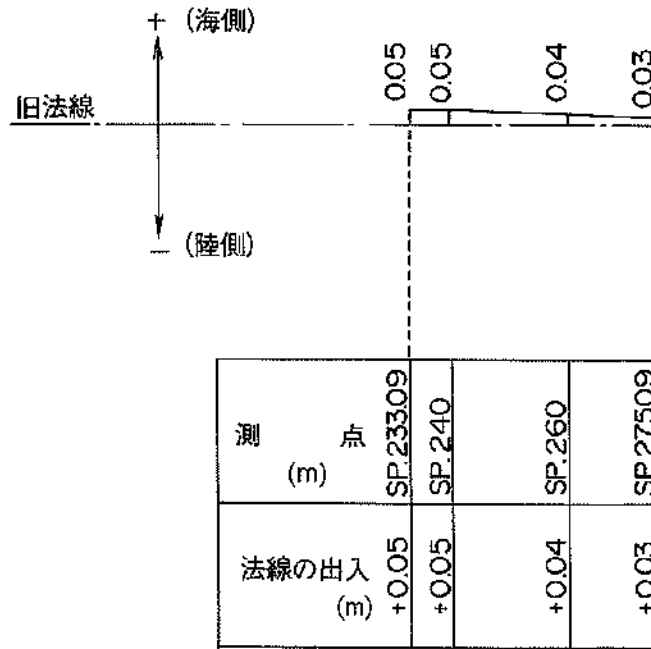
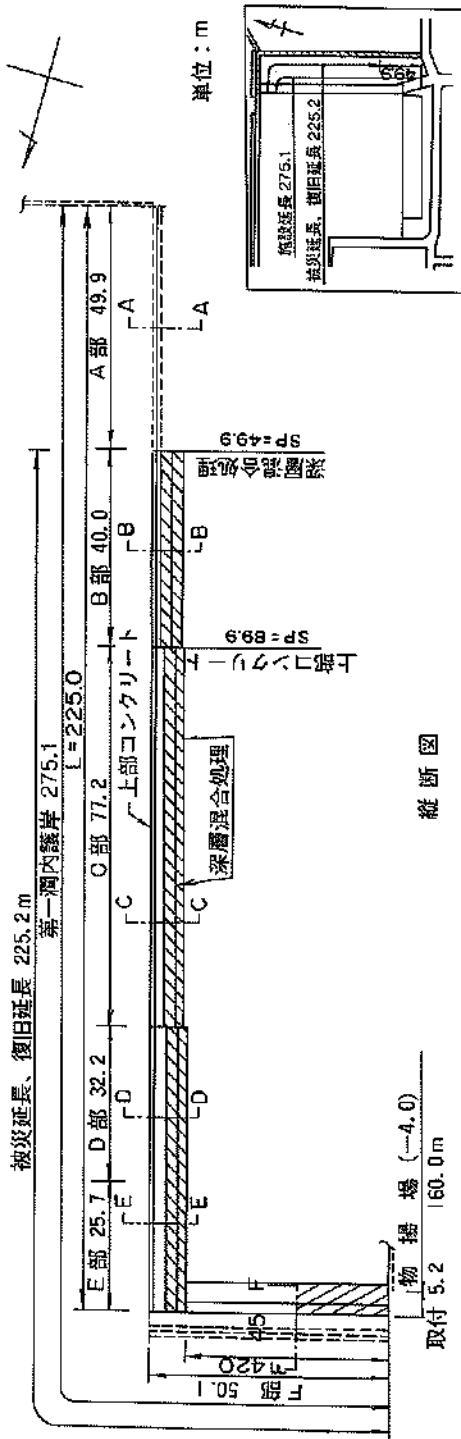


図-3.3.91 法線変位図 (⑬第1瀬内護岸 汀線平行方向区間)

平面図



縦断面図

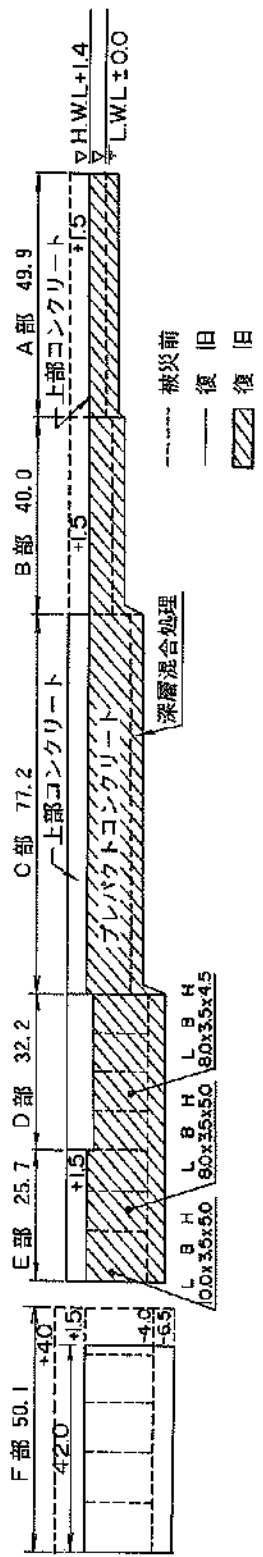
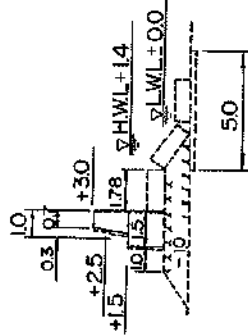
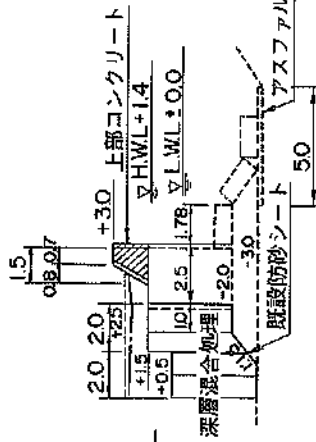


図-3.3.92 復旧状況平面図・縦断面図 (⑨第1洞内護岸)

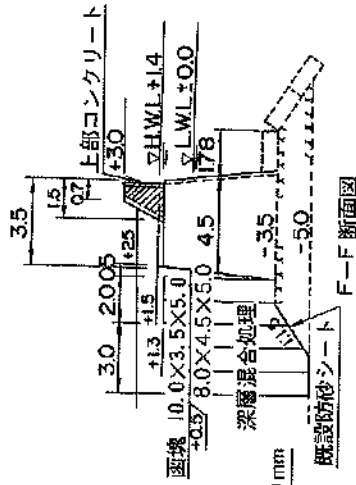
A-A 断面



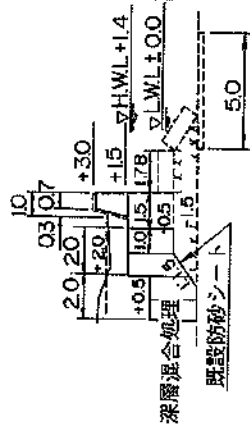
C-C 断面



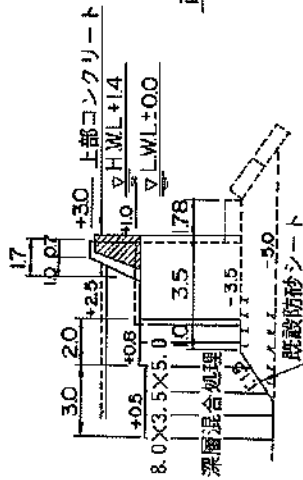
E-E 断面図



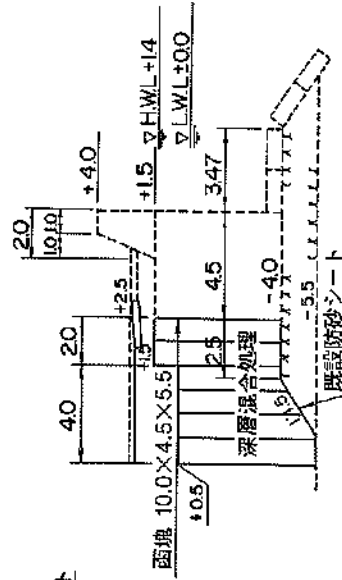
B-B 断面図



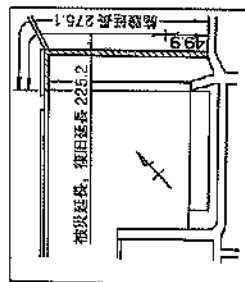
D-D 断面図



F-F 断面図



単位：m



--- 被災前
 --- 被災後

図-3.3.93 復旧状況断面図 (⑧第1溝内彼岸)

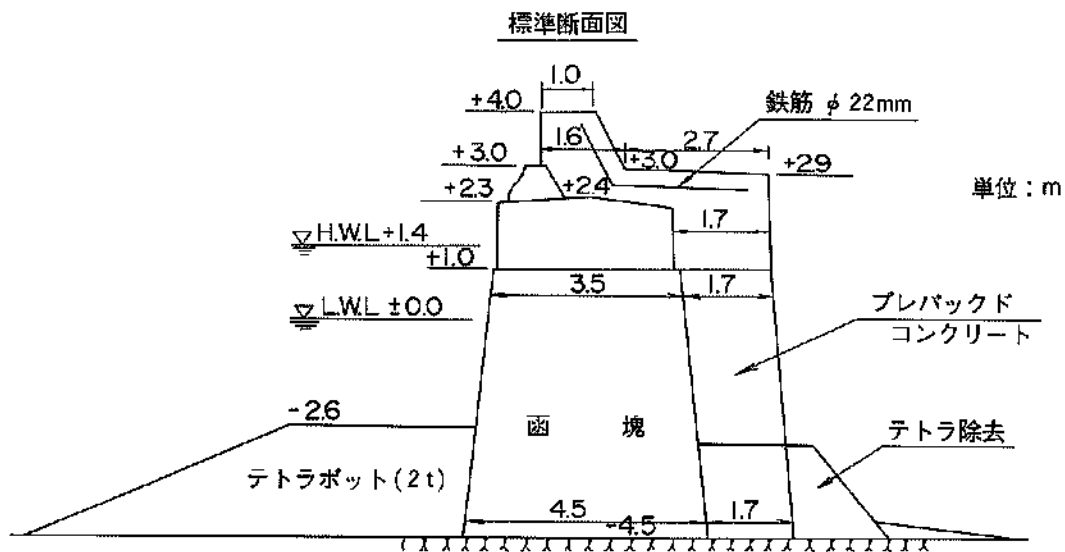
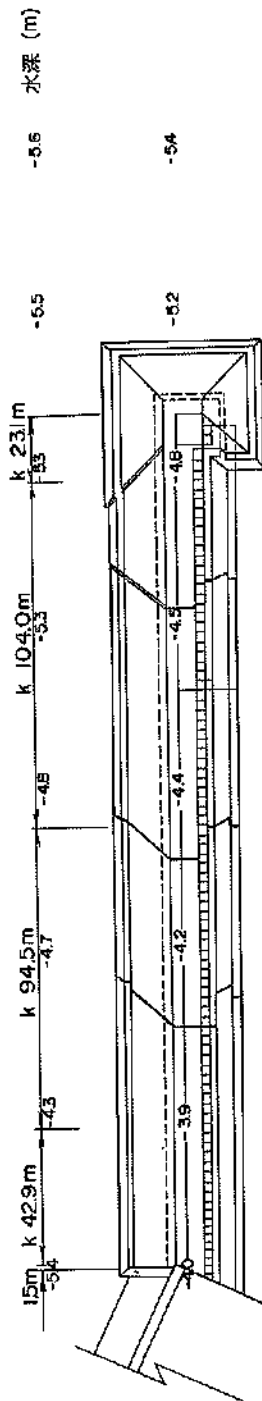
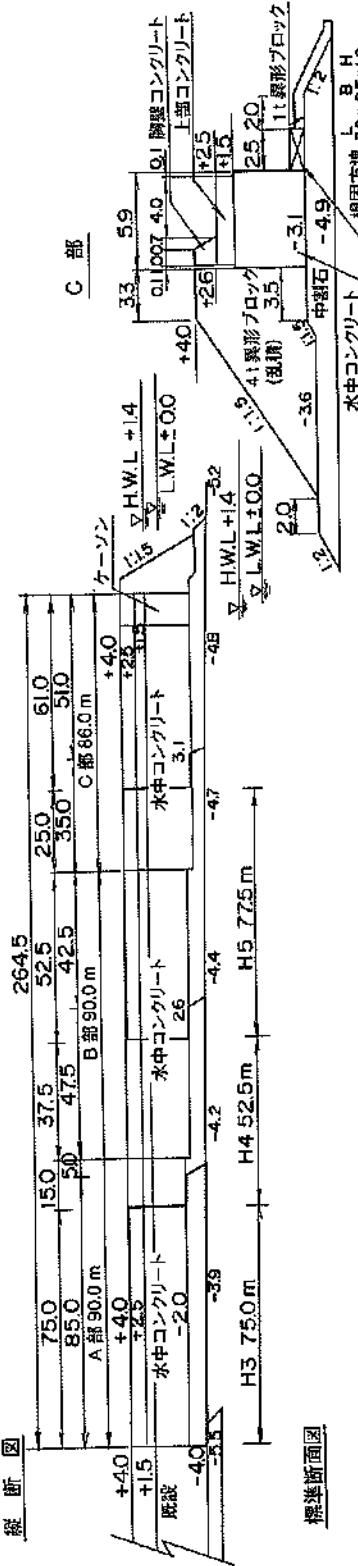


図-3.3.94 標準断面図 (⑬東防波堤)

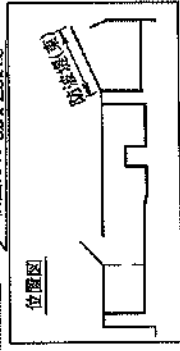
平面図



縦断面図

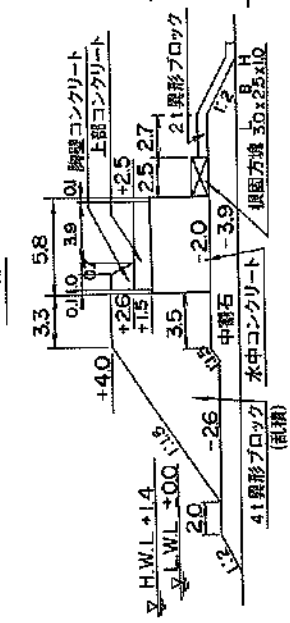


標準断面図



単位：m

A部



B部

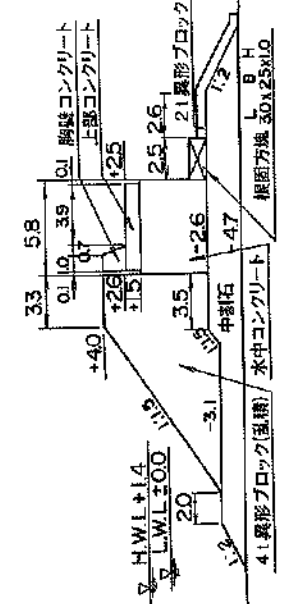


図-3.3.95 平面図・縦断面図・標準断面図 (防波堤 (東))

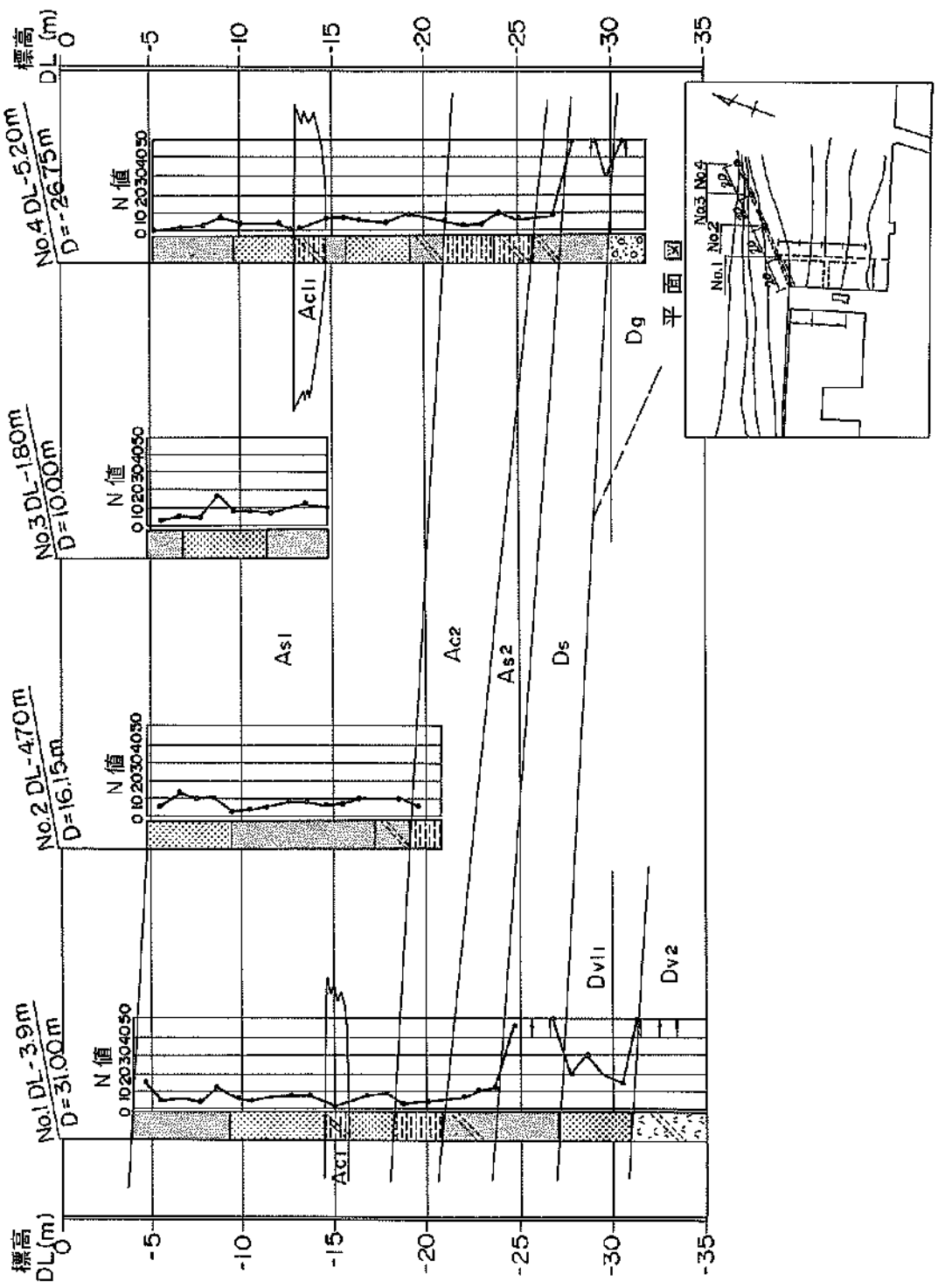
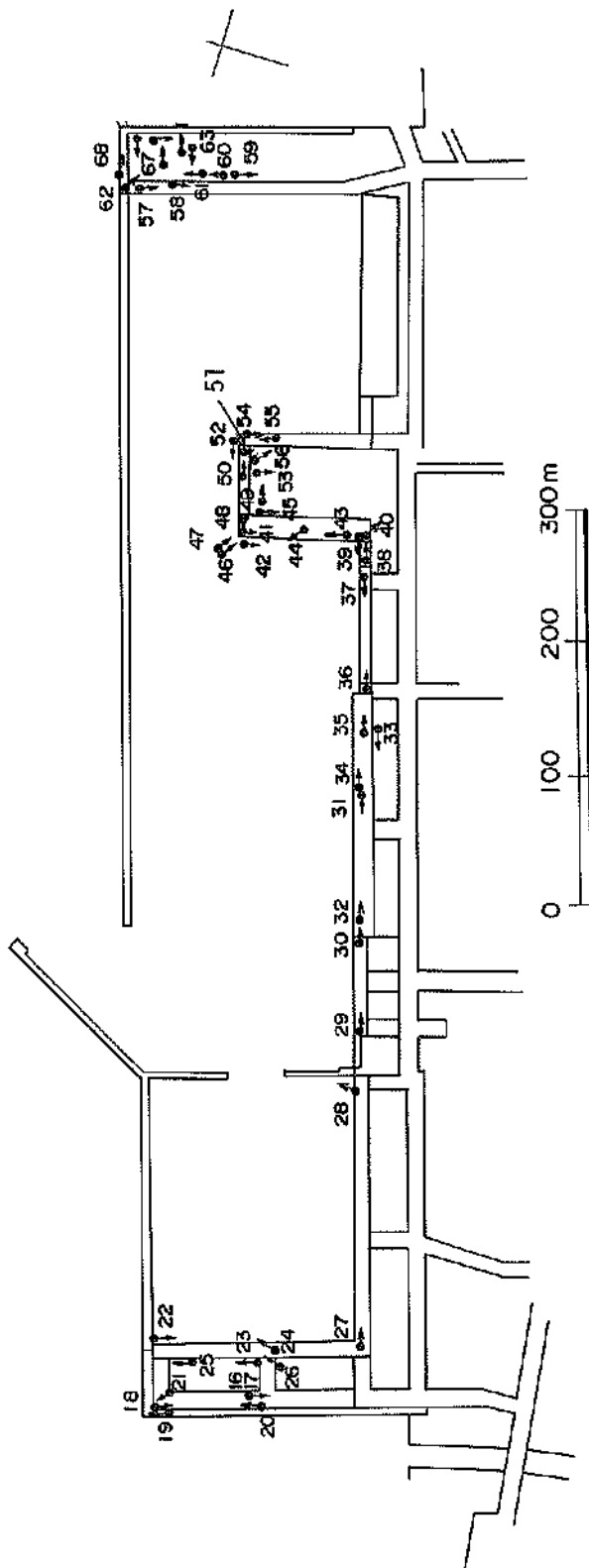


図-3.3.96 対象地点の土質 (④防波堤 (東))



图—3.3.97 写真摄影位置图 (麻港)

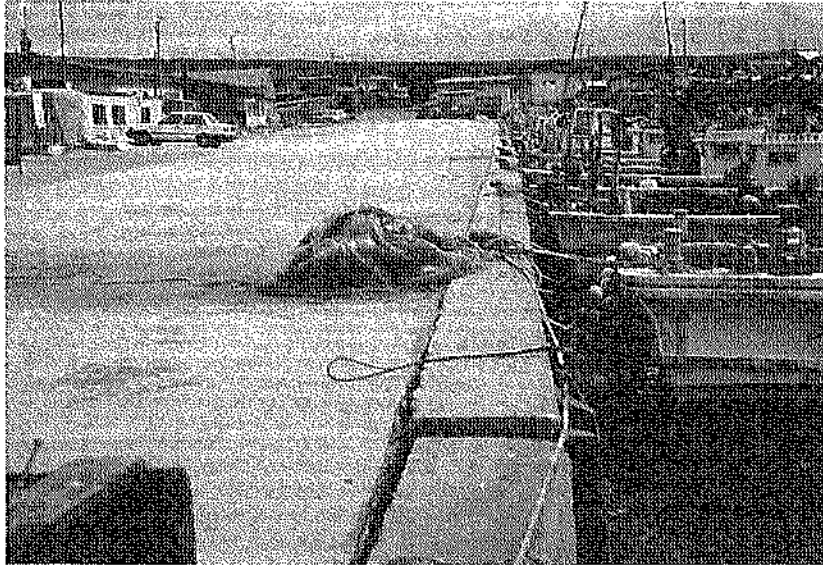


写真-3.3.57 法線変位および上部工亀裂状況 (㊦第1 洲内物揚場 (-4.0m)、平成5年11月撮影)

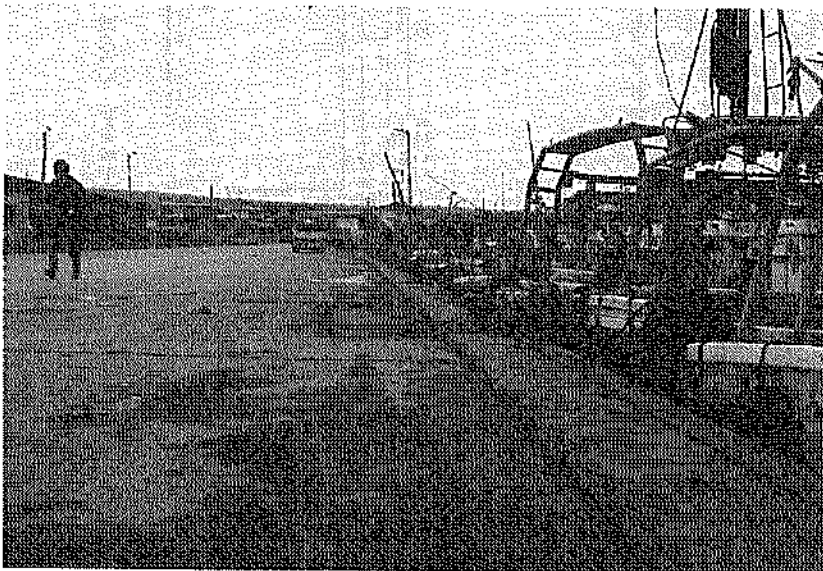


写真-3.3.58 エプロンの沈下および上部工との段差状況 (㊦第1 洲内物揚場 (-4.0m)、平成5年11月撮影)



写真-3.3.59 控え工位置での亀裂・段差状況 (㊦第1 洞内物揚場 (-4.0m))



写真-3.3.60 控え工位置での亀裂・開き・段差状況 (㊦第1 洞内物揚場 (-4.0m))



写真—3.3.61 控え工位置での亀裂・開き・段差状況 (㊦第1洞内物揚場 (-4.0m))



写真—3.3.62 控え工位置での被災状況 (㊦第1洞内物揚場 (-4.0m))

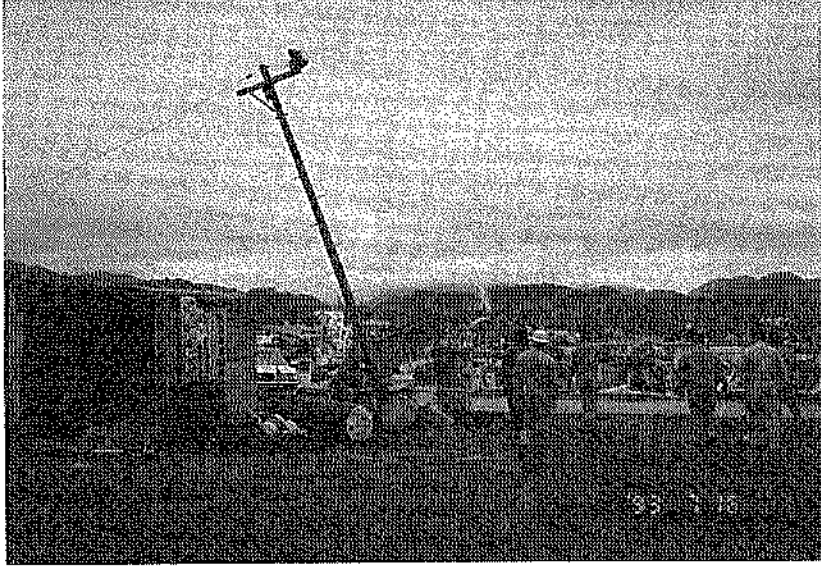


写真-3.3.63 電柱の傾斜状況 (㊦第1洞内物揚場 (-4.0m))

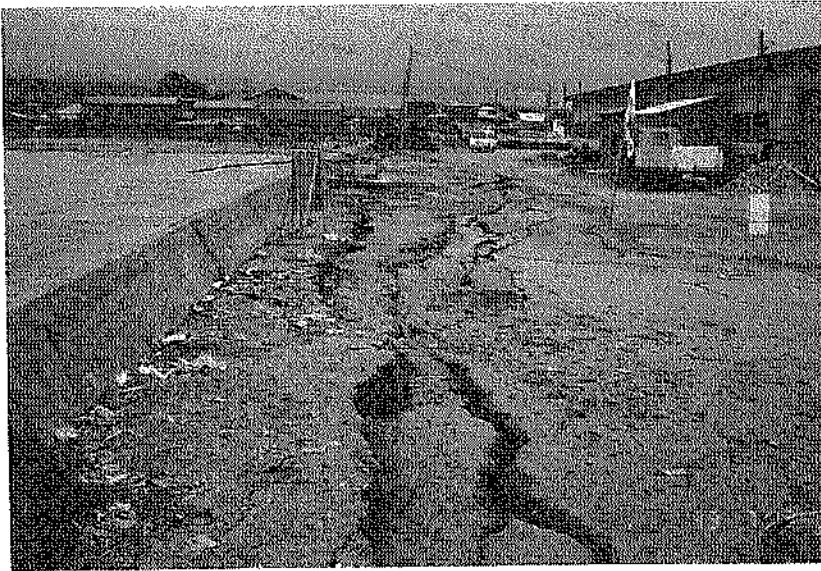


写真-3.3.64 護岸背後の亀裂・沈下状況 (㊧第1洞内護岸)



写真-3.3.65 上部工の開き (㊤第1洞内護岸)

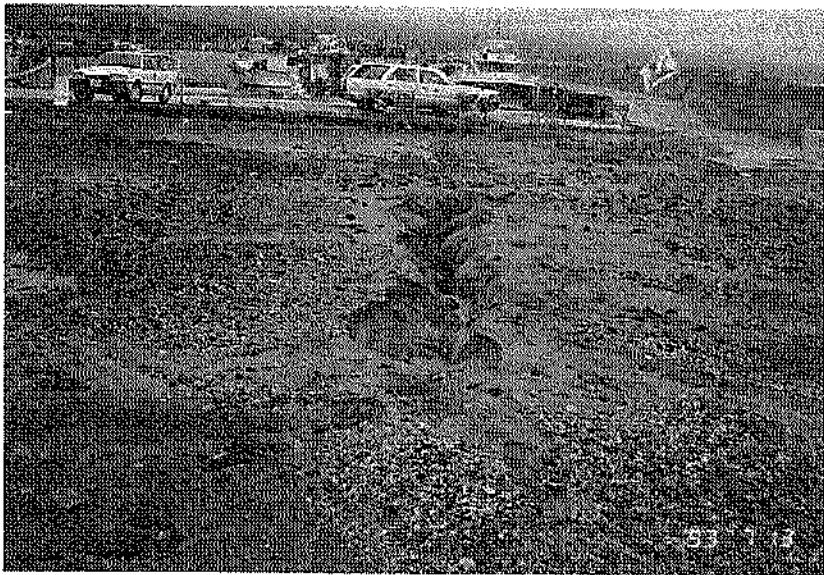


写真-3.3.66 護岸背後地盤での噴砂状況 (㊤第1洞内護岸)

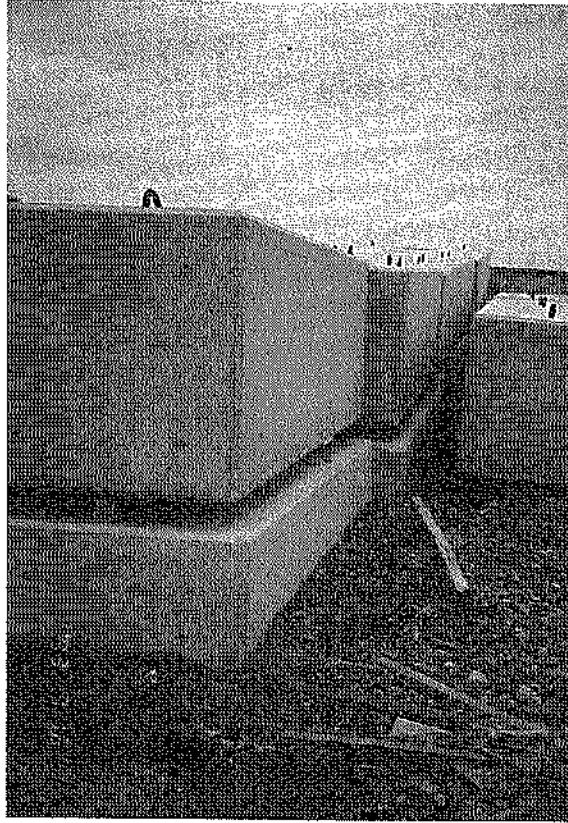


写真-3.3.67 護岸背後地盤でブロックの埋没状況 (㊸第1 洞内護岸)

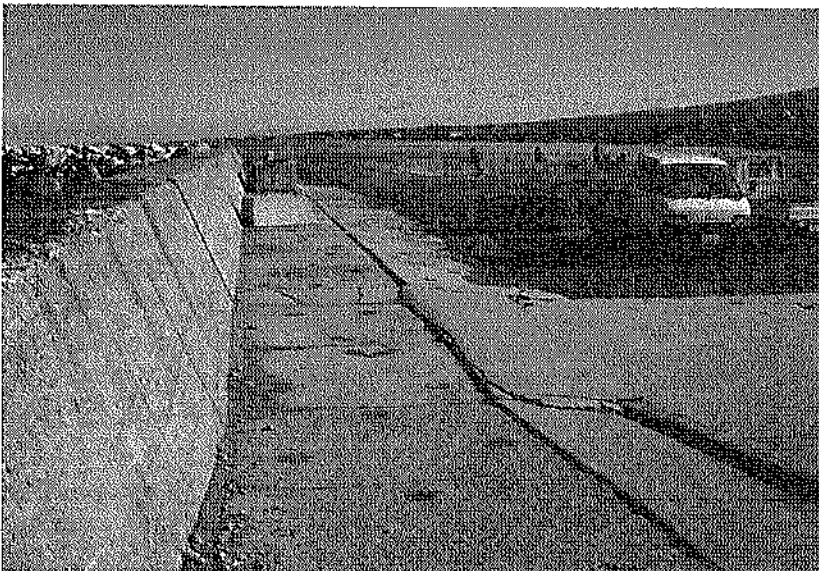


写真-3.3.68 護岸背後の張ブロックの被災状況 (㊸第1 洞内護岸)

と実際に作用した震度との比較を試みる。液状化の影響を除くため、液状化の発生していない地域（旧海岸線付近）の被害状況を見ると、無被災施設（西-2.5m物揚場汀線部側）や軽微な被害に留まった施設（岸壁中央-5.5m等）は存在するが、比較的大きな被害を生じた施設はなかった。このことから、森港の各施設に実際に働いた震度としては、設計震度（0.10）相当もしくはそれよりも若干大きな震度であった可能性が高く、設計震度を大きく上回ることはなかったものと判断される。このため、地震動そのものによる構造被害は無被害もしくは軽微な被害に留まったが、埋立を行った地域では地盤の液状化が発生し構造物に大きな被害をもたらした。このことから、今回の地震による森港の施設被害の主要因は、地盤の液状化によるものと考えられる。

参考文献

- 1) 北海道開発局函館開発建設部函館港湾建設事務所編：森港，平成4年。

4. 漁港施設の被害

1993年北海道南西沖地震による漁港施設の被害は、北海道南西部を中心に41漁港（直轄災害3港，補助災害38港）91施設に及び、総被害額は90億3000万円であった。これら被害の発生した漁港の位置は図-2.2.2に示す通りである。特に被害が大きかったのは背苗漁港であり、津波および地震動によって大きな被害が発生した。これら漁港施設の災害による経済的損失は、総利用漁港船隻数5,999隻，総水揚げ高108,679tと見積もられている。

以下には、被害の発生した漁港の中から、被害の比較的大きかった背苗漁港，須築漁港，長万部漁港，上磯漁港をとり上げ、その被害概要について報告する。

4.1 背苗漁港

4.1.1 概要

背苗漁港は、図-2.2.2に示すように、北海道本島の南西沿岸から約61km離れた奥尻島の南端に位置する第3種漁港（昭和26年6月指定）である。本漁港は、背苗地区漁業者の漁業地区としての役割はもとより、道内外の外来船の陸揚など、漁船漁業を主軸とした沖合漁業の根拠港の使命を担っている。本港周辺は岩盤地帯が多く、ウニ・アワビなどの浅海漁場となっている他、奥尻周辺沖合漁場はホッケ・マス・イカなどの主要漁場でもあり、比較的生産条件に恵まれた地域である。このため、漁期には道内外の漁船が多数集積して活況を呈している。

背苗漁港の平成3年港勢調査では、利用漁船427隻，水揚げ高4800tとなっている。

4.1.2 各施設の被害

背苗漁港の平面図および被害のあった各施設を施設番号とともに図-4.1.1に示す。以下に各施設の被害状況について報告するが、各施設の位置については、同図中に示す各施設の施設番号で対応させるものとする。また、各施設の構造、被害に関する総括は表-4.1.1に示す通りである。さらに、被災前後の背苗漁港の航空写真を写真-4.1.1~4.1.2に示す。尚、以下に示す各施設の被害状況写真の撮影位置は、図-4.1.3に示す通りである。

背苗漁港の地盤条件として、南防波堤位置（施設番号②）、東防波堤位置（施設番号①）、-3.0m岸壁(A)位置（施設番号③）の土質を図-4.1.2~4.1.4に示す。沖側にある南防波堤位置では、海底から約5mの厚さでN値10~20の砂層または砂礫層が分布し、その下方にN値5以下の粘土層が約5mあり、それ以深（EL-20m程度以深）でシルト岩からなる岩盤層となっている。東防波堤位置（未

施工区間)では、海底からN値10~20の砂層、砂礫層が分布し、その下方が軟岩となっている。岩盤位置は陸側部で浅くなっているが、東防波堤位置ではEL-8~-16mとなっている。-3.0m岸壁(A)の位置では、EL-4m程度に軟岩があり、その上方はN値10前後の砂層となっている。このように、背苗漁港の土質条件としては、全般に基盤(岩盤)層が比較的浅い位置にあり、表層部分にある砂層のN値も10以上と比較的大きい値となっている。

(1) 東防波堤(施設番号①)

本施設は重力式ケーソン構造(消波工付)の防波堤である。本施設の被災状況平面図および縦断面図を図-4.1.5~4.1.6、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.7、被災状況を写真-4.1.3~4.1.4に示す。

本施設の被災延長は75.3mであり、地盤および捨石の沈下によって本体に最大87cmの沈下が生じ、消波工にも沈下が発生した。また、津波によって本体に最大4.79mの移動が発生した。今回の地震被害では、以下に示す各施設においても沈下による被害が発生しているが、その沈下量の内、40~50cm程度は地震の断層運動によって奥尻島が沈下したことによるものである。

(2) 南防波堤(施設番号②)

本施設は重力式ケーソン構造および重力式プレバクドコンクリート構造(消波工付)の防波堤である。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.8~4.1.9、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.10、被災状況を写真-4.1.5~4.1.6に示す。

本施設の被災延長は172.87mであり、施設のほぼ全域で被害が発生している。被害としては、地盤および捨石の沈下によって本体に最大1.26mの沈下が発生し、上部工に段差・ズレが発生している。

(3) -3.0m岸壁(B)(施設番号③)

本施設は重力式場所打ちコンクリート構造の岸壁であり、被災延長は施設全延長の113.60mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.11、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.12、被災状況を写真-4.1.7に示す。

本施設の被害としては、本体に最大62cmの沈下が発生している。

(4) -3.0m岸壁(C)(施設番号④)

本施設は重力式プレバクドコンクリート構造(岩着)の岸壁であり、被災延長は施設全延長の156.40mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.13~4.1.14、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.15、被災状況を写真-4.1.8に示す。

本施設の被害としては、本体に最大64cmの沈下が発生

している。

(5) 南護岸(施設番号⑤)

本施設は-3.0m岸壁(C)の外港側に位置する重力式プレバクドコンクリート構造(消波工付)の防波護岸であり、被災延長は施設全延長の146.80mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.13~4.1.14、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.15、被災状況を写真-4.1.9に示す。

本施設の被害としては、本体に最大64cmの沈下が生じ、消波工にも沈下が発生している。

(6) 南埋立護岸(施設番号⑥)

本施設は重力式プレバクドコンクリート構造(消波工付)の護岸であり、被災延長はほぼ施設全延長の252.36mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.16、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.17、被災状況を写真-4.1.10~4.1.11に示す。

本施設の被害としては、本体に最大68cmの沈下が生じ、消波工にも沈下が発生している。また、護岸法線の出入りは1cm記録されている。

(7) 船揚場(南)(施設番号⑦)

本施設は斜路式船揚場であり、被災延長は45.0mとなっている。本施設の被災状況平面図・標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.18、被災状況を写真-4.1.12に示す。

本施設の被害としては、施設全体が最大63cm沈下している。

(8) 波除堤(施設番号⑧)

本施設は重力式水中コンクリート構造の施設であり、被災延長は施設全延長の41.4mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.19、被災状況を写真-4.1.13に示す。

本施設の被害としては、本体に最大で65cmの沈下が発生した他、基部より18.8mの位置から先は倒壊している。

(9) -4.0m岸壁(施設番号⑨)

本施設は重力式プレバクドコンクリート構造の岸壁であり、被災延長はほぼ施設全長の110.05mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.1.20、標準断面図および被災後の変形図を図-4.1.21、被災状況を写真-4.1.14~4.1.15に示す。

本施設の被害としては、本体に最大で58cmの沈下が発生し、岸壁法線は前面へ最大31cm変位している。また、岸壁法線の変位にともないエプロン部で沈下、亀裂が発生し、上部工との目地部に段差が発生している。

(10) -2.0m物揚場(施設番号⑩)

本施設は重力式プレバクドコンクリート構造(岩着)

の岸壁であり、被災延長は施設全延長の315.10mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.22～4.1.23、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.24、被災状況を写真—4.1.16～4.1.18に示す。

本施設の被害としては、本体に最大で69cmの沈下が発生し、岸壁法線は前面側へ最大8cmズレている。

(11) 中央埠頭（突堤）（施設番号⑪）

本施設は重力式場所打コンクリート構造（岩着）の突堤であり、被災延長は施設全延長の27.5mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.25、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.26、被災状況を写真—4.1.19に示す。

本施設では、本体に最大で61cmの沈下がみられる。

(12) -3.5m岸壁（施設番号⑫）

本施設は重力式水中コンクリート構造の岸壁であり、被災延長は施設全延長の269.95mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.27～4.1.28、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.29、被災状況を写真—4.1.20～4.1.24に示す。

本施設の被害としては、本体に最大65cmの沈下が見られる他、岸壁北側部分では延長105mにわたって倒壊し、その他の部分も前面への傾斜あるいはズレ（最大70cm）が生じている。エプロン舗装には陥没や大きなクラックが生じている。

(13) 道路(11.0m) (6.5m) (6.0m), A道路(施設番号⑬)

本施設は道道奥員線と漁港内を結ぶと共に漁港内の主要道路として建設された施設で、一部擁壁（重力式）を有するアスファルトおよびコンクリート舗装の道路である。被災延長は施設全延長の1782.25mとなっている。本施設の被災位置平面図を図—4.1.30、被災状況を写真—4.1.25～4.1.28に示す。

本施設の被害としては、路面に最大129cmの沈下が生じるとともに、舗装面に亀裂・段差などが多数発生している。また、コンクリート舗装部分では地盤の沈下による陥没や大小のクラックが発生している。

(14) 東護岸（施設番号⑭）

本施設は当初東防波堤として整備され、その後護岸として改良された、重力式プレバドコンクリート構造（消波工付、岩着）の護岸である。被災延長は施設全延長の326.58mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.31、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.32、被災状況を写真—4.1.27～4.1.28に示す。

本施設の被害としては、本体が最大80cm沈下するとともに、一部の胸壁の崩壊、目地部のズレが発生している。

また、護岸法線に最大29cmのズレが生じている。

(15) 船揚場（北）（施設番号⑮）

本施設は斜路式船揚場であり、被災延長は150.0mとなっている。本施設の被災状況平面図を図—4.1.33、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.34、被災状況を写真—4.1.29～4.1.31に示す。

本施設の被害としては、エプロンに沈下および陥没が発生するとともに、津波による路盤材および土砂の洗掘が生じ、先端止壁が倒壊している。

(16) 防砂堤（施設番号⑯）

本施設は重力式水中コンクリート構造（岩着）の防砂堤であり、被災延長は施設全延長の97.7mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.35、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.36、被災状況を写真—4.1.32に示す。

本施設の被害としては、本体が沈下するとともに倒壊し、施設全体が水没している。

(17) 泊地（-4.0m, -3.5m, -3.0mAB, -2.0m）施設番号⑰）

津波などにより流出した土砂・植木・型枠・コンクリートブロックなどが区域内に堆積している。

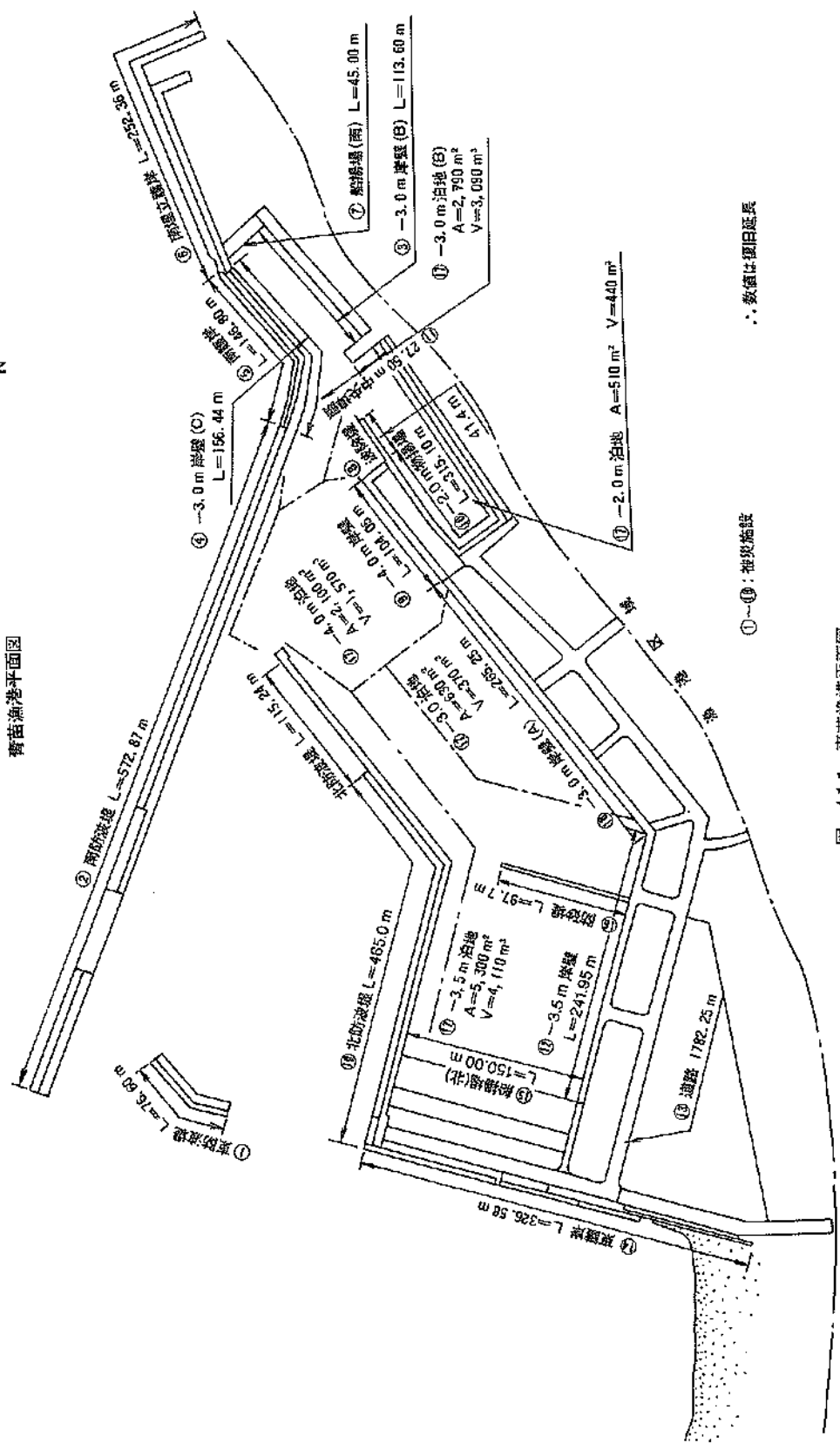
(18) -3.0m岸壁(A)（施設番号⑱）

本施設は重力式プレバドコンクリート構造（岩着）の岸壁であり、被災延長は施設全延長の265.25mとなっている。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図—4.1.37、標準断面図および被災後の変形図を図—4.1.38、被災状況を写真—4.1.33～4.1.35に示す。

本施設の被害としては、本体に最大59cmの沈下が生じ、岸壁法線は前面へ最大38cm変位した。また、エプロンの沈下により上部コンクリートとの間に段差が生じている。

(19) 北防波堤（施設番号⑲）

本施設は、重力式ケーソン構造の防波堤であり、施設延長は465mである。本施設では、地震および津波による被害はほとんど発生せず、取付部で上部工に若干のズレが生じた程度であった。



青苗漁港平面图

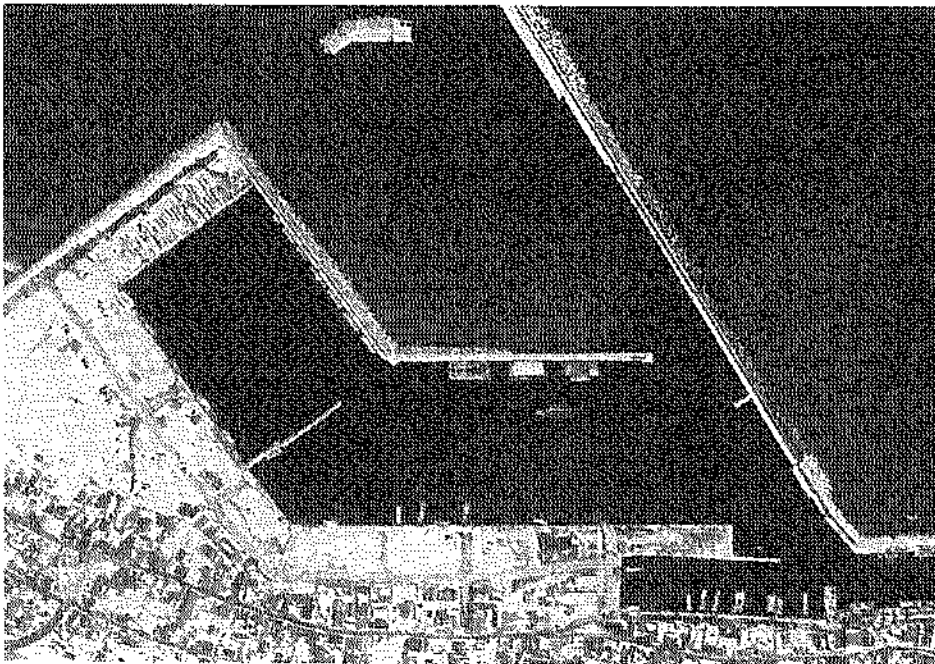
图—4.1.1 青苗漁港平面图

⊙: 数值は掘削延長

①~⑱: 施設施設



写真—4.1.1 被災前の青苗漁港の全景

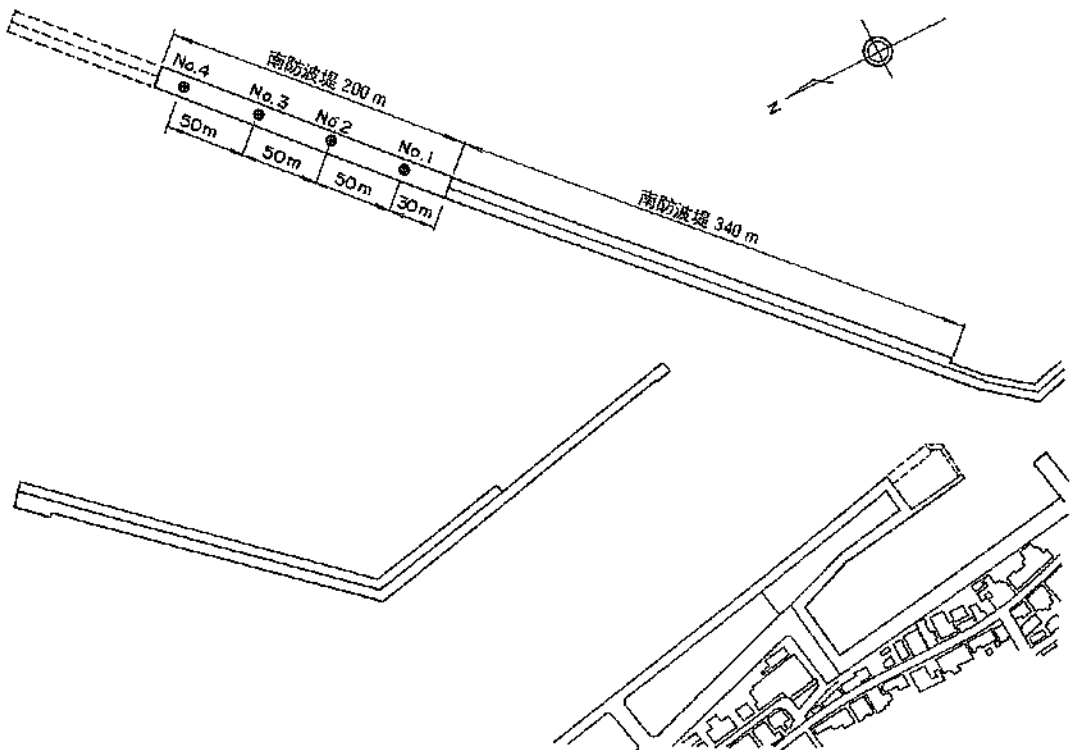


写真—4.1.2 被災後の青苗漁港の全景

表—4.1.1 各施設の構造・被害に関する総括（青苗漁港）

施設番号	施設名	施工延長	構造形式	復旧延長	被災金額(千円)	被災状況概要	
(1)	東防波堤	76.60	重力式ケーソン	76.60	146,761	本体に最大87cmの沈下、最大4.79mの移動が見られる。	
(2)	南防波堤	572.87	重力式ケーソン	572.87	1,815,014	本体に最大1.26mの沈下が見られる。	
(3)	-2.0m岸壁(B)	113.60	掘削打ちコンクリート	113.60	1,889,700	本体に最大82cmの沈下が見られる。	
(4)	-3.0m岸壁(C)	156.44	プレキャストコンクリート	156.44		本体に最大94cmの沈下が見られる。	
(5)	雨壁岸	146.80	プレキャストコンクリート	146.80		本体に最大64cmの沈下、消波工の沈下が見られる。	
(6)	雨壁立護岸	252.36	プレキャストコンクリート	252.36		本体に最大88cmの沈下、消波工の沈下が見られる。	
(7)	船揚場(南)	45.00	斜路式	45.00		施設全体に沈下が見られる。	
(8)	波除堤	41.40	水中コンクリート	41.40		本体に沈下、先端部に倒壊が見られる。	
(9)	-4.0m岸壁	104.05	プレキャストコンクリート	104.05		本体に最大58cmの沈下、法線に最大31cmの変位発生。	
(10)	-2.0m物揚場	315.10	プレキャストコンクリート	315.10		本体に最大69cmの沈下、法線に最大8cmの変位発生。	
(11)	中央突堤	27.50	重力式コンクリート	27.50		本体に最大61cmの沈下が見られる。	
(12)	-3.5m岸壁	241.95	水中コンクリート	241.95		北側部 105mの区間で岸壁の倒壊と壊滅的な被害発生。	
(13)	道路	1782.25		1782.25		各所で亀裂、沈下発生。	
(14)	東護岸	326.58	プレキャストコンクリート	326.58		650,983	本体に最大80cmの沈下、一部の胸壁に崩壊発生。
(15)	船揚場(北)	150.00	斜路式	150.00			施設全体に沈下、陥没が発生。
(16)	防砂堤	97.70	水中コンクリート	97.70			施設全体が海中に倒壊し、水没している。
(17)	-4.0m泊地		A=2100㎡ V=1570m ³	78,697		295,959	津波により流出した土砂、コンクリートブロック等が堆積。
	-3.5m泊地		A=5300㎡ V=4110m ³				津波により流出した土砂、コンクリートブロック等が堆積。
	-3.0m泊地		A=3420㎡ V=3460m ³		津波により流出した土砂、コンクリートブロック等が堆積。		
	-2.0m泊地		A=510㎡ V=440m ³		津波により流出した土砂、コンクリートブロック等が堆積。		
(18)	-3.0m岸壁(A)	265.25	プレキャストコンクリート	265.25	295,959	本体に最大59cmの沈下、法線に最大38cmの変位発生。	
	北防波堤	465.00	重力式ケーソン	465.00	0	無被災	

ボーリング地点平面図



図—4.1.2(a) 土質調査位置図（青苗漁港、②南防波堤）

標尺 m	標高 m	深 m	層 厚 m	現場観察記録			標準貫入試験														
				土質記号	土質名	色調	記事	深度 m	打撃 回数	10cmごとの 打撃回数			N 値								
										10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50	60		
1	-9.10	1.90	1.90	細砂	茶灰	均一粒子 良方片点在 「ややゆるい」	0.65 0.95 1.65 1.95	14/30 13/30	4 4	5 4	5 5										
2				砂	暗	頁岩の岩粉状のもの と細砂(青色)及 び小円礫より構成 される 「ややゆるい」中 位	2.65 2.95 3.65 3.95	16/30 28/30	4 6	5 8	7 14										
3				砂	暗		4.65 4.95	13/30	4	4	5										
4				粘 土	暗 灰	60 m 迄、細砂と シルトの互層 硬粘土質 1 cm 程度の細砂 挟在 弱状粘土で、青灰 を帯びるところで は、特に粘性強い 全般に「軟質」	5.65 5.95	5/30	2	2	1										
5	-12.80	5.50	3.70				6.65 6.95	2/30			1/10										
6							7.65 7.95	2/30	1/16		1/14										
7							8.65 8.95	3/33	1/13	1	1										
8							9.65 9.95	3/30	1	1	1										
9							10.65 10.97	3/32	1	1/12	1										
10							11.65 11.95	4/30	2/14	1/8	1/8										
11	-19.00	11.70	6.20				12.65 12.95	12/30	2	5	5										
12							13.65 13.95	22/30	4	8	10										
13	-21.00	13.70	2.00				14.65 14.87	30/22	16	25	9/2										
14																					
15	-22.30	15.00	1.30																		

図—4.1.2 (b) 土質条件 (青苗漁港、②南防波堤、No. 1)

標尺 m	標高 m	深 m	層 厚 m	現場観察記録				標準貫入試験															
				土層記号	土質名	色調	記号	深度 m	打撃 回数 貫入量 cm	10cmごとの 打撃回数			N 値										
										10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50	60				
1	-8.65	1.35	1.35	細中砂	茶灰	小礫(φ5mm)点在 0.20mより貝ガラ 片混る 「ややゆるい」	0.85 1.15	14/30	6	4	4												
2	-9.30	2.00	0.65	細砂	暗灰	シルト質 均一	1.65 2.15	24/30	3/15	6/5	13												
	-10.00	2.70	0.70	中粒砂	暗灰	小礫混り 下部小礫多い	2.85 3.15																
3				砂 礫	?	頁岩の岩砕状のものに 細砂及び小礫を混える 全般に硬質土 稠度は「中位」	2.85 3.15	22/30	8	7	7												
4							4.65 4.95	20/30	6	7	7												
5							5.65 6.35	13/30	7	6	2												
6	-13.30	6.00	3.30	粘 土	帯鉄暗灰+暗青灰	上部、砂質シルト 状で粘着質 中間部より下部に かけて粘土となる 粘性大 非常に軟質 青灰もしくは灰色 の粘土となる 尚、細砂等が塊状 に挟在する	6.65 7.05	3/40	1/15	1/12	1/13												
7							7.65 8.05	2/38	1/19		1/19												
8							8.65 9.00	2/35	1/20		1/15												
9							9.65 9.97	2/32	1/19		1/13												
10							10.65 11.03	3/38	1/15	1	1/13												
11							11.65 11.98	3/35	1/13	1	1												
12				12.65 13.00	4/35	1/12	1/8	2/15															
13	-20.40	13.10	7.10	シルト岩 部	?	岩盤の強風化部、 シルト岩の岩砕と シルト質の粘性土 により構成 礫も軟質	13.65 13.95	6/10	2	2	2												
14	-22.30	15.00	1.90				14.65 14.85	10/30	2	4	4												
15	-23.30	16.00	1.00	シルト岩	深緑灰	上部軟質 地盤としては安定	15.65 15.95	50/25	18	20	12/5												

図-4.1.2(c) 土質条件 (青苗漁港、②南防波堤、No.2)

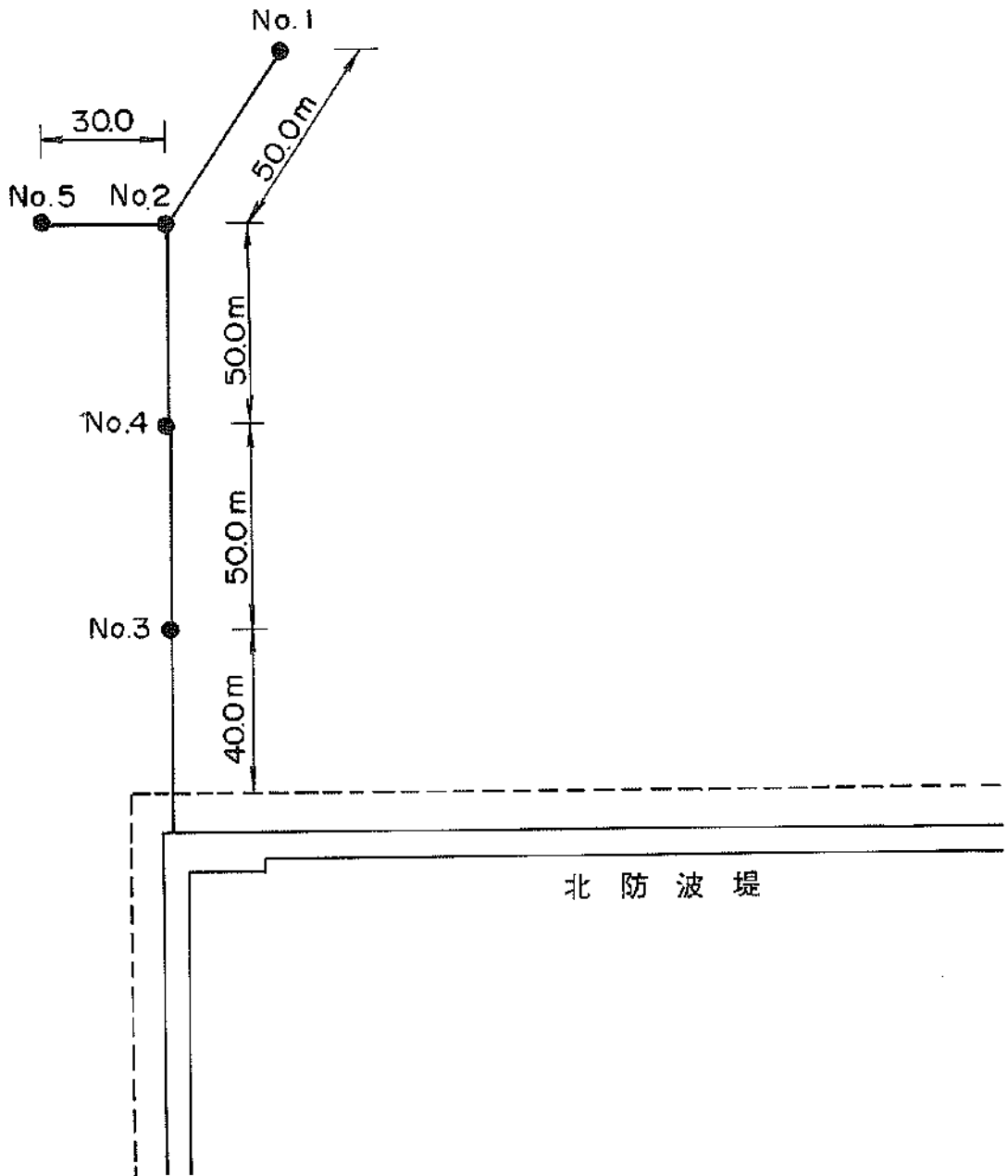
標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	現場観察記録			標準貫入試験											
				土質記号	土質名	色調	記事	深度 m	打撃回数 貫入量 cm	10cmごとの 打撃回数			N 値					
										10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50
1	-8.80	1.00	1.00	⑧	細中砂	茶灰	均一粒子 貝ガラ、小礫点在	0.65 0.55	10/30	3	3	4						
					細砂	青白灰	貝ガラ混り、均一粒子「中位」	1.65 1.95	18/30	6	5	7						
2	-10.10	2.30	1.30	⑧	中細砂	青灰	「中位」の絡り	2.65 2.25	20/30	6	7	7						
								3.65 3.25						20/30	5	8	7	
3	-10.80	3.00	0.70	⑧	砂	礫	硬質土 岩砕状わずかに 細砂、円礫混る	4.65 4.95	23/30	6	9	8						
								5.65 5.95						4/30	1	2	1	
4	-12.80	5.00	2.00	⑧	細砂	#	ややシルト質 「非常にゆるい」	7.65 7.95	6/30	2	2	2						
								8.65 8.95						31/30	10	10	11	
5	-14.05	6.25	1.25	⑧	粘土	青灰	粘性大「軟質」	9.65 9.95	80/23	16	21	13/3						
								10.65 10.95						80/23	16	21	13/3	
6	-14.70	6.90	0.65	⑧	シルト化 岩部	礫 青灰	風化砂岩とシルト より成る 「軟質」	11.65 11.95	80/23	16	21	13/3						
								12.65 12.95					80/23	16	21	13/3		
7	-16.20	8.40	1.50	⑧	シルト岩	深緑 灰	凝灰質 岩としては軟質	13.65 13.95	80/23	16	21	13/3						
								14.65 14.95					80/23	16	21	13/3		
8	-17.80	10.00	1.60	⑧				15.65 15.95	80/23	16	21	13/3						
								16.65 16.95					80/23	16	21	13/3		
9								17.65 17.95	80/23	16	21	13/3						
								18.65 18.95					80/23	16	21	13/3		
10								19.65 19.95	80/23	16	21	13/3						
								20.65 20.95					80/23	16	21	13/3		

図-4.1.2(d) 土質条件 (青苗漁港、②南防波堤、No.3)

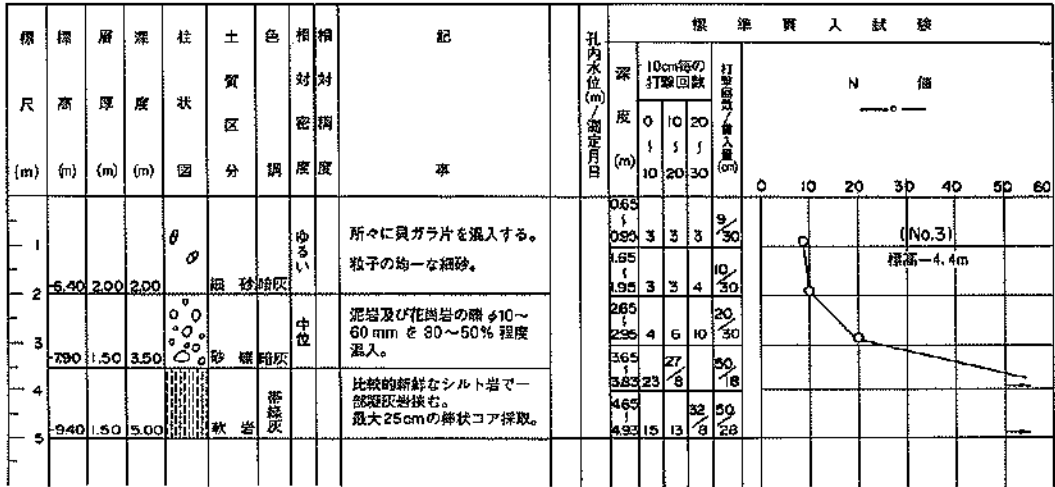
標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	現場観察記録				標準貫入試験												
				土質記号	土質名	色調	記号	深度 m	打撃回数 貫入量 cm	10cmごとの打撃回数			N 値							
										10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50	60	
	-9.00	0.70	0.70		細中砂	茶灰	φ10~30mm 円礫点在。貝ガラ片も混る。 「ゆるい」	0.85 0.95	12/30	3	4	5								
1					細中砂	暗灰	貝ガラ片及び、小円礫点在。粒子ほぼ均一「中位」の締め	1.65 1.95	11/30	5	6	6								
2					細砂	"	貝ガラ片点在。隙	2.65 2.85	18/30	5	6	7								
3	-11.60	3.30	2.60					3.65 3.95	23/30	5	8	10								
4	-11.80	3.80	0.30		砂礫	"	φ100mm 大の巨礫有り。細砂小円礫混る。	4.65 4.95	13/30	3	5	5								
5	-12.60	4.30	0.70					5.65 5.95	10/30	3	3	4								
6					細砂	"	均一粒子「ややゆるい」 7.70~7.75 7.80~7.85 砂質シルト	6.65 6.95	5/30	2	1	2								
7								7.65 7.95	6/30	2	2	2								
8	-16.50	8.20	3.90					8.65 9.01	3/36	1/14	1/12	1								
9					粘土	暗灰+茶緑腐灰+暗黄灰	上部、やや砂質シルト状 全体に腐状 1cm程度の粗砂帯混在する。貝ガラ見られる。 黄灰を帯るところ粘性大。砂岩の岩片有。 全般に軟質粘土。	9.65 9.95	2/30	1/16		1/14								
10								10.65 11.05	3/40	1/15	1/12	1/13								
11								11.65 11.97	3/32	1/11	1/11	1								
12								12.55 12.95	4/30	1/9	1/8	2/13								
13	-21.55	13.25	5.05		シルト岩	茶緑腐灰	シルト岩の岩片とシルトより構成（過風化帯）	13.65 14.00	4/35	1/12	1/13	2/10								
14					シルト岩	茶緑腐灰	凝灰質	14.65 15.00	8/35	2/12	3/13	3								
15	-25.40	15.10	1.85					15.65 15.85	50/20	22		28								
16	-24.30	16.00	0.90																	

図一4.1.2(e) 土質条件 (菅苗漁港、②南防波堤、No. 4)

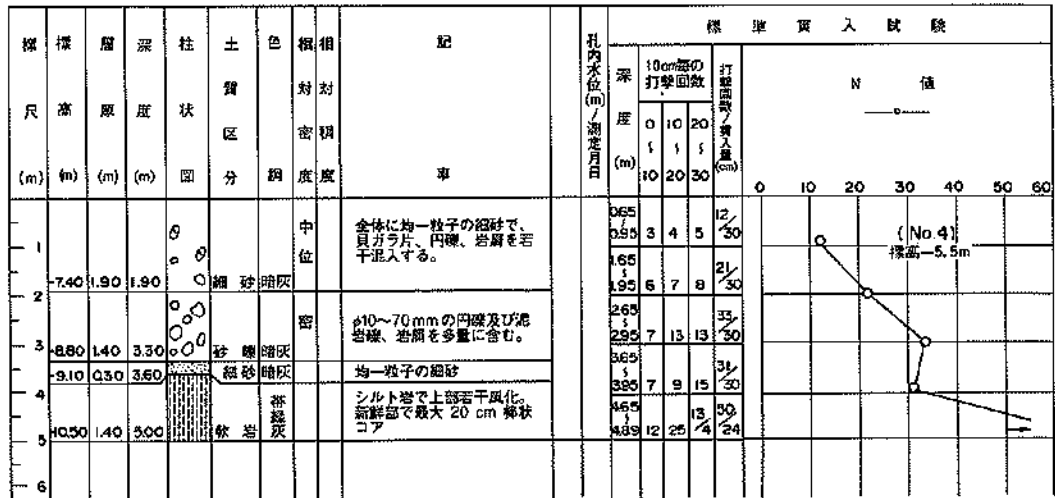
調査位置平面図



図—4.1.3 (a) 土質調査位置図 (青苗漁港、①東防波堤)



図一4.1.3 (d) 土質条件 (背苗漁港、①東防波堤、No.3)



図一4.1.3 (e) 土質条件 (背苗漁港、①東防波堤、No.4)

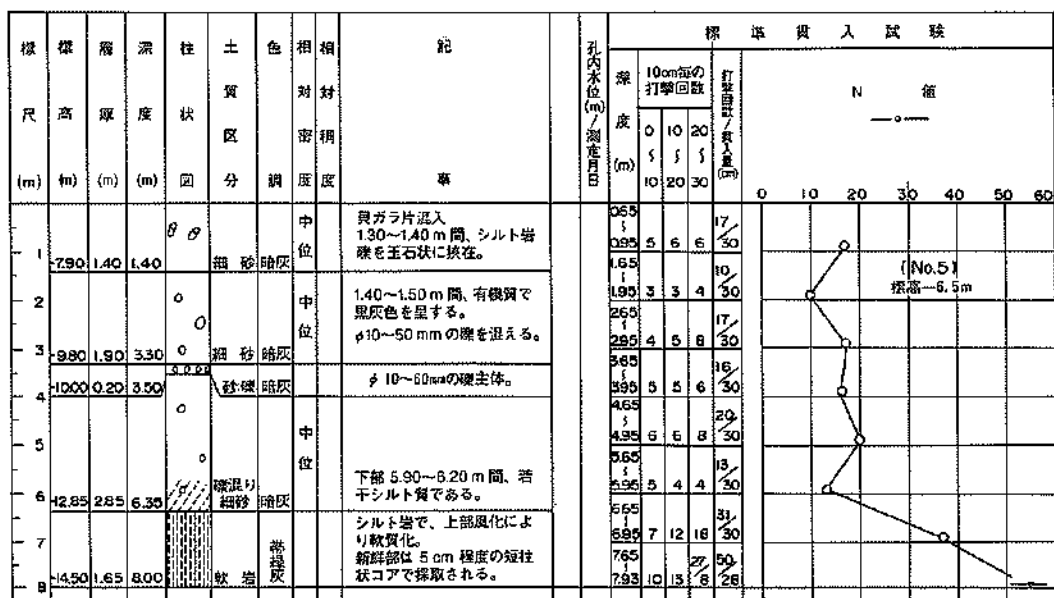


図-4.1.3 (f) 土質条件 (青苗漁港、①東防波堤、No.5)

ボーリング調査位置

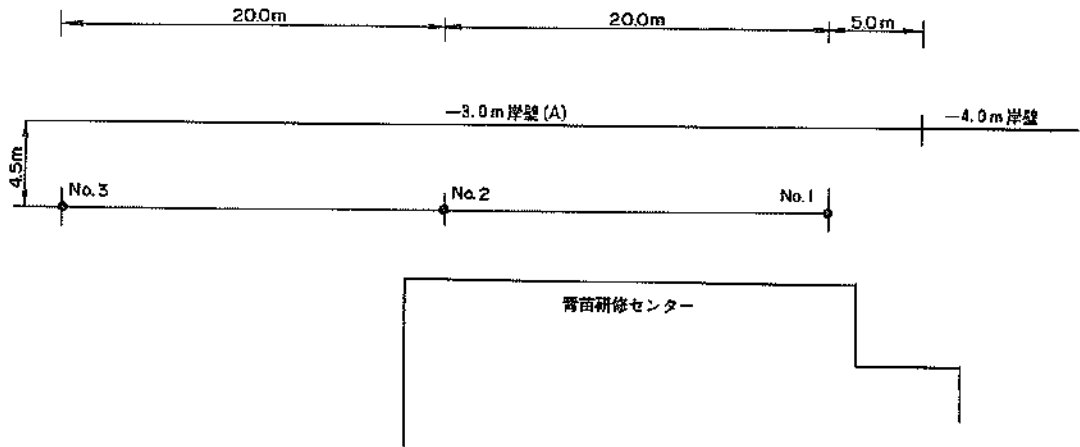


図-4.1.4 (a) 土質調査位置図 (育苗漁港、⑬-3.0岸壁 (A))

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状図	土質区分	色調	相對稠度	相対密度	記号	標準貫入試験					
										標高 (m)	10cm毎の打撃回数	打撃回数/貫入量 (cm)	備考		
	0.90 0.10	0.20 0.80	0.20 1.00		砕石コンクリート	暗灰			裏層 5 cm, アスファルト / 連続コンクリート	0.80					
1					細砂	暗灰	緩い		細中砂主体 帯々、礫および貝殻 片混る 礫含有量約 10% 平均粒径 10~25mm 間隙は地下水で完全飽和	-0.15	6	7	6	19 30	<p>(No. 1) 標高 +1.1m</p>
2										-0.45	3	3	3	9 30	
3										-1.45	2	1	2	5 30	
4										-2.45	2	1	2	5 30	
5					泥岩	暗灰			上部、風化により半固結 下部にかけ硬くなる	-3.45	50			50 10	
6										-4.10	50			50 8	
										-5.00	50			50 8	

図-4.1.4 (b) 土質条件 (育苗漁港、⑬-3.0岸壁 (A)、No. 1)

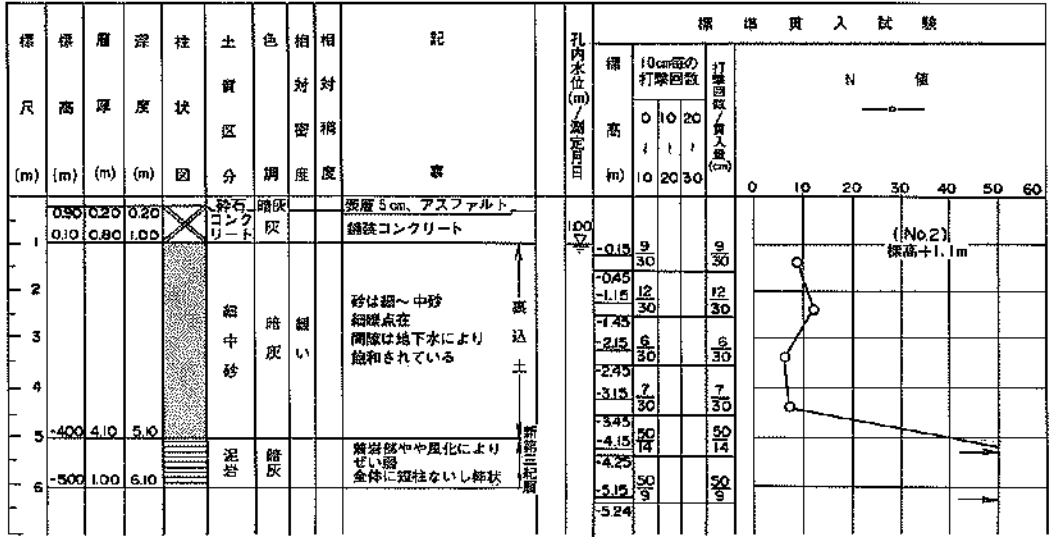


図-4.1.4(c) 土質条件 (青苗漁港、⑩-3.0岸壁 (A)、No. 2)

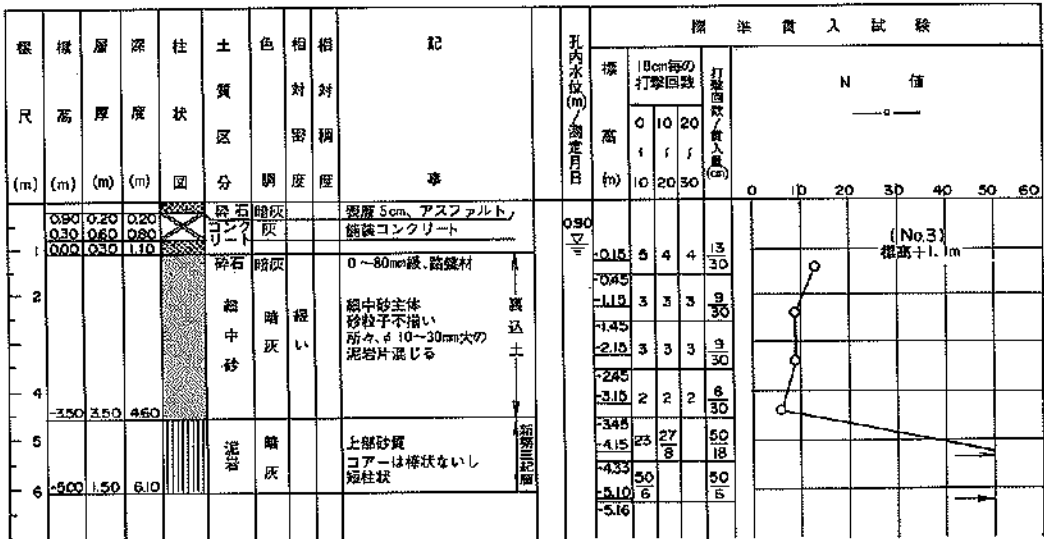
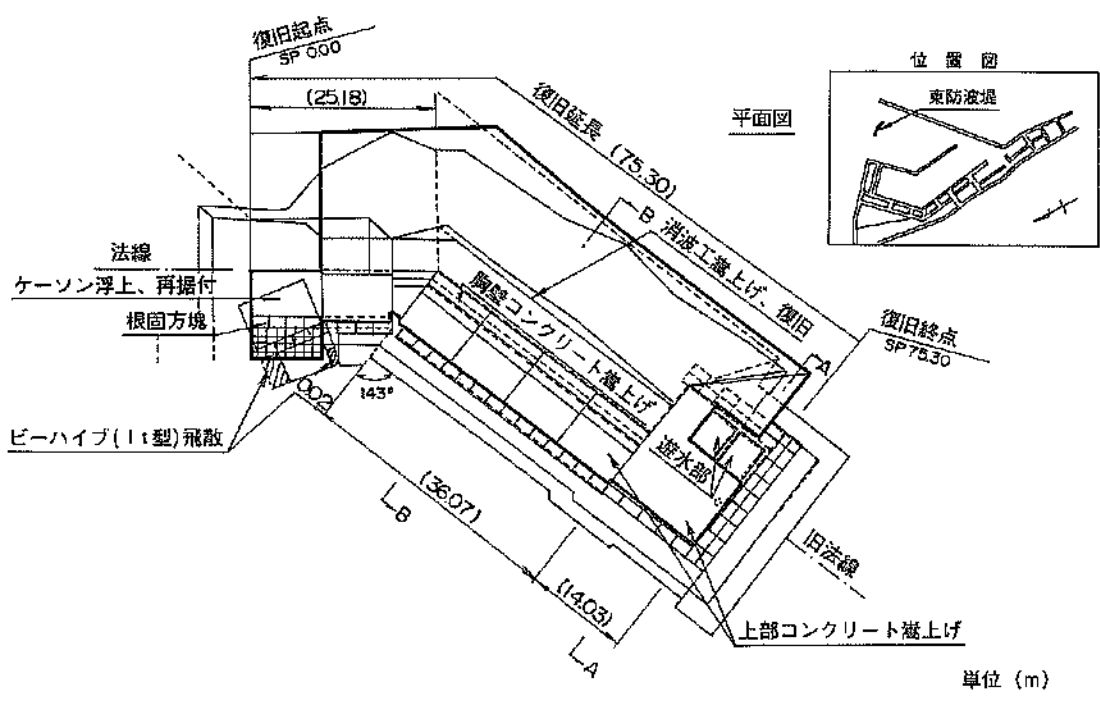


図-4.1.4(d) 土質条件 (青苗漁港、⑩-3.0岸壁 (A)、No. 3)



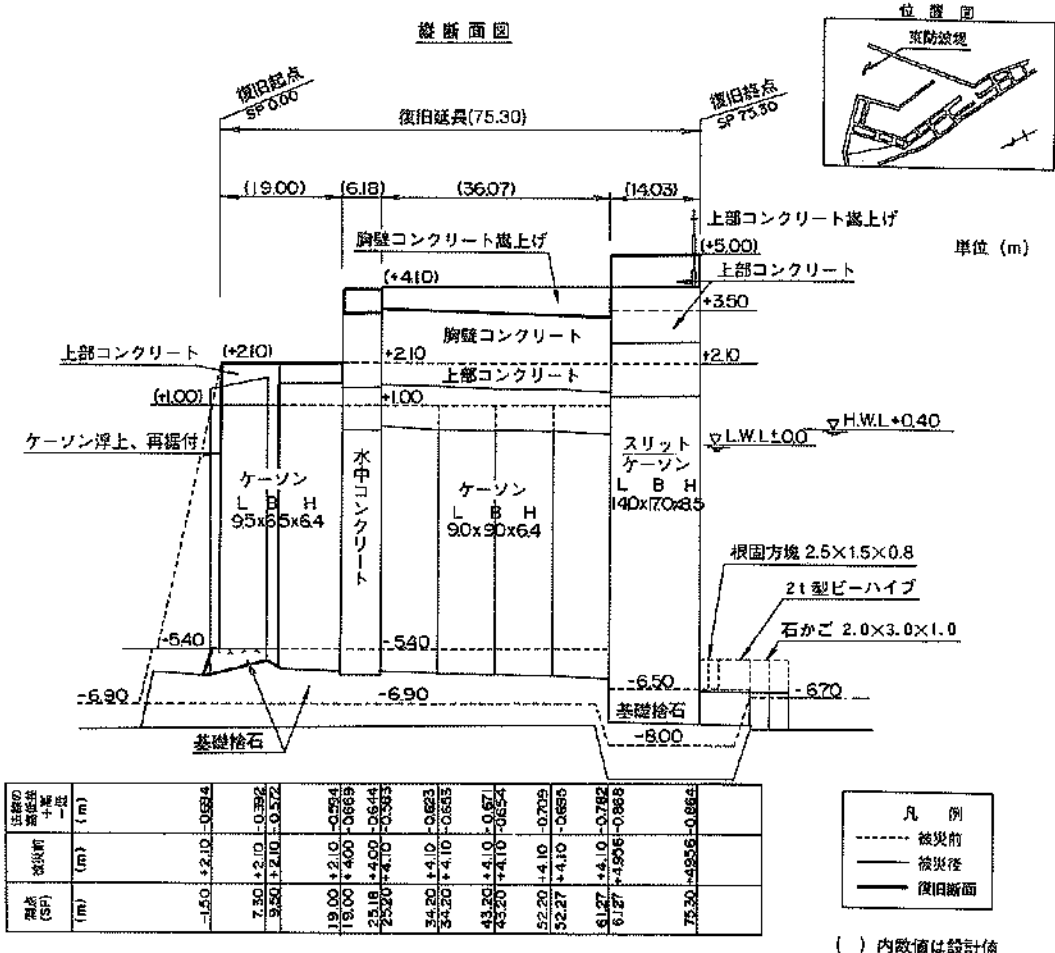
単位 (m)

凡例	
---	被災前
—	被災後
—	復旧断面

法線の出入り	測点 (SP)	(m)	(m)
一入		-47.87	-1.50
一入		-1.262	7.30
一入		-0.687	9.50
一入		-0.652	19.00
一入		-0.177	19.00
一入		-0.189	25.18
一入		-0.267	25.20
一入		-0.327	34.20
一入		-0.116	34.20
一入		-0.174	43.20
一入		-0.154	43.20
一入		-0.178	52.20
一入		-0.116	52.27
一入		-0.202	61.27
一入		-0.287	61.27
一入		+0.098	75.30

() 内数値は設計値

図-4.1.5 被災状況平面図 (青苗漁港、①東防波堤)



法線の 被災部 頂点 (SP)	被災部 頂点 (m)	法線の 被災部 頂点 (m)
	-1.50	+2.10
	7.50	+2.10
	9.50	+2.10
	19.00	+2.10
	18.00	+4.00
	25.18	+4.00
	25.20	+4.10
	34.50	+4.10
	34.20	+4.10
	43.20	+4.10
	43.20	+4.10
	52.20	+4.10
	52.27	+4.10
	61.27	+4.10
	61.27	+4.95
	75.30	+4.95

- 凡例
- 被災前
 - 被災後
 - 復旧断面

() 内数値は設計値

図一4.1.6 被災状況縦断面図 (青苗漁港、①東防波堤)

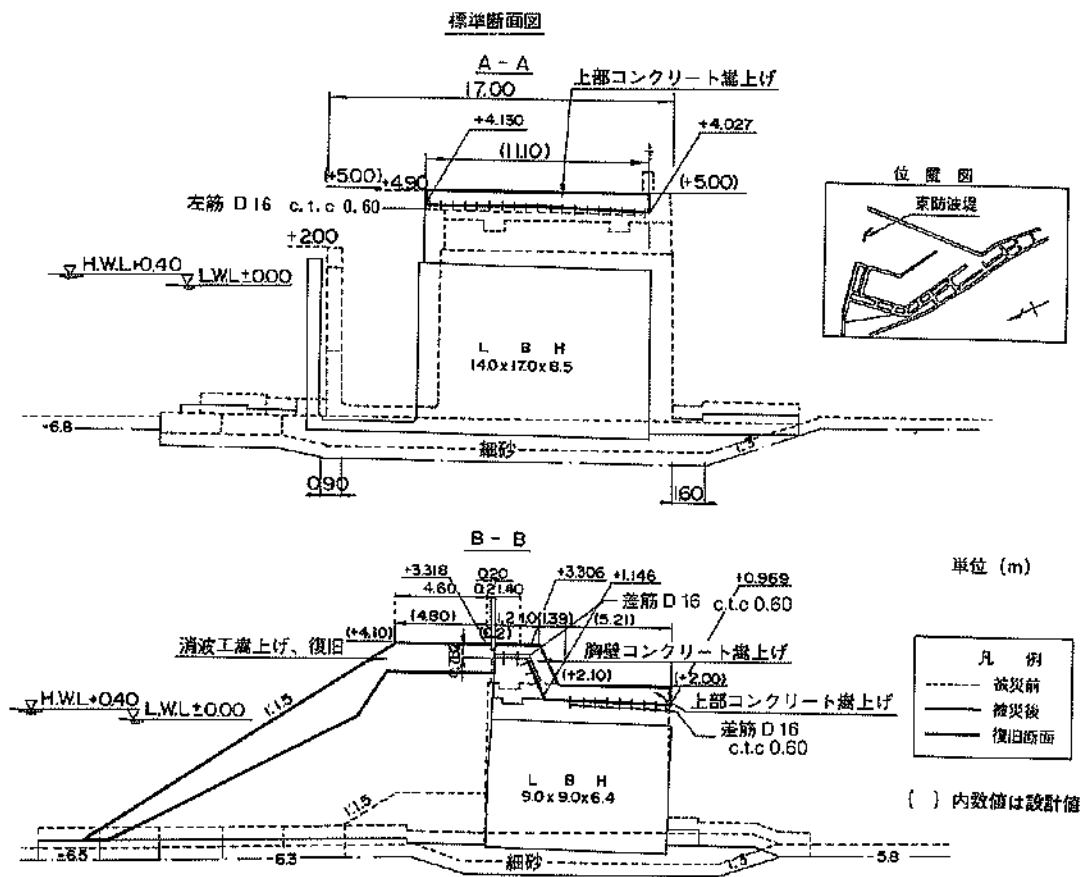


図-4.1.7 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、①東防波堤)

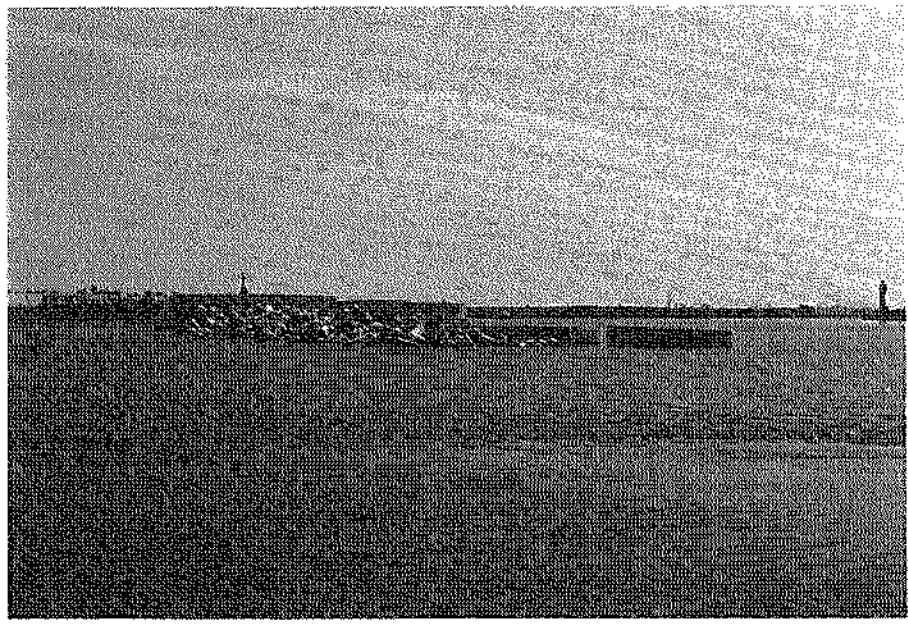


写真-4.1.3 ケーソンの沈下・開き (青苗漁港、①東防波堤)

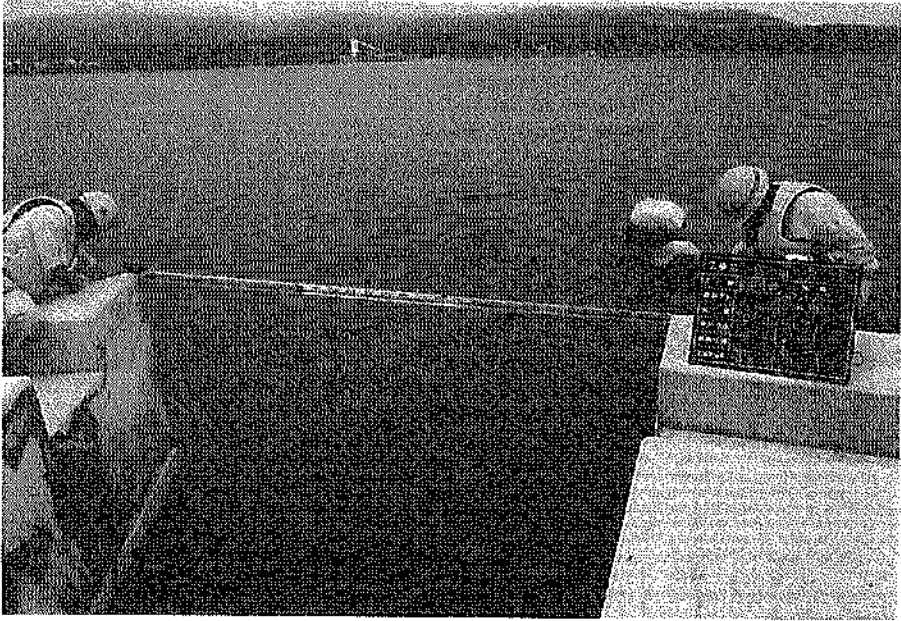
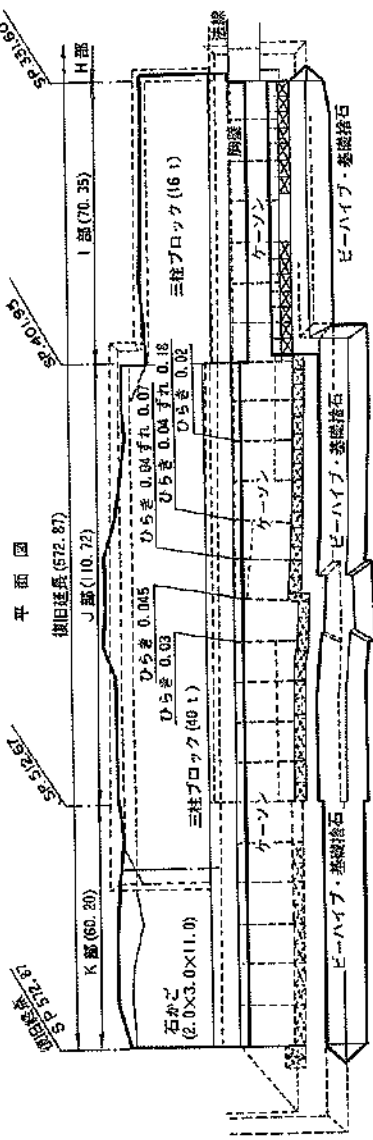
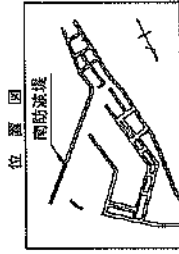
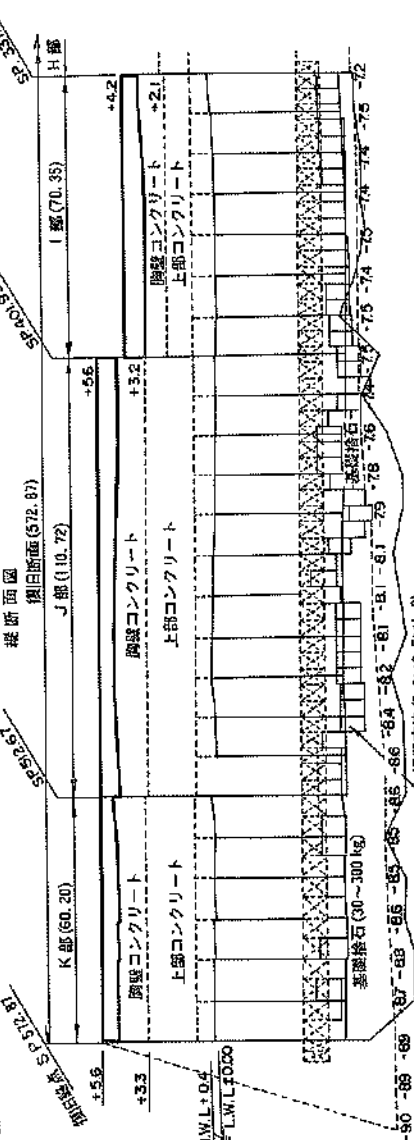


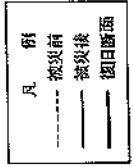
写真-4.1.4 本体間の目地の開き（育苗漁港、①東防波堤）



断面	標高 (m)	距離 (m)
572.87	0.00	0.00
562.84	0.00	0.00
552.84	0.07	0.09
542.85	0.09	0.10
532.80	0.11	0.15
522.80	0.15	0.15
512.77	0.18	0.24
502.67	0.26	0.26
492.69	0.28	0.30
482.57	0.35	0.35
472.18	0.50	0.50
462.12	0.67	0.52
451.39	0.95	0.55
441.42	1.05	0.52
432.04	1.40	0.40
422.03	1.50	0.47
412.05	1.68	0.46
401.05	1.84	0.45
400.00	1.98	0.48
380.00	2.45	0.45
350.00	3.26	0.36
340.00	3.31	0.31
331.60	4.25	0.25



断面	標高 (m)	距離 (m)
572.87	5.90	0.86
562.84	5.90	0.86
552.84	5.80	0.88
542.85	5.80	0.82
532.80	5.80	0.97
522.80	5.80	0.86
512.77	5.80	0.76
502.67	5.60	0.96
492.69	5.60	0.97
482.57	5.60	0.86
472.18	5.60	0.78
462.12	5.60	0.86
452.08	5.60	0.84
441.08	5.60	0.94
432.04	5.60	0.97
422.03	5.60	1.05
412.05	5.60	1.05
401.05	5.60	1.04
400.00	5.60	1.14
380.00	4.20	1.16
350.00	4.20	1.18
340.00	4.20	0.96
331.60	4.20	0.98



() 内数値は設計値

図-4.1.9 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、②防波堤堤)

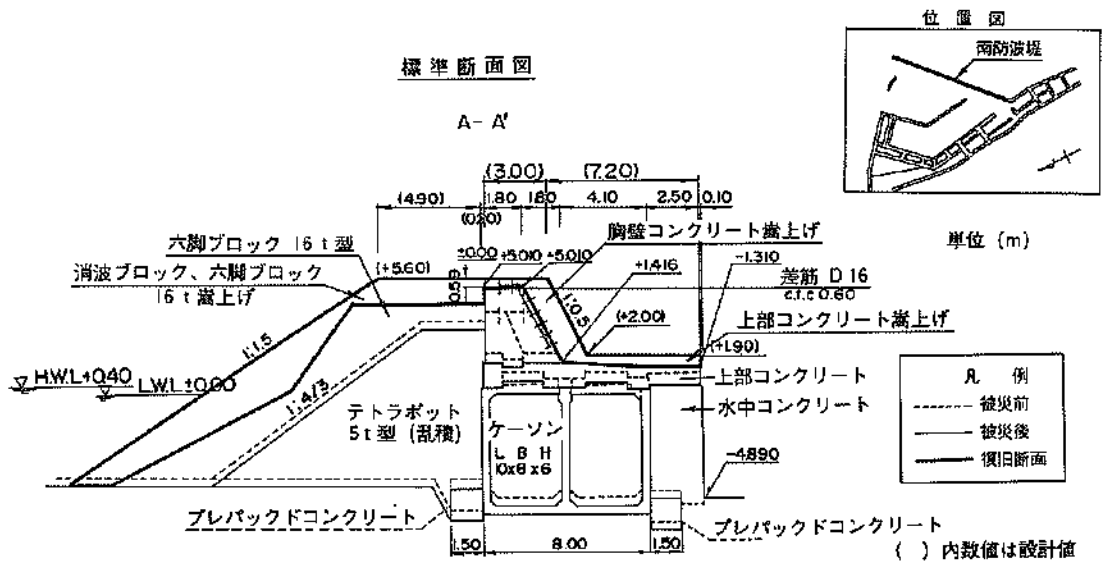


図-4.1.10 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、②南防波堤)

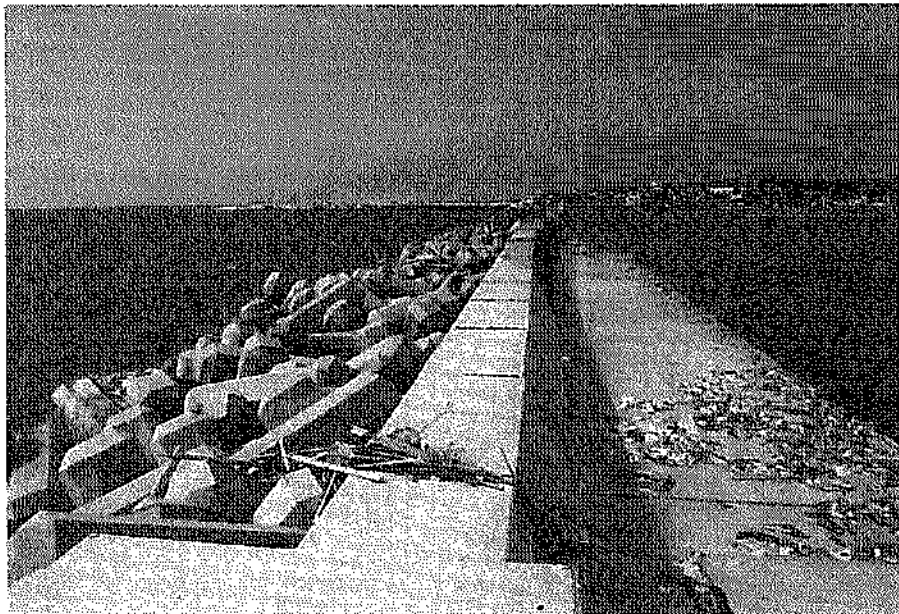
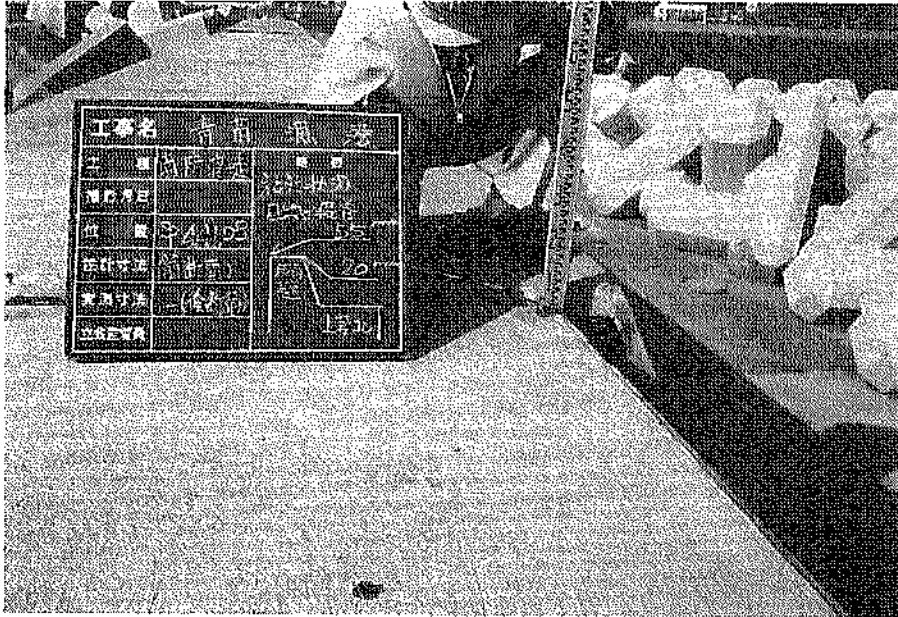
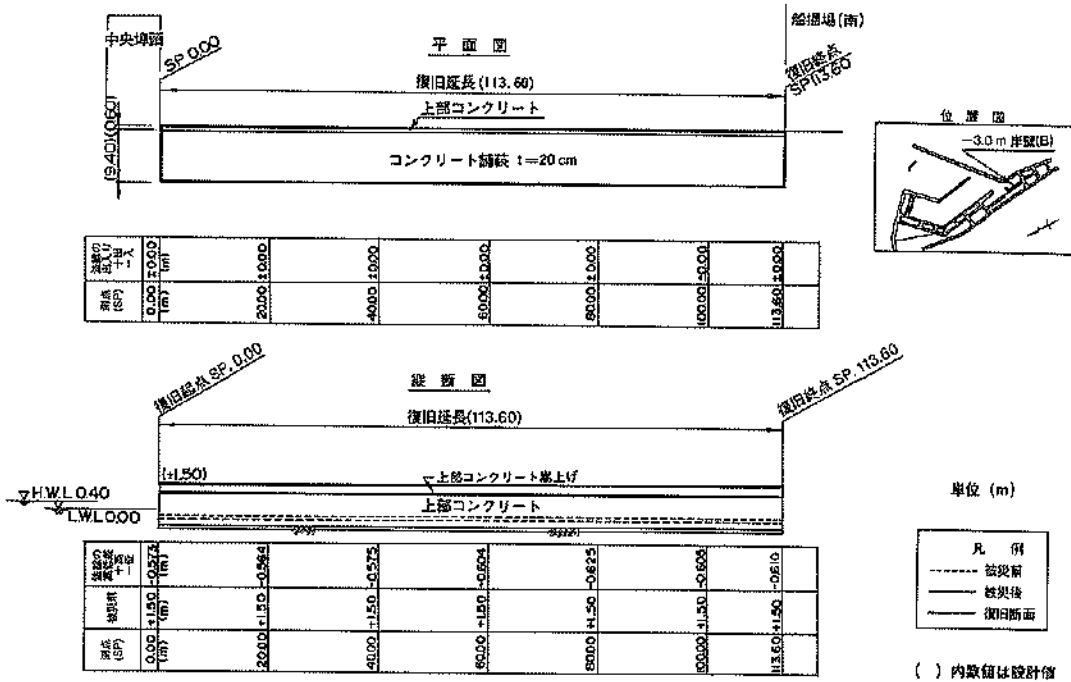


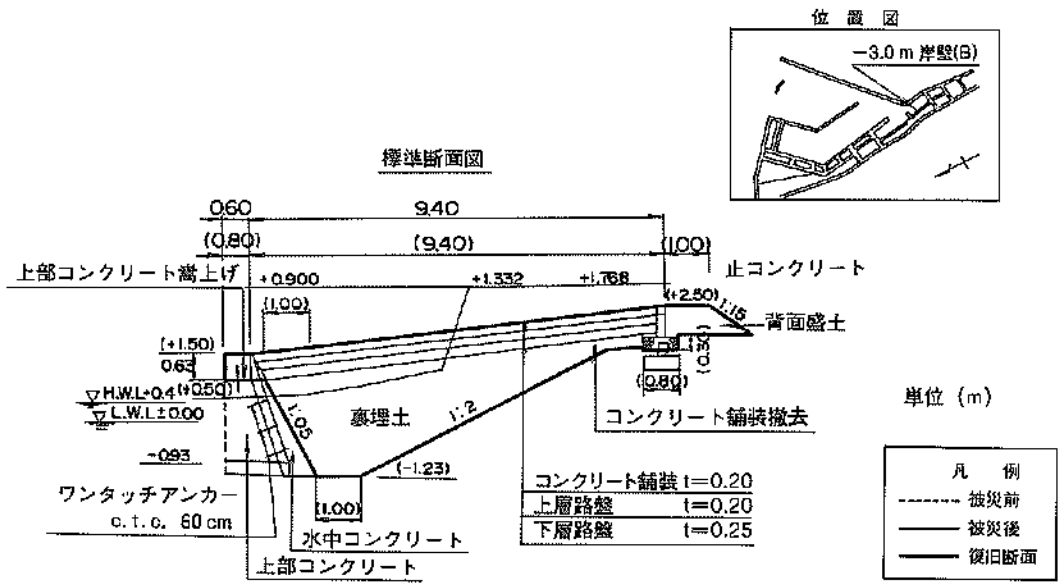
写真-4.1.5 被災後の施設全景 (青苗漁港、②東防波堤)



写真—4.1.6 本体間目地の段差・ズレ (背苗漁港、②東防波堤)

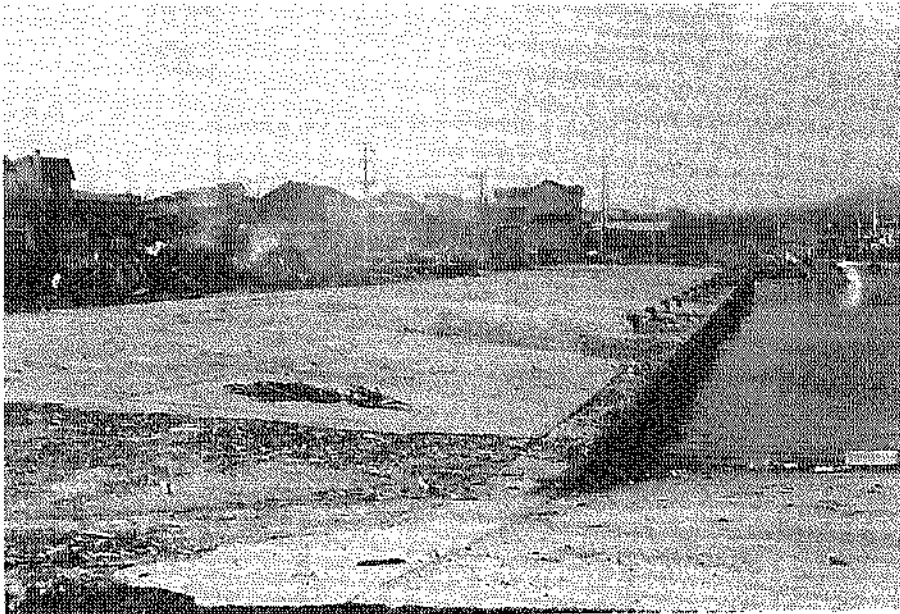


図—4.1.11 被災状況平面図・縦断面図 (背苗漁港、③-3.0m 岸壁 (B))



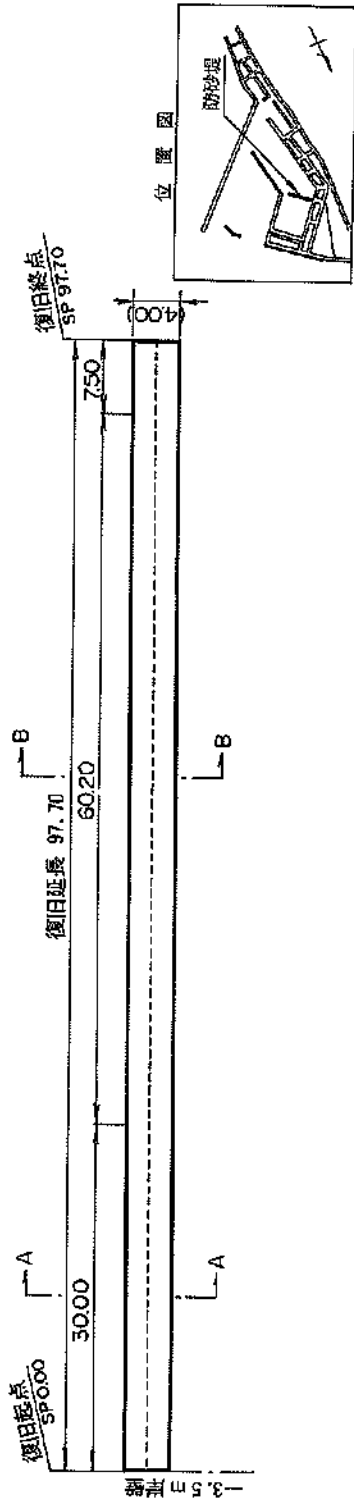
() 内数値は設計値

図—4.1.12 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、③—3.0m 岸壁 (B))

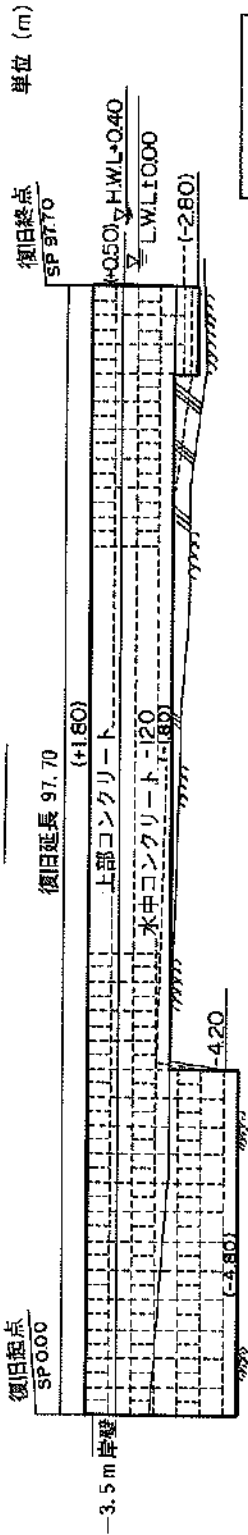


写真—4.1.7 被災後の施設全景 (青苗漁港、③—3.0m 岸壁 (B))

平面図



縦断面



凡例

- 被災前
- 被災後
- 復旧断面

() 内数値は設計値

被災前 壁高 (SF)	被災前 壁厚 (m)	4000	3000	4000	6000	8000	9020	9770
1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80

図-4.1.13 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、④-3.0m岸壁 (C)、⑤南護岸)

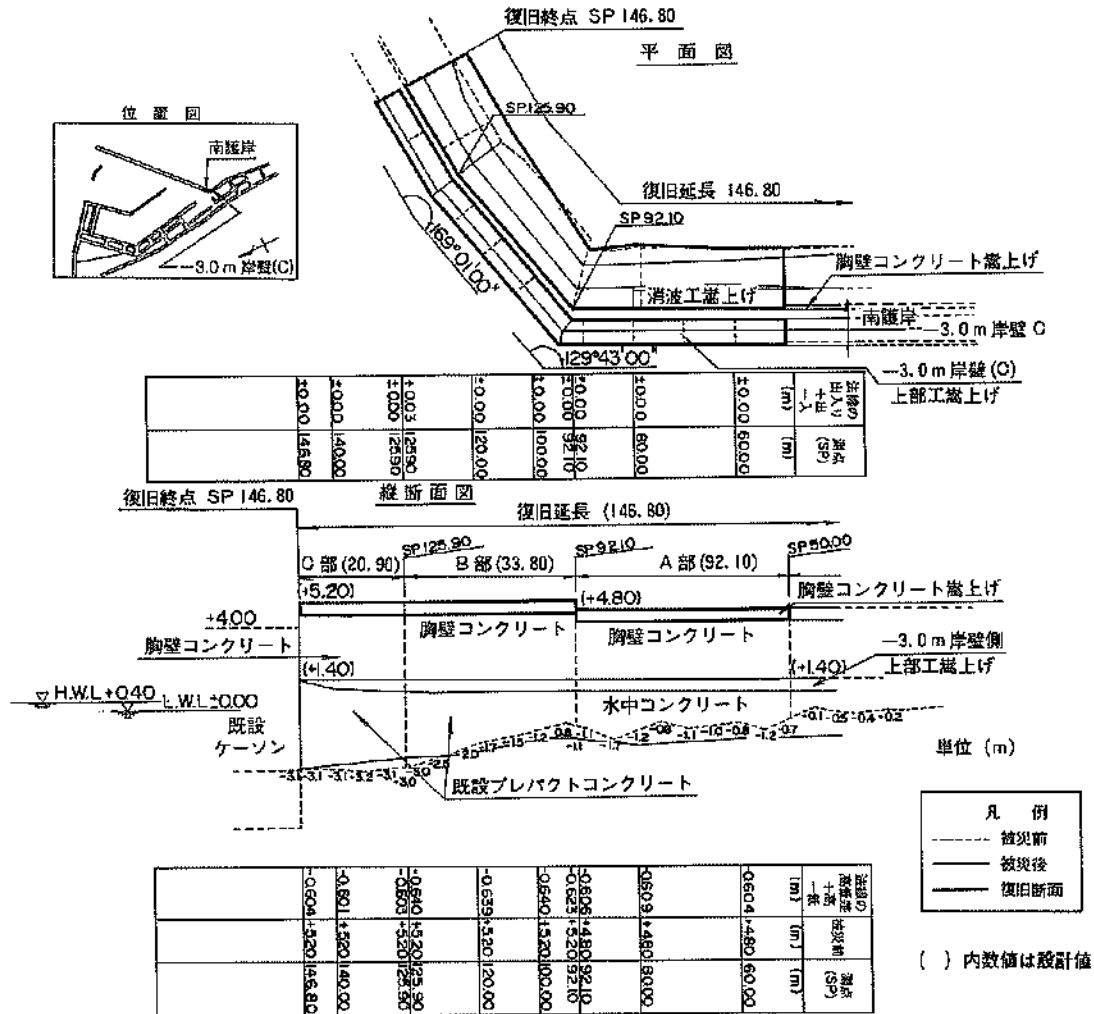
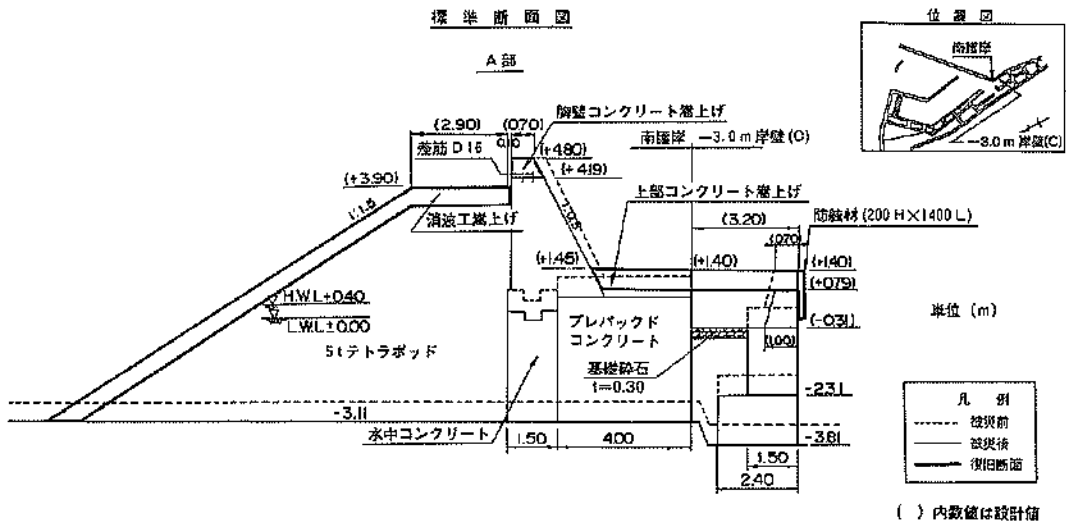
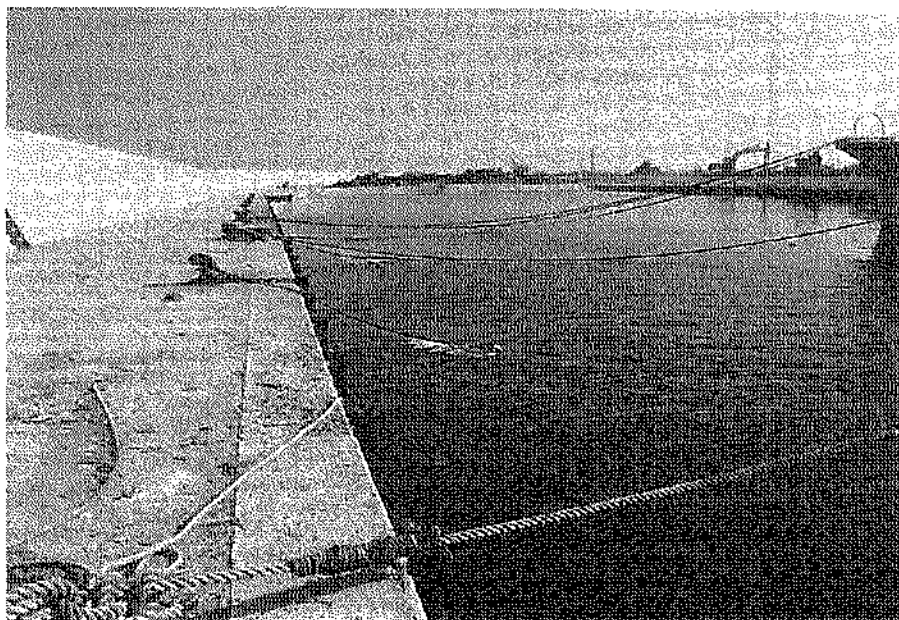


図-4.1.14 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、④-3.0m 岸壁 (C)、⑤南護岸)

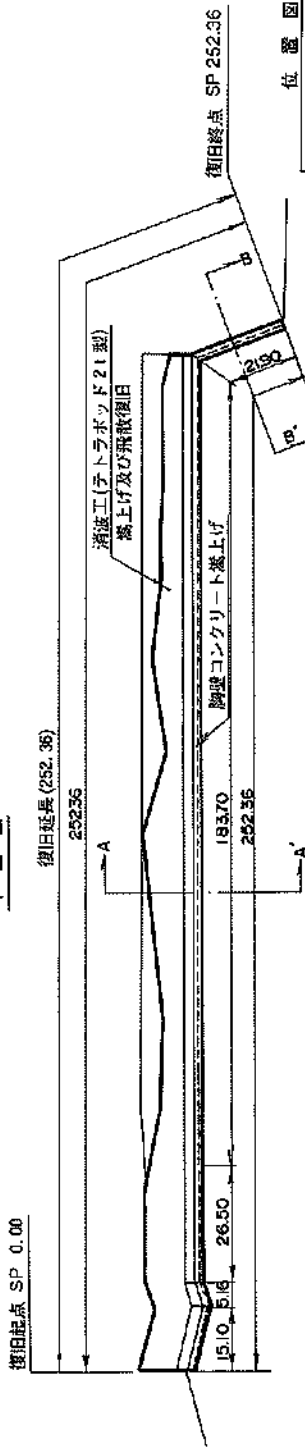


図—4.1.15 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、④—3.0m 岸壁 (C)、⑤南護岸)



写真—4.1.8 被災後の施設全景 (青苗漁港、④—3.0m 岸壁 (C))

平面図



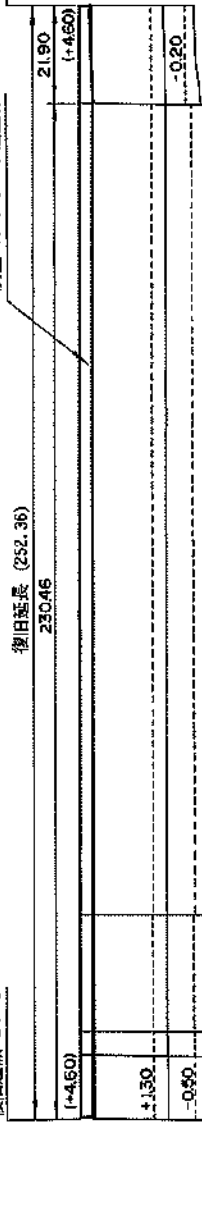
位置図



縦断面図

復旧終点 S P 252.36

復旧起点 S P 0



凡例

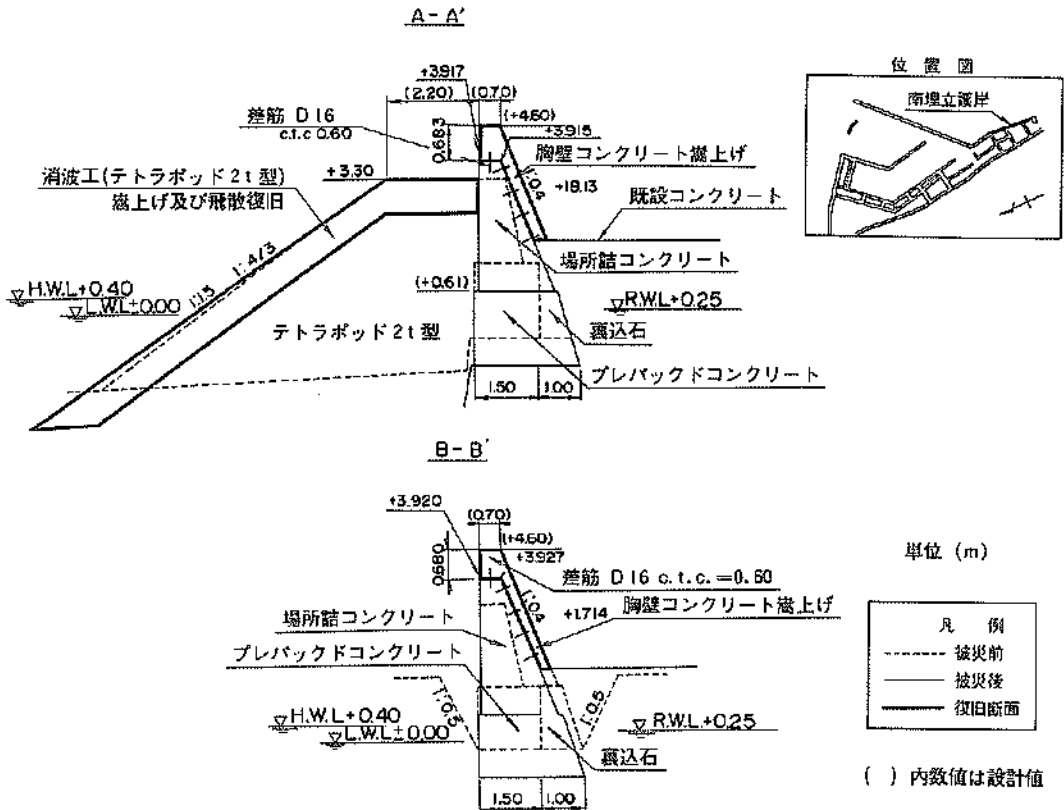
-----	被災前
———	被災後
———	復旧断面

() 内数値は設計値

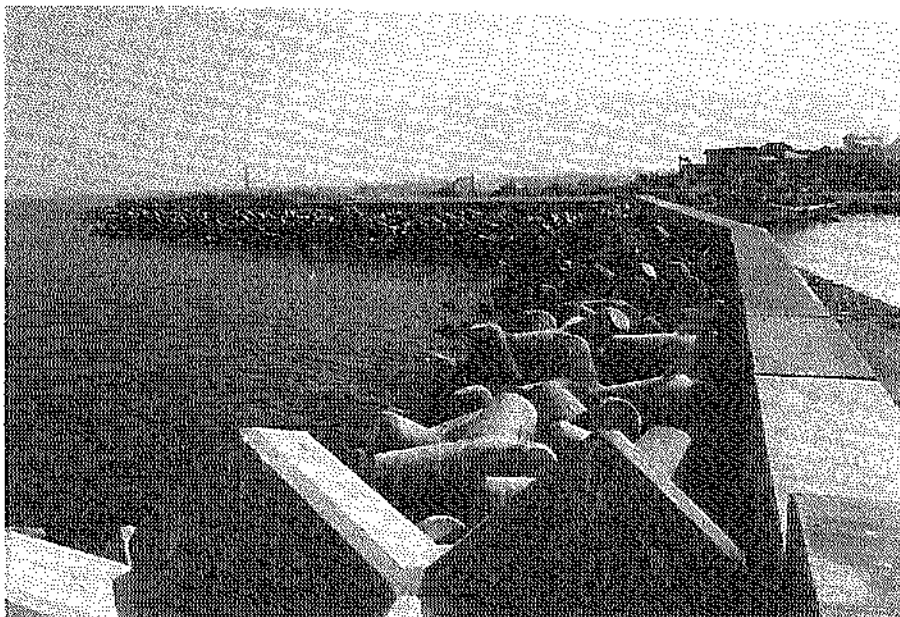
断面の 位置 (m)	被災前 一断面 (m)	被災後 一断面 (m)	復旧断面 一断面 (m)
0.00	+4.50	-0.611	
20.26	+4.60	-0.612	
40.00	+4.50	-0.614	
60.00	+4.50	-0.608	
80.00	+4.60	-0.621	
100.00	+4.50	-0.655	
120.00	+4.60	-0.675	
140.00	+4.60	-0.667	
160.00	+4.60	-0.676	
180.00	+4.60	-0.676	
200.00	+4.60	-0.677	
220.00	+4.60	-0.677	
230.46	+4.60	-0.683	
240.00	+4.60	-0.680	
252.36	+4.60	-0.607	

図—4.1.16 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、⑤南埋立護岸)

標準断面図



図—4.1.17 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、④南埋立護岸)



写真—4.1.9 被災後の施設全景 (青苗漁港、⑤南護岸)

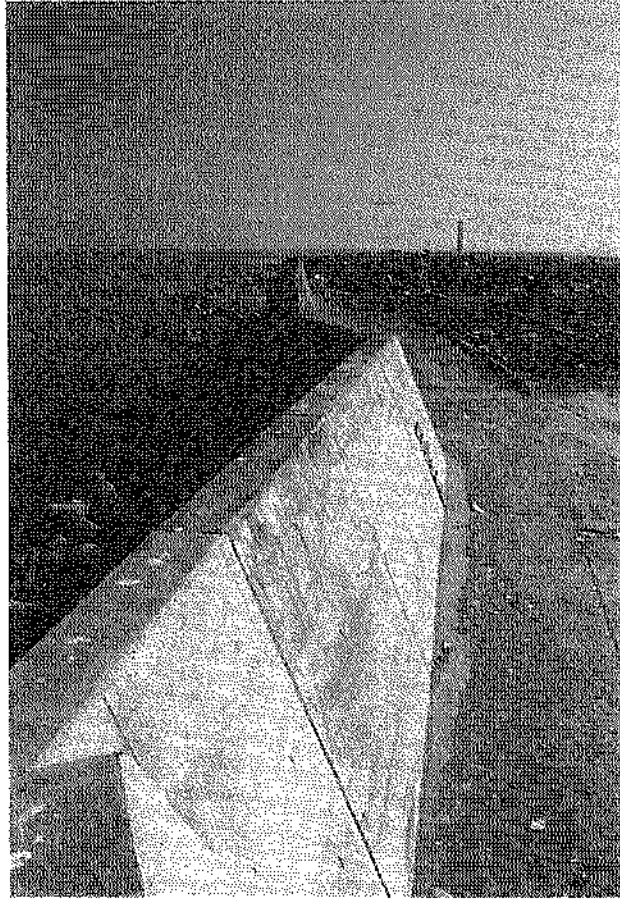


写真-4.1.10 施設全景 (青苗漁港、㊦南埋立護岸)

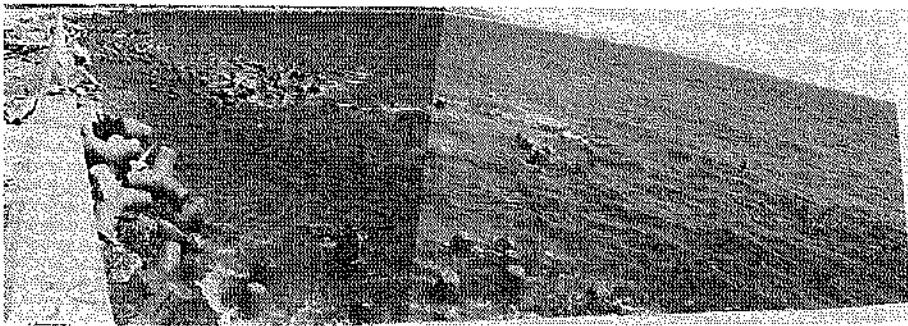


写真-4.1.11 消波ブロック散乱状況 (青苗漁港、㊦南埋立護岸)

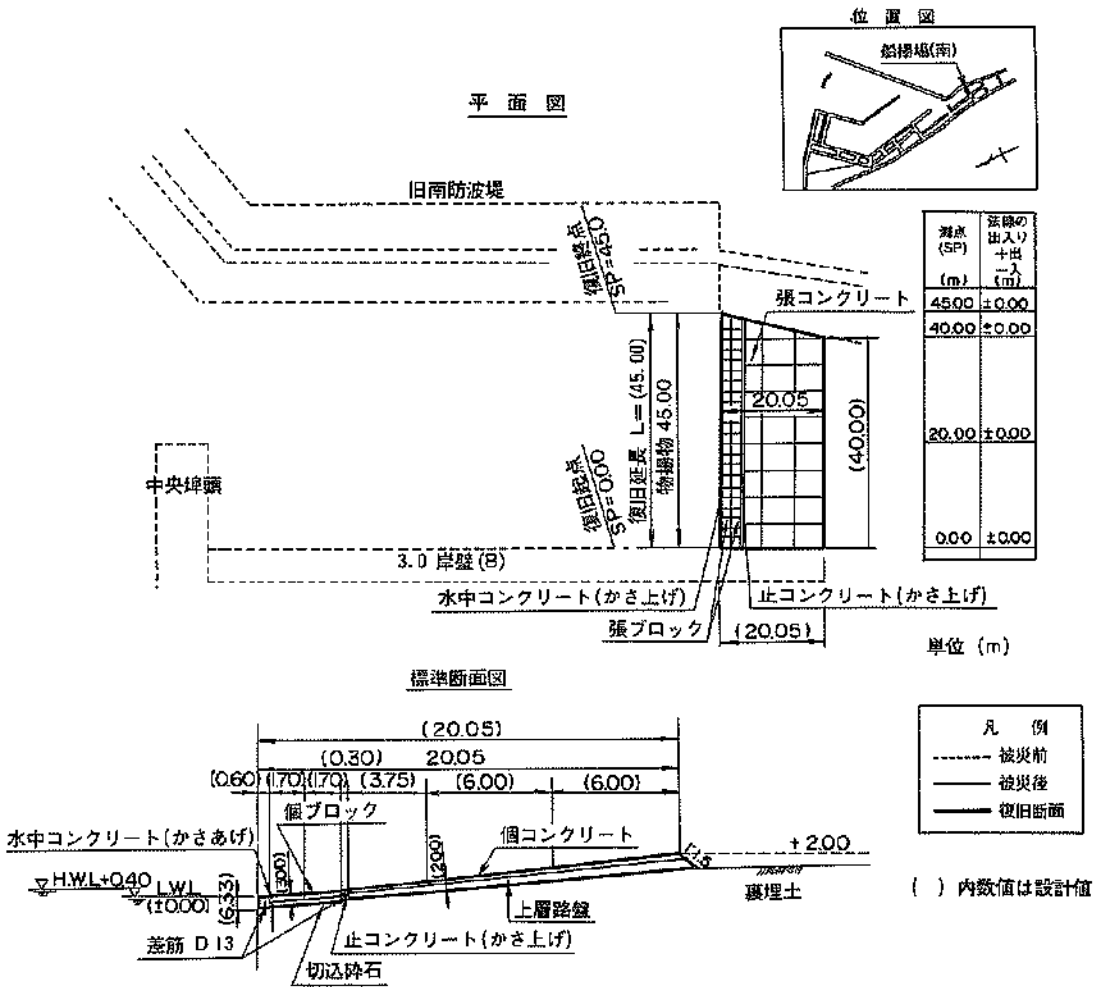
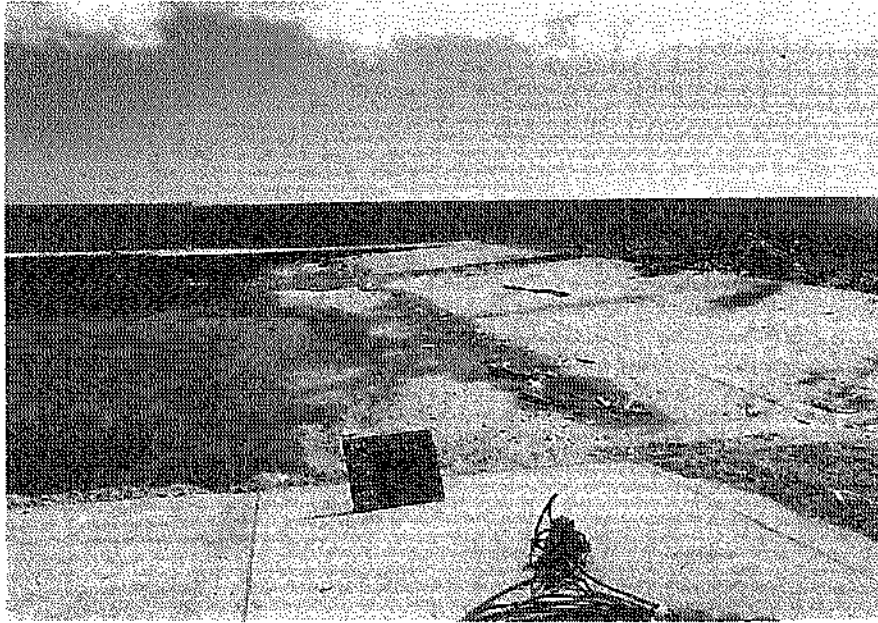
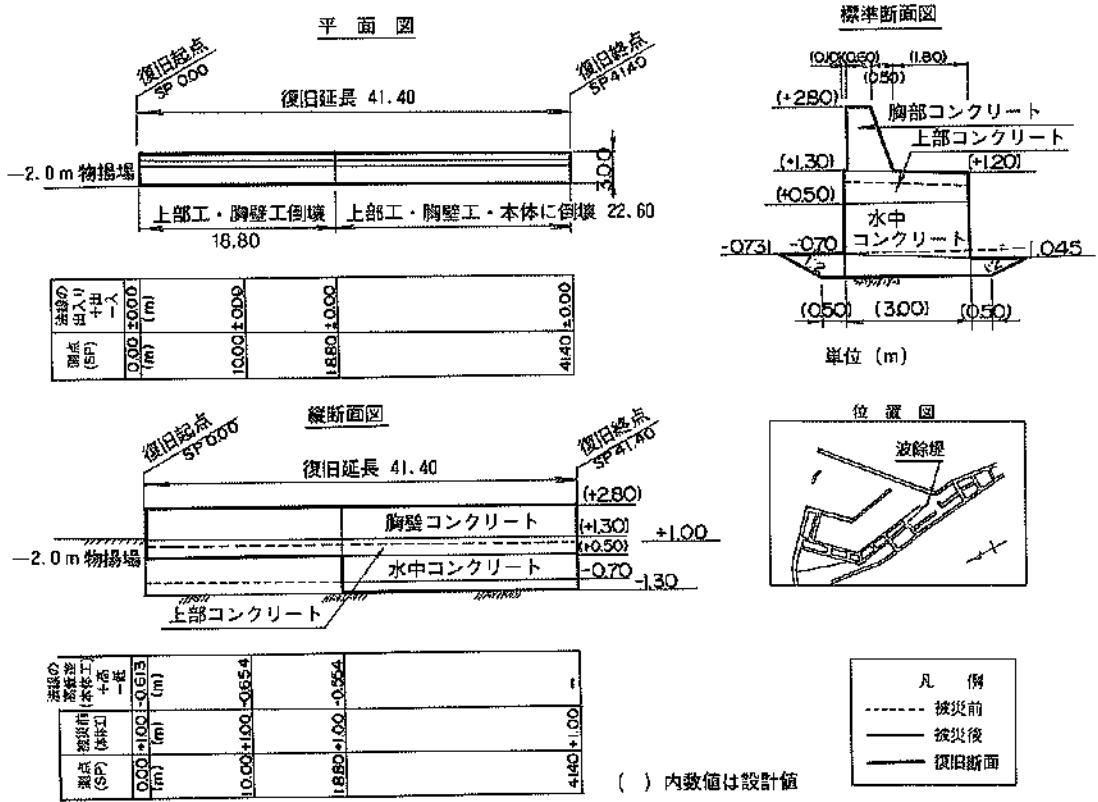


図-4.1.18 被災状況平面図・標準断面図 (青苗漁港、⑦船揚場(南))



写真—4.1.12 被災後の施設全景（青苗漁港、⑦船揚場（南））



図—4.1.19 被災状況平面図・縦断面図・標準断面図（青苗漁港、⑧波除堤）

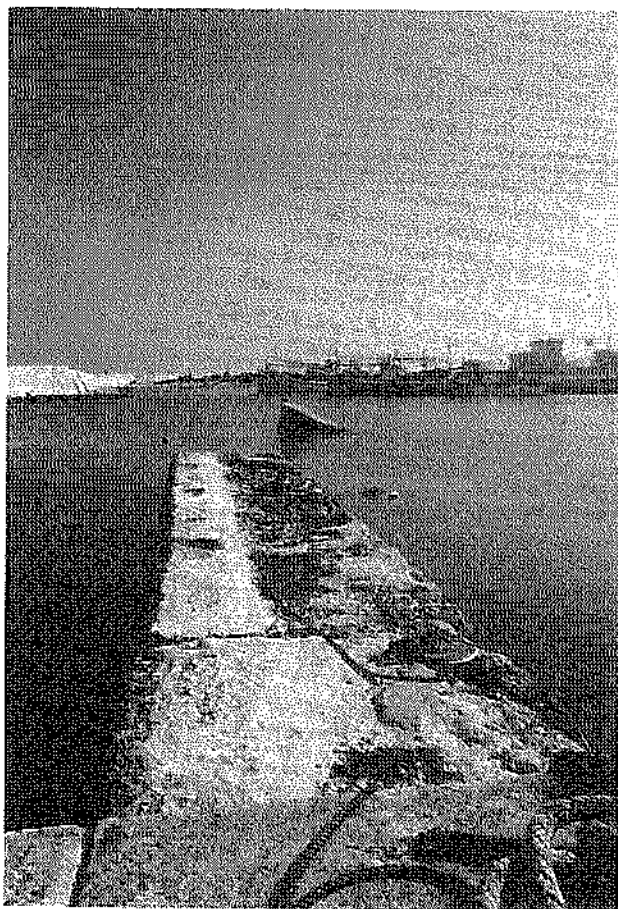
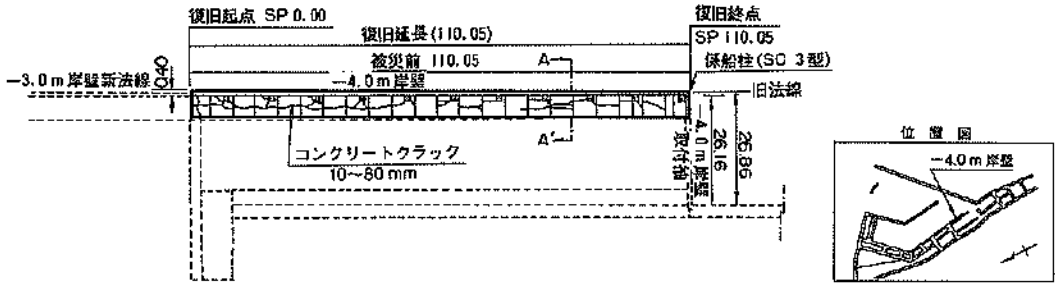
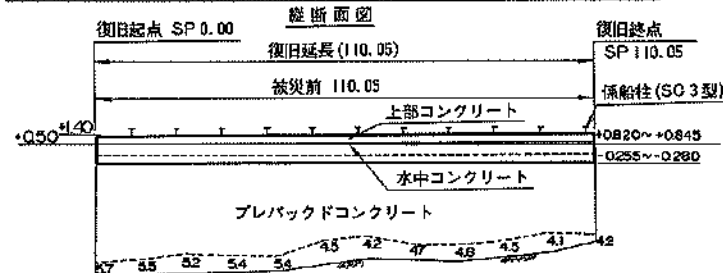


写真-4.1.13 被災後の施設全景（育苗漁港、㊸波除堤）

平面図



復旧の 境界の 出入り 寸法 (m)	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	110.00
深さ (SP)	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	110.00



復旧の 境界の 寸法 (m)	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	110.00
深さ (SP)	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	110.00

図-4.1.20 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、③-4.0m 岸壁)

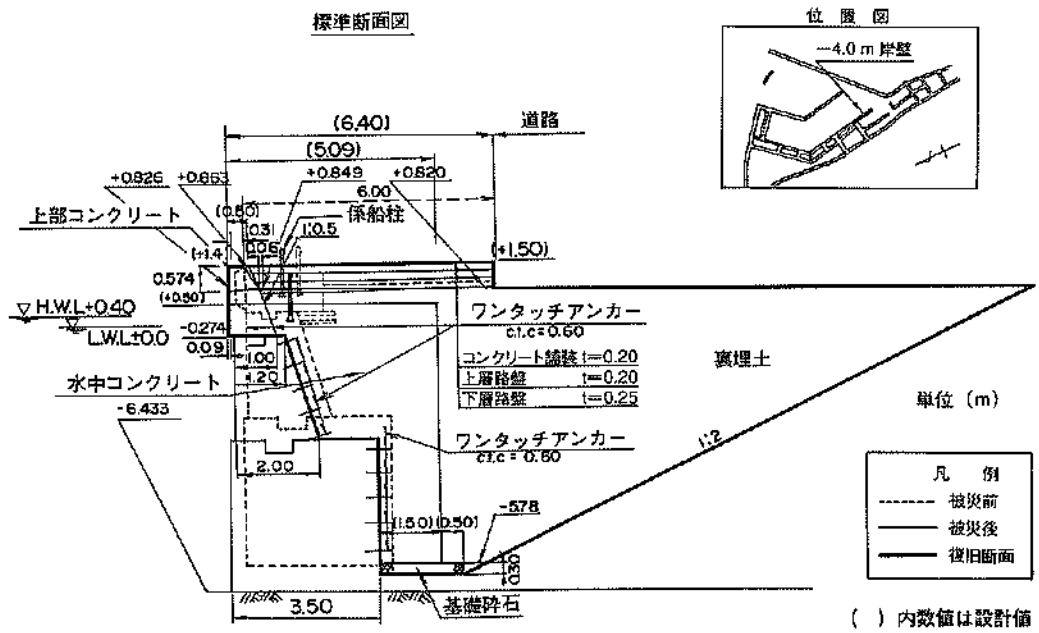


図-4.1.21 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、③-4.0m 岸壁)

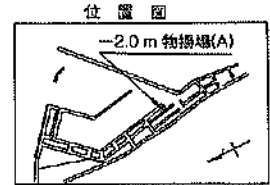
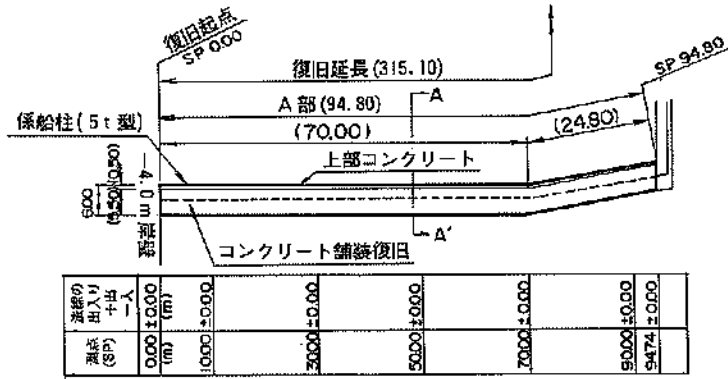


写真-4.1.14 エプロンの沈下・亀裂（青苗漁港、⑨-4.0m岸壁）

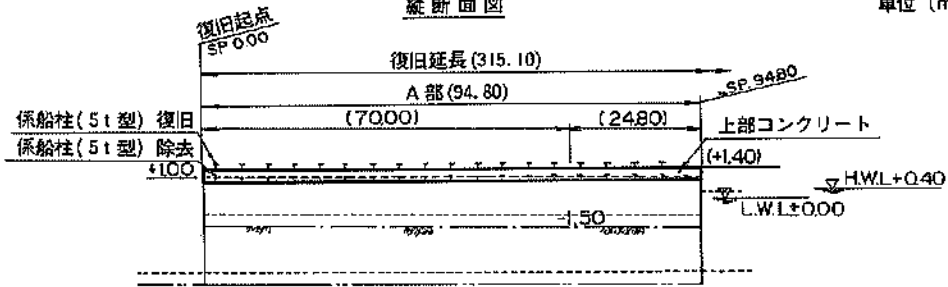


写真-4.1.15 エプロンの沈下および上部工との段差（青苗漁港、⑨-4.0m岸壁）

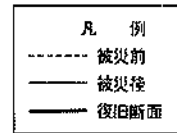
平面図



縦断面図

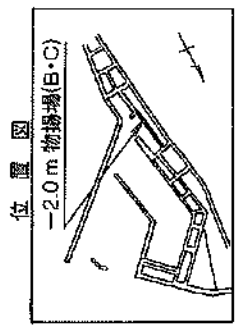
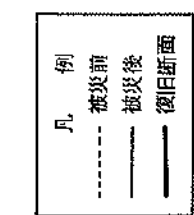


単位 (m)

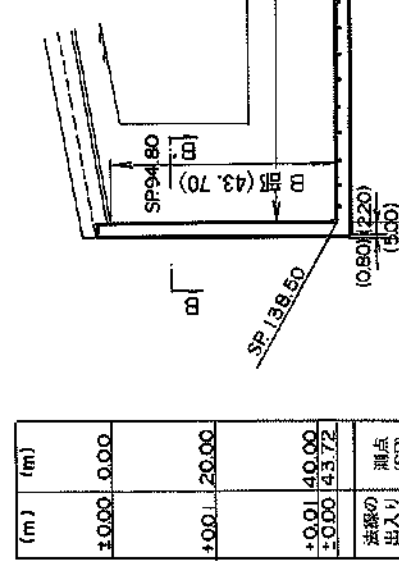


() 内数値は設計値

図-4.1.22 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、㊦-2.0m 物揚場 (A))



平面図



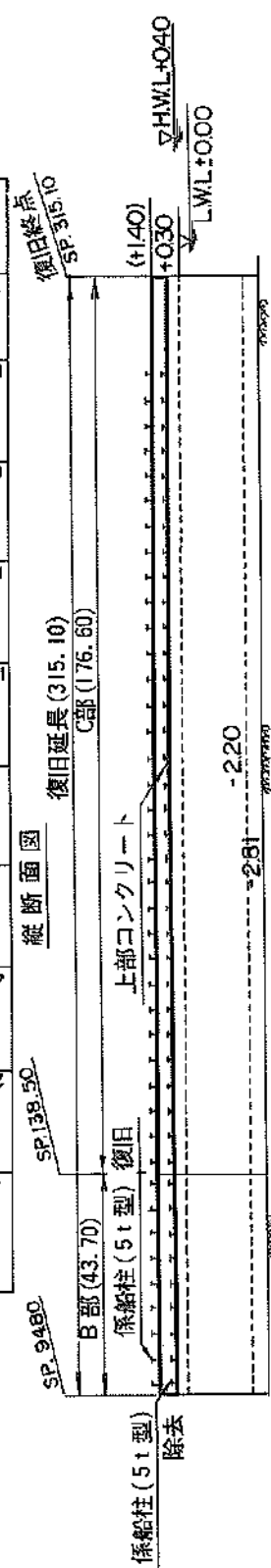
単位 (m)

(m)	(m)
±0.00	0.00
+0.01	20.00
+0.01	40.00
±0.00	43.72
法線の 出入り + 出 - 入	測点 (SP)

(E)	0.00 ±0.00	2000 ±0.00	4000 ±0.00	6000 ±0.00	8000 ±0.00	10000 ±0.00	12000 +0.04	13000 +0.08	14000 ±0.00	17661 ±0.00	測定の 出入り + 出 - 入	(E)
(E)	0.00 ±0.00	2000 ±0.00	4000 ±0.00	6000 ±0.00	8000 ±0.00	10000 ±0.00	12000 +0.04	13000 +0.08	14000 ±0.00	17661 ±0.00	(E)	(E)

() 内数値は設計値

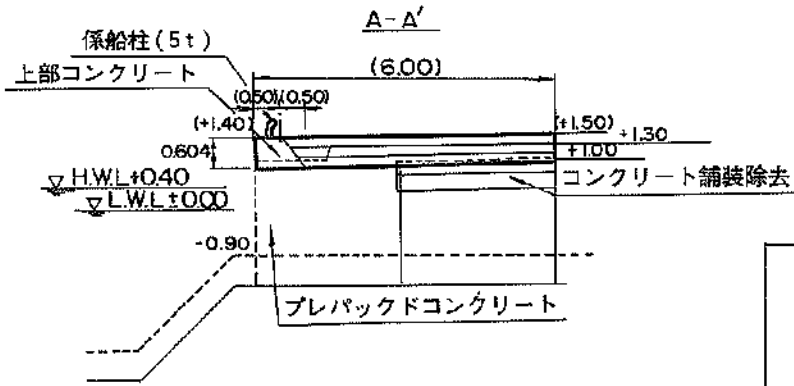
縦断面図



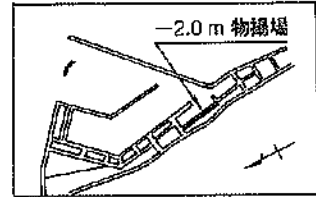
(E)	0.00	+140	-0.691	2000	+140	-0.604	4000	+140	-0.612	4372	+140	-0.500	0.00	+140	-0.603	2000	+140	-0.593	4000	+140	-0.601	6000	+140	-0.613	8000	+140	-0.605	10000	+140	-0.598	12000	+140	-0.593	14000	+140	-0.594	16000	+140	-0.590	17661	+140	-0.587	測定の 出入り + 出 - 入	(E)
(E)	0.00	+140	-0.691	2000	+140	-0.604	4000	+140	-0.612	4372	+140	-0.500	0.00	+140	-0.603	2000	+140	-0.593	4000	+140	-0.601	6000	+140	-0.613	8000	+140	-0.605	10000	+140	-0.598	12000	+140	-0.593	14000	+140	-0.594	16000	+140	-0.590	17661	+140	-0.587	(E)	

図-4.1.23 被災状況平面図・縦断面図 (育苗漁港、⑩-2.0m 物揚場 (B、C))

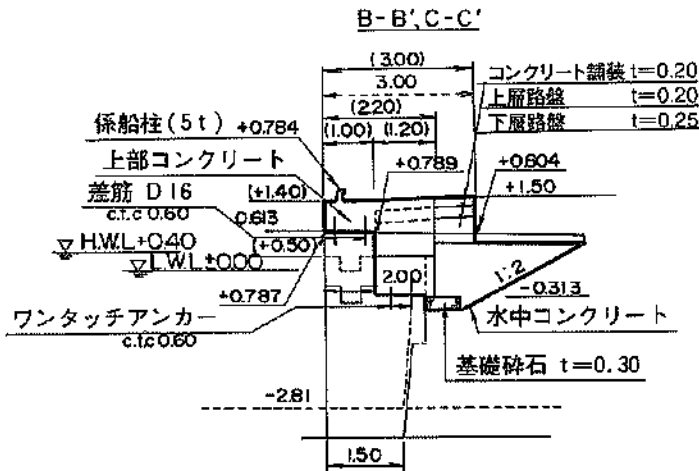
標準断面図



位置図



標準断面図

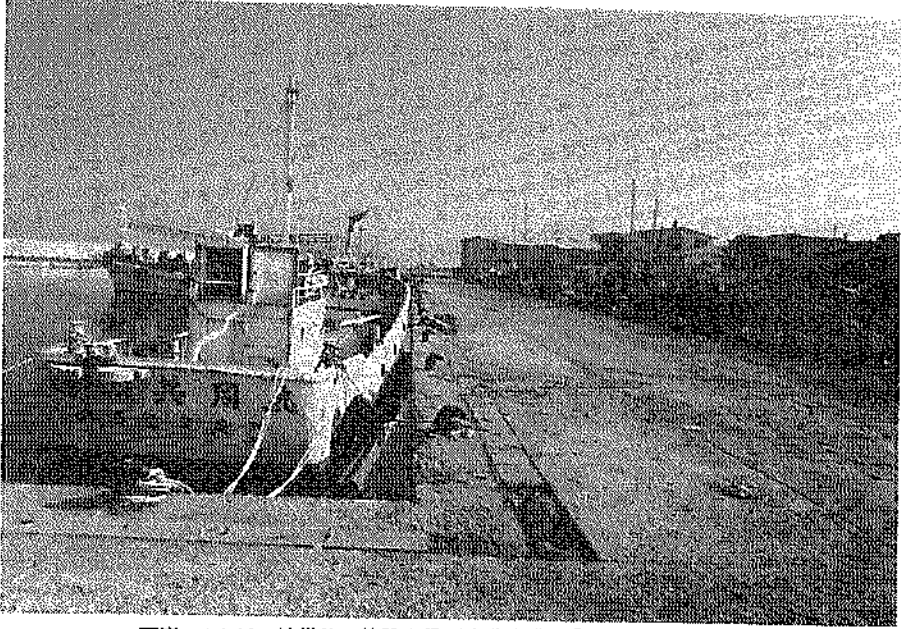


単位 (m)

凡例	
-----	被災前
—————	被災後
—————	復旧断面

() 内数値は設計値

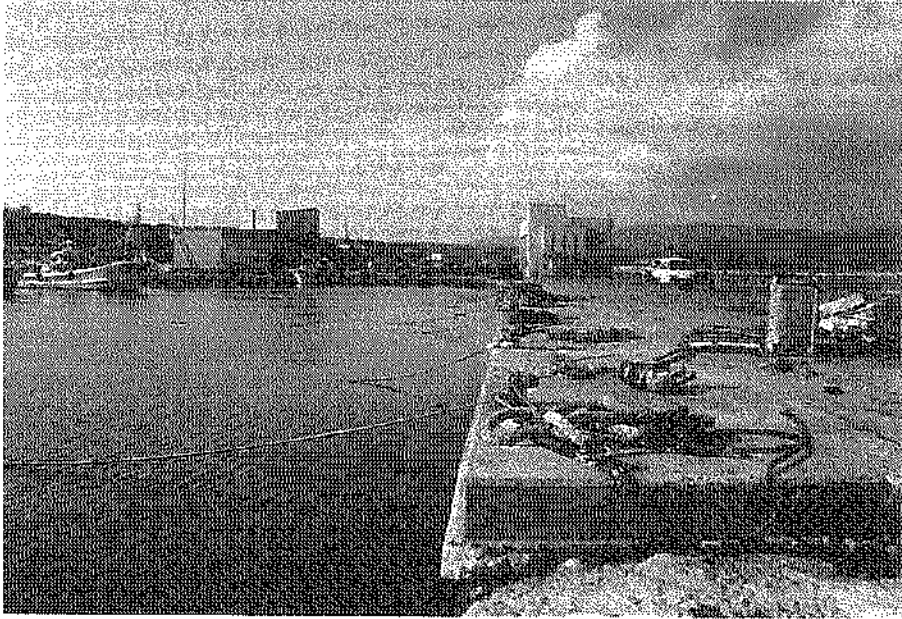
図-4.1.24 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、⑩-2.0m 物揚場)



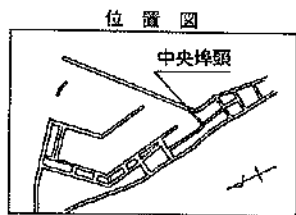
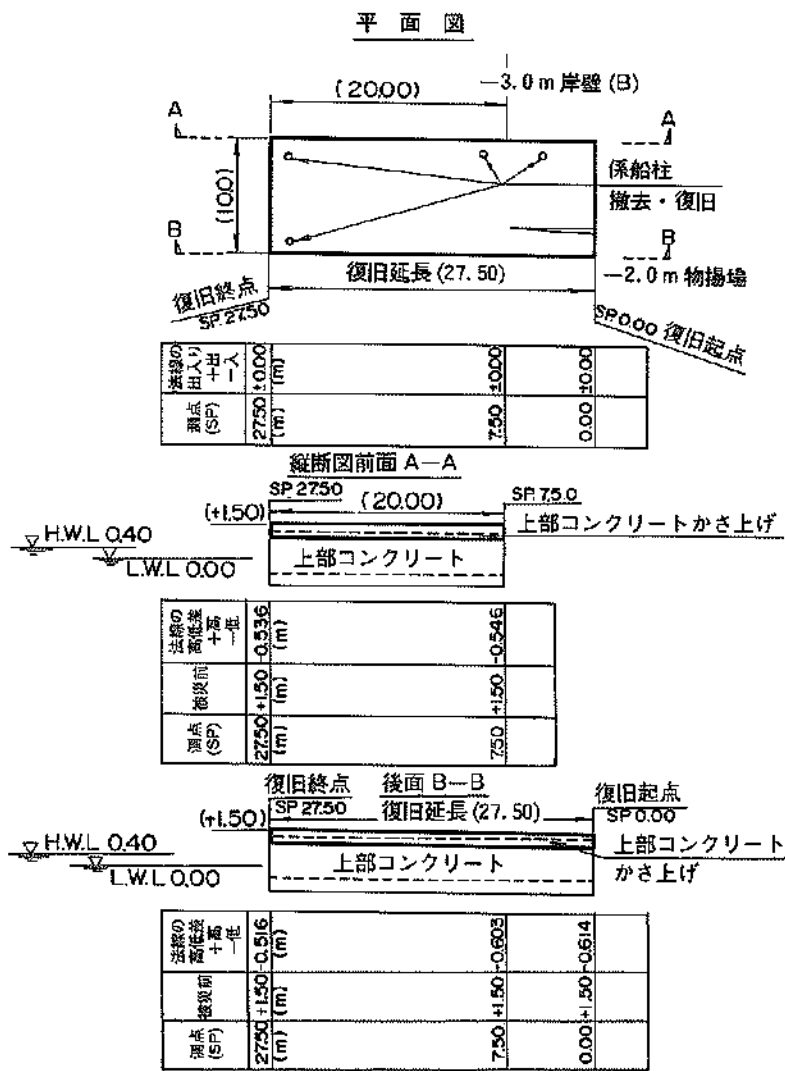
写真—4.1.16 被災後の施設全景（育苗漁港、⑩—2.0m 物揚場）



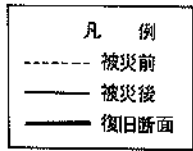
写真—4.1.17 被災後の施設全景（育苗漁港、⑩—2.0m 物揚場）



写真—4.1.18 被災後の施設全景（青苗漁港、⑨-2.0m 物揚場）

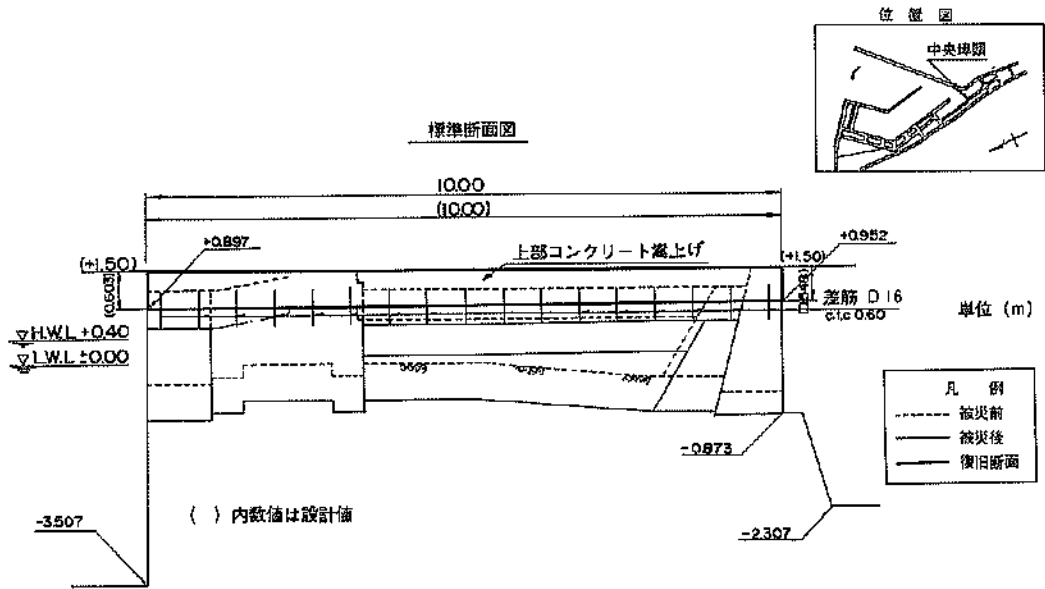


単位 (m)



() 内数値は設計値

図—4.1.25 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、①中央埠頭 (突堤))

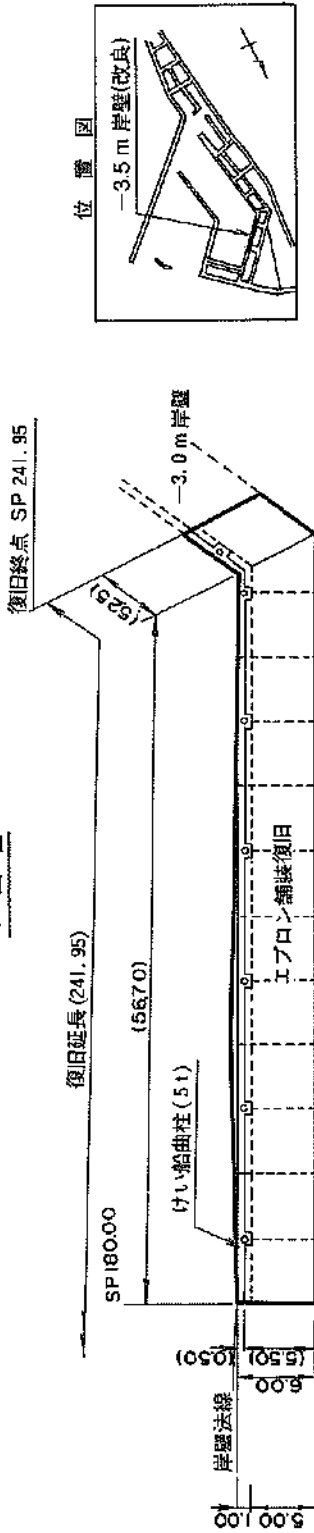


図—4.1.26 標準断面図・被災変形図 (育苗漁港、①中央埠頭 (突堤))

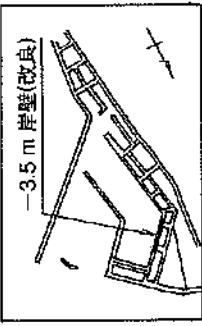


写真—4.1.19 被災後の施設全景 (育苗漁港、①中央埠頭 (突堤))

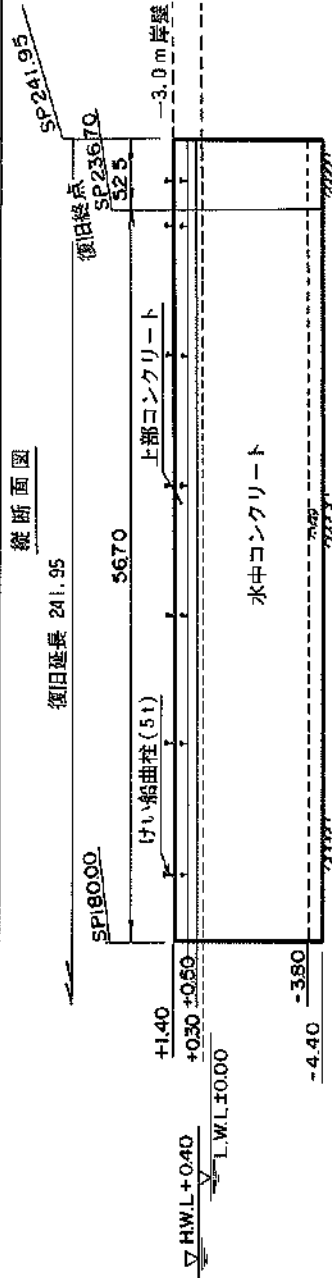
平面図



位置図



岸壁 高さ (m)	180.00	0.11			
岸壁 長さ (m)	2000	+0.32	2200	+0.17	2400
					241.95
					+0.00



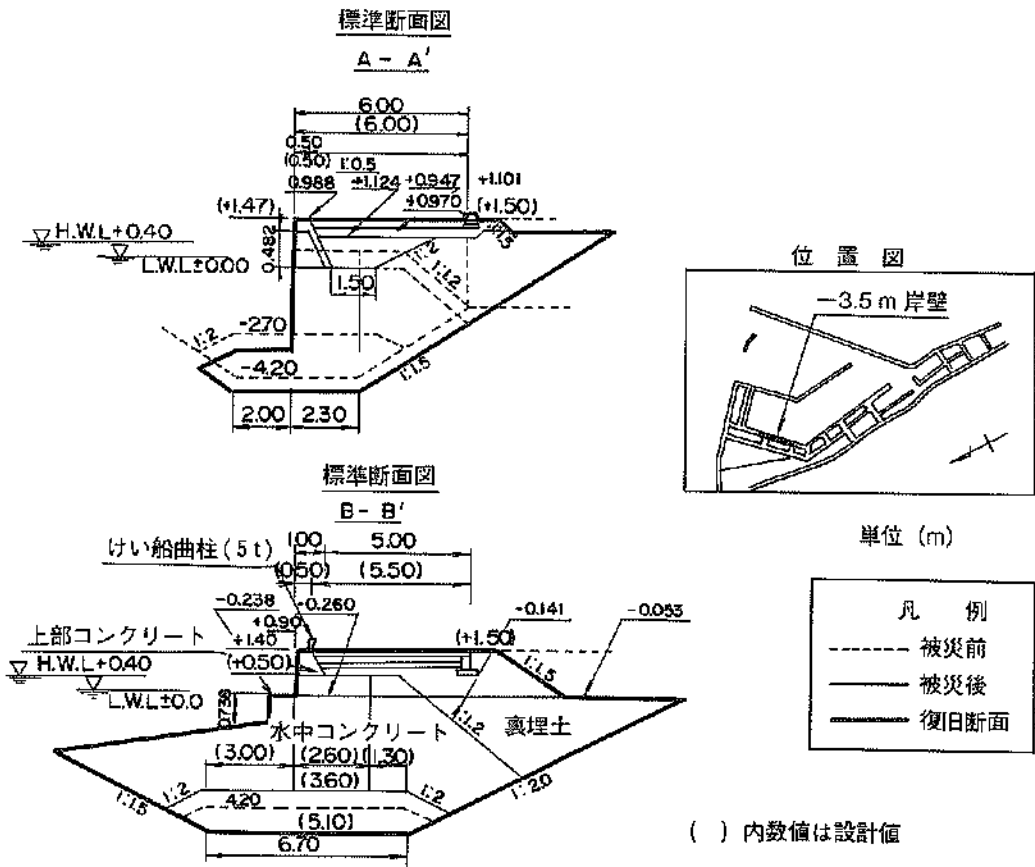
単位 (m)

凡例
--- 被災前
— 被災後
— 復旧断面

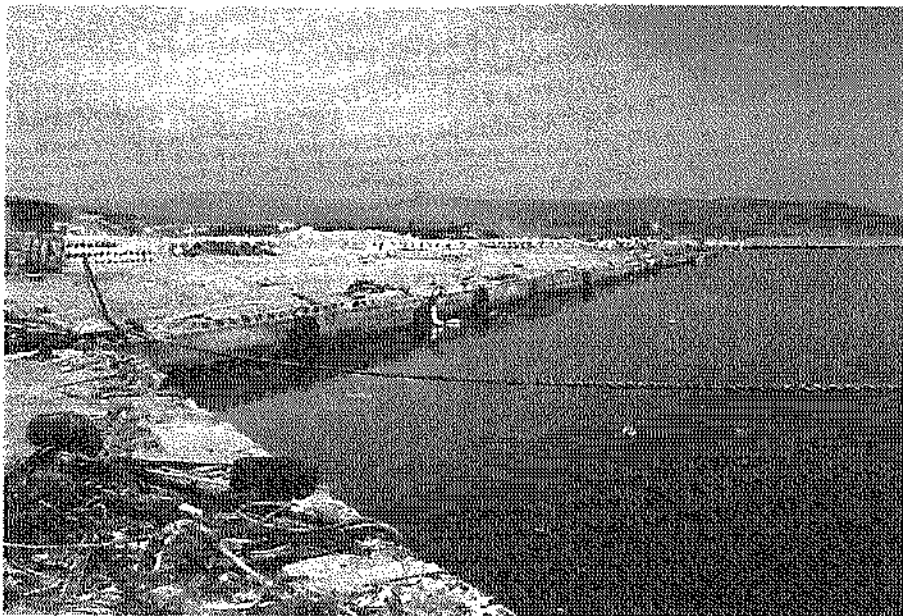
() 内数値は設計値

岸壁 高さ (m)	180.00	+1.40	-0.557		
岸壁 長さ (m)	2000	+1.40	-0.580	2200	+1.40
					-0.572
					240.00
					+1.40
					-0.563
					241.95
					+0.00

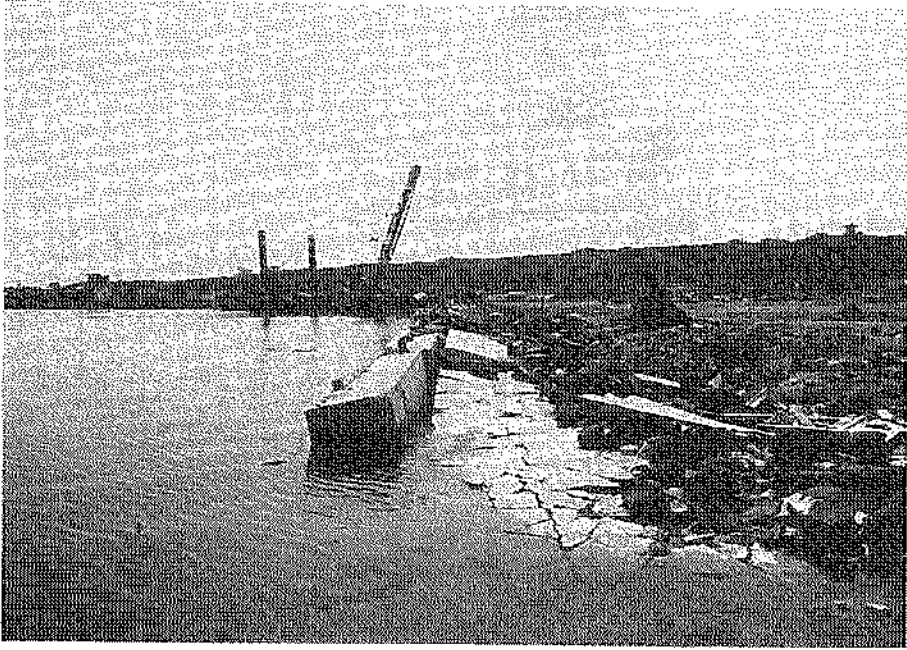
図-4.1.28 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、⑧-3.5m岸壁)



図—4.1.29 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、②—3.5m 岸壁)



写真—4.1.20 被災後の施設全景 (青苗漁港、②—3.5m 岸壁)



写真—4.1.21 岸壁倒壊状況 (青苗漁港、㊸—3.5m 岸壁)



写真—4.1.22 岸壁倒壊状況 (青苗漁港、㊸—3.5m 岸壁)

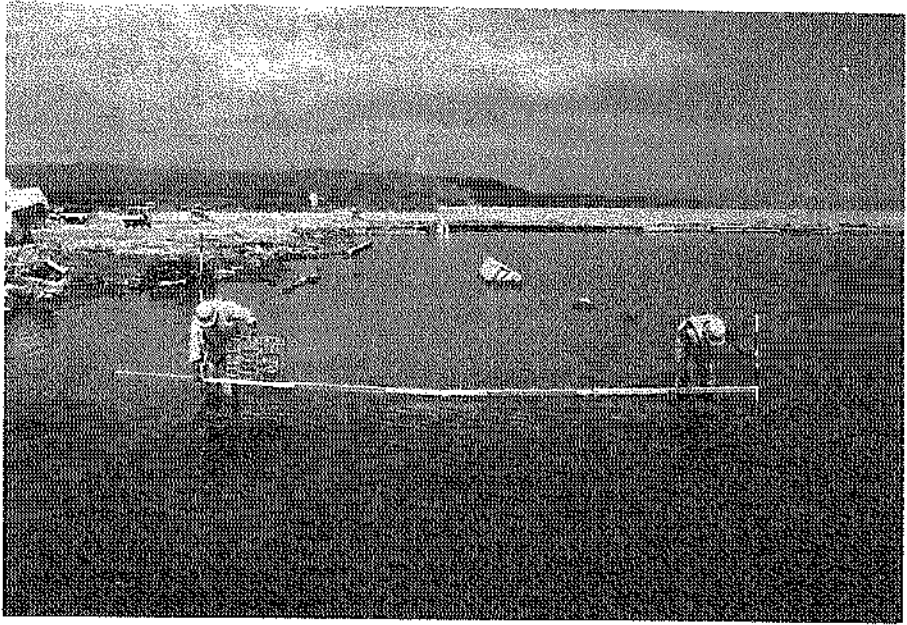


写真-4.1.23 法線の変位および上部工の沈下状況 (青苗漁港、㊸-3.5m 岸壁)

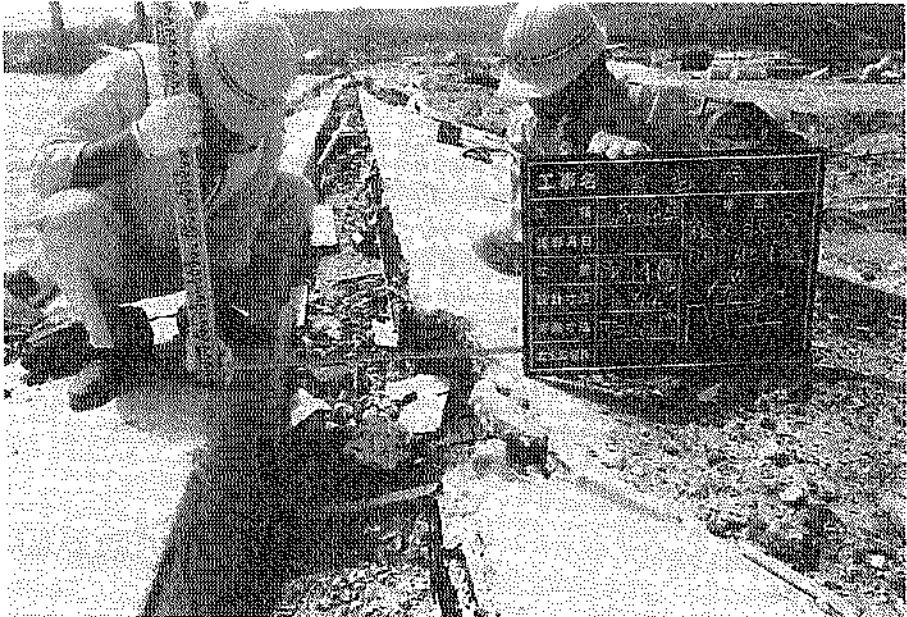
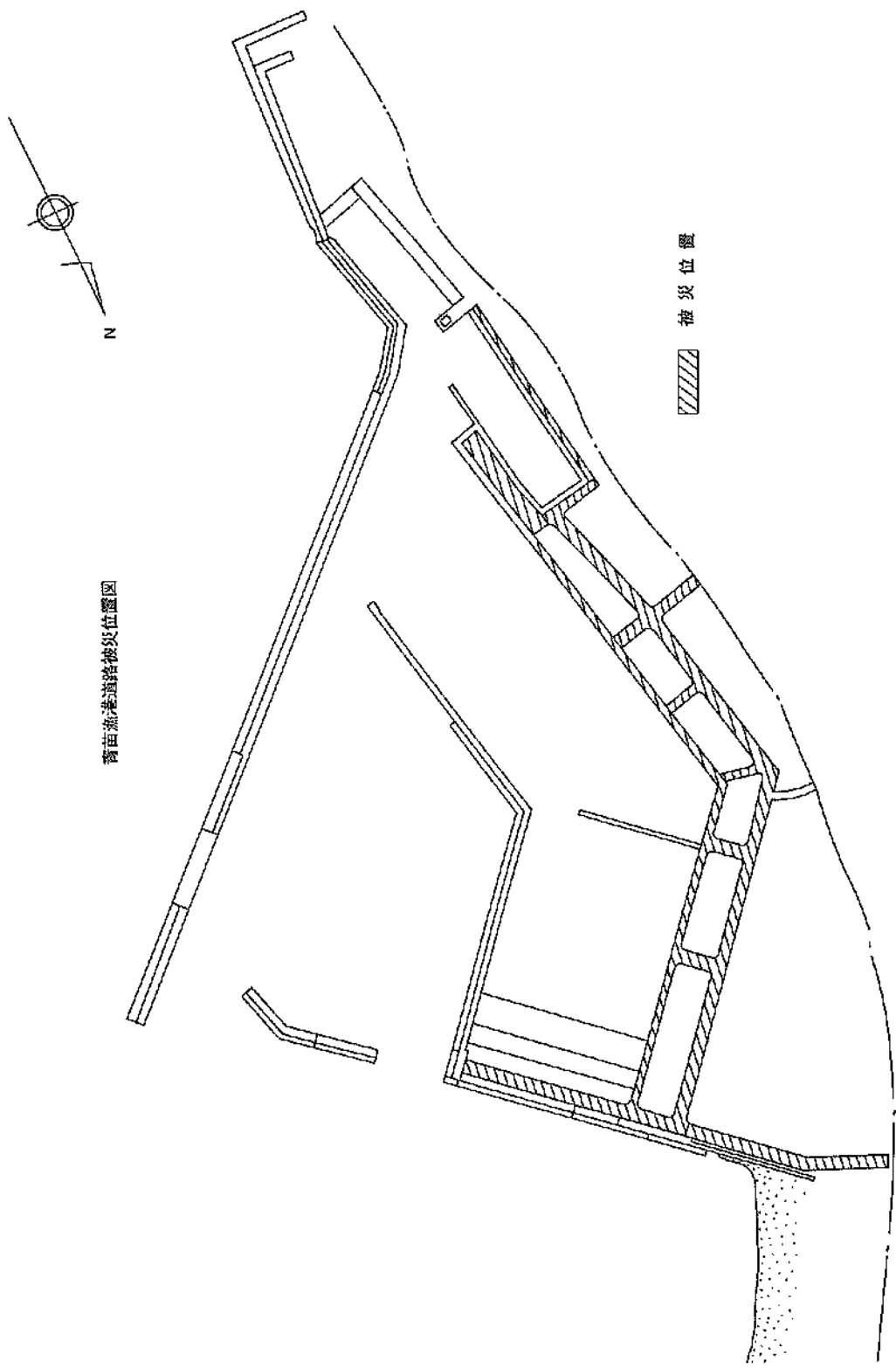
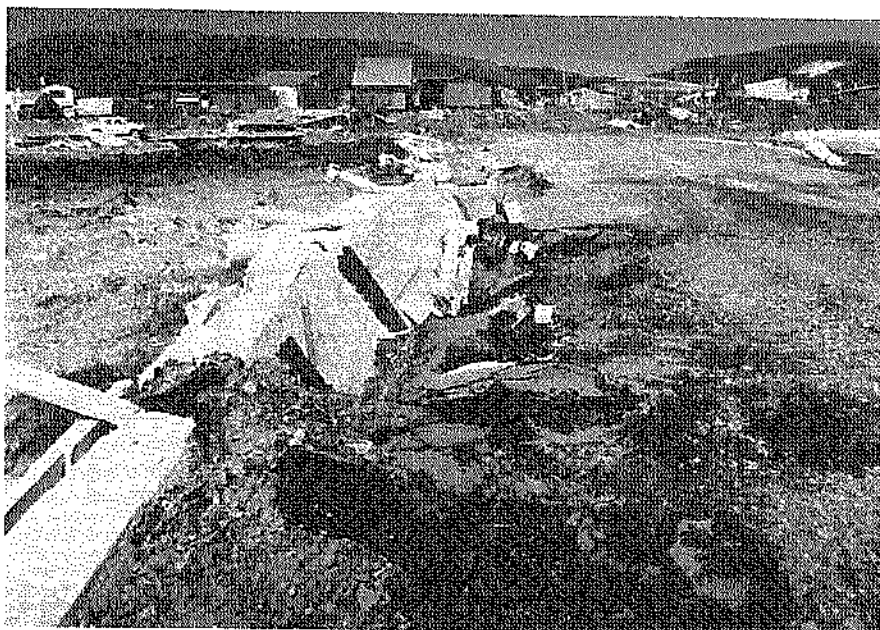


写真-4.1.24 上部工とエプロン目地部の開き (青苗漁港、㊸-3.5m 岸壁)



青苗漁港道路被灾位置圖

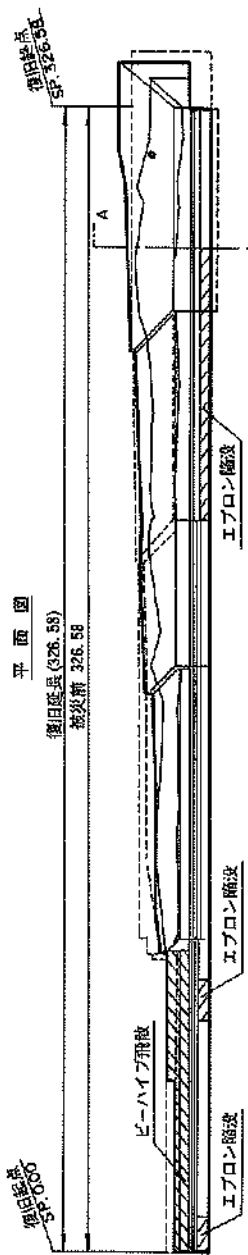
圖—4.1.30 道路被灾位置平面图 (青苗漁港、⑬道路)



写真—4.1.25 東護岸背後の道路被災状況（青苗漁港、⑨道路）

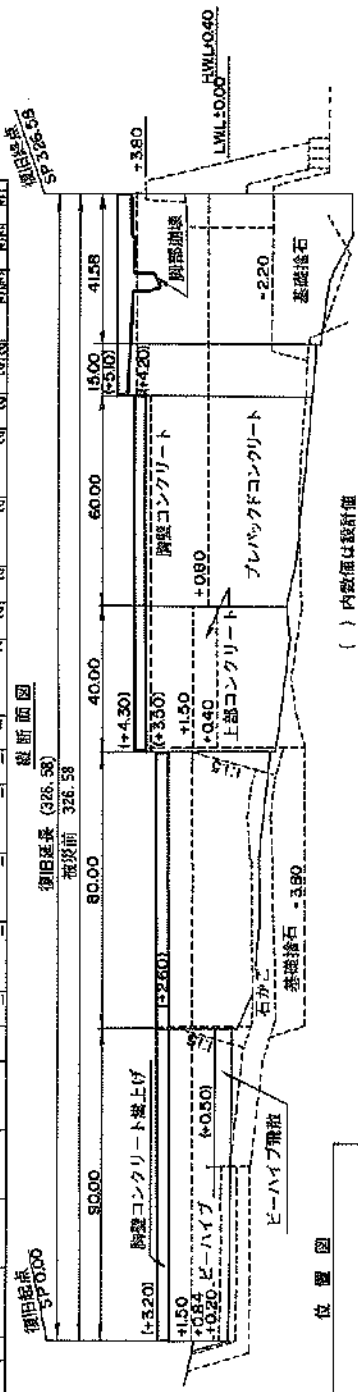


写真—4.1.26 船揚場（北）西側の道路被災状況（青苗漁港、⑨道路）

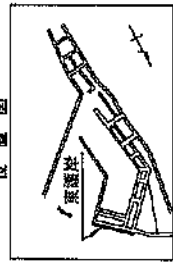


距離 (SP)	位置 (m)	復旧後 (m)	被災前 (m)
326.58	-0.03	317.80	-0.13
	-0.08	315.00	-0.18
	-0.04	305.00	-0.14
	-0.14	300.00	-0.14
	-0.27	285.00	-0.19
	-0.25	280.00	-0.25
	-0.22	270.00	-0.22
	-0.20	260.00	-0.20
	-0.17	240.00	-0.17
	-0.17	220.00	-0.17
	-0.29	210.00	-0.29
	-0.27	200.00	-0.27
	-0.23	180.00	-0.23
	-0.01	170.00	-0.01
	0.00	160.00	0.00
	+0.01	140.00	+0.01
	0.00	120.00	0.00
	0.00	100.00	0.00
	0.00	90.00	0.00
	0.00	80.00	0.00
	-0.02	60.00	-0.02
	-0.06	40.00	-0.06
	-0.03	20.00	-0.03
	-0.05	0.00	-0.05

距離 (SP)	位置 (m)	復旧後 (m)	被災前 (m)
326.58	+5.10	317.80	-0.13
	+5.10	315.00	-0.18
	+5.10	305.00	-0.14
	+5.10	300.00	-0.14
	+5.10	285.00	-0.19
	+5.10	280.00	-0.25
	+5.10	270.00	-0.22
	+4.30	260.00	-0.20
	+4.30	240.00	-0.17
	+4.30	220.00	-0.17
	+4.30	210.00	-0.29
	+4.30	200.00	-0.27
	+4.30	180.00	-0.23
	+4.30	170.00	-0.01
	+4.30	160.00	0.00
	+3.20	140.00	+0.01
	+3.20	120.00	0.00
	+3.20	100.00	0.00
	+3.20	90.00	0.00
	+3.20	80.00	0.00
	+3.20	60.00	-0.02
	+3.20	40.00	-0.06
	+3.20	20.00	-0.03
	+3.20	0.00	-0.05



凡例
 - - - 被災前
 - - - 被災後
 - - - 復旧断面



図一4.1.31 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、①東海岸)

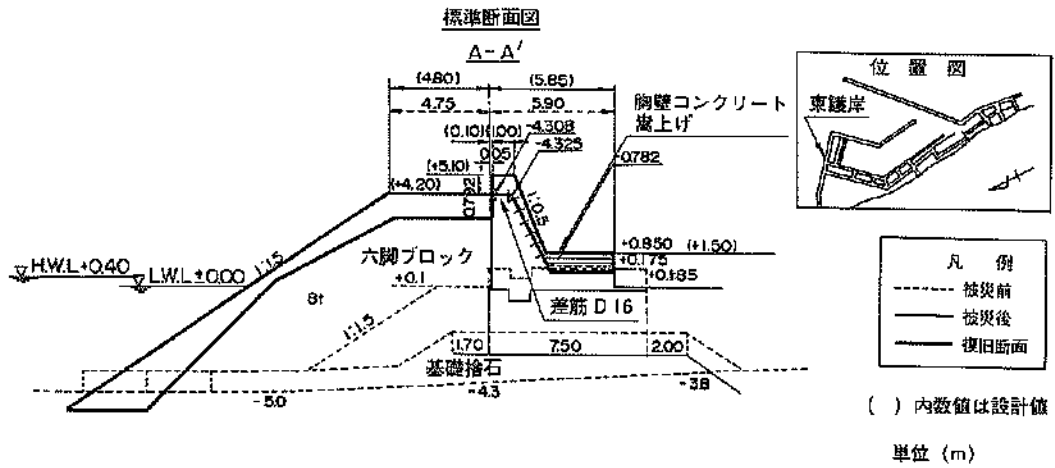


図-4.1.32 標準断面図・被災変形図 (背苗漁港、④東護岸)

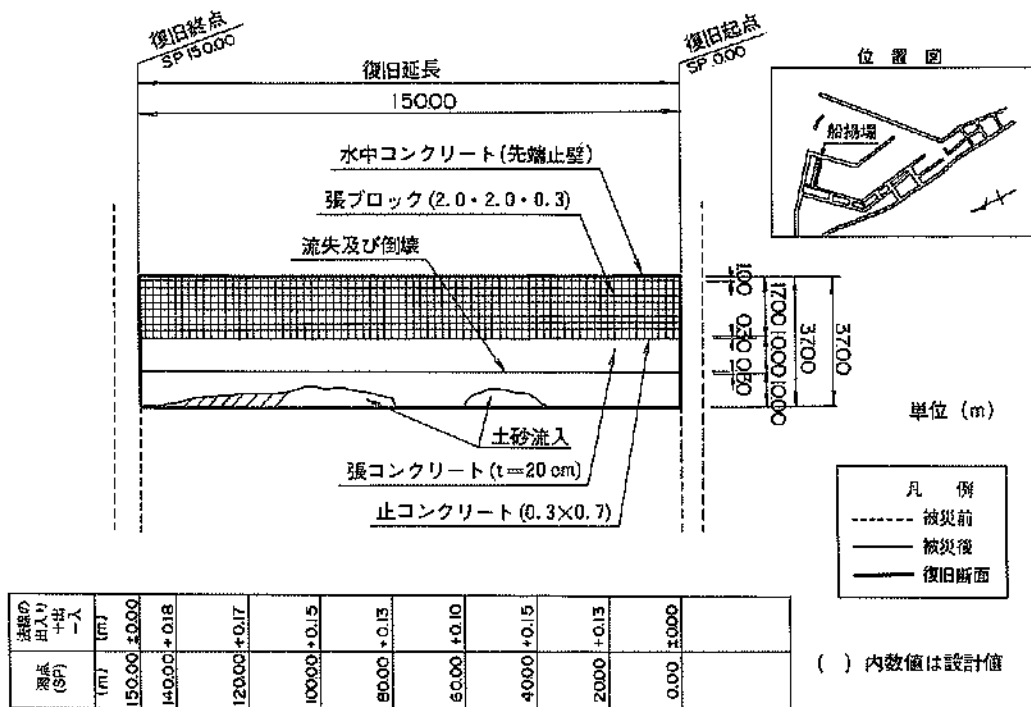


写真-4.1.27 被災後の施設全景 (背苗漁港、④東護岸)

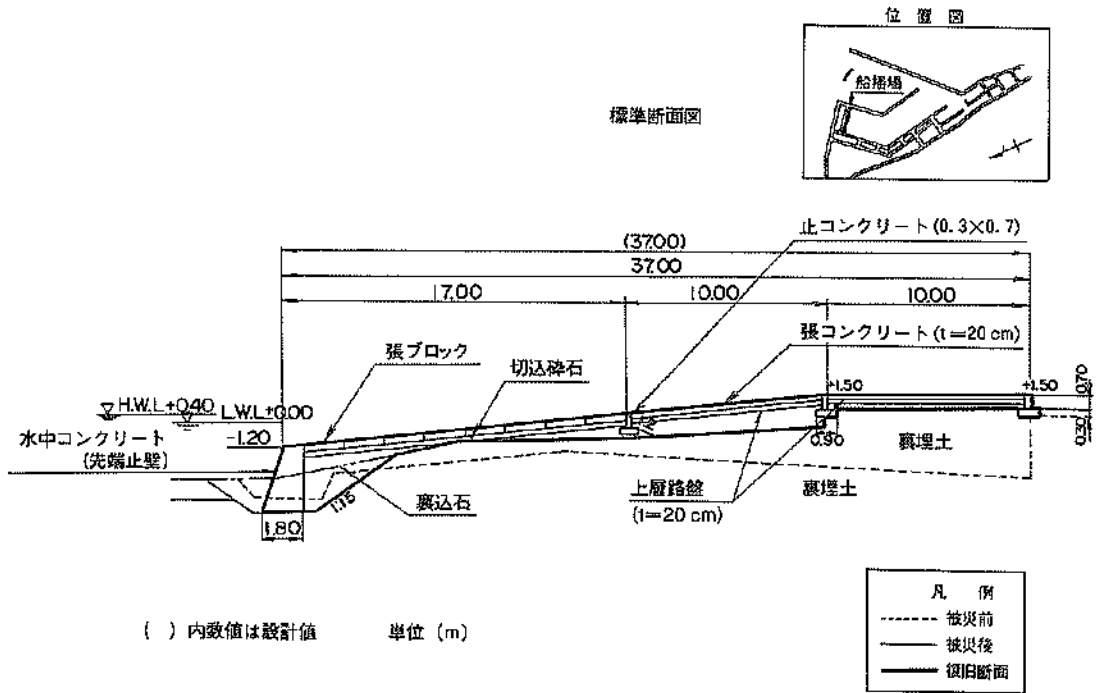


写真—4.1.28 上部工段差・亀裂・ズレ状況（青苗漁港、⑭東護岸）

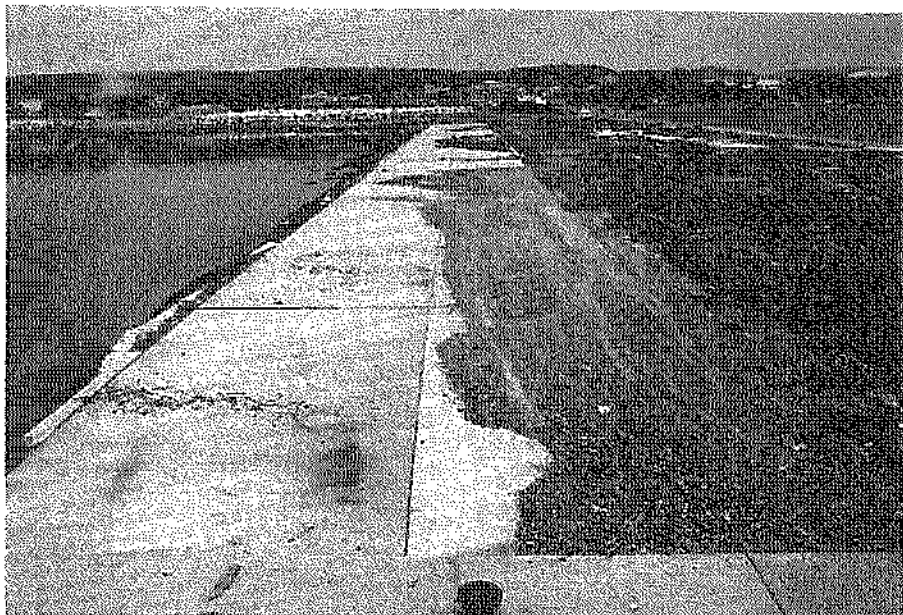
平面図



図—4.1.33 被災状況平面図（青苗漁港、⑮船揚場（北））



図—4.1.34 標準断面図・被災変形図 (背苗漁港、⑬船揚場 (北))



写真—4.1.29 被災後の施設全景 (背苗漁港、⑬船揚場 (北))

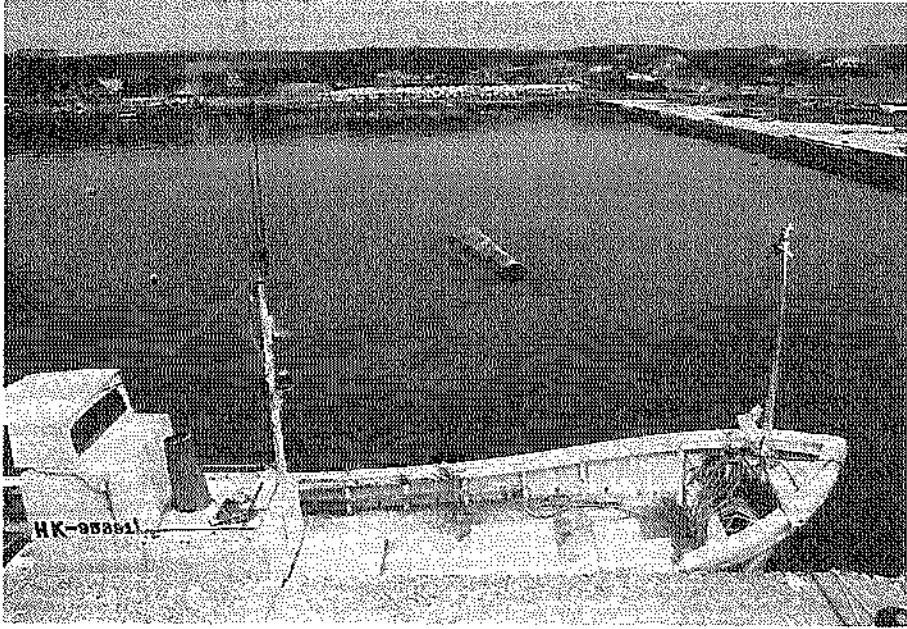
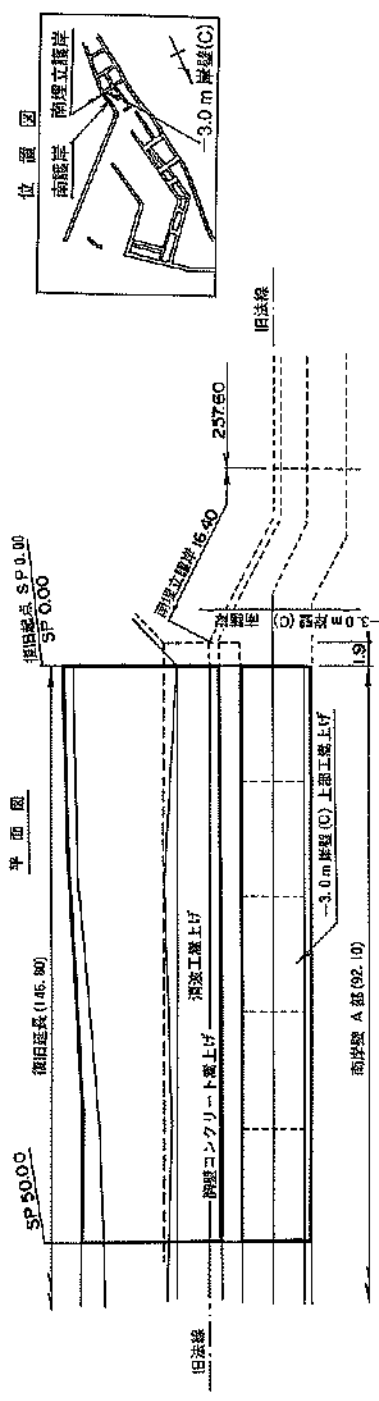
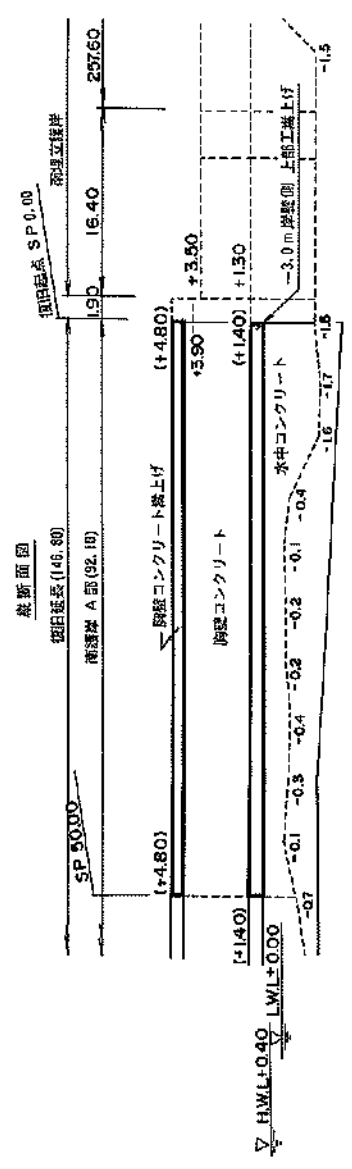


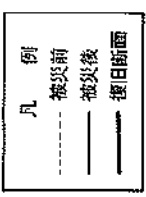
写真-4.1.30 斜路部の沈下状況（青苗漁港、㊦船揚場（北））



防壁コンクリート灘上げ	40.00	±0.00	0.00	±0.00
消波工灘上げ	20.00	±0.00	0.00	±0.00
高岸壁 A 部 (92.10)	40.00	±0.00	0.00	±0.00



防壁コンクリート灘上げ	40.00	+4.80	0.00	+4.80
胸壁コンクリート	20.00	+1.40	0.00	+1.40
水中コンクリート 上部工灘上げ	40.00	-0.60	0.00	-0.60



() 内数値は設計値

図-4.1.35 被災状況平面図・縦断面図 (背苗漁港、⑨防砂堤)

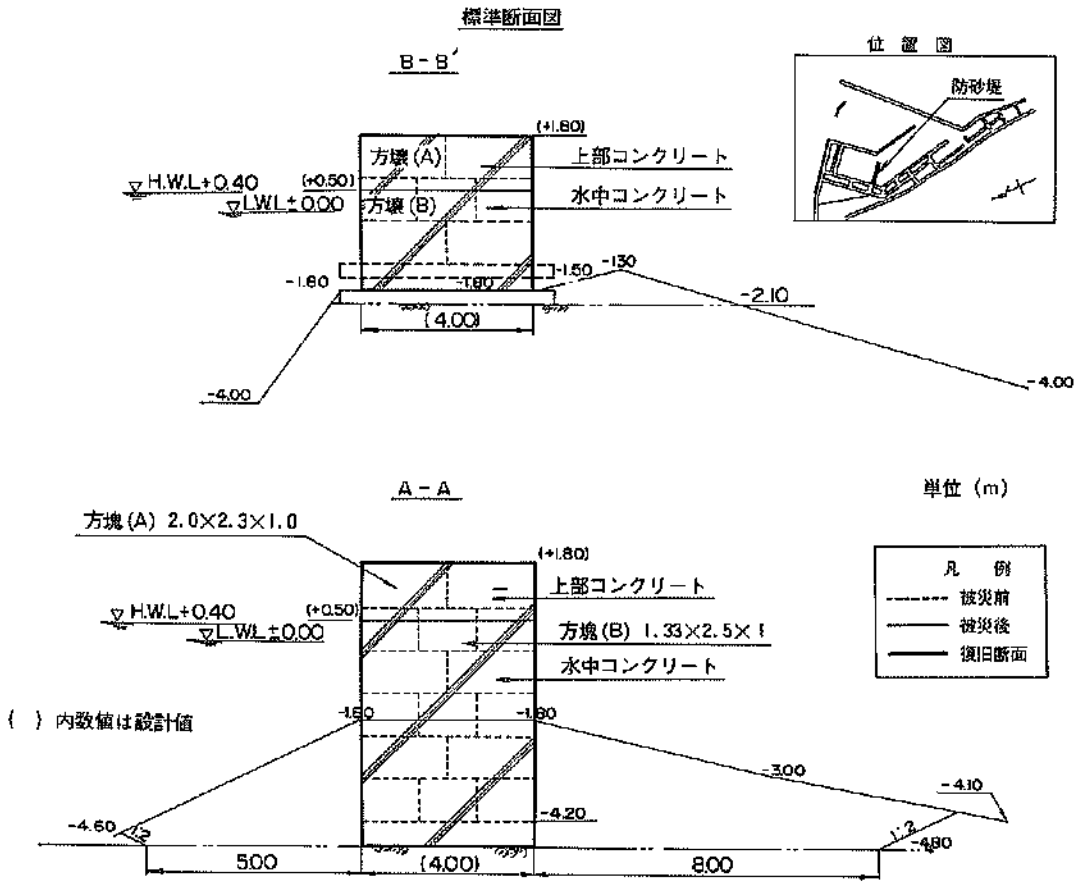


図-4.1.36 標準断面図・被災変形図 (青苗漁港、⑩防砂堤)

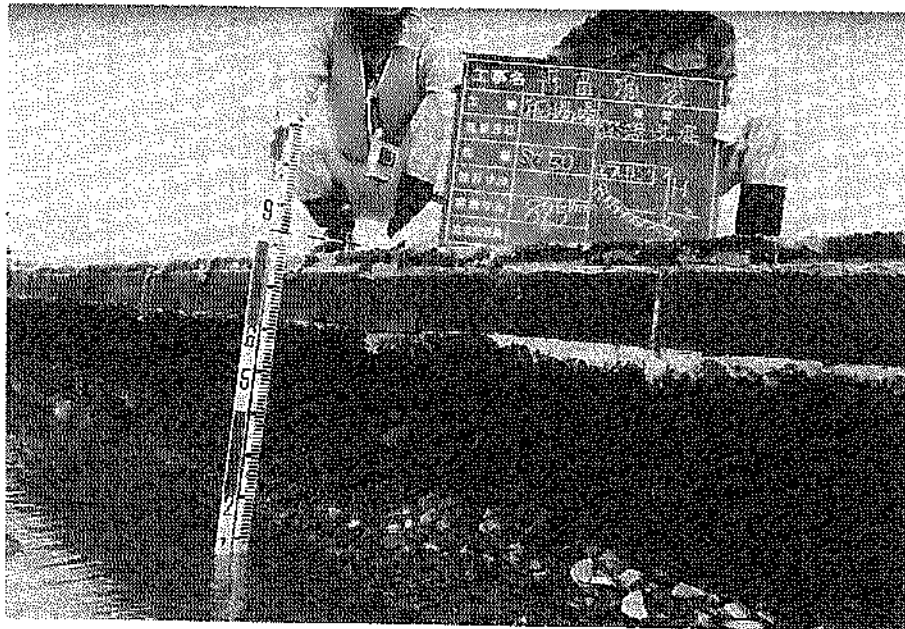
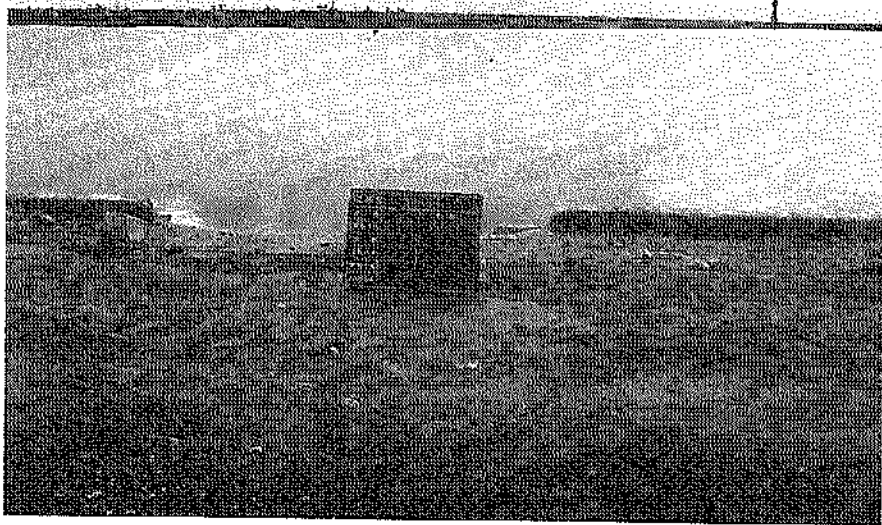
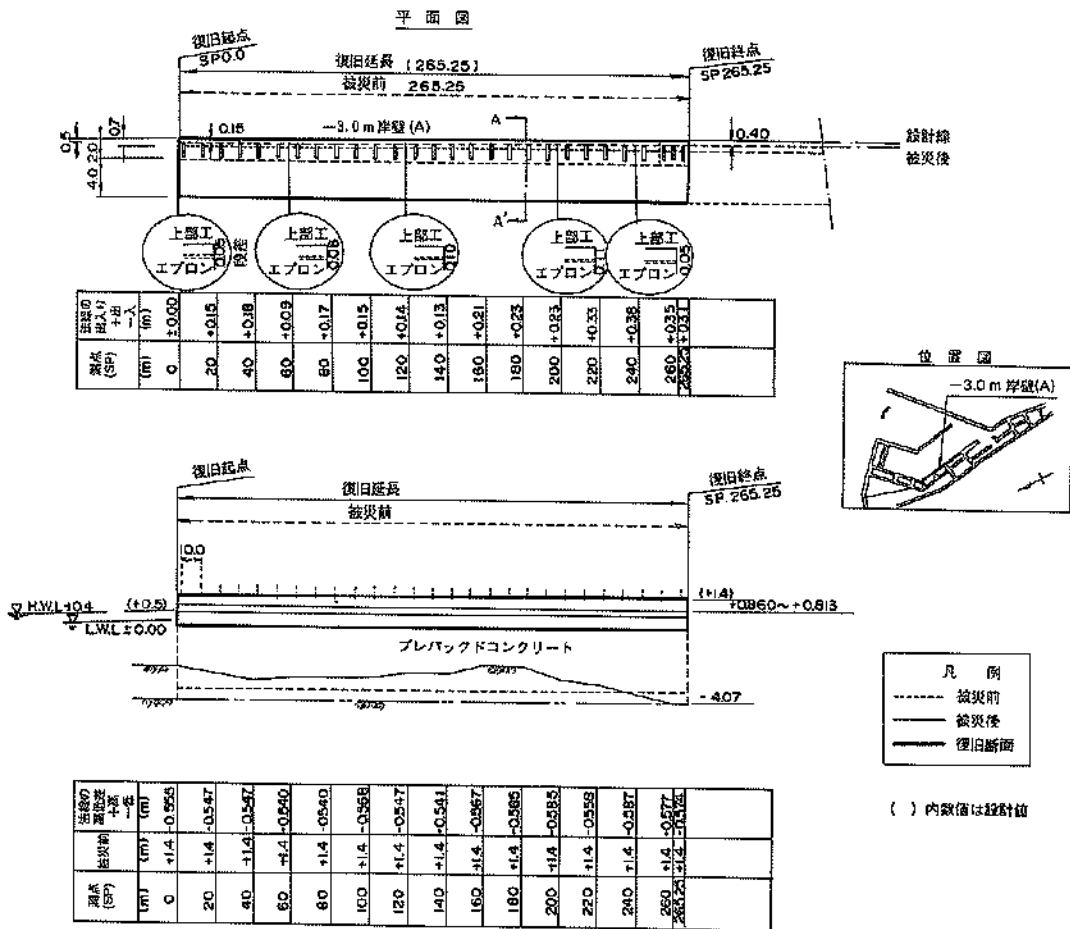


写真-4.1.31 斜路部の段差発生状況 (青苗漁港、⑩船揚場 (北))



写真—4.1.32 海中への沈下埋没状況 (青苗漁港、㊸防砂堤)



図—4.1.37 被災状況平面図・縦断面図 (青苗漁港、㊸-3.0岸壁 (A))

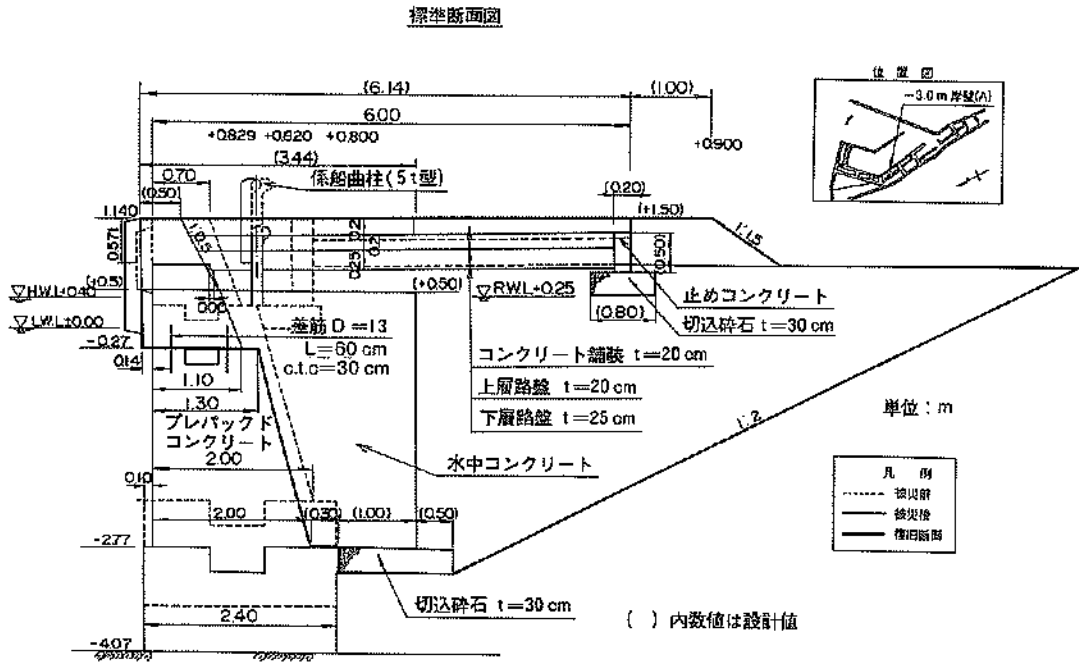


図-4.1.38 標準断面図・被災変形図（青苗漁港、⑩-3.0岸壁（A））

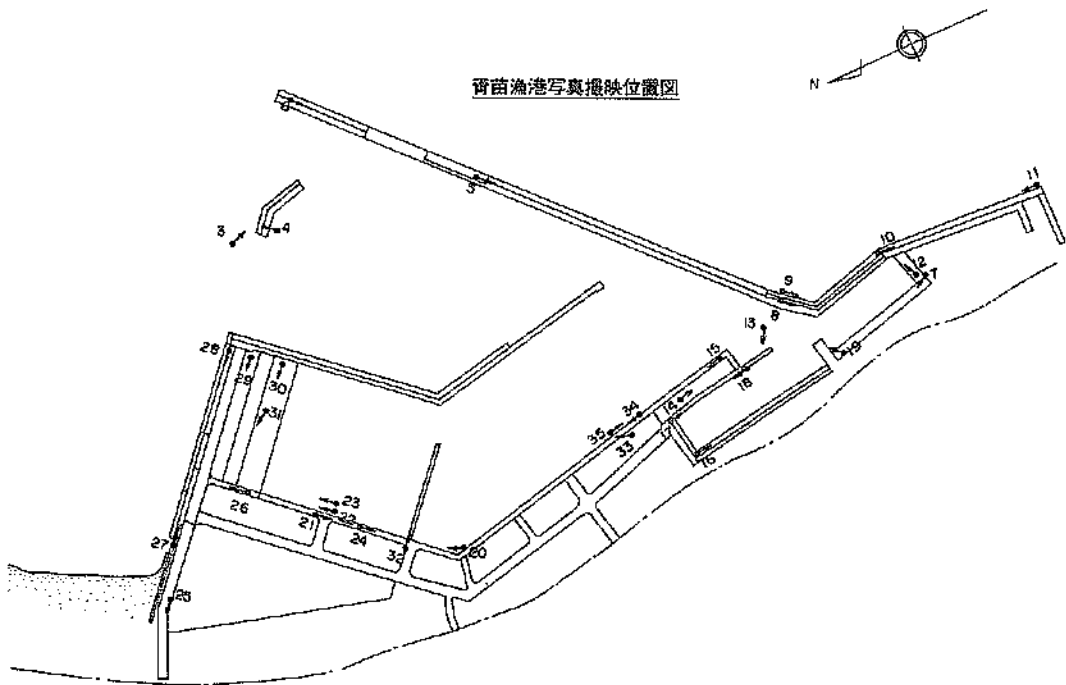


図-4.1.39 被災状況写真撮影位置図（青苗漁港）

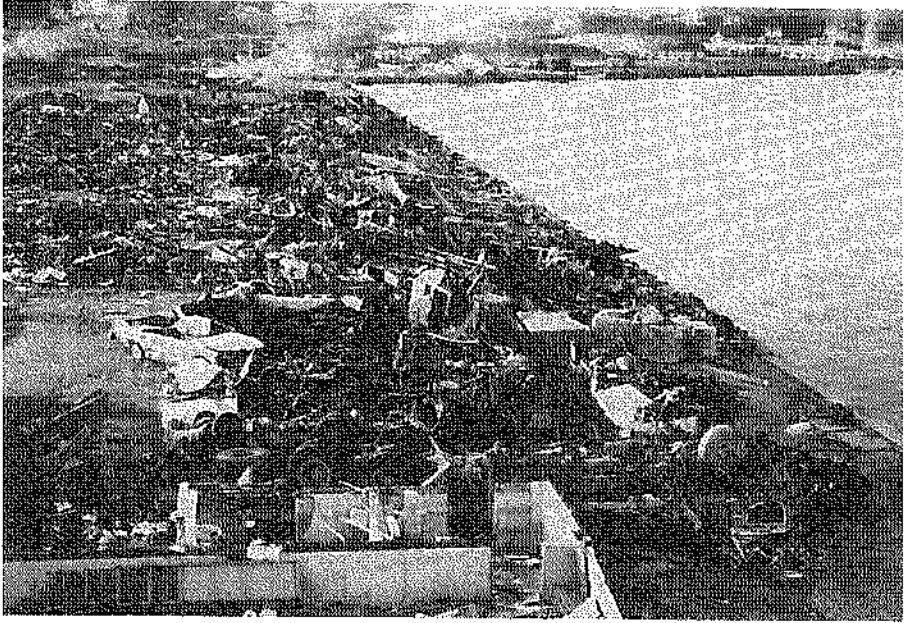


写真-4.1.33 被災後の施設全景 (背苗漁港、㊸-3.0m 岸壁 (A))

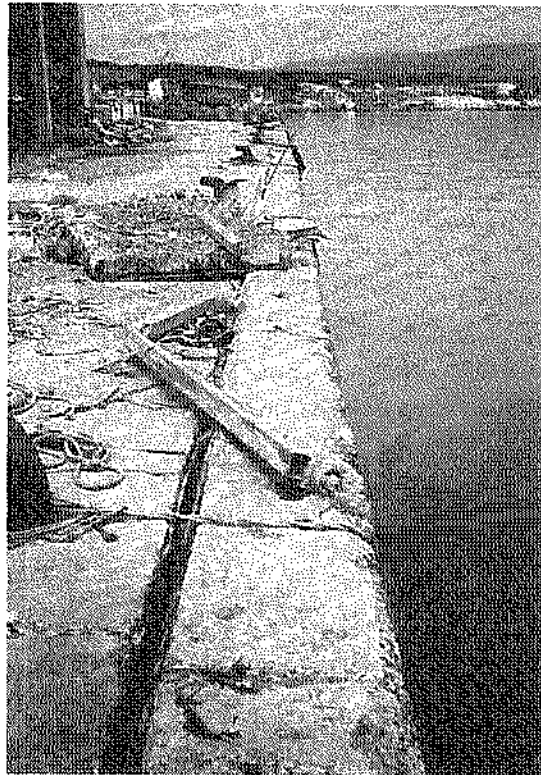
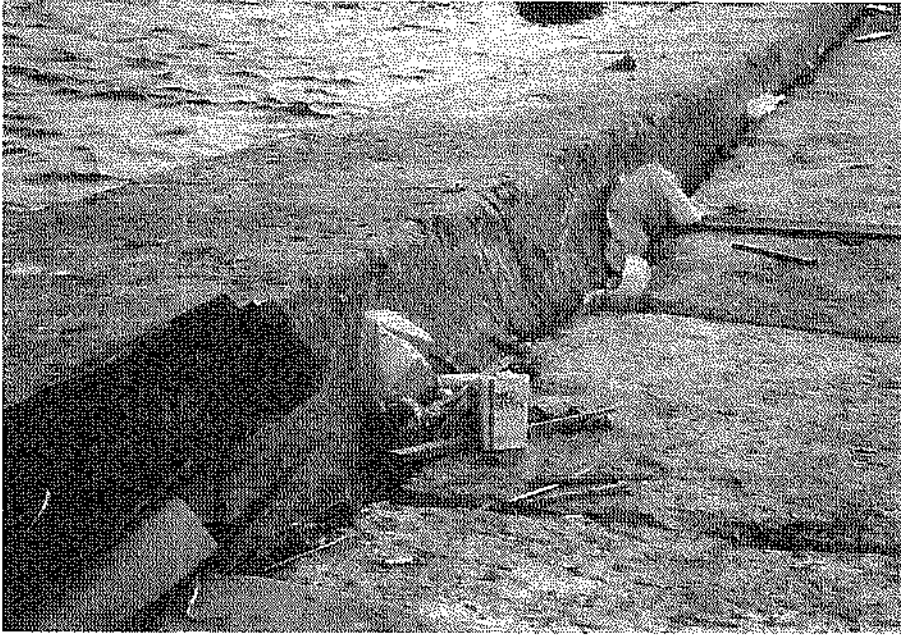


写真-4.1.34 法線変位状況 (背苗漁港、㊸-3.0m 岸壁 (A))



写真—4.1.35 上部工とエプロンの段差状況（背苗漁港、㊸—3.0m岸壁（A））

4.2 須築漁港

4.2.1 概要

須築漁港は、図—2.2.2に示すように、北海道南西部、後志・松山支庁の境にある茂津多岬の直近に位置している。本漁港付近には、茂津多魚田、奥尻堆があり、北海道でも有数の漁場海域を有しているが、本海域での気象変動は非常に激しく、特に冬期は異常気象変動地帯として知られている所である。このため、避難港及び魚田開拓並びに前進根拠港としての必要性が高まり、第1種漁港（昭和29年7月指定）から昭和37年に第4種漁港に指定された。その後、昭和39年度から第3次漁港整備計画に基づいた漁港の建設が着手されて以来、国道229号線の整備や昭和49年に茂津多トンネルが開通するなどして、道央消費地との時間距離が1時間短縮され、流通に大きな進歩が見られた。また、昭和55年に堀り込みが完成して以来、外来船の利用が年々増加し、前進根拠港ならびに避難港としての重要性が益々増加している。

平成4年の須築漁港の利用漁船は152隻、水揚高は309tとなっている。

4.2.2 各施設の被害

須築漁港の平面図および被害のあった各施設を施設番号とともに図—4.2.1に示す。また、各施設の構造、被害に関する総括を表—4.2.1に示す。以下に各施設の被害状況について報告するが、各施設の位置については、同図中に示す各施設の施設番号で対応させるものとする。ま

た、各施設の被災状況写真の撮影位置は、図—4.2.8に示す通りである。さらに、地震前後の本漁港の航空写真を写真—4.2.1～4.2.2に示す。

尚、須築漁港は堀込み式の漁港であることから、須築漁港の土質としては表層まで砂礫層が分布しており、比較的密な地盤となっている。

(1) —4.0m岸壁（施設番号㊸）

本施設は直積消波ブロック式構造の岸壁である。本施設の被災状況平面図・縦断面図・標準断面図を図—4.2.2～4.2.5、被災状況を写真—4.2.3～4.2.7に示す。

本施設の被災延長は290.1mであり、岸壁法線が最大で87cm前面に変位している。法線の変位に関しては、ブロックおよび上部コンクリートのみならず、基部のコンクリートも一体となって前面に変位している箇所も見られる。上部工の沈下は最大で19cmであり、法線の変位によってエプロン部（道路）には最大で1.0m程度の沈下・段差が生じている。また、上部工には幅12cmものクラックが生じている箇所がある。本施設背後地盤には噴砂が確認できることから、岸壁背後地盤の液状化も被害と密接に関係していると考えられる。

(2) —4.5m岸壁（施設番号㊹）

本施設は直積消波ブロック式構造の岸壁である。本施設の被災状況平面図・縦断面図・標準断面図を図—4.2.6、被災状況を写真—4.2.8～4.2.10に示す。

本施設の被災延長は100.7mであり、直積ブロックおよ

び上部コンクリートの移動により、岸壁法線が最大で97cm前面に変位している。また、直積ブロック相互間には目地の開きが見られ、裏埋土が一部流出している箇所がある。上部工の沈下は最大で7cm程度であり、法線の変位によってエプロン部（道路）には最大で1.0m程度の沈下・段差が生じている。背後地盤には多くの噴砂が確認できることから、岸壁背後地盤の液状化が本施設の被害と密接に関係していると考えられる。

(3) 道路（施設番号③）

本施設は-4.0m岸壁①および-4.5m岸壁②の背後に建設された漁港内の主要道路であり、背後には一部擁壁

（ブロック積み式）を有するアスファルト舗装の道路である。本施設の被災位置平面図を図-4.2.7、被災状況を写真-4.2.9～4.2.14に示す。

本施設の被災延長は411.0mとなっており、岸壁法線の変位および液状化による地盤沈下のために、最大1.0m程度の沈下が生じている。一部、背後の擁壁工にも沈下が見られる。

(4) 泊地（-4.5m、-4.0m）（施設番号④）

津波などにより流出した土砂などが区域内に堆積している。

表-4.2.1 各施設の構造・被害に関する総括（須築漁港）

港名	施設名	構造形式	前面水深 (m)	天端高 (m)	施工年度	施工延長 (m)	設計 震度	被災内容	復旧数量	復旧金額 (千円)	施設番号
須築漁港	-4.0m岸壁	直接消波ブロック	-4.0m	1.8	S49～S52	290.1	0.1	10～50cm 前側に移動	209.1m	457,982	(1)
	-4.5m岸壁	直接消波ブロック	-4.5m	1.8	S52	100.7	0.1	70cm程度 前側に移動	100.7m	136,014	(2)
	道路 道路擁壁	アスファルト舗装 重力式擁壁	—	—	S55	1,159.37	—	舗装沈下 擁壁沈下及び 前に移動び	411.0m	68,514	(3)
	-4.0m泊地	—	—	—	S51	8,200㎡	—	平均80cm 埋まる	4,260㎡	34,454	(4)
	-4.5m泊地	—	—	—	S52	9,400㎡	—	平均150cm 埋まる	4,500㎡	48,698	(4)

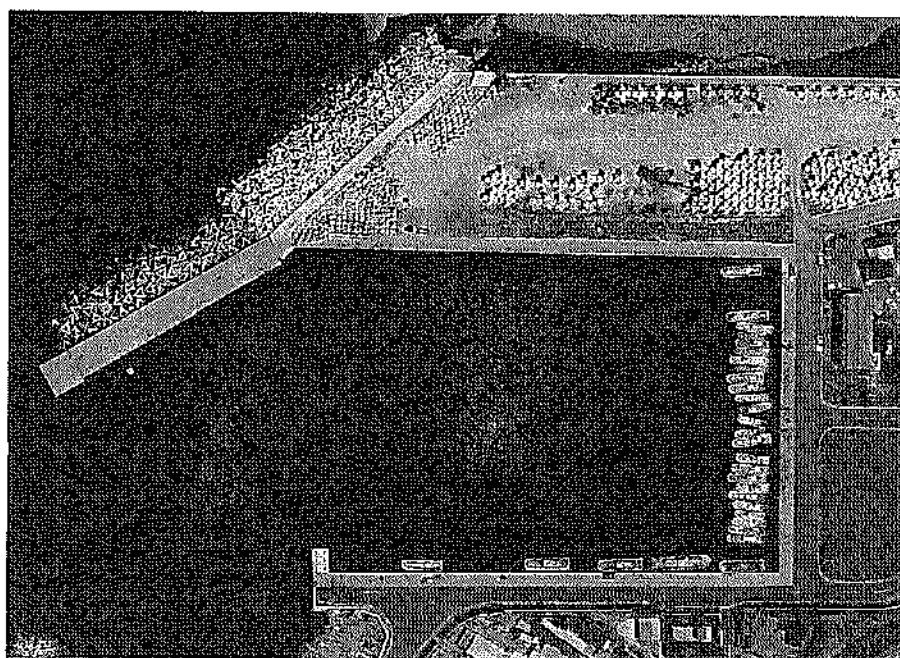
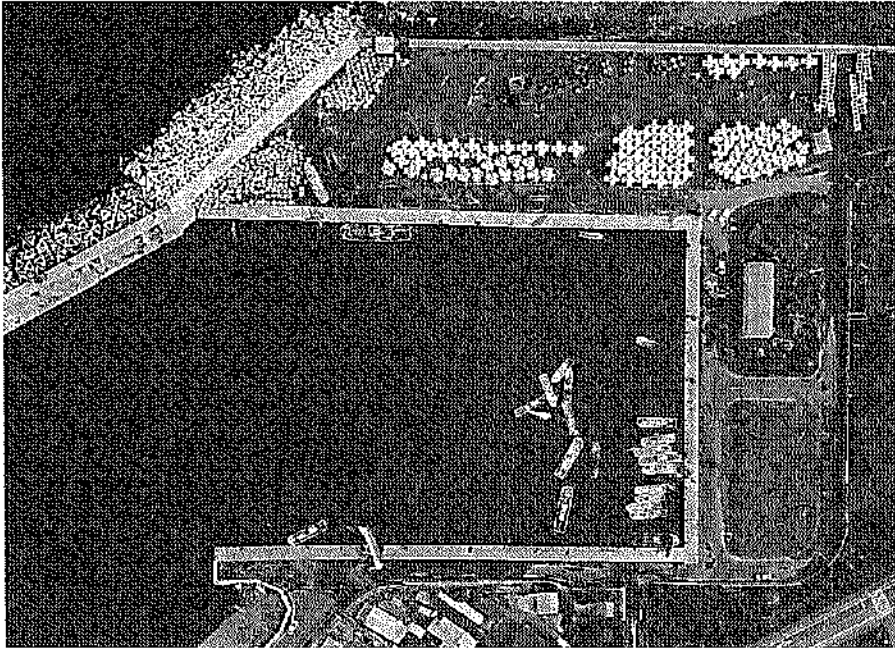
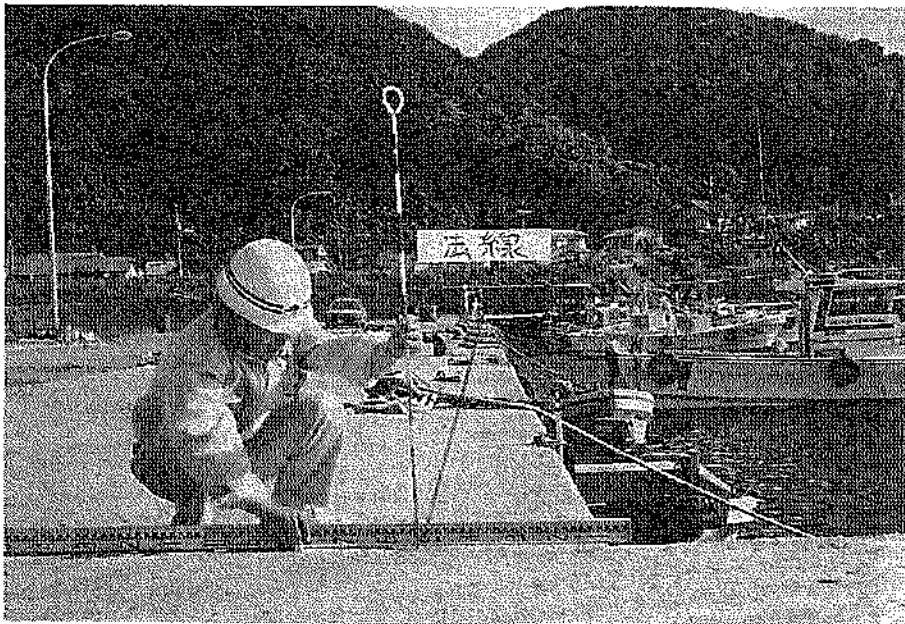


写真-4.2.1 被災前の須築漁港の全景



写真—4.2.2 被災後の須築漁港の全景



写真—4.2.3 法線の変位状況 (須築漁港、①-4.0m岸壁、SP43.0~140.0)

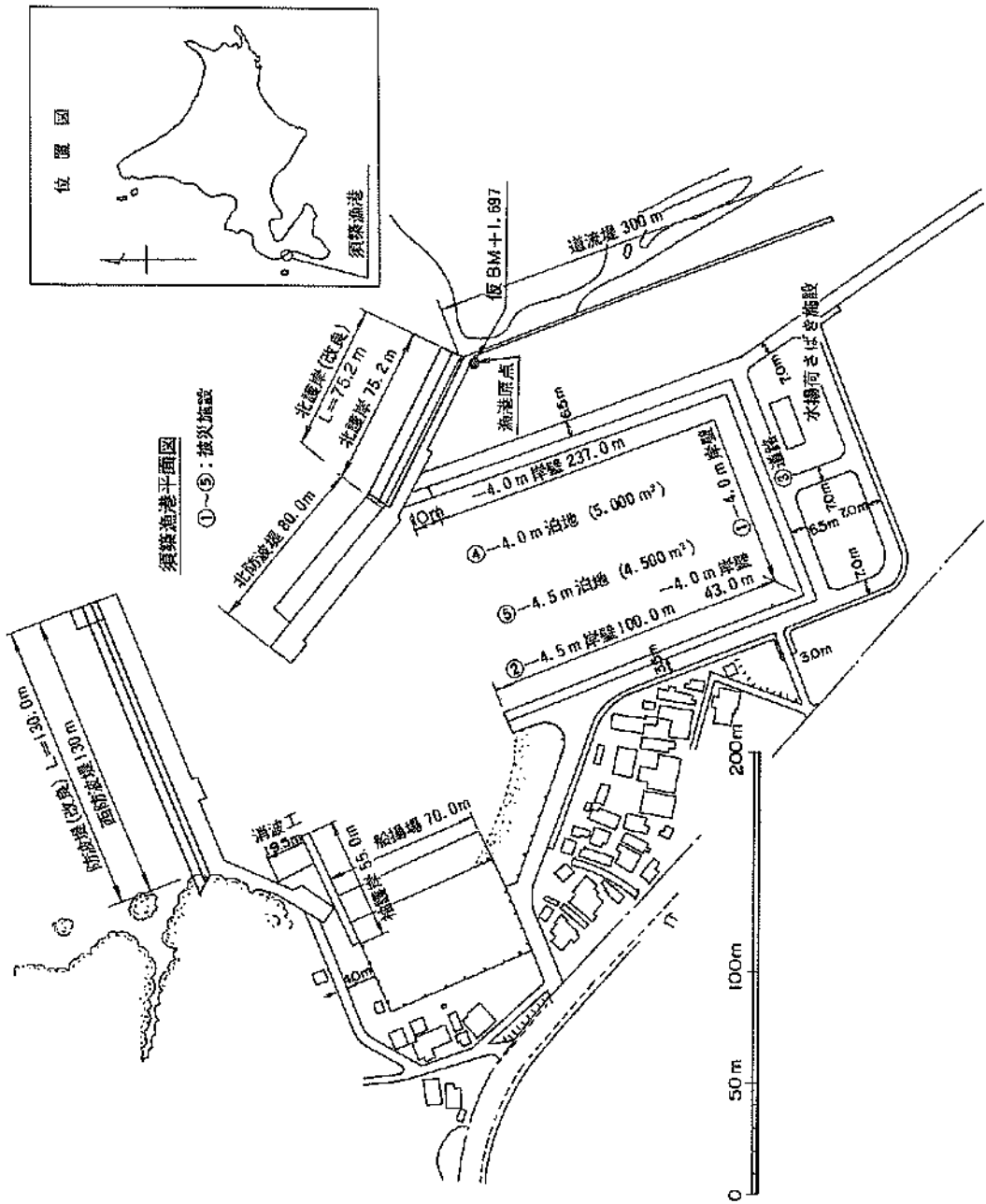


図-4.2.1 須築漁港平面図

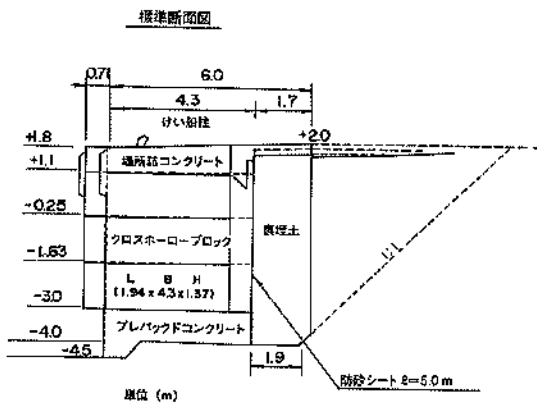
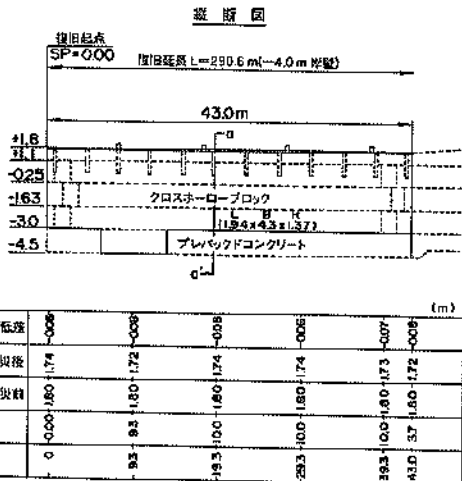
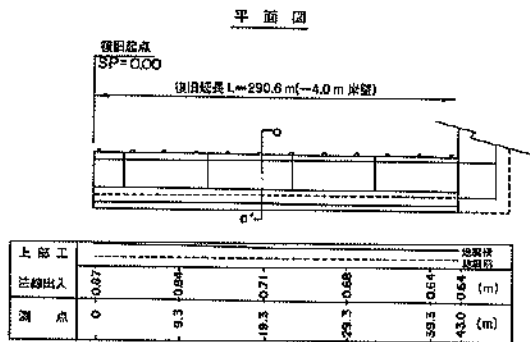


図-4.2.2 被災状況平面図・縦断面図・標準断面図(須築漁港、①-4.0m岸壁、SP 0~43.0)

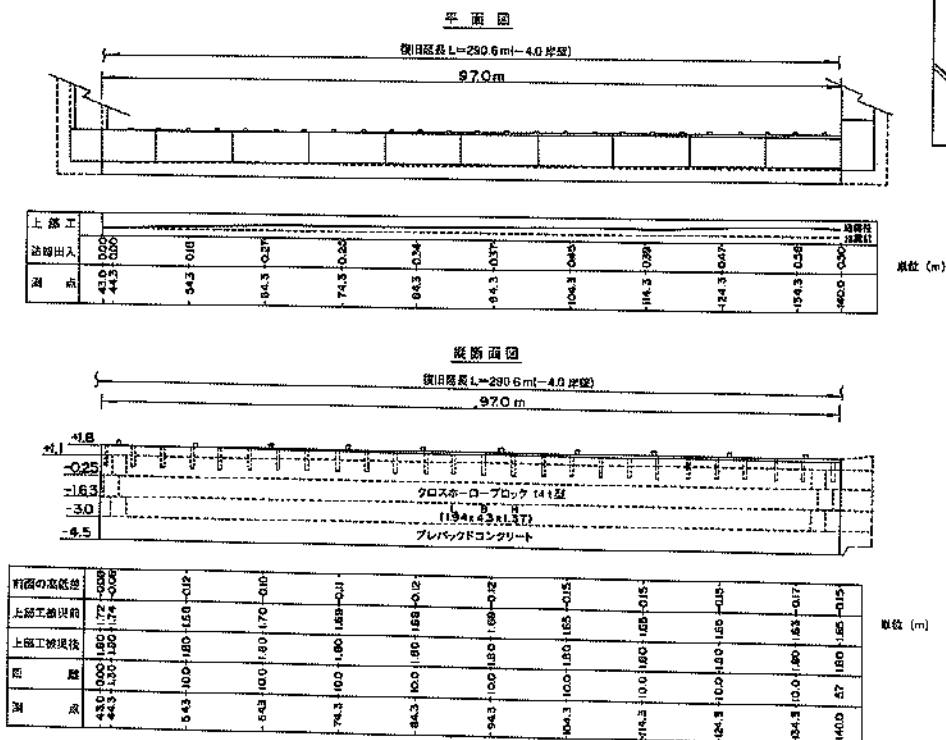
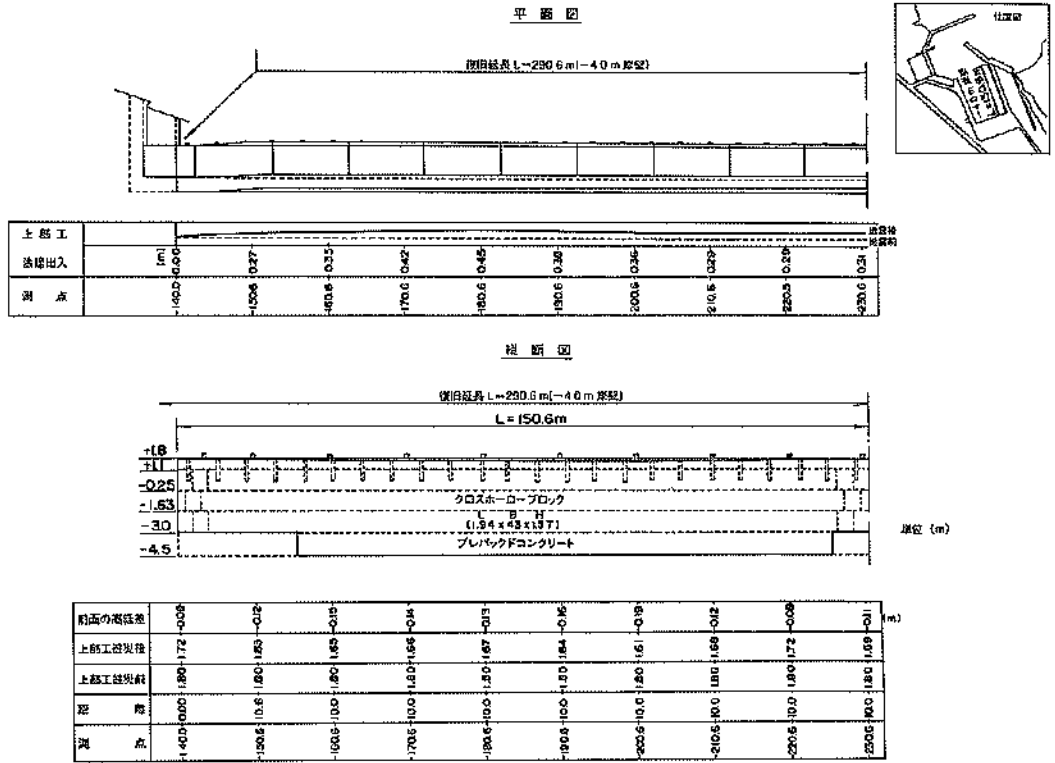


図-4.2.3 被災状況平面図・縦断面図(須築漁港、①-4.0m岸壁、SP43.0~140.0)

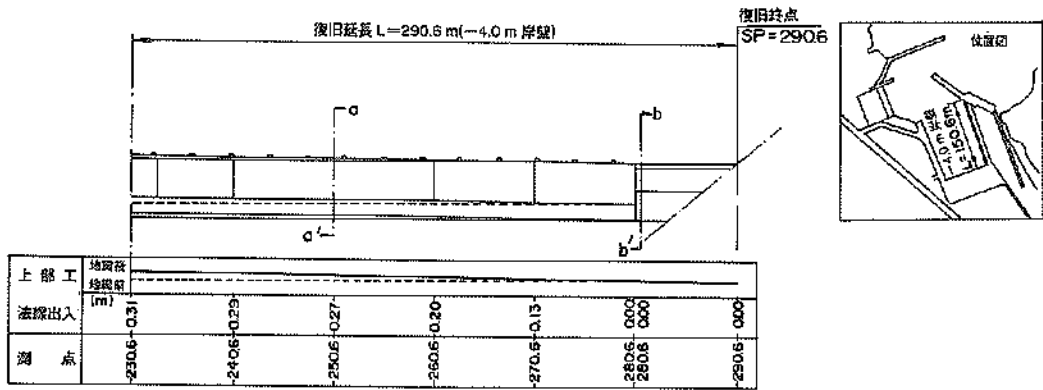


図—4.2.4 被災状況平面図・縦断面図（須築漁港、①—4.0m岸壁、SP140.0~230.6）

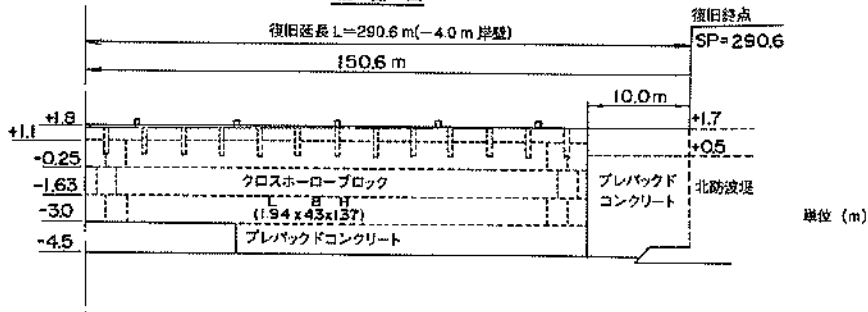


写真—4.2.4 法線の変位状況（須築漁港、①—4.0m岸壁、SP140.0~170.6）

平面図



縦断面図



前面の高低差		-0.11	-0.07	-0.07	-0.05	-0.02	-0.05	0.00
上部工被災後		1.58	1.73	1.73	1.75	1.78	1.75	1.80
上部工被災前		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
距 離		10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
測 点		-230.6	-240.6	-250.6	-260.6	-270.6	-280.6	-290.6

図—4.2.5 被災状況平面図・縦断面図 (須築漁港、①—4.0m 岸壁、SP230.6~290.6)

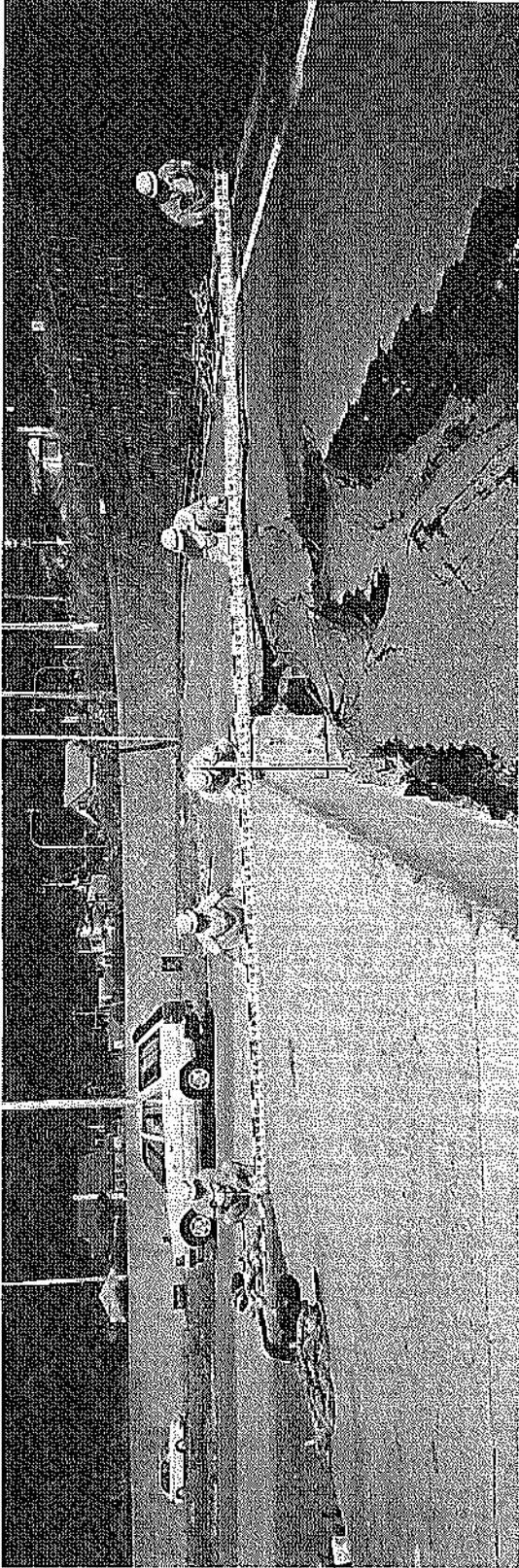


写真-4.2.5 岸壁の変位、エアロン部道路の被災状況（須賀漁港、㊦-4.0岸壁、SP43.0付近）

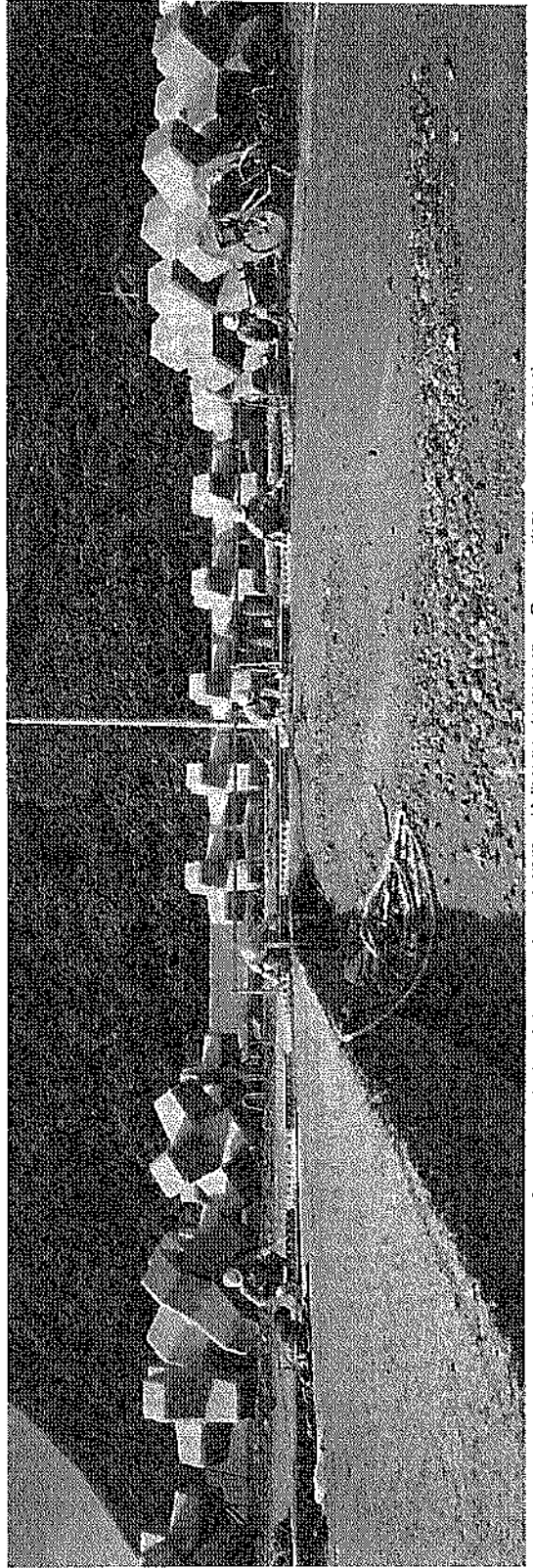


写真-4.2.6 岸壁の変位、エアロン部道路の被災状況（須賀漁港、㊦-4.0岸壁、SP140.0付近）

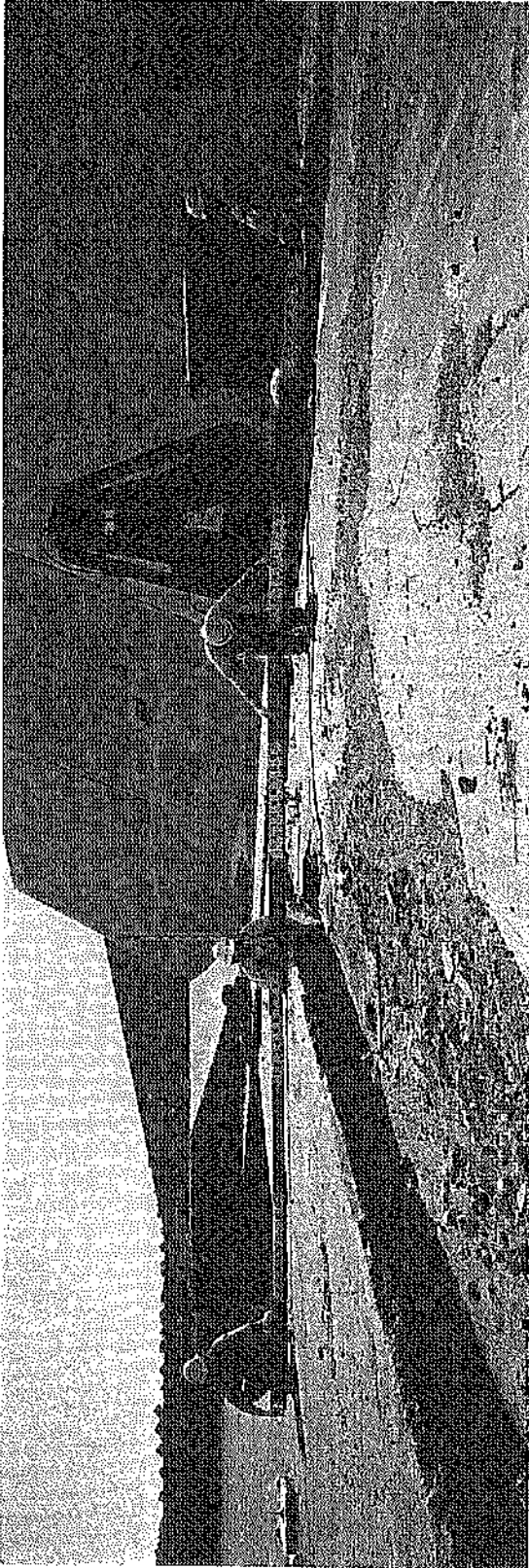


写真-4.2.7 岸壁の変位、エブロン部道路の被災状況（須築漁港、①-4.0岸壁、SP280.6付近）

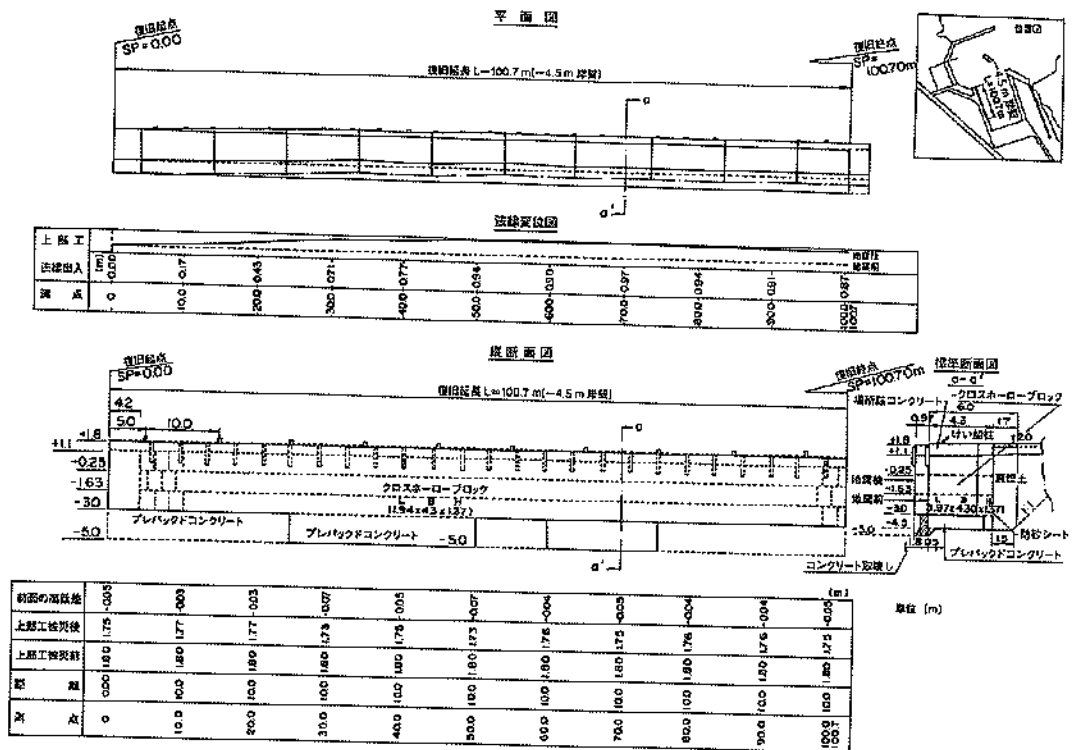


図-4.2.6 被災状況平面図・縦断面図・標準断面図 (須築漁港、②-4.5m岸壁)

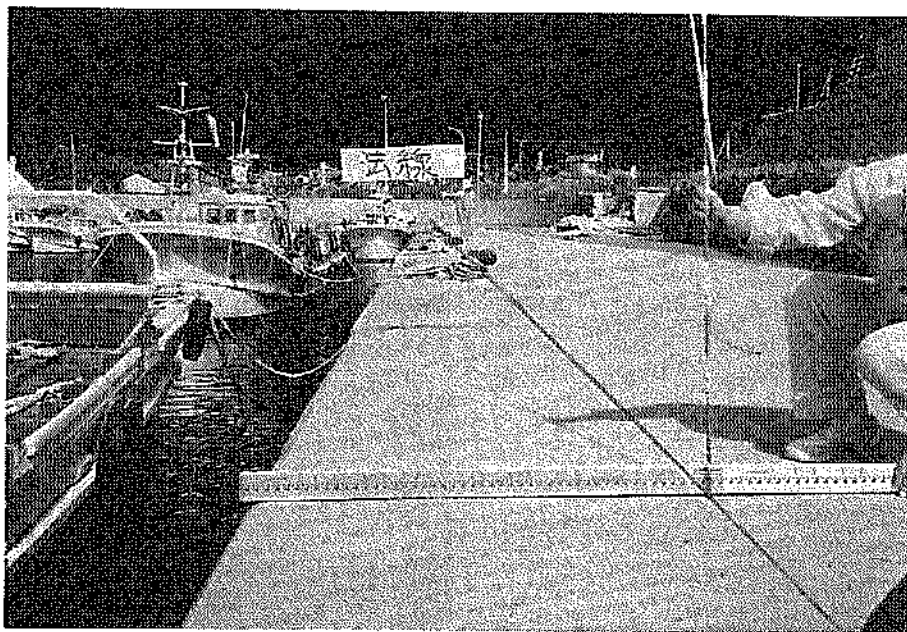


写真-4.2.8 法線の姿位状況 (須築漁港、②-4.5m岸壁 SP70.0-①-4.0m岸壁 SP43.0)

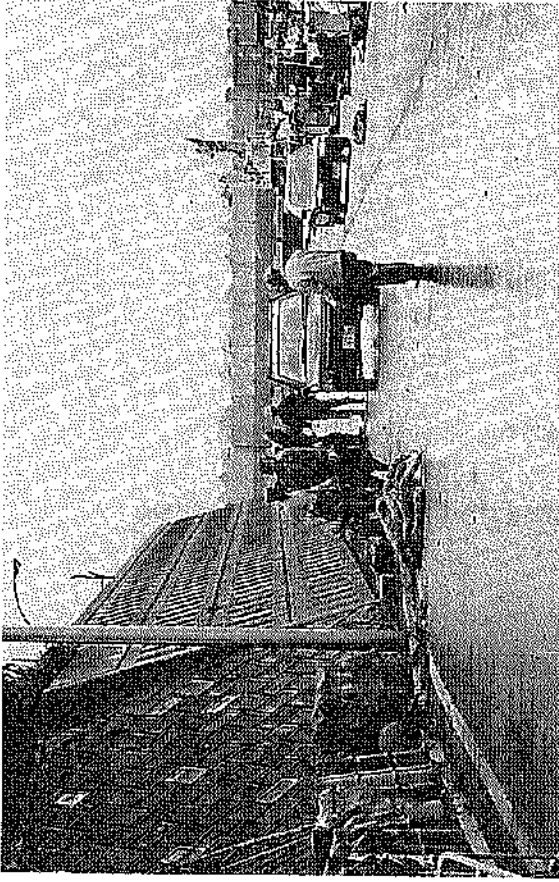


写真-4.2.9 被災前の-4.5m岸壁およびその背後道路（須築漁港、②-4.5m岸壁、③道路）

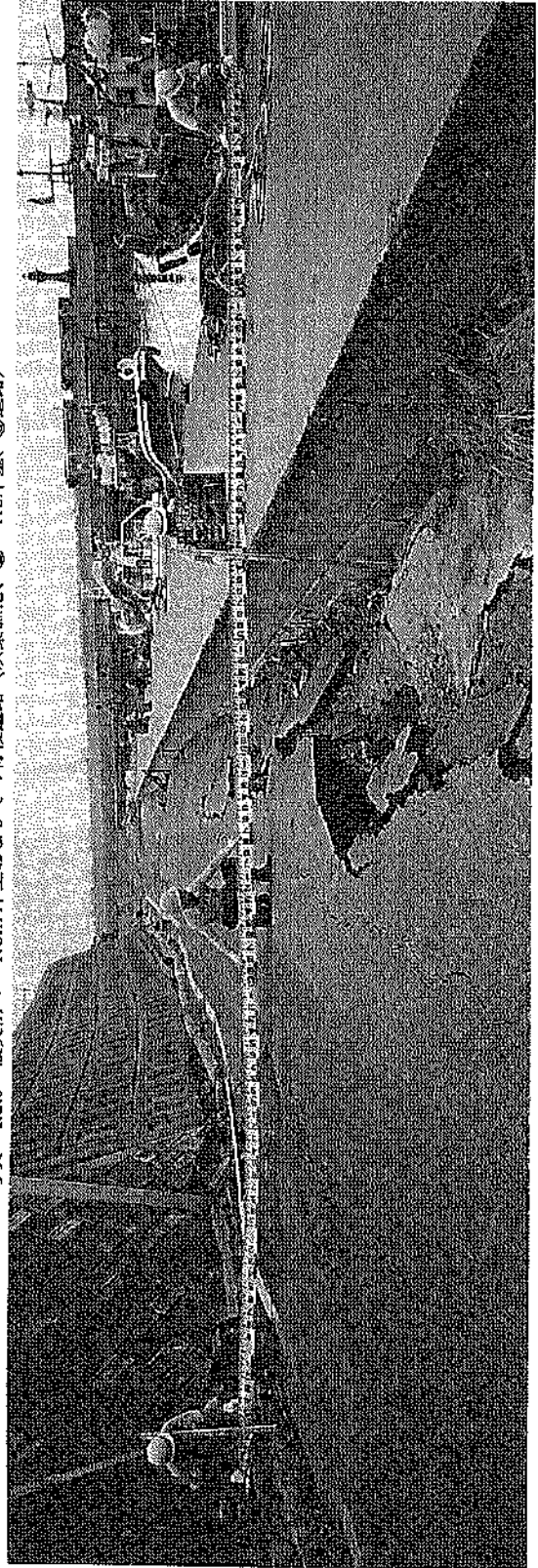
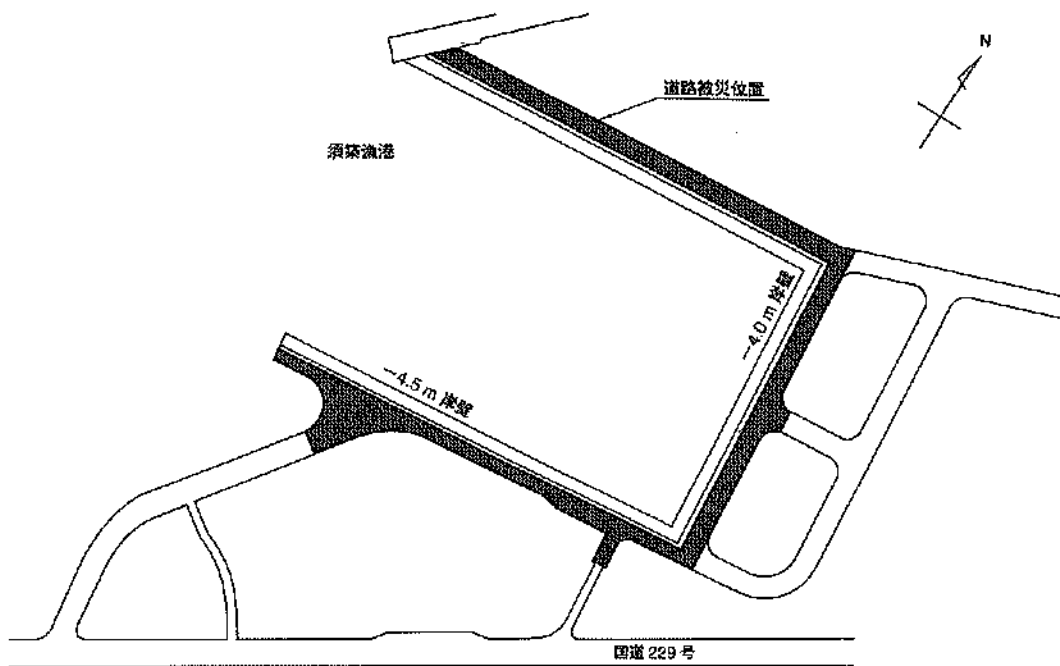
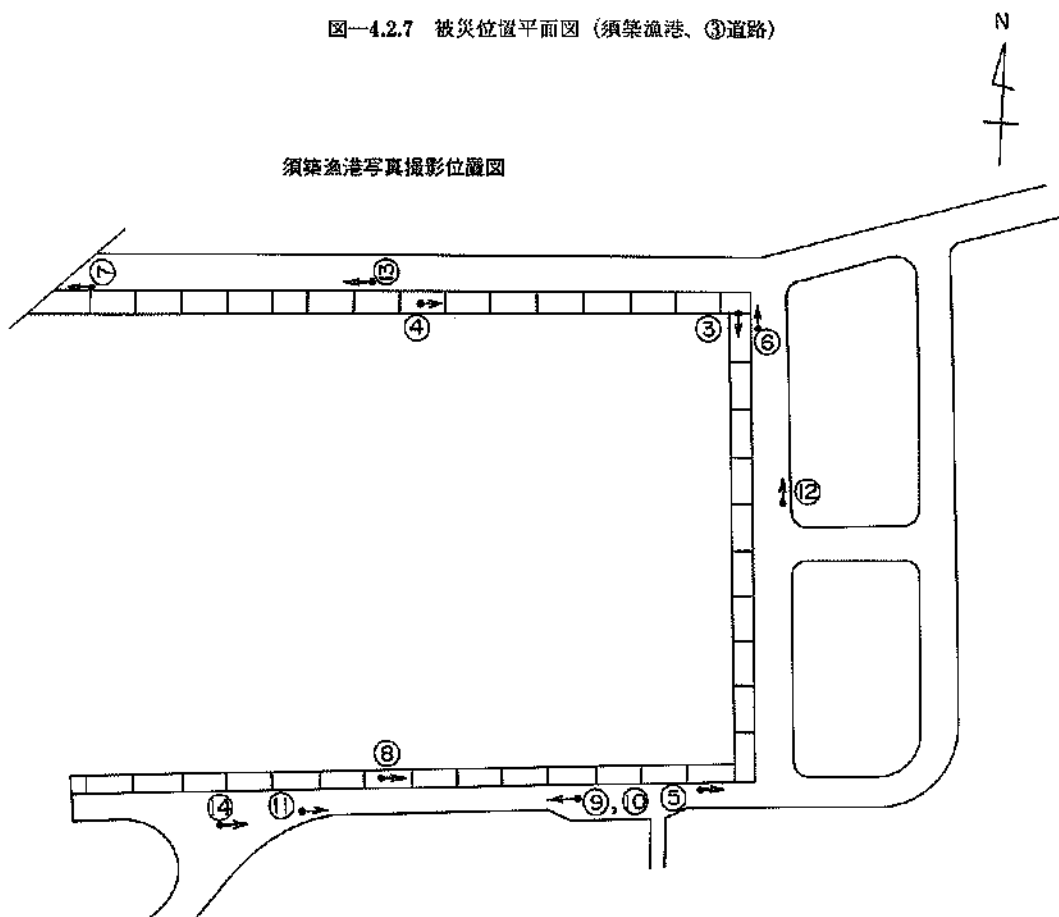


写真-4.2.10 被災後の-4.5m岸壁およびその背後道路（須築漁港、②-4.5m岸壁、③道路）



图—4.2.7 被災位置平面图 (須築漁港、③道路)



須築漁港写真撮影位置圖

图—4.2.8 被災状況写真位置圖



写真—4.2.11 —4.5m 岸壁背後の道路の被災状況（須築漁港、㊸道路）



写真—4.2.12 —4.0m 岸壁背後の道路の被災状況（須築漁港、㊸道路）

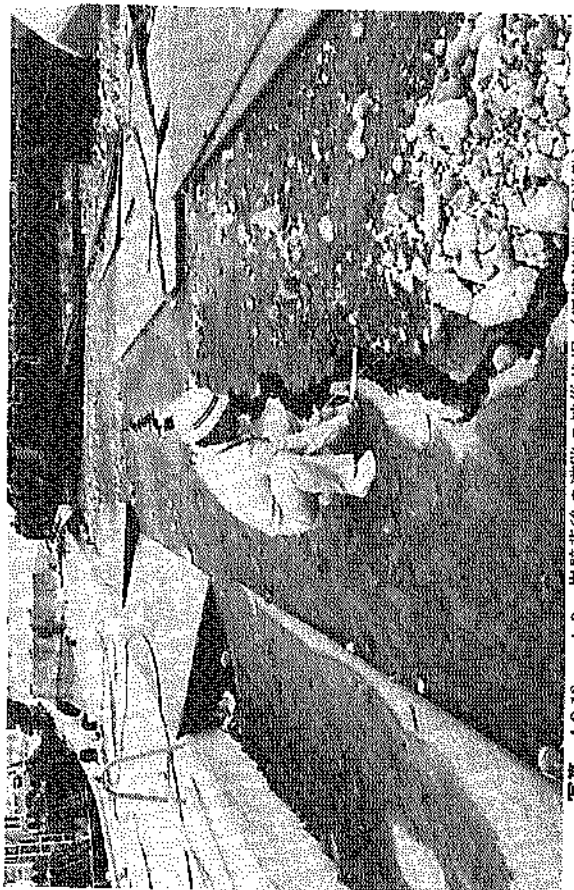


写真-4.2.13 -4.0m 岸壁背後の道路の被災状況 (須築漁港、③道路)

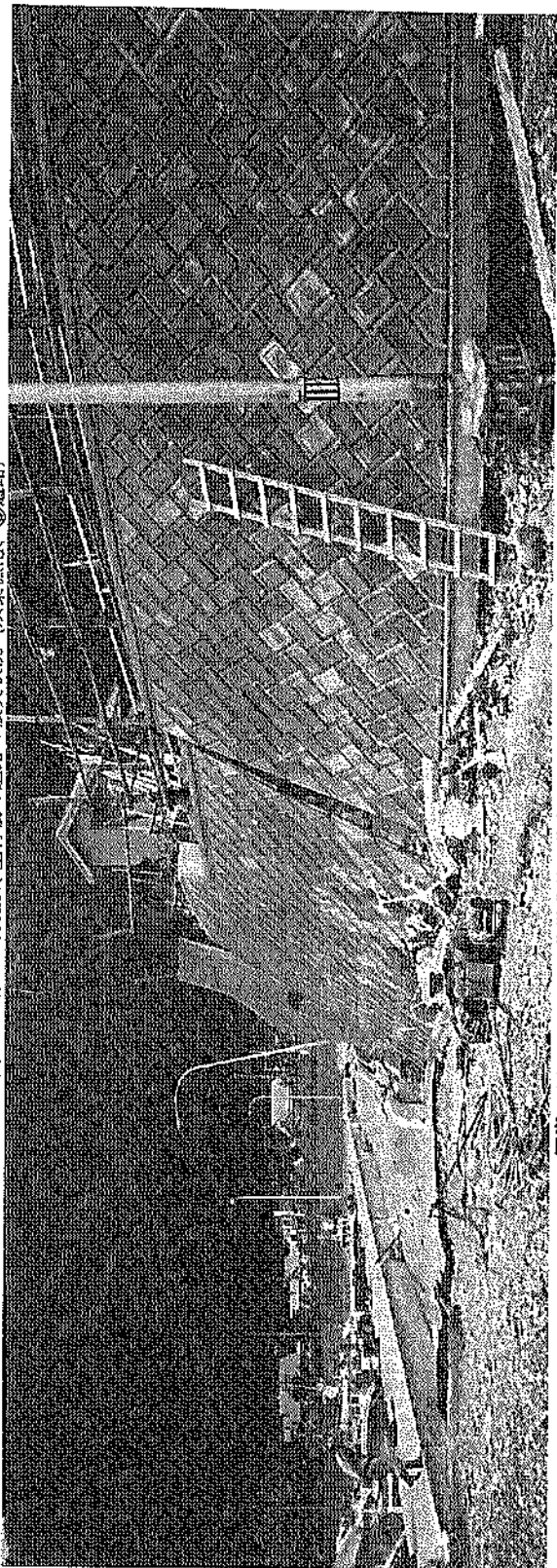


写真-4.2.14 -4.5m 岸壁背後の道路および擁壁の被災状況 (須築漁港、③道路)

4.3 長万部漁港

4.3.1 概要

長万部漁港は、図一2.2.2に示すように、北海道西部、渡島半島北部の内浦湾側に位置する漁港であり、古くから漁業が盛んな地であった。明治期になってから市街が形成され漁業を中心に発展したが、明治36年に北海道鉄道（函館本線）、昭和3年に長輪線（室蘭本線）、昭和4年に瀬棚線が開通し当町の大きな発展の足掛かりとなった。

漁業は内浦湾でのイワシ漁が中心であるが、昭和期に入ってから日本油脂が進出し、大漁場を運営して魚粕・魚油の生産が行われた。昭和53年には第一種漁港の指定を受け、近年では採る漁業から育てる漁業への転換を図っている。現在では、漁港および漁港関連生産基盤が整備され、ホタテ貝・ホッキ貝などの増養殖の推進、漁業経営の強化が進められている。主要漁獲物は、養殖ホタテ貝、サケ、カレイ、イワシ、サバ、ホッキ貝などであり、当町の名物である毛ガニは資源保護のため現在生産調整中である。

漁港整備に関しては、昭和54～55年に局部改修が行われ、その後、改修・修築を経て現在に至っている。

4.3.2 各施設の被害

長万部港の平面図および被害のあった各施設を施設番号とともに図一4.3.1に示す。以下にこれらの被害状況について述べるが、各施設の位置については、同図中に示す各被害施設の施設番号で対応させるものとする。また、各施設の構造、被害に関する総括を表一4.3.1に示し、設計条件を表一4.3.2～4.3.3に示す。尚、長万部港の土質条件として、図一4.3.1中に示す土質調査位置での土質条件を図一4.3.2～4.3.9に示す。

(1) -3.0m岸壁（施設番号①）

本施設は、平成3年に完成した延長131.0mの控え直杭式矢板岸壁である。本施設の被災状況平面図を図一4.3.10、標準断面図を図一4.3.11に示す。また、被災状況を写真一4.3.1～4.3.2に示す。

本施設の被災延長は116.3mとなった。被害としては、法線が0～4.1cm前面に変位し、上部工が0～8.2cm沈下した。上部工とエプロン舗装との開きは最大で3.9cm、段差は最大で1.8cmとなり、クラックも1カ所で発生した。また、係船柱の沈下により、エプロン舗装との間に最大60cm程度の段差が発生した。

(2) -2.5m物揚場（施設番号②）

本施設は、平成5年に完成した延長484.0mの控え直杭式矢板物揚場である。本施設の被災状況平面図を図一4.3.12、標準断面図を図一4.3.13に示す。また、被災状

況を写真一4.3.3に示す。

本施設の被災延長は269.4m、被害としては法線が前面に0～8.8cm変位し、上部工が最大で3cm沈下し、一部で2cmの隆起が見られた。上部工とエプロン舗装との開きは最大で2.8cm、段差は最大で2.5cmとなり、クラックも6カ所で生じた。

(3) 道路（施設番号③）

本施設は、平成3年度に完成した延長115.0mのアスファルト舗装の道路である。本施設の標準断面図および被災状況断面図を図一4.3.14に示す。また、被災状況を写真一4.3.4～4.3.6に示す。

本施設の被災延長は68.2mである。被害としては道路に亀裂が発生したほか、舗装コンクリートに1カ所でクラックが発生した。舗装および舗装止縁石の陥没も見られた。

(4) -3.0m岸壁（施設番号④）

本施設は、平成4～5年度にかけて完成した延長21.3mの控え直杭式矢板岸壁である。本施設の被災状況平面図を図一4.3.15、標準断面図を図一4.3.16に示す。また、被災状況を写真一4.3.7～4.3.9に示す。

本施設の被災延長は21.3mであり、法線は最大で8.8cm前面に変位し、長さ70cm程度のクラックが2カ所で生じた。

(5) 用地護岸（施設番号⑤）

本施設は、平成4～5年にかけて完成した延長19.5mの取付護岸である。本施設の被災状況平面図を図一4.3.17、標準断面図および被災後の変形図を図一4.3.18～4.3.19に示す。また、被災状況を写真一4.3.10～4.3.12に示す。

本施設の被災延長は19.5mであり、法線が最大で60cm前面に変位し、上部工が最大で15cm沈下した。また、延長19.5mにわたって上部コンクリートの損傷が見られた。

表-4.3.1 各施設の構造・被害に関する総括（長万部漁港）

施設番号	施設名	完成年度	施工延長	構造形式	復旧延長	被災金額（千円）	査定番号	被災状況概略
(1)	中央バス				385.7	26,443	110	現体づれ、係船主沈下 クラック、床盤沈下
	-3.0m岸壁	H.3	131.0	矢板式(控え直杭)	116.3			
	-2.5m物揚場	H.5	484.0	矢板式(控え直杭)	269.4			
(3)	道路		115.0		68.2			
(4)	北瀬原・防波堤				40.8	22,908	111	法線づれ、クラック 控え矢板づれ、掘削づれ
	-3.0m岸壁	H.5	21.3	矢板式(控え直杭)	21.3			
	用地護岸	H.5	10.0 + 9.5	矢板式(控え直杭) 重力式(ケーソン)	19.5			

表-4.3.2 長万部漁港-3.0m岸壁（中央バス）の設計条件

施設名		-3.0m岸壁（中央バス）		構造形式		矢板式（控え直杭）		
設計条件				使用材料				
計画延長	L=131.0(116.3)	単位体積重量(t/m³)		矢板形式	SP-IIA			
設計潮位	H.W.L. +1.4m L.W.L. ±0.0m	鉄筋コンクリート 2.45 (空中) 1.42 (水中)		根入長	7.2m			
残留水位	R.W.L. +1.0m	コンクリート 2.30 (空中) 1.27 (水中)		タイ材	SS41 φ32mm 1.6m間隔			
計画水深	-3.5m	裏込土砂 1.80 (空中) 1.00 (水中)		控え形式	控え直杭式			
天端高	+2.0m	裏埋土	内部摩擦角 30° 壁面摩擦角 15°	仮 想 法	最大曲げ モーメント (t・m)	タイロッド 張力 (t)	根入 長 (m)	安全 率
基礎高		基礎地盤	内部摩擦角 33°					
上載荷重 (t/m²)	0.1 (常時) 0.5 (地震時)	摩擦係数		常時	4.413	6.64	2.68	
設計震度	K=0.1 (空中) K=0.2 (水中)			地震時	4.803	7.032	2.54	

表-4.3.3 長万部漁港-2.5m物揚場の設計条件

施設名		-2.5m物揚場		構造形式		矢板式(控え直杭)			
設計条件				使用材料					
計画延長	L=484.0(241.4)	単位体積重量(t/m ³)		矢板形式	SP-IIA				
設計潮位	H.W.L. +1.4m L.W.L. ±0.0m	鉄筋コンクリート	2.45 (空中) 1.42 (水中)	根入長	7.2m				
残留水位	R.W.L. +1.0m	コンクリート	2.30 (空中) 1.27 (水中)	タイ材	SS41 φ32mm 1.6m間隔				
計画水深	-3.0m	裏込土砂	1.80 (空中) 1.00 (水中)	控え形式	控え直杭式				
天端高	±2.0m	裏埋土	内部摩擦角 30° 壁面摩擦角 15°	仮 想 法	最大曲げ モーメント (t・m)	タイロッド 張力 (t)	根入 長 (m)	安全 率	
基礎高		基礎地盤	内部摩擦角 30°						
上載荷重	0.5 (常時) 0.25 (地震時)	摩擦係数		常時	4.413	6.64	2.68		
設計震度	K=0.05 (空中) K=0.1 (水中)			地震時	4.803	7.032	2.54		

標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	土質柱状図	色調	土質区分	観察	標準貫入試験						
								N 値	N 値					
								0	10	20	30	40	50	
1				○			<ul style="list-style-type: none"> ・小礫全体の5~10%含有 ・砂レンズに貫入 ・細→中粒状が主体 ・きれいな砂 ・ゆるい状態 	(回/cm)						
2				○	暗褐									
3				○			<ul style="list-style-type: none"> ・小礫全体の10~15%含有 ・砂部分的にみられる ・きれいな砂 ・シルト薄層で混入有 	15 / 30						
4				○			<ul style="list-style-type: none"> ・砂→細粒~中粒状 							
5				○			<ul style="list-style-type: none"> ・深度4.0m以深から細粒状が多くなる ・間隙水圧高い ・全体に締まっている 	20 / 30						
6				○										
7	-6.23	7.00	7.00	○	暗灰	礫混り砂		26 / 30						

(NO.1地点)

図-4.3.2 長万部の土質 (No.1地点)

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深底 (m)	柱状 図	土質 区分	色調	相對 密度	記 事	標準貫入試験					
									深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃回数 貫入量 (cm)	N 値
										0 5	10 20	20 30		
1	-5.50	1.60	1.60		砂	黄茶 暗灰	ゆるい	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・時々径10mm前後の円礫を混入する 	0.65	2	3	3	8/30	
2	-6.30	0.80	2.40		礫混り砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・細～粗粒砂 ・最大礫径20mm ・5mm前後の円礫主体 ・礫分30～40% 	0.95 1.95	4	4	4	12/30 20/30	
3									2.65 2.95 3.65	5	7	8	20/30 23/30	
4									3.95 4.65	6	8	8	25/30	
5									4.95 5.65	6	10	10	26/30	
6					砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・貝がら点在 ・径10mm前後の円礫点在 	5.95 5.65	5	9	10	24/30	
7									6.95 7.65	6	7	7	20/30	
8									7.95 8.65	6	8	8	22/30	
9									8.95 9.65	6	8	9	23/30	
10	-13.90	7.60	10.00						9.65	7	8	10	25/30	

(NO.2地点)

図一4.3.3 長万部の土質 (No. 2地点)

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深底 (m)	柱状 図	土質 区分	色調	相對 密度	記 事	標準貫入試験					
									深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃回数 貫入量 (cm)	N 値
										0 5	10 20	20 30		
1	-7.09	1.20	1.20		砂	黄茶 暗灰	緩い	<ul style="list-style-type: none"> ・粗粒砂 ・比較的均質 ・径10mm程度の円礫点在 	0.50	2	2	3	7/32	
2	-7.99	0.80	2.10		礫混り砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・砂は粗粒砂主体 ・礫は最大20mmで10mm程度の円礫主体 ・礫分10%以内 	1.00 1.30 2.00	3	3	4	11/31 17/31	
3									2.50 3.00	5	6	6	17/31 19/31	
4									3.50 4.00	6	6	7	21/31	
5									4.50 5.00	6	7	8	21/31	
6									5.50 6.00	6	7	7	20/31	
7									6.50 7.00	6	7	8	21/31	
8									7.50 8.00	7	8	7	22/31	
9									8.50 9.00	8	8	8	24/31	
10	-15.89	7.90	10.00		砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・粗粒砂 ・比較的均質 ・貝がら点在 ・径10mm程度の円礫点在 	9.50 10.00	7	7	8	22/31	

(NO.3地点)

図一4.3.4 長万部の土質 (No. 3地点)

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状 図	土質 区分	色調	相對 密度	記 事	標準貫入試験												
									深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃 回數 貫入 量 (cm)	N 値							
										0	10	20		0	10	20	30	40	50		
					砂	黄茶	ゆるい	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・火山灰質、軽石混入 ・径10mm前後の円礫点在 ・3.0~3.3m 礫の混入量多い 礫分5% 	0.65	2	2	3	7	31							
1									0.95	2	3	3	8	30							
2									1.95	6	6	6	18	30							
3	3.46	3.30	3.30						2.65	6	6	6	18	30							
4									2.95	6	7	7	20	30							
5									3.95	7	7	9	23	30							
6					砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・貝がら点在 ・径10mm前後の円礫点在 	4.95	5	7	9	21	30							
7									5.95	7	7	7	21	30							
8									6.95	6	8	9	23	30							
9									7.95	6	7	9	22	30							
10	10.16	6.70	10.00						8.95	8	8	8	24	30							
									9.95												

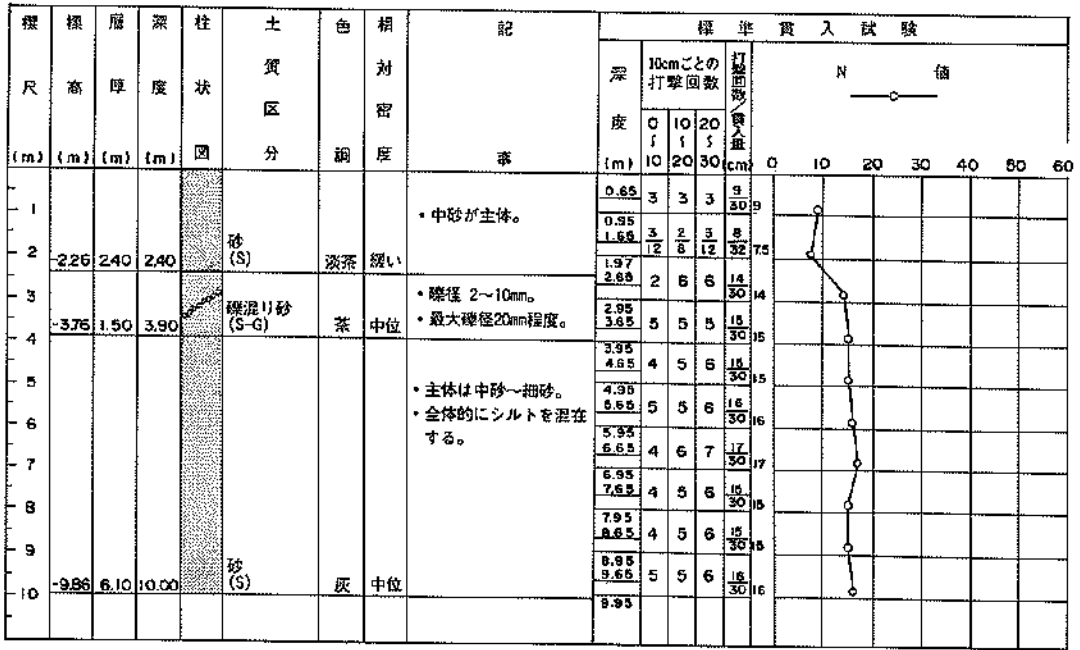
(No.4地点)

図一4.3.5 長万部の土質 (No.4地点)

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状 図	土質 区分	色調	相對 密度	記 事	標準貫入試験											
									深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃 回數 貫入 量 (cm)	N 値						
										0	10	20		0	10	20	30	40	50	
					砂	黄茶	ゆるい	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・所々径10mm前後の円礫を混入する ・0~2.4m 火山灰質の砂主体、軽石混入 ・2.4~3.5m 礫の混入量が多い、礫分5% 	0.65	2	1	1	5	32						
1									0.97	2	2	3	7	30						
2									1.95	6	6	6	18	30						
3	6.15	3.50	3.50						2.65	6	6	6	18	30						
4									2.95	8	9	9	26	30						
5									3.95	7	7	7	21	30						
6					砂	暗灰	中位の	<ul style="list-style-type: none"> ・細粒砂 ・比較的均質 ・貝がら点在 ・径10mm前後の円礫点在 	4.95	5	7	8	20	30						
7									5.95	6	8	8	22	30						
8									6.95	6	7	7	20	30						
9									7.95	7	7	7	21	30						
10	12.65	6.50	10.00						8.95	8	8	8	24	30						
									9.95											

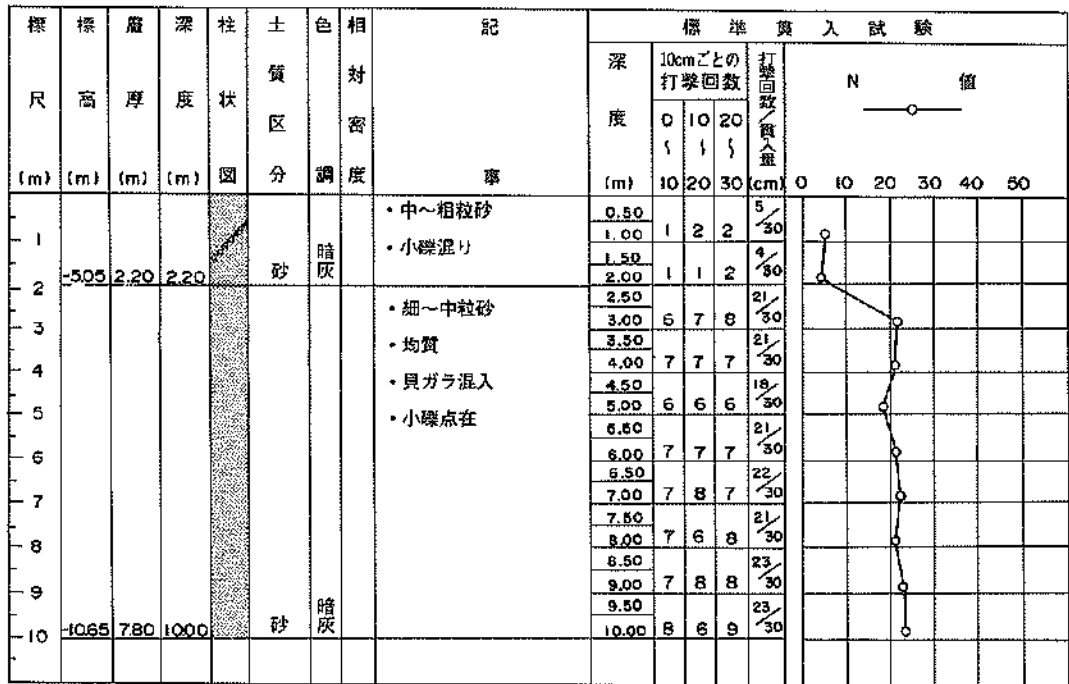
(No.5地点)

図一4.3.6 長万部の土質 (No.5地点)



(No.6地点)

図-4.3.7 長万部の土質 (No. 6地点)



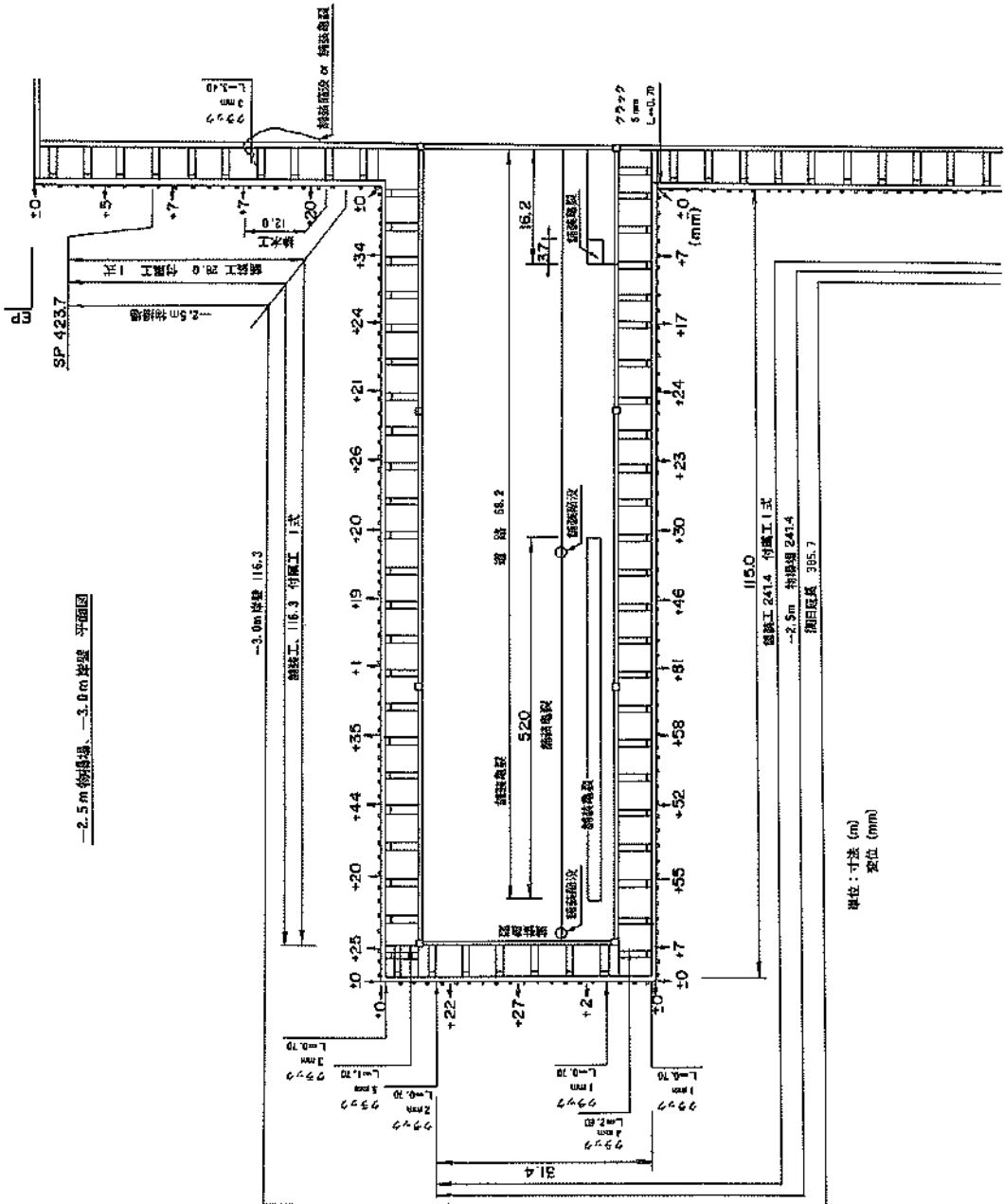
(No.7地点)

図-4.3.8 長万部の土質 (No. 7地点)

標 尺	標 高	層 厚	深 度	柱 状 状 形	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	記 事	標準貫入試験					
									深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			打撃回数/貫入 深 (cm)	N 値
										0 5	10 20	20 30		
		5.08	0.30	0.30	砂(S)	茶		・主体は中砂。	0.65	4	4	4	12/30	12
1								・主体は細砂。	0.95 1.65	3	3	4	10/30	10
2								・全体的に少量のシルトを含む。	1.95 2.65	8	8	8	24/30	24
3									2.95 3.65	5	7	7	19/30	19
4									3.95 4.65	6	8	8	22/30	22
5								・所により小礫(5~15mm)混じる。	4.95 5.65	5	6	7	18/30	18
6									5.95 6.65	6	7	8	21/30	21
7								・所々に貝殻混じる。	6.95 7.65	5	6	6	17/30	17
8									7.95 8.65	6	6	7	19/30	19
9					砂(S)	暗灰	中位		8.95 9.65	7	6	7	20/30	20
10	14.78	9.70	10.00						9.95					

(No.8地点)

図-4.3.9 長万部の土質 (No.8地点)



图—4.3.10 被災状況平面図 (鹿万部漁港、①—3.0m岸壁)

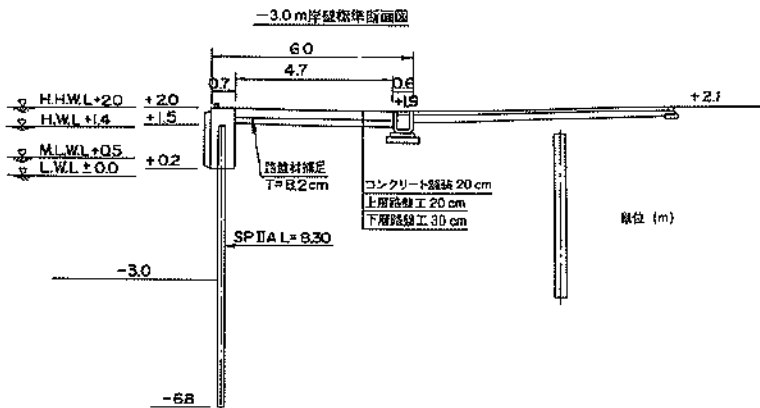


図-4.3.11 標準断面図 (長万部漁港、①-3.0m 岸壁)

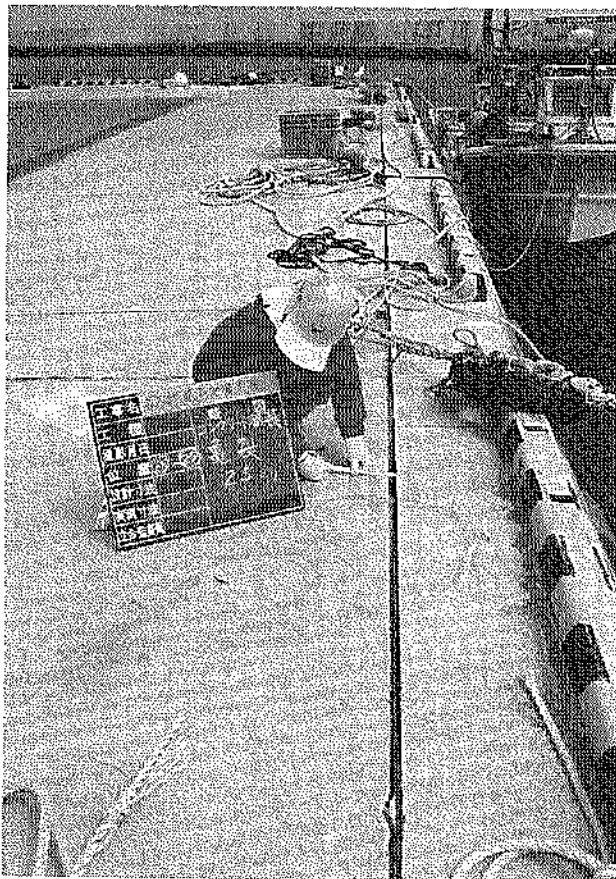
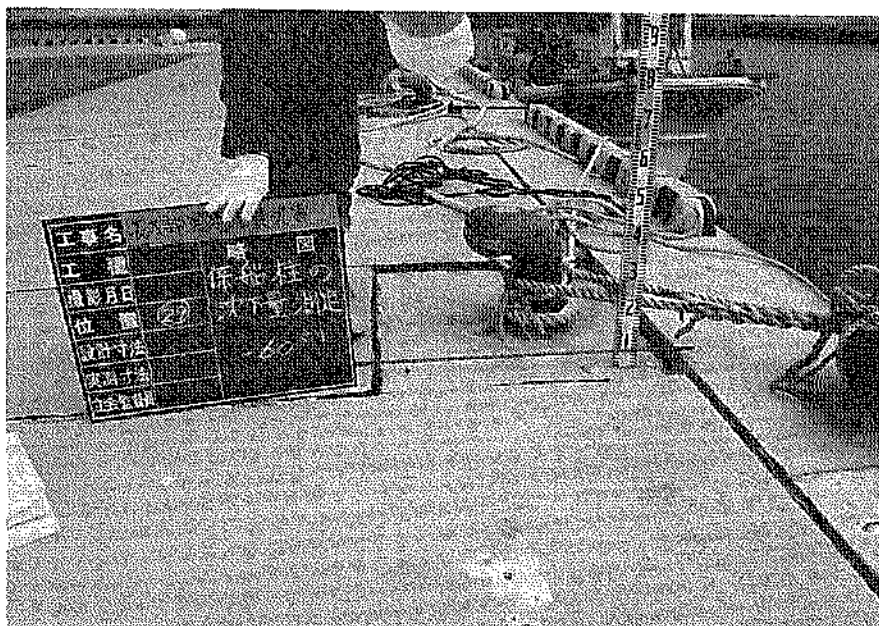
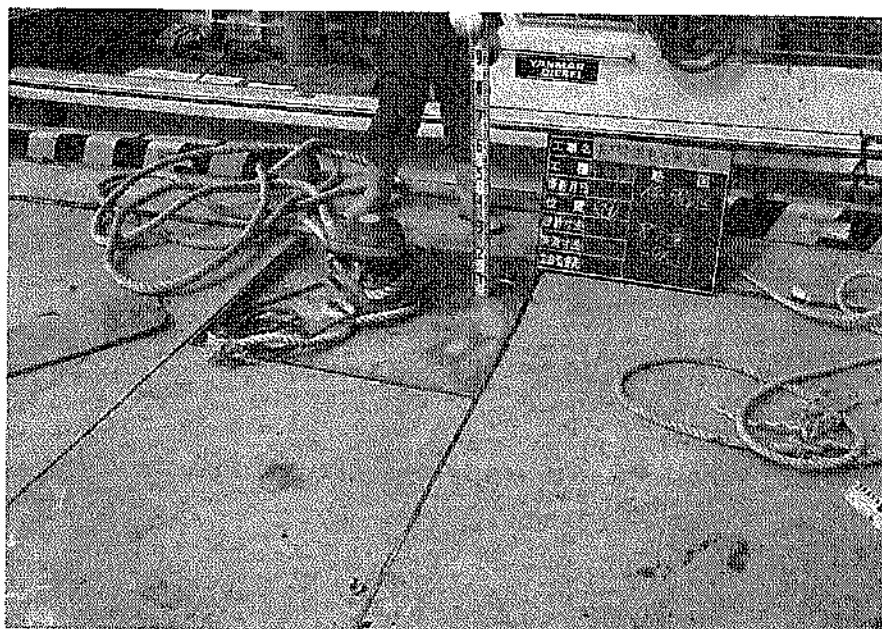


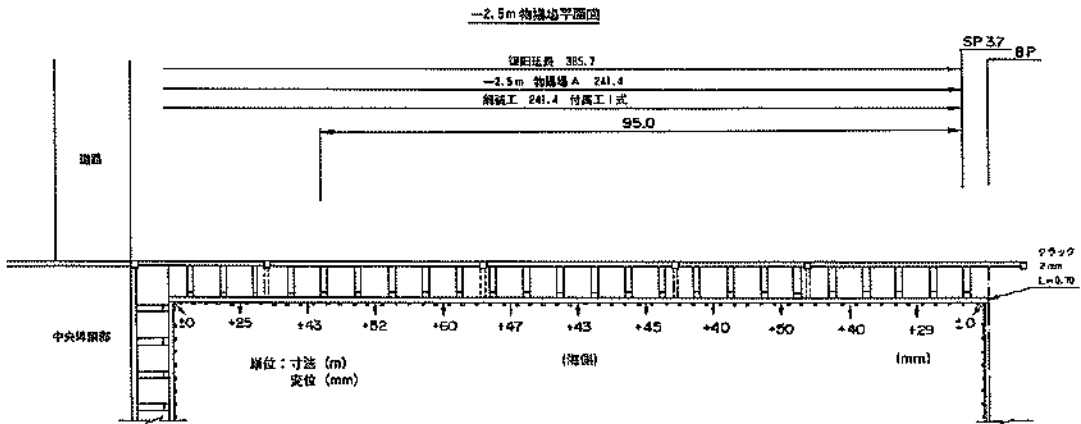
写真-4.3.1 エプロンと上部工の目地開き (長万部漁港、①-3.0m 岸壁)



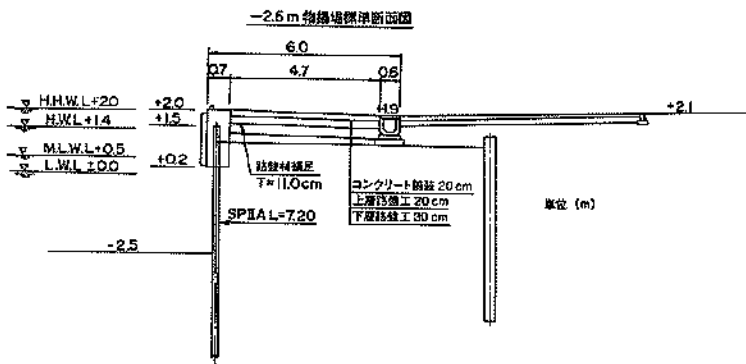
写真—4.3.2 係船柱の沈下・段差（長万部漁港、①—3.0m 岸壁）



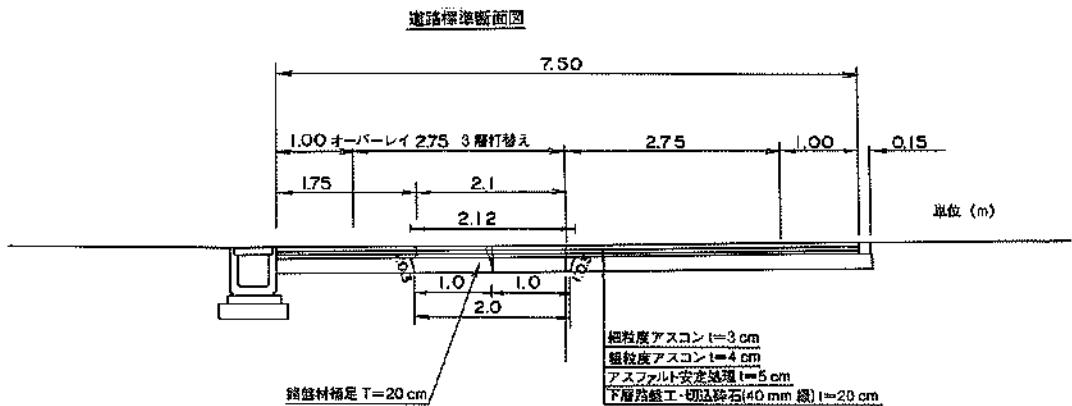
写真—4.3.3 係船柱の沈下・段差（長万部漁港、②—2.5m 物揚場）



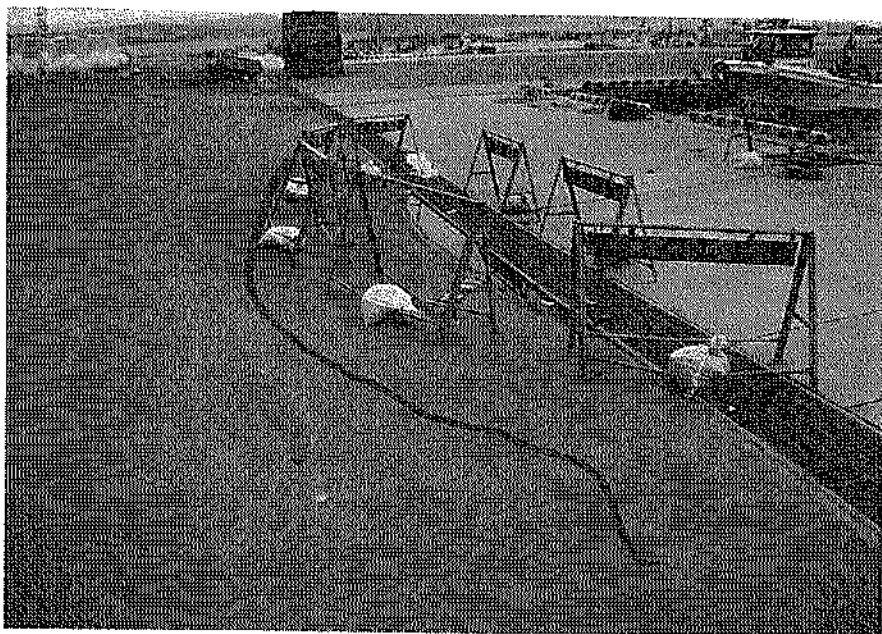
図—4.3.12 被災状況平面図 (長万部漁港、②—2.5m 物揚場)



図—4.3.13 標準断面図 (長万部漁港、②—2.5m 物揚場)



図—4.3.14 標準断面図・被災状況断面図 (長万部漁港、③道路)



写真—4.3.4 アスファルト舗装の亀裂（長万部漁港、③道路 その1）



写真—4.3.5 アスファルト舗装の亀裂（長万部漁港、③道路 その2）

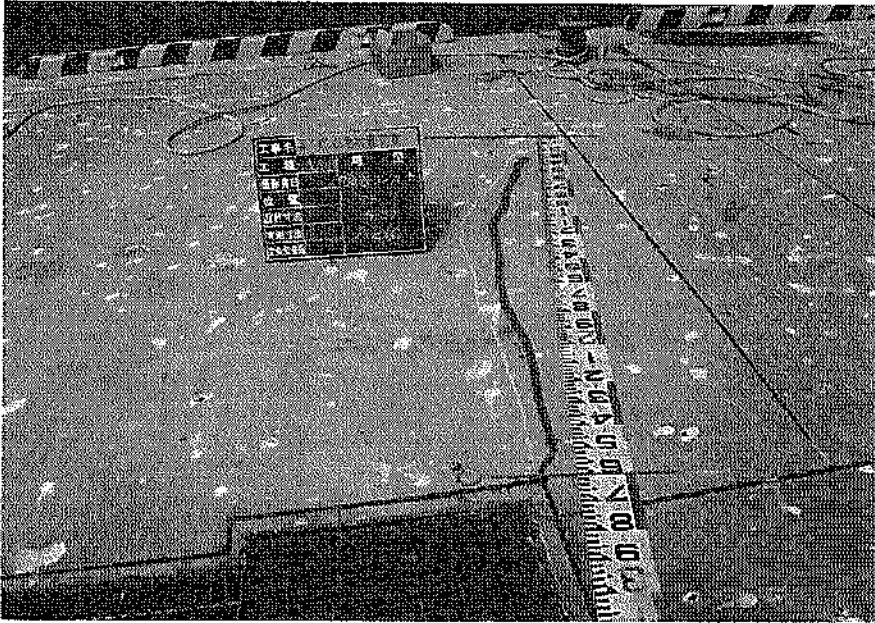


写真-4.3.6 エプロン舗装コンクリートの亀裂（長万部漁港、②-2.5m 物揚場、③道路）

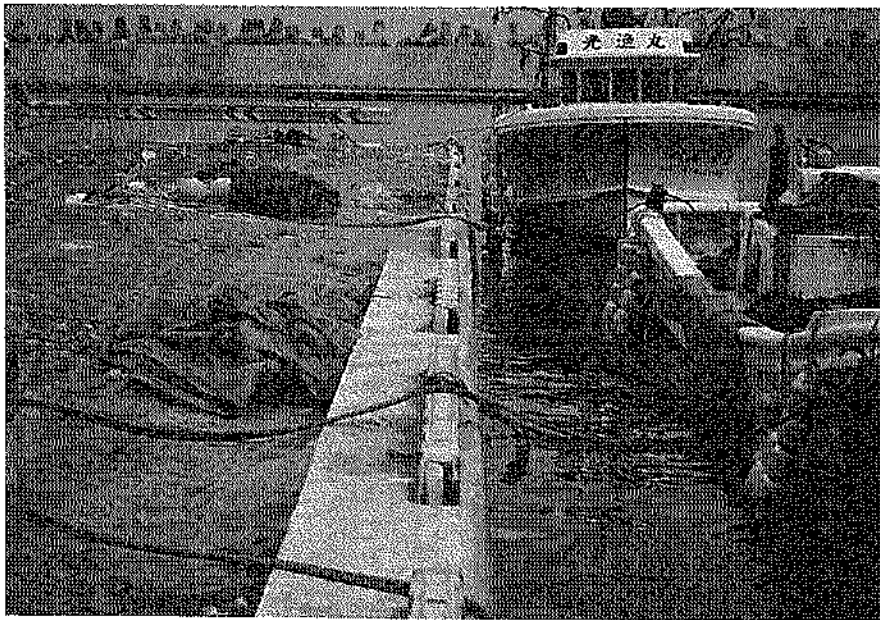
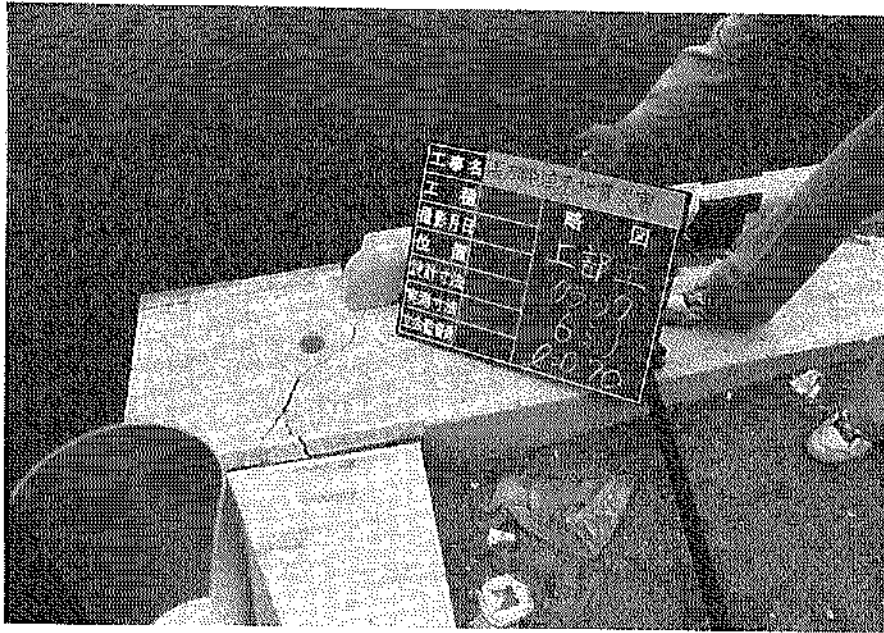
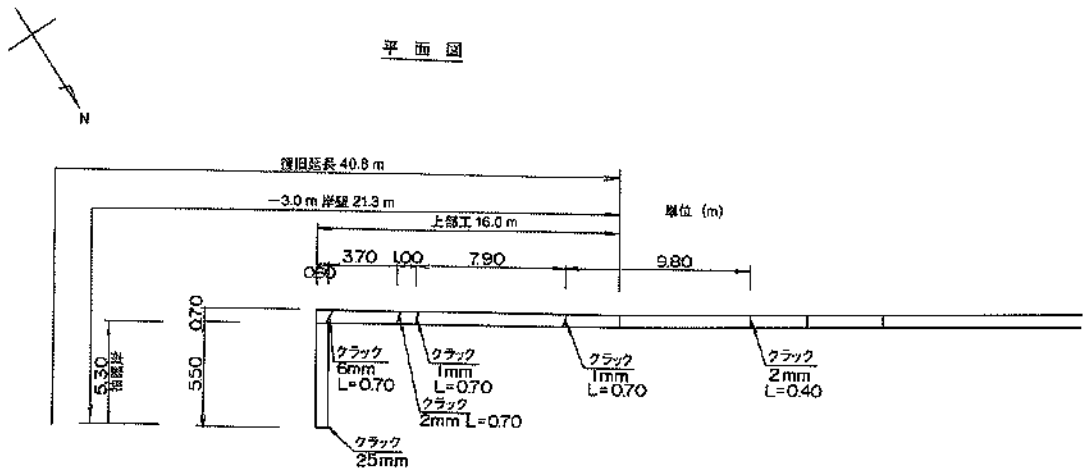


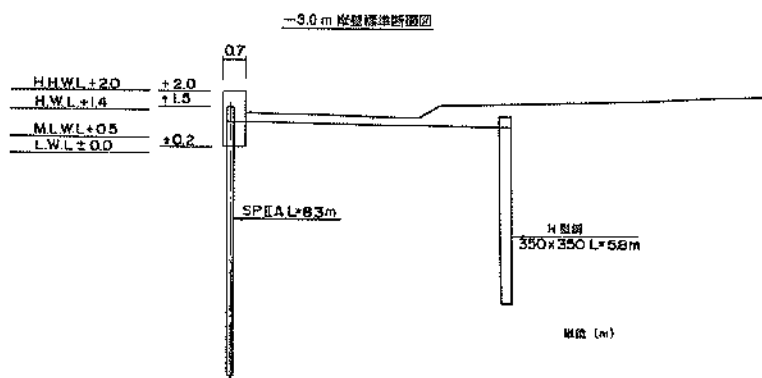
写真-4.3.7 法線の変位状況（長万部漁港、④-3.0m 岸壁）



写真—4.3.8 クラック発生状況 (長万部漁港、④-3.0岸壁)



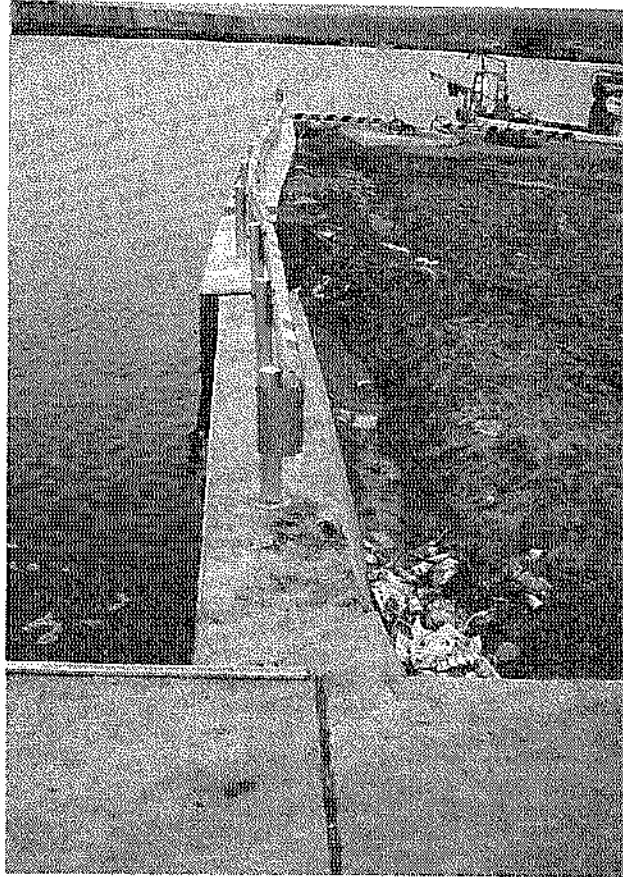
図—4.3.15 被災状況平面図 (長万部漁港、④-3.0m 岸壁)



図—4.3.16 標準断面図 (長万部漁港、④—3.0m 岸壁)



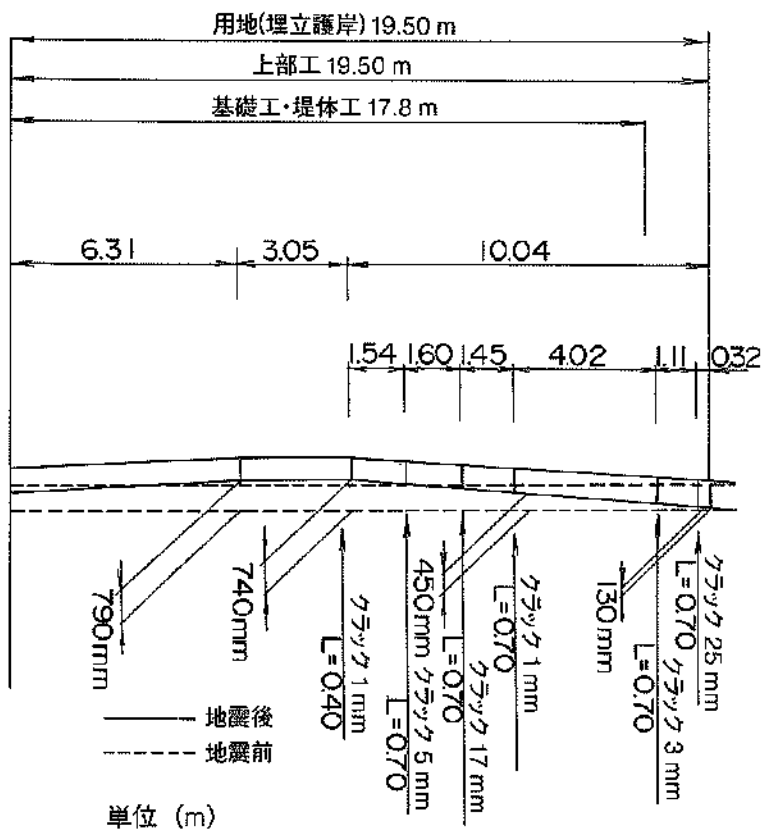
写真—4.3.9 背後地盤の沈下・亀裂・段差・噴砂状況 (長万部漁港、④—3.0岸壁)



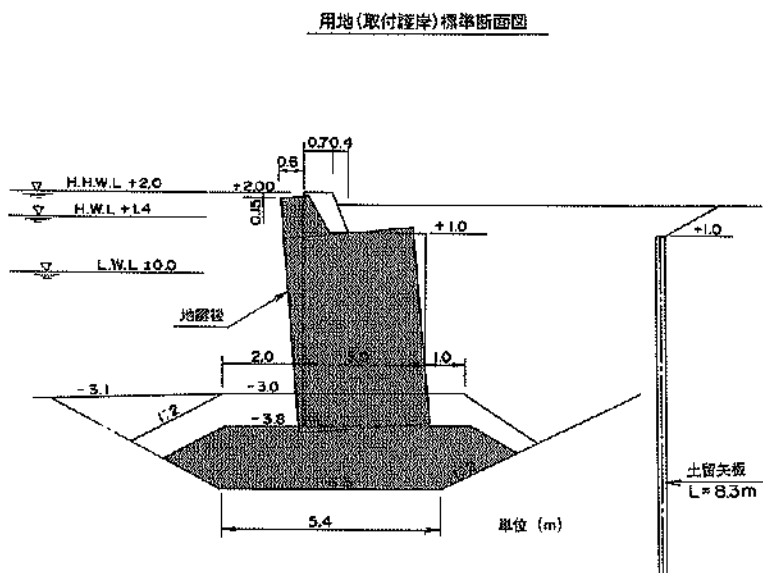
写真—4.3.10 法線の変位状況（長万部漁港、㊟用地護岸）



写真—4.3.11 上部工のズレ・亀裂発生状況（長万部漁港、㊟用地護岸）

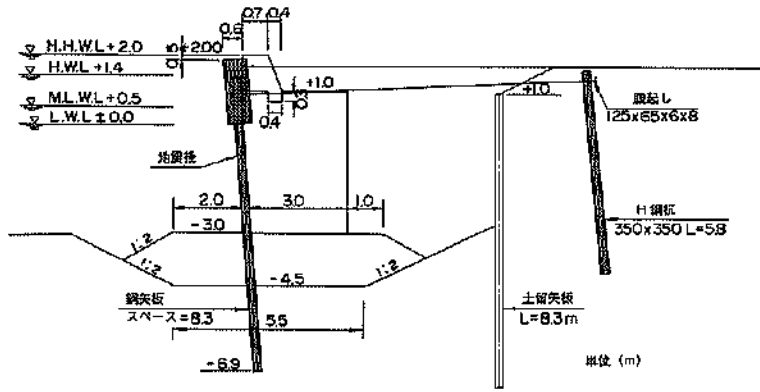


图—4.3.17 被災状況平面図 (長万部漁港、㊸用地護岸)



图—4.3.18 標準断面図・被災状況断面図 (長万部漁港、㊸用地護岸 北側9.5m)

用地(取付護岸)標準断面図



図一4.3.19 標準断面図・被災状況断面図(長万部漁港、㊸用地護岸 南側10.0m)



写真一4.3.12 上部工の亀裂発生状況(長万部漁港、㊸用地護岸)

4.4 上磯漁港

4.4.1 概要

上磯漁港は、図-2.2.2に示すように、北海道西南部、渡島半島の南部中央に位置する漁港である。当町は、江戸期に漁業集落が形成され、幕末期の箱館開港に伴って農業開拓が進んだ。

明治期には周辺で鮑養殖業、鮭孵化事業が始まり、漁獲高は年を追う毎に増加した。明治40年には鮭人工孵化場が落成し、翌年には上磯漁業組合が設立されるなどして漁業は基幹産業としての役割を担ってきた。昭和26年には第一種漁港として指定を受け、戦後は採る漁業から育てる漁業への方針が徹底した。昭和41年には養殖漁業が本格的に始められ、今日まで安定した漁業が行われている。

漁業整備は、昭和26~29年まで簡易工事が行われ、その後、改修・修築を経て、昭和62年には道単整備が行われた。

4.4.2 各施設の被害

上磯漁港の平面図および被害のあった各施設の施設番号を図-4.4.1に示す。以下に被害状況を述べるが、各施設の位置については、同図中に示す各被害施設の施設番号で対応させるものとする。また、各施設の構造、被害に関する総括を表-4.4.1に示す。尚、上磯漁港の土質条件として、図-4.4.1中に示す土質調査位置における土質条件を図-4.4.2~4.4.8に示す。

(1) 南防波堤 (施設番号①)

本施設は、平成3年に完成した延長220.5mの二重鋼管矢板式(消波工付)の防波堤である。本施設の被災状況平面図・縦断面図を図-4.4.7、標準断面図を図-4.4.8に示す。また、被災状況を写真-4.4.1~4.4.2に示す。

本施設の被災延長は221.5mである。被害としては、本工が全延長にわたって沈下し、上部工には部分的に最大24cmの陥没が生じ、鋼管矢板法線に沿って2cm程度のクラックが生じた。また、消波ブロックが沈下・散乱し、南防波堤先端部では消波工天端高が+4.5mから+2.0m以下に下がった。

(2) 南護岸・西護岸 (施設番号②)

南護岸は昭和58年、西護岸は昭和57年に完成し、それぞれ施設延長20mおよび285mの二重矢板式の消波工付護岸である。本施設の被災状況平面図を図-4.4.9、標準断面図を図-4.4.10~4.4.11に示す。また、被災状況を写真-4.4.3~4.4.8に示す。

本施設の被災延長は、南護岸、西護岸でそれぞれ20m、15.2mであった。被害としては、胸壁の目地の開きが4~6cm程度発生した。上部工の沈下は最大で13cmであ

り、平均で8cm程度沈下している。消波ブロックは、全域にわたり0.7~1.2m程度沈下または散乱した。

(3) 東護岸 (施設番号③)

本施設は、昭和61年に完成した延長160.0mの自立式の鋼矢板式護岸である。本施設の被災状況平面図を図-4.4.12、標準断面図および被災後の変形図を図-4.4.13に示す。また、本施設の被災状況を写真-4.4.7~4.4.9に示す。

本施設の被災延長は132.5mである。被害としては、護岸法線のズレが終点から80mの区間で発生し、最大で45cmの法線のズレが発生した。また、エプロンの沈下は平均で16cm程度であり、最大沈下量は23cmであった。上部工とエプロンとの目地開きは最大で21cm生じ、矢板が港外側に最大で2°傾倒した。

(4) -2.5m物揚場 (施設番号④)

本施設は、昭和61年に完成した延長230mの控え鋼矢板式物揚場である。本施設の被災状況を図-4.4.14、標準断面図および被災後の変形図を図-4.4.15に示す。また、本施設の被災状況を写真-4.4.10に示す。

本施設の被災延長は230.2mである。被害としては、護岸法線が泊地に向かって全延長にわたり矢板本体および控え矢板が傾倒し、法線は最大で43cm変位した。また、上部工とエプロンの目地の開きが最大で15cm発生し、それに伴い路盤の沈下・陥没が見られた。隅角部においてはエプロンにクラックが発生した。

(5) 道路 (施設番号⑤)

本施設は、昭和61年に完成した延長667.2mのアスファルト舗装である。本施設の被災状況を、図-4.4.16、および写真-4.4.11~4.4.13に示す。

本施設の被災延長は629.2mであり、用地と合わせて数カ所で噴砂が確認され、液状化が発生したものと考えられる。被害としては、車道および皿型側溝が幅1.5~3.0m、高さ0.3~1.2m程度陥没し、車道も全面にわたって0.1~0.3m程度沈下した。道路横断方向のクラックは約4カ所で発生し、最大のものはクラック幅7cm、沈下10cm、長さ12mである。その他、縁石、皿型側溝の剝離が全域にわたって発生し、集水柵の破損が7カ所、集水柵管接続部の破損、集水管の突出、管渠沈下による逆勾配が発生した。

(6) 船揚場 (施設番号⑥)

本施設は、昭和61年に完成した延長50mのブロック張式船揚場である。本施設の被災状況平面図を図-4.4.17、標準断面図を図-4.4.18に示す。また、本施設の被災状況を写真-4.4.14~4.4.15に示す。

本施設の被災延長は50.2mである。被害としては、コン

クリートブロックに最大で幅18cmのクラックが約14m 15cm程度の目地開き、斜路先端部において20cm程度の沈下が生じた。

表一4.4.1 各施設の構造・被害に関する総括（上磯漁港）

施設番号	施設名	完成年度	施工延長	構造形式	復旧延長	被災金額（千円）	査定番号	被災状況概要
(1)	南防波堤				221.5	118,298	128	堤体づれ、堤体沈下、 胸壁傾倒、消波工沈下
	南防波堤	H.3	220.5	消波工付二重鋼管矢板式	221.5			
(2)	南・西護岸				35.2	9,887	129	堤体づれ、路盤沈下
	南護岸	S.58	20.0	消波工付二重鋼矢板式	20.0			
(2)	西護岸	S.57	285.0	消波工付二重鋼矢板式	15.2			
(3)	東護岸				132.5	26,714	130	堤体づれ、胸壁傾倒 堤体沈下
	東護岸	S.61	160.0	矢板式（自立鋼矢板）	132.5			
(4)	-2.5m岸壁 - 道路				729.4	124,978	131	路盤陥没、クラック 法網づれ、矢板傾倒
	-2.5m物揚場	S.61	230.0	矢板式（捻え直杭）	230.2			
(5)	道路	S.61	667.2		629.2			
(6)	船揚場				50.2	18,919	132	クラック、ブロックづれ
	船揚場	S.61	50.0	ブロック張式	50.2			

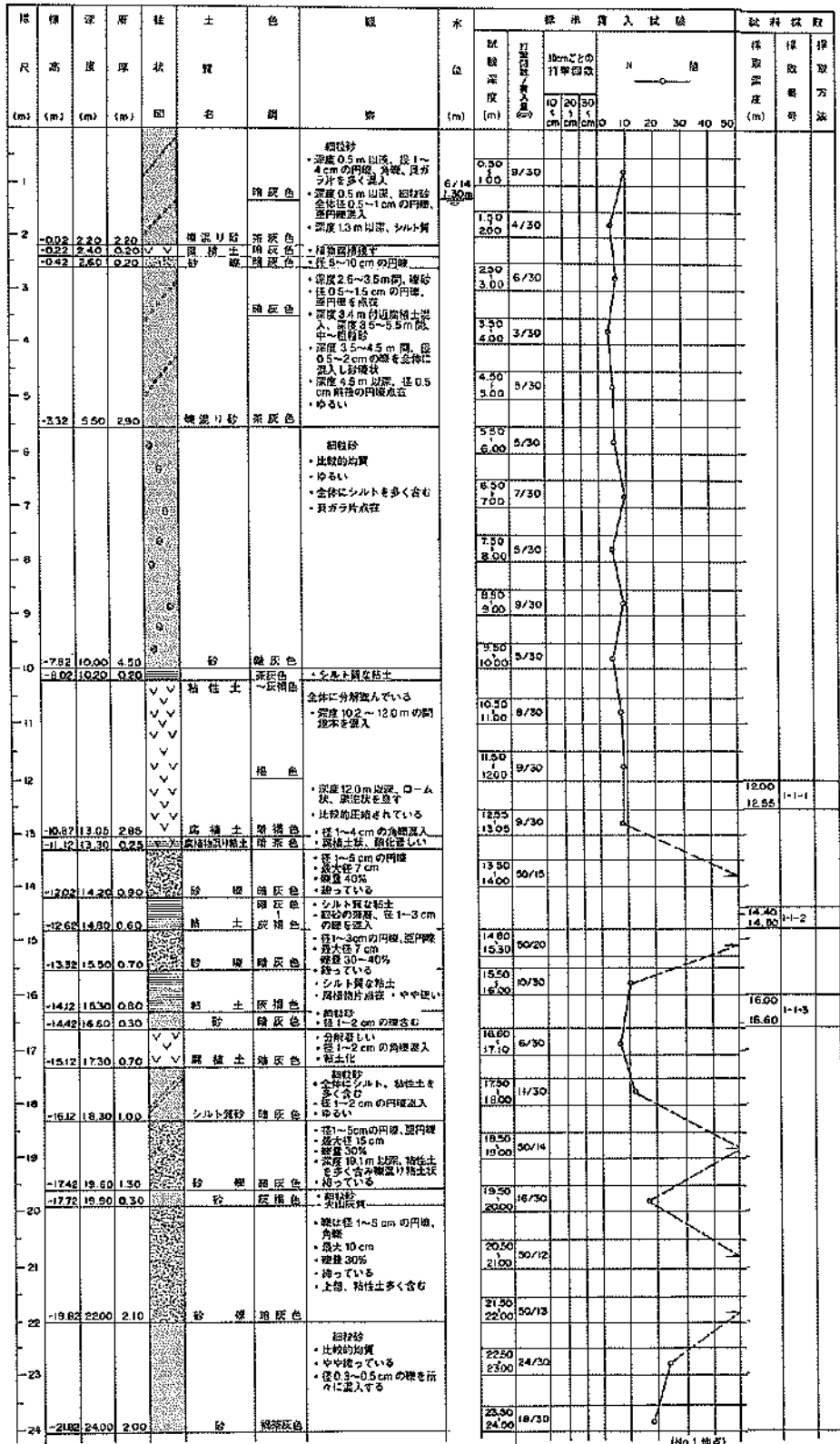
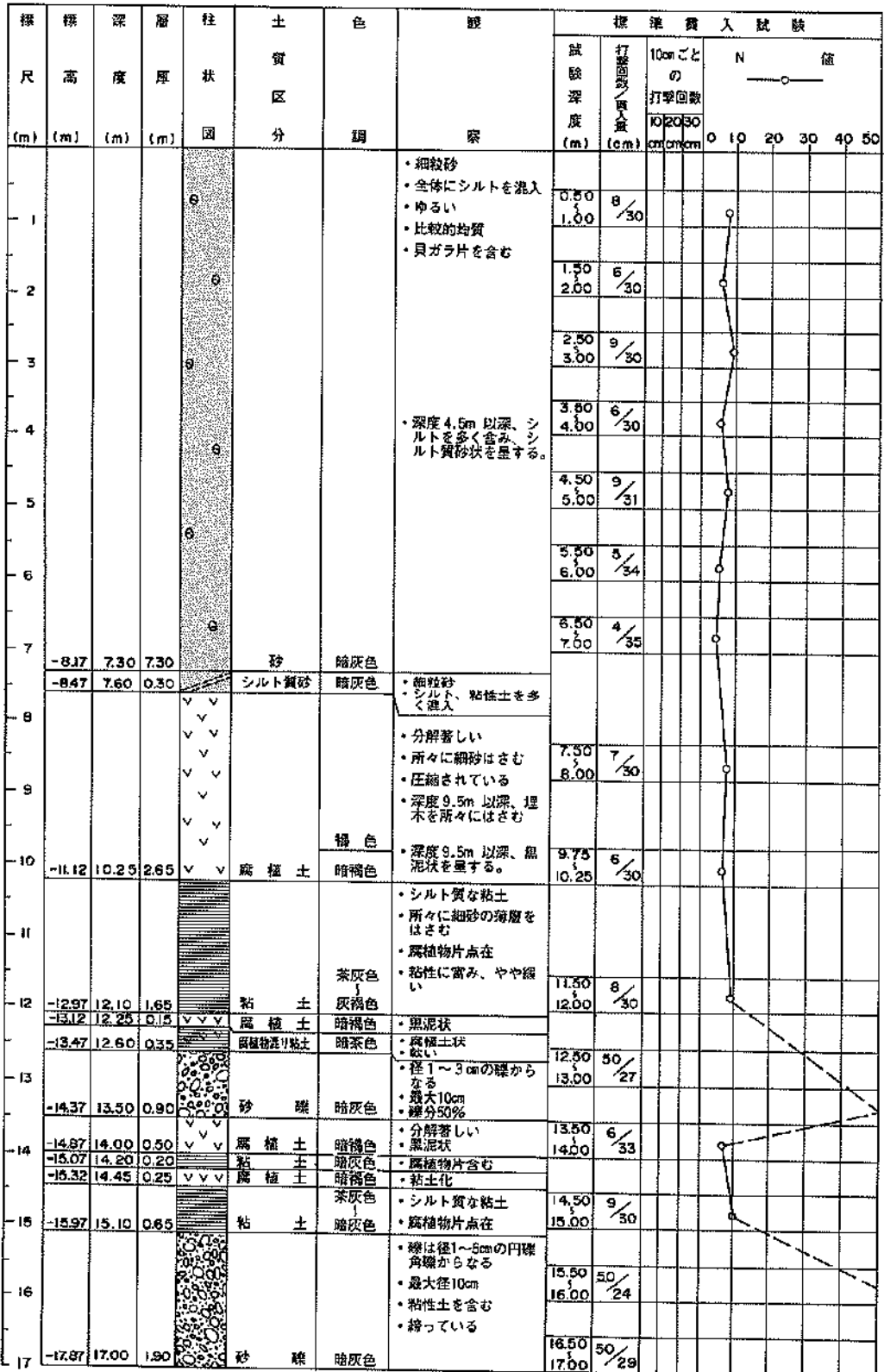


図-4.4.2 上磯漁港の土質 (No. 1地点)



(NO.2地点)

図-4.4.3 上磯漁港の土質 (No. 2 地点)

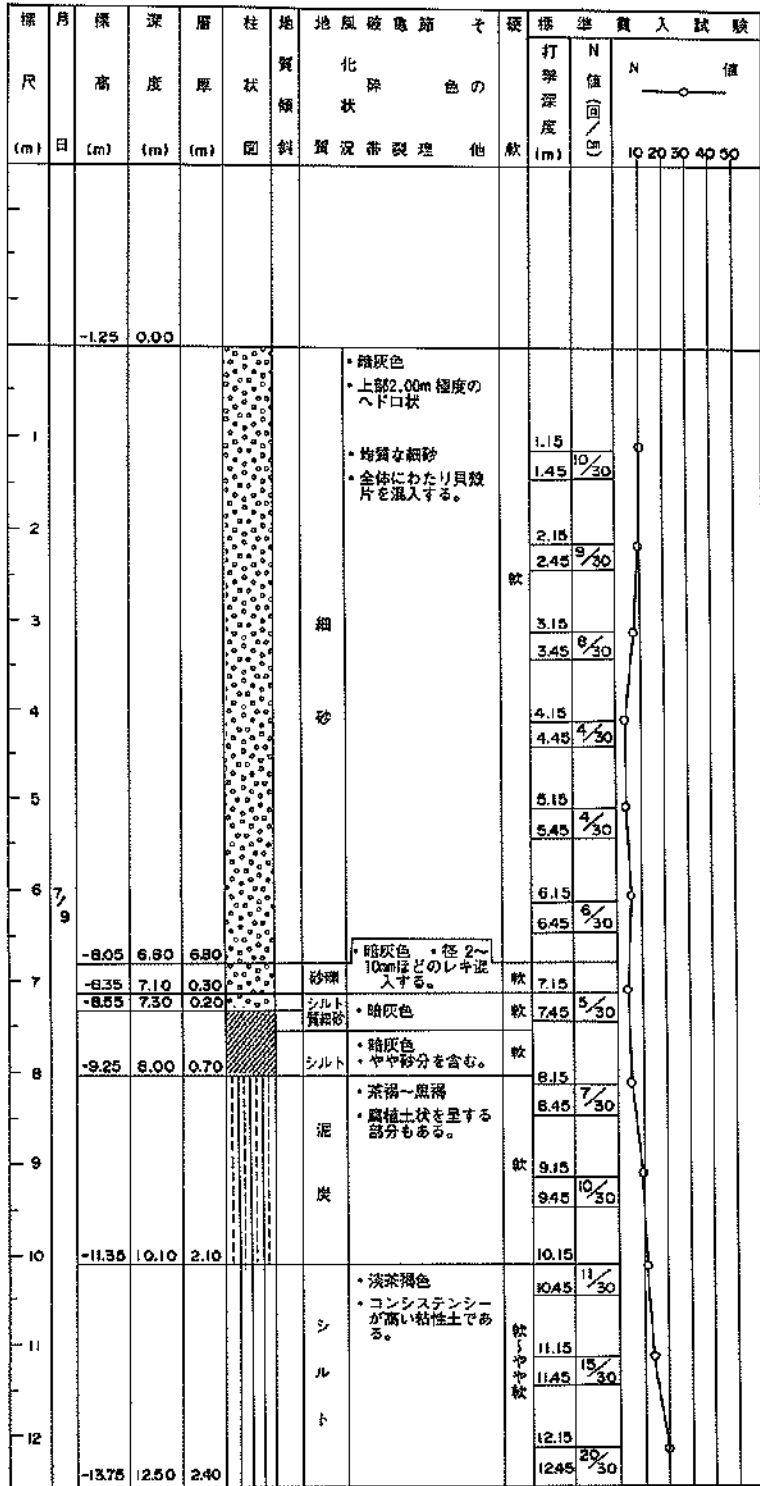


図-4.4.4 上磯漁港の土質 (No.3地点)

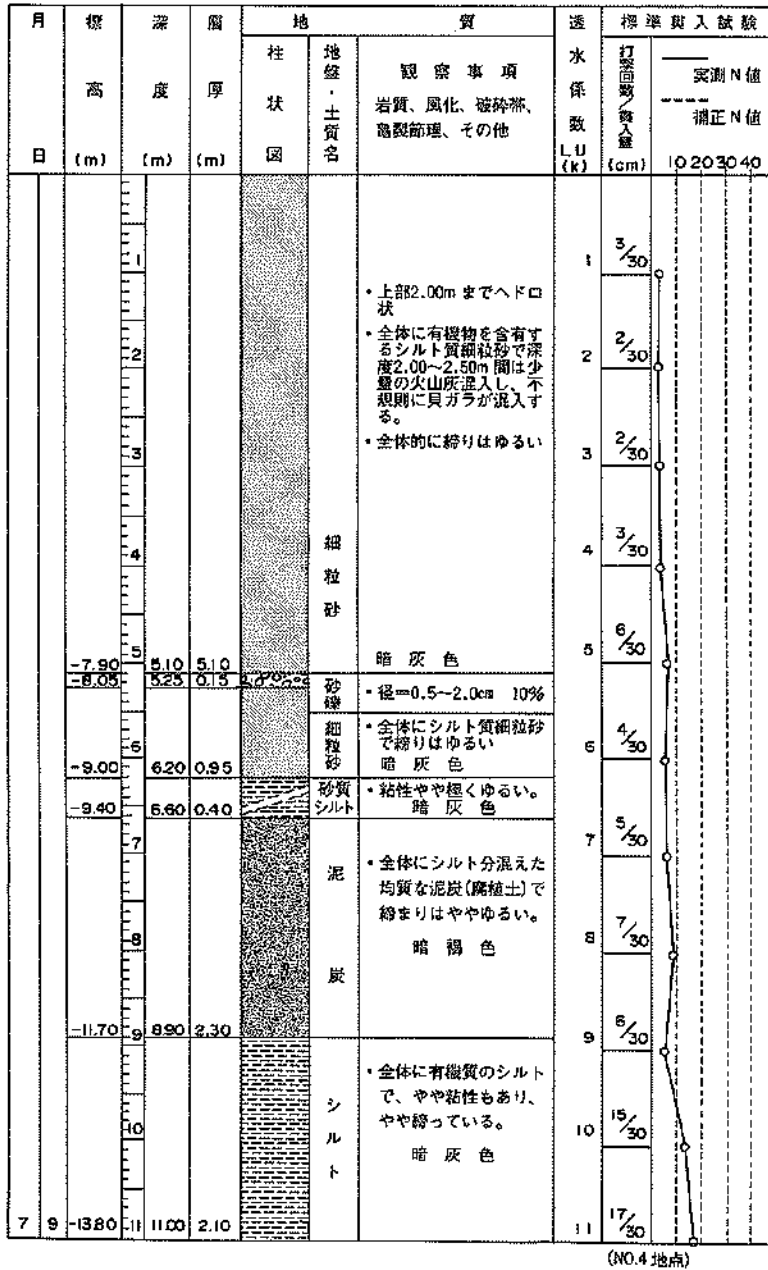
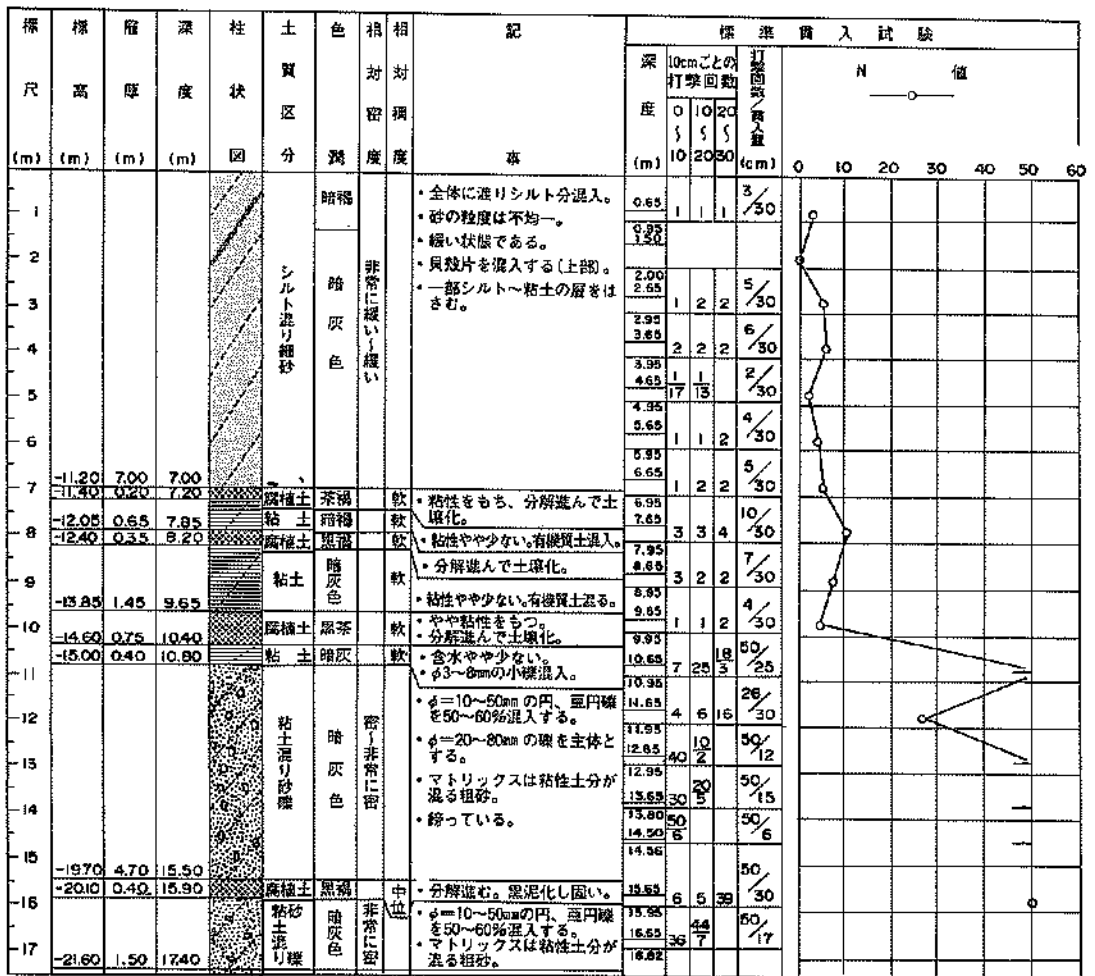
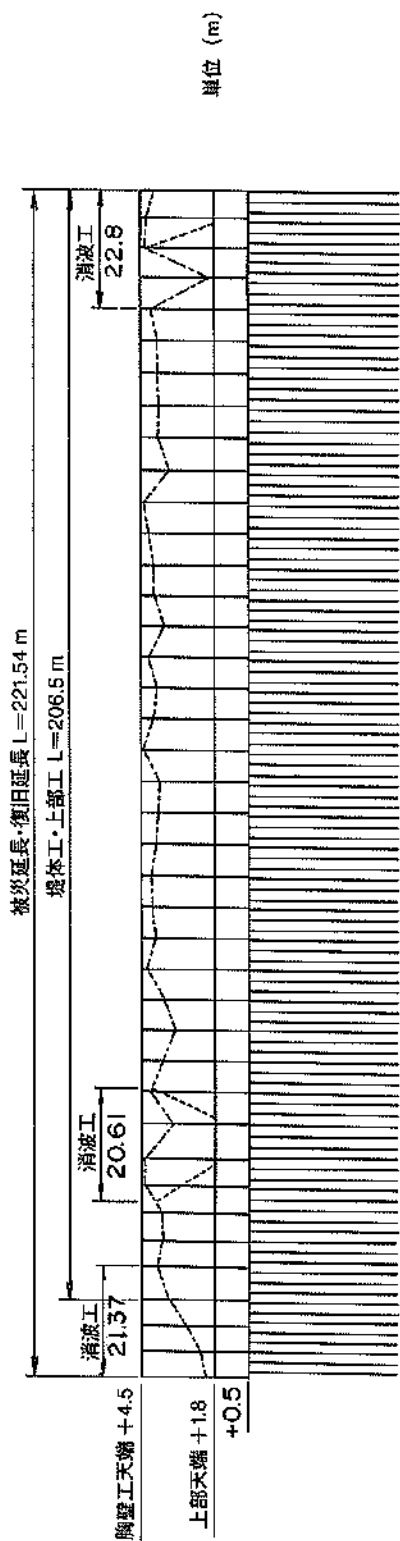
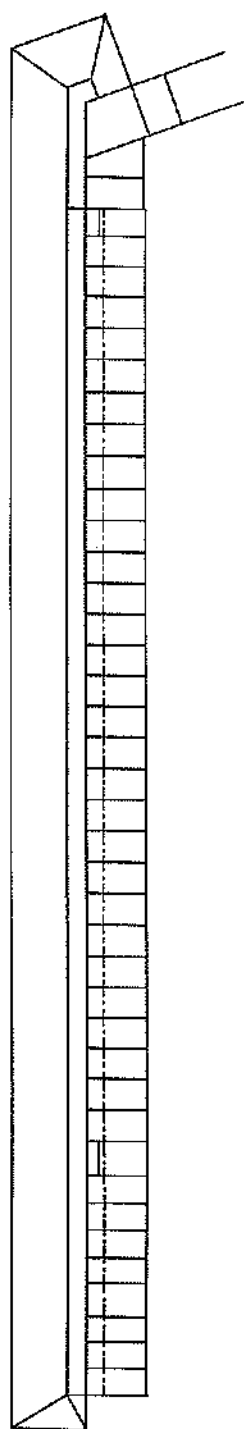


図-4.4.5 上磯漁港の土質 (No.4 地点)



(No.5地点)

図-4.4.6 上磯漁港の土質 (No.5地点)



沈下量	距離	測点	(cm)	(m)	(m)
		520.45	0.00		
		524.40	4.96		
		510.47	5.02		12
		514.47	5.00		12
		508.08	6.39		13
		503.41	4.67		13
		498.20	5.21		13
		493.15	5.05		13
		488.14	5.01		13
		481.93	6.21		10
		476.09	5.84		10
		470.31	5.78		13
		464.45	5.86		13
		458.61	5.84		11
		452.80	5.71		11
		448.94	5.96		9
		441.09	5.85		9
		435.25	5.84		6
		429.47	5.78		6
		423.56	6.91		11
		417.83	5.73		11
		412.01	5.82		13
		406.20	5.81		13
		400.40	5.80		7
		394.57	5.83		7
		388.77	5.80		5
		383.01	5.76		5
		377.20	5.81		12
		371.38	5.82		14
		365.58	5.80		14
		359.81	5.77		19
		353.89	5.92		19
		348.14	5.75		19
		342.31	5.83		10
		336.51	5.80		10
		330.71	5.80		7
		324.84	5.87		7
		319.06	5.79		5
		313.28	5.78		10
		307.91	5.37		10

图—4.4.7 被災状況平面図・縦断面図 (上磯漁港、①南防波堤)

南防波堤標準断面図

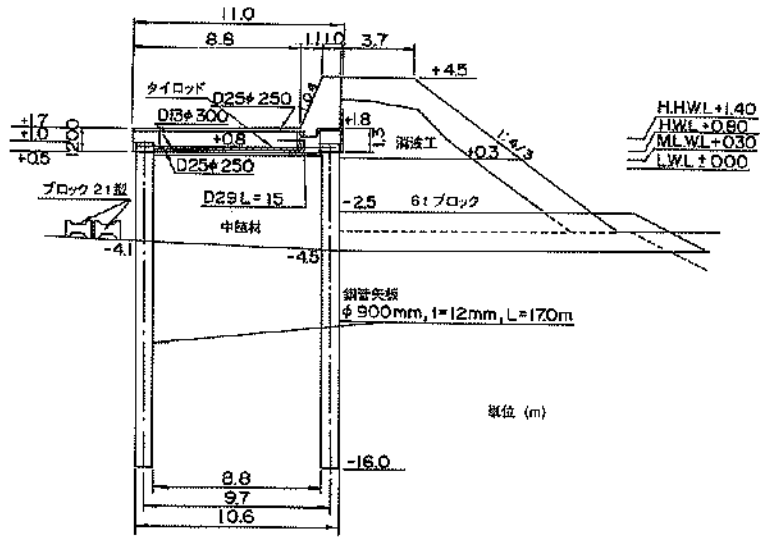


図-4.4.8 標準断面図 (上磯漁港、①南防波堤)

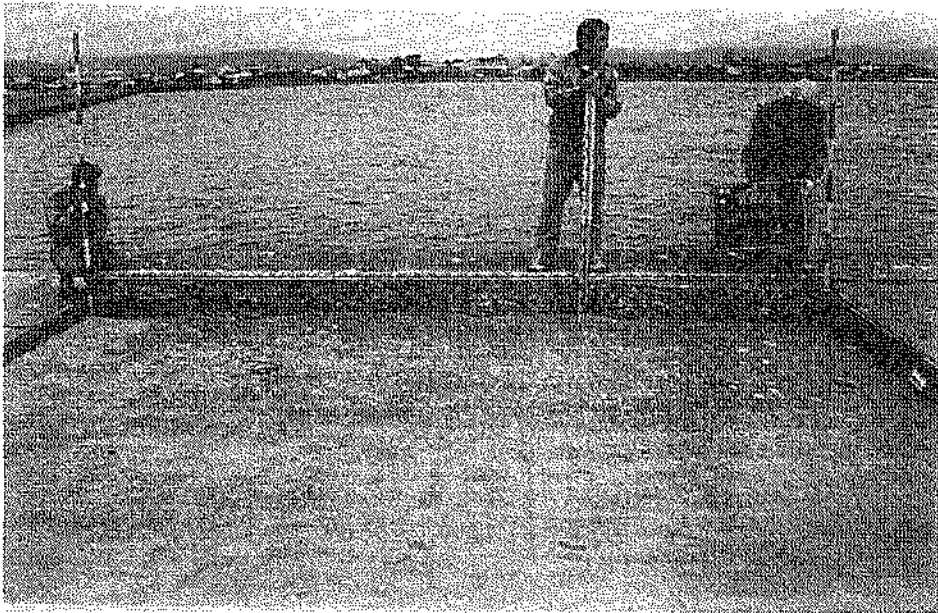
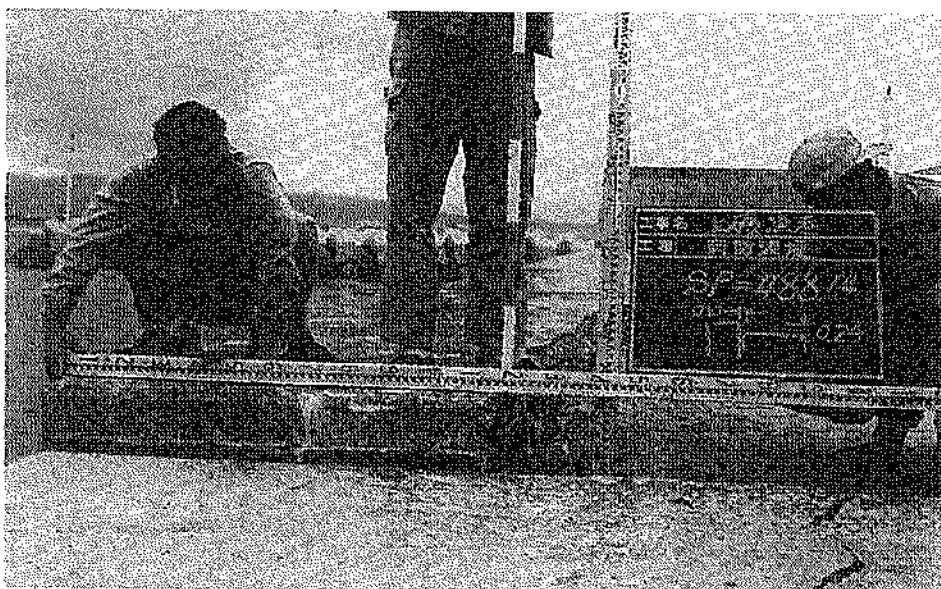
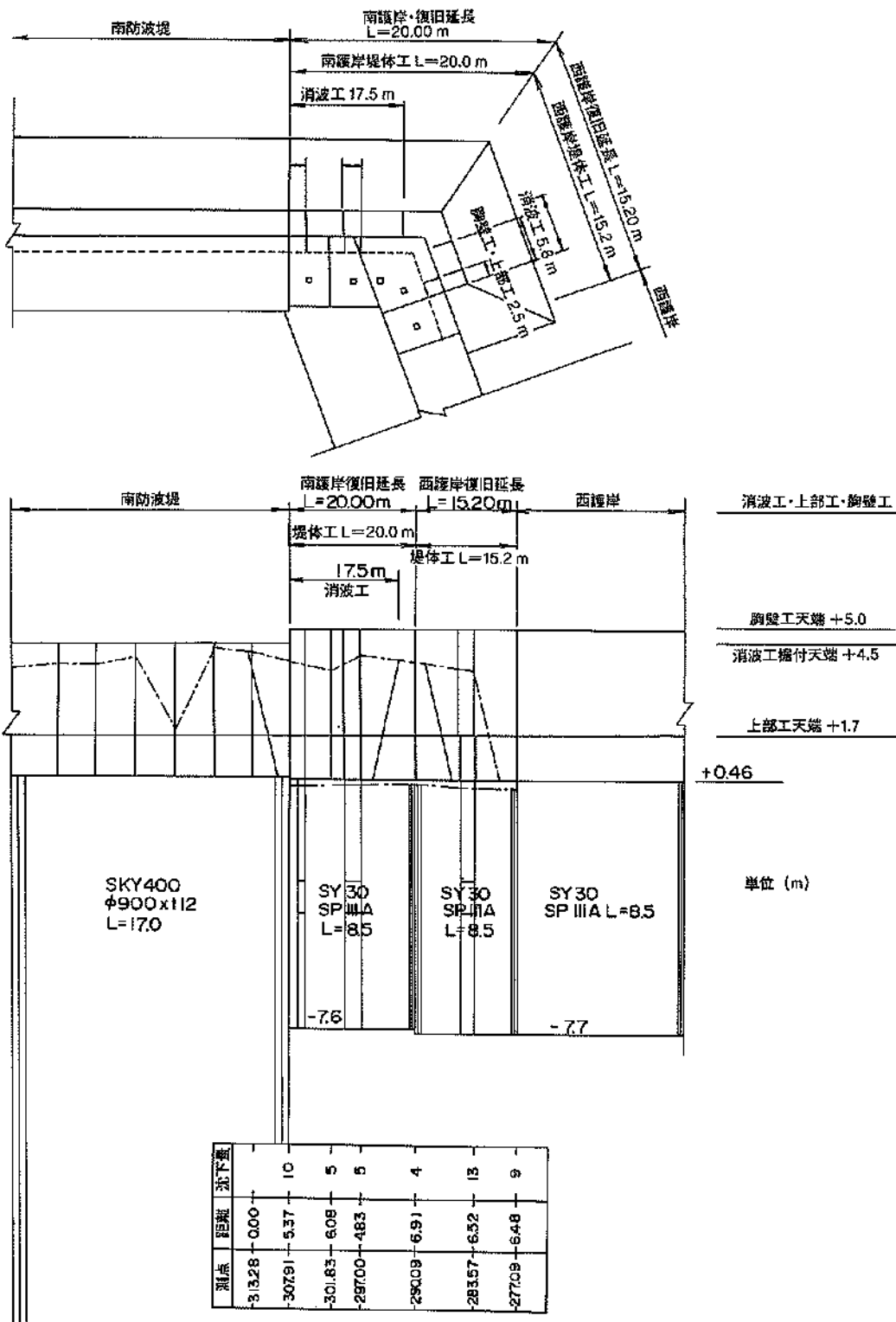


写真-4.4.1 エプロン部の沈下・亀裂状況 (上磯漁港、①南防波堤、SP488.14)

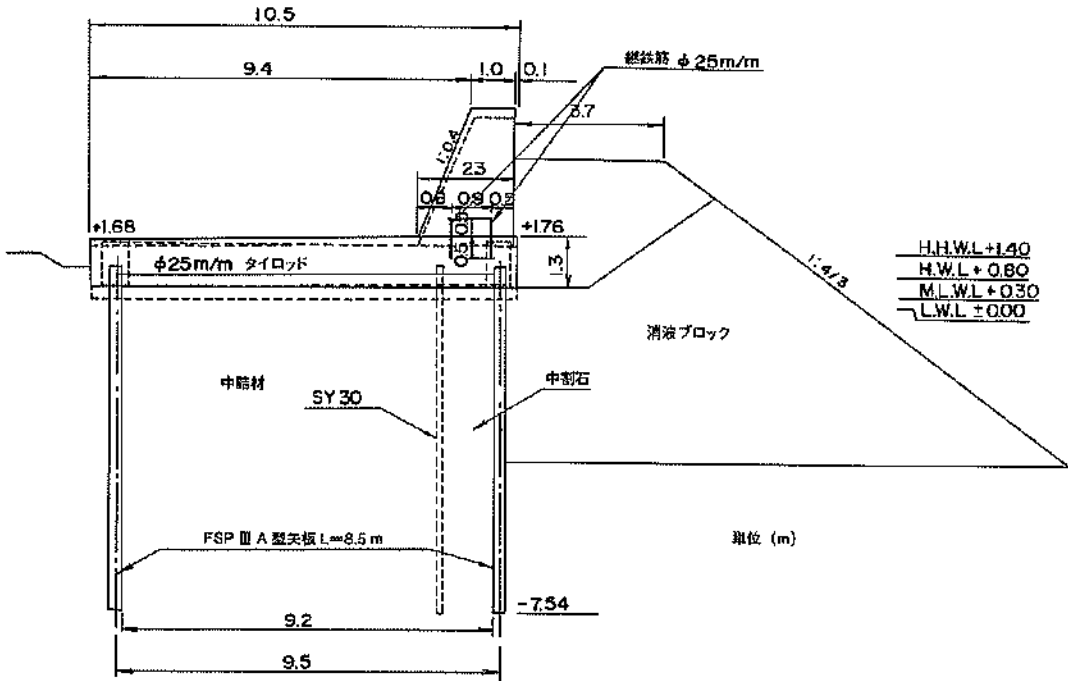


写真—4.4.2 エプロン部の沈下・亀裂状況（上磯漁港、①南防波堤、SP488.14）



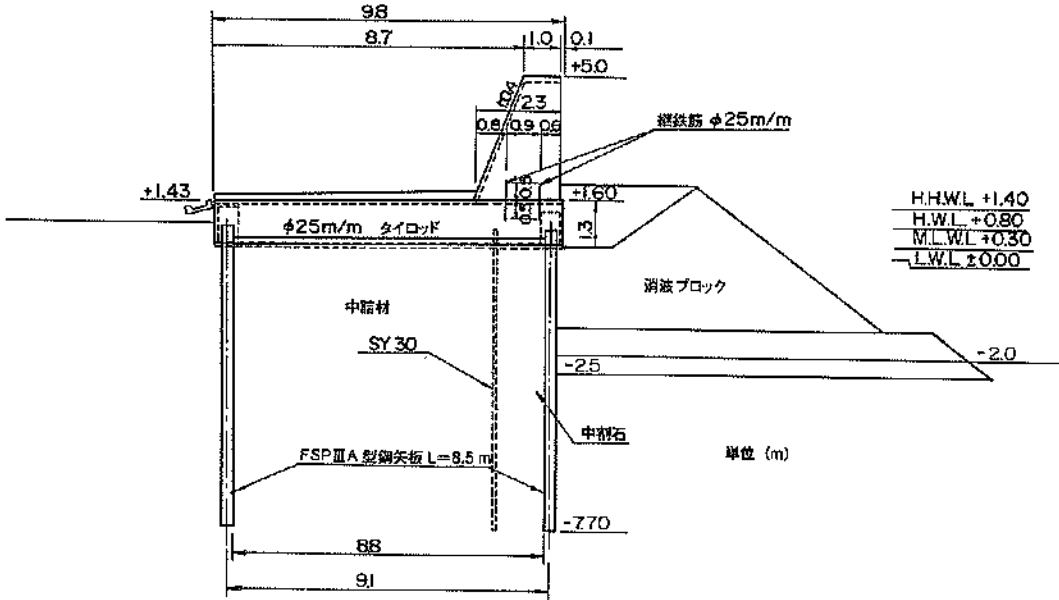
図一4.4.9 被災状況平面図・縦断面図（上磯漁港、②南護岸・西護岸）

南護岸標準断面図

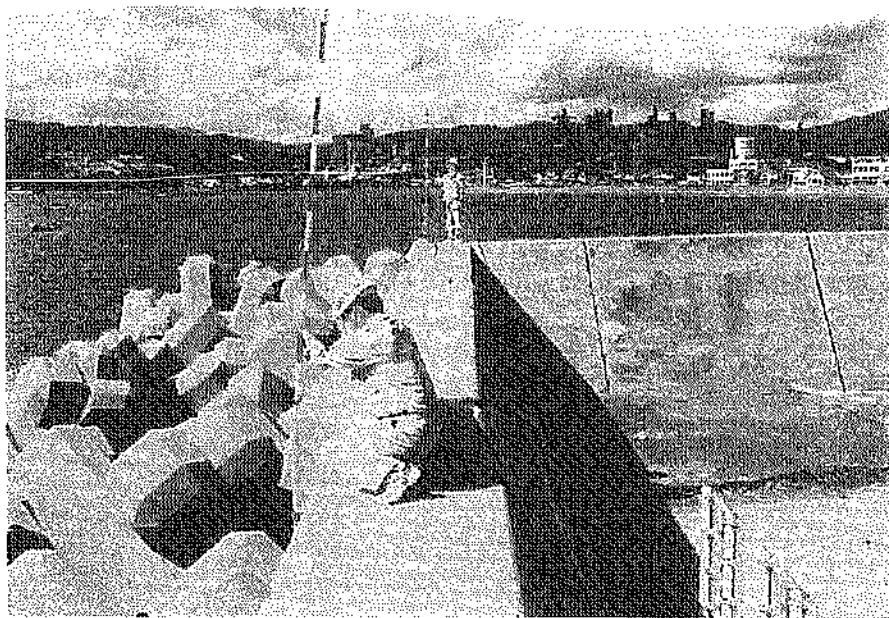


図—4.4.10 標準断面図 (上磯漁港、②南護岸)

西護岸標準断面図



図—4.4.11 標準断面図 (上磯漁港、②西護岸)



写真—4.4.3 南護岸全景（上磯漁港、㊸南護岸）



写真—4.4.4 エプロン部の沈下状況（上磯漁港、㊸南護岸）



写真-4.4.5 エプロン部の沈下・亀裂・段差状況（上磯漁港、②南護岸）

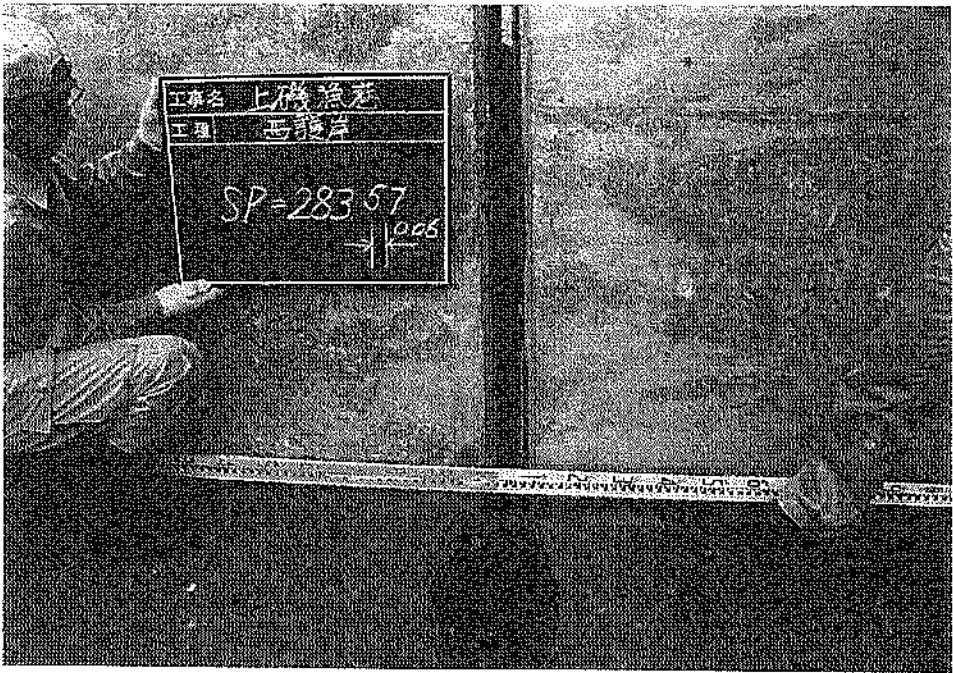
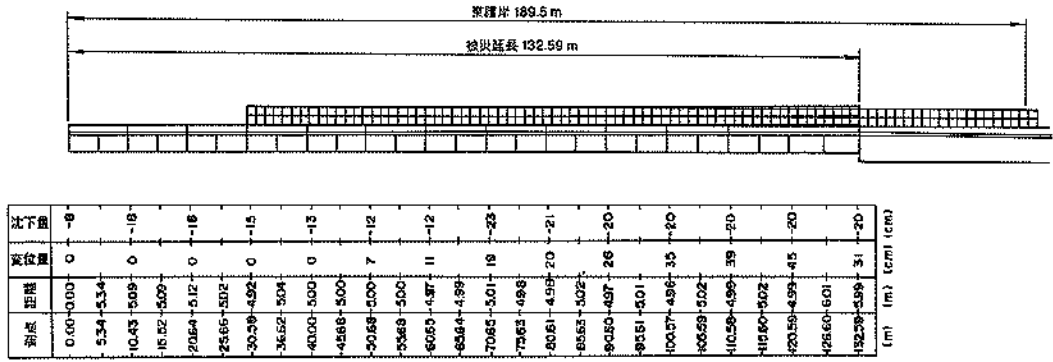
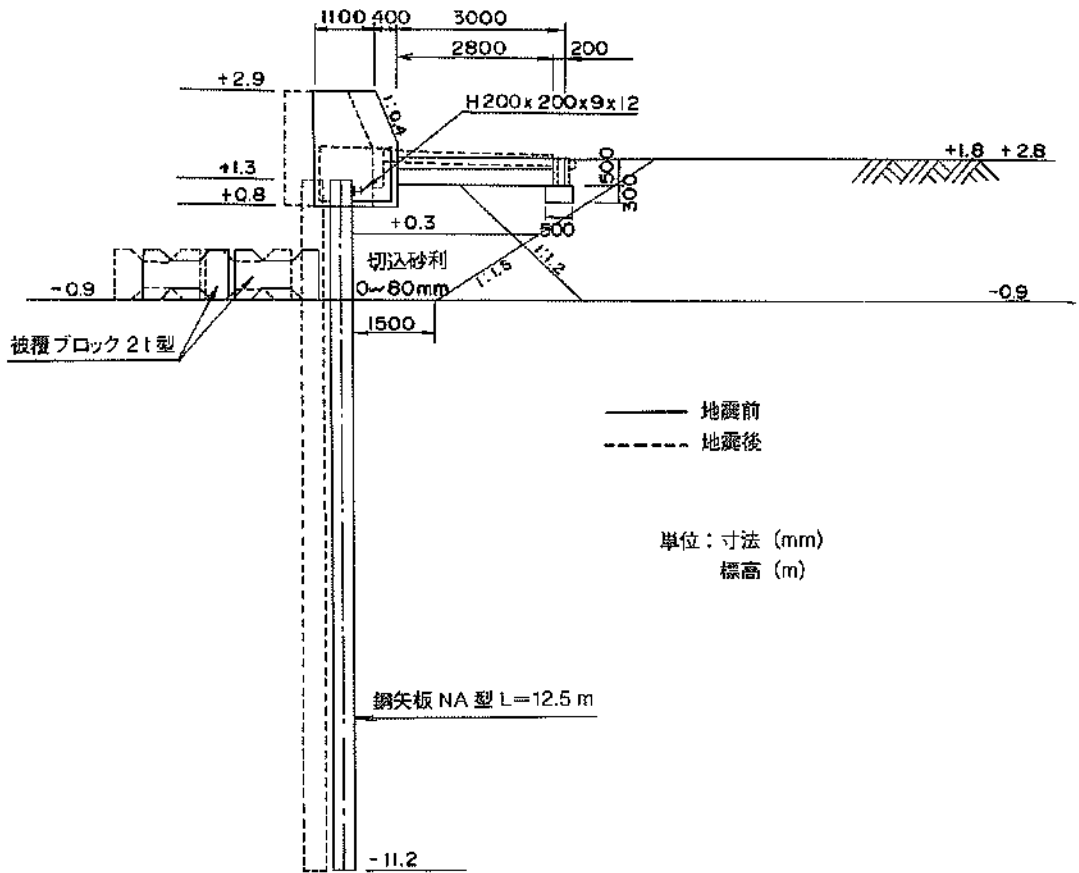


写真-4.4.6 上部工の開き、エプロン部の陥没状況（上磯漁港、②西護岸）



図一4.4.12 被災状況平面図（上磯漁港、③東護岸）



図一4.4.13 標準断面図・被災後の変形図（上磯漁港、③東護岸）

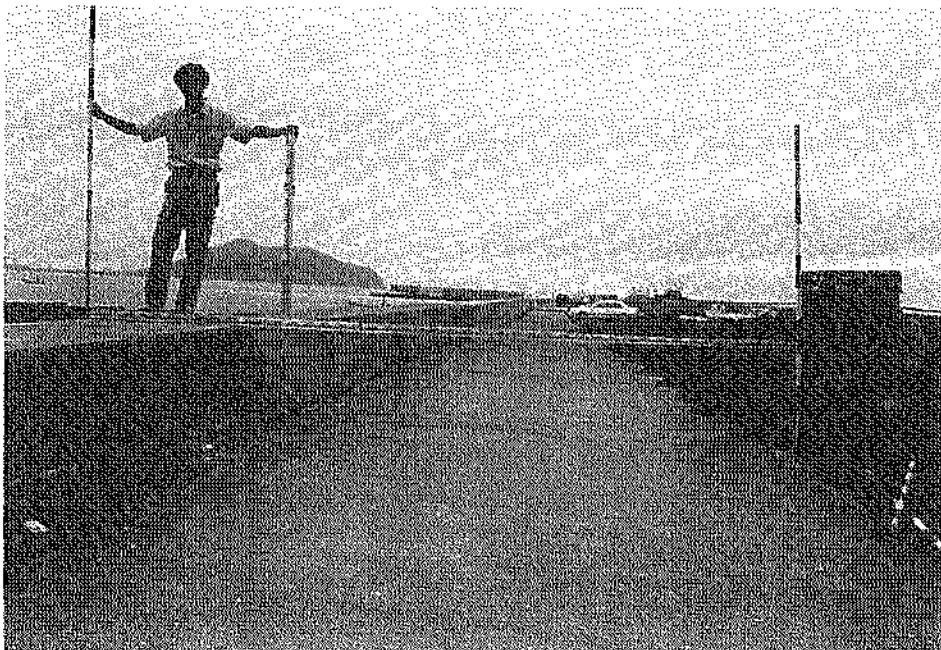


写真-4.4.7 東護岸全景（上磯漁港、㊸東護岸）

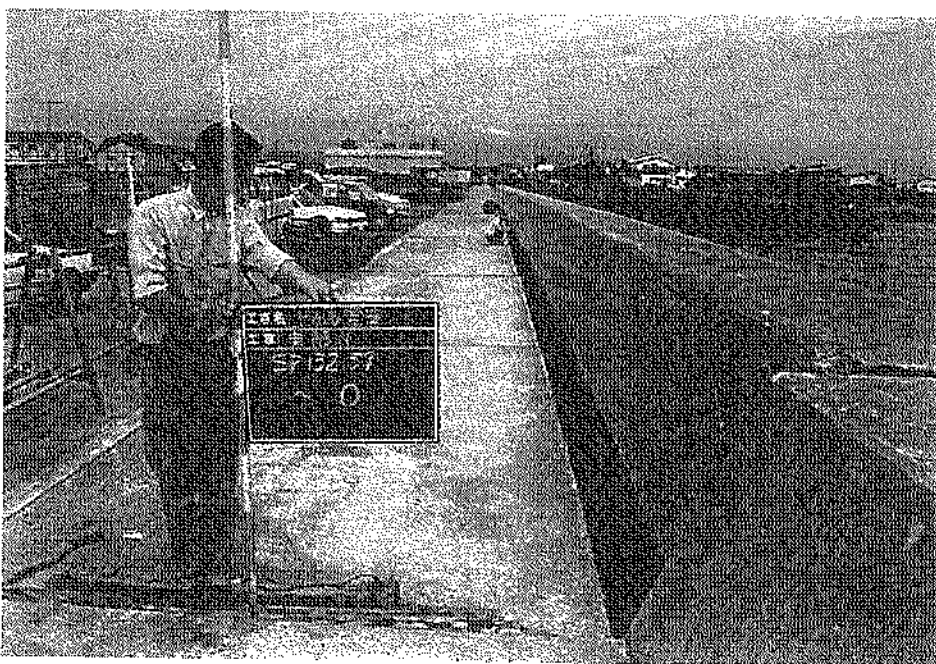


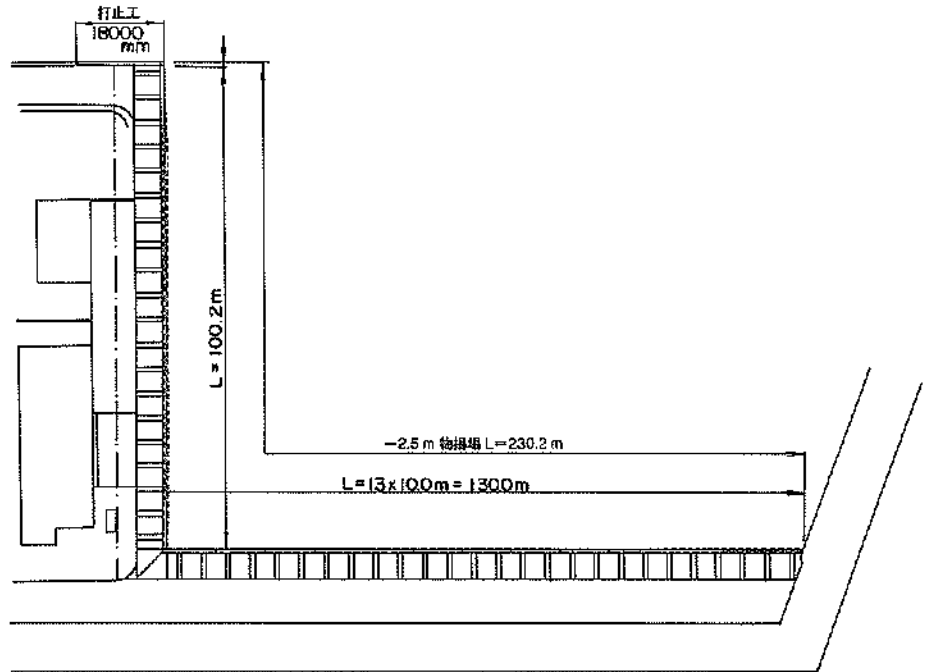
写真-4.4.8 上部工の変位状況（上磯漁港、㊸東護岸）



写真-4.4.9 エブロン部の沈下状況 (上磯漁港、③東護岸)

水深	埋深	観測点
0.70	0.00	0
7.50	6.80	0
10.80	3.30	28
20.79	9.98	35
30.87	10.08	40
40.78	9.91	37
50.73	9.95	34
60.79	10.06	34
70.76	9.93	34
80.78	10.00	32
90.78	10.00	29
95.84	5.26	27
100.20	4.88	0
100.70	0.80	0
102.00	1.50	0
106.40	4.20	0

(m) (m) (cm)



実位置	距離	測点
153.40	0.00	6
157.00	3.60	6
161.57	7.17	9
168.82	15.35	24
174.75	19.35	26
181.19	24.44	35
187.60	24.41	36
193.94	30.32	37
200.35	36.43	33
206.77	42.29	29
213.20	48.83	32
219.60	54.90	34
225.94	60.36	33
232.19	66.23	35
238.25	72.43	28
245.02	78.60	25
251.43	84.41	28
257.83	90.40	30
264.25	96.42	30
270.68	102.43	30
277.09	108.41	35
283.57	114.98	43
289.93	121.60	30

(m) (m) (cm)

図-4.4.14 被災状況平面図 (上磯漁港、④-2.5m 物揚場)

④-2.5m 物揚場標準断面図

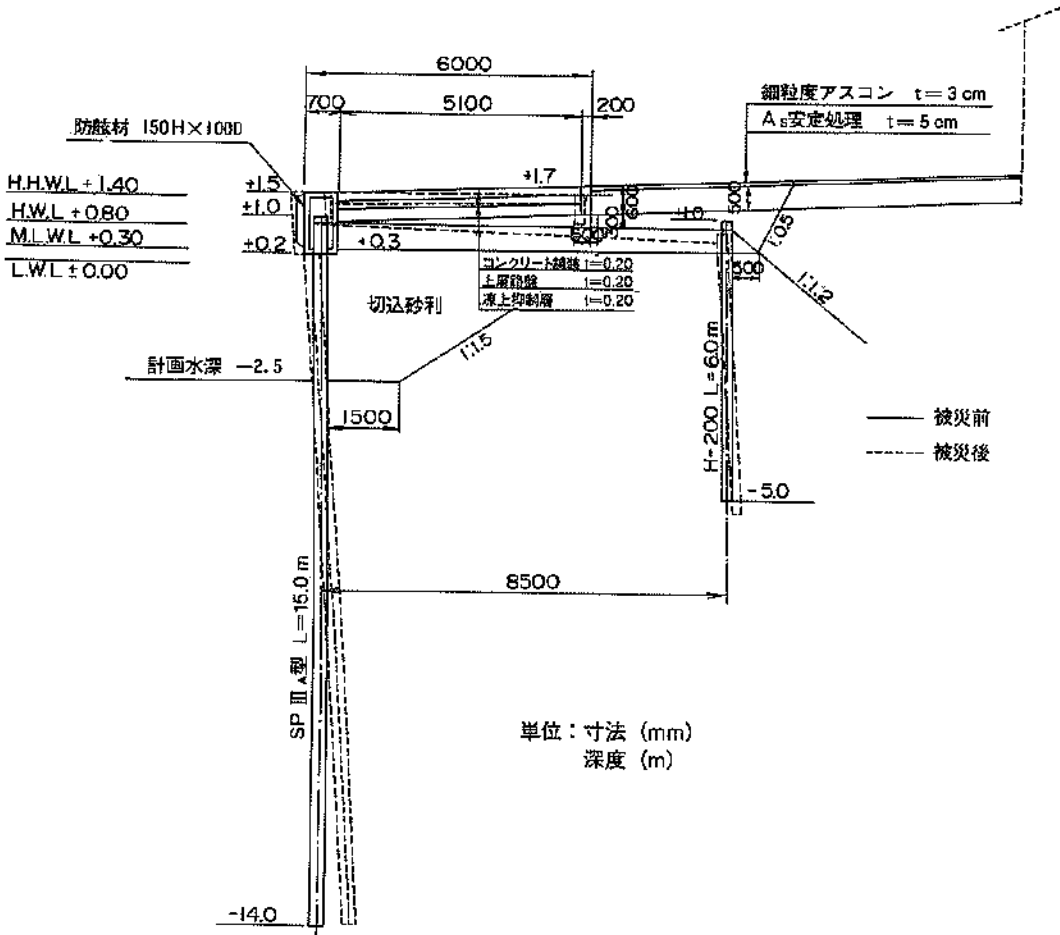


図-4.4.15 標準断面図 (上磯漁港、④-2.5m 物揚場)

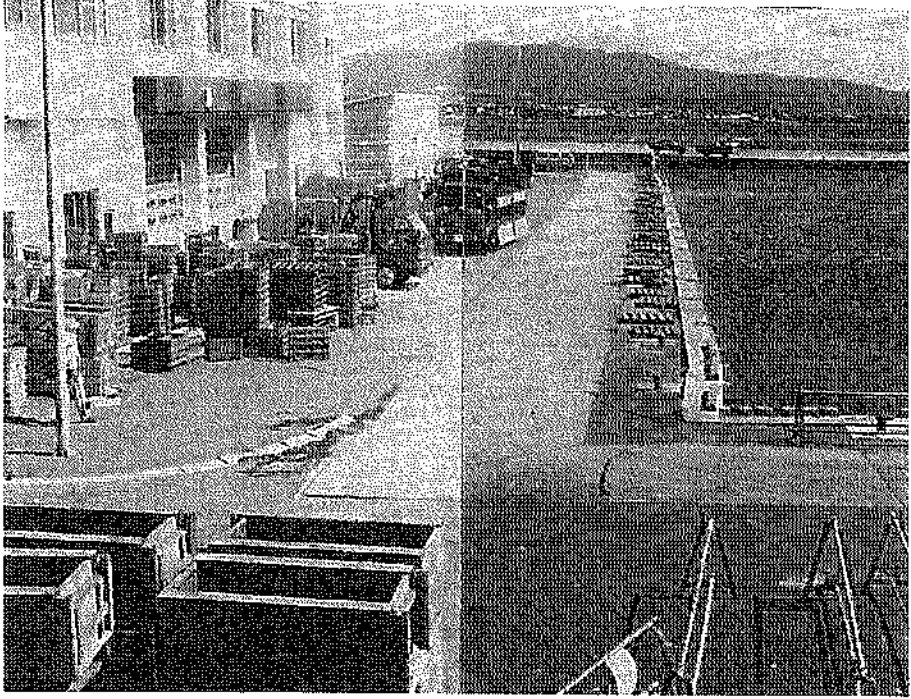


写真-4.4.10 法線の変位状況（上磯漁港、④-2.5m 物揚場）

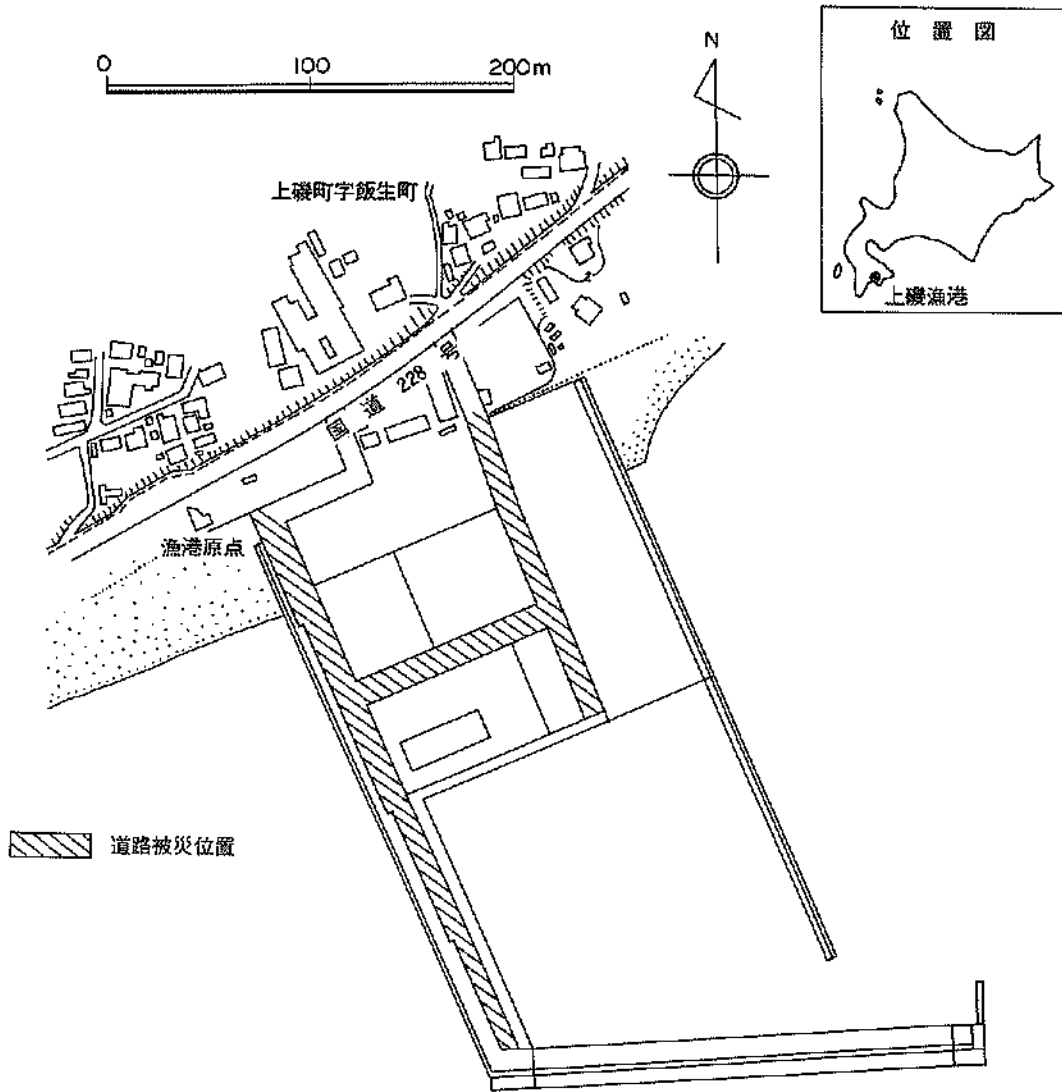
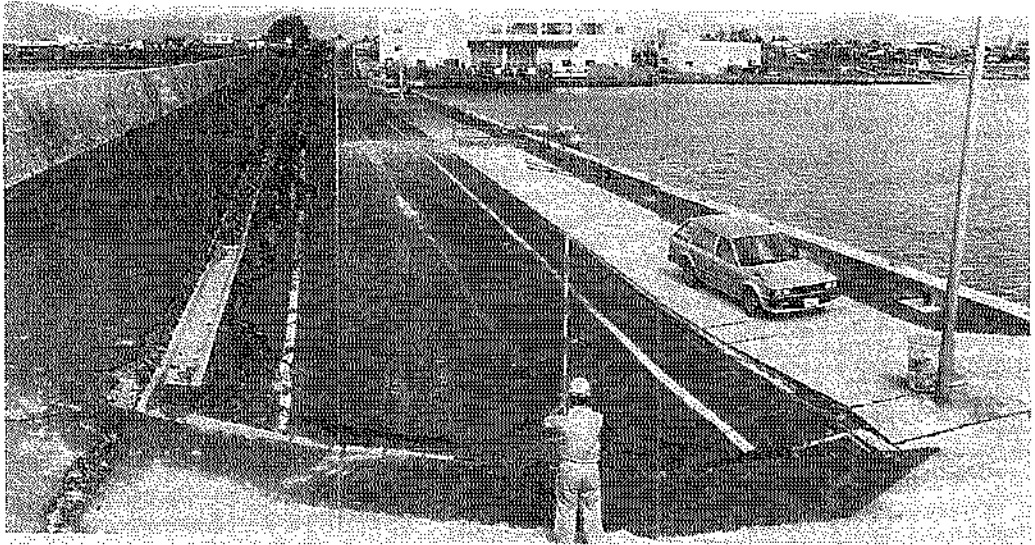
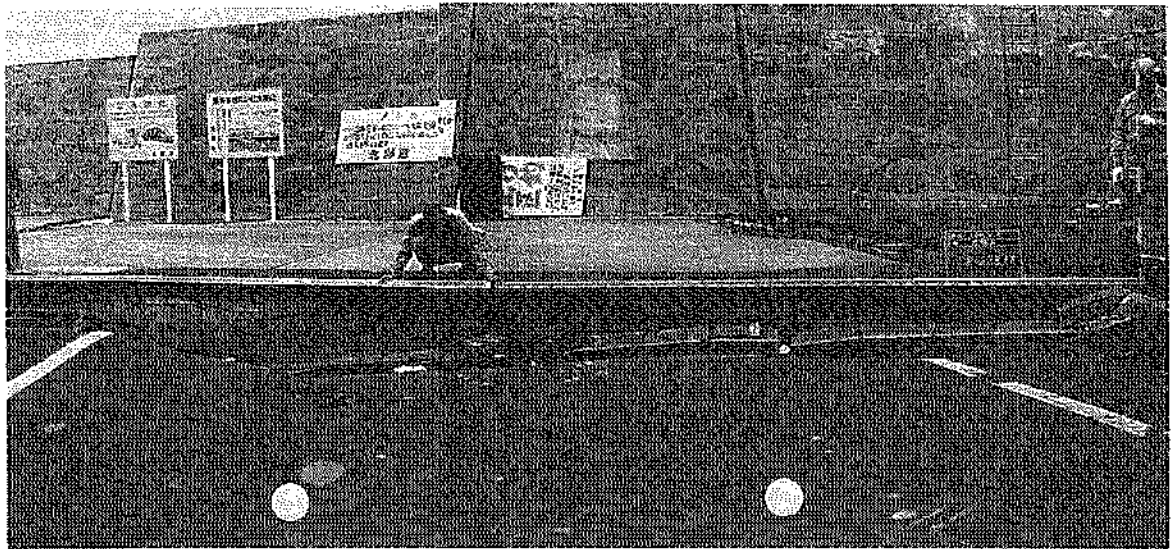


図-4.4.16 被災状況平面図（上磯漁港、⑤道路）



写真—4.4.11 西護岸背後道路の被災状況（上磯漁港、㊦道路）



写真—4.4.12 西護岸背後道路の被災状況（上磯漁港、㊦道路）

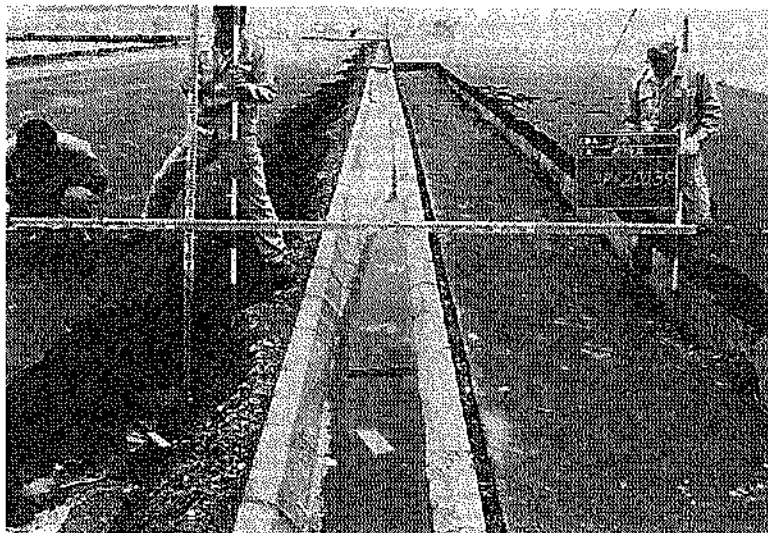


写真-4.4.13 西護岸背後道路の被災状況（上磯漁港、㊦道路）

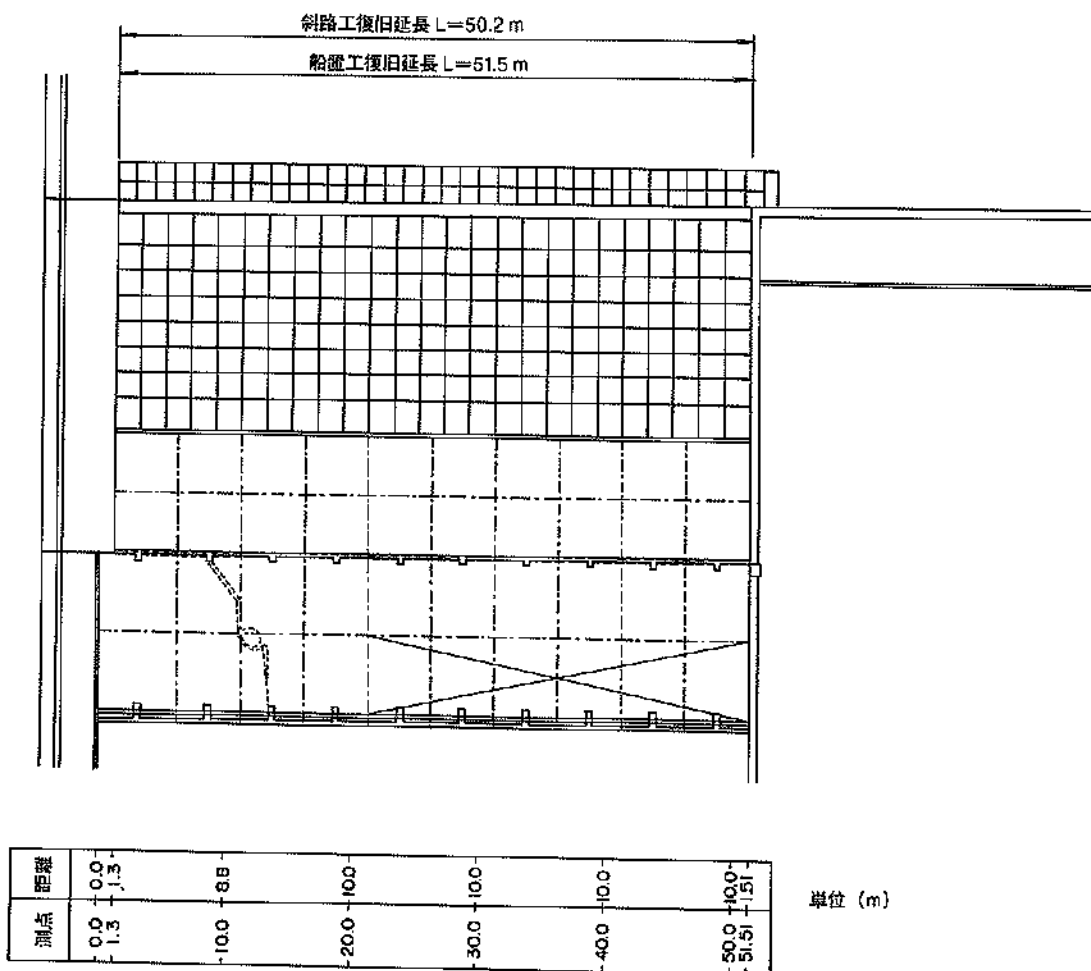
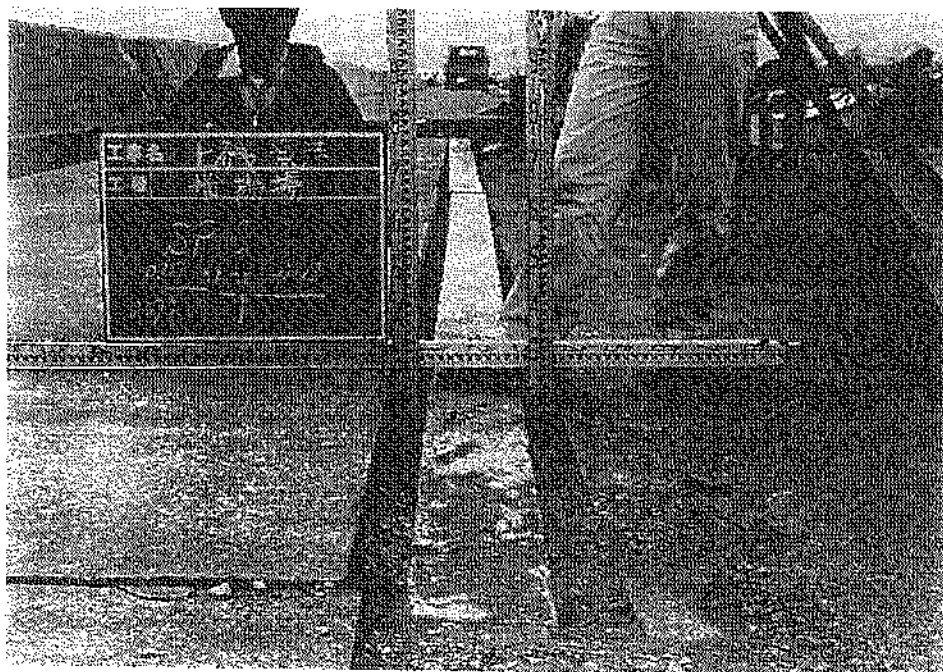


図-4.4.17 平面図（上磯漁港、㊦船揚場）



写真—4.4.14 船揚場の亀裂（上磯漁港、㊸船揚場）



写真—4.4.15 船揚場打止工の開き（上磯漁港、㊸船揚場）

5. 港湾施設の機能制限

5.1 奥尻港

(1) 地震後の各施設の利用状況

奥尻港の各種施設の地震後の利用状況を表-5.1.1に示す。同表に示す各種施設の番号は図-5.1.1に示す番号と一致している。また、地震後の岸壁の利用欄に示す「現在」とは、平成6年4月末日現在を示す。

表-5.1.1に示すように、被災した13施設のうち6施設が完全に使用禁止あるいは部分的に使用禁止等の処置が施されている。これら6施設の使用制限の詳しい内容を表-5.1.2に示す。同表中には、東外物揚場(①)が示されていないが、表-5.1.1の岸壁の利用欄に示されているように、曲柱・防舷材の脱落のため使用不可とされた。フェリー岸壁の泊地では、障害物が除去される7月16日までフェリーの入船が禁止された。ただし、作業船、自衛艦等は入船している。泊地の障害物が除去された7月16日にフェリーの第一船がフェリー岸壁(-5.0m)に入船したが、曲柱が使用不可のため、岸壁から約5m離れて船のアンカーおよび直柱を利用して接岸した。乗客は船尾のランプウェイから乗降した。一方、代替岸壁として、-4.5m岸壁(②)が整備され、平成6年2月16日から利用されている。南物揚場、北埠頭-4.0m物揚場では堤体が倒壊した部分だけが接岸・荷役禁止とされた。

(2) 応急復旧工事

被災した各施設の応急復旧工事の内容、実施時期を表-5.1.2に示す。これらの施設では、倒壊した部分に石籠あるいはブロックを設置する工事が実施されている。被害の著しかったフェリー岸壁については、この他に8月20日から堤体の水中コンクリートによる根固、上載荷重の軽減のためのエプロン舗装の除去が実施された。泊地の障害物の除去は地震後直ちに実施されたが、石籠あるいはブロックの設置等の工事は、地震後数日経ってから実施された。

5.2 函館港

(1) 地震後の各施設の利用状況

函館港の各種施設の地震後の利用状況を表-5.2.1に示す。同表に示す各種施設の番号は図-5.2.1に示す番号と一致している。また、地震後の岸壁の利用欄には地震直後からの期間を5区分して示している。第一期間は地震直後からの一週間(平成5年7月13日~19日)、第二期間は平成5年度まで(平成5年7月20~平成6年3月31

日)、第3期間は平成6年度の予算が成立するまでの暫定予算期間(平成6年4月1日~6月30日)、第4期間は平成6年度末まで(平成6年7月1日~平成7年3月31日)、第5期間は平成7年度以降(平成7年4月1日以降)を示している。

同表に示すように、ほとんどの施設は地震後一週間で利用可能となっている。ただし、北埠頭の岸壁が平成6年度まで使用制限が実施される予定であり、港町地区係船杭が平成6年6月末まで使用禁止、北海道振興岸壁の供用開始は未定となっている。同表に示す34施設の内、13施設が地震による被災を受けているが、被災を受けた13施設の内、4施設で何等かの使用制限が行われており、3施設が使用禁止とされている。これら被災した13施設の詳細な使用状況を表-5.2.2に示す。

(2) 応急復旧工事

被災した施設の応急復旧工事の内容を表-5.2.2に示す。万代埠頭岸壁は地震後使用制限が実施されているが、これはコンベアピットの損傷によるものであり、このコンベアピットの応急処置等が実施された。北埠頭のB岸壁ではセメント圧送用パイプの応急修理が実施された。東日本フェリー接岸棧橋は背後埋立地の駐車場に段差、亀裂が生じたため、使用禁止の処置がなされたが、この駐車場の応急復旧を実施して、棧橋の供用が開始されている。

5.3 森港

森港の各種施設の地震後の利用状況を表-5.3.1に示す。同表に示す各種施設の番号は図-5.3.1に示す番号と一致している。また、地震後の岸壁の利用欄には地震直後からの期間を6区分して示している。これらの期間はそれぞれの施設の利用者と調整しながら復旧工事を実施するという観点から区分されている。これは表-5.3.2に示すように、ほとんどの被災施設の被害程度は軽微で、各施設の利用が可能であるという事情にもよっている。ただし、中央埠頭の2施設は被害が著しく復旧工事が終了するまで利用禁止とされている。

表-5.1.1 奥尻港の施設の地震後における利用状況

番号	施設名	階級 (D/F)	バース 数	水深 (m)	延長 (m)	完成年月日	構造形式	被災の有無	地震後の岸壁利用
①	埠頭東外物揚場	30	1	-4.0	140.90	昭和48年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	× (曲柱・防絏材脱落のため使用不可) (使用制限 地震後～平成6年4月末日現在)
②	埠頭東内物揚場	30	1	-3.0	149.25	昭和48年 月	ケーン式	有	○
③	埠頭東道路	-	-	-	224.11	昭和48年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	× (道路陥没のため使用不可) (使用制限 地震後～平成6年4月末日現在)
④	中央物揚場	30	1	-4.0	141.79	昭和54年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	○
⑤	南物揚場	3~10	1	-2.0	123.74	昭和45年 月	セガアブ ^o デッキ	有	一部：× (堤体倒壊部分L=23mは使用不可) (使用制限 地震後～平成6年4月末日現在)
⑥	埠頭北物揚場	30	1	-4.0	100.26	昭和45年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	○
⑦	埠頭南物揚場	30	1	-4.0	79.90	昭和45年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	○
⑧	岸壁 (-5.0m)	1,000	1	-5.0	134.50	昭和64年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	× (堤体崩壊の危険のため使用不可) (使用制限 地震後～平成6年4月末日現在)
⑨	北埠頭-4.0m物揚場	30	1	-4.0	75.01	昭和50年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	一部：× (堤体倒壊部分L=15mは使用不可) (使用制限 地震後～平成6年4月末日現在)
⑩	泊地 (-5.0m)	-	-	-5.0	3200m ²	昭和50年 月	-	有	被災時：× → 障害物除去後：○ (使用制限 地震後～7/16まで)
⑪	岸壁 (-6.0m)	3,000	1	-6.0	110.01	昭和54年 月	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	○
⑫	岸壁 (-6.5m)	3,000	1	-6.5	135.05	昭和60年 月	ケーン式	有	○
⑬	岸壁 (-4.5m)	700	1	-4.5	120.14	整備中	F ^o W ^o W ^o コングリート	有	○

表-5.1.2 施設の使用制限と応急復旧（奥尻港）

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W)	使用可能 パース	使用制限の内容 (使用制限期間)	応急復旧
③	埠頭東道路	-	-	-	車両等の通行止め (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	転倒胸壁に石籠を設置 (8/5)
⑤	南物揚場	-2.0～ -3.0	3～10	1	堤体倒壊部分は漁船の接岸・荷役不可 (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	堤体倒壊部分(L=26m)に 石籠設置 (8/5)
⑦	埠頭南物揚場(取付部)	-	-	-	使用制限は行っていない (取付部のため漁船の接岸はない)	堤体倒壊部分(L=26.5m) に石籠設置 (7/16)
⑧	岸壁(-5.0m)	-5.0	1000	1	フェリー(2,150t)の接岸不可。 曲柱の使用不可。フェリーは岸壁から約5m離れ、 船のアンカーおよび直柱を使用して係船し、乗客は 船尾のランブウェイから乗降。 (フェリー第一船：7/16入港) (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在) (代替岸壁：㊸岸壁(-4.5m)：平成6年2月15日 完成、翌日から使用)	岸壁上部工およびエプロン舗 装を除去して上載荷重を軽減 する。 (8/20) 堤体を水中コンクリートによ り固固。 (8/20) 岸壁先端倒壊部分(L=12m)にブロック設置 (7/16)
⑨	北埠頭-4.0m物揚場	-4.0	80	1	堤体倒壊部分は船舶の接岸・荷役の禁止 (使用制限：地震後～平成6年4月末日現在)	堤体倒壊部分(L=15m)に ブロック設置 (7/16)
⑩	泊地(-5.0m)	-5.0	-	-	泊地内の障害物を除去するまでの間(7/18～7/16) はフェリーの入船不可。 ただし、作業船、自衛艦等は入船。	障害物除去 (7/18)

表-5.2.1 西館港の施設の地震後の地震後における利用状況

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W) *は (G/T)	パイ ース 数	延長 (m)	完成年月日	構造	被災の有無	地震後の岸壁利用				
									第1期間 H5.7.12- H5.7.19	第2期間 H5.7.20- H6.3.31	第3期間 H6.4.1- H6.6.30	第4期間 H6.7.1- H7.3.31	第5期間 H7.4.1 以降
1	西埠頭D岸壁	5.0	1,000	2	140	S60年	鋼矢板	有	○	○	○	○	○
2	西埠頭E岸壁	9.0	8,000	1	165	S61年	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
3	西埠頭F岸壁	6.5	3,000	1	105	S61年	鋼矢板	有	○	○	○	○	○
4	豊川埠頭岸壁	5.0	1,000	1	530	H3年	鋼管、鋼矢板	有	○	○	○	○	○
5	海岸町船溜岸壁	5.0	1,000	1	70	S56年12月	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
6	中央埠頭南側岸壁	8.0	6,000	1	133	S33年12月	ケーソン	無	○	○	○	○	○
7	中央埠頭北側第1岸壁	9.0	8,000	1	171	S33年12月	ケーソン	無	○	○	○	○	○
8	中央埠頭北側第2岸壁	9.0	8,000	1	165	S46年12月	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
9	中央埠頭北側第3岸壁	5.5	2,000	1	90	S46年12月	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
10	中央埠頭正面岸壁	5.0	1,000	1	133	S33年12月	ケーソン	無	○	○	○	○	○
11	万代埠頭南側第1岸壁	7.5	5,000	1	130	S48年	鋼矢板セル式	無	△	○	○	○	○
12	万代埠頭南側第2岸壁	5.5	2,000	1	90	S48年	鋼矢板セル式	無	△	○	○	○	○
13	万代埠頭正面岸壁	10.0	10,000	1	180	S48年	鋼矢板セル式	有	△	○	○	○	○
14	万代埠頭北側第1岸壁	7.5	5,000	1	130	S48年	鋼矢板セル式	無	△	○	○	○	○
15	万代埠頭北側第2岸壁	5.5	2,000	1	90	S48年	鋼矢板セル式	無	△	○	○	○	○
16	北埠頭南側岸壁	5.5	2,000	1	88	S44年	鋼矢板	有	△	○	○	○	○
17	北埠頭北側岸壁	7.5	5,000	1	130	S44年	ケーソン	有	△	△	△	△	○
18	北埠頭B岸壁	5.5	2,000	3	330	S45年	鋼矢板	有	△	△	△	△	○
19	北埠頭A岸壁	5.5	700	1	51	S41年	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
20	港町地区係船杭	10.0	10,000	1	243	S61年	鋼管杭	有	×	×	×	×	○

(続く)

表-5.2.1 函館港の施設の地震後の利用状況 (表-5.2.1 続き)

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W) *は (G/T)	バ ー ス 数	延長 (m)	完成年月日	構 造	被災 の有 無	地 震 後 の 岸 壁 利 用				
									第1期間 H5.7.12- H5.7.19	第2期間 H5.7.20- H6.3.31	第3期間 H6.4.1- H6.6.30	第4期間 H6.7.1- H7.3.31	第5期間 H7.4.1 以降
21	豚油処理場棧橋	6.0	2,500	1	98	S47年	鋼管杭	無	○	○	○	○	○
22	有川岸頭第5岸壁	7.0	*5,500	1	152	S26年	ケーソン	有	○	○	○	○	○
23	函館ドック岸壁及び ドルフィン	6.0 10.0	2,000 10,000	5 1	769	S48年	鋼矢板、ケー ソン	無	○	○	○	○	○
24	北海道振興岸壁	8.0 8.0	6,000 1,000	6 1	983 65	S48年	鋼矢板	有	×	×	×	×	×
25	チーケー水産ドルフィン	5.0	1,500	1	24	S43年	-	無	○	○	○	○	○
26	丸紅エナジー・ドック	5.0	1,500	1	27	H3年	-	無	○	○	○	○	○
27	函東工業装設棧橋	6.0	*3,000	1	85	S57年	鋼管杭	無	○	○	○	○	○
28	日本化学飼料岸壁	5.0	1,000	1	130	S49年	鋼矢板	無	○	○	○	○	○
29	沼田金属商会ドルフィン	5.0	1,000	1	68	S45年	-	無	○	○	○	○	○
30	日本石油ドルフィン	6.0	2,500	1	31	S46年	-	無	○	○	○	○	○
31	東日本フェリー接岸棧橋	5.0 ~6.5	*1,000 ~6,000	4	609	H元年改	斜組杭式棧橋	有	×	○	○	○	○
32	大同ほくさん 小野田セメントドック	6.6 6.0	2,500	1	49	S56年	-	有	○	○	○	○	○
33	出光興産ドルフィン	7.5	5,000	1	39	H元年改	-	有	○	○	○	○	○
34	コスモ石油ドルフィン	4.5 ~7.5	1,000 5,000	3	220	S59年	-	無	○	○	○	○	○

岸壁の利用状況 …… ○：概ね全面供用 △：暫定利用あるいは部分利用あるいは一時的利用制限 ×：利用不可
 (注) 31番東日本フェリーにおいては背後埋立地の駐車場の使用が不可になったことから棧橋が利用できなくなった。

表-5.2.2 施設の使用制限 (西館港)

番号	施設名	水深 (m)	階級 (D/W)	バース 数	使用制限の内容	応急復旧
1	西埠頭D岸壁	5.0	1,000	2	被害が小さく係船、荷役可能。	なし
3	西埠頭F岸壁	6.5	3,000	1	被害が小さく係船、荷役可能。	なし
4	豊川埠頭岸壁	5.0	1,000	7 (530m)	内[90mが被災したが、被害が小さく係船、荷役可能。	なし
13	万代埠頭正面岸壁	10.0	10,000	1	岸壁自体の被害は小さいが、小麦荷役用のコンベアピット損傷。アローダーによる小麦荷役不可。	コンベアピット等応急修理
16	北埠頭南側岸壁	5.5	2,000	1	岸壁、エプロンが被災(沈下)したが、支障はあるものの係船、荷役可能。	なし
17	北埠頭北側岸壁	7.5	5,000	1	岸壁、エプロンが被災(沈下)したが、支障はあるものの係船、荷役可能。	なし
18	北埠頭B岸壁	5.5	2,000	3 (330m)	内240mが被災したが、一部については係船、荷役可能	セメント圧送用パイプ 応急修理
20	港町地区係船坑	10.0	10,000	1	法線が不連続となり、係留不可。	なし
22	有川埠頭第5岸壁	7.0	*5,500	1	係留施設として利用可。	なし
24	北海道振興岸壁	8.0 8.0	6,000 1,000	6 1	岸壁法線が大きく前出し、傾斜し、係留不可。	なし
31	東日本フェリー接岸棧橋	5.0~ 6.5	*1,000 ~6,000	4	背後埋立地の駐車場に段差・亀裂が生じ、利用不可。	駐車場を応急復旧
32	大同ほくさん 小野田セメントドールフィン	6.6 6.0	2,500	1	被害が小さく係船、荷役可能。	なし
33	出光興産ドールフィン	7.5	5,000	1	被害が小さく係船、荷役可能。	なし

(注) 階級における*は(G/T)

表-5.3.1 森港の施設の地震後の地震後における利用状況

番号	施設名	階級 (G/T)	バース 数	水深 (m)	延長 (m)	完成 年月日	構造	被災の有無	地震の岸壁利用						
									第1期間 H5.7.12- H6.3.31	第2期間 H6.4.1- H6.4.末	第3期間 H6.4.末- H6.5.末	第4期間 H6.5.末- H6.7.末	第5期間 H6.7.末- H6.8.末	第6期間 H6.8.末 以降	
①	西 -2.5 m 物揚場			-2.5	322 うち被災 108	S59年度	鋼矢板	有	○	○	○	○	○	○	×
②	岸壁 (中央-5.5m)	500	1	-5.5	80	S63年度	直積消波	有	○	×	○	○	○	○	○
③	岸壁 (-5.5m)	500	2	-5.5	180	S40年度	ケーソン 及び 鋼矢板	有	○	○	○	×	○	○	○
④	西物揚場			-3.5	4	S30年度	鋼矢板	有	○	○	○	×	○	×	○
⑤	東物揚場			-3.5	80	S41年度	鋼矢板	有	○	○	○	×	○	×	○
⑥	中央埠頭-3.5m物揚場			-3.5	30	S51年度	鋼矢板	有	○	○	○	×	○	×	○
⑦	中央埠頭-4.5m岸壁	30~50	1	-4.5	80	S51年度	鋼矢板	有	×	×	×	×	×	×	○
⑧	中央埠頭物揚場			-3.5	115 うち被災 90	S51年度	鋼矢板	有	×	○	○	○	○	○	○
⑨	第1潤内物揚場			-4.0	160	H2年度 (改良)	鋼矢板	有	○	○	○	○	○	○	×

森 港

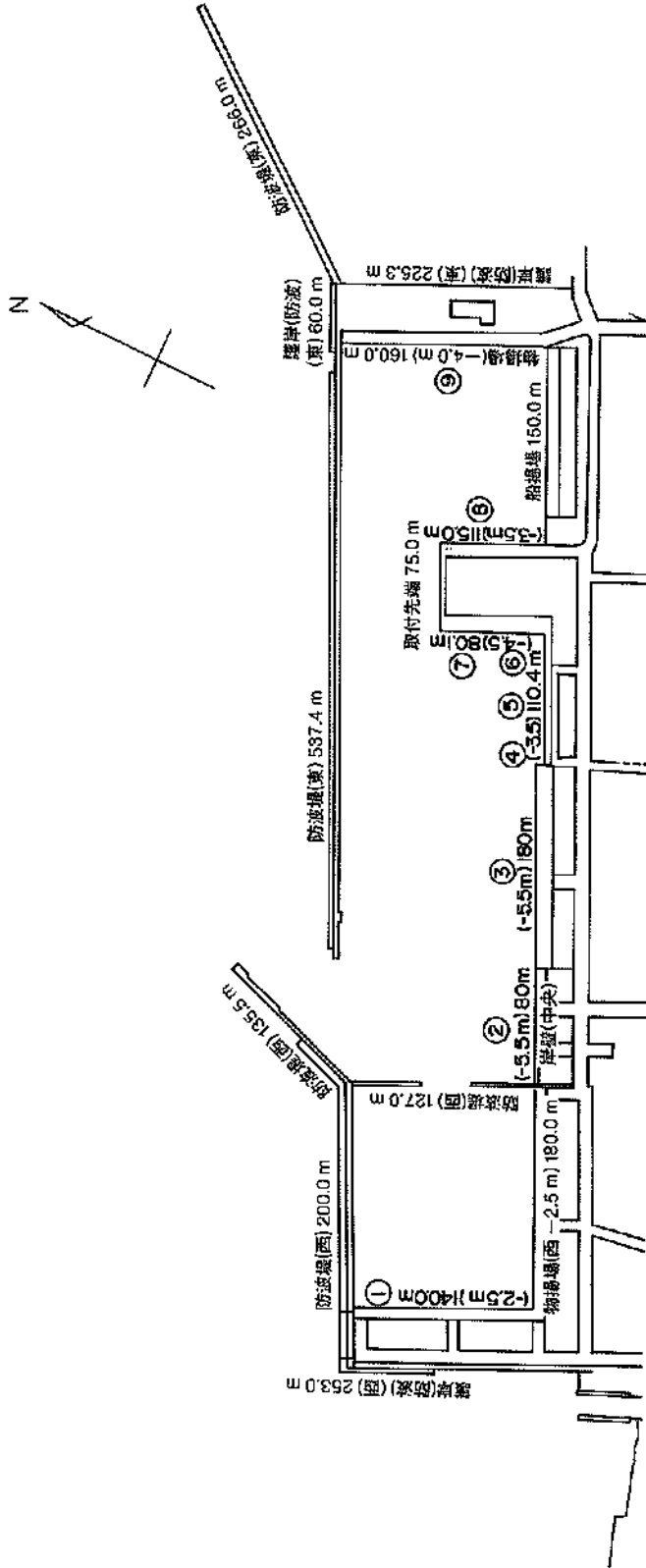


図-5.3.1 森港の各施設の位置

表一5.3.2 施設の使用制限と応急復旧（森港）

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

6. まとめ

6.1 地震動と設計震度

港湾地域強震観測網においては、震源に近い奥尻島では強震観測を実施していなかったが、今回の地震により北海道および東北を中心として10港13地点で強震計が作動し、6港9地点でデジタルデータとしての記録を得ることができたり。北海道南西部においては、小樽港(震央距離:約160km)、室蘭港(震央距離:約150km)、函館港(震央距離:約170km)で今回の地震動を観測することに成功した。これらの記録の特性については、1. で詳述した通りである。また、被害の大きかった函館港においては、今回の地震により地表、地中(GL-201m)および構造物(橋脚上)の3点同時観測に成功した。本記録は、函館港の被害の解明を行っていく上で非常に重要なものであり、現在詳細な解析が進められている。

ここでは、上記3港で得られた強震記録から、港湾構造物の設計で用いられている設計震度と実際に作用した震度との比較を以下に試みる。

SMAC-B2型強震計による地盤の最大加速度： α と構造物の設計震度： k_h との関係は、重力式および矢板式岸壁を対象として、多数の地震被災事例と強震観測結果を基に研究が行われている²⁾。これによれば、地盤の最大加速度と実際に作用する震度との関係は、最も安全側の評価、すなわち作用した震度の最大値の評価をするならば次式で表される。

$$k_h = \alpha / g \quad (\alpha < 200 \text{Gal})$$

$$k_h = (1/3) (\alpha / g)^{1/3} \quad (\alpha > 200 \text{Gal}) \quad \dots\dots(6.1)$$

ここに、 $g=980 \text{Gal} (\text{cm/s}^2)$ は重力加速度である。また、地盤の最大加速度と作用した震度との平均的な関係は、概ね次式で表される。

$$k_h = 0.6 (\alpha / g) \quad \dots\dots(6.2)$$

これらの関係から、上記3港でのSMAC EQ記録の最大加速度を基に、各港に実際に作用した震度の最大値および平均値を求めると表-6.1.1に示す通りとなる。ここにSMAC EQ記録とは、1. で詳述したように、ERS型強震計から得られた記録をSMAC-B2型強震計の計器特性に応じて高周波数領域をカットしたものである。

同表に示す通り、各港湾で推定された作用震度は、小樽港で0.02~0.04、室蘭港で0.09~0.16、函館港で0.07~0.11となった。これらの地域(北海道の後志、胆振、渡島支庁)の標準的な設計震度³⁾は0.10であり、室蘭港では設計震度として0.15が採用されていることから、室蘭港および函館港では設計震度相当の地震動が、小樽港では設計震度よりもはるかに小さな地震動が作用した結果となった。

6.2 港湾施設の被害

6.2.1 設計震度と液状化被害

6.1では、北海道南西部で強震記録が得られた小樽港、室蘭港、函館港で実際に作用した震度について述べた。次に、作用震度とこれらの港で発生した被害との関係について述べる。

上記3港の被害について見ると、設計震度以下の地震動であった小樽港では無被害、設計震度相当であった室蘭港では、建設中の鋼矢板セル岸壁のセルの中詰め砂が

表-6.1.1 地震動および震度

港	観測点	震央距離 (km)	最大加速度 補正記録	最大加速度 SMAC EQ記録	震度 最大値 ¹⁾	震度 平均値 ²⁾	最大速度 (cm/s) ³⁾	最大変位 (cm) ³⁾	被災 程度
小樽	小樽-G	158	68 Gal	37 Gal	0.04	0.02	8.8	6.6	無
室蘭	室蘭-G	153	218 Gal	152 Gal	0.16	0.09	13.5	6.6	無 ⁴⁾
函館	函館-F	169	118 Gal	111 Gal	0.11	0.07	32.5	15.5	大
函館	函館-FB	169	71 Gal	65 Gal	0.07	0.04	16.4	12.3	大

1) 式(9.1)による値、 2) 式(9.2)による値、 3) 補正加速度を積分したもの

4) 鋼板セルの中詰め砂が液状化した。ただし、構造物の被害は発生しなかった。

*) 函館-FBは函館港の地中基盤(GL-201m)に設置されている強震計。その他は地表に設置されているもの。

液状化する現象があったが、構造物としての被害は全く発生しなかった。しかしながら、室蘭港と同じく設計震度相当の地震動であった函館港では、地盤の液状化が広い範囲で発生し構造物に大きな被害が発生した。ただし、函館港においても、液状化の発生した地点では施設の被害が大きく、液状化の発生していない地点では施設の被害が軽微もしくは無被害となったことから、函館港の被害は主に地盤の液状化によって生じたものであり、構造物の地震動に対する耐力不足から生じたものではないものと考えられる。このように、作用震度（あるいは最大加速度）と設計震度の大小比較だけでは、実際の被害状況を的確に把握することは難しく、液状化の発生の有無が被害に大きく関係していることが示された。

次に、設計的な観点から設計震度と地震動との関係について考察する。設計震度が比較的小さい場合、地震時に岸壁に作用する外力としては、地震動による慣性力よりも、土圧および水圧の与える影響の方が大きくなる。例えば、図-6.2.1には、標準的な設計法²⁾により水深10mの重力式岸壁を対象として求められた、岸壁に作用する外力に占める慣性力と土圧・水圧の割合を示す。同図より、設計震度が0.20より小さくなるほど、土圧・水圧の占める割合が慣性力よりも大きくなり、設計震度が

0.10の場合には、土圧・水圧の占める割合が慣性力の占める割合よりも3倍程度大きくなる。逆に、設計震度が0.25の場合には、慣性力の占める割合は土圧・水圧の占める割合の約2倍となる。

上記の関係を作用する全外力（慣性力+土圧・水圧）に対する土圧・水圧の割合で考えると、同図に示す通り、設計震度0.25では土圧・水圧の割合は全外力の約36%であるのに対し、設計震度0.20では約48%、設計震度0.10では約76%と徐々に大きくなっていく。したがって、設計時には考慮されていない構造物背後での液状化が仮に発生した場合には、設計震度が大きい構造物に比べ設計震度の小さい構造物では、設計時に想定した外力からの増加率がより大きくなる。すなわち、設計震度が比較的小さい構造物では、地震動加速度の増加（極端な増加ではない）によって構造物に作用する外力の増加よりも、さらに大きな外力の増加が背後地盤の液状化によってもたらされることになり、地盤の液状化が構造物の安定性に対して与える影響は非常に大きなものとなる。函館港の被害の傾向は、上記の設計震度と地震時の外力（慣性力と土圧・水圧）との関係を裏付けるものとなった。

6.2.2 地震動特性と被害

1. で詳述したように、函館港の地表での最大加速度

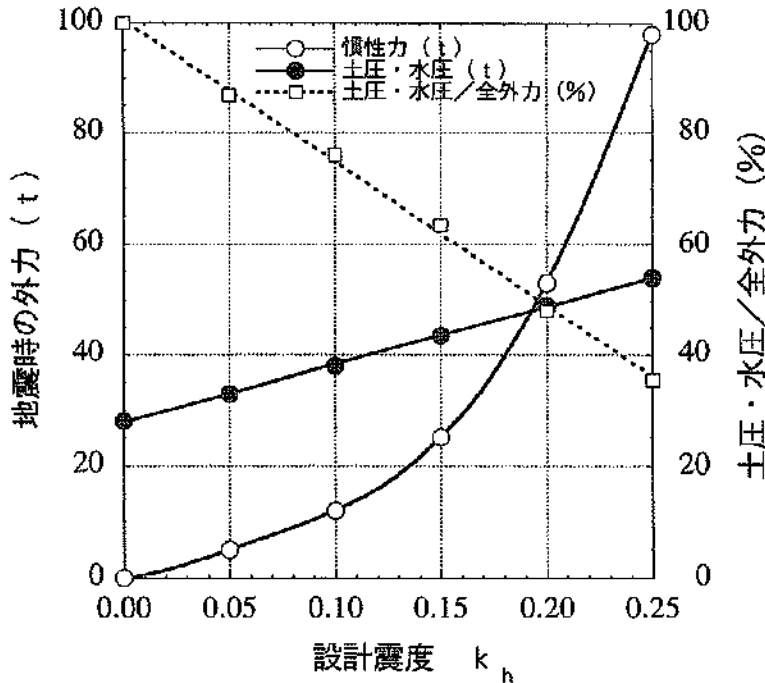


図-6.2.1 重力式岸壁に地震時に作用する外力と設計震度との関係

レベルは、120Gal程度と比較的小さいものであったが、函館港では広い範囲で液状化が発生し大きな被害が発生した。この要因としては、表層地盤の特性のみならず、地震動の周波数特性が大きく関係していた。

これに関する参考データとして、各港での速度および変位の最大値を表-6.2.1中に示す。これらの速度および変位は、各港で得られた補正加速度記録を積分して求められたものである。速度の最大値では、函館港の地表(函館-F)で32.5(cm/s)、室蘭港の地表で13.5(cm/s)、小樽港の地表で8.8(cm/s)となり、函館港では室蘭港の約2.4倍、室蘭港では小樽港の約1.5倍となった。また、変位の最大値では、函館港の地表で15.5(cm)、小樽港、室蘭港の地表でともに6.6(cm)となり、函館港では室蘭港および小樽港の約2.4倍となった。同表より、最大加速度の大小関係は、室蘭港、函館港、小樽港の順番であったが、最大速度あるいは最大変位では、函館港と室蘭港で大小関係が逆転した。また、被災程度から見れば、最大加速度よりも最大速度あるいは最大変位の大小関係の方が各港の被災程度(地盤の液状化による被害)と直接的な関係があるという結果となった。

同表中には、函館港の地中の記録(函館-FB)についても示しているが、本記録からも明らかのように、地中の速度および変位についても、震央距離が同程度の小樽港、室蘭港よりも大きくなっている。このことは、工学的な基盤に相当する層といえども、震源からの方向により地震動の周波数特性に大きな違いがあることを示している。

6.2.3 構造物種別の被害概要

今回の地震による被害として、構造物種別毎の被害概要を以下に述べる。

(1) 重力式構造物

重力式構造物の施設としては、函館港若松地区の埠頭護岸で液状化による大きな被害が発生した。本施設は、旧青函連絡船の摩周丸を保留・公開していた施設であり、沖側に設置したドルフィンと本護岸で摩周丸を挟み込むように保留していた。被害としては、法線が最大で120cm前面に変位し、上部工が最大で54cm沈下した。法線の変位にともない摩周丸が沖側に押され、そのためドルフィンにも同程度の変位が生じた。また、護岸背後では法線の変位に伴って沈下・亀裂・段差などが発生し、多くの付属施設にも被害が及んだ。本施設は、1968年十勝沖地震の際にも被害を受けた施設である。

通常、重力式構造物の液状化による被害形態としては、液状化によって生じた土圧の増加あるいは地震動によって、本体が前面に変位し、変位した分だけ本体背後地盤

に沈下が生じ、本体背面位置でエプロン部に亀裂・段差が発生する。付属施設があればそれにも被害が及ぶ。ただし、本体そのものに被害は発生することは少なく、変形の程度にもよるが、変形後は基本的には安定状態となる。本施設の被害形態はこれに相当するものであった。

(2) 矢板式構造物

直轄施設では、函館港北埠頭のB岸壁(斜め控え杭式)、森港の-4.5m岸壁(控え直杭式)などで被害が発生した。被害としては、函館港北埠頭B岸壁では、法線の前面への変位が最大で22cm、森港-4.5m岸壁では法線の前面への変位が最大で70cmであった。矢板式構造物の被害形態としては、控え直杭(矢板)式構造物では、法線の前面への変位、矢板のはらみ出しに伴い、エプロン部で沈下・亀裂が発生し、上部工とエプロンの間に開き・段差が生じ、控え工も前面に引っ張られ、控え工位置で地表面に段差・亀裂が発生するのが通例である。森港-4.5m岸壁の被害形態はこれに相当するものであった。ただし、斜め控え杭式では上記の控え工位置に発生する段差・亀裂は構造上発生しない。

今回の地震による矢板式構造物の被害では、直轄施設の他に、民間の施設でも被害が発生した。特に、3.2.2に示す函館港弁天地区では液状化による被害が大きく、第6岸壁(控え矢板式)では、背後地盤の液状化により壊滅的な被害が発生した。被害としては、法線が5m以上前面に変位し、矢板が傾斜するとともに上部工が大きく沈下し、法線の変位に伴い法線から5m程度後方のエプロン部に幅5m程度の亀裂が発生した。本施設の控え工位置は、法線から13m後方であることから、エプロン部の亀裂位置は控え矢板よりも前面となっている。矢板本体と控え工の変位量が異なっていることから、タイロッドまたはその取付部に何らかの異常が発生した可能性が高い。

このように、矢板式岸壁は背後地盤の液状化によって大きな被害が発生する場合があり、1983年日本海中部地震による秋田港大浜2号岸壁⁹⁾の被害や1993年釧路沖地震による釧路港東港区漁業埠頭南側岸壁⁹⁾の被害等でも、液状化によって大きな被害が発生している。先に示した重力式構造物の場合には、液状化が発生しても構造物自身に破壊が生じることは少ないが、矢板式構造物の場合には本体に破壊が発生する可能性があり、地盤の液状化が予測される場合には、液状化対策を実施する等して適切な対策が必要となる。

(3) セル式構造物

セル式構造物の施設としては、函館港万代埠頭の全施設、函館港北埠頭岸壁先端部が鋼矢板セル式の岸壁となっている。これら施設の被害としては、万代埠頭正面岸壁で

は法線の変位は生じなかったが、エプロンにセルの形状に合わせて円形に亀裂・沈下が発生し、エプロン背後では50cm程度の沈下・段差が発生した。北埠頭岸壁先端部では最大で26cm法線が変位し、上部工が最大で38cm沈下し、エプロンに多数の亀裂・段差が発生した。

セル式構造とは、鋼矢板（あるいは鋼板）を地中打設しながらつなぎ合わせ、通常は円形の連続鋼構造物を建設した後、中詰めをすることによって、重力式構造物のように挙動することを狙った構造形式である。このため、セル式構造物は地震時の土圧の増加による本体の前面への変位は、通常の矢板式構造の岸壁と比較してかなり小さくなるものと考えられる。したがって、セル式構造物の被害形態としては、中詰め砂の液状化による中詰め砂の沈下によって、エプロン舗装下部に空洞が生じ、エプロン舗装にセルの形状に合わせて亀裂・沈下が生じること、あるいは本体背後地盤の沈下によってエプロン後端部で沈下・亀裂・段差などが発生することが考えられる。万代埠頭の被害はこの被害形態に属するものであった。ただし、北埠頭での被害は、万代埠頭と比較して法線の変位や上部工の沈下が比較的大きいものとなった。

(4) 栈橋式構造物

栈橋式構造の施設としては、函館港豊川埠頭岸壁(530m)の南西側120mおよび北東側190mの区間に直杭式横栈橋の岸壁がある。被害形態としては、本体構造には全く被害が発生しなかったが、背後のエプロン部に沈下、不同沈下が発生し、本体との取付部に段差・開き等が発生した。過去の地震被害事例を見ても、栈橋式係船岸の本体構造の被害事例はあまり見受けられず、被害は総じて本体背後の地盤で発生する傾向にある。

(5) 防波堤

奥尻港の防波堤は、津波によって大きな被害が発生したため、ここでは函館港の防波堤について触れる。

函館港の防波堤の被害としては、北防波堤および北副防波堤で被害が発生している。また、防波堤ではないが、構造としては防波堤と同じである港町分離堤および第三防砂堤(ブロック)でも被害が発生している。被害としては、ケーソンの滑動・傾斜による法線のズレ、ならびにケーソンの沈下によるケーソン間での開き・段差等である。北副防波堤では、法線が最大で24cm変位し、上部工が最大で37cm沈下し、前面の滑波ブロックが最大で260cm沈下した。また、港町分離堤では、法線が最大で150cm変位し、上部工が最大で100cm沈下し、ケーソン間に最大70cmの開きが発生した。

防波堤の設計では、波力が地震力を上回る場合がほとんどであり、地震力によって防波堤に多少の変位が生じ

ても機能的に問題が少ないことから、波力のみによって設計を行うのが通例である。また、防波堤は岸壁などの非対象構造とは異なり、背後から作用する土圧のような外力は存在せず、波によるケーソンの揺れによって起こる捨石や下部地盤の馴染み(捨石および土粒子の噛み合わせの強化、揺り込み沈下)によって下部地盤の強度が増すと考えられていること等から、防波堤は地震に対して比較的強い構造であると言える。過去の地震被害事例を見てもその傾向が裏付けられている。しかしながら、今回の地震による函館港の被害では、防波堤の沈下や法線のズレなど、被害程度としては比較的大きいものとなった。

(6) 空港施設

空港施設としては、震源域内の奥尻島に奥尻空港があった。被害としては、滑走路の一部にクラックが発生した程度であり、被害程度としては軽微なものであった。滑走路周辺では噴砂などの液状化現象は確認されていないことから、地盤条件としては比較的良好であったものと考えられる。地震後の利用状況としては、7月16日まではヘリポートとして利用されていたが、応急復旧により7月17日に定期便が発着した。

空港施設の過去の被害事例を見ると、1964年新潟地震の際に、液状化によって滑走路、エプロンををはじめとする空港施設全般に大きな被害が発生した。しかしながら、1993年釧路沖地震の際には、滑走路では800Galを越える地震動加速度が作用したにも関わらず、滑走路にはひび割れが発生した程度であり運行には全く支障が出なかった。今回の地震でも、奥尻空港は主破壊域から非常に近い位置にあり、作用した加速度レベルも比較的大きいものであった可能性が高いが、被害としては軽微なものであった。このような被害事例からすれば、地盤条件が比較的良好で、液状化が発生しない場合には、滑走路等には地震による被害は発生し難いことが示された。ただし、地震動のひずみレベルに応じて滑走路にひび割れ・亀裂が発生することが今回の地震でも確認されたため、液状化が発生しなくとも地盤条件が良好でない場合には、滑走路舗装に発生するひずみレベルが大きくなり、舗装に発生するひび割れ・亀裂も多大になるものと考えられる。

8.3 液状化

今回の地震による液状化の発生は、北海道西部を中心とする広い範囲で確認され、多くの構造物に被害をもたらした。港湾施設では、震源に近い奥尻港をはじめ、遠く離れた函館港(震央距離:約170km)や森港(震央距離:約140km)でも液状化による被害が発生した。特

に、函館港では広い範囲で液状化が発生し構造物に大きな被害が発生した。函館港の液状化についてまとめると以下ようになる。

1. で述べたように、港湾地域強震観測網では函館港で強震観測を行っており、函館港の地表での最大加速度は120Gal程度と地震動レベルとしては比較的小さいものであった。しかしながら、函館港では広い範囲で液状化が発生し岸壁などに大きな被害が発生した。特に、函館港弁天地区第6岸壁(控え直杭式矢板岸壁)では、岸壁背後地盤の液状化により、法線が約5m前面に変位するなどの壊滅的な被害が発生した。函館港の液状化被害について見ると、液状化発生地点で被害が大きく、非液状化地点で無被害もしくは軽微な被害であったことから、液状化の発生の有無が構造物の被害と密接に関係していることが示された。また、3.2で示したように、函館港で採取された噴砂の粒度分析結果から、噴砂には細粒分が非常に多く含まれており、多い地点では50%以上であった。ただし、噴砂に含まれていた粘土分の含有率としては5~7%程度とシルト分に比較して非常に小さいものとなっていた。噴砂が必ずしも原地盤の粒度を的確に表しているとは言えないが、従来の考え方に従えば、液状化を起こし難い地盤が液状化したと言える。これに関しては、今後函館港の液状化発生地点および非液状化地点で土質調査を行い、液状化の発生に関しての詳細な調査を行う予定である。

今回の地震による港湾施設の被害では、液状化の発生の有無が施設の被害と密接に関係していたことから、構造物の被害を軽減するためには、液状化対策が極めて重要であることが示唆された。

6.4 復旧工法の概要

復旧に当たっては、被災状況調査の結果を参考にして、原形復旧を基本とした。ただし、被災程度が比較的大きく原形復旧が困難な場合には、法線を前面に出すなどして新たな施設を建設している。

参考文献

- 1) 松永康男・櫻井博孝・森田年一・井合 進：1993年北海道南西沖地震の港湾地域における強震記録、港湾技研資料、No.778、June 1994。
- 2) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告、第14巻、第4号、1975年12月。
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、

1990年。

- 4) 土田 肇 他：1983年日本海中部地震港湾被害報告、港湾技研資料、No.511、March 1985。
- 5) 上田 茂 他：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告、港湾技研資料、No.766、Dec. 1993。

あとがき

本報告は、1993年北海道南西沖地震による港湾および漁港の被害調査結果をとりまとめたものである。

本報告をとりまとめるにあたり、港湾技術研究所から以下に示す調査員を現地へ派遣した。

調査期間：平成5年7月16日~17日

調査員：風間基樹 構造部主任研究官

調査場所：函館港、江差港、松前港、函館港、森港

調査期間：平成5年7月20日~24日 および
平成5年11月8日~9日

調査員：井合 進 構造部地盤変動研究室長

調査場所：奥尻港、江差港、函館港、森港

調査期間：平成5年8月31日~9月1日

調査員：上部達生 構造部地震防災研究室長

調査場所：函館港、森港

調査期間：平成5年11月28日~12月1日

調査員：山崎浩之 土質部主任研究官

松永康男 構造部地盤変動研究室

調査場所：函館港、森港。

これらの調査は地震直後から行われたものであり、地震被害調査および本報告書執筆のための資料収集、ならびに被害に関する研究・調査のための調整等を行うことを目的として行われた。

また、本報告書を執筆するに当たって、港湾技術研究所では、上田 茂構造部長(当時)を委員長とする所内委員会を発足させた。本委員会では、被害報告書作成のための各種検討の他に、今後実施する被害に関する研究・調査の内容等を検討している。このため、本委員会には港湾技術研究所以外の機関の参加も得ている。発足当時(1994年1月)の委員会の構成(氏名・所属)は下記の通りである。

委員長：上田 茂 構造部長

委員：

(港湾技術研究所)

稲富隆昌 構造部 構造振動研究室長

上部達生 構造部 地震防災研究室長

井合 進 構造部 地盤震動研究室長
 山崎浩之 土質部 主任研究官
 松永康男 構造部 地盤震動研究室
 (港湾局)
 伊藤隆夫 海岸・防災課 災害対策室長
 山平辰巳 海岸・防災課
 災害対策室 防災企画第二係長
 大内久夫 技術課 技術調査官
 (北海道開発局)
 関口信一郎 港湾部 港湾建設課
 港湾技術対策官
 水野雄三 開発土木研究所 水工部長
 (水産庁)
 藤本義則 漁港部 防災海岸課 課長補佐

本報告書の執筆は以下の通りである。尚、その全体調整は井合・松永が担当した。

まえがき 松永
 1. 地震 松永
 2. 被害の概要 松永
 3. 港湾施設の被害 水野 (3.1)

山崎 (3.2)
 松永 (3.3)
 藤本
 上部
 松永
 松永

4. 漁港施設の被害
 5. 施設の機能制限
 6. まとめ
 あとがき

謝辞

本報告執筆のための現地調査ならびに資料収集に直接ご協力を頂いた機関は以下の通りである。

運輸省	港湾局	海岸・防災課
北海道開発局	函館開発建設部	築港課
同	同	函館港湾建設事務所
同	同	江差港湾建設事務所
北海道開発局	農業水産部	水産課
北海道	水産部	漁港課
同	函館土木現業所	
函館市	港湾部	
森町	建設課	

これら各機関の関係者に対し深甚の謝意を表する。

港湾技術資料 No. 791

1994. 12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 昭和工業写真印刷所

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

Copyright © (1994) by P.H.R.I

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

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