

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1015 December 2001

平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告

進弘之毅 厚二之司 雄子 剛介 史紀
高浩 康嘉英 男陽 健武 正
合野 崎尾 津井 川濱 森藤 中原 村楨
井普 山長 野一 森小 西佐 田海 大大

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	4
まえがき	6
1. 地震	7
1.1 地震の概要	7
1.2 境港とその周辺における地震動	7
1.3 美保飛行場での臨時余震観測	12
1.4 美保飛行場での本震地動の推定	13
2. 被害の概要	19
2.1 一般被害	19
2.2 港湾、漁港、空港（飛行場）の被害	20
3. 各施設の被害	25
3.1 境港	25
3.2 境漁港	80
3.3 安来港（港内地区）	90
3.4 松江港	94
3.5 米子港	98
3.6 美保飛行場	105
4. 考察	108
4.1 液状化および液状化対策の効果	108
4.2 常時微動観測	116
4.3 地震動の方向性と被害	123
あとながき	125
謝辞	126

Damage to Port Facilities and an Airport by the 2000 Tottori-ken-Seibu Earthquake

Susumu IAI¹⁾
Takahiro SUGANO²⁾
Hiroyuki YAMAZAKI³⁾
Takashi NAGAO⁴⁾
Atsushi NOZU⁵⁾
Koji ICHII⁵⁾
Yoshiyuki MORIKAWA⁵⁾
Eiji KOHAMA⁶⁾
Dan'o NISHIMORI⁷⁾
Youko SATOH⁸⁾
Tsuyoshi TANAKA⁸⁾
Shinsuke EBIHARA⁸⁾
Takeshi OHMURA⁹⁾
Seiki OHMAKI¹⁰⁾

Synopsis

On October 6, 2000, an earthquake of Japan Meteorological Agency (JMA) Magnitude 7.3 hit western part of Tottori prefecture, Japan. The latitude and longitude of the epicenter was 35°16.5'N, 133°20.9'E. This earthquake caused damage to many port facilities in the earthquake-affected area, resulting in the damages of about 4.3 billion yen for public port facilities.

This report presents results of the field investigations on damage to port facilities and an airport by the survey teams, including the authors of this report, and dispatched by the relevant governmental organizations.

This report presents earthquake ground motions in port areas, and details of damage to port and airport facilities, including quay walls and a runway. This report does not include analysis of earthquake damage.

Key Words: Earthquake, Damage, Earthquake Motion, Port Facility, Airport Facility, Liquefaction deformation characteristics of the pleistocene clays.

1) Director for Special Research (Disaster Prevention) . PARI

2) Head. Structural Dynamic Division. GSED, PARI

3) Head. Soil Dynamics Division. GSED, PARI

4) Head. Coastal Disaster Prevention Division. NILIM. MLIT

5) Senior Researcher. Structural Dynamic Division. PARI

6) Researcher. Structural Dynamic Division. GSED, PARI

7) Researcher. Coastal Disaster Prevention Division, **NILIM, MLIT**

8) Assistance Fellow. Core Research Project, Science and Technology Agency,
Japan Science and Technology Corporation

9) Director for Construction Management, Sakai Port and Airport Construction Office,
Chugoku Regional Development Bureau, **MLIT**

10) Chief of Fishing Port Facilities Section, Aquaculture and Fishing Port Engineering Division,
National Research Institute of Fisheries Engineering, Fisheries Research Agency

PARI = Independent Administrative Institution, Port and Airport Research Institute

NI LIM = National Institute for Land and Infrastructure Management

MLIT = Ministry of Land, Infrastructure and Transport

GSED = Geotechnical and Structural Engineering Department

3-1-1, Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan.

Phone: 0468-44-5014 FAX: 0468-44-1274 e-mail : iai@pari.go.jp

平成 12 年（2000 年）鳥取県西部地震による港湾施設等の 被害報告

井合 進¹⁾
菅野 高弘²⁾
山崎 浩之³⁾
長尾 毅⁴⁾
野津 厚⁵⁾
一井 康二⁵⁾
森川 嘉之⁵⁾
小濱 英司⁶⁾
西守 男雄⁷⁾
佐藤 陽子⁸⁾
田中 剛⁸⁾
海老原健介⁸⁾
大村 武史⁹⁾
大模 正紀¹⁰⁾

要旨

2000 年 10 月 6 日に、鳥取県西部（北緯 35 度 16.5 分，東経 133 度 20.9 分）を震源とする気象庁マグニチュード 7.3 の地震が発生した。この地震により鳥取県西部沿岸の各港で被害が発生し、その港湾施設被災額は約 43 億円に達した。港湾関係諸機関は協力して地震被害調査にあたり、その結果を本報告書にとりまとめた。

この報告では、港湾地域強震観測網による地震動の資料、各港および空港の施設（無被災施設を含む）に関する資料、被災施設の被災状況の資料などを収録した。

この報告は、構造物の被害を詳細に記録したものであり、被害に関する詳しい解析は含んでいない。

キーワード：地震，被害，地震動，港湾施設，液状化

-
- 1) 独立行政法人港湾空港技術研究所特別研究官（防災担当）
 - 2) 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部構造振動研究室長
 - 3) 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部動土質研究室長
 - 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所沿岸海洋研究部沿岸防災研究室長
 - 5) 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部主任研究官
 - 6) 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部構造振動研究室研究官
 - 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所沿岸海洋研究部沿岸防災研究室研究員
 - 8) 科学技術振興事業団重点研究支援協力員
 - 9) 国土交通省中国地方整備局境港湾空港工事事務所先任建設管理官

10) 独立行政法人水産総合研究センター水産工学研究所 水産土木工学部漁港施設研究室長
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1
電話：0468-44-5014 FAX：0468-44-1274 email：iai@pari.go.jp

まえがき

2000年10月6日13時30分18秒に、鳥取県西部（北緯35度16.5分，東経133度20.9分）の深さ11kmを震源とする気象庁マグニチュード7.3の地震が発生した。この地震は「平成12年(2000年)鳥取県西部地震」と命名された。各地の震度は、鳥取県の境港市と日野町で震度6強，鳥取県の西伯町，会見町，岸本町，日吉津村，淀江町および溝口町で震度6弱などとなっている。この地震による鳥取県西部沿岸の境港，境漁港，安来港，松江港，米子港，美保飛行場で被害が発生した。港湾施設の災害復旧費は約43億円に達した。

本報告は，港湾施設・漁港施設・空港土木施設の構造的な被害を中心にとりまとめたものである。調査対象には主要な無被害施設も含まれている。

本書ではまず，港湾地域強震観測網で得られた地震記録および震源メカニズムに関する解析結果を示し，今回の地震の特徴を示す。次に，一般の被害も含めた地震被害の概要を述べる。続いて，境港，境漁港，安来港，松江港，米子港，美保飛行場の被害状況を詳細に述べる。また，耐震強化岸壁，液状化と液状化対策の効果，微動観測結果に基づく考察，地震動の方向性と被害に関する考察を示す。

1. 地震

1.1 地震の概要

2000年10月06日13時30分、鳥取県西部を震源とする気象庁マグニチュード7.3の地震が発生した。気象庁はこの地震を「平成12年（2000年）鳥取県西部地震」と命名した。同地震の諸元は表-1.1に示す通りである。この地震で、鳥取県境港市および日野町で震度6強を観測したのをはじめ、各地で強い揺れを観測した。幸い死者は出なかったが、負傷者182名、全壊家屋431棟等の被害が発生した（消防庁調べ、2001年6月5日現在）。

表-1.1 地震諸元¹⁾

発震日時	2000/10/06 13:30
震源緯度	北緯 35° 16.5′
震源経度	東経 133° 20.9′
震源深さ	11km
気象庁マグニチュード	7.3
モーメントマグニチュード ²⁾	6.6

図-1.1に鳥取県西部地震の余震分布³⁾を示す。同図に示すように余震は北北西-南南東方向に一列に分布している。本震のメカニズム解としては（走向、傾斜、すべり角）=（150°、85°、-9°）、（241°、81°、-175°）の二通りの解が得られている²⁾。これらの情報から、鳥取県西部地震は中国地方の地殻に加わる東西方向の圧縮応力により引き起こされた左横ずれの断層運動による地震であるとされている。なお、走向・傾斜・すべり角の意味は図-1.2に示す通りである。

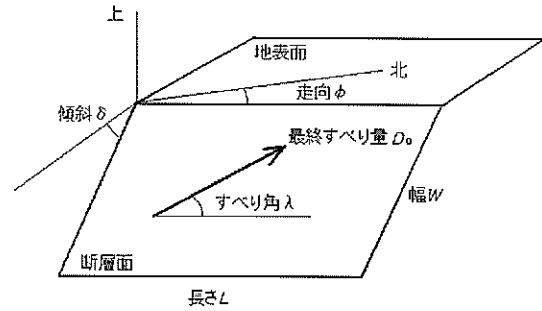


図-1.2 走向・傾斜・すべり角の意味

港湾地域強震観測による各港湾の最大加速度を図-1.3に示す。同図においては最大加速度の値をアラビア数字（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書きのアルファベットは方向成分を示すものであり、NS、EW、UD はそれぞれ南北、東西、上下成分を示す。なお、ここに示す記録はすべて ERS-G 型強震計により得られたものである。また、最大加速度は強震計の計器特性による補正を実施する前の値である。同図に示すように、震源に比較的近い境港では比較的大きな最大加速度を記録した。

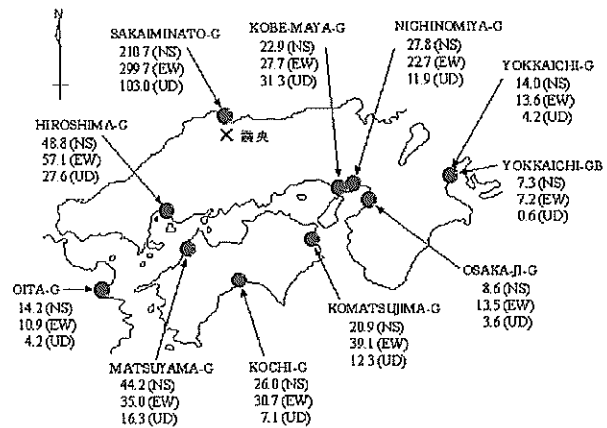


図-1.3 港湾地域強震観測による各港湾の最大加速度

1.2 境港とその周辺における地震動

ここでは、震源に比較的近く、なおかつ港湾に被害の見られた境港の地震動について、周辺における他機関の観測結果とも比較しながらやや詳しく述べる。

図-1.4に港湾における強震観測地点（境港-G）を示す。同図に示すように強震観測は境港昭和北地区、境港湾空港工事事務所構内において実施されている。同じ場所で土質調査も行われており、図-1.5に示す土質柱状図が得られている。

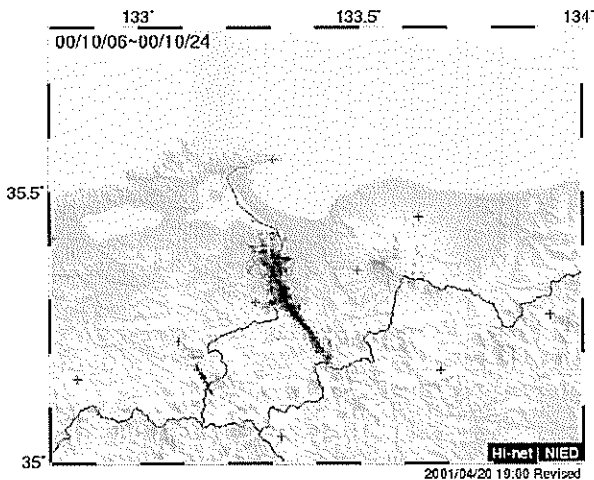


図-1.1 Hi-net による鳥取県西部地震の余震分布³⁾

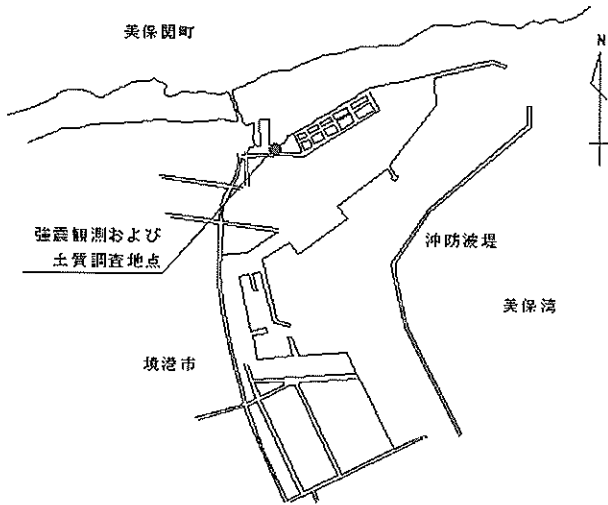


図-1.4 境港における強震観測地点（境界-G）

図-1.6および図-1.7に境界-G で得られた加速度波形を示す。前者は強震計の計器特性による補正を実施する前の波形である。後者は、港湾地域強震観測の慣例に従い、計器特性による補正を実施したうえでパラメタ付きフィルタ⁹⁾により低周波成分を削除したいわゆる補正加速度波形である。この場合、二つの加速度波形には大差ない。最大加速度は EW 成分が最も大きく、計器補整前で 300Gal、計器補整後で 302Gal となっている。

境港市内や北隣の島根県美保関町では図-1.8に示すように他機関による観測も行われているので、ここではそれらの記録と境界-G の記録の比較を行う。

図-1.9に境港市東本町で得られた気象庁 95 型震度計による加速度波形を示す。この観測点は境港湾空港工事事務所からわずか 1.2km しか隔たっていない。それにも関わらず、東本町での最大加速度は 748Gal (EW 成分) となっていて、港湾で観測された最大加速度とは大きな隔りがある。

図-1.10に島根県美保関町の K-NET⁹⁾観測点 (SMN001) における加速度波形を示す。また図-1.11に島根県美保関町の KIK-NET⁹⁾観測点 (SMNH10) の地表における加速度波形を示す。島根県美保関町は境港市と境水道を挟んで隣接しているが、山がちな地形であり、堆積層上に位置する境港市とは地盤条件がかなり異なる。これらの地点の加速度波形が高周波成分の卓越したものとなっているのは、地盤条件の反映であると思われる。

図-1.12に、境港周辺の観測地点での加速度の水平面内の軌跡を示す。同図に示すように、境港市内の境界-G および気象庁観測点では東北東-西南西の地震動が卓越している。これは、境港市が横ずれ型の震源断層 (図-1.1) の延長線上に位置しており、破壊伝播効果により地

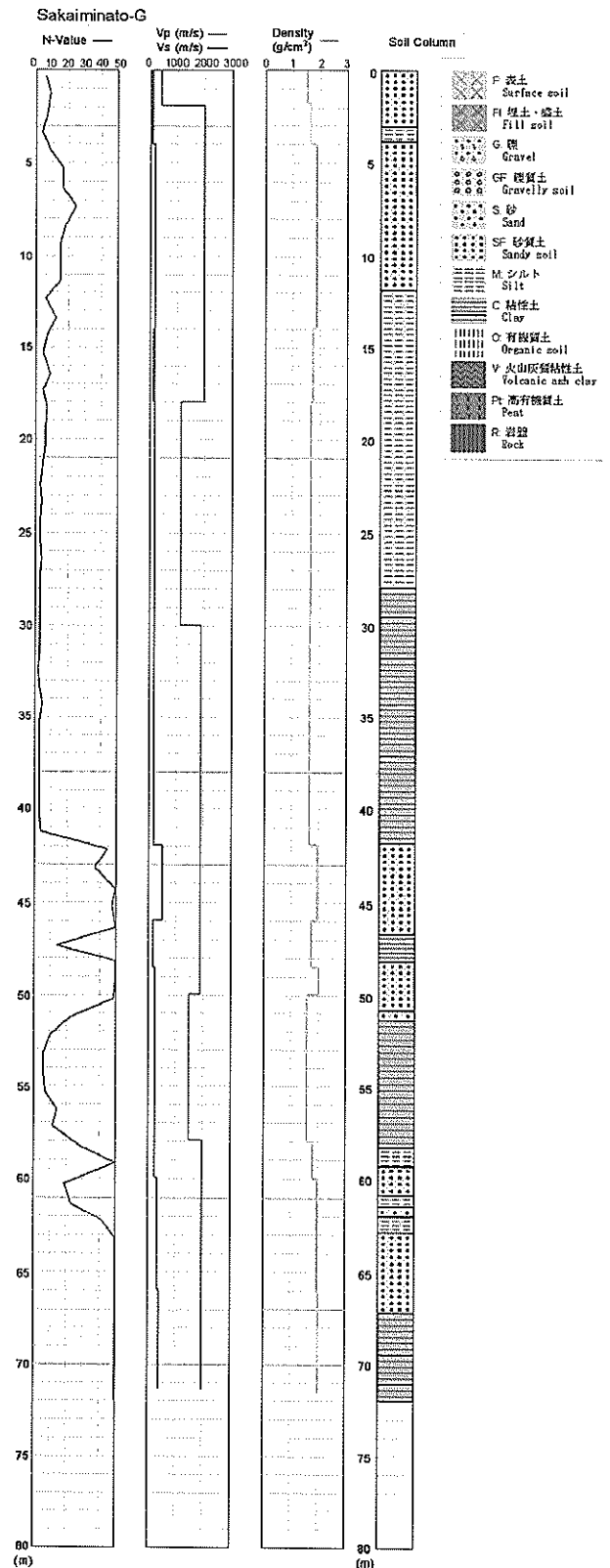


図-1.5 境界-G の土質柱状図

震動の断層直交成分が卓越する結果になったものと思われる⁷⁾。美保関町内の観測点 SMN001 および SMNH10 では高周波成分にかき消されてこの傾向がはっきり見え

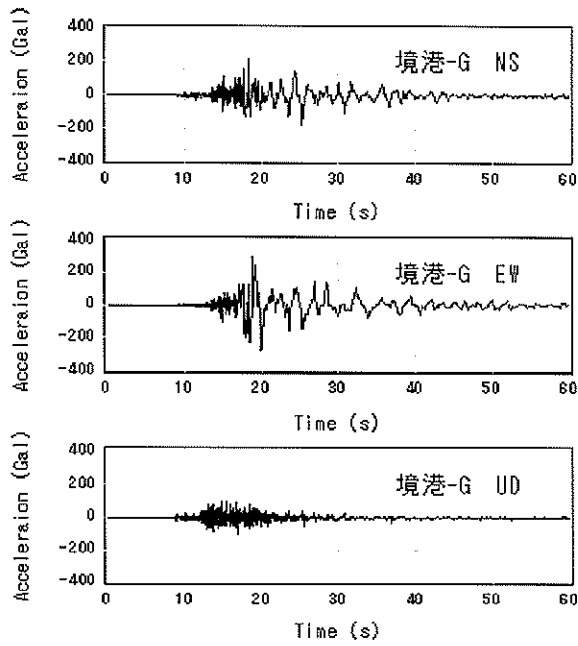


図-1.6 境港-Gの加速度波形（計器補整前）

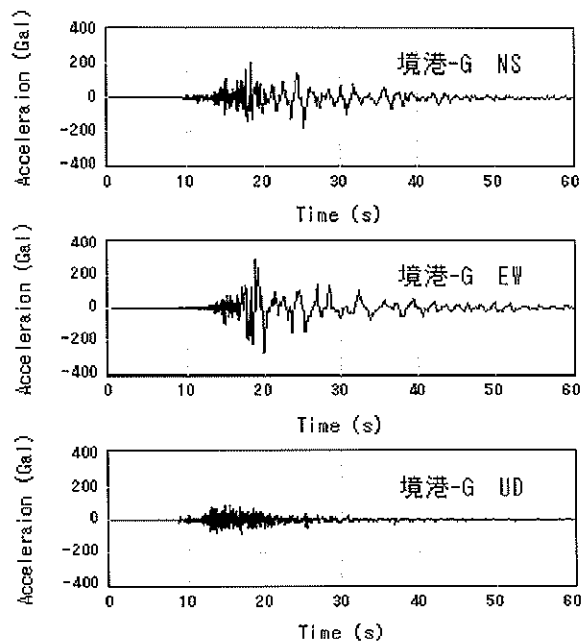


図-1.7 境港-Gの加速度波形（計器補整後）

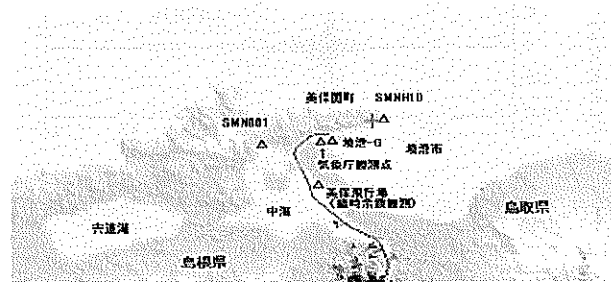


図-1.8 境港周辺の観測点（図-1.1³⁾に加筆）

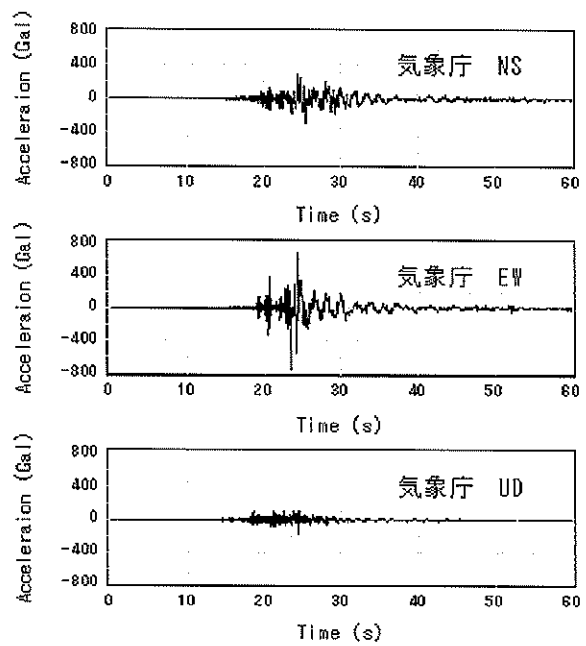


図-1.9 気象庁観測点の加速度波形

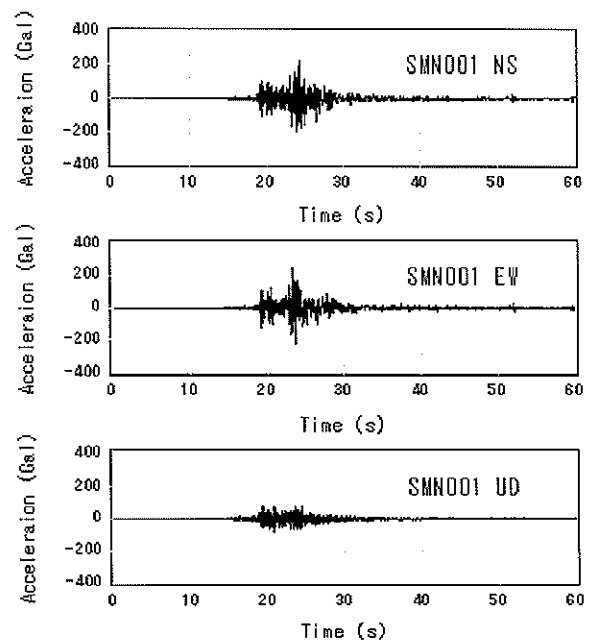


図-1.10 K-NET 観測点 (SMN001) の加速度波形

ないが、フーリエ解析により加速度波形から 1Hz 以下の周波数成分だけを抽出して、その水平面内の軌跡を描くと、図-1.13に示すように、すべての地点で断層直交成分が卓越していることがわかる。

このように、境港周辺における地震動の検討においては断層直交成分の検討が重要であるので、次に、各観測地点で得られた波形から座標変換により断層直交成分（N150E 成分）を求め、その波形やスペクトルを比較

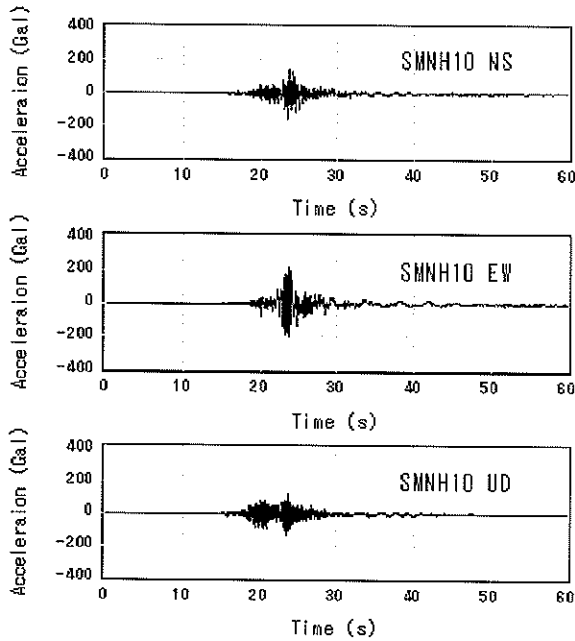


図-1.11 KIK-NET観測点 (SMNH10) の加速度波形

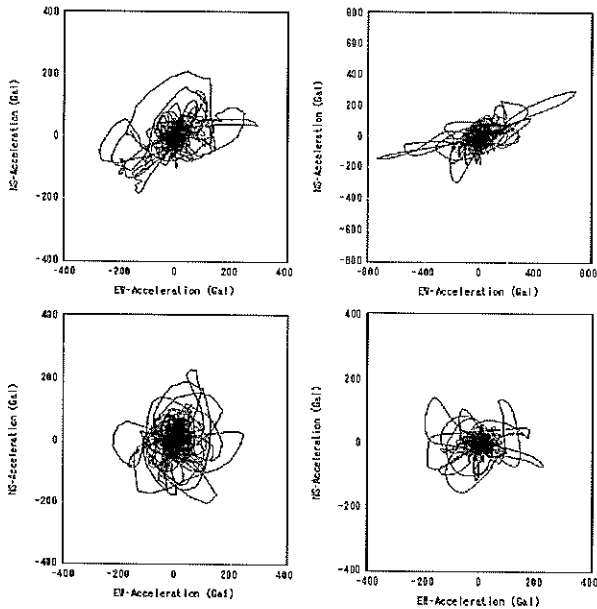


図-1.12 境港周辺の観測地点での加速度の軌跡
 (左上) 境港-G, (右上) 気象庁観測点
 (左下) SMN001, (右下) SMNH10

する。図-1.14に、4つの観測点で得られた波形の断層直交成分を示す。また、これらの波形のフーリエスペクトルを図-1.15に示す。図-1.15によると、まず、0.03-0.1Hzの帯域では各波形のフーリエスペクトルはほぼ一致している。これは、各観測点の震源からの距離に大差ないこと、0.03-0.1Hzの帯域が地盤条件の影響を受けにくいことが原因であると考えられる。さらに、本地震がある程

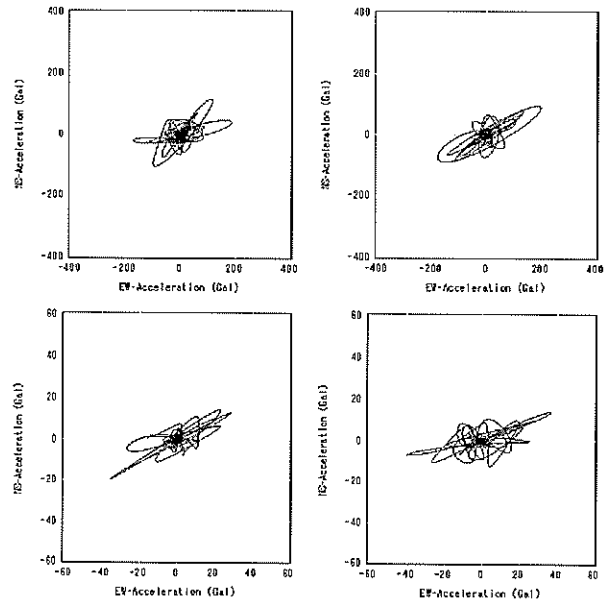


図-1.13 境港周辺の観測地点での加速度の軌跡(0-1Hz)
 (左上) 境港-G, (右上) 気象庁観測点
 (左下) SMN001, (右下) SMNH10

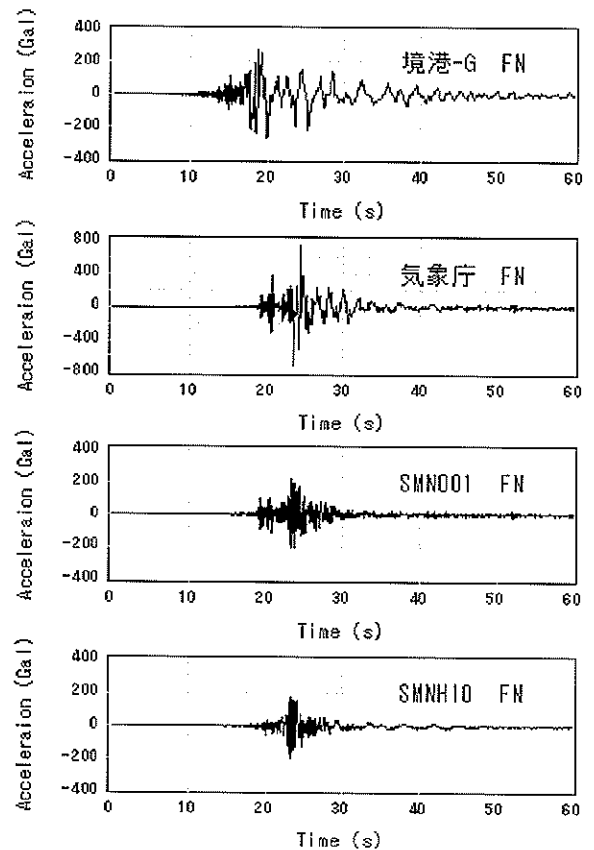


図-1.14 境港周辺で得られた加速度波形の断層直交成分 (上から順に境港-G, 気象庁観測点, SMN001, SMNH10)

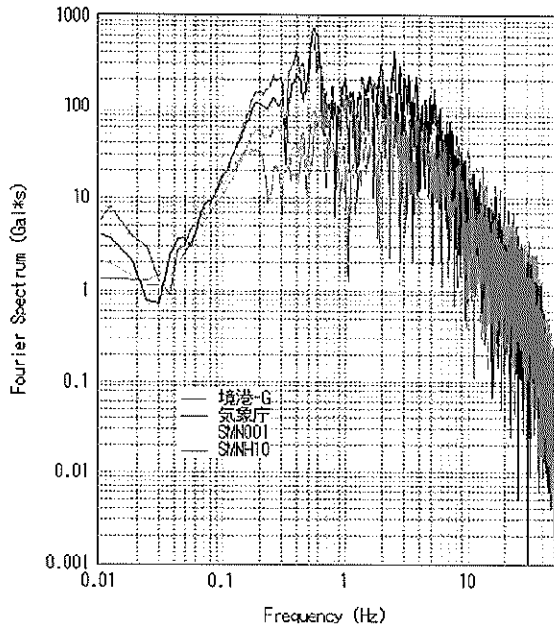


図-1.15 境港周辺で得られた加速度波形の断層直交成分のフーリエスペクトル

度規模の大きな地震であったので、0.03-0.1Hzの低周波成分に至るまで観測精度が良好であったことも理由である。0.2-2Hzの帯域では、堆積層上に位置する境港-G及び気象庁ではSMN001やSMNH10と比較して著しく振幅が大きい。これは、この帯域の地震動が堆積層の影響で増幅されたためであると考えられる。境港と気象庁の波形は、最大加速度でみるとかなりの差があるが、2Hz以下の帯域では境港-Gと気象庁のフーリエスペクトルは良く一致している。一般に2Hz以下の比較的低い周波数成分は比較的深い地盤構造の影響を受けるので、両強震観測地点において2Hz以下の周波数成分がこのような一致することは、両観測地点がともに境港市内の堆積層上に位置しており、両観測点のやや深い地盤構造(堆積層のうち比較的深い部分)が共通の特徴を有していることを示すものと考えられる。一方、2Hzより高い周波数帯域において、気象庁のスペクトル振幅は境港-Gをかなり上回っている。これは、境港-Gの波形が表層地盤(堆積層のうち比較的浅い部分)の非線形挙動の影響を受けており、地震動の高周波成分が減衰したためであると考えられる。なお、この非線形挙動が液状化を含むものであるかどうかについては、簡単に結論を下すことはできない。地震後に境港湾空港工事事務所の強震観測小屋を調査したところ、必ずしも事務所の敷地内で液状化の痕跡が明瞭に見られたわけではない。しかしながら、事務所周辺の道路では液状化の痕跡が見られたので、境港-Gの波形が地盤の液状化の影響を受けている可能性

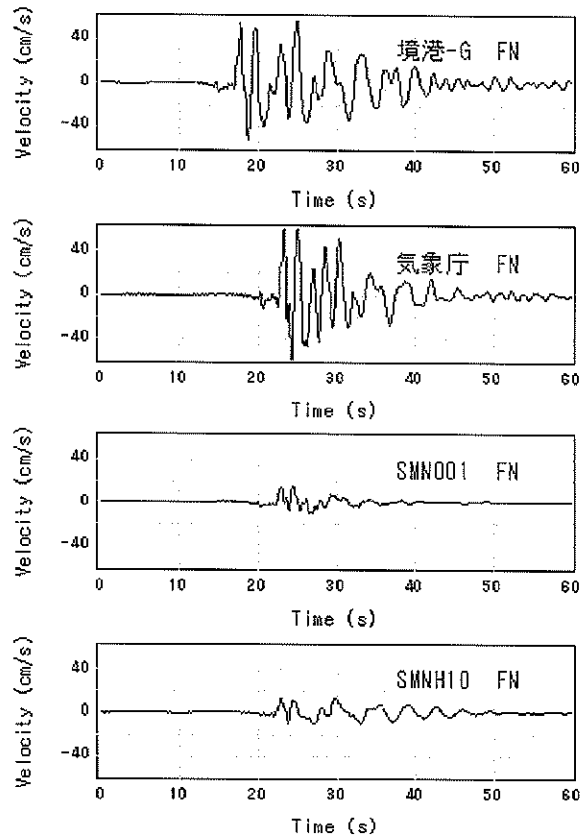


図-1.16 積分して得られた速度波形の断層直交成分(上から順に境港-G, 気象庁観測点, SMN001, SMNH10)

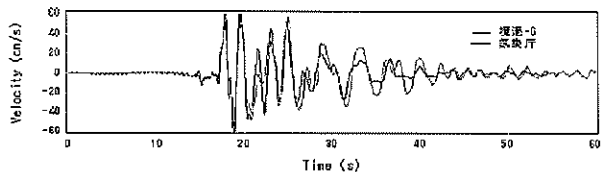


図-1.17 境港-Gと気象庁観測点の速度波形の比較

はかなり高いと考えられる。

図-1.14に示した加速度波形を0.1-2Hzの帯域通過フィルタに通し、周波数領域で積分して得た速度波形を図-1.16に示す。ここでは各地点の速度波形を同一の縮尺で示している。これら4点の波形に共通の特徴として、S波第1波の極性が正であること、すなわち、東北東に振れていることが指摘できる。この点については、震源断層が左横ずれであることから理論的に説明が付く。次に4点の波形の相違に着目すると、堆積層上に位置する境港-Gおよび気象庁観測点では振幅が大きい。また、境港-Gと気象庁観測点の波形は良く一致している。境港-Gの波形と気象庁観測点の波形の重ね書きを図-1.17に示す。ここでは気象庁観測点のはじめの5.5秒分のデータ

を削除してS波第1波の位相を揃えた。同図によれば、両者は後続波に至るまで良く一致している。

以上の結果をまとめると次の通りである。まず、4地点の記録に共通する特徴として、東北東-西南西の成分が卓越していること、S波第1波の揺れの向きが東北東側であることが指摘できる。これらの点については、震源断層が左横ずれ断層であることから説明が付く。次に4地点の記録の相違点として、堆積層上に位置する境港-Gと気象庁観測点では0.2-2Hzの帯域で著しい増幅が見られること、2Hz以上の帯域で、境港-Gの振幅が気象庁観測点の振幅と比較して小さいことが指摘できる。前者については、境港-Gと気象庁観測点のやや深い地盤構造が共通の特徴を有しているためであると考えられ、後者については境港-Gの局所的な表層地盤の非線形挙動によるものであると考えられる。

1.3 美保飛行場での臨時余震観測

鳥取県西部地震で被害を受けた施設の一つに美保飛行場（通称米子空港）がある。美保飛行場の位置を図-1.8に示す。美保飛行場においては、鳥取県西部地震の本震の強震記録は得られていない。従って、美保飛行場が本震時にいかなる地震動を受けたかについての情報が存在しないことになり、被災メカニズムの検証等を行う上で支障がある。1.2で見たように、地震動は地盤特性等を反映して場所毎に大きく異なるので、境港湾空港工事事務所など、他の場所で得られた記録を代用することは難しい。

そこで、美保飛行場の地震動特性を把握し、本震波形の推定を行うことを目的として、港湾技術研究所（当時）は本震後間もない10月10日に美保飛行場に強震計を設置し、臨時余震観測を行った。強震計は管理庁舎（鉄筋コンクリート二階建て）の一階床上に設置した。観測にはKinematics社のAltus K2を用いた。

強震計を庁舎内に設置したので、得られた記録は建物の影響を受けており、建物の影響の無い自由地盤の地震動と完全に同じではない。この点についてあらかじめ議論しておく。一般に、一定の広がりを持つ建物の地震動が作用するとき、地震動の短波長成分は建物の各部分に同位相で作用するわけではないので、周辺地盤で観測される地震動よりも建物の一階床上で観測される地震動の方が振幅が小さい。この現象は山原⁹⁾により入力損失と名付けられた。入力損失は、その原理から考えると、地震動の低周波成分に対してはさほど影響を及ぼさないことが予想される。山原⁹⁾は1968年十勝沖地震で被害を受けた八戸高専（鉄筋コンクリート三階建て）の一階

表-1.2 美保飛行場臨時余震観測の記録

番号	年	月	日	時	分	K-NET*
1	2000	10	10	23	49	
2	2000	10	12	3	52	有り
3	2000	10	12	6	47	
4	2000	10	12	7	7	有り
5	2000	10	12	8	40	
6	2000	10	12	17	6	有り
7	2000	10	13	1	17	
8	2000	10	14	8	0	有り
9	2000	10	15	21	48	
10	2000	10	17	7	19	
11	2000	10	17	22	16	
12	2000	10	18	8	4	有り
13	2000	10	19	8	2	有り
14	2000	10	21	7	39	
15	2000	10	22	9	5	
16	2000	10	26	8	3	
17	2000	10	29	20	41	
18	2000	11	3	9	39	
19	2000	11	3	12	36	
20	2000	11	3	16	33	有り

*K-NET美保関観測点(SMN001)での記録の有無

床上および周辺地盤に観測点を設置し、十勝沖地震の余震を観測した。観測された地震動の卓越周期を横軸に、最大加速度比（建物内/地盤）を縦軸にとった図を示し、卓越周期が0.4秒以上の場合、最大加速度比はほぼ1であることを示した。これは、八戸高専程度の規模の建物の場合、地震動の周期0.4秒以上の成分への入力損失の影響は無視できるほど小さいことを意味するものと考えられる。今回余震観測を行った庁舎が八戸高等専門学校と比較してやや小規模であることを考えると、得られた余震記録のうち周波数が2Hz以下の成分については、ほぼそのまま自由地盤の地震動の2Hz以下の成分に対応すると考えて良いと思われる。このこともあって、1.4で美保飛行場の本震波形を推定する際には、余震記録の2Hz以下の成分を利用して本震波形の2Hz以下の成分を推定する。

さて、美保飛行場では11月3日までに表-1.2に示す20の記録が得られた。表-1.2に示す20の記録のうち7つの記録についてはK-NETの美保関観測点（SMN001）でも同時に記録が得られている。ここでは美保飛行場で得られた余震記録を美保関の余震記録と比較することにより、美保飛行場の地盤振動特性について検討する。ここで比較の対象として美保関観測点を選んだのは、当該観測点が比較的堅固な地盤上にあり、美保飛行場との地盤条件のコントラストが明瞭であるためである。

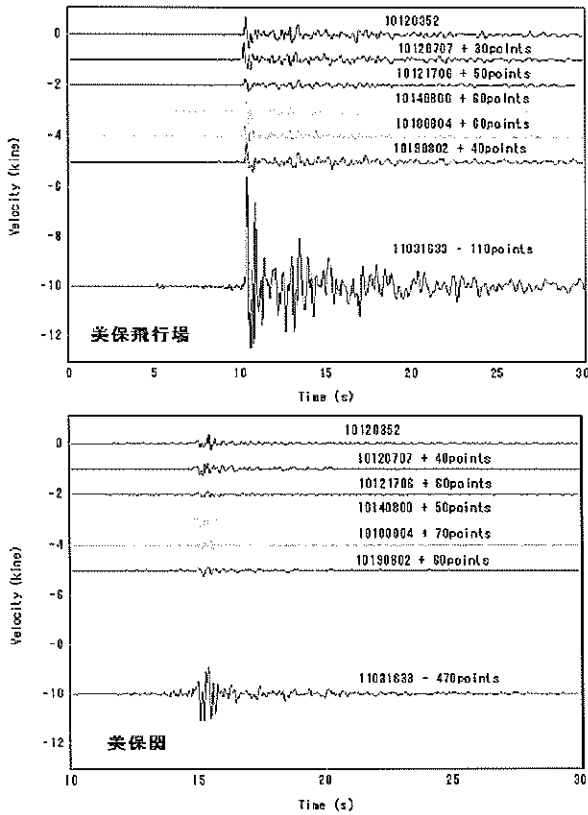


図-1.18 美保飛行場 (YNG) と美保関 (SMN001) で同時に得られた7つの余震の速度波形 (EW成分) の比較

美保飛行場 (YNG) と美保関 (SMN001) で同時に得られた7つの余震の速度波形 (EW成分) を図-1.18に比較して示す。図-1.18においては記録の先頭部分に適宜0を付け加えることによりS波の第一波の位相揃えて図示している。速度波形は、加速度波形から0.1Hz以下の周波数成分を削除し、周波数領域で積分して求めた。図-1.18から次のことがわかる。

- ①美保飛行場、美保関の双方ともS波の第1波はプラスの向き (すなわち東) に振れている。これは左横ずれの地震に対して理論的に予想される揺れの向きと整合している。
- ②美保飛行場の記録は美保関より常に振幅が大きい。これは美保飛行場が境港市の他の地域と同様、堆積層の上に位置しているため、震源で発生したS波が岩盤から堆積層内に入射する際に、S波速度のコントラストによって振幅が増幅するためであると考えられる。なお、堆積層内では岩盤内よりもS波の減衰定数が大きいので、S波が厚い堆積層内を通過して伝播するようになると、振幅が減衰して、S波速度のコントラストによる振幅の増幅効果がうち消されることもあり得る。しかし、この傾向は

通常地震波の比較的高い振動数成分に顕著に現れるものであり、ここでは速度波形を考察の対象としてることから、堆積層内での減衰の効果はさほど顕著でない。

③美保飛行場の記録は美保関より常に継続時間が長い。これは美保飛行場が堆積層の上に位置しているため、堆積層内でS波の重複反射や表面波の伝播が生じるためであると考えられる。

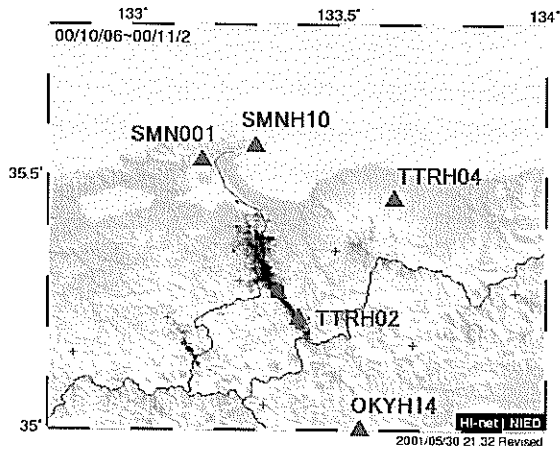
④美保飛行場の記録には地震によらずS波第1波の到来からおおよそ3秒後に顕著な位相が到来している。これは地震によらず見られる現象であるから、地盤条件に依存する現象と見られ、堆積層内でのS波の重複反射によるものであると考えられる。

1.4 美保飛行場での本震地動の推定

ここでは、まず、経験的グリーン関数を用いたインバージョンにより本震の震源過程を推定する。次に、これに基づき、美保飛行場での本震地動を推定する。

図-1.19に本震の震央と推定断層面を示す。また、美保飛行場での臨時余震観測で最も振幅の大きな記録が得られた11月3日16時33分の余震の震央を同時に示す (震源深さは5km)。インバージョンには図-1.19に示す5つのサイトの記録を用いた。これらのサイトは震源のメカニズムがほぼ鉛直な横ずれ断層であること²⁾から判断して比較的SH波のradiationが大きいと考えられるサイトを選択したものである。また、本来経験的グリーン関数法では周辺地盤の線形的な挙動を前提とするので、サイトの非線形挙動の影響を避けるため、できるだけ堅固な地盤条件のサイトを選択した。ここでは原則としてtransverse成分 (震源とサイトを結ぶ線分に対して直交する成分) をインバージョンに用いた。ただし震源近傍のサイトであるTTRH02については断層直交成分を用いた。余震波形を周波数領域で積分し、0.1-2Hzの帯域通過フィルタに通した速度波形をグリーン関数として用いた (図-1.20)。また本震波形に同様の処理をほどこして得た速度波形をインバージョンのターゲットとした (図-1.21)。ここでは、小地震波形から大地震波形を合成する方法としてIrikura¹⁰⁾の方法を用いた。ラディエーションパターン¹¹⁾の補正は行っていない。

インバージョンに先立ちフォワードモデリングを実施したところ、観測結果をある程度説明できるモデルを得ることができた¹¹⁾。ここにフォワードモデリングとは、波形合成に用いる震源モデルを様々に変化させ、合成した波形が観測波と十分に一致するような震源モデルを求めることである。図-1.21に合成波と観測波の比較を示す。両者の一致はおおむね良好であるが、子細に見ると、



■ 本震 2000/10/06
 □ 余震 2000/11/03

図-1.19 震源とサイトの位置関係 (図-1.1³⁾に加筆)

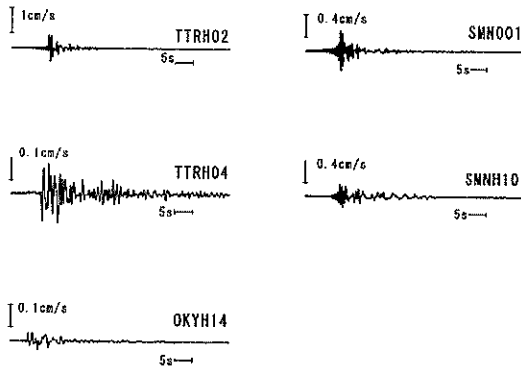


図-1.20 経験的グリーン関数として用いた余震波形

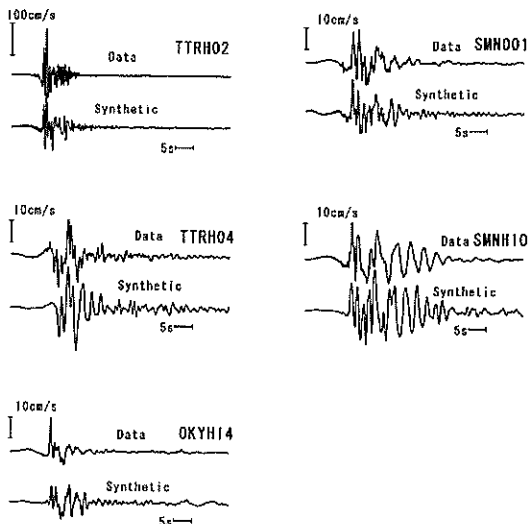


図-1.21 フォワードモデリングの結果 (1) 線形

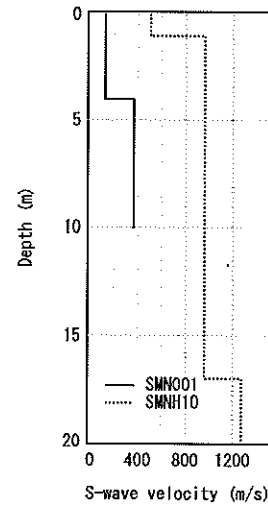


図-1.22 SMN001 および SMNH10 の地盤条件

SMN001 及び SMNH10 の波形の後半部分において合成波は観測波と比較して位相が系統的に早く、また振幅が系統的に大きくなっている。そこで、ここでは周辺地盤の非線形挙動を表現するための非線形パラメタ¹²⁾を導入し、これを用いて経験的グリーン関数を補正する。非線形パラメタの定義とその物理的意味について以下に述べる。

図-1.22に SMN001 および SMNH10 の地盤条件を示す。同図に示すようにこれらのサイトは比較的堅固であり、SMNH10 表層の 4m がやや軟弱ではあるが、少なくともここで対象とする 2Hz 以下の比較的低い周波数成分がサイト直下の非線形挙動の影響を受けるとは考えにくい。ここで、これらのサイトの地形的特徴について考察する。図-1.8に示すように、いずれのサイトも島根半島と米子平野との境に位置しており、震源とサイトは堆積盆地を挟んで向き合う関係にある。

このような地形的特徴から、堆積盆地を重複反射しながら伝播する S 波もしくは Love 波が盆地端部の SMN001 や SMNH10 といったサイトに影響を及ぼすものと考えられる (図-1.23)。事実、これらのサイトでは観測波の後半部分に S 波の重複反射もしくは Love 波によると見られる顕著な位相が見られる。S 波にせよ Love 波にせよ堆積盆地内を伝播する間には表層地盤 (堆積盆地の比較的浅い部分) の非線形挙動の影響を受けると考えられる。地盤の非線形挙動としては、通常、剛性の低下 (すなわち S 波速度の低下) と減衰定数の増加が想定される。この結果、観測波の後半部分の位相が線形時と比較して系統的に遅く、また振幅が系統的に小さくなったと考えれば、観測波と合成波の差異を合理的に

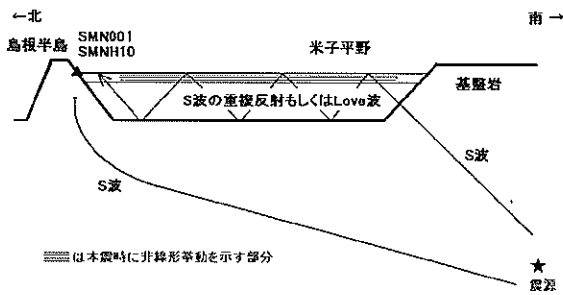


図-1.23 SMN001 等に到来する地震波の経路

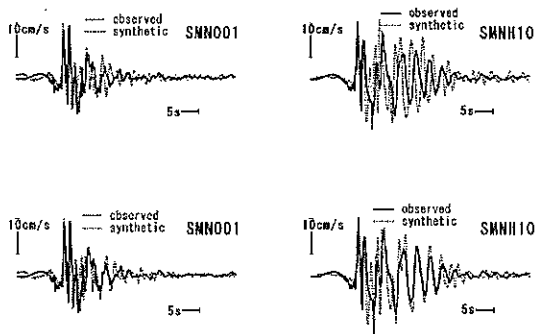


図-1.24 フォワードモデリングの結果 (2)
非線形パラメタ無し (上) と有り (下)

説明できる。本稿では、SMN001 および SMNH10 における観測波が上述の意味で周辺地盤の非線形挙動の影響を受けていると考え、以下においては経験的グリーン関数法に周辺地盤の非線形挙動を取り込む方法を検討する。

経験的グリーン関数法の最大の利点は、震源からサイトに至る地下構造についての知識を前提としないことである。経験的グリーン関数法に周辺地盤の非線形挙動を取り込む際には、上述のような利点が失われることのないよう、できるだけ簡便な方法を用いることが望ましい。そこで、ここでは以下の2つの非線形パラメタ ν_1 と ν_2 を用いることを提案する。

ν_1 は堆積盆地内の媒質の平均的な S 波速度の低下率を示すパラメタである。すなわち $\nu_1 = V_s/V_{s0}$ である。ここに V_s は非線形時の S 波速度、 V_{s0} は線形時の S 波速度である。経験的グリーン関数 (余震記録) の直達 S 波の到来時刻を t_0 、波形後半のある位相の到来時刻を t としたとき、 $t-t_0$ は近似的には当該位相が堆積層内に留まっていた時間を示すと考えることができる。非線形時には S 波速度が ν_1 倍になるのであるから、当該位相の到来時刻は $t_0 + (t-t_0)/\nu_1$ となるはずである。このような考え方で経験的グリーン関数の時刻 t_0 以降の部分を $1/$

ν_1 倍に引き延ばす。

一方 ν_2 は堆積盆地内の媒質の平均的な減衰定数の増加を意味するパラメタである。一般に減衰定数 h の地盤を角振動数 ω の地震波が時間 t だけ伝播する間に振幅は $\exp(-h \omega t)$ 倍となる。地盤の非線形性により減衰定数が h_0 から h に変わったとすれば、堆積層内を時間 $t-t_0$ だけ伝播した後では地震波の振幅は線形時と比較して $\exp(-\nu_2(t-t_0))$ 倍となる。ここに $\nu_2 = \omega(h-h_0)$ である。

実際には堆積盆地内の媒質のうち非線形挙動を示すのは地表に近い部分だけであると考えられるが (図-1.23), ν_1 , ν_2 といったパラメタは深さ方向に平均化された値である。これら2つの非線形パラメタを用いて経験的グリーン関数は次式により補正される。

$$g'(t) = g(t) \exp(-\nu_2(t-t_0)) \quad (t > t_0) \quad (1.1)$$

ここに $g'(t)$ は補正後の経験的グリーン関数、 $g(t)$ は補正前の経験的グリーン関数である。

上述の非線形パラメタを SMN001 および SMNH10 の経験的グリーン関数に適用して補正し、フォワードモデリングで求めた震源モデルに基づいて重ね合わせ、改めて SMN001 および SMNH10 における本震波形を合成した。非線形パラメタは試行錯誤により $\nu_1 = 0.9$, $\nu_2 = 0.02$ を用いることとした。図-1.24に結果を示す。同図に示すように、非線形パラメタを用いることにより、SMN001 および SMNH10 の波形の後半部分の位相と振幅が良好に再現できる。なお、 $\nu_1 = 0.9$ は S 波速度が線形時の 90%程度であることを意味し、 $\nu_2 = 0.02$ は、対象周期を 5 秒程度とすれば、減衰定数が線形時より 2%ほど大きいことを意味する。

一般に、近地の記録を用いて震源インバージョンを行う際、経験的グリーン関数を用いれば、地下構造の情報不足に伴う不確実性を回避することができる。このとき、本震波形の後半が非線形挙動の影響を受けているとすれば、上述の非線形パラメタの適用が有効である。ここでは SMN001 および SMNH10 の余震波形に非線形パラメタを適用して補正し、インバージョンにより本震の震源過程を推定することとした。

インバージョンは Harzell and Heaton¹³⁾ の方法で行った。気象庁発表の震源を含む $30\text{km} \times 12\text{km}$ の領域を 30×12 に分割し、それぞれの領域では、破壊フロント通過後の 2.4 秒間に 4 回のすべりが許されるものとした。破壊フロントは気象庁発表の震源から同心円状に速度 2.8km/s で広がるものとし、基盤の S 波速度は 3.5km/s とした。インバージョンには非負の最小自乗解を求めるためのサブルーチン¹⁴⁾を用いた。また、すべりの時空

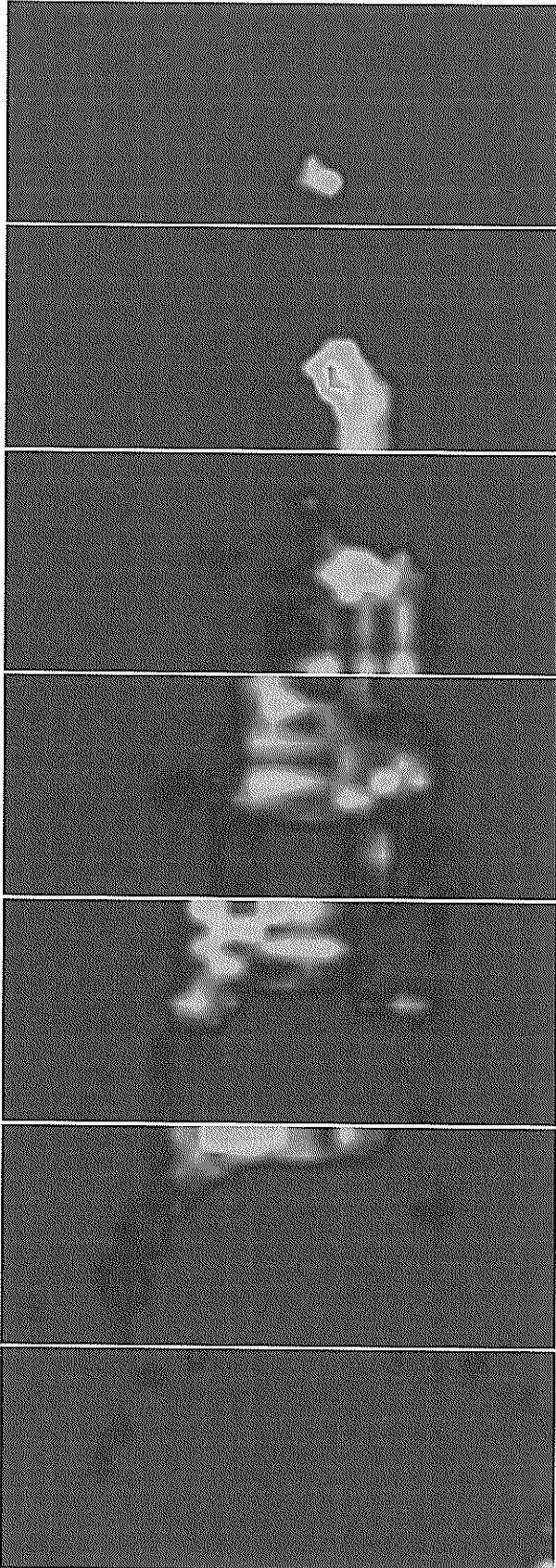


図-1.25 インバージョンにより推定された鳥取県西部地震の震源過程 (1秒毎のすべり量)

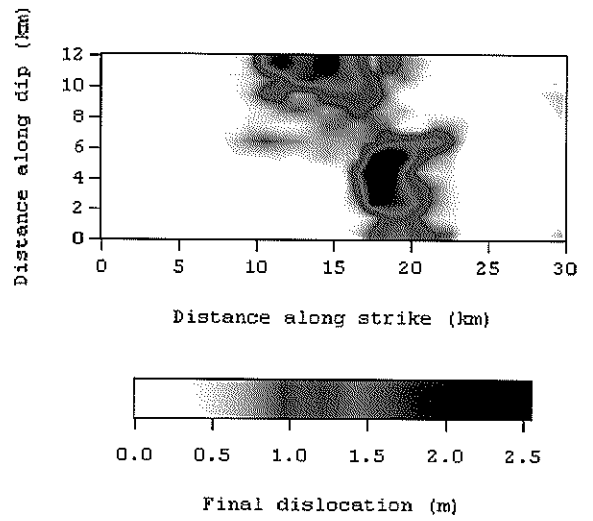


図-1.26 インバージョンにより推定された鳥取県西部地震の最終すべり量の分布

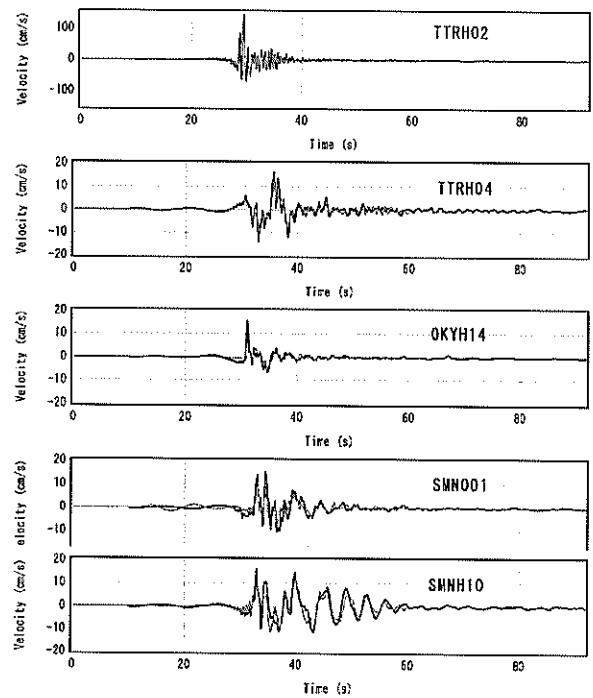


図-1.27 合成波 (緑) と観測波 (黒) の比較

間分布を滑らかにするための拘束条件を設けた。

図-1.25に、非線形パラメタを用いたインバージョンによるすべりの時空間分布を示す。また、図-1.26に最終すべり量の分布を示す。これらの図によれば、本震は複数のサブイベントからなる。1つ目のサブイベントは震源のやや南の深い位置で生じており、2つ目のサブイベントは震源の真上の浅い位置で生じている。すべり量は最大で約2.5mとなっている。図-1.27に合成波と観測

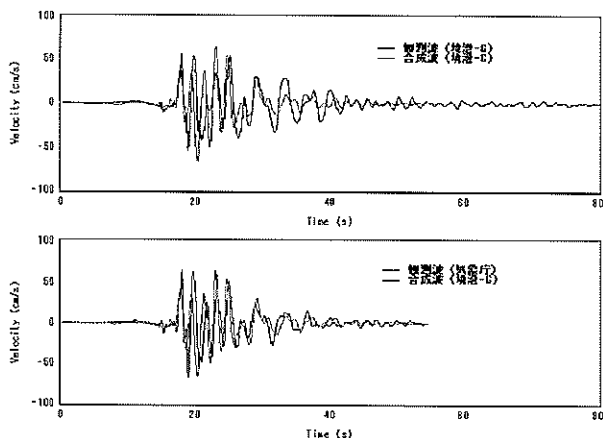


図-1.28 境港-Gの合成波と境港-Gの観測波（上）
および気象庁観測点の観測波（下）との比較
（いずれも断層直交成分）

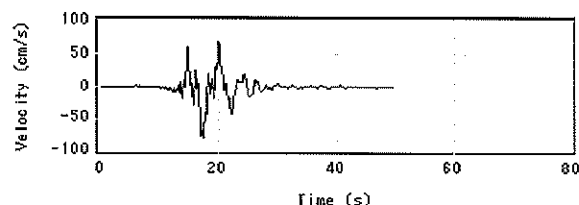


図-1.29 美保飛行場における本震波形の推定結果
（断層直交成分）

波の比較を示す。両者の一致は概ね良好である。

次に、ここで得られたすべりの時空間分布に基づき、境港-G及び美保飛行場の本震波形を合成する。これらのサイトは堆積盆地内に位置しているため、用いるべき非線形パラメタの値はSMN001やSMNH10とは異なる可能性がある。そこで、まず、本震波形が観測されている境港-Gにおいて合成波と観測波ができるだけ一致するように非線形パラメタの値を定め、次に、同じ非線形パラメタを用いて美保飛行場の本震波形を合成する。

図-1.28（上）に境港-Gにおける合成波と観測波の比較を示す。図-1.28（下）には、参考のため、境港-Gにおける合成波と気象庁観測点における観測波の比較を示す。このとき、境港-Gの余震波形に非線形パラメタ $\nu_1=0.85$ 、 $\nu_2=0.1$ を適用している。同図に示すように、境港-Gの余震波形を用いた合成波は境港-Gの本震観測波と気象庁観測点の本震観測波のいずれともある程度一致する。その一致の程度をやや詳しく見ると、気象庁観測点の本震観測波との一致の方がむしろ良好である。この理由として、境港-Gの本震波形が液状化を含むような表層地盤の強い非線形挙動の影響を受けており、ここで採用しているような非線形パラメタを用いる簡易な方法では完全には再現できないこと、気象庁観測点が境港

-Gとさほど離れていないので、境港-Gの表層地盤が仮に強い非線形挙動を示さなかったとした場合に境港-Gで観測されたであろう波形に、気象庁観測点での波形がほぼ対応していると考えられることなどがあげられる。なお、合成波と観測波が一致するように定めた非線形パラメタの値（ $\nu_1=0.85$ 、 $\nu_2=0.1$ ）は、堆積層内のS波速度が平均的には線形時の85%程度であること（せん断剛性は線形時の70%程度）、堆積層内の減衰定数が平均的には線形時より10%ほど大きいことを意味する。これらの値が地盤のひずみレベルとの関係でいかに説明されるかについては、今後、さらに検討する必要がある。

最後に、同じ非線形パラメタを用いて美保飛行場の本震波形を合成した結果を図-1.29に示す。同図に示すように、美保飛行場においては、本震時の最大速度は80cm/s程度であったと推定される。境港-Gの観測波（例えば図-1.28）と比較して最大振幅はやや大きい、サイクル数が少ないことが特徴である。

参考文献

- 1) 気象庁地震火山部：平成12年10月地震・火山月報（防災編）、2000年11月。
- 2) 防災科学技術研究所：広帯域地震観測網ホームページ（<http://argent.geo.bosai.go.jp/frccsia>）。
- 3) 防災科学技術研究所：高感度地震観測網ホームページ（<http://www.hinetdata.bosai.go.jp>）。
- 4) 井合進、倉田栄一、土田肇：強震記録のデジタル化と補正、港湾技研資料No.286、1978年3月。
- 5) 防災科学技術研究所：強震観測網ホームページ（<http://www.k-net.bosai.go.jp>）。
- 6) 防災科学技術研究所：基盤強震観測網ホームページ（<http://www.kik.bosai.go.jp>）。
- 7) 野津厚、井合進、W.D. Iwan：震源近傍の地震動の方向性に関する研究とその応用、港湾技術研究所報告、Vol.40、No.1、2001年3月、pp.107-167。
- 8) 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第1報）、日本建築学会論文報告集、第165号、1969年11月、pp.61-66。
- 9) 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第2報）、日本建築学会論文報告集、第167号、1970年1月、pp.25-30。
- 10) Irikura, K. : Semi-Empirical Estimation of Strong Ground Motions during Large Earthquakes, *Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, Vol.32, 1983, pp.63-104.
- 11) 野津厚：経験的 Green 関数法による鳥取県西部地震

の本震地動のモデル化, 第36回地盤工学研究発表会,
2001年6月, pp.2363-2364.

- 12) サイトの非線形パラメタを取り込んだ経験的 Green
関数法, 第26回地震工学研究発表会, 2001年8月,
pp.201-204.
- 13) Hartzell, S.H. and Heaton, T.H.: Inversion of Strong
Ground Motion and Teleseismic Waveform Data for the
Fault Rupture History of the 1979 Imperial Valley,
California, Earthquake, *Bulletin of the Seismological
Society of America*, Vo.73, No.6, 1983, pp.1553-1583.
- 14) Lawson, C.L. and Hanson, R.J.: *Solving Least Squares
Problems*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New
Jersey, 1974.

2. 被害の概要

2.1 一般被害

土木施設一般の被害概要を土木学会鳥取県西部地震調査団の災害報告¹⁾を基に以下に示す。

2000年10月6日13:30、米子市南方を震源とするM7.3、震源の深さ約10kmの地震が発生し、鳥取県境港市と日野町で震度6強の揺れを記録した。鳥取県では、東部で1943年に死者1000人を越えたM7.2の地震が起こっている。

自治省消防庁の10月18日現在の報告によれば、本地震における人的被害は死者はなく、負傷者が鳥取県97人、島根県10人、岡山県18人、広島県3人、香川県2人、兵庫県1人の全体で131人である。震度に対する負傷者発生率は1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震などと比較して小さかった。

表-2.1.1には、鳥取県内の港湾関係公共土木施設災害以外の災害の発生状況を示す。10月26日現在の港湾関係公共土木施設災害以外の公共土木被害額は254億円を超えている。

表-2.1.1 港湾関係公共土木施設災害以外の
公共土木施設災害（平成12年10月26日16:00現在）

所管別	被害		摘要	
	件数	金額(千円)		
建設省 (国庫負担法関係)	道路	581	10,502,600	
	橋梁	20	225,900	
	砂防設備	19	227,800	
	下水道	35	1,486,070	
	急斜面	4	119,900	
	河川	57	1,325,200	
	海岸	0	0	
	地すべり	0	0	
	公園	9	933,400	
	計	725	14,820,870	
建設省	街路	2	22,000	(都市)
建設省	公営住宅	20	151,000	(住宅)
建設省計		747	14,993,870	
農林水産省	農業基盤	962	4,996,000	
	林業関係	279	3,459,154	
	水産漁港	46	2,007,300	漁港は5ヶ所(876,200)
	計	1287	10,462,454	
合計		2034	25,456,324	

(1)道路・橋梁・鉄道

橋梁については構造物そのものの被害は少なく、町道赤谷線原田橋（スパン7m）の1カ所で落橋が生じたのみで、ほとんどは、橋台付近の地盤変状による段差の発生であった。道路全般については、山間部で土砂災害が発

生し、米子自動車道で1カ所が被災、一般国道180号、181号、その他の県道において法面崩壊、落石などの被害があった。鉄道ではJR伯備線の線路が土砂崩壊によって寸断された。さらに10月8日の朝から雨となり、日野町役場から北東に2kmの貝原では、余震で山の沢部から長さ50m、幅5mにわたって土石流が発生し、JR伯備線の復旧作業現場を襲った。

(2)ライフライン

鳥取県西部の西伯町、会見町、日野町など合わせて約2800世帯で断水があった。境港市の竹内工業団地内の工業用水配水管が液状化によって大きな被害を受けた。都市ガスについては、米子ガスが米子市の約14600世帯に供給しており、ガス漏れが43件発生したが、ほとんどは灯内管であり、本支管の被害は1ないし2カ所程度であった。下水道は10月10日現在で12件の被害が鳥取県に報告されており、主に管渠の破損とマンホールの隆起である。電話については溝口町内で一部不通になった他、安否確認の電話が殺到して輻輳したためNTT西日本は災害用伝言ダイヤルを設けるなどの対応をした。電力については地震直後に停電したが直ぐに復旧され、その後の余震でも電柱からの引き込み線が破断される被害が発生したが順次復旧し、大きな混乱はなかった。

(3)ダム関連

賀祥ダムは、堤高46.4m、堤頂長174.0m、堤体積86600m³の重力式ダムで、監査廊（EL87.0m）でNS528.5Gal、EW531.1Gal、UD485.2Gal、天端（EL124.4m：エレベータシャフト内）でNS2051.0Gal、EW1406.2Gal、UD884.2Galを記録した。賀祥ダムは、余震域のほぼ直上にあり、基盤標高はEL78.0mである。当時の貯水池水位は洪水期制限水位のEL114.6mより少し低いEL112.2mであった。天端にある副ゲート機械室の壁面にわずかな斜めクラックが認められ、窓が破損した。また、駐車場が10cm程度沈下した他はダムに変状は認められなかった。

(4)液状化

液状化は震源から30km以内の境港市、米子市、安来市、松江市の臨海部で発生した。液状化が発生したのは、境港市の竹内工業団地、昭和町、米子港付近のそれぞれ埋立地に集中している。竹内工業団地、昭和町では広範囲に液状化が発生し、建物周辺地盤の沈下、岸壁のはらみ出しやエプロンの沈下・亀裂、側方流動による軽量構造物の移動、上水道などの損壊があった。また、米子市の旗ヶ崎、彦名団地、錦海団地、湊山公園でも建物周辺地盤の沈下、護岸のはらみ出しなどの被害があった。

2.2 港湾、漁港、空港（飛行場）の被害

鳥取県西部地震により境港、米子港、安来港、松江港、菅浦港の5つの港湾が被災した。漁港については、鳥取県内で境漁港など5カ所が被災した。空港（飛行場）については米子空港（美保飛行場）が被災した。被災した港湾と空港の位置を図-2.2.1に示す。図-2.2.1から被災した港湾、空港は、中海周辺・近傍に位置していることがわかる。

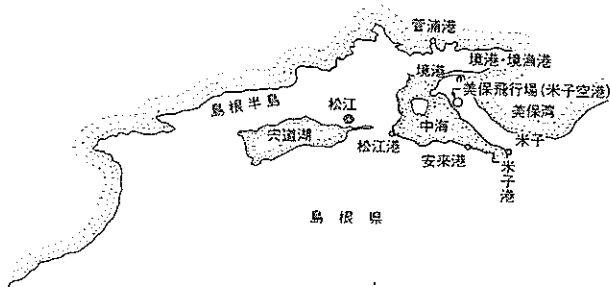


図-2.2.1 被災した港湾・空港の位置

港湾の直轄および補助災害復旧額の一覧を表-2.2.1に示す。表-2.2.1から、被害総額は復旧工事費で43億円で、境港が全体の工事費の60%程度、米子港が30%程度でこの2港で90%程度を占めている。直轄災害は境港の2件のみでほとんどは補助災害である。

表-2.2.2には被災した港湾施設の一覧を示す。港湾、漁港、空港の被害で、本報告書で詳細を報告するものの一覧を表-2.2.3に示す。表-2.2.3の対応図番は各港、漁港、空港の施設位置図に対応している。被災程度は注記にあるように施設の被害程度を0～IVの5段階に評価したものである。この評価基準は新潟地震以降の各地

震の被害調査報告書で採用されたものと同一である。ただし、同一調査員が被害程度を評価していないので、評価にはばらつきがあることを念頭に置く必要がある。

表-2.2.3に示すように、港湾施設の被害は岸壁、物揚場、護岸、防波堤、臨港道路などに生じた。重力式の岸壁、護岸の被害形態は法線がせり出し、背後が沈下する従来からの被害と同じであった。矢板式のものは、重力式と比べると大きな変位を示したものは少ない。防波堤は水平変位よりも、沈下が卓越する形態で被害が発生した。臨港道路などの埋立地では液状化被害が顕著で、竹内地区の承水路では堤防の法線が2m程度水路内へ移動し、河床が水面上に盛り上がる、大きな被害が発生した。

漁港については、境漁港の通称「かに栈橋」で大きな被害が発生した。表-2.2.3に示したように、被害形態は港湾と同様で、岸壁法線のせり出し、エプロンの亀裂、埋立部の液状化、エプロンの沈下が見られた。

空港については米子空港（美保飛行場）で被害が発生した。表-2.2.3に示したように、滑走路の延長方向および横断方向のクラック、誘導路の路肩部分で液状化による盛り上がりとクラック、護岸隅角部の目地の開き、護岸と場周道路の間に目地の開き、段差、噴砂が認められた。

参考文献

- 1) (社)土木学会鳥取県西部地震調査団：2000年10月6日鳥取県西部地震被害調査報告，土木学会誌，第85巻，第12号，2000年，pp.80-83.

表-2.2.1 港湾の直轄および補助災害復旧額の一覧

港湾名	直轄災害		補助災害		合計		割合	
	工事件数	工事費(千円)	工事件数	工事費(千円)	工事件数	工事費(千円)	工事件数	工事費
境港	2	150,002	41	2,381,842	43	2,531,844	58%	58%
米子港	0	0	21	1,574,544	21	1,574,544	28%	36%
安来港	0	0	7	183,266	7	183,266	10%	4%
松江港	0	0	1	24,187	1	24,187	1%	1%
菅浦港	0	0	2	33,345	2	33,345	3%	1%
計	0	150,002	72	4,197,184	74	4,347,186	100%	100%

表-2.2.2 被災した港湾施設の一覧

県別	管理者別	港湾名	港湾・海岸	施設名	施設区分
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-4.5m) (その1) L=90.0m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-5.0m) (その1) L=72.0m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-5.0m) (その2) L=68.0m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-4.5m) (その2) L=223.5m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	物揚場 (-3.5m) L=26.7m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	物揚場 (-3.0m) (その1) L=80.0m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	物揚場 (-3.0m) (その2) L=29.3m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-4.5m) (その3) L=80.5m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	臨港道路 (その1) L=305.0m	臨港交通施設
鳥取県	県	米子港	港湾	臨港道路 (その2) L=79.8m	臨港交通施設
鳥取県	県	米子港	港湾	臨港道路 (その3) L=233.6m	臨港交通施設
鳥取県	県	米子港	港湾	岸壁 (-5.0m) L=48.0m	係留施設
鳥取県	県	米子港	港湾	灘町地区護岸 L=80.5m	外郭施設
鳥取県	県	米子港	海岸	内町地区護岸 L=18.1m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	安倍地区護岸 L=158.4m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	彦名地区護岸 (その1) L=355.8m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	彦名地区護岸 (その3) L=217.4m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	彦名地区護岸 (その4) L=93.0m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	彦名地区護岸 (その5) L=49.3m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	彦名地区護岸 (その6) L=113.5m	護岸
鳥取県	県	米子港	海岸	祇園地区護岸 L=108.5m	護岸
鳥取県	県	安来港	港湾	南防波堤 L=50.3m	外郭施設
鳥取県	県	安来港	港湾	北防波堤 L=50.1	外郭施設
鳥取県	県	安来港	港湾	油壺護岸 L=207.3m	外郭施設
鳥取県	県	安来港	港湾	-6.0m岸壁 L=154.5m	係留施設
鳥取県	県	安来港	港湾	-5.0m岸壁 L=152.5m	係留施設
鳥取県	県	安来港	港湾	-4.0m物揚場 L=90.0m	係留施設
鳥取県	県	安来港	港湾	臨海道路 L=1,154.0m	臨港交通施設
鳥取県	美保町	松江港	港湾	富士見物揚場 L=140.7m	係留施設
鳥取県	美保町	管浦港	港湾	C-5-1物揚場 (-2.0m) L=26.3m	係留施設
鳥取県	美保町	管浦港	港湾	C-5-2物揚場 (-2.0m) L=7.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	江島1号岸壁 L=154.5m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	江島2号岸壁 L=159.5m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	江島船揚場 L=5m、江島波除堤 L=1m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	江島1号・2号物揚場 L=23.6m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	江島幹線・連絡線 L=153.4m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	森山岸壁 L=294.6m、森山1号・4号護岸 L=142.1m、森山岸壁船揚場 L=8.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	外江護岸 L=6.85m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	外江西灘船揚場 L=61.2m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	木工団地域 L=494.2m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	外江東物揚場 L=58.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	3号石油ドルフィン L=115.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	4号石油ドルフィン L=115.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	昭和南地区東側護岸 L=42.0m	護岸
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	昭和北護岸 L=460.0m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	昭和北物揚場 L=409.6m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	昭和南幹線 L=1,051m、昭和南4号棟 L=144.0m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	昭和南2号岸壁 L=187.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内1号岸壁 L=70.1m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内ふ頭1号棟 L=954.9m、夢みなと棟 L=18.4m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内マリナーナ棟・竹内水路護岸 (東) L=956.0m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内東側護岸 L=688.3m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南側護岸 L=14.95m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内2号物揚場 L=148.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内北波除堤 L=250.0m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南幹線 L=645.1m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内ふ頭背後線 L=644.0m、竹内ふ頭連絡線 L=118.1m、竹内ふ頭4号線 L=39.85m、竹内ふ頭5号線 L=30.0m、竹内ふ頭6号線 L=85.0m、竹内ふ頭7号線 L=100.0m、竹内8号線 L=100.0m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南海岸線 L=338.0m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野5号物揚場、竹内1号・2号物揚場 L=355.4m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野防波護岸 L=24.3m、中野7・8号物揚場 L=325.0m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野岸壁 L=601.0m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野東防波堤 L=90.2m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野埋立護岸 L=945.8m	廃棄物埋立護岸
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野中防波堤 L=159.3m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野北船揚場 L=40.0m、中野5号線 L=15.2m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野幹線野 L=278.0m、中野4号線 L=65.0m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野幹線 L=213.8m、福堤橋 L=9.9m	臨港交通施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	マリナーナ1号棧橋 L=75.6m、マリナーナ2号棧橋 L=83.0m、マリナーナ3号棧橋 L=75.5m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南地区東側防波堤護岸 L=84.0m	外郭施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南船揚場(B) L=10.1m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	竹内南防波堤 L=88.95m	係留施設
鳥取県	境港管理組合	境港	港湾	中野南船揚場(A) L=15.0m	係留施設

表-2.2.3 調査した港湾・漁港・空港施設の一覧

(a) 境港被害の概要

地区名	図番	施設名	延長 (m)	水深 DL (m)	天端高 DL (m)	構造形式	設計難度	被害程度	被災延長 (m)	被災額 (千円)	工事番号	被災状況概要
外港竹内南	①	マリナーナ棧橋 1号～3号	75.5+83.0+75.5	-4	+0.80	棧橋		IV	75.5+83.0+75.5	164,774	37	1号棧橋、2号棧橋、3号棧橋のかんりの部分が陥落水没。棧橋の杭は折れていた。
	②	承水路 (高松川)		-0.5	堤防高 +2 ~ +2.5	矢板護岸、対岸はブロック積み		III	955	100,819	環境 2	堤防法線が1～2mせり出した。河床がD.L.+1mまで盛り上がった。平行に走る道路面には大きな不陸が発生した。また、地盤には大規模な液状化が発生した。
外港竹内	③	東側護岸	1025	-7.5	+3.0	ケーソン式護岸		I	868.3	13,085	21	法線が最大 50cm せり出し、天端は最大 70cm 沈下した。水叩き部に 15cm の段差が生じた。周辺地盤に液状化発生。
外港中野	④	東防波堤	470	-7	+2.0	ブロック式混成堤	0.10	I	90.2	39,054	31	法線が最大 8cm 移動し、天端が最大 70cm 沈下した。港内側に 3° 程度傾いた。
	⑤	中防波堤	160	-5	+1.5	ブロック式混成堤	0.10	I	159.3m	11,599	33	法線が最大 12cm 移動し、天端が最大 70cm 沈下した。
外港昭和南地区	⑥	1号岸壁	270	-13.0	+1.8	ケーソン式係船岸	0.10	II	269.5	138,025	直轄 1	エプロンに幅 10 ～ 20cm の亀裂と最大 50cm 程度の段差。法線は相対的に最大 15cm 海側へ移動。ヤード内で液状化発生。
	⑦	2号岸壁	185	-10.0	+1.8	ケーソン式係船岸	0.10	I	187.0	19,831	17	エプロンに幅 3cm の亀裂 5 ～ 10cm 程度の段差。法線は、1号、3号岸壁に対して、相対的に陸側に 10cm 程度移動した。
	⑧	3号岸壁	130	-7.5	+1.9	ケーソン式係船岸	0.23	I	150	5,189	直轄 2	エプロンに 5 ～ 10cm 程度の段差、最大で 30cm 弱。法線は、相対的に海側へ最大 18cm 移動。埋地地盤で液状化が発生。
外港昭和北	⑨	防波堤 (波除)	130		+3.80	ケーソン式混成堤	0.10	I				ケーソン及びケーソン前面の消波ブロックが 147 ～ 281mm 港内側に変位すると同時に、大きく (パラベットで 245 ～ 576mm) 沈下した。最大で 150mm の目地の開き。
	⑩	昭和北物揚場	30+130+120+130	-4.0	+1.5	L型ブロック式係船岸	0.10	II	409.6	299,673	15	法線が最大 570mm せり出し、天端が最大 583mm 沈下した。
	⑪	廃棄物外周護岸	430		+3.8	捨石式傾斜護岸		I		62,515	14	法線が陸側へ最大 220mm、海側へは最大 153mm 変位し、天端は最大 1408mm 沈下した。
	⑫	境港防波堤	630			ブロック式混成堤		0				無被災。
	⑬	1号岸壁	140	-4.5	+1.50	鋼矢板式係船岸		0				無被災。
	⑭	2号岸壁	220	-5.5	+1.50	鋼矢板式係船岸		0				無被災。
	⑮	外港1号岸壁	370	-9.0	+1.8	横枝橋式係船岸	0.10	0				液版背後に 7 ～ 10cm 程度の隙間。
	⑯	外港2号岸壁	260	-7.5	+1.8	横枝橋式係船岸	0.10	0				液版背後に 2 ～ 7cm 程度の隙間、舗装の一部損壊。
内港	⑰	1号岸壁	200	-7.0	+1.6	横枝橋式係船岸		0				無被災。
江島	⑱	1号岸壁	165	-9.0	+1.8	鋼矢板式係船岸	0.10	I	40	45,913	1	法線に平行して 4.0m に渡りエプロン部に 2cm の亀裂。セメントアンローダーの基礎部に亀裂、レール破断。最大 10cm 程度のエプロン沈下
	⑲	2号岸壁	130	-7.5	+1.9	鋼矢板式係船岸		I		32,511	2	エプロン部で最大で 10cm 程度の沈下
	⑳	江島橋梁井筒基礎				鋼管矢板井筒基礎		I				間詰コンクリートのクラック等による漏水、仮設昇降設備の破損
外港沖	21	沖防波堤	2587		+3.0	ケーソン式混成堤	0.10					基準点測量が未実施のため正確な変位量は不明。コーナー部で港内側に最大 20cm 程度のずれ。
	22	沖防波堤南端部				二重円筒ケーソン式	0.10					基準点測量が未実施のため正確な変位量は不明。GPS 測量では約 60cm の沈下

被災程度 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: 本体にかなり変状が起こったもの。
 III: 形はとどめているが、構造物に破壊が起こったと認められるもの。
 IV: 全壊して形をとどめていないもの。

(b) 安来港被害の概要

地区名	図番	施設名	延長 (m)	水深 DL (m)	天端高 DL (m)	構造形式	設計難度	被害程度	被災延長 (m)	被災額 (千円)	工事番号	被災状況概要
港内地区	①	物揚場	205	-4.0	+1.5	二重矢板式係船岸		I	90	11,833	6	天端が計画高より 37cm 沈下。上部工とエプロンに最大 18cm の段差。エプロン端部に 15cm の段差。
	②	南防波堤	57		+1.84	ブロック式混成堤		I	50.3	2,614	1	先端の沈下による幅 6cm、深さ 50cm、段差 5cm の目地の開口。開口幅 5cm、幅 5cm、深さ 25 ～ 40cm のクラック発生。
	③	岸壁	152.5	-5.0	+1.2	矢板式係船岸		I	125.5	44,924	5	上部コンクリートに亀裂、エプロンが上部工に対して 12cm 沈下

	④	岸壁	154.5	-6.0	+1.5	L型ブロック式係船岸	I	154.5	12,132	4	上部コンクリートとエプロンの間き6~8cm。エプロンと舗装止め間の間口7cm。
--	---	----	-------	------	------	------------	---	-------	--------	---	---

被災程度 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:本体にかなり変状が起こったもの、
 III:形はとどめているが、構造物に破壊が起こったと認められるもの、
 IV:全壊して形をとどめていないもの。

(c) 松江港被害の概要

地区名	図番	施設名	延長(m)	水深DL(m)	天端高DL(m)	構造形式	設計震度	被害程度	被災延長(m)	被災額(千円)	工事番号	被災状況概要
松江港	①	物揚場(-2.0m)	122 +18.7	-2.0	+1.45	L型ブロック式係船岸	0.10	I	140.7	24,187	12災8	岸壁法線は海側へ最大95mm、陸側へ最大30mm変位。また、エプロンの沈下、亀裂、上部コンクリートの亀裂、本体ブロックの目地間きが発生。

被災程度 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:本体にかなり変状が起こったもの、
 III:形はとどめているが、構造物に破壊が起こったと認められるもの、
 IV:全壊して形をとどめていないもの。

(d) 米子港被害の概要

地区名	図番	施設名	延長(m)	水深DL(m)	天端高DL(m)	構造形式	設計震度	被害程度	被災延長(m)	被災額(千円)	工事番号	被災状況概要
旗ヶ崎	①	岸壁	130	-7.5		横棧橋		0	0			被害なし
	②	岸壁	210	-6.0	+1.5~2.0	横棧橋	0.14	I	48			護岸背後が27cm沈下。海底部分で液状化跡(微砂噴出)が確認。
	③	岸壁	140	-5.0	+1.5	L形ブロック式係船岸	0.14	II	140	566,564	2,3	法線が最大1.01m移動。-6m岸壁との接合部で陥没による約30cmの段差発生。L形ブロックに亀裂。エプロンの側溝部分に7cmの段差が発生。背後地盤で液状化発生
灘町	④	岸壁	岸壁60.0+取付け護岸19.9	-4.5	+1.5	横棧橋	0.14	I	80.5	11,974	8	護岸部で法線が最大20cm移動。護岸背後で陥没発生護岸正面の海底部分で液状化跡(砂噴出)が確認。棧橋部の護岸が相対的に約10~20cm沈下。渡橋と棧橋間に5cmの間口
	⑤	物揚場	28.7	-3.5	+1.2	コンクリートブロック式係船岸	0.14	I	28.7	69,442	5	法線が最大17cm移動。護岸とエプロンに最大約15cmの間口エプロンにクラック発生。エプロン背後に3cmの間口。
灘町他	⑥	物揚場	物揚場80+取付け護岸28	-3.0	+1.5	L形ブロック式係船岸	0.14	II	108	309,851	6,7	法線が最大2.139m移動。隅角部背後で約1.2m沈下隅角部で上部工の崩壊と開口幅40~50cmのクラック発生。隅角部で護岸に開口幅40~50cmのクラック発生。

被災程度 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:本体にかなり変状が起こったもの、
 III:形はとどめているが、構造物に破壊が起こったと認められるもの、
 IV:全壊して形をとどめていないもの。

(e) 境漁港被害の概要

地区名	図番	施設名	延長(m)	水深DL(m)	天端高DL(m)	構造形式	設計震度	被害程度	被災延長(m)	被災額(千円)	工事番号	被災状況概要
境漁港	①	-6.0m東側	80	-6.0		矢板式	0.10	I				被害なし
	②	-6.0m北東側	120	-6.0		矢板式	0.10	III	120			護岸背後が27cm沈下。海底部分で液状化跡(微砂噴出)が確認。
	③	-6.0m北側	84.5	-6.0		矢板式	0.10	I				法線が最大1.01m移動。-6m岸壁との接合部で陥没による約30cmの段差発生。L形ブロックに亀裂。エプロンの側溝部分に7cmの段差が発生。背後地盤で液状化発生
灘町	④	-6.0m北西側	150	-6.0		矢板式	0.10	I				護岸部で法線が最大20cm移動。護岸背後で陥没発生護岸正面の海底部分で液状化跡(砂噴出)が確認。棧橋部の護岸が相対的に約10~20cm沈下。渡橋と棧橋間に5cmの間口
	⑤	4.5m西側	50	-4.5		矢板式	0.10	I				法線が最大17cm移動。護岸とエプロンに最大約15cmの間口エプロンにクラック発生。エプロン背後に3cmの間口。

被災程度 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:本体にかなり変状が起こったもの、
 III:形はとどめているが、構造物に破壊が起こったと認められるもの、
 IV:全壊して形をとどめていないもの。

(d) 美保飛行場被害の概要

地区名	図番	施設名	延長(m)	水深 DL(m)	天端高 DL(m)	構造形式	設計 難度	被害 程度	被災延長 (m)	被災額 (千円)	工事 番号	被災状況概要
滑走路	1		2000					Ⅱ	1000			路肩部分に延長 1000 m にわたり幅 5-8cm のクラックが発生。滑走路延長方向に延長 100-200m にわたり幅 1cm のクラック、滑走路横断方向に幅 1cm のクラックが 4 箇所発生。
誘導路	1							Ⅱ	30-60			路肩部分で液状化による盛り上がり、幅 3cm 程度のクラックが延長 30-60m にわたり 2 箇所発生。
拡張用地環 岸	1							Ⅰ	400			隅角部において 5cm の目地の開きが 2 箇所発生したほか、護岸と場周道路の間に目地の開き、段差が延長 400m にわたり発生。拡張用地（着陸帯）に 2 箇所にわたり噴砂が認められた。
場周道路	1							Ⅱ	400			延長 400m にわたり沈下が発生するとともに、延長 100m にわたりクラックが発生。

被災程度 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 : 本体にかなり変状が起こったもの、

Ⅲ : 形はとどめているが、構造体に破壊が起こったと認められるもの、

Ⅳ : 全壊して形をとどめていないもの、

3. 各施設の被害

3.1 境港

境港の位置する弓浜半島は、美保湾の西側を北西に伸びる長さ17kmの平坦な砂州半島である。この弓浜半島は日野川など中国山地に源を発する河川から流出した土砂が沿岸流によって堆積したものである。北は境水道を挟んで島根半島があり、東は美保湾から日本海、西は境水道、中海を通じて宍道湖、南は弓浜半島を通じて米子市方面となっている。

境港の歴史は古く、江戸時代の1861年（文久元年）に鳥取藩が「御手船役所」を設置し、蝦夷・筑紫との千石船交易を伸張している記録がある。明治になってからは、1875年に政府御備外人デルークが境港の実測調査を行い、1881年には隠岐・境間に定期船隠岐丸が就航、1883年に全国主要港湾に指定、1899年には新開港場22港の中に指定された。大正時代には内務省直轄工事として防波堤増築・大型岸壁築造が行われ、工事は1922年から昭和にな

る1930年まで続いた。昭和になり、1927年に第2種重要港湾となっている。1945年に陸軍輸送船玉栄丸の爆発が火薬庫に飛火し、埠頭および市街は大火となった。終戦後は、1947年に運輸省第三港湾建設局境港工事事務所設置、1951年に港湾法施行令による重要港湾の指定、1958年に鳥取・島根両県協定による境港管理組合の設立、1959年に境港港湾計画の策定、1961年に境水道航路浚渫工事着工、1962年に高潮対策事業着手、1966年に中海地区新産業都市指定、1968年に境港港湾計画策定があった。その後、着々と港湾施設は整備され、1969年に外港埠頭（-9.0m岸壁2バース、-7.5m岸壁2バース、-4.5m岸壁3バース）、1973年に外江埠頭第2岸壁（-4.5m岸壁5バース）、1975年に江島岸壁（-9.0m岸壁9バース）、1977年に中野埠頭（-4.5m岸壁9バース）が完成している。1978年に外港竹内工業用地、外港昭和地区南埠頭及び同用地造成、1979年に外港昭和地区南石油ドルフィンがそれぞれ着工され、1980年には港湾計画が改訂（1985年目標）されている。1980年に外港中野地区緑地、1981

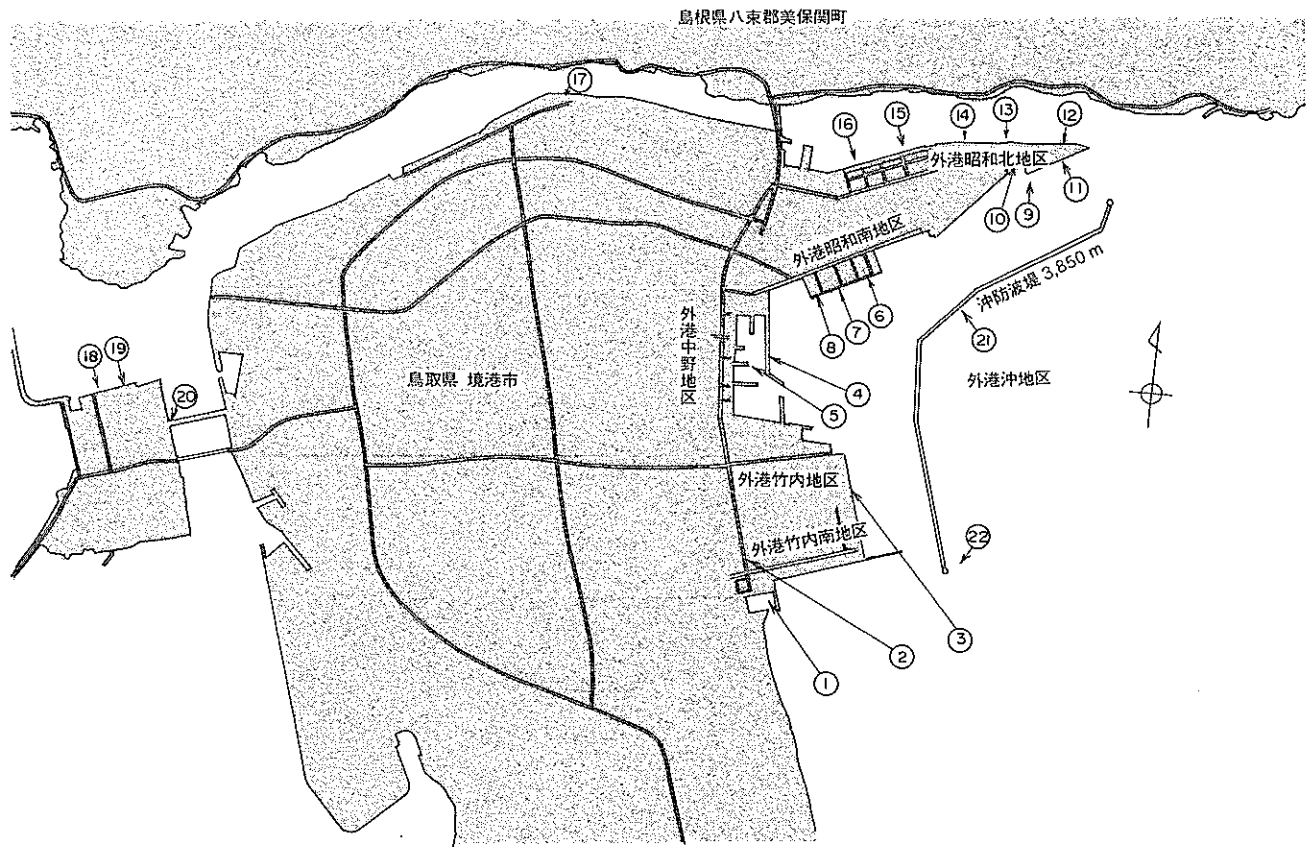


図-3.1.1 境港の施設配置

年に中野物揚場，外港昭和地区南石油ドルフィン (-7.5 m) 1 バース，1982年に外港昭和地区南石油ドルフィン (-7.5m) 3 バース，下宇部尾地区防波堤，1984年に外港昭和地区南埠頭 (-13m岸壁 1 バース，-10m岸壁 1 バース)，航路 (-13m)，森山地区埠頭 (-4.5m岸壁 5 バース) が完成し，1985年に港湾計画が改訂 (1995年目標) されている。1986年に江島地区泊地分離堤及び係船杭 (-9m) 3 バース，1988年に宇井地区物揚場 (-4m) 改良 5 バース，外港地区岸壁 (-9m) 改良が完成し，1989年に東南アジア向けフルコンテナ船定期航路が就航し，1990年に港湾計画が一部変更された。1991年に外港地区泊地 (-7.5m)，1992年に外港地区岸壁 (-10m) (改良) が完成し，1994年に港湾計画が改訂 (2005年目標) された。1995年にはFAZ (輸入促進地域) の指定，中国大連および韓国釜山を結ぶコンテナ定期航路の開設があった。1996年に外港昭和地区南埠頭 (-7.5耐震岸壁) 1 バースが完成し，1997年には境港市及び米子市周辺地域国際インフラ推進事業の指定があり，着々と発展してきた。表-3.1.1に境港の施設整備の経過概要を示す。

境港の現況は，主要施設として，石油ドルフィンが4 バース，木材ドルフィンが3 バース，外港地区に20バース，内港地区に21バースの大型船係留施設が整備されている状況にある。図-3.1.1に境港の各施設の配置を示す。利用状況は，平成10年の入港船舶の総トン数は6000千ト

ンを超えており，内航船舶と外航船舶の割合は，総トン数で内航船舶が外航船舶を若干上回っている。隻数では内航船舶は約13千隻であるが，外航船舶は1千隻弱と大きな差がある。貨物の輸移入量は約497千トンで，その内訳は化学工業品が26.8%，林産品が26.4%，軽工業品が25.5%を占めている。輸移入量は約3,347千トンで，化学工業品が64.0%，林産品が29.9%を占めている。

3.1.1 外港竹内南地区，竹内地区

これらの地区は，図-3.1.1に示されるように美保湾に面した境港の東南に位置している埋立地である。竹内南地区はマリーナなどのレジャー施設として利用され，竹内地区は工業用地として利用されている。今回の地震においては，竹内南地区，竹内地区において液状化に起因する大規模な噴砂現象が発生したことが特筆される。

(1) マリーナ棧橋 (①)

竹内南地区には3つの固定棧橋が図-3.1.2の平面図に示すように整備されていた。固定棧橋の構造は図-3.1.3の被災前後の状況図に示すとおりで，杭にはφ300のPC杭が用いられていた。

表-3.1.1 境港の施設整備経過

西暦(年号)	年	表
1875 (明治8)		政府御機外人デルクに境港の実測調査を行わせる。
1883 (明治16)		全国主要港内に指定される。
1890 (明治23)		果敢支弁港に指定される。
1897 (明治30)		大阪船舶司検所 (現中国運輸局境港支局) 開設。
1899 (明治32)		開港港則により新開港場2港の中に指定される。
1906 (明治39)		物揚場・防波堤・水路改修実施 (～明治41)。
1907 (明治40)		山陰運貨物集散地として重要港内に指定される。
1922 (大正11)		内務省直轄工事として防波堤増築・大型船岸壁築造 (～昭和5)。
1927 (昭和2)		第二種重要港内に指定される。
1947 (昭和22)		運輸省第三港湾建設局境港工事事務所設置。
1951 (昭和26)		港湾法施行令により取寄港内に指定される (港湾法昭和25年公布)。
1958 (昭和33)		鳥取・島根両県協定により港湾管理者として境港管理組合設立。
1961 (昭和36)		境水運航路改修工事着工 (大山丸)。
1962 (昭和37)		高潮対策事業着手。
1966 (昭和41)		中海地区新産業都市指定。
1969 (昭和44)		外港埠頭完成 (-9.0m岸壁2バース，-7.5m岸壁2バース，-4.5岸壁3バース) 旅客待合所完成。
1973 (昭和48)		外江ふ頭第2岸壁完成 (-4.5m岸壁1バース)。
1975 (昭和50)		江島岸壁完成 (-9.0m岸壁1バース)。
1977 (昭和52)		中野埠頭完成 (-4.5m岸壁3バース)。
1978 (昭和53)		外港竹内工業用地，外港昭和地区南埠頭及び何用地造成着工。
1979 (昭和54)		外港昭和地区南石油ドルフィン着工。
1980 (昭和55)		外港中野地区緑地完成。
1981 (昭和56)		中野物揚場完成，外港昭和地区南石油ドルフィン (-7.5m) 1バース完成。
1982 (昭和57)		外港昭和地区南石油ドルフィン (-7.5m) 3バース完成，下宇部尾地区防波堤完成。
1984 (昭和59)		外港昭和地区南埠頭完成 (-13m岸壁1バース，-10m岸壁1バース)，航路 (-13m) 完成。
1985 (昭和60)		森山地区埠頭完成 (-4.5m岸壁5バース)。
1986 (昭和61)		江島地区泊地分離堤及び係船杭 (-9m) 3バース完成。
1988 (昭和63)		宇井地区物揚場 (-4m) 改良5バース，外港地区岸壁 (-9m) (改良) 完成。
1991 (平成3)		外港地区泊地 (-7.5m) 完成。
1992 (平成4)		外港地区岸壁 (-10m) (改良) 完成。
1996 (平成8)		外港昭和地区南埠頭 (-7.5耐震岸壁) 1バース完成。

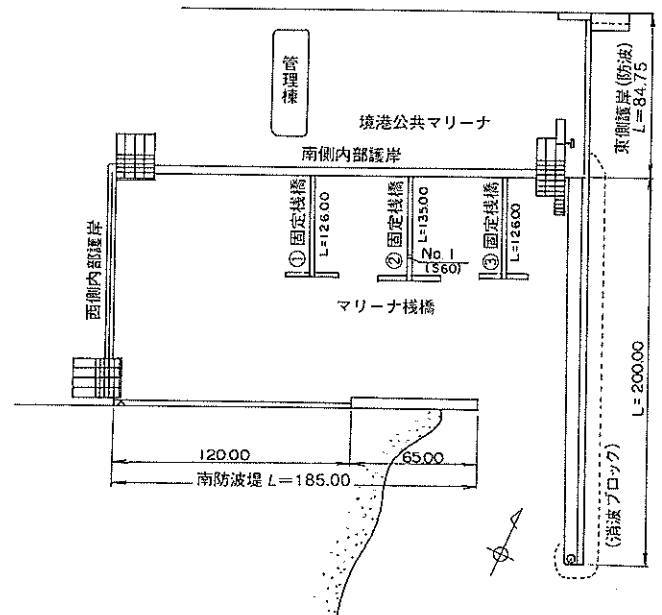


図-3.1.2 マリーナ棧橋平面図

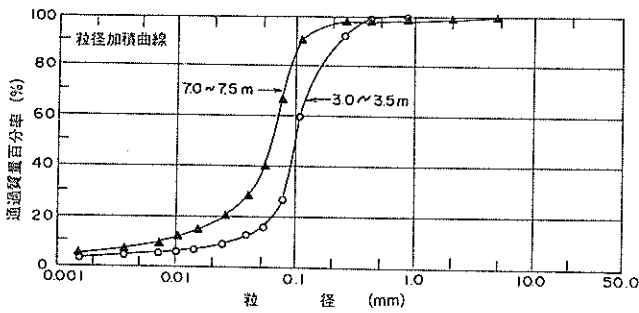


図-3.1.5 マリーナ2号粒径加積曲線

図-3.1.4には2号固定棧橋における土質柱状図を示す。土質調査は地震前後に行われており、 N 値については地震前を点線、地震後を実線で示す。図-3.1.4より地盤状況はD.L. -9mまでは N 値が3~12の細砂、D.L. -15mまでは N 値が2~8の砂質シルト、D.L. -15m以深は礫で N 値は2~50と大きくばらついている。 N 値を地震前後で比較すると地震後のものが若干大きくなっている。図-3.1.5には粒度試験結果を細砂層のものを○、砂質シルトのものを▲で示す。砂質シルトはシルト分が66%、粘土分が8%あり、塑性指数は $I_p=10.7$ が得られている。

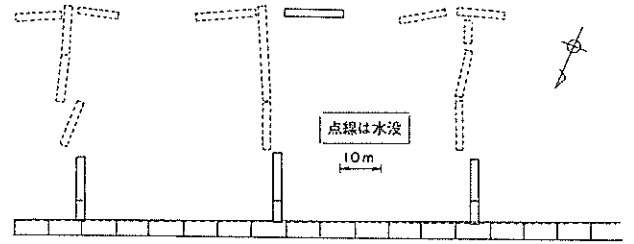


図-3.1.6 マリーナ固定棧橋被災状況図

被災状況は、図-3.1.3および図-3.1.6に示すとおりで、点線で示す箇所で陥落、水没する被害が発生した。

(2)承水路 (②)

承水路(高松川)は図-3.1.1に示すように竹内地区、竹内南地区の西側を南北に流れている。図-3.1.7は地震前後の承水路の断面図および平面図で、点線が地震前、実線が地震後、太実線は復旧断面のものである。図-3.1.7より、承水路護岸(堤防)は矢板護岸、その反対側はブロック積み護岸、河床は捨石で構成されていた。河床の計画高さはD.L. -0.5m、計画堤防高は左岸と右岸で異なっておりD.L. +2~+2.5mであった。

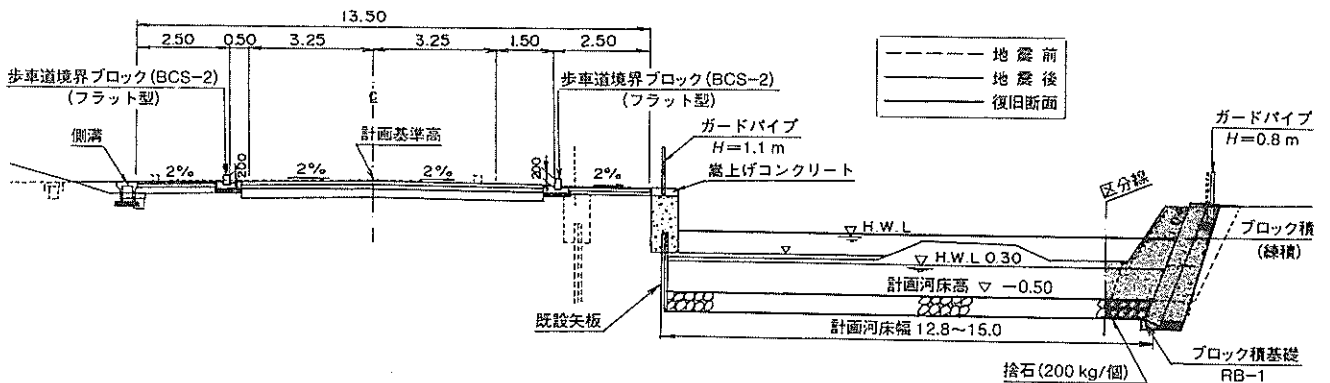


図-3.1.7(a) 承水路(高松川)被災前・後および復旧断面図

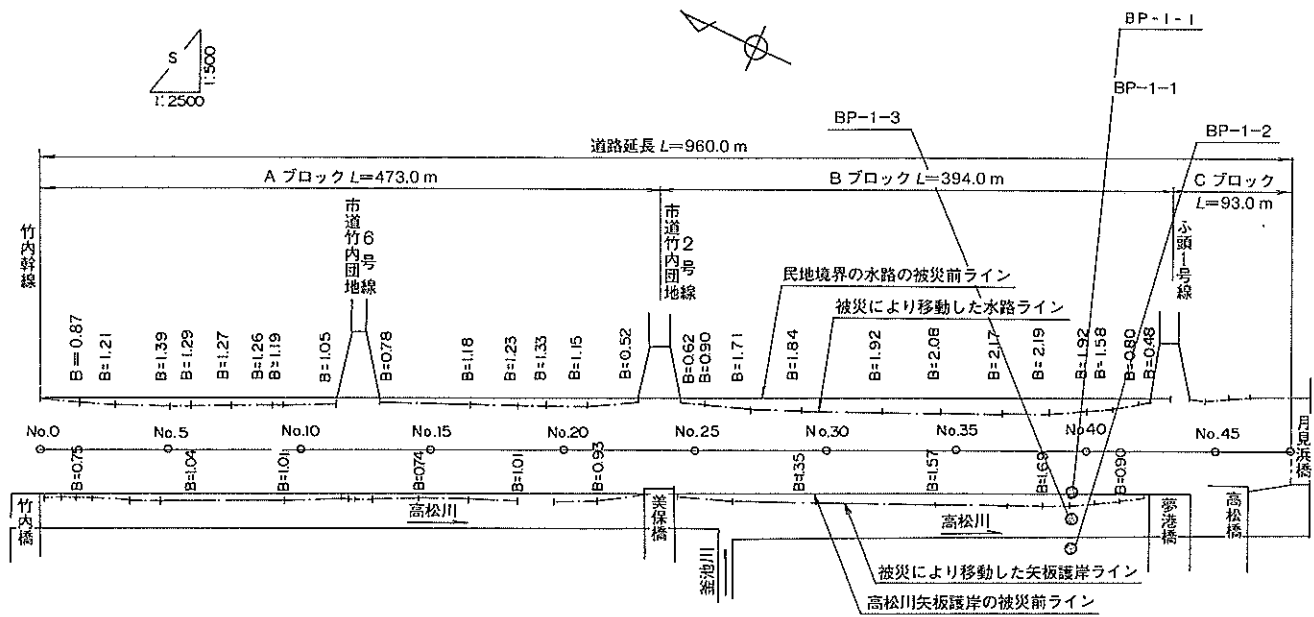
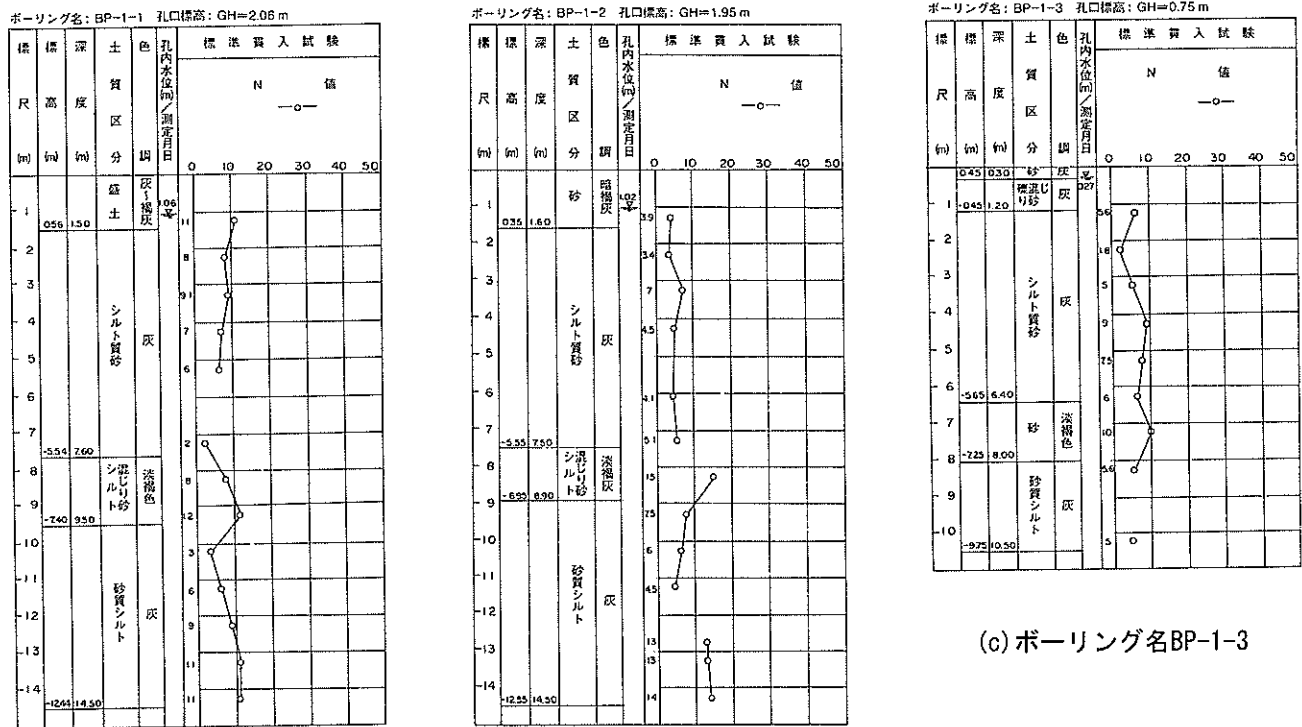


図-3.1.7(b) 承水路（高松川）被災前・後平面図



(a) ボーリング名BP-1-1

(b) ボーリング名BP-1-2

(c) ボーリング名BP-1-3

図-3.1.8 承水路（高松川）被災後土質調査結果

図-3.1.8は地震後に行われた土質調査結果で、調査地点は図-3.1.7(b)のボーリングNo.に対応している。概略の土層構成は、DL. -6mまでがシルト質砂、D.L. -6~8mがシルト混じり砂、D.L. -8m以深が砂質シルトとなっている。N値は全体として2~10程度でばらついており、D.L. -6~8mのシルト混じり砂層のN値が他の層より

りも若干大きいようである。

被害状況は図-3.1.7、図-3.1.9および写真-3.1.1に示すとおりで、延長960mにわたり被害を受け、承水路両脇の護岸法線が水路内に1~2mせり出した。河床は計画高さがD.L. -0.5mであったが、地震後盛り上がりが生じ、最大でD.L. +0.99mまで盛り上がっている。

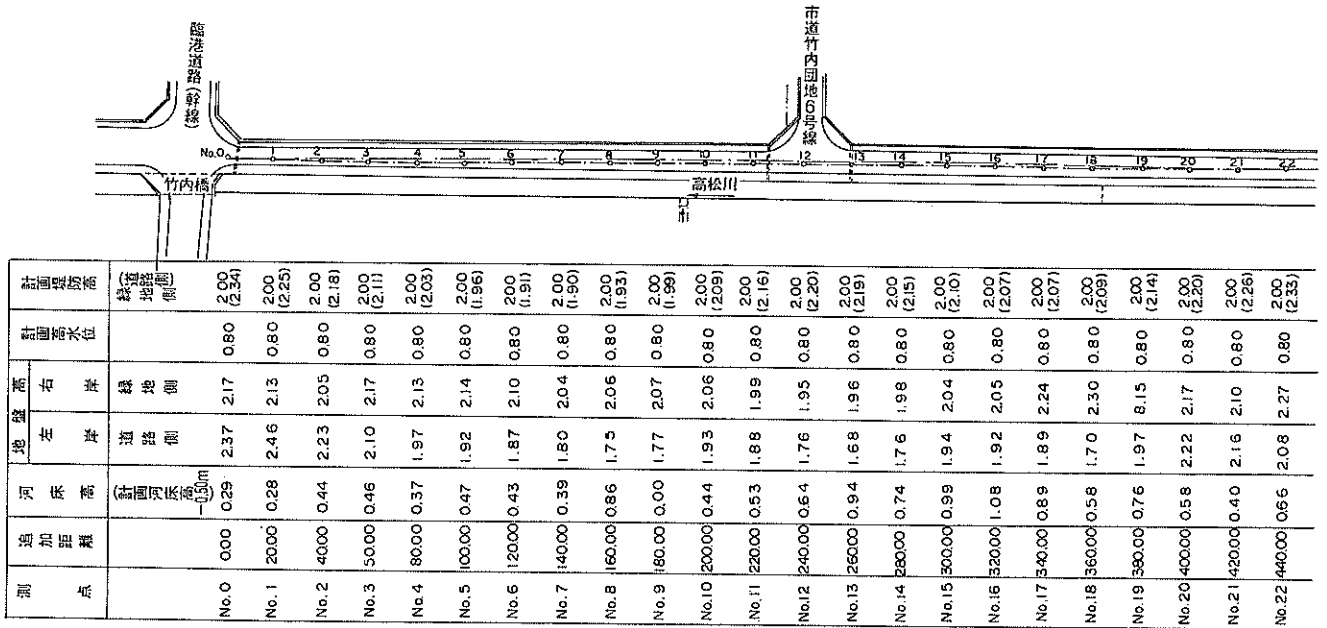


図-3.1.9(a) 承水路（高松川）被災変位

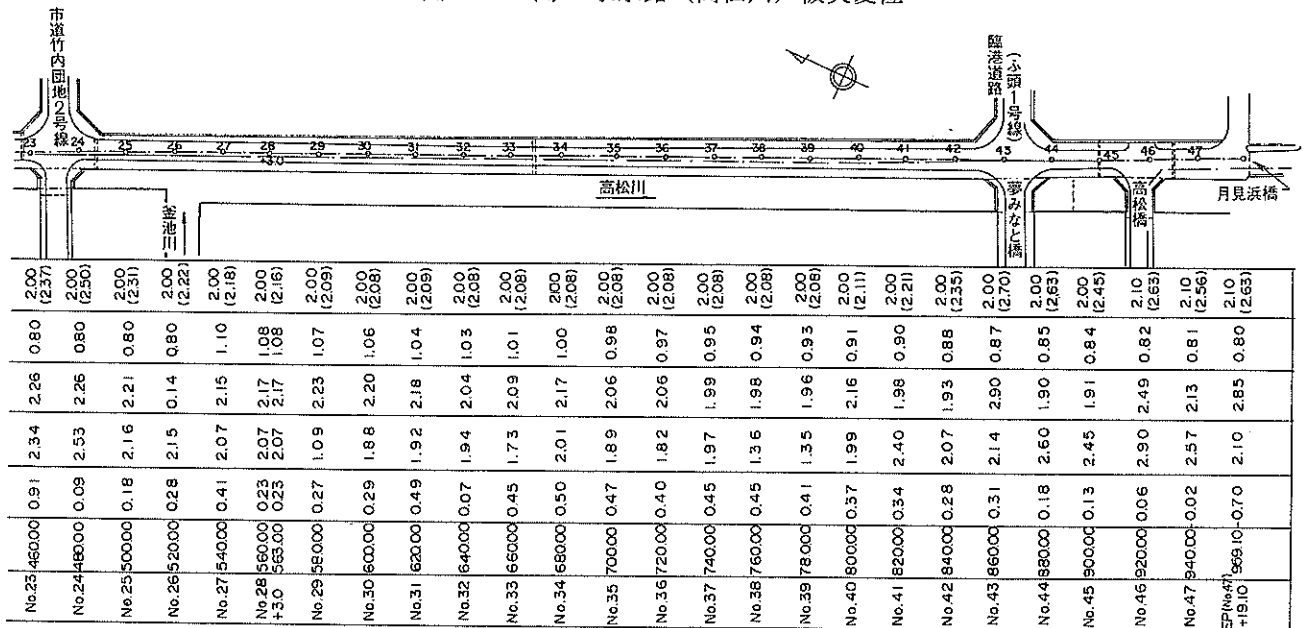


図-3.1.9(b) 承水路（高松川）被災変位



写真-3.1.1(a) 承水路河床の盛上がり

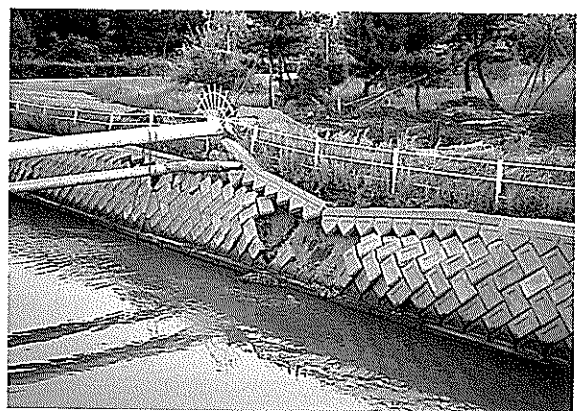


写真-3.1.1(b) 承水路護岸の被災

(3)竹内東側護岸 (3)

竹内東側護岸は、図-3.1.1に示す竹内地区の東側に位置する。護岸延長は1025mである。護岸の構造は図-3.1.10に示すように、ケーソンを用いた重力式である。ケーソン前面の水深は-7.5mで、ケーソン幅は7.0m、上部工の天端高はD.L.+3.0mである。

被災状況は図-3.1.11に示すとおりで、護岸法線が最大で約50cm海側にせり出し、天端高さが最大で約70cm沈下した。なお、法線変位の基線は防波堤前面を基線としたものである。図-3.1.12は天端沈下量の大きかったGNo.4地点と法線せり出しが大きかったGNo.10地点の横断測量結果で点線が地震前、実線が地震後のものである。図-3.1.12より、エプロン、ヤードが沈下していることがわかる。図-3.1.13は水叩き部の状況を示したもので、水叩き部の陸側端部と側溝天端との間に最大で15

cmの段差が生じている。ま水叩き舗装部には亀裂が法線に平行に発生し、最大で幅7.5cm、深さ75cmであった。

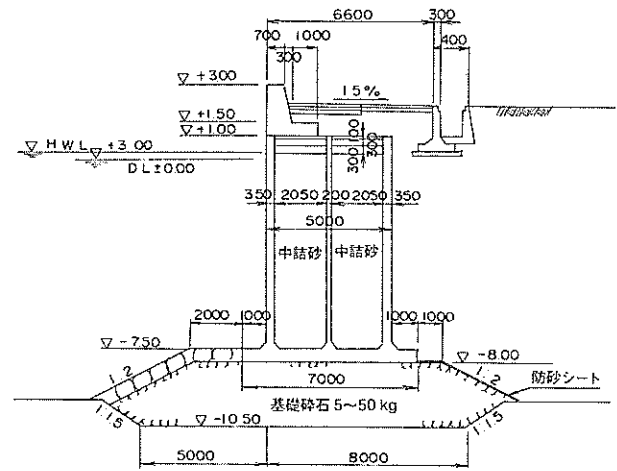
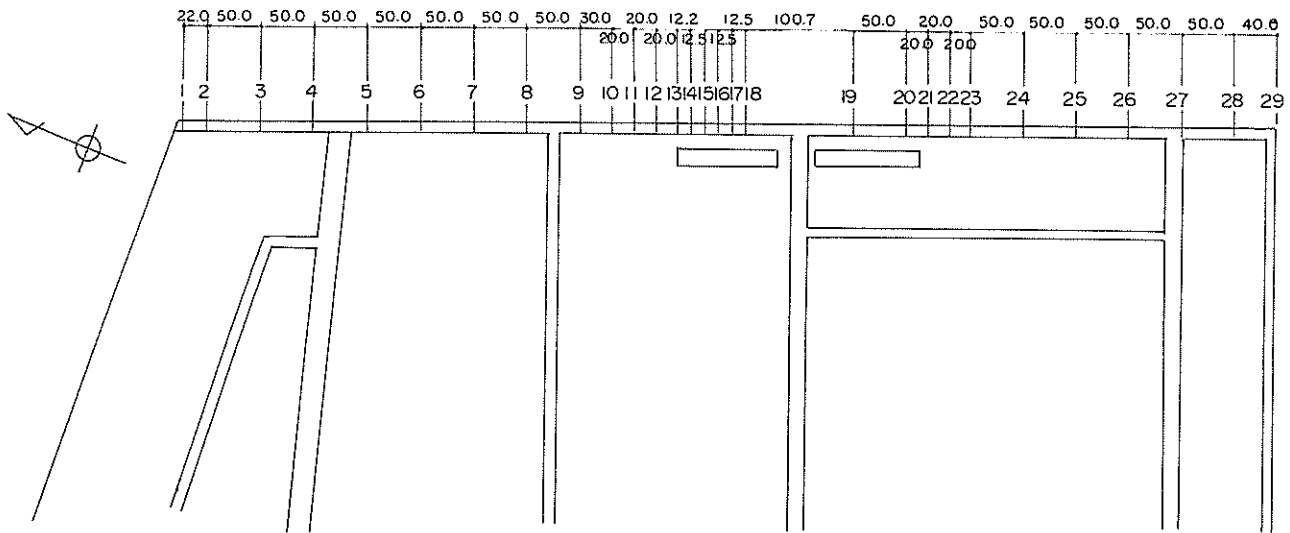


図-3.1.10 竹内東側護岸標準断面図



※ 法線のずれは、海側を十、陸側を一とした。

※ 防波堤法線は護岸北側端部と南側端部の防波堤の前面を基線とし、その基線に対する法線の出入りである。

図-3.1.11(a) 竹内東側護岸相対法線変位

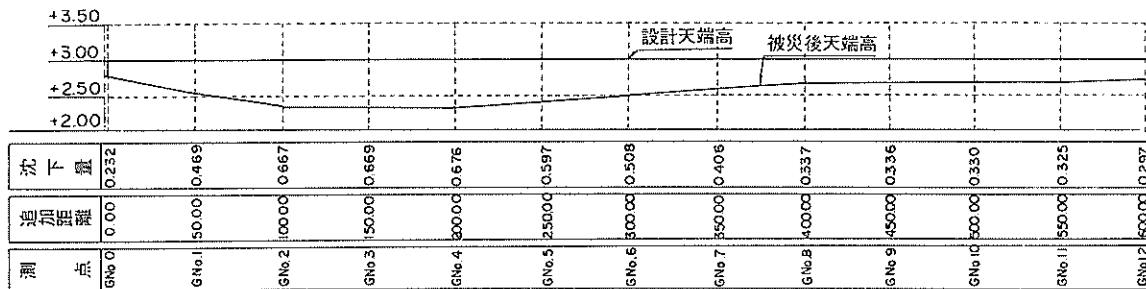


図-3.1.11(b) 竹内東側護岸天端変位

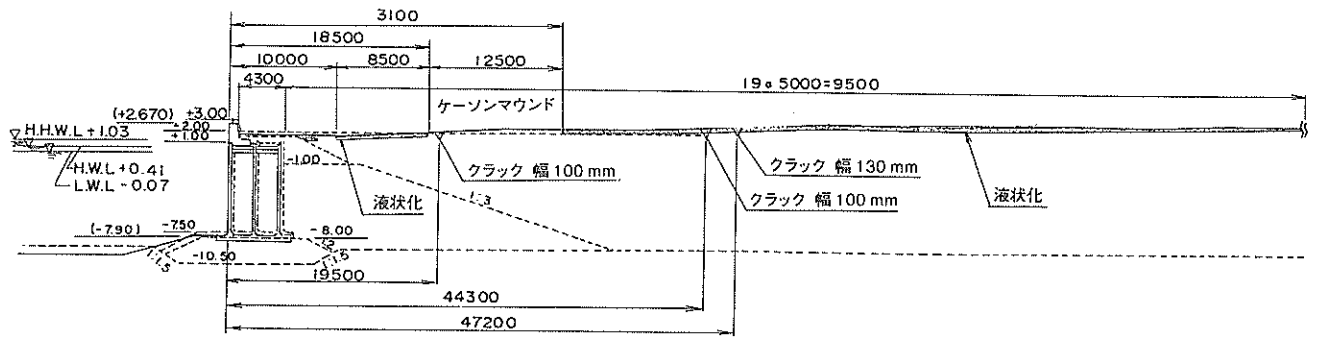


図-3.1.12 竹内東側護岸横断変位図

測点	距離追加	差	天側端高	陸側端高	陸側端部補装高	
					側溝天端高	側溝天端高
No.0	0.00	0.158	0.539	1.075		
No.1	20.00	0.118	0.982	1.100		
No.2	44.40	0.100	1.017	1.110		
No.3	60.00	0.115	1.022	1.137		
No.4	80.00	0.149	1.032	1.181		
No.5	100.00	0.157	1.043	1.200		
No.6	115.20	0.100	1.054	1.241		
No.7	140.00	0.076	1.214	1.290		
No.8	160.00	0.096	1.237	1.333		
No.9	165.80	0.100	1.275	1.385		
No.10	170.00	0.100	1.339	1.421		
No.11	200.00	0.100	1.335	1.421		
No.12	240.00	0.177	1.276	1.453		
No.13	260.00	0.114	1.338	1.452		
No.14	280.00	0.100	1.352	1.462		
No.15	300.00	0.072	1.416	1.488		
No.16	320.00	0.057	1.423	1.480		
No.17	340.00	0.081	1.400	1.481		
No.18	350.00	0.071	1.404	1.475		
No.19	380.00	0.047	1.436	1.483		
No.20	400.00	0.043	1.455	1.498		
No.21	420.00	0.061	1.446	1.507		
No.22	440.00	0.057	1.462	1.519		

図-3.1.13(a) 竹内東側護岸水叩き部 (No. 0~22)

測点	距離追加	差	天側端高	陸側端高	陸側端部補装高	
					側溝天端高	側溝天端高
No.22	460.00	0.057	1.462	1.519		
No.23	460.00	0.048	1.493	1.54		
No.24	480.00	0.036	1.528	1.584		
No.25	500.00	0.078	1.498	1.576		
No.26	520.00	0.033	1.553	1.590		
No.27	540.00	0.064	1.565	1.626		
No.28	560.00	0.065	1.606	1.671		
No.29	580.00	0.081	1.637	1.718		
No.30	600.00	0.089	1.667	1.750		
No.31	620.00	0.105	1.668	1.773		
No.32	640.00	0.091	1.685	1.776		
No.33	660.00	0.074	1.699	1.772		
No.34	680.00	0.082	1.693	1.775		
No.35	700.00	0.075	1.670	1.745		
No.36	720.00	0.095	1.635	1.746		
No.37	740.00	0.120	1.627	1.733		
No.38	760.00	0.101	1.629	1.730		
No.39	780.00	0.063	1.688	1.751		
No.40	800.00	0.028	1.777	1.805		
No.41	820.00	0.020	1.877	1.897		
No.42	840.00	0.094	1.802	1.896		
No.43	860.00		1.810			
No.44	880.00		1.852			

図-3.1.13(b) 竹内東側護岸水叩き部 (No. 22~43)

3.1.2 外港中野地区

図-3.1.1に示すように外港中野地区は境港の東側中央に位置する。当地区において外郭施設である、東防波堤および中防波堤において沈下および法線が変位する被害が発生した。

(1)東防波堤 ④

東防波堤は中野地区の東側に位置し、南北に延長470mの防波堤である。図-3.1.14に防波堤の平面図と地震前後の防波堤および先端の灯台の断面を点線と実線で示す。

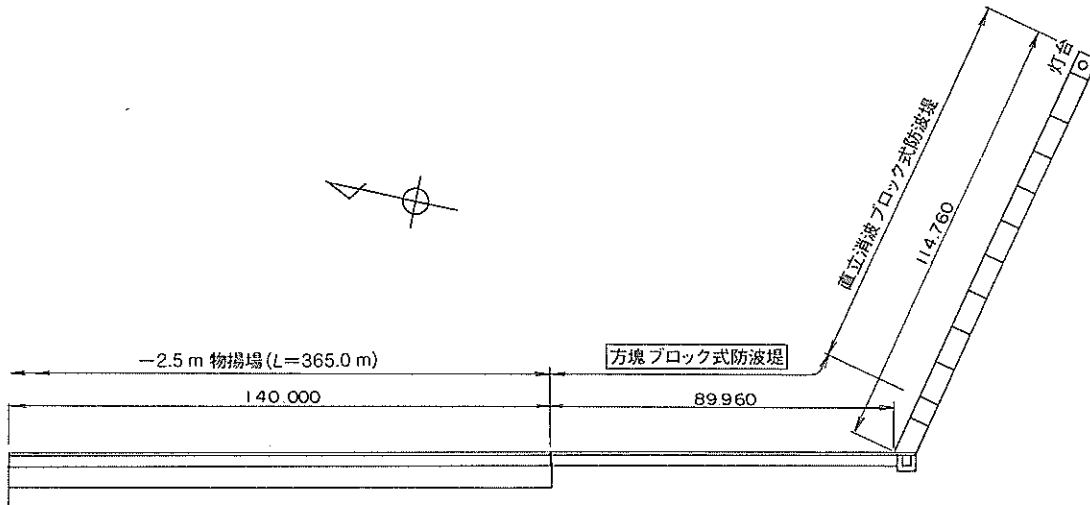


図-3.1.14(a) 外港中野地区東防波堤平面図

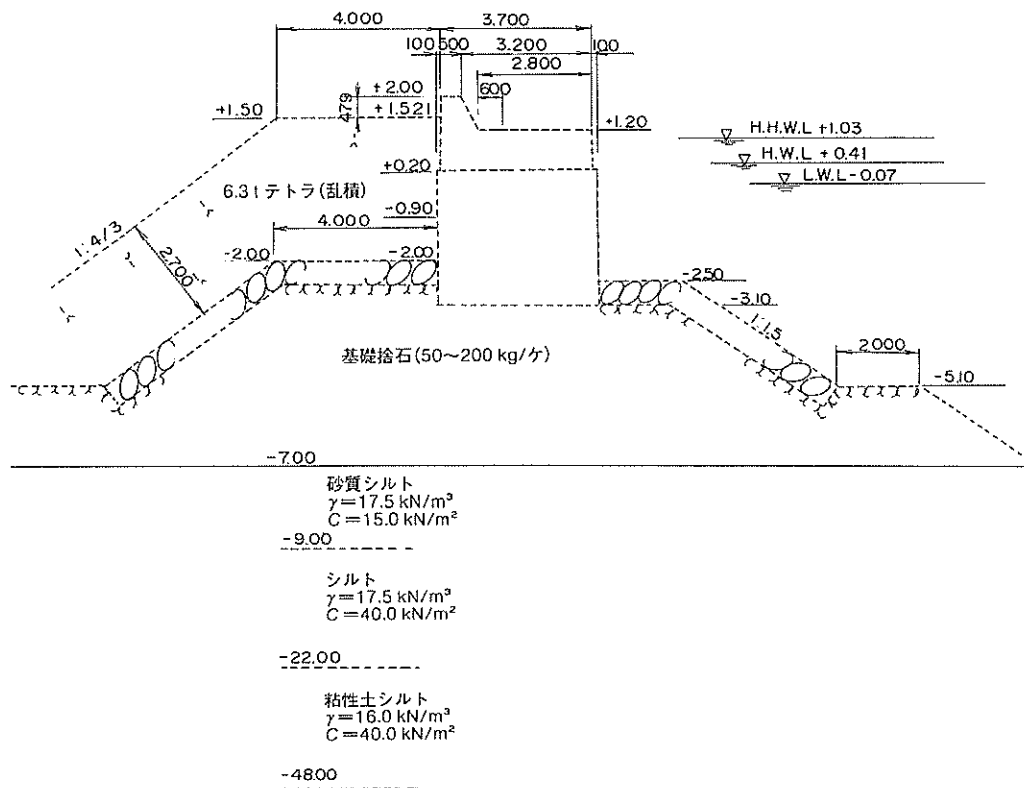


図-3.1.14(b) 外港中野地区東防波堤被災前後断面図（方塊ブロック部）

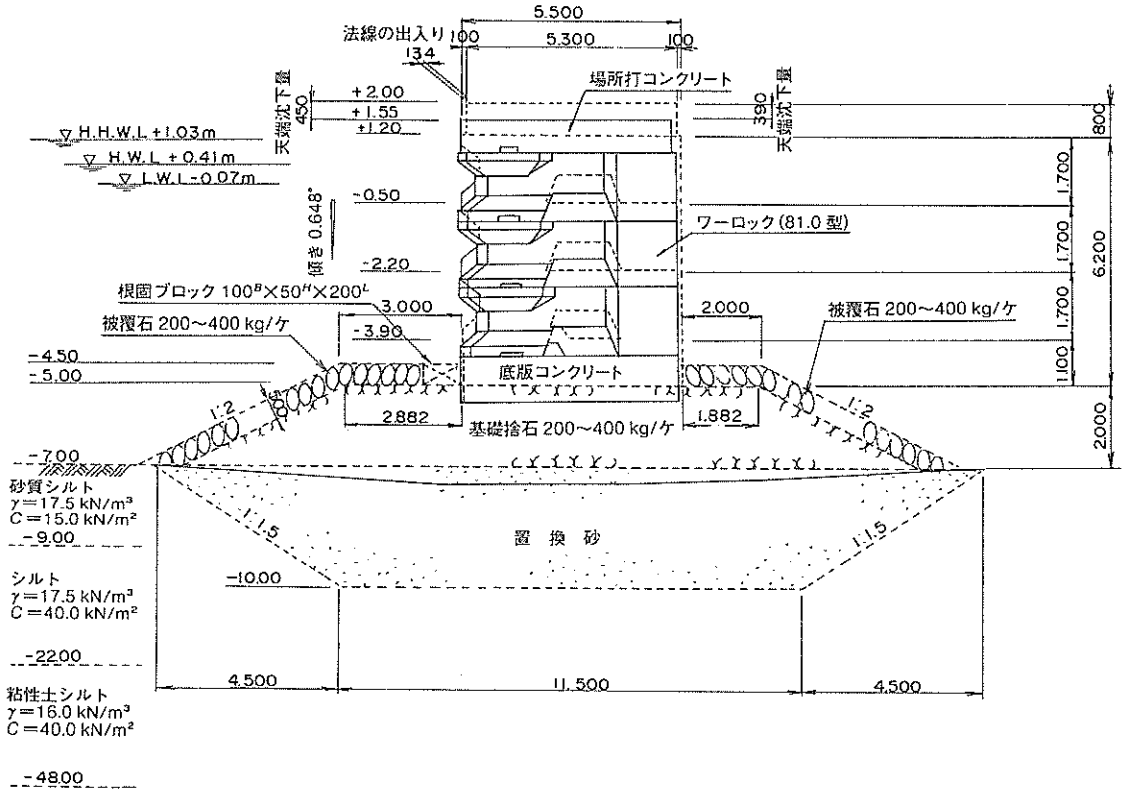


図-3.1.14(c) 外港中野地区東防波堤被災前後断面図 (直立消波ブロック部)

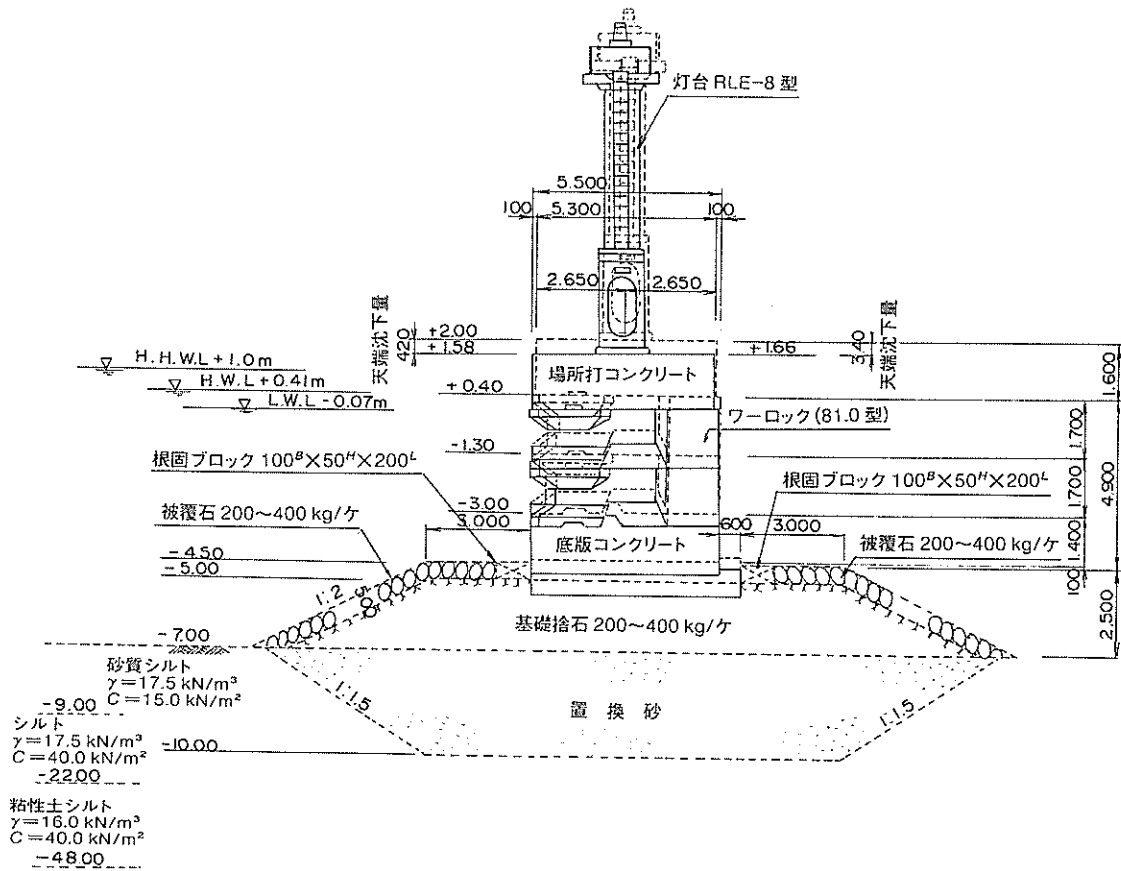


図-3.1.14(d) 外港中野地区東防波堤被災前後断面図 (灯台部)

防波堤は方塊ブロック式混成堤部と直立消波ブロック式混成堤部からなる。方塊ブロック式混成堤と直立消波ブロック式混成堤を比較すると、マウンドは方塊ブロック式の方が厚いが、直立消波式の方は原地盤が床堀置き換えされている。設計天端高はD.L. 2.0mで、原地盤表面はD.L. -7mにある。設計条件は、設計震度が $k_n=0.10$ 、波浪条件がH.W.L. (+0.44m) 時で $H_{1/3}=1.27\text{m}$ 、 $H_{max}=2.29\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10.5\text{s}$ 、L.W.L. (-0.04m) 時で $H_{1/3}=0.89\text{m}$ 、 $H_{max}=1.60\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10.5\text{s}$ であった。原地盤は、D.L. -7~-9mが砂質シルト（単位体積重量 $\gamma=17.5\text{kN/m}^3$ 、粘着

力 $c=15.0\text{kN/m}^2$ ）、D.L. -9~-22mがシルト（ $\gamma=17.5\text{kN/m}^3$ 、 $c=40.0\text{kN/m}^2$ ）、D.L. -22~-48mが粘性土シルト（ $\gamma=16.0\text{kN/m}^3$ 、 $c=40.0\text{kN/m}^2$ ）となっている。

被災状況は図-3.1.14に示したとおりで、方塊ブロック式混成堤部では法線出入り量は5.8cm、沈下量は70cm、直立消波式混成堤部では法線出入り量13.4cm、沈下量は45.0cmが最大であった。

(2)中防波堤 (5)

中防波堤は中野地区の中央に位置し、東西に延長150mの防波堤である。

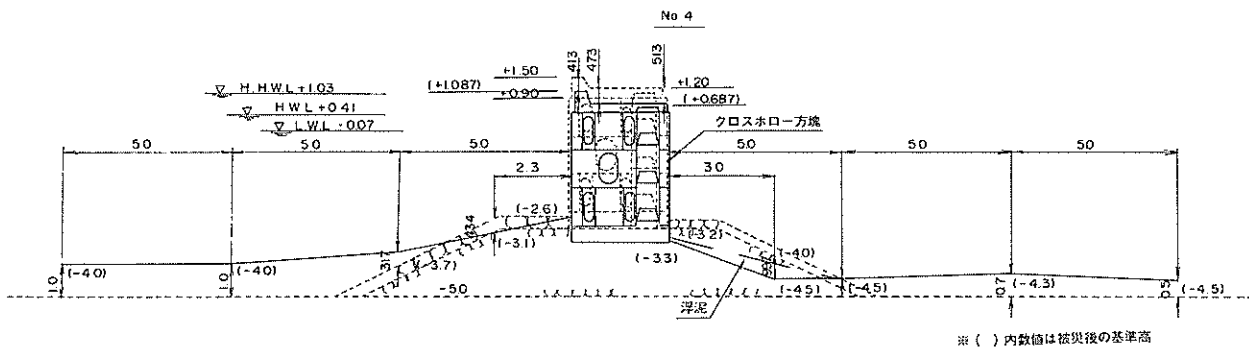


図-3.1.15(a) 外港中野地区中防波堤断面図

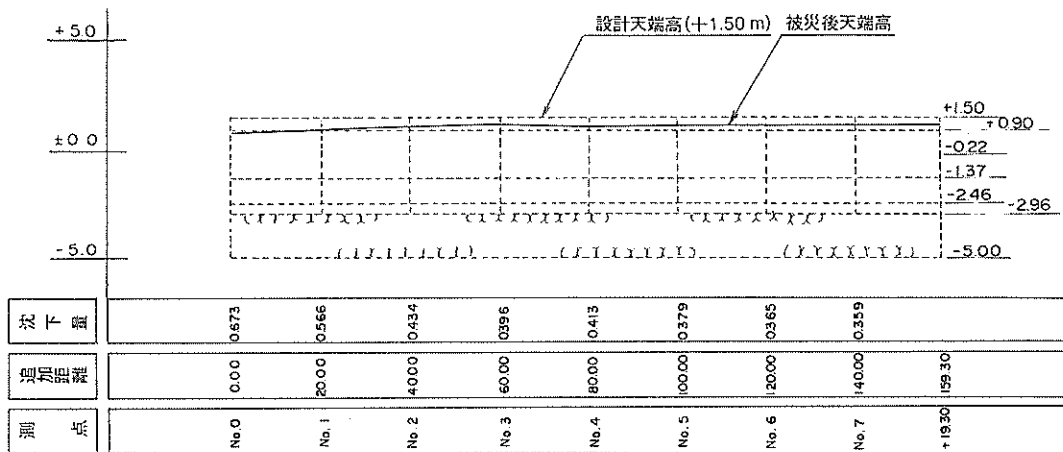


図-3.1.15(b) 外港中野地区中防波堤縦断面図

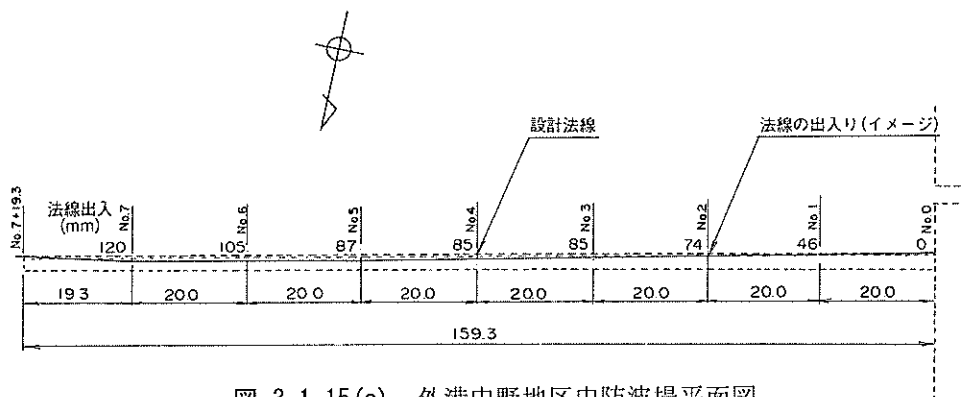


図-3.1.15(c) 外港中野地区中防波堤平面図

図-3.1.15に防波堤の断面図，縦断面図，平面図を地震前，被災後について点線，実線で示す。構造はクロスホロー方塊を用いた混成堤で，設計天端高はD.L. 1.5m，水深に関しては原地盤表面がD.L. -5mにある。設計条件は，設計震度が $k_h=0.10$ ，設計波浪が $H_d=H_{1/3}=0.60\text{m}$ であった。地盤条件は，原地盤が単位体積重量 $\gamma_s=17.5\text{ kN/m}^3$ ， $c=40\text{ kN/m}^2$ で設定されていた。

被災状況は図-3.1.15に示したとおりで，防波堤端部を除き法線が北側へ移動し，最大12cmの移動であった。また，沈下量については，防波堤先端部で0.7mの沈下量が計測された。

3.1.3 外港昭和南地区

外港昭和南地区は図-3.1.1に示したように境港の東側に位置しており，昭和南1号岸壁(-13.0m)，昭和南2号岸壁(-10.0m)，昭和南3号岸壁(-7.5m)の3つの大型岸壁が整備されている。それぞれ東西方向に法線を持つ岸壁で，この内，昭和南3号岸壁(-7.5m)は耐震強化岸壁，昭和南1号岸壁(-13.0m)は境港で最大水深を持つ岸壁である。

(1) 昭和南1号岸壁 (-13.0m) ⑥

昭和南1号岸壁は，3つの岸壁の内の東側に位置しており，延長は270m，係船能力は40,000DWTである。岸壁の構造は図-3.1.16に示すような，ケーソンを用いた重力式岸壁で，D.L. -32~-17mまで床堀置き換えした置換砂層，D.L. -17~-13mまでは捨石マウンドになっている。ケーソンは幅が約10m，上部工を含む高さが約15mである。設計震度は $k_h=0.10$ が用いられた。

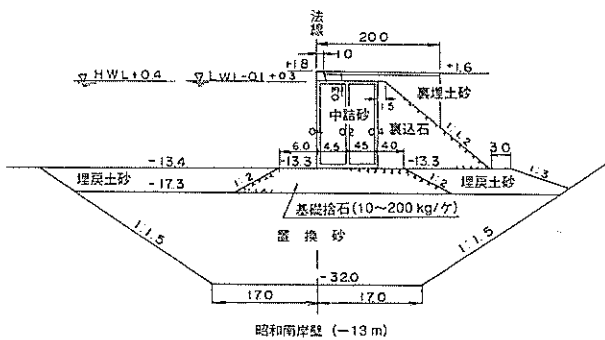


図-3.1.16 昭和南1号岸壁 (-13.0m)

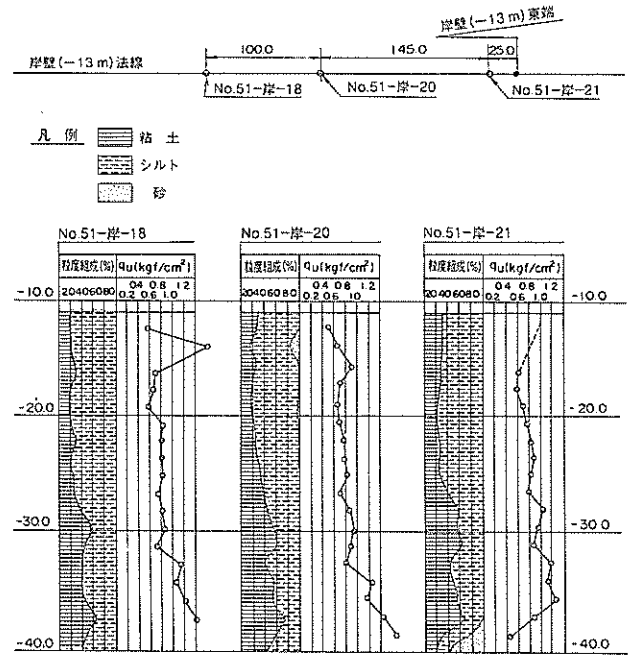


図-3.1.17 昭和南1号岸壁原地盤土質柱状図

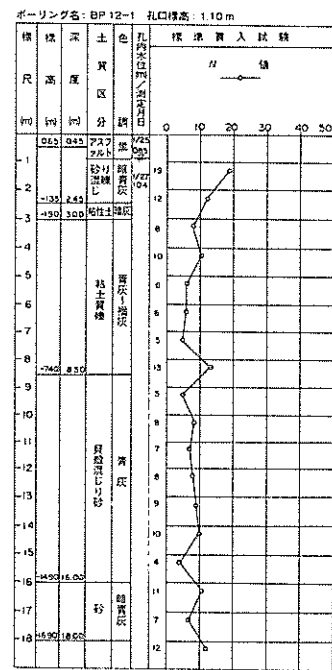


図-3.1.18(a) 昭和南1号岸壁埋立地盤土質柱状図

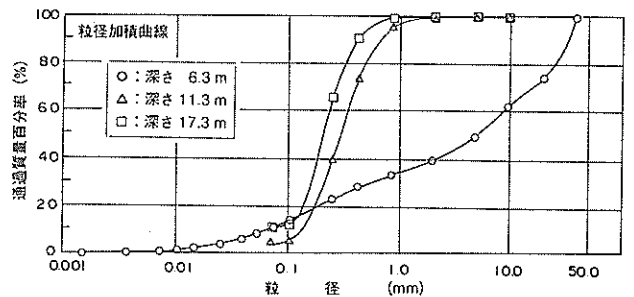


図-3.1.18(b) 昭和南1号岸壁埋立地盤粒度分布

岸壁建設前に行われたケーソン据え付け位置での原地盤の土質調査では、図-3.1.17に示すように粘性土が主体で、D.L. -30mまでは一軸圧縮強さが $q_u=50\sim 100\text{kN/m}^2$ の粘性土地盤である。地震後に行われたケーソン背後の埋立地盤の土質調査では、図-3.1.18に示すように、D.L. +0.65~-1.35mにN値が12ないし19を示す砂混じり礫層、D.L. -1.35~-1.90mに粘性土層、D.L. -1.90~-7.

40mにN値が5~13の粘土質礫層、D.L. -7.40~-14.90mにN値が5~10の貝殻混じり砂層、D.L. -14.90~-16.90mにN値が7~12の砂層という土層構造となっており、地震前に行ったケーソン据付位置の地盤と異なった調査結果である。なお、岸壁建設前の深淺図では、海底面はD.L. -7~-10mである。

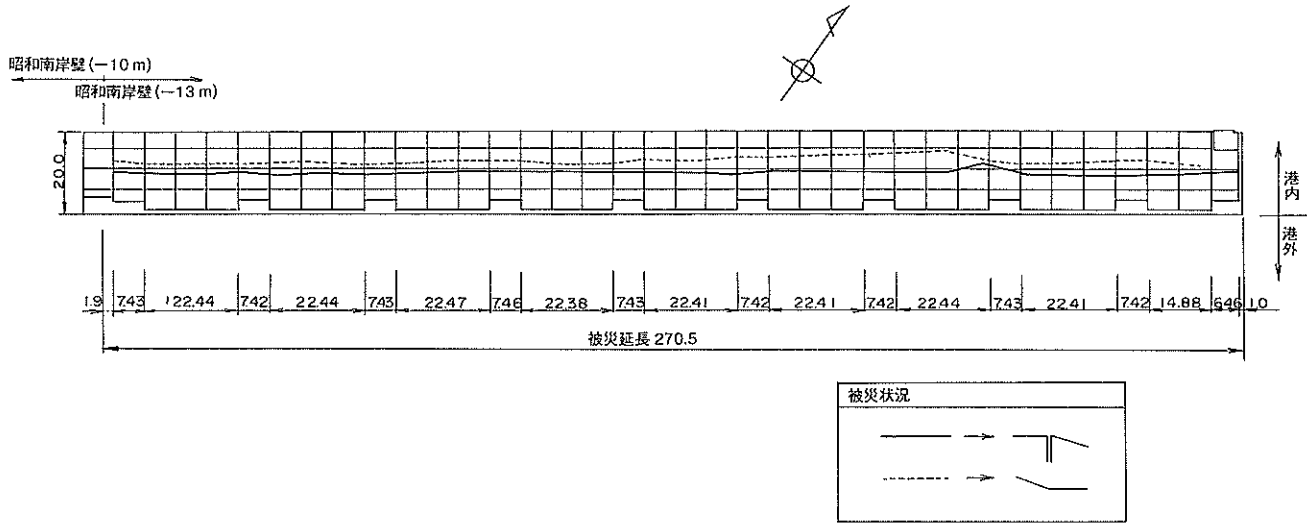


図-3.1.19(a) 昭和南1号岸壁被災箇所平面図

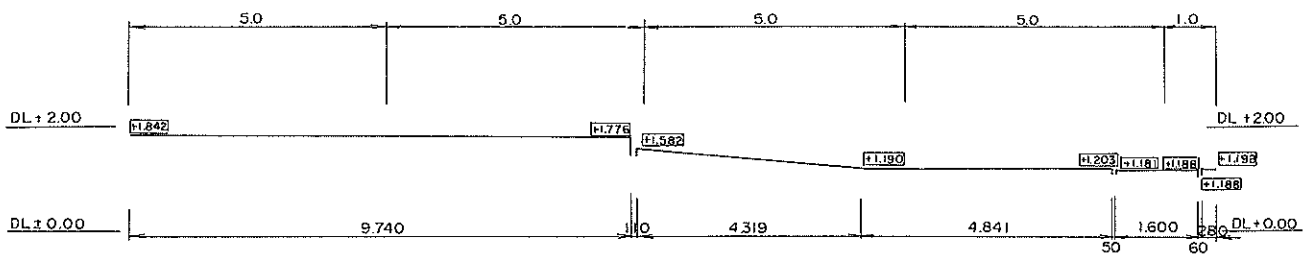


図-3.1.19(b) 昭和南1号岸壁被災状況断面図

被災状況は図-3.1.19および写真-3.1.2に示すとおりで、エプロン舗装部には法線と平行方向に幅10~20cmの亀裂が発生し、ケーソンと裏込め部の境界付近に50cm程度の段差が生じた。法線の出入りについては、昭和南1号岸壁(-13m)の東側端部と昭和南3号岸壁(-7.5m)の西側端部を基準線として測量が行われ、図-3.1.20(a)が得られた。また、一次基準点(境港湾空港工事事務所)を正としたGPS測量による法線の移動距離も求められており、これによる結果を図-3.1.20(b)に示す。図-3.1.20(a)と図-3.1.20(b)で法線の移動量が異なっているところがある。どちらがより正確な値であるかは不

明であるが、以後の昭和南1号岸壁、2号岸壁、3号岸壁の法線移動に関する報告は、図-3.1.20(a)を参考に行うこととする。

図-3.1.20(a)より昭和南1号岸壁(-13m)の法線は最大で15cm程度海側へ移動していることがわかるが、基準線が移動している可能性があるためこれは隣接する岸壁との相対移動量と考えるべきである。液状化については、ヤード内で液状化による噴砂が確認されている。なお、図-3.1.20(a)には建設中である-14m岸壁のケーソンの移動状況も示されているが、背後は埋め立てされていない状況である。

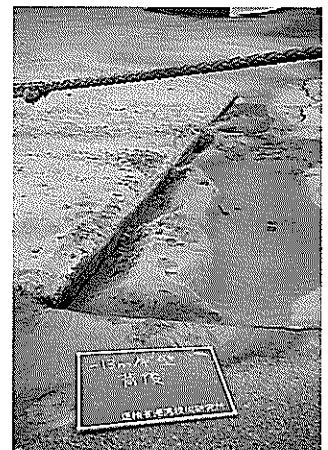


写真-3.1.2(a) 昭和南1号岸壁背後の亀裂

(b) 背後の亀裂

(c) 背後の液化化による噴砂

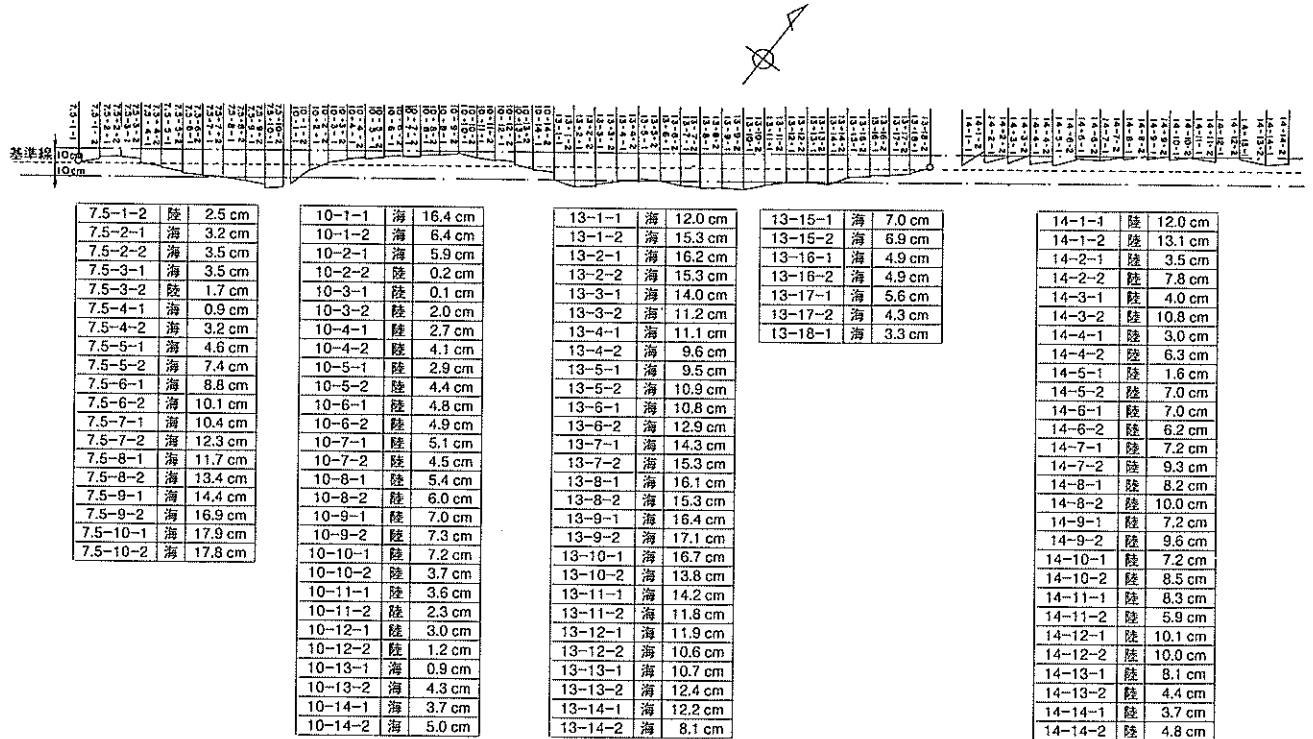
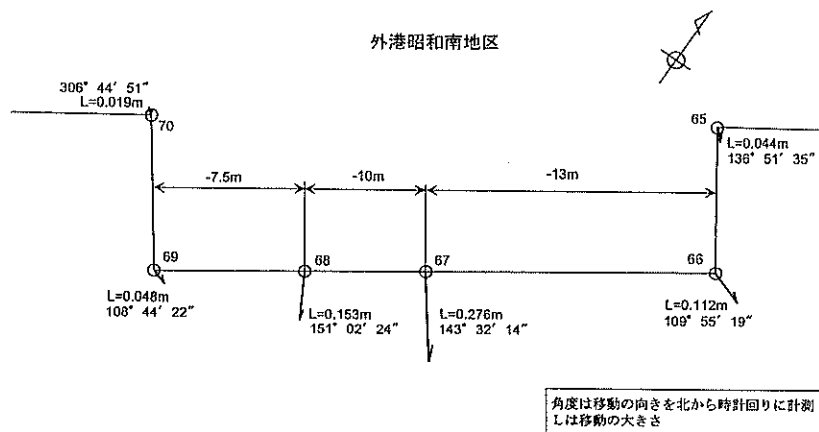


図-3.1.20(a) 昭和南1号, 2号, 3号岸壁法線移動図



※ 一次基準点 (城港航空港工事事務所) を正として、各測量点の移動距離

図-3.1.20(b) 昭和南1号, 2号, 3号岸壁法線移動図 (GPSによる)

(2)昭和后2号岸壁 (-10.0m) (7)

昭和后2号岸壁は、3つの岸壁の内の中央に位置しており、延長は185m、係船能力は15,000DWTである。

岸壁の構造は図-3.1.21に示すような、ケーソンを用いた重力式岸壁で、D.L. -30~-14mまで床掘置き換えした置換砂層、D.L. -14~-10mまでは捨石マウンドである。

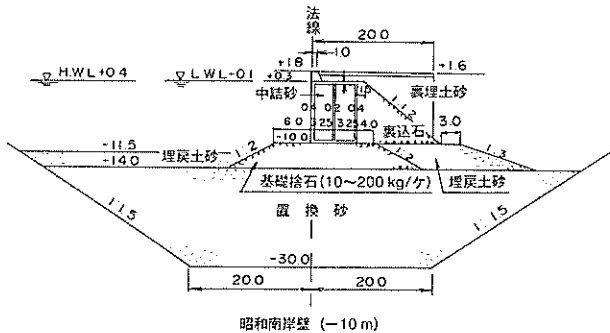


図-3.1.21 昭和后2号岸壁 (-10.0m)

ケーソンは幅が約7m、上部工を含む高さが約12mである。設計震度は $k_n=0.10$ が用いられた。また、埋立地盤は液状化対策がなされている。

ケーソン据付位置での原地盤の土質は図-3.1.22に示すように粘性土が主体で、DL. -10~15mで一軸圧縮強さが深さ方向に増加し $q_u=20\sim80\text{kN/m}^2$ で、DL. -15~30mでは $q_u=80\text{kN/m}^2$ でほぼ一定である。ケーソン背後の埋立地盤は、前述したように、液状化対策がなされていた。これは、岸壁完成後に埋立地盤で圧密などに起因した沈下が発生し、舗装部に沈下などの不具合が生じ、その補

修の際に合わせて行われたものである。液状化対策は、図-3.1.23に示すように振動棒工法により2mピッチの正方形配置で行われた。補給材は $0.7\text{m}^3/\text{m}^3$ の充填率で補給された。対策前の岸壁背後の埋立地盤の土質は、図-3.1.24に示すとおりで、D.L. -1~-7mが礫質土層で上部でN値が大きく20を超えるものがあるが、下部ではN値は10以下であった。D.L. -7m以深は一部で礫が多くなるそうがあるがN値が5~10の砂質土層であった。対策後の土質調査位置、柱状図を図-3.1.25に示す。図-3.1.25から、対策後はDL. -0.5mでN値が10、DL. -7.5mでN値が20になっており、図-3.1.24と比較すると対策効果が現れていたことが確認できる。

被災は軽微で写真のように幅3cmの亀裂が法線平行方向に走っていた。また、エプロンのケーソンと裏込め部の境界付近に5~10cm程度の段差が生じていた。法線の出入りについては、前述したように、昭和后1号岸壁 (-13m)の東側端部と昭和后3号岸壁 (-7.5m)の西側端部を基準線として測量が行われ、図-3.1.20(a)に示したとおりである。図-3.1.20(a)より昭和后2号岸壁 (-10m)の法線は、端部を除いて陸側に10cm弱移動していることになるが、(1)昭和后1号岸壁 (-13.0m)でも述べたように、基線が海側へ移動している可能性があり、図-3.1.20(a)は両端の岸壁との相対移動量を示すものと考えべきである。液状化については、液状化対策がなされた範囲では噴砂などの痕跡はなく、液状化対策は有効に機能したといえる。

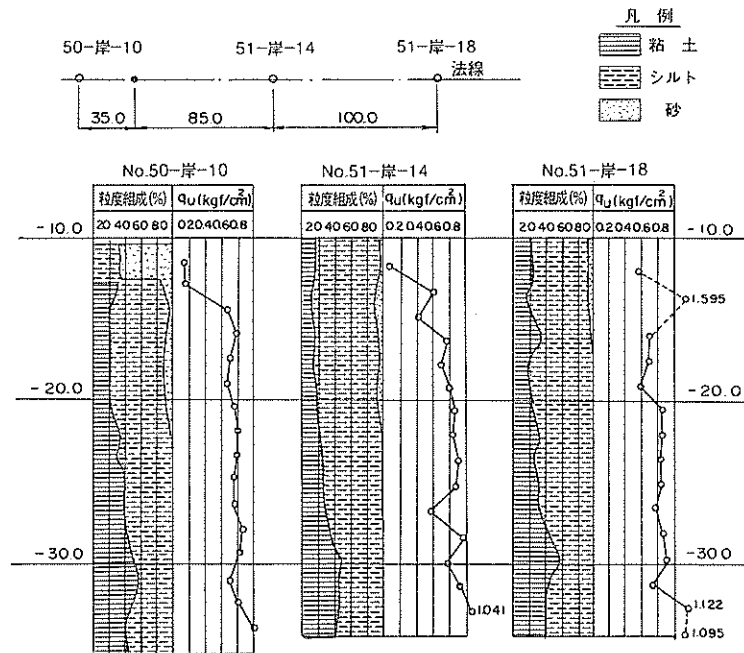


図-3.1.22 昭和后2号岸壁原地盤土質柱状図

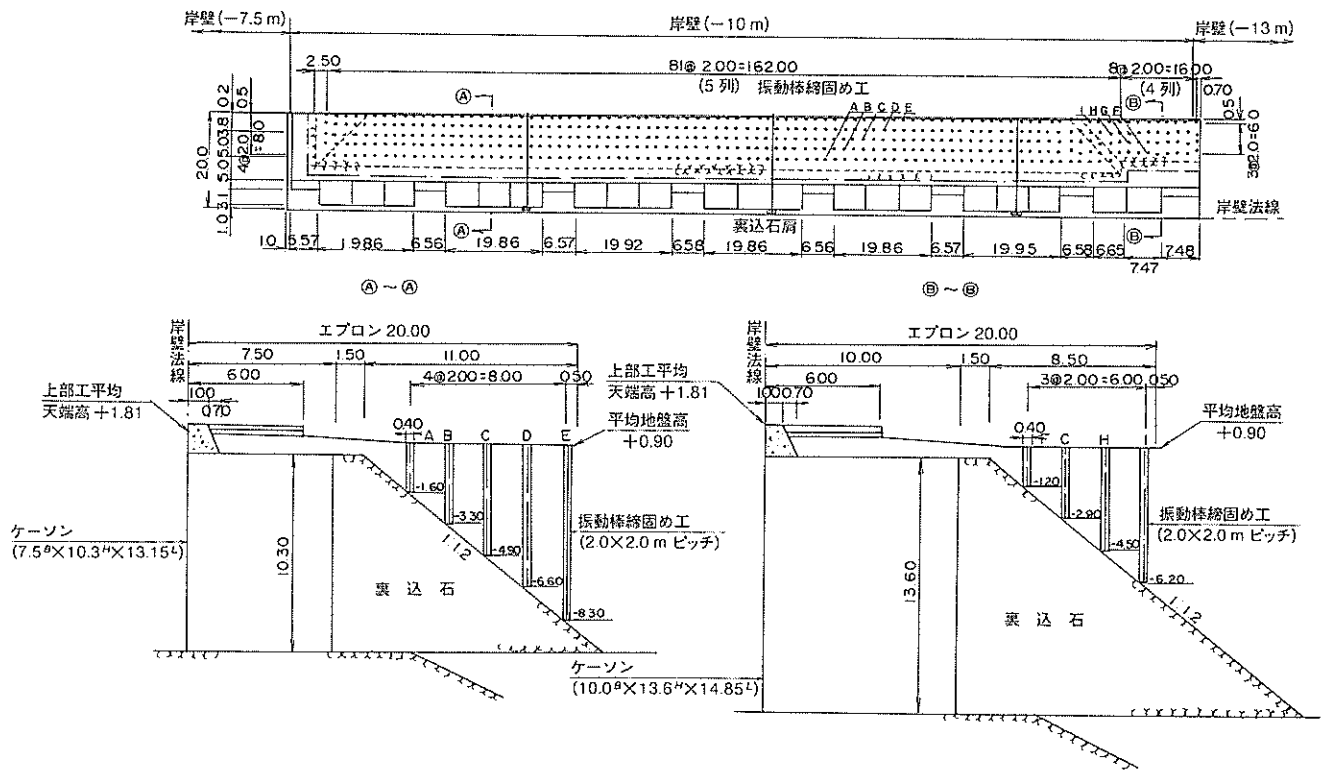


図-3.1.23 昭和南2号岸壁(-10.0m)地盤改良図

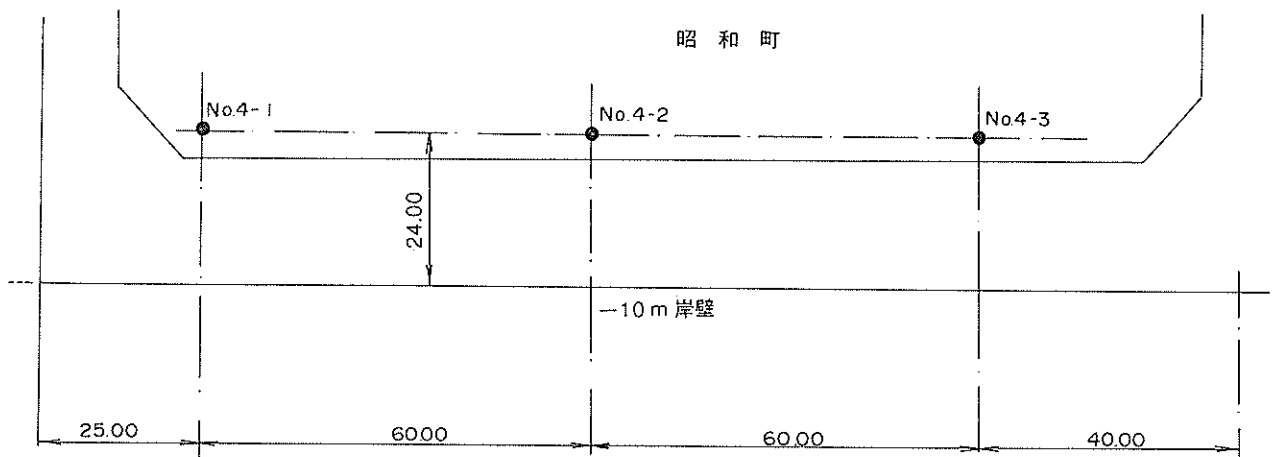


図-3.1.24(a) 昭和南2号岸壁背後土質調査位置(改良前)

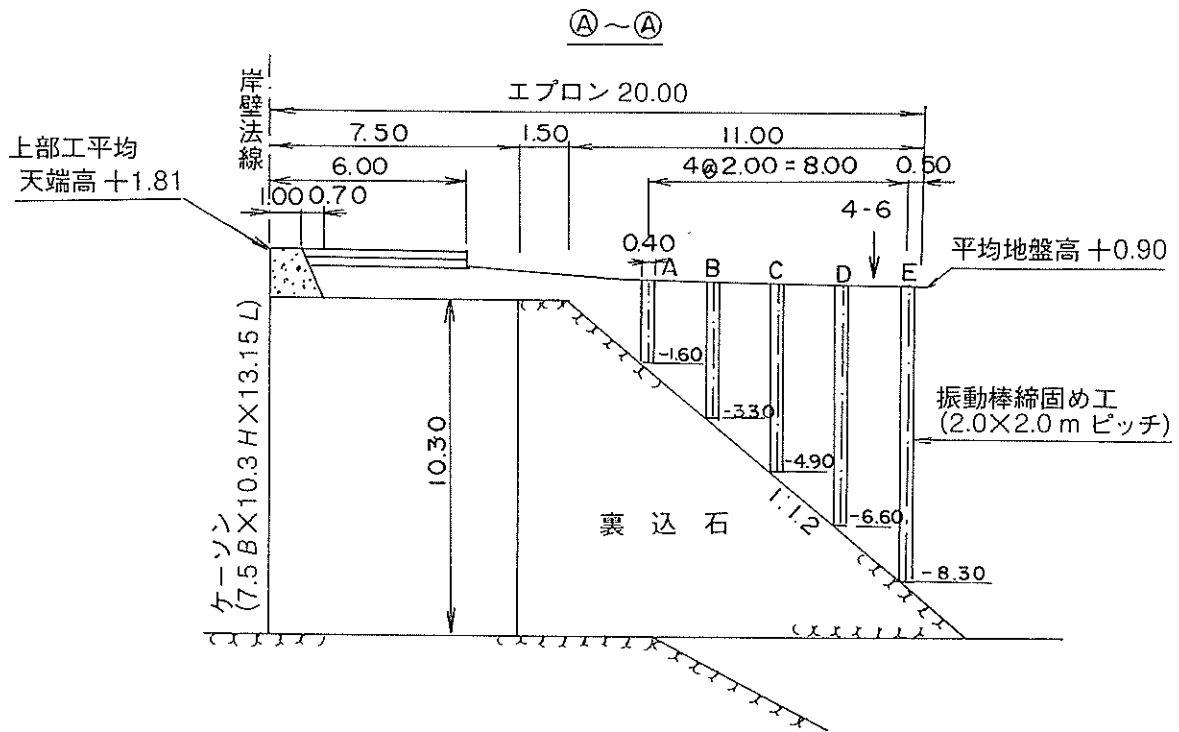


図-3.1.25(a) 土質調査位置断面図 (改良後)

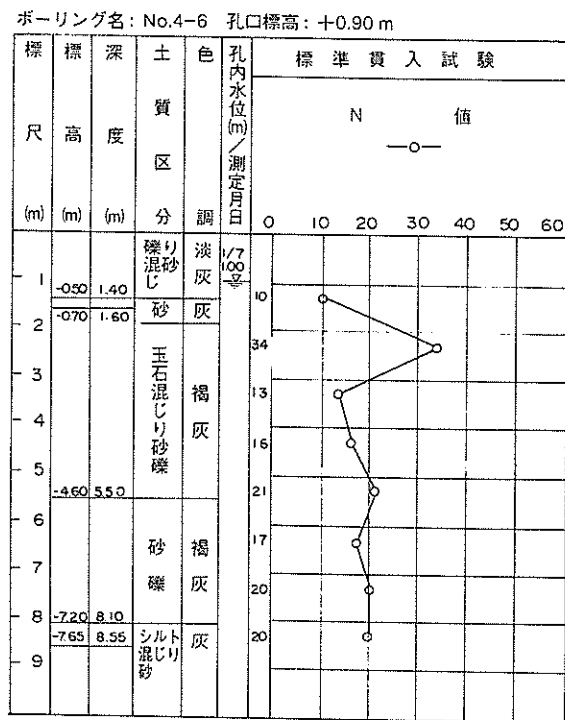


図-3.1.25(b) 土質調査結果 (改良後)

(3)昭和南3号岸壁 (-7.5m)

昭和南3号岸壁は、3つの岸壁の内の西側に位置する境港唯一の耐震強化岸壁で、延長は130m、係船能力は5,000DWTである。岸壁の構造は図-3.1.26に示すようなケーソンと捨石マウンドを用いた重力式岸壁で、床掘置き換えした区間と原地盤をサンドドレーンで地盤改良した区間がある。ケーソンは幅が9.0m、上部工を含む高さが9.7mである。設計震度は耐震強化岸壁であることから他の岸壁より大きな $k_h=0.23$ が用いられた。

ケーソン据え付け位置での置換層を含む原地盤の土質は図-3.1.27に示すとおりである。岸壁背後の埋立地盤の土質については調査結果がないが、使用された材料は1号、2号岸壁と同じ材料である。床掘置き換えされた区間では置換層はサンドコンパクションパイル工法(SCP工法)で地盤改良がなされている。なお、図-3.1.27の土質柱状図は改良前のものである。SCP工法による置換層の改良は、図-3.1.26に示したように、D.L. -15.5~-21.0mでは改良率57%、D.L. -21.0~-30mでは法線直下から

海側のみが改良率28%で行われている。ケーソン背後の埋立地盤については圧密沈下対策としてプレロード工法が施されていた。

被災状況は、図-3.1.28に示すとおりで、エプロンのケーソンと裏込め部の境界付近に5~10cm程度の段差が生じており、最大で30cm弱の箇所があった。段差の間隔は6~8cmである。法線の出入りについては、前述したように、昭和南1号岸壁(-13m)の東側端部と昭和南3号岸壁(-7.5m)の西側端部を基準線として測量が行われ、図-3.1.20(a)に示したとおりである。図-3.1.20(a)より昭和南3号岸壁(-7.5m)の法線は、西側では3cm程度陸側へ移動しているが、東側では海側へ移動しており、東側端部の2号岸壁との境界では最も大きく海側へ18cmの移動量となっている。既に述べたように、基線が海側へ移動している可能性があり、図-3.1.20(a)は両端の岸壁との相対移動量を示すものと考えらるべきである。液状化については、背後の埋立地盤で液状化による噴砂が確認されている。

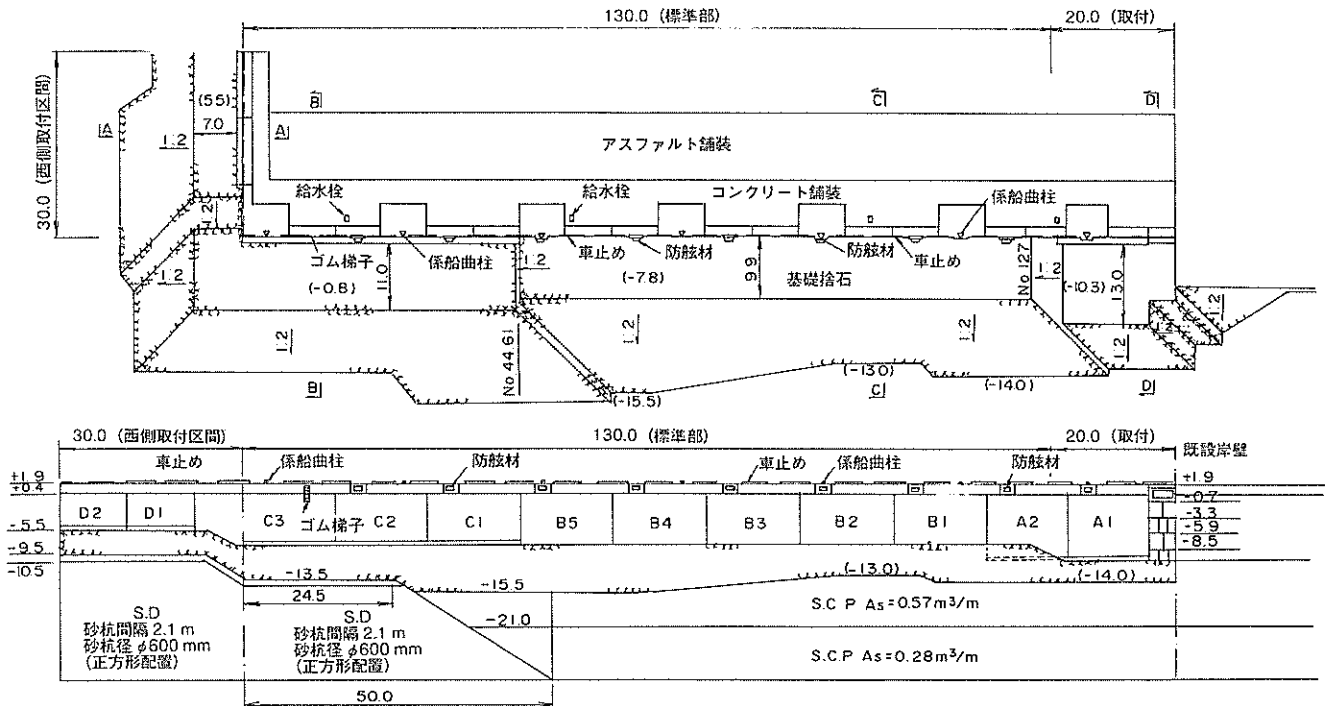


図-3.1.26(a) 昭和南3号岸壁 (-7.5m)平面図および縦断面図

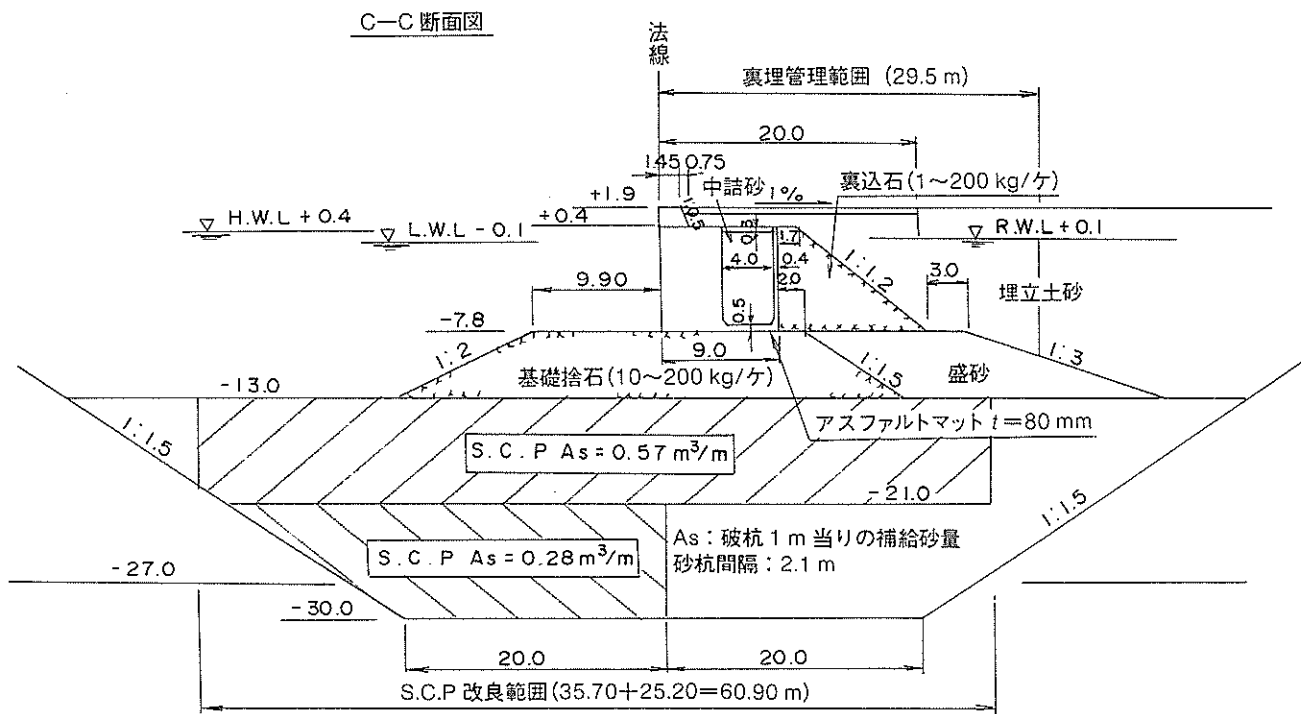


図-3.1.26(d) C-C断面

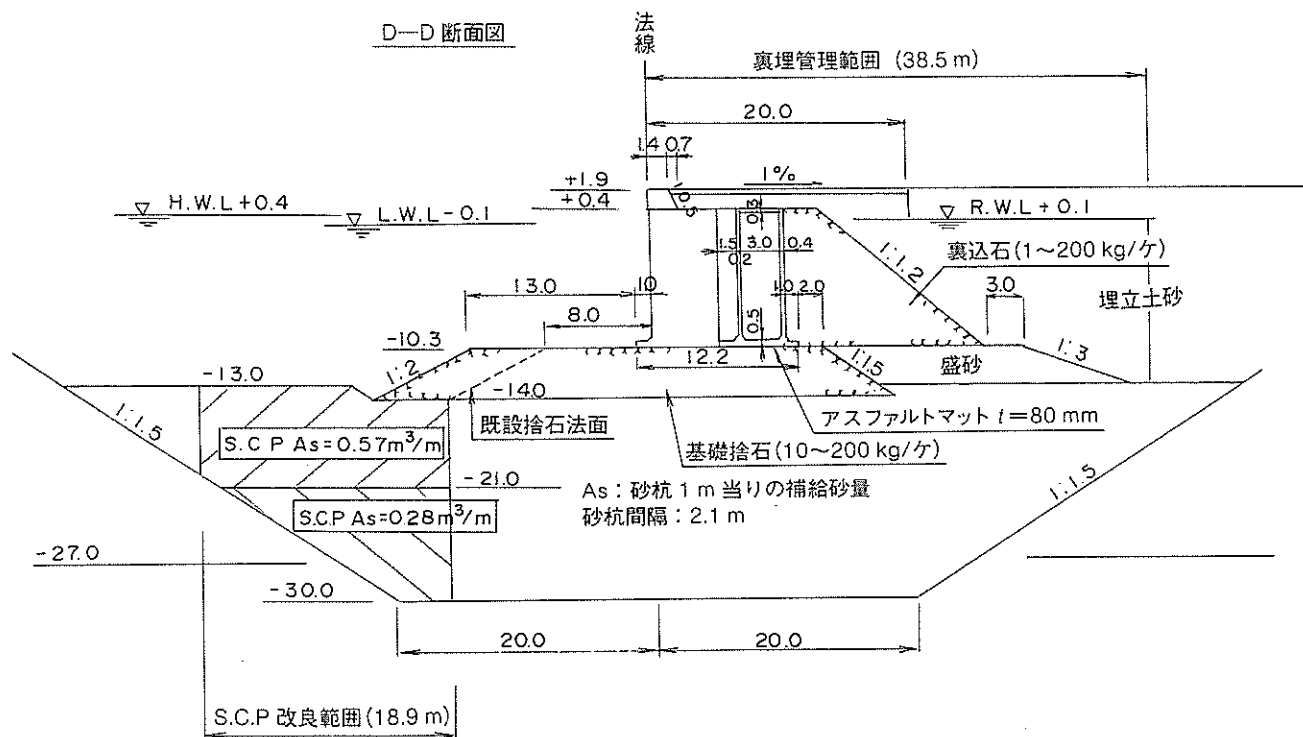


図-3.1.26(e) D-D断面

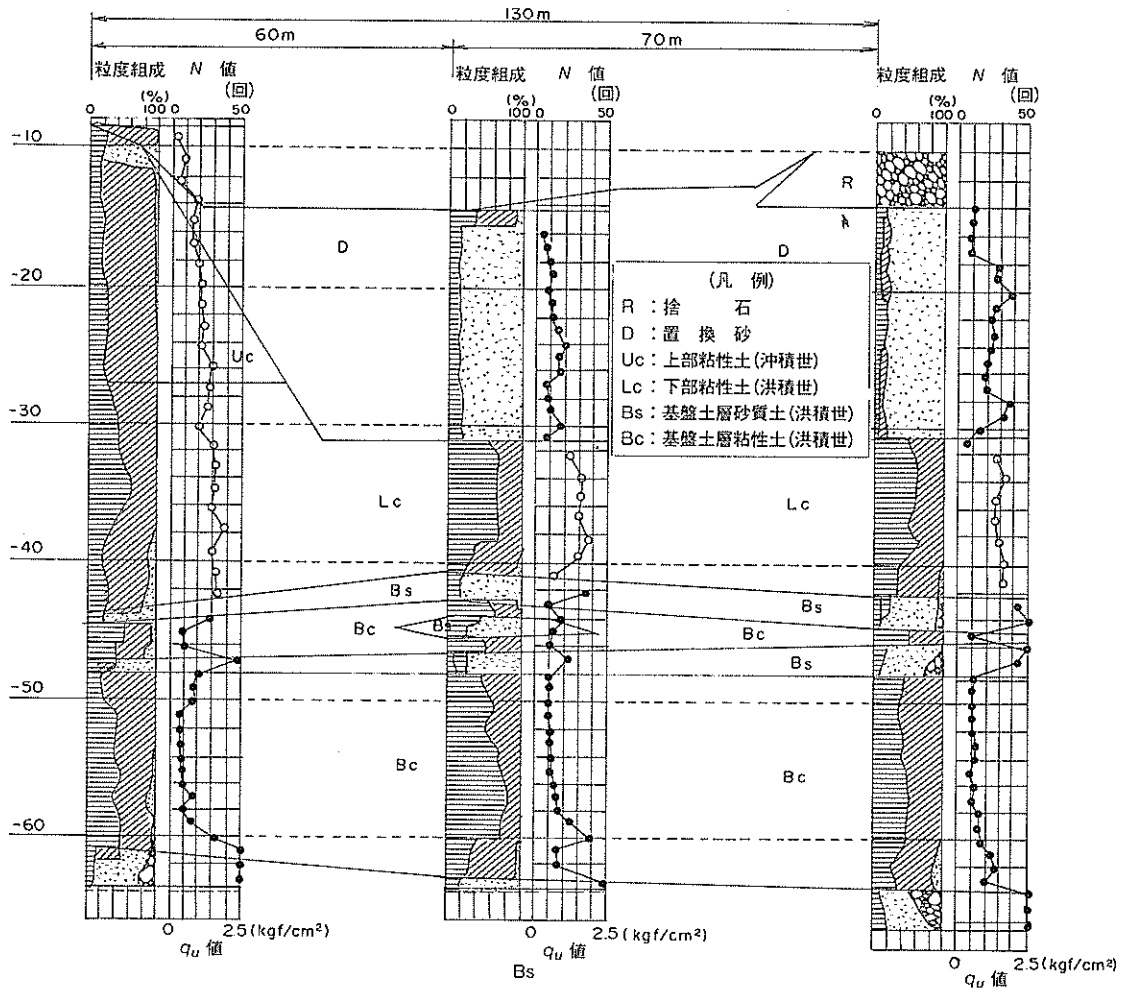


図-3.1.27 昭和南3号岸壁 (-7.5m)土質断面図



※) 隙間部沈下量はアスファルト舗装面との差

縦ズレは、舗装面同士の高さの差、エプロン側が高い場合(+); 省略、低い場合(-); △

図-3.1.28 昭和南3号岸壁 (-7.5m)被災状況平面図

3.1.4 外港昭和北地区

(1)防波堤(波除)(施設番号㉑)

本施設は捨石マウンド上にケーソンを設置した重力式の構造物であり、施設延長は130m、設計震度は0.10である。全体平面図を図-3.1.29に、標準断面図・被災変形図を図-3.1.30に示す。ケーソンおよびケーソンの前面の消波ブロックが若干の水平変位とともに大きく沈下する被災形態を示している。図-3.1.31に法線の出入りの測定結果、図-3.1.32に縦断測量図を示す。防波堤法線は147~281mm(すべて港内側)変位しているのに対し、パラベットの沈下量は245~576mmであり、水平変位より鉛直変位(沈下)が卓越している。図-3.1.33に土質調査位置、図-3.1.34に土質柱状図を示すが、N値5以下のシルトまたは粘土の厚い層(25~30m)の上に防波堤が建設されている。図-3.1.35に目地開きの測定結果を示す。最大で150mmの目地の開きが生じている。写真-3.1.3に上部工に生じた段差、写真-3.1.4に上部工に生じたひび割れ、写真-3.1.5に消波ブロックの沈下状況、写真-3.1.6に上部工水平打継目の隙間(港外側)を示す。パラベット及び水叩きの沈下量(183~649mm)に比べケーソンの沈下量(586~1486mm)が大きいが、これはケーソンは昭和63年から平成11年にかけて施工されており、上部工が平成11年に施工されるまでの圧密沈下量がケーソンの沈下量には加算されているためである。

(2)昭和北物揚場(施設番号㉒)

本施設は、L型ブロックにより構成される重力式岸壁であり、設計震度は0.10である。図-3.1.36に被災前・被災後の全体平面図を示すが、取付護岸部、(西)部、(北)部、(東)部の4区画より構成されている。標準断面図・被災変形図を図-3.1.37に示す。L型ブロックは沈下しつつ海側に変位し、背後地盤との間に段差が生じている。また、背後地盤そのものも沈下している。図-3.1.38(a)~(d)に法線の出入りの測定結果、図-3.1.39(a)~(d)に縦断測量測定結果を示す。取付部では法線が陸側にずれている(最大43mm)が、それ以外では海側にずれており、(東)部で最大570mmの海側変位となっている。また、沈下量については取り付け部でマイナスの値(-112mm)を示しているところがあるが、総じて200~300mm程度の沈下の傾向を示し、(東)部で最大583mmの沈下を示している。図-3.1.40に土質柱状図を示すが(調査位置については図-3.1.33参照)、N値5以下のシルトまたは粘土の厚い層(25~30m)が存在することがわかる。写真-3.1.7に法線の相対変位全景、写

真-3.1.8に(東)No.4の被災状況(法線出入り570mm)を示す。

(3)廃棄物外周護岸(施設番号㉓)

本施設は前面に消波ブロックを設置した重力式の護岸であり、施設延長は430mである。図-3.1.41に平面図・法線の出入り測定結果を、図-3.1.42に標準断面図を示す。隣接する昭和北物揚場(施設番号㉒)では法線の変位が総じて海側への変位となっていたのに対し、陸側への変位が広い範囲で見受けられるが、変位の基準が動いている恐れもあり絶対値として陸側へ変位したのかどうかはわからない。図-3.1.43にNo.8地点における横断測量結果、図-3.1.44に消波ブロック縦断測量測定結果、図-3.1.45にパラベット縦断測量測定結果を示す。

(4)境港防波堤(施設番号㉔)

本施設は図-3.1.46に示す標準断面を持つ防波堤であるが、無被災であった。

(5)昭和北1号岸壁(-4.5m)および2号岸壁(-5.5m)(施設番号㉕および㉖)

本施設は延長360m(および両端に取付部各29.5m)の鋼矢板式岸壁であるが、無被災であった。図-3.1.47に平面図、図-3.1.48に1号岸壁(-4.5m)の標準断面図、図-3.1.49に2号岸壁(-5.5m)の標準断面図を示す。また、地層断面図を図-3.1.50に示すが、N値5以下のシルトまたは粘土の厚い層(30m程度)が全域にわたり、存在している。

(6)外港昭和北1号岸壁(-9.0m)(施設番号㉗)

本施設は横棧橋式の係船岸であり、施設延長370m、設計震度0.10である。図-3.1.51に標準断面図を示す。本施設の土質調査位置を図-3.1.52に、地層断面図を図-3.1.53に示す。また、図-3.1.54に示す振動三軸試験結果に基づき、液状化対策として、グラベルドレーン工法及び振動棒締め固め工法により背後の地盤改良が行われている。図-3.1.55に地盤改良工の配置図の一部を抜粋して示すが、既存施設近傍においてはグラベルドレーン工(φ500mm)、それ以外では振動棒締め固め工法が深さ7.3mまで施工されている。地震により、渡版背後に7~10cmの隙間が生じた(写真-3.1.9)ほかは、被害は発生しなかった。GPS測量による変位量を図-3.1.56に示す。矢印の方向及び数字は工事事務所の変位量を無視した場合の変位量であり、()内の数字は、上下方向の変位量(マイナスは下方向)を示している。つまり、本GPS測量は平成12年9月に境港湾空港工事事務所と港

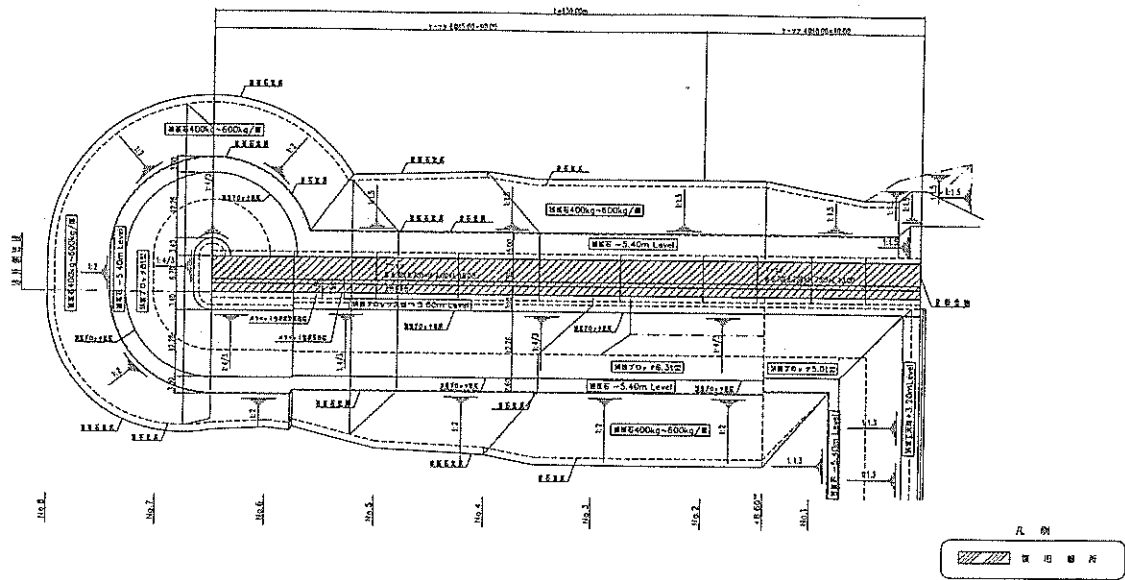


図-3.1.29 防波堤（波除）全体平面図

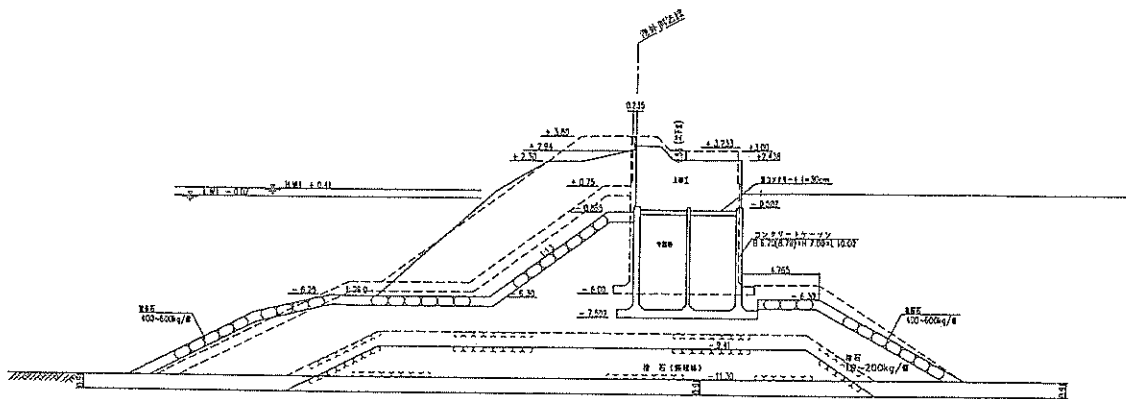


図-3.1.30 防波堤（波除）⑨ 標準断面図・被災変形図

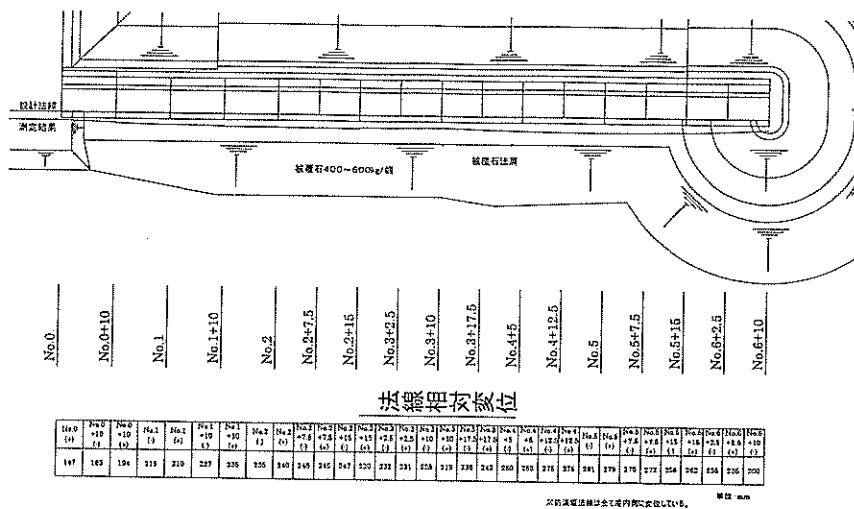


図-3.1.31 防波堤（波除）⑨ 法線の出入り測定結果

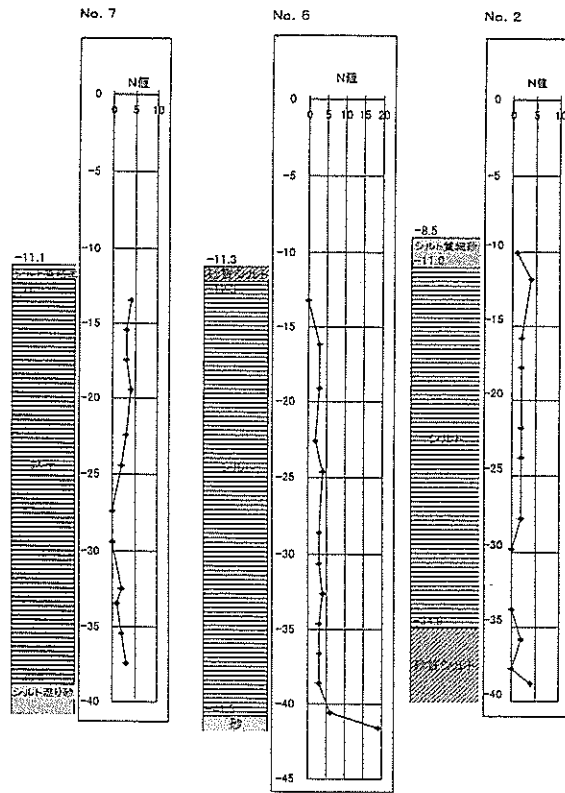


図-3.1.34 防波堤（波除）⑨ 土質柱状図

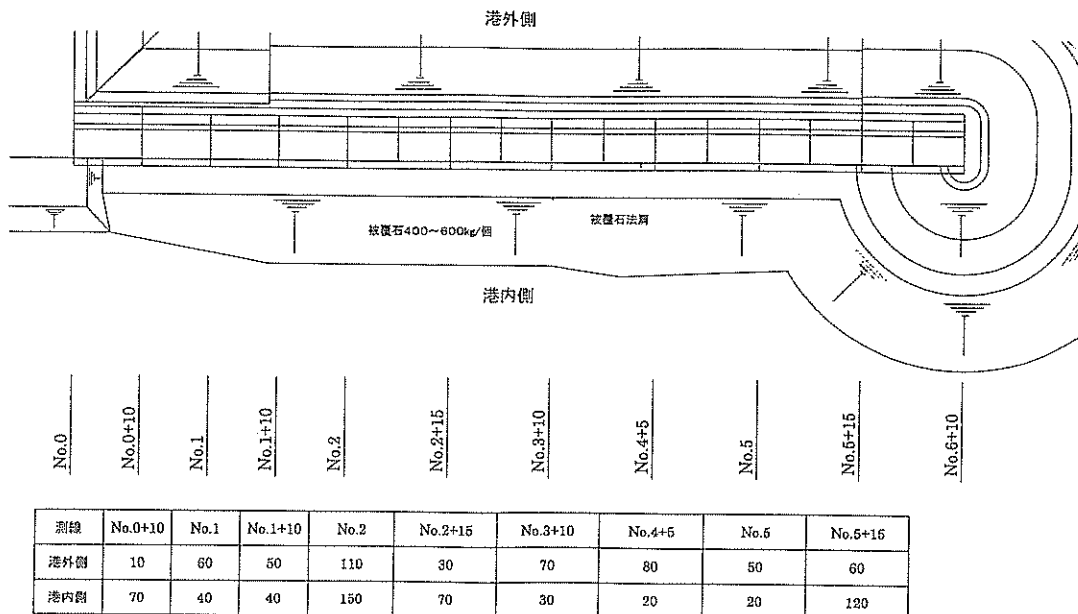
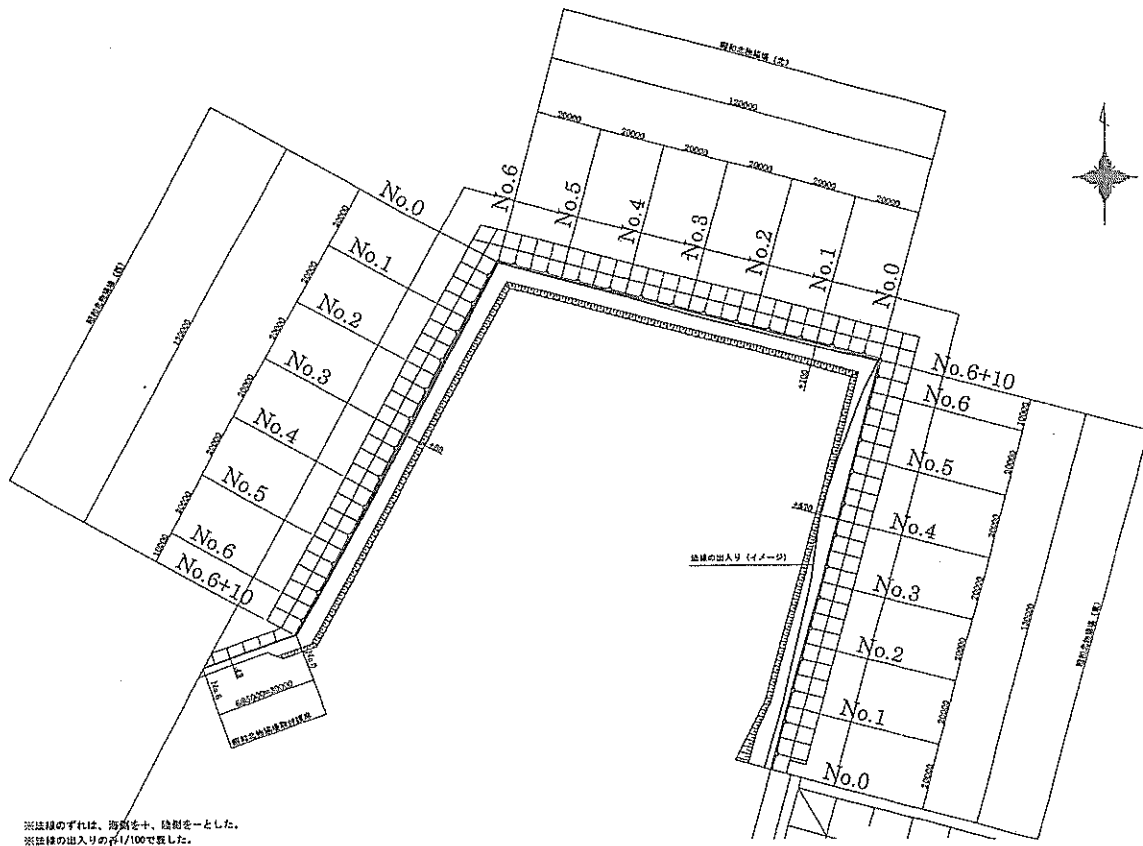


図-3.1.35 防波堤（波除）⑨ 目地の開き測定結果



※は縁のずれは、海側を+、陸側を-とした。
 ※は縁の出入りの寸1/100で表した。

図-3.1.36 昭和中物揚場⑩ 全体平面図

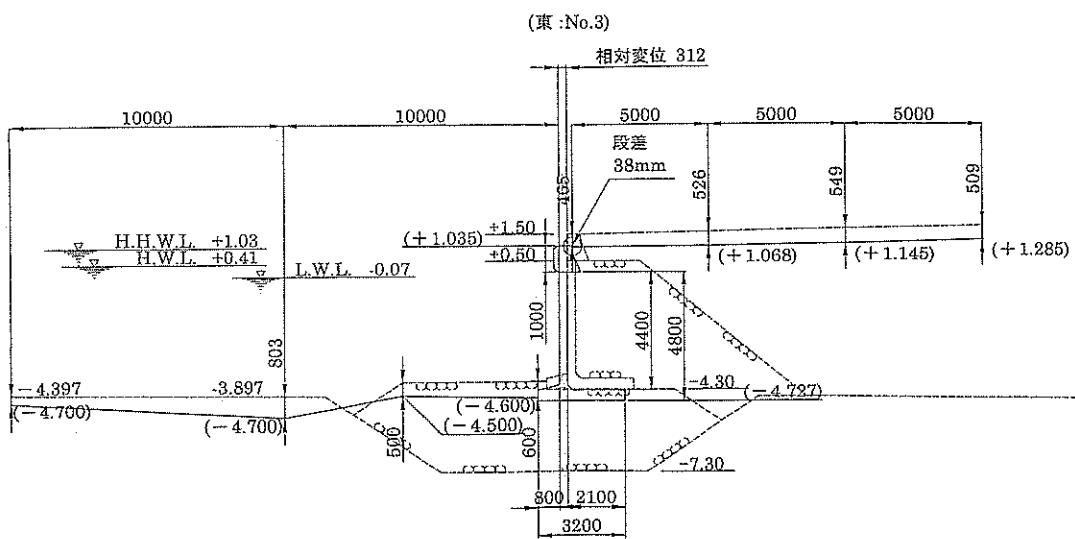


図-3.1.37 昭和中物揚場⑩ 標準断面図・被災変形図

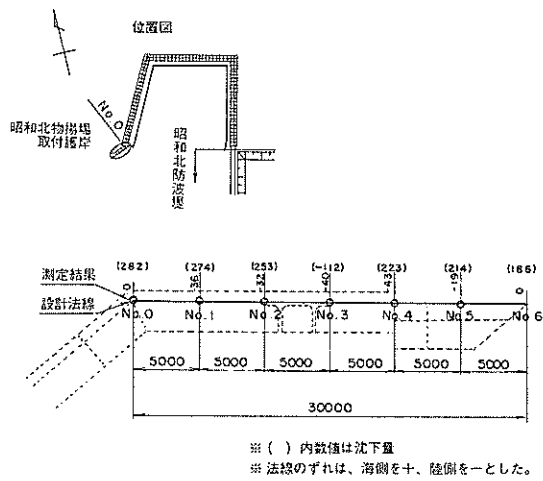


図-3.1.38(a) 昭和北物揚場⑩ 法線の出入り

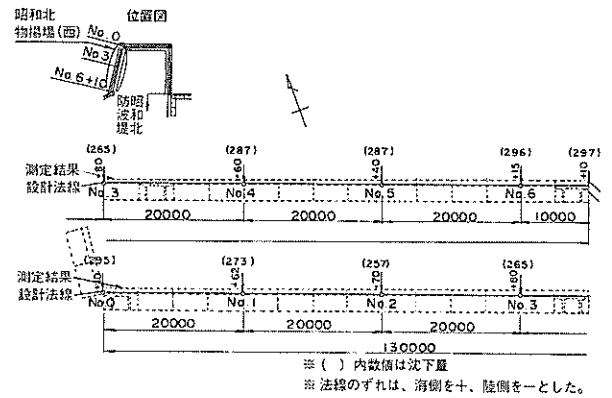


図-3.1.38(b) 昭和北物揚場⑩ 法線の出入り

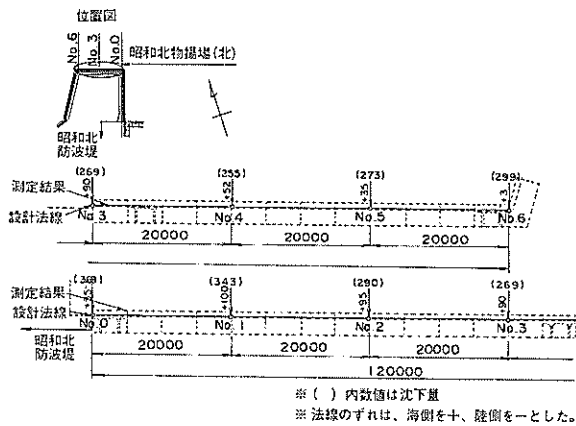


図-3.1.38(c) 昭和北物揚場⑩ 法線の出入り

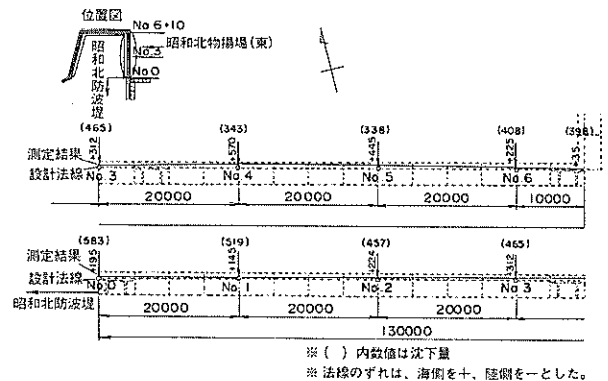


図-3.1.38(d) 昭和北物揚場⑩ 法線の出入り

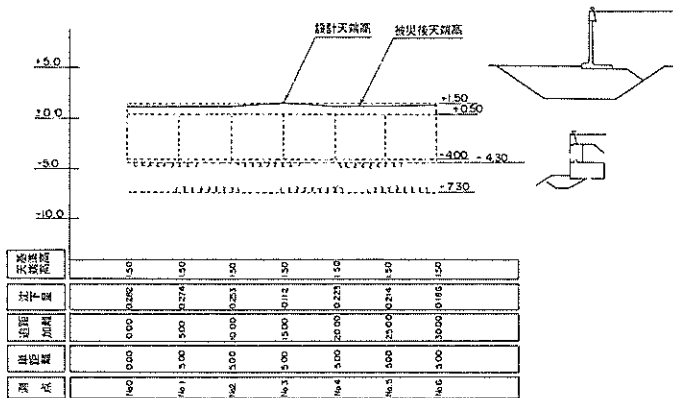


図-3.1.39(a) 昭和北物揚場⑩ 縦断測量結果

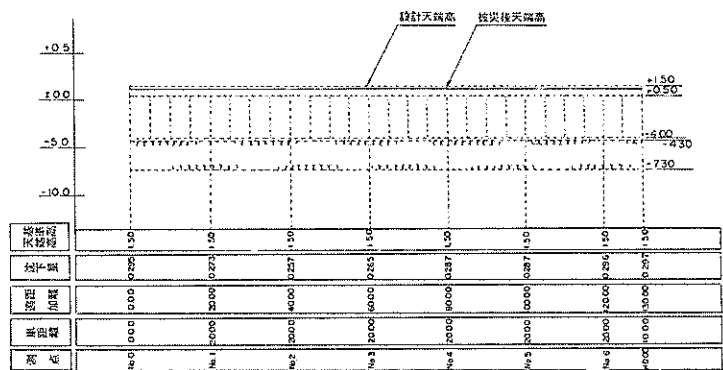


図-3.1.39(b) 昭和北物揚場⑩ 縦断測量結果

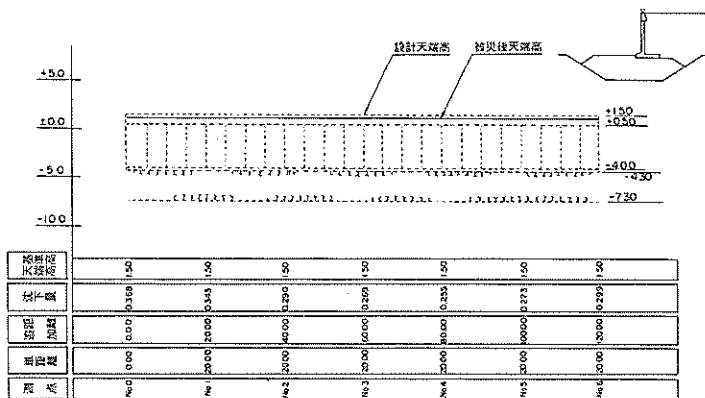


図-3.1.39(c) 昭和北物揚場⑩ 縦断測量結果

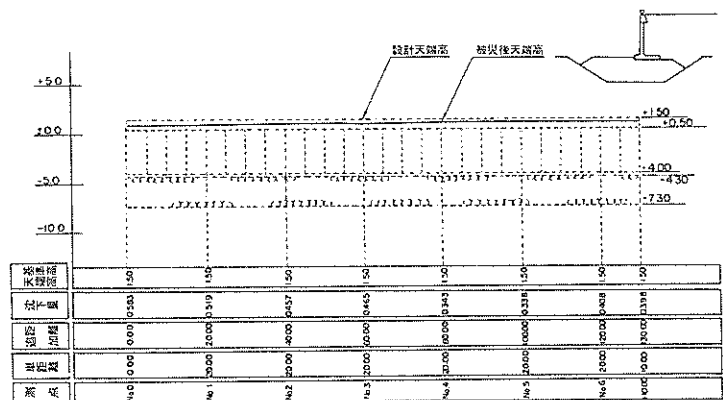


図-3.1.39(d) 昭和北物揚場⑩ 縦断測量結果

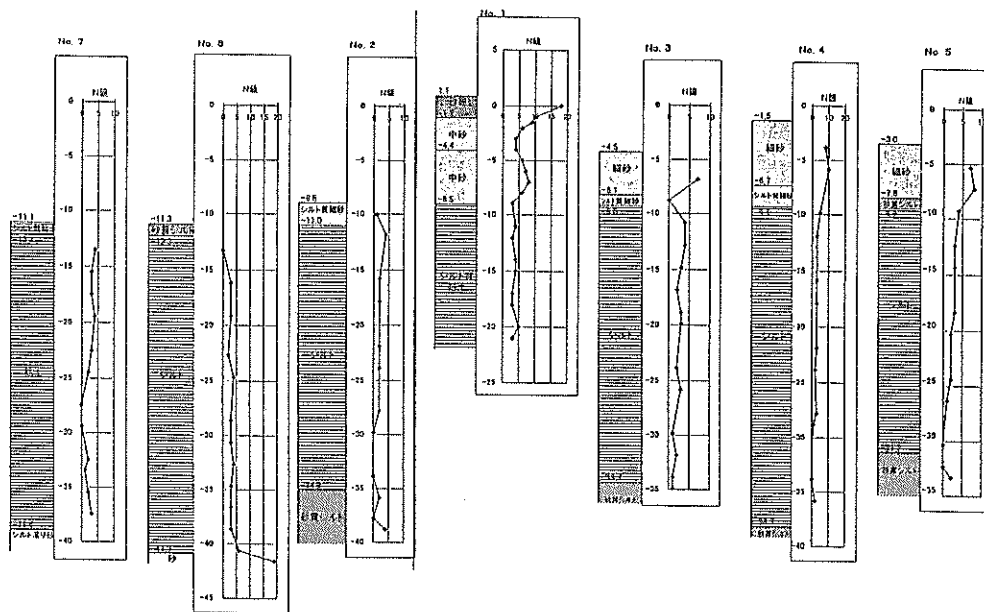


図-3.1.40 昭和北物揚場⑩ 土質柱状図

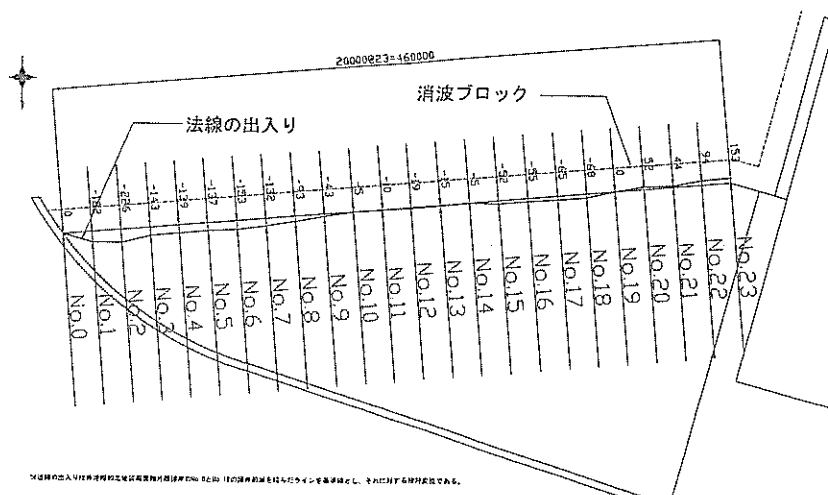


図-3.1.41 廃棄物外周護岸⑩ 平面図・法線の出入り

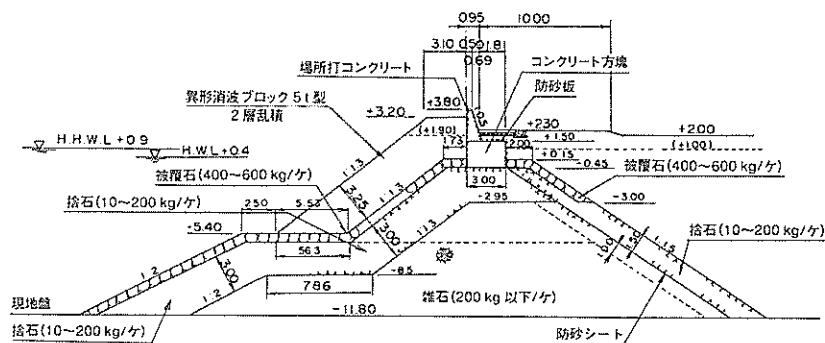


図-3.1.42 廃棄物外周護岸⑩ 標準断面図

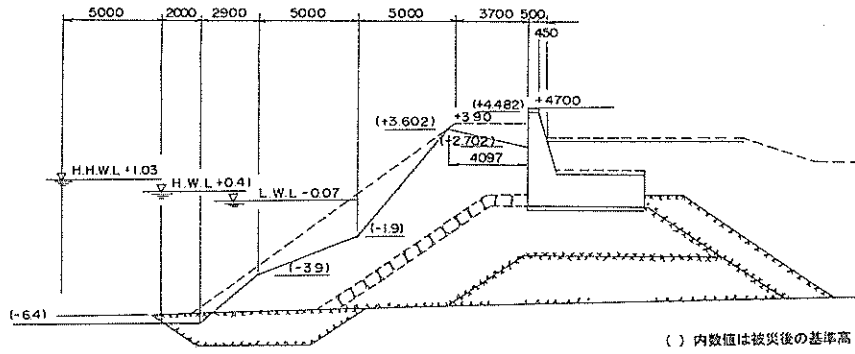


図-3.1.43 廃棄物外周護岸① 横断測量結果

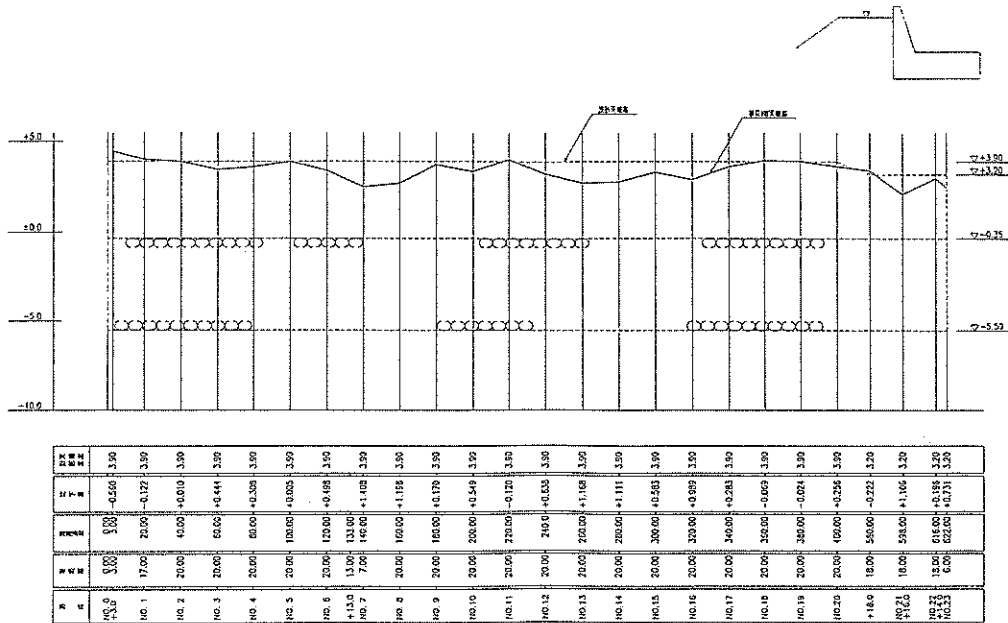


図-3.1.44 廃棄物外周護岸① 消波ブロック縦断測量結果

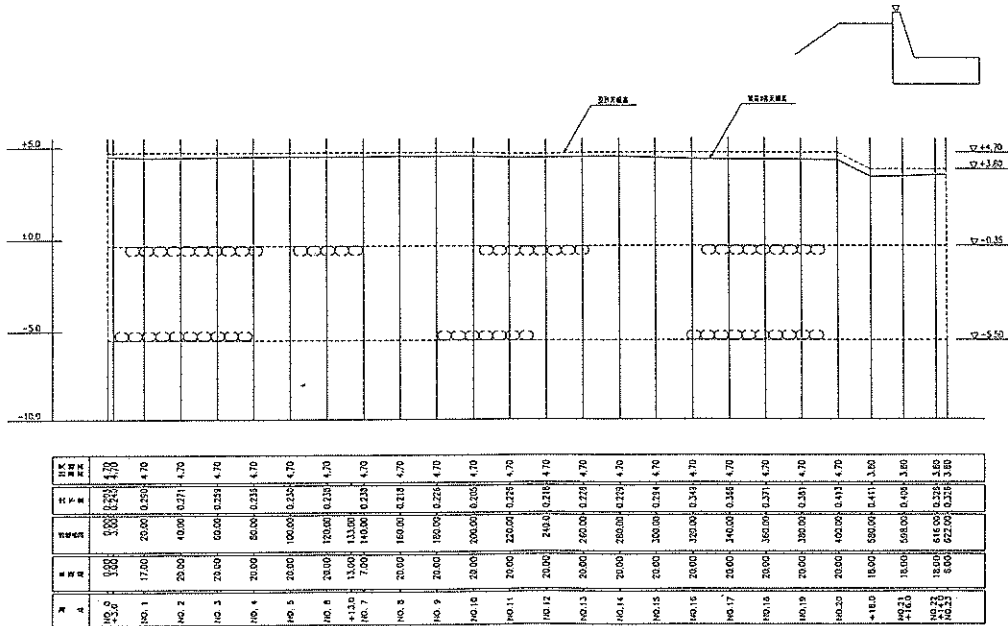
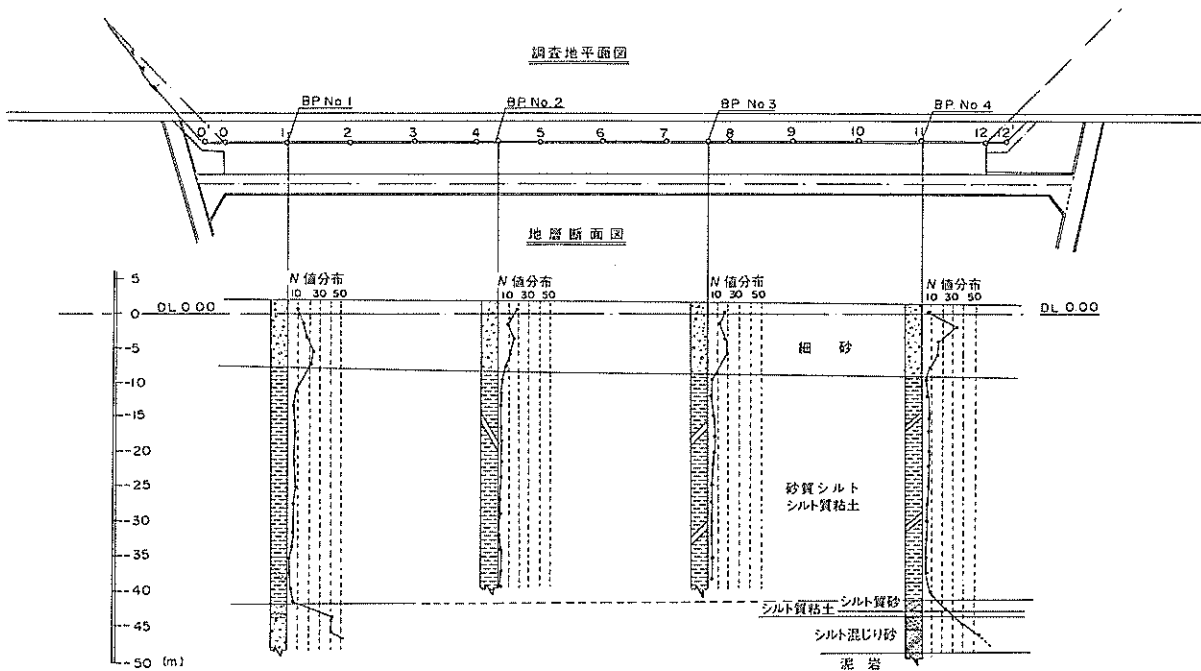
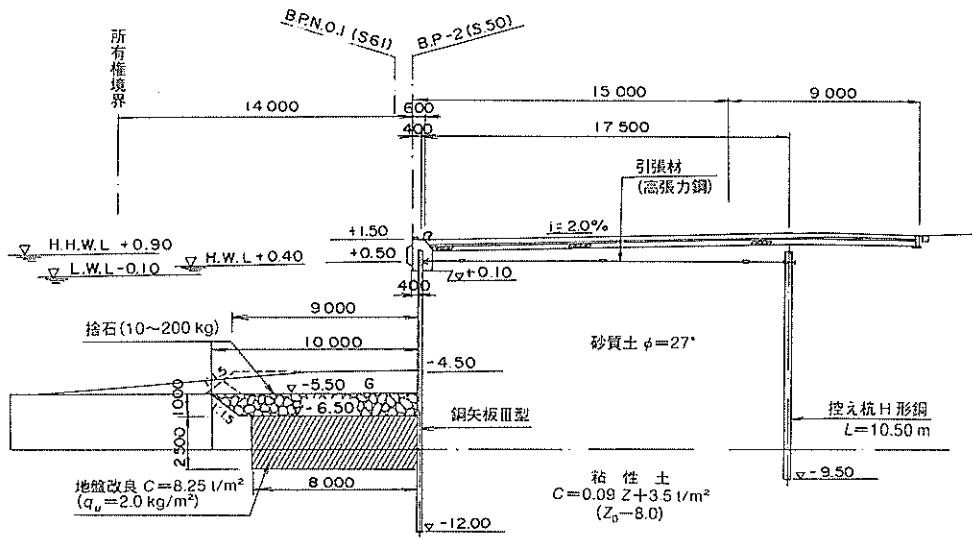


図-3.1.45 廃棄物外周護岸① パラペット縦断測量結果



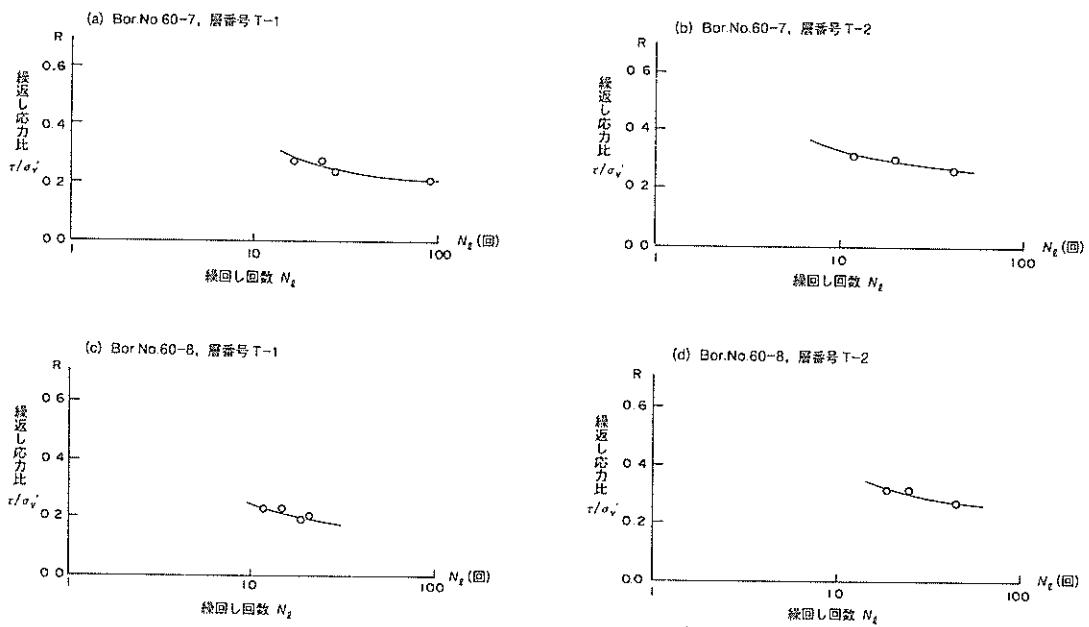


図-3.1.54 外港昭和北1号岸壁⑮ 振動三軸試験結果

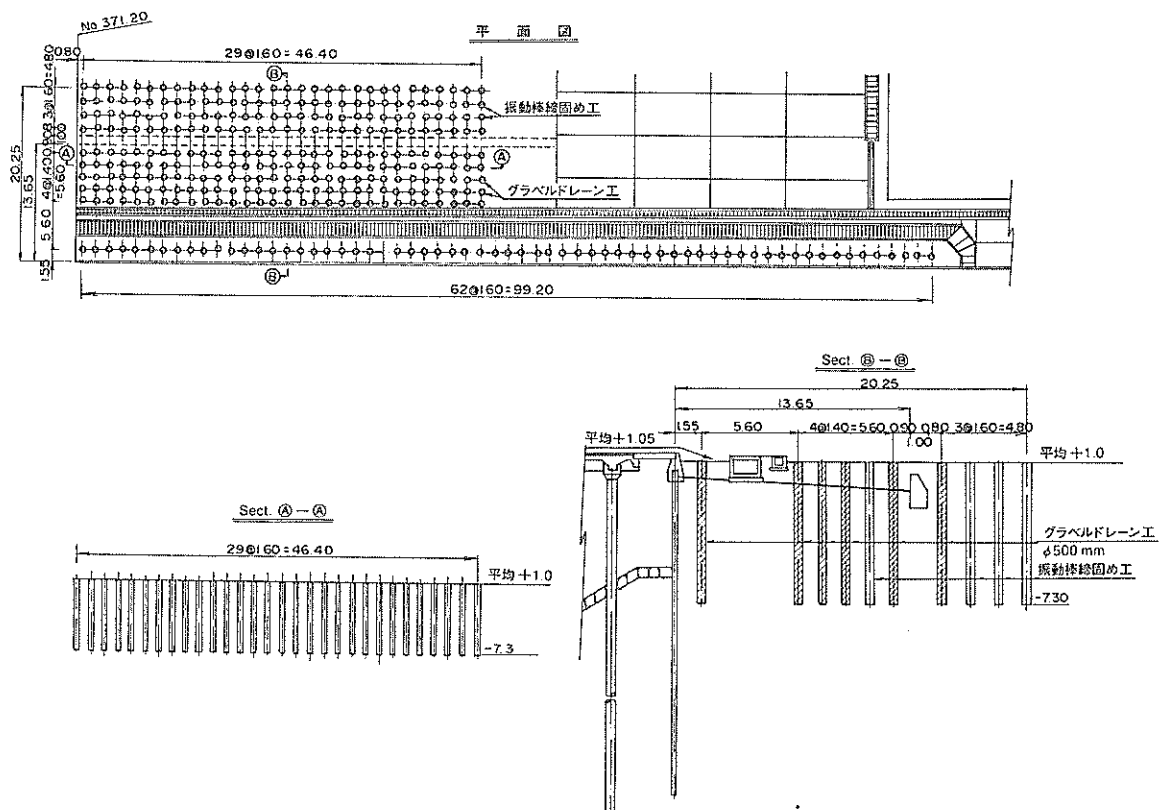


図-3.1.55 外港昭和北1号岸壁⑮ 地盤改良工配置図 (抜粋)

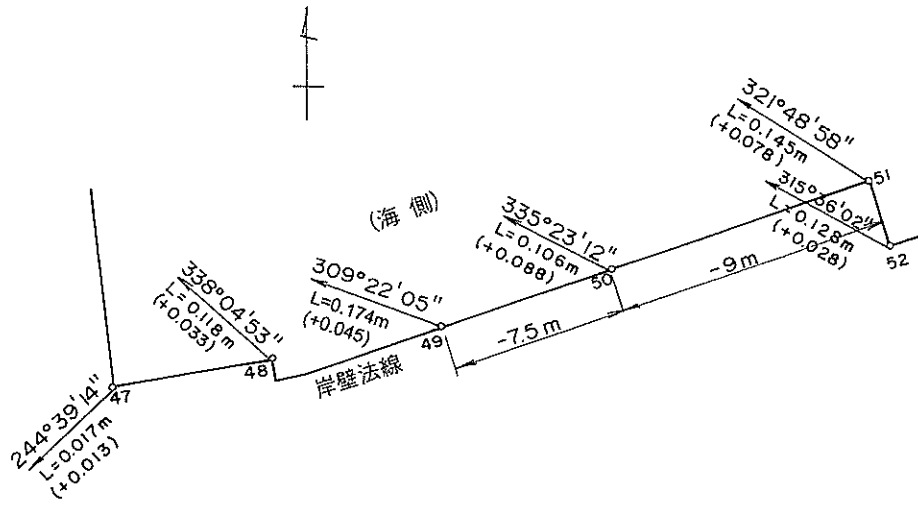


図-3.1.56 外港昭和北1号岸壁⑮ GPS測量結果

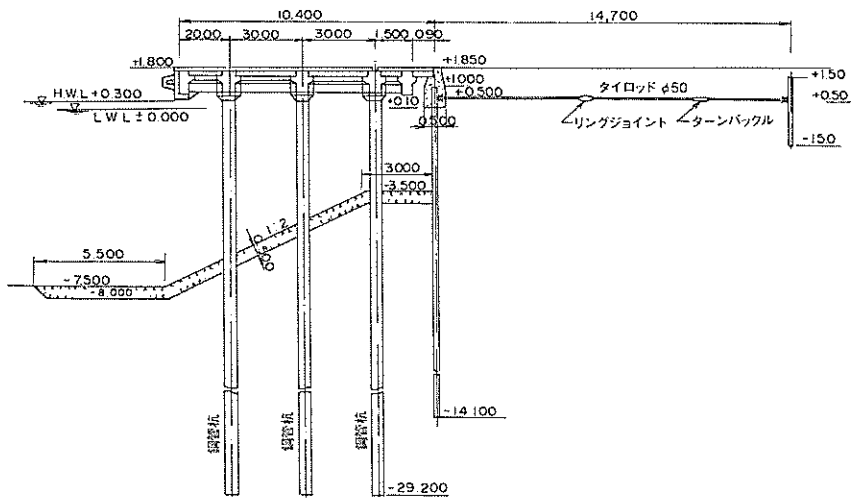


図-3.1.57 外港昭和北2号岸壁⑯ 標準断面図

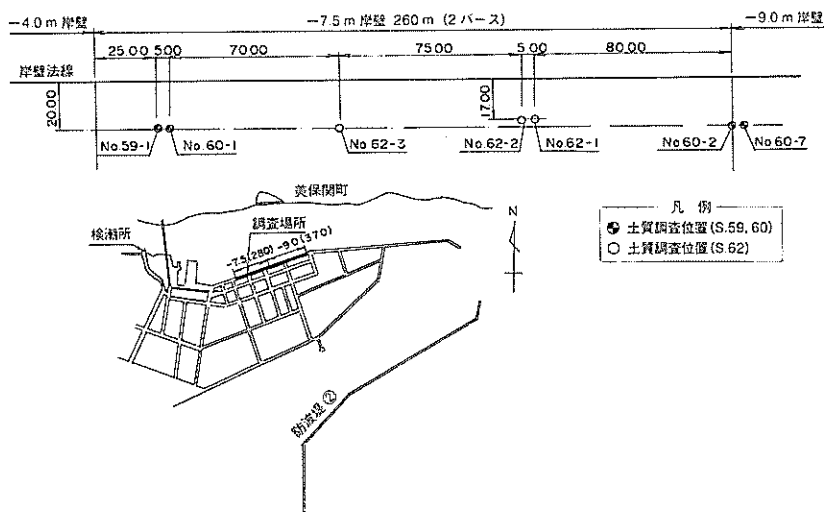


図-3.1.58 外港昭和北2号岸壁⑯ 土質調査位置

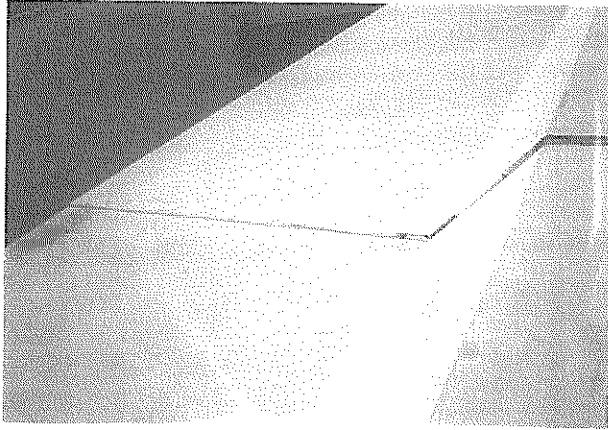


写真-3.1.3 防波堤（波除）㊟
上部工に生じた段差

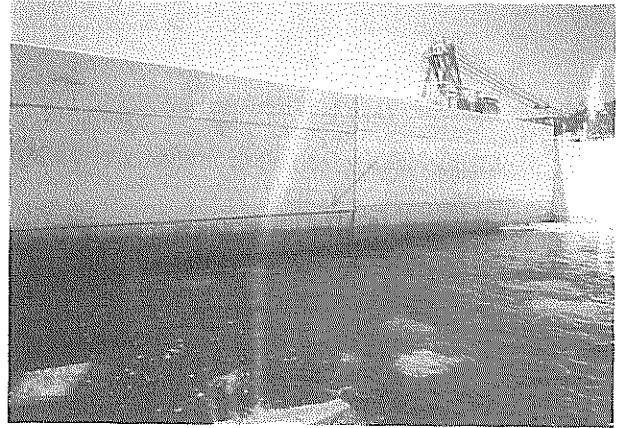


写真-3.1.6 防波堤（波除）㊟
上部工水平打継目の隙間（港外側）

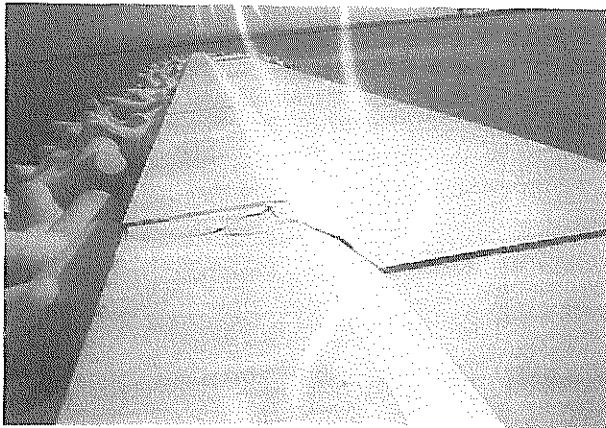


写真-3.1.4 防波堤（波除）㊟
上部工に生じたひび割れ



写真-3.1.7 昭和北物揚場㊟
法線の水平変位全景

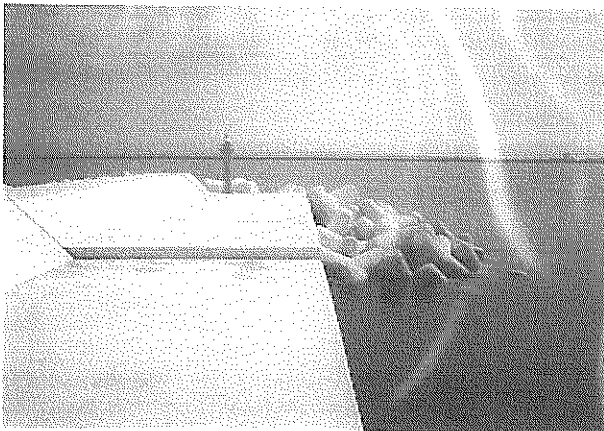


写真-3.1.5 防波堤（波除）㊟
消波ブロックの沈下状況

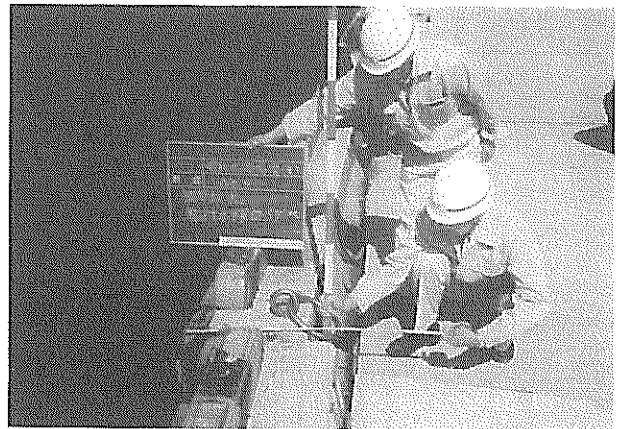


写真-3.1.8 昭和北物揚場㊟
（東）No.4の被災状況

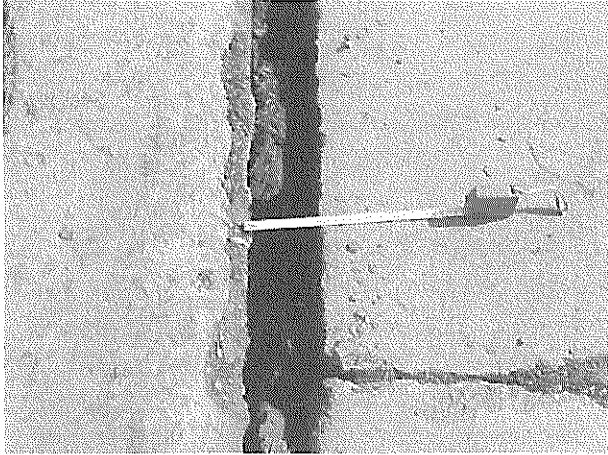


写真-3.1.9 外港昭和北1号岸壁⑮
渡版背後に生じた隙間



写真-3.1.12 江島1号岸壁⑱
エプロン部の亀裂

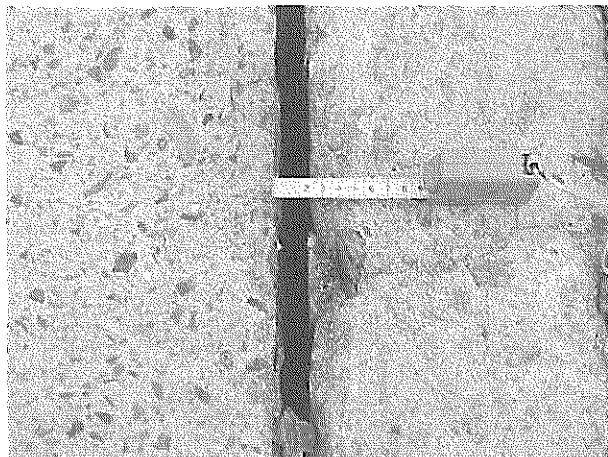


写真-3.1.10 外港昭和北2号岸壁⑯
渡版背後に生じた隙間



写真-3.1.13 江島1号岸壁⑱
エプロン部の亀裂

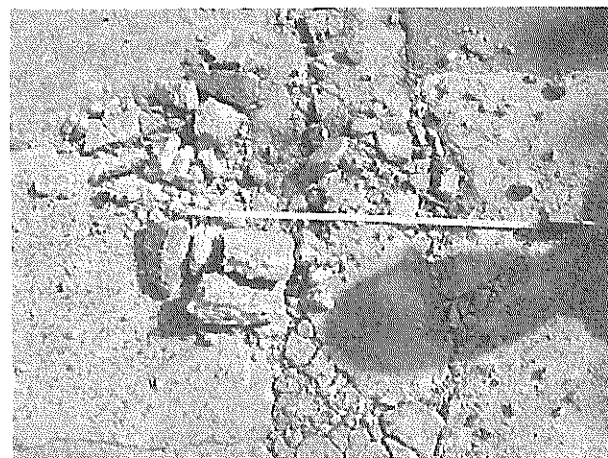


写真-3.1.11 外港昭和北2号岸壁⑯
舗装の損壊

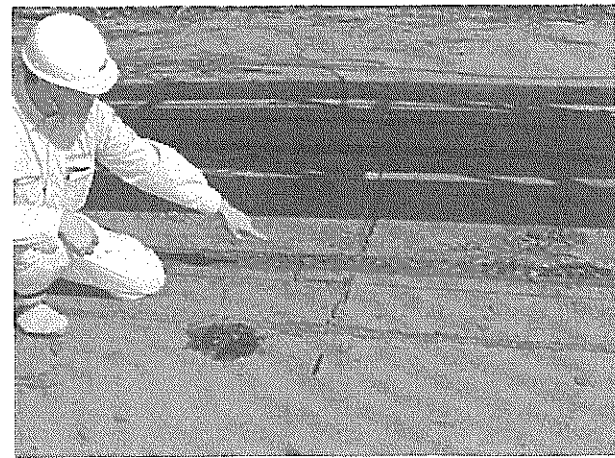


写真-3.1.14 江島1号岸壁⑱
レールの破断

湾施設各ポイントとの相対距離を計測したものであり、地震から数日後に再度各ポイントとの相対距離を計測し、相対距離の差を持って港湾施設の変位量を表すものとして扱っている。そのため、下記の誤差を内在している。

- ・工事事務所そのものの変位量（護岸よりずっと内側にあるため水平変位量としては圧倒的に小さいと考えられるが、沈下量はある程度考えられる）

- ・GPSの計測誤差（水平方向に±2cm程度、上下方向に±5cm程度）

図-3.1.56より、隣接する昭和北2号岸壁とあわせ、法線は海側方向へ10cmほど移動していると思われる。鉛直方向にはプラスの変位が観測されているが、GPSの精度が鉛直方向はよくないこと、事務所の沈下が考えられることから、一概に沈下しているとは判断できない。

(7)外港昭和北2号岸壁 (-7.5m) (施設番号⑩)

本施設は横棧橋式の係船岸であり、施設延長260m、設計震度0.10である。図-3.1.57に標準断面図、土質調査位置を図-3.1.58に、地層断面図を図-3.1.59に示す。隣接する外港昭和北1号岸壁（施設番号⑨）と同様に背後地盤の液状化対策が検討されたが、液状化しないと判定されたため液状化対策は行われていない。写真-3.1.10に示すような渡版における隙間（2cm、一部5~7cm）がほぼ全域にわたり発生し、写真-3.1.11に示すような舗装の損壊が一部に発生したほかは、被害が発生しなかった。

3.1.5 内港地区

(1)1号岸壁 (-7.0m) (施設番号⑪)

本施設は横棧橋式の係船岸であり、施設延長は200mである。既設の横棧橋を前だしして新たな横棧橋を築造した構造であり、平面図を図-3.1.60に、標準断面図を図-3.1.61に示す。本施設は無被災であった。

3.1.6 江島地区

(1)1号岸壁 (-9.0m) (施設番号⑫)

本施設は鋼矢板式の係船岸であり、施設延長は165m、ただし東側に取付部が30m、西側に90°折れ曲がる形で取付部が20mある。構造物位置図を図-3.1.62に示す。設計震度は0.10であり、標準断面図を図-3.1.63に示す。西側隅角部のタイロッドの配置については図-3.1.64に示すとおりである。被災状況としては、最大10cm程度の沈下がエプロン部で発生したほか、エプロン部の岸壁法線から16mの位置、岸壁西端から80mの位置に亀裂幅2cmで法線に平行して40mにわたり亀裂（亀裂延長40m）が発生した（写真-3.1.12、写真-3.1.13）。ただし、

特に機能上の問題は発生していない。セメントアンローダーの基礎部においても亀裂が発生し、レールが一箇所破断した（写真-3.1.14、写真-3.1.15）。土質調査位置を図-3.1.65に、土質調査結果を図-3.1.66に示す。図-3.1.67には隣接する2号岸壁も含め、GPS測量の結果を示す。水平変位量は3~8cm程度であるが、GPS測量の結果については3.1.4(6)に述べた様な誤差が含まれていることに留意されたい。

(2)江島2号岸壁 (-7.5m) (施設番号⑬)

本施設は鋼矢板式の係船岸であり、施設延長は130mである。標準断面図を図-3.1.68に示す。エプロン部において最大10cm程度の沈下が発生したが、ほかは無被災であった。

(3)江島橋梁井筒基礎 (施設番号⑭)

江島橋梁の断面図を図-3.1.69に示す。地震時点では未だ建設中であり、江島側では鋼管矢板井筒基礎の井筒内掘削までほぼ完了、渡側では井筒本体には未着手だが仮設棧橋が完成し、作業ステージとなる仮設栈台の鋼管杭を打設中であった。江島側の井筒基礎において漏水等の被害が発生した。図-3.1.70に正面図・側面図・平面図等の一般図を示す。また、図-3.1.71に土質調査位置図・柱状図を示す。写真-3.1.16に漏水の状況、写真-3.1.15に止水材の隙間、写真-3.1.17に間詰コンクリートのクラック、写真-3.1.18に仮設昇降設備の破損の状況を示す。また、漏水の発生箇所を図-3.1.72に示す。

3.1.7 外港沖地区

(1)沖防波堤 (施設番号21)

本施設はケーソン式の混成堤であり、設計震度は0.10である。図-3.1.73に位置図、図-3.1.74に標準断面図を示す。平面図におけるEコーナーでは港内側に4cmのずれ、CコーナーではC-C'側で港内側に5cm、C-B'側で港内側に20cmのずれが発生した。また、BコーナーでもB-B'側で港内側に6cm、B-A'側で港内側に11cmのずれが発生した。基準点の測量が未実施のため正確な変位量は不明であるが、GPS測量の結果を図-3.1.75に示す。また、高さ方向には数cm単位での沈下が見られるほか、数箇所上部工港外側に長さ2~3m、幅20cm程度の欠損が見られる。地震後の防波堤の状況を写真-3.1.20、写真-3.1.21に、消波ブロックの衝突によると思われる上部工の被災を写真-3.1.22に示す。

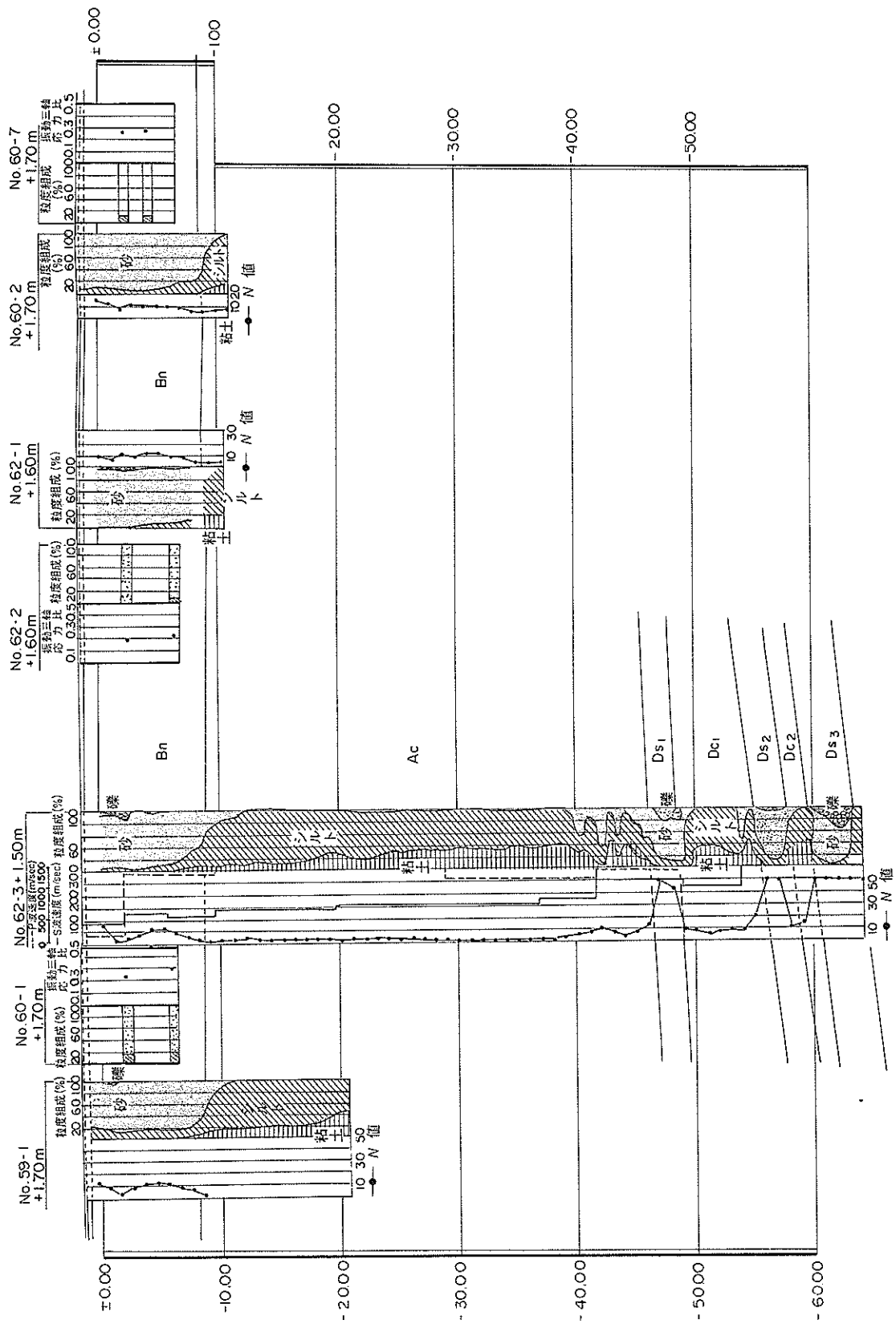


图-3.1.59 外港昭和北2号岸壁① 地層断面图



图-3.1.62 江島1号岸壁[®] 構造物位置图

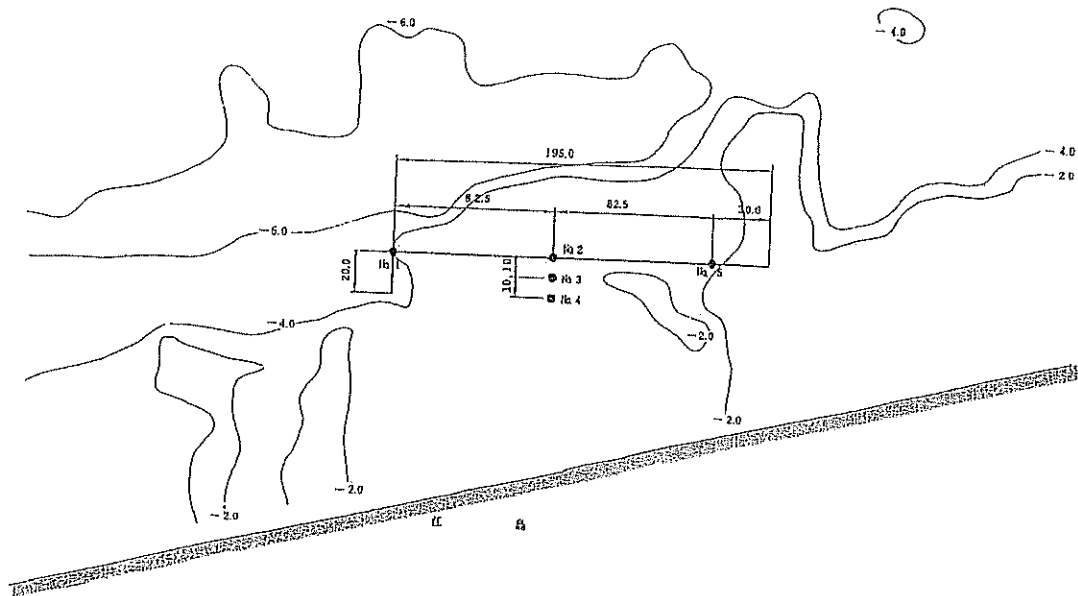
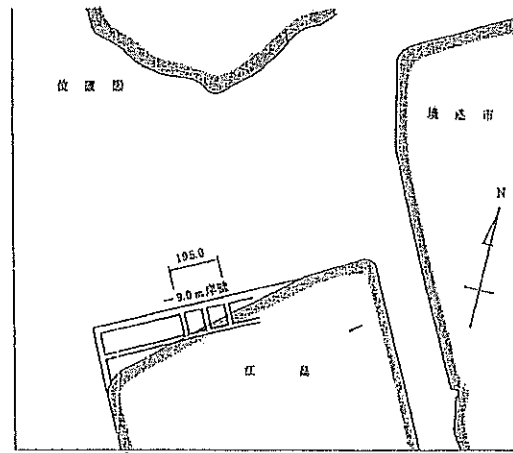


图-3.1.65 江島1号岸壁⑱ 土質調査位置图

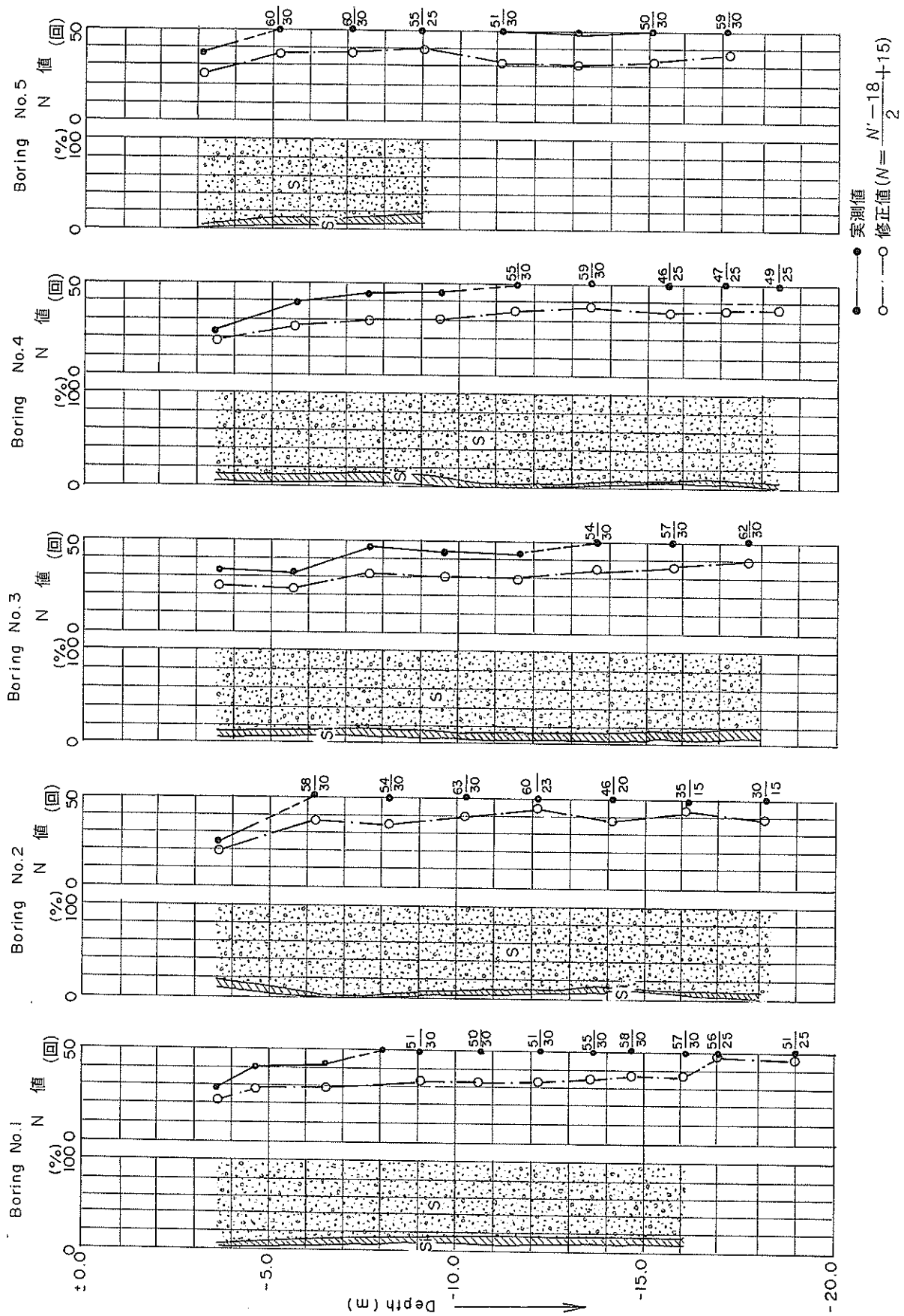


图-3.1.66 江島1号岸壁® 土質調査結果

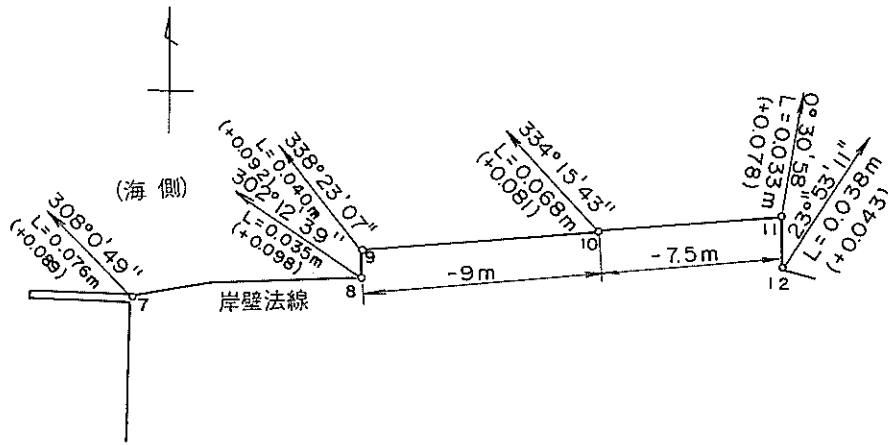


図-3.1.67 江島1号及び2号岸壁⑮⑯ GPS測量結果

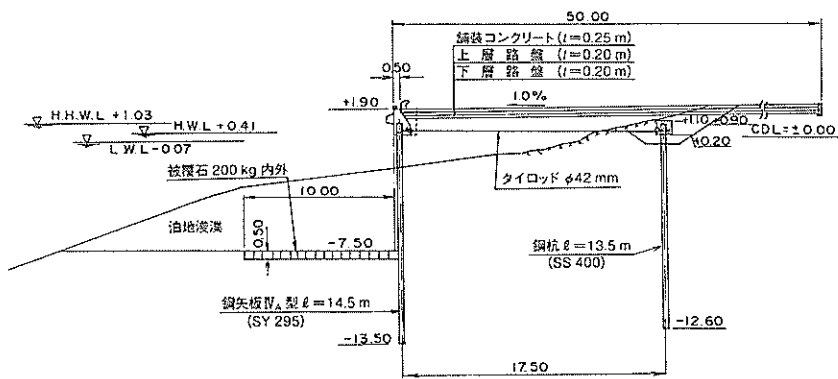


図-3.1.68 江島2号岸壁⑯ 標準断面図

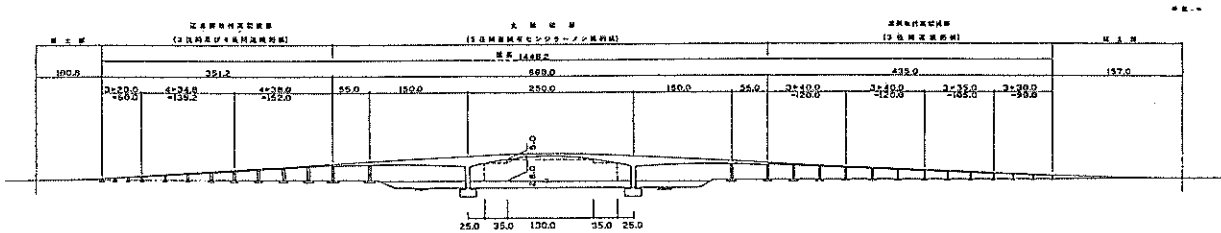
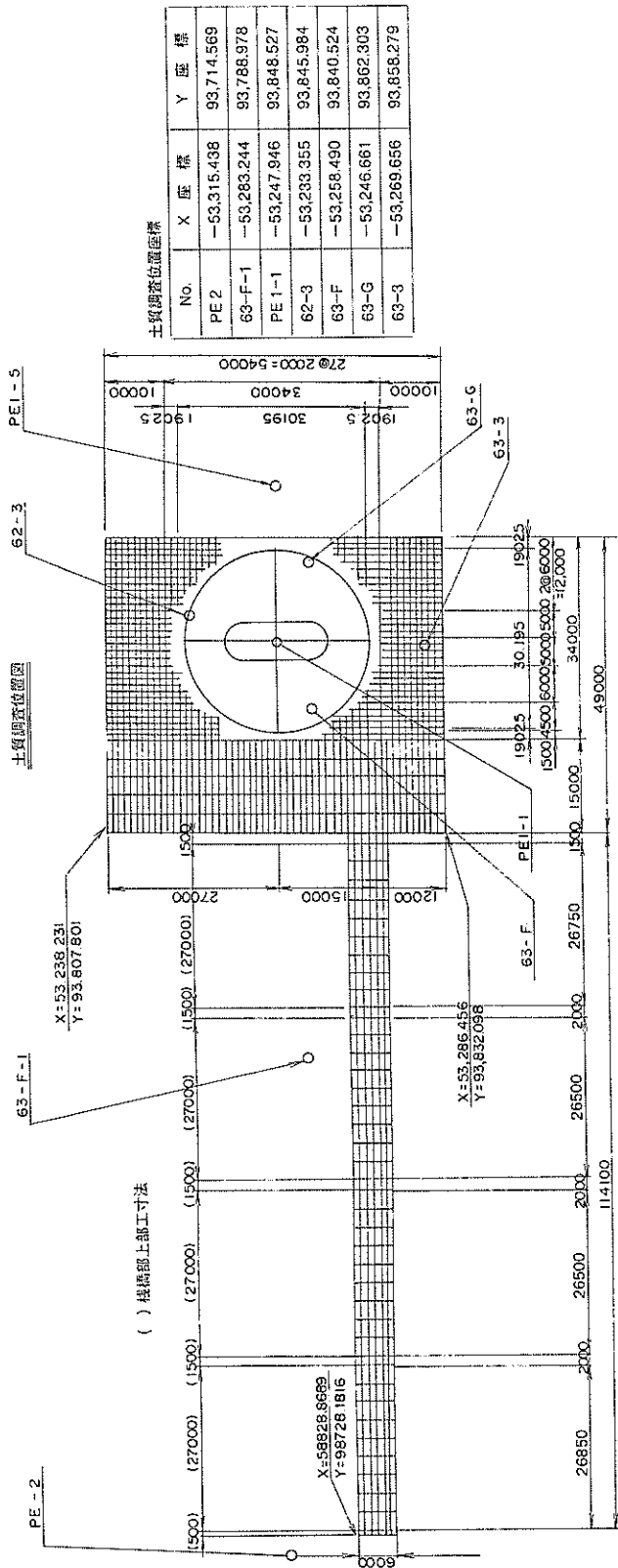


図-3.1.69 江島橋梁井筒基礎⑳ 断面図



柱 状 図

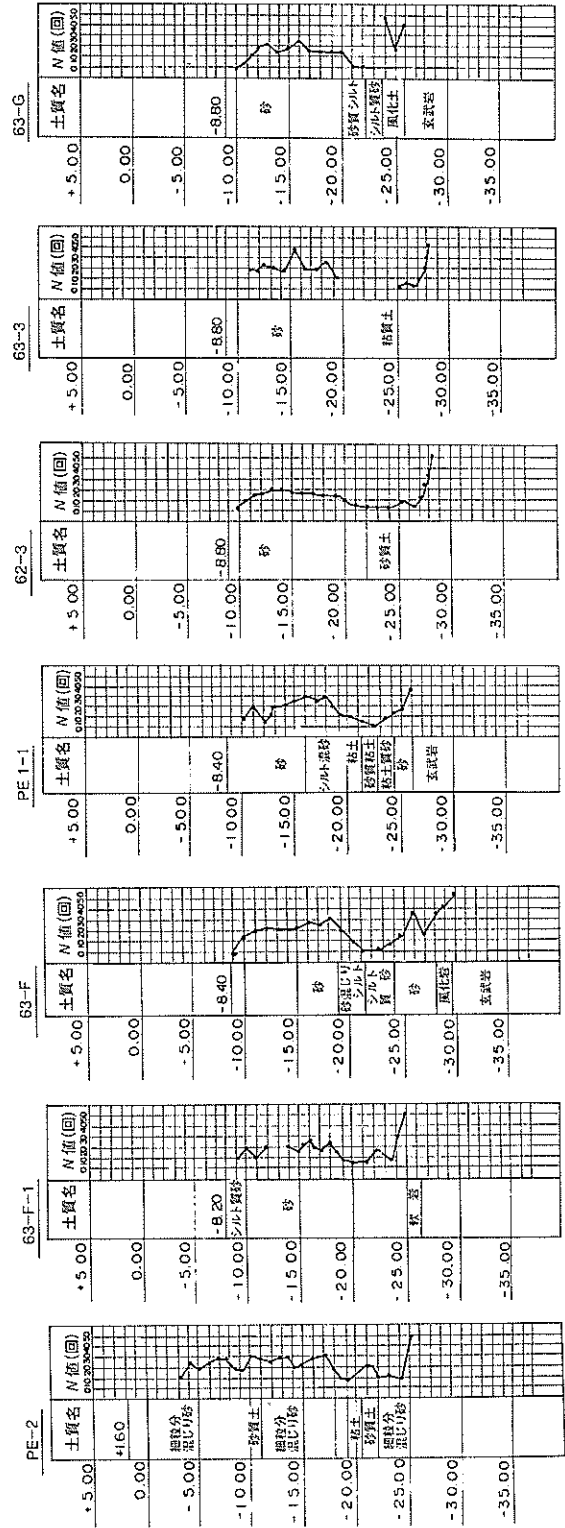


図-3.1.71 江島橋梁井筒基礎^② 土質調査位置図・柱状図

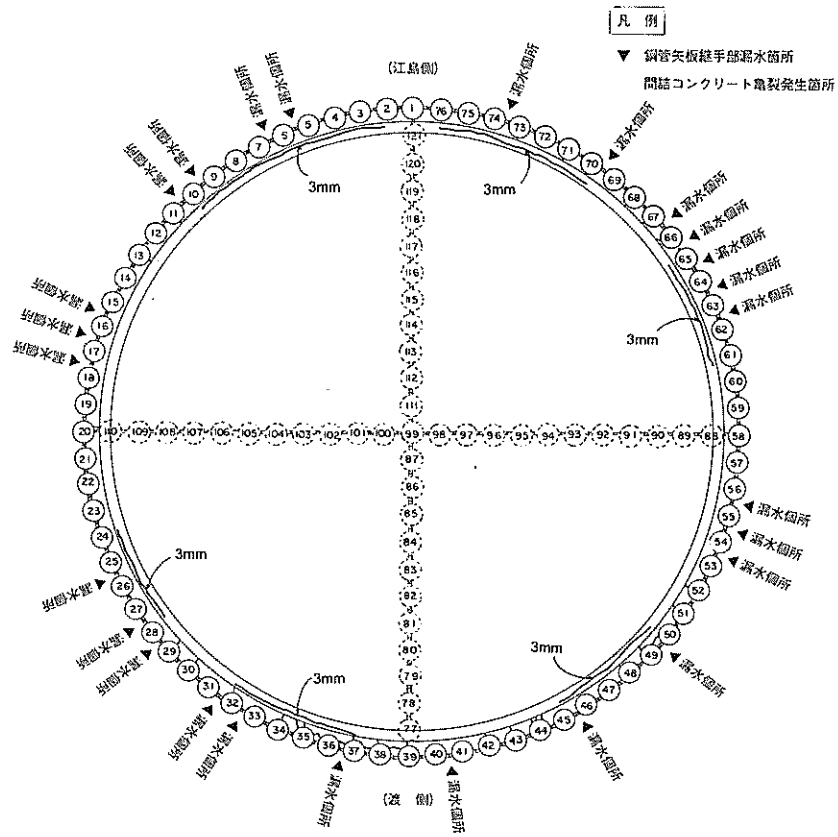


図-3.1.72 江島橋梁井筒基礎⑩ 漏水発生箇所

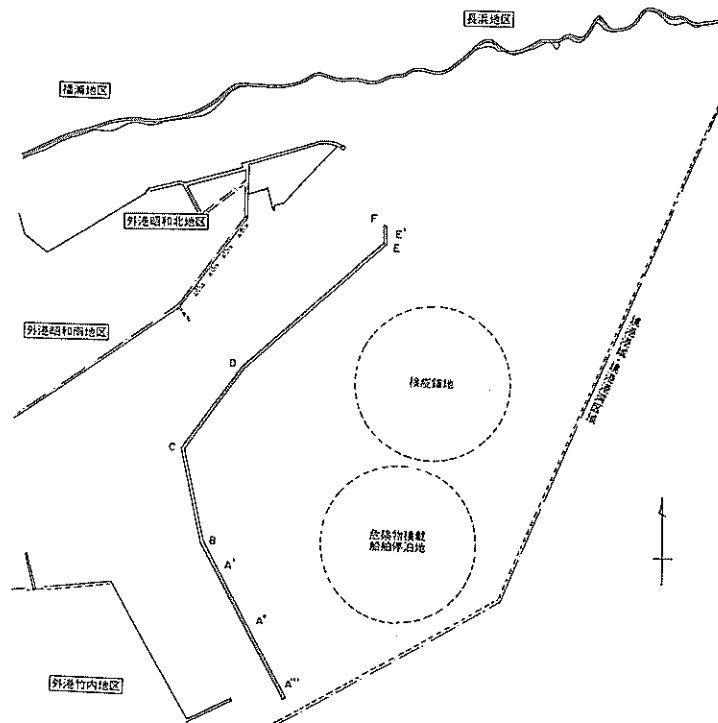


図-3.1.73 沖防波堤(21) 位置図

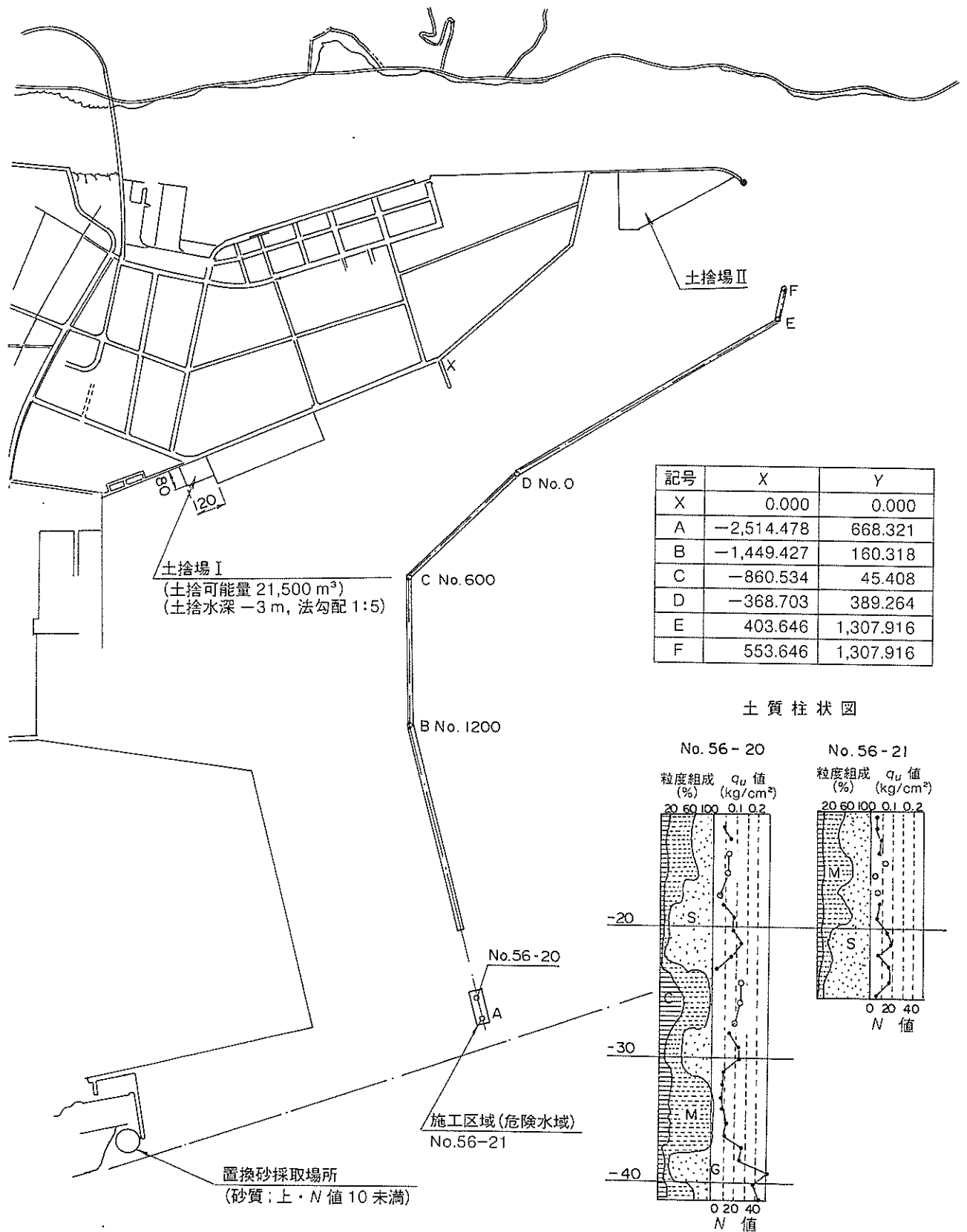


図-3.1.76 沖防波堤南端部(二重円筒ケーソン)(22) 平面位置・土質柱状図

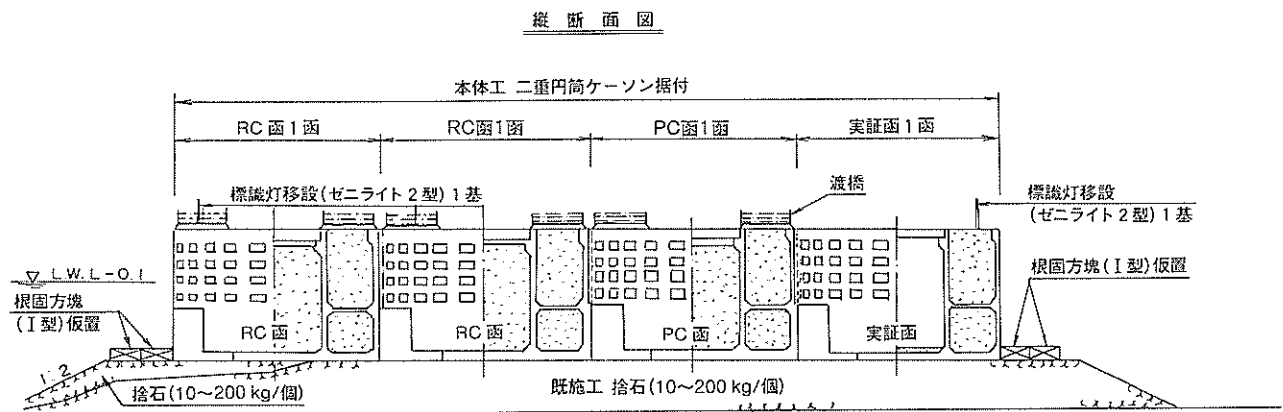
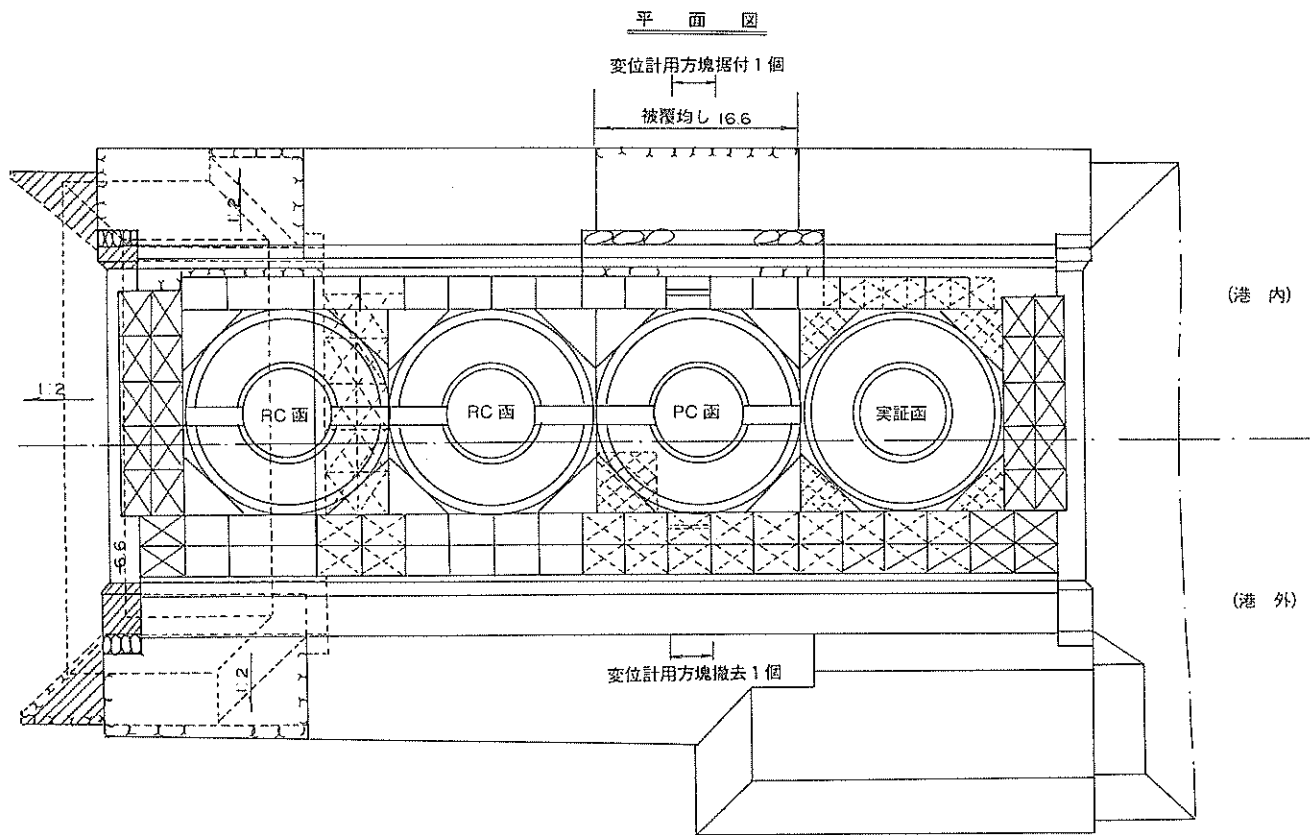


図-3.1.77 沖防波堤南端部(二重円筒ケーソン)(22) 平面図・縦断面図

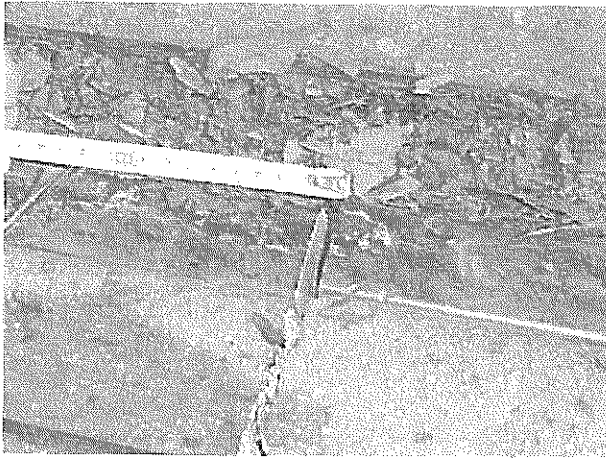


写真-3.1.15 江島1号岸壁⑱
レールの破断

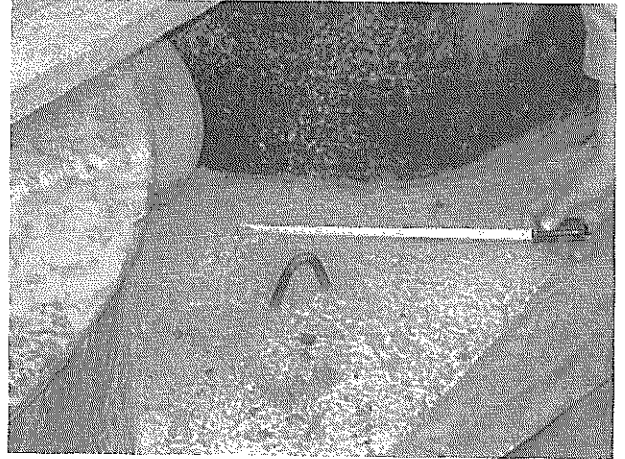


写真-3.1.18 江島橋梁井筒基礎㉑
間詰コンクリートのクラック

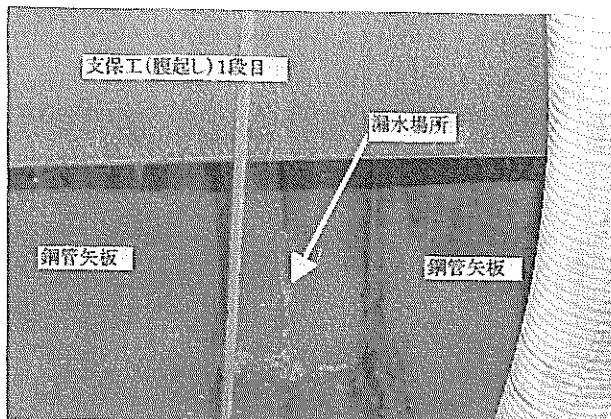


写真-3.1.16 江島橋梁井筒基礎㉑
漏水の状況

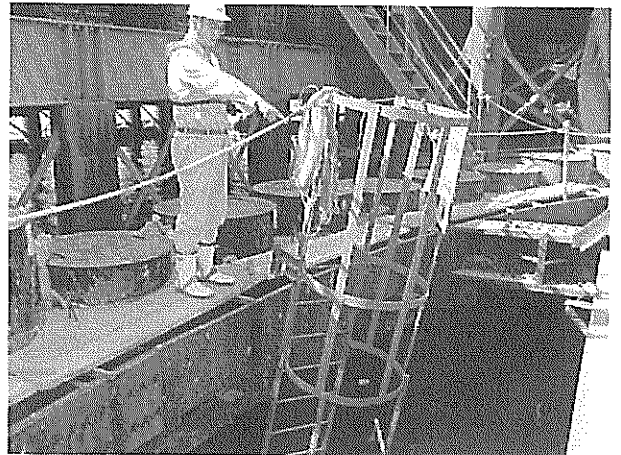


写真-3.1.19 江島橋梁井筒基礎㉑
仮設昇降設備の破損

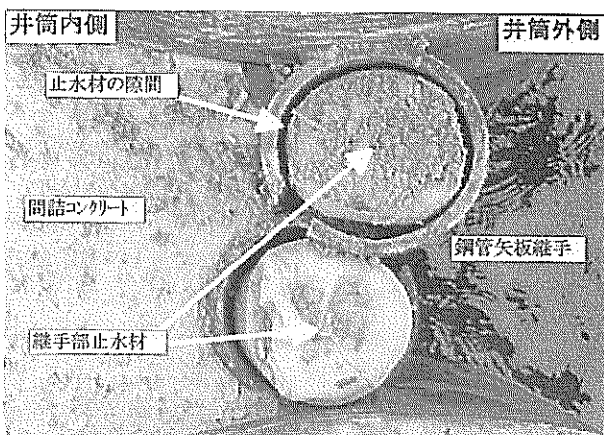


写真-3.1.17 江島橋梁井筒基礎㉑
止水材の隙間

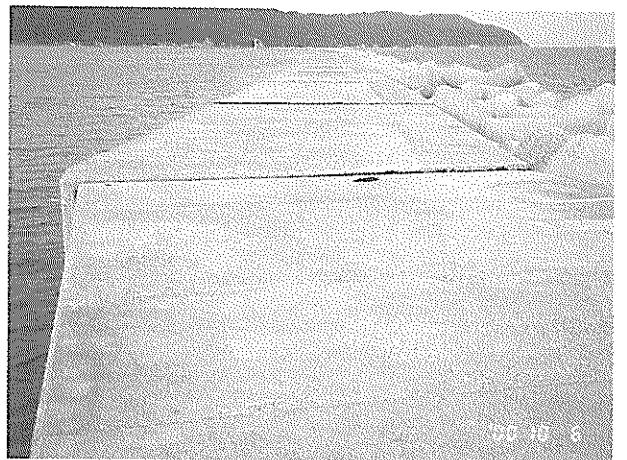


写真-3.1.20 沖防波堤(21)
地震後の状況



写真-3.1.21 沖防波堤(21)
地震後の状況



写真-3.1.24 沖防波堤南端部(22)
地震後の状況

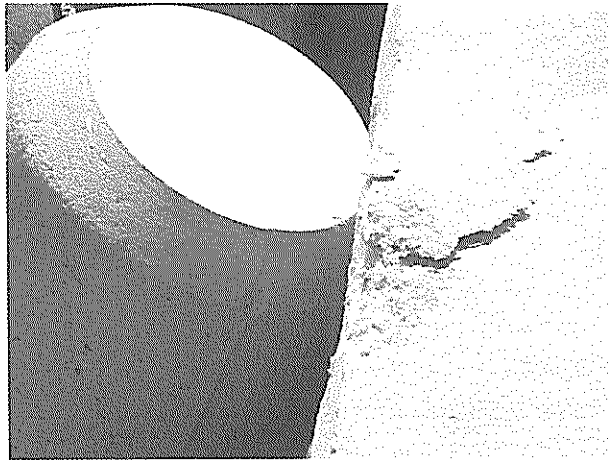


写真-3.1.22 沖防波堤(21)
上部工の被災

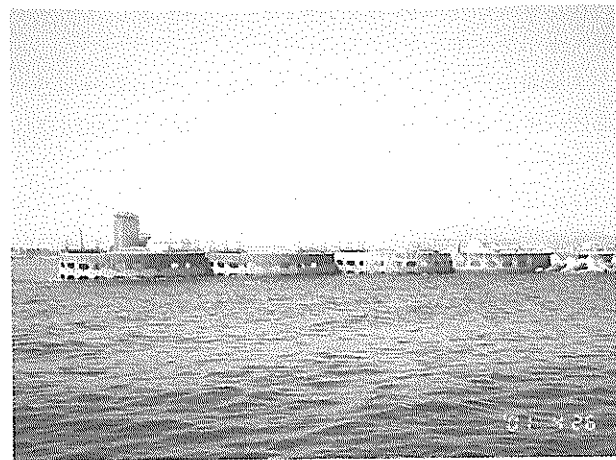


写真-3.1.23 沖防波堤南端部(22)
地震後の状況

3.2 境漁港¹⁻³⁾

(1) 概要

境漁港は、鳥取県弓浜半島最北の斐伊川（境水道）に面するところに位置し、昭和48年に特定第3種漁港に指定されて以来、急速に基盤整備が進み躍進した漁港である。昭和61年から平成6年まで水揚げ量50万トン以上を維持し、平成4年から5年連続で漁港水揚げ量日本一になるなど現在では日本有数の漁港である。

今回の地震によって被害を受けた鳥取県内の漁港関連施設は、県内漁港数18港のうち比較的漁港数の少ない県西部地域に集中していた。特に被害が大きかったのは境漁港であり、確認された被害箇所は岸壁延長の9割にあたる約800mにおよんだ。地震が発生した10月は、境漁港の特産でもあるベニズワイガニの「カニかご漁」やイワシを主体とした「まき網漁」などの最盛期であり、地元関係者および境港市の基幹産業である水産加工・流通業へ与える影響が懸念された。

境漁港で最も被害が大きかったのは図-3.2.1に示す3～5号上屋周辺であった。図-3.2.2の平面図は、3～5号上屋周辺での被害状況を示している。北東部の3、4号上屋周辺では岸壁が海側に大きくせり出しており、エプロンにおいて亀裂、沈下が生じていた。他の岸壁では、エプロンにおける法線に沿った直線状のクラック、沈下が見られたが、法線の迫出しはそれほど大きくない。

以下では、3～5号上屋周辺の各岸壁の被害状況について報告する。なお、本文中の施設番号は図-3.2.1の①～⑤に対応する。

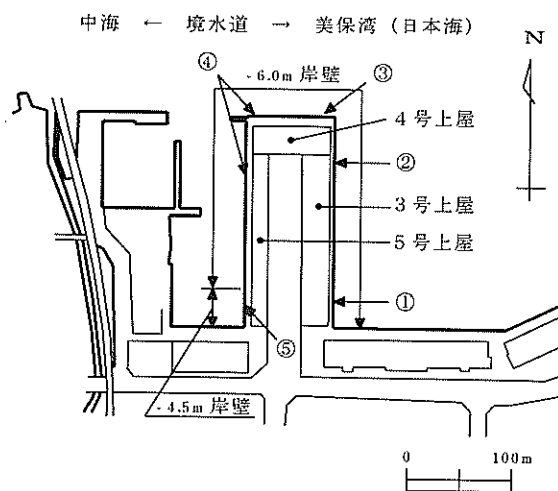


図-3.2.1 境漁港平面図

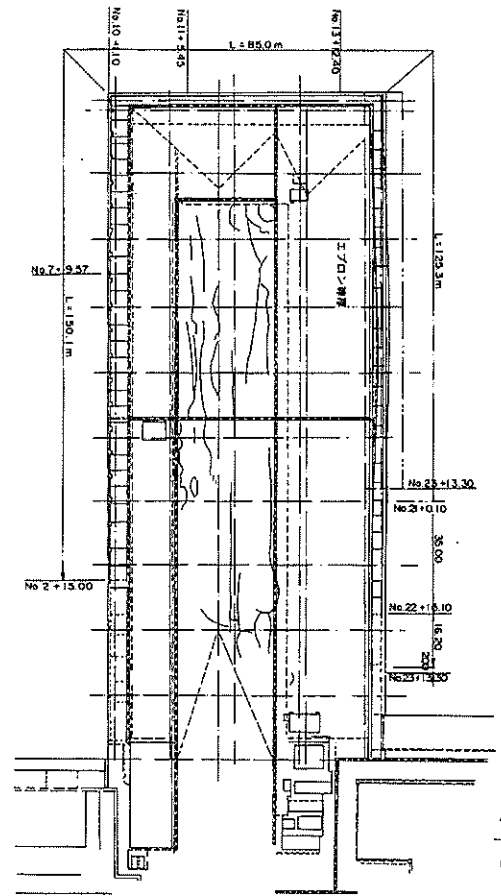


図-3.2.2 境漁港被災状況平面図

(2) 岸壁 (-6.0m, 東側) (施設番号①)

本施設は、矢板式係船岸に控え工として矢板を用いた構造様式であり、1973（昭和48）年度に完成した矢板式係留岸を1993（平成3）年度に-6.0m岸壁に改良している。施設延長は80mであり、設計震度は0.10である。岸壁の標準断面図を図-3.2.3に示す。鋼矢板の種類は前面でSP-IV型、控え部でSP-III型を用いており、旧岸壁で用いられていた矢板は埋め殺しになっている。タイ材には、ワイヤーが用いられている。

本施設の地震による被害は、エプロン、排水溝の沈下、亀裂が確認されたが、岸壁本体に大きな被害は確認されていない。

(3) 岸壁 (-6.0m, 北東側) (施設番号②)

本施設は、1973（昭和48）年度に完成した矢板式係船岸壁であり、控え工として矢板を用いた構造様式である。施設延長は120mであり、設計震度は0.10である。岸壁の標準断面図、被災・復旧断面図をそれぞれ図-3.2.4(a)、(b)に示す。鋼矢板の種類は前面でSP-III型、控え部でSP-II型を用いている。他の岸壁が水深増大のために1990年代に改良されているのに対して、この岸壁は完成以降に手は加えられていない。

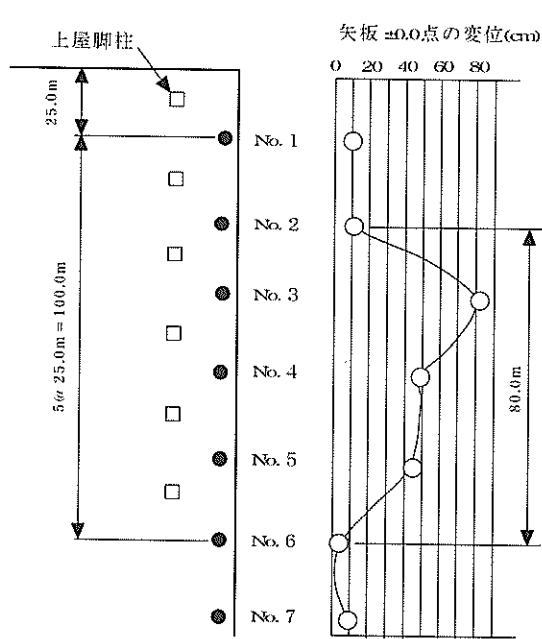


図-3.2.5(a) 被災部の矢板頭部変形図 (施設番号②)

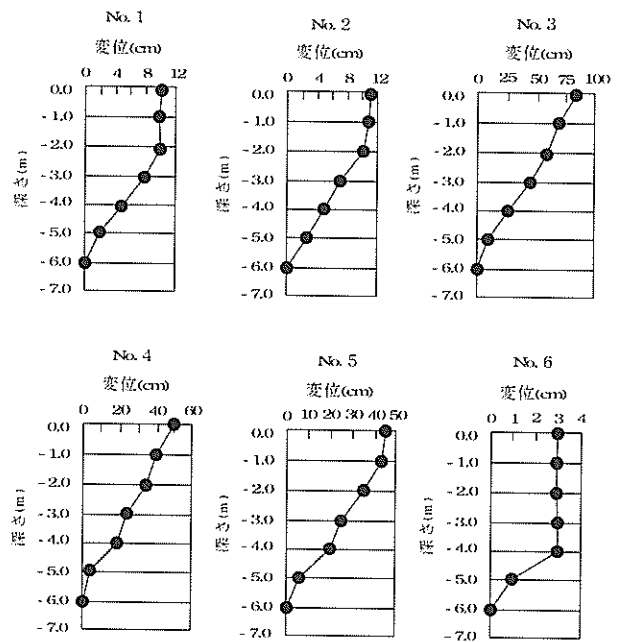


図-3.2.5(b) 被災部の矢板変形鉛直分布図

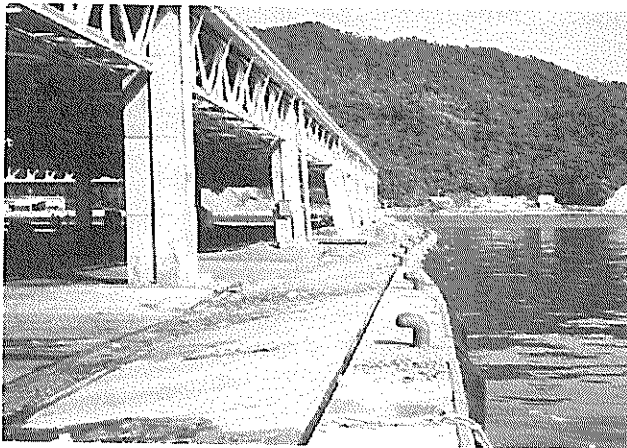


写真-3.2.1 -6.0m 岸壁 (北東側) の被害状況



写真-3.2.2 液状化による被害状況

程度の変位であったが、No.2～No.6の80mの区間で大きく前方に変位し、最大値はNo.3で82cmであった。次に、各調査地点における矢板の変形の鉛直分布図を図-3.2.5(b)に示す。調査の結果、No.1, No.2では、矢板頭部の変位が押さえられた形状となっており、タイロッドによる引きつけが充分働いたことを示している。いっぽう、No.3, No.4では矢板頭部の曲線形状からタイロッドが効いておらず、No.5, No.6では再びタイロッドの効果が確認できる。またNo.3, No.4の区間においては、エプロンや上屋の床版コンクリートの沈下・移動・ひび割れが数多く発生していたにも係わらず、矢板の倒壊は生じていない。

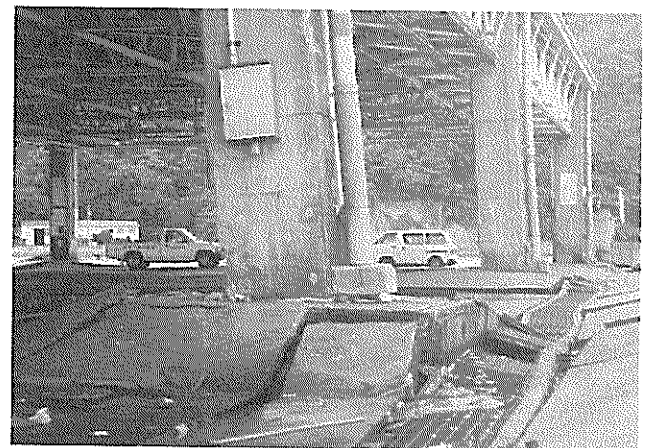


写真-3.2.3 上屋周辺の被害状況

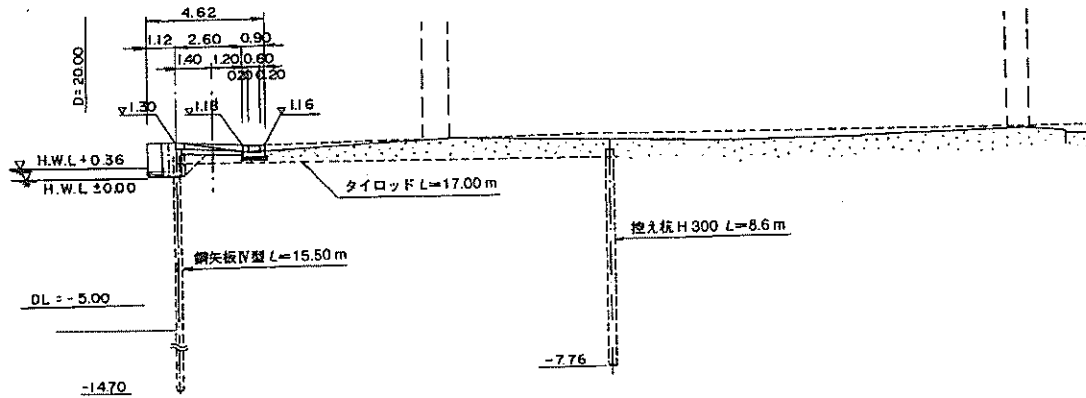


図-3.2.6(a) -6.0m岸壁（北側，改良区間）標準断面図（施設番号③）

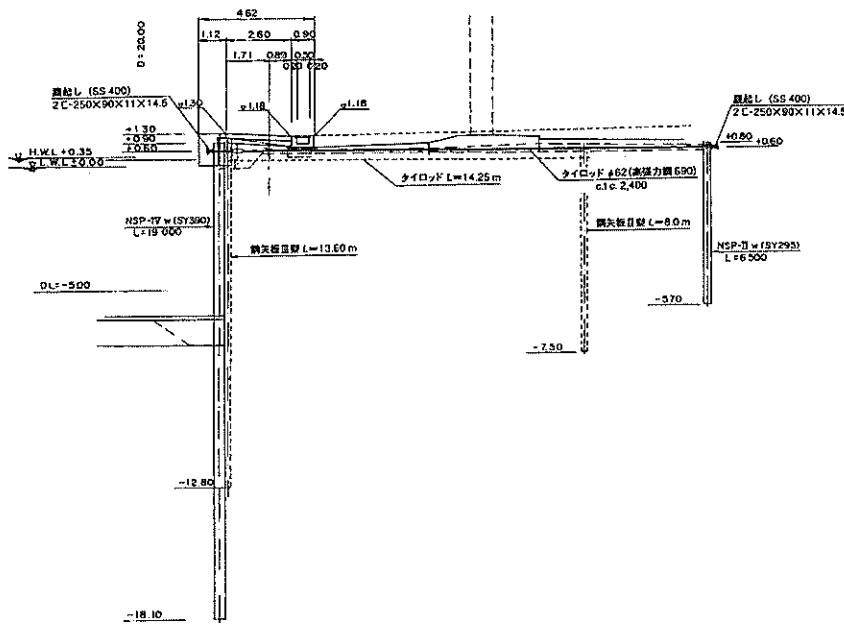


図-3.2.6(b) -6.0m岸壁（北側，未改良区間）標準断面図（施設番号③）

タイロッドの状況を調べるために、控え矢板部分を掘削したところ、一個所でタイロッドの離脱が生じていた。掘削作業に伴い絶えず泥水が噴出するために、定着部の損傷状態は明らかではないが、タイロッドのネジ山がせん断破壊を生じて、ナットから抜け出した模様であった。岸壁背後の被害については、3号上屋のエプロンにおいて最大で幅 0.9m 程度の亀裂が法線方向に沿って生じていた。エプロンの一部が埋め立て土砂の液状化によって沈下しており、噴砂現象の跡が確認された(写真-3.2.2)。また、上屋内の沈下に伴い上屋脚柱（コンクリート製）が大きく傾いており、岸壁本体が最も変位していた位置での上屋脚柱周辺の沈下量は、最大で 1.0m 程であった(写真-3.2.3)。

(4)岸壁（-6.0m，北側）（施設番号③）

本施設は、1973（昭和 48）年度に完成した矢板式係船

岸壁であり、控え工として矢板または杭を用いた構造様式である。施設延長は 84.5m であり、設計震度は 0.10 である。1990（平成 2）年度に、隣接する西側岸壁の改良に伴い、本施設の西側延長 34.5m の区間においても改良を行っている。図-3.2.6(a)，(b)にそれぞれ改良区間および未改良区間の岸壁の被災・復旧断面図を示す。図-3.2.6(a)に示すように、改良された岸壁では SP-IV型鋼矢板が前面に用いられており、旧岸壁で用いられていた矢板は埋め殺しになっている。未改良岸壁では、図-3.2.6(b)に示すように、前面で SP-III型鋼矢板、控え部で SP-II型鋼矢板が用いられている。

本施設の地震による被害は、全般にエプロン、排水溝の沈下が確認されたが、岸壁本体に大きな被害は確認されていない。また、改良区間の岸壁に比べ未改良区間の方がその程度が大きい。

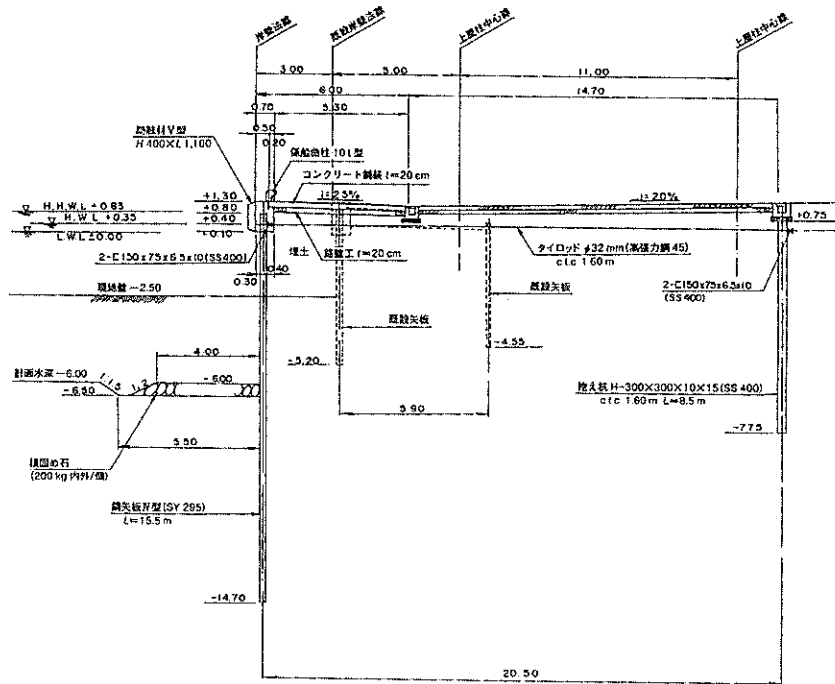


図-3.2.7 -6.0m 岸壁（北西側）標準断面図（施設番号④）

(5) 岸壁（-6.0m，北西側）（施設番号④）

本施設は、矢板式係船岸壁に控え工として矢板または杭、タイロッド（高張力鋼 45）を用いた構造様式である。1973（昭和 48）年度に完成した矢板式係留岸壁を 1990（平成 2）年度に -6.0m 岸壁に改良している。施設延長は 150m であり、設計震度は 0.10 である。岸壁の標準断面図を図-3.2.7 に示す。鋼矢板の種類は前面で SP-IV 型を用いており、旧岸壁で用いられていた矢板は埋め殺しになっている。タイロッドには高張力鋼 45（φ32mm）が用いられている。

本施設の地震による被害は、エプロン、排水溝の沈下、亀裂が確認されたが、岸壁本体に大きな被害は確認されていない。（写真-3.2.4）

(6) 岸壁（-4.5m，西側）（施設番号⑤）

本施設は、矢板式係船岸に控え工として杭を用いた構造様式である。1973（昭和 48）年度に完成した矢板式係留岸壁を 1990（平成 2）年度に -4.5m 岸壁に改良している。施設延長は 50m であり、設計震度は 0.10 である。岸壁の標準断面図を図-3.2.8 に示す。前面の鋼矢板に SP-II 型、控え工に H 型杭、タイロッドには高張力鋼 45（φ32mm）を用いており、旧岸壁で用いられていた矢板は埋め殺しになっている。

本施設の地震による被害は、僅かながらエプロン、排水溝の沈下などが確認された。他の施設に比べ被害が最も小さく復旧工事の対象ではない。

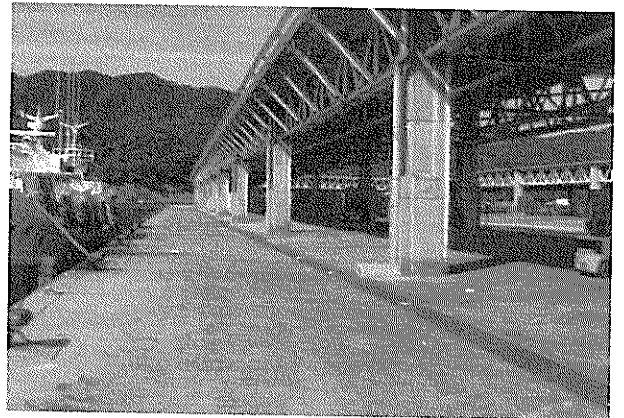


写真-3.2.4 -6.0m 岸壁（北西側）の被害状況

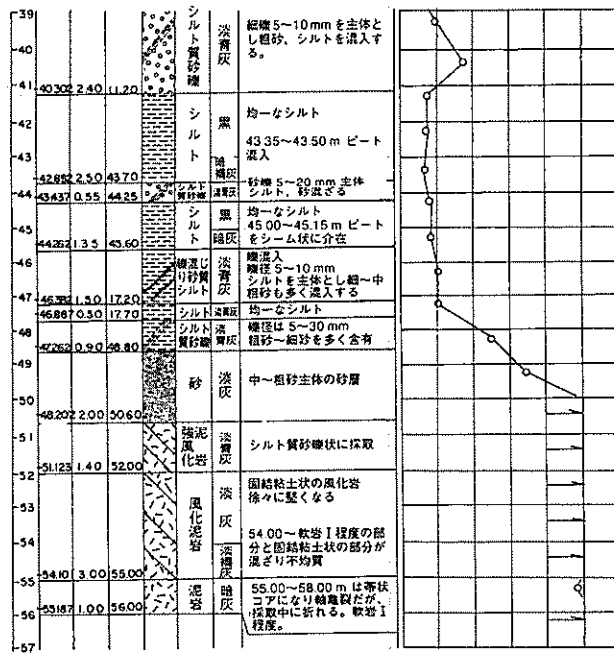
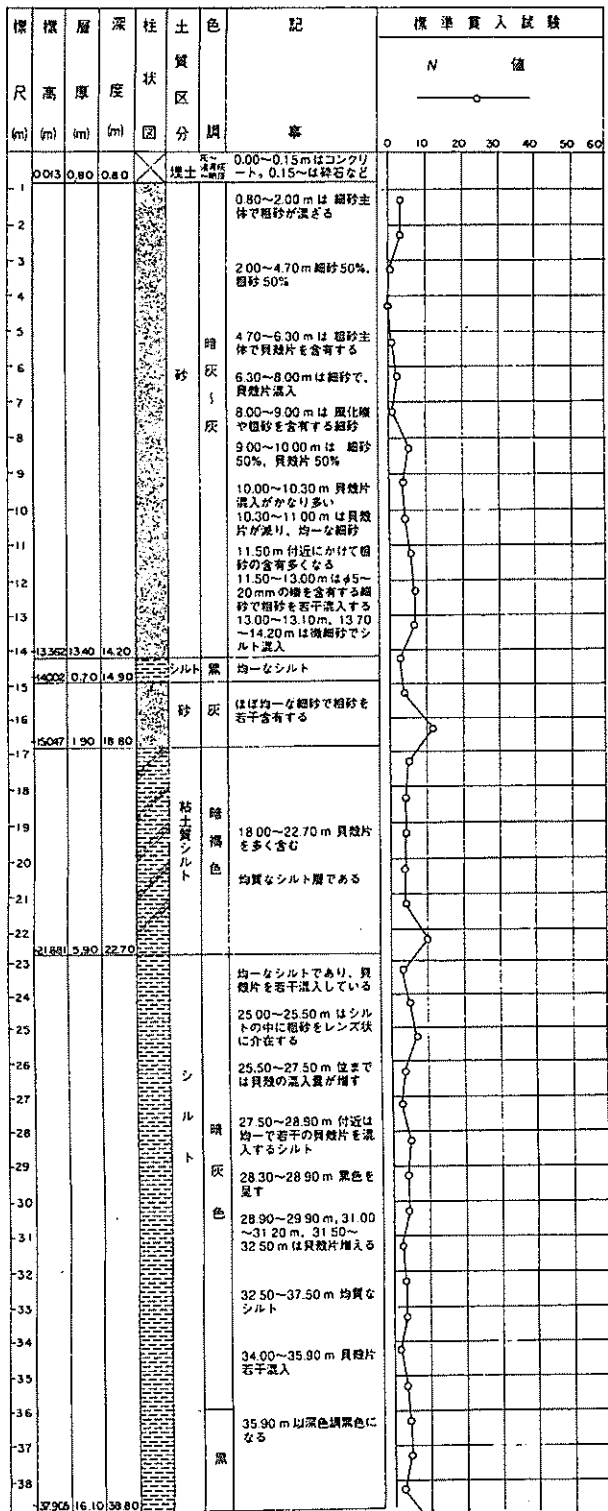


図-3.2.10(d) 土質柱状図 (地点 D)

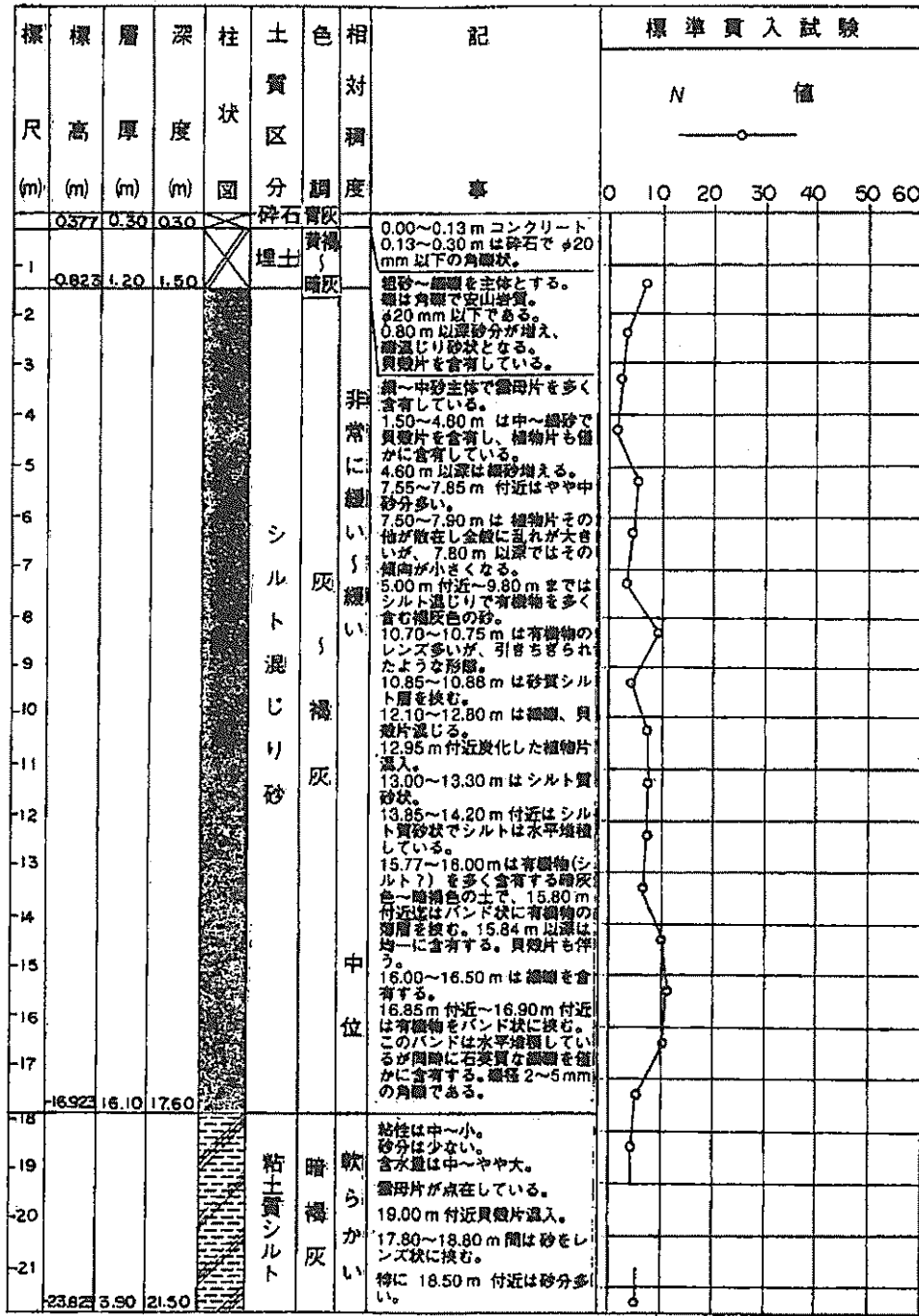


図-3.2.10(e) 土質柱状図 (地点 E)

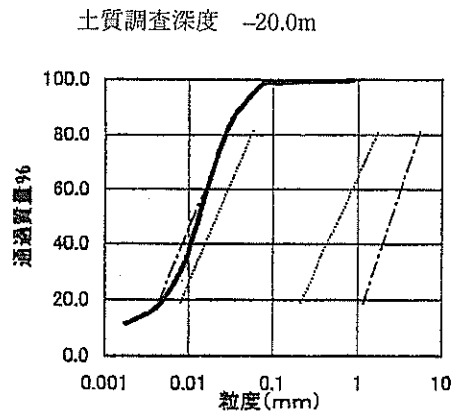
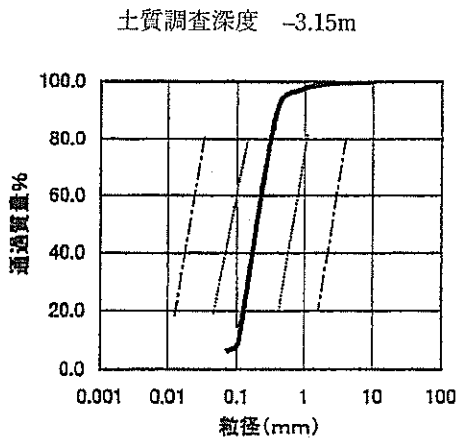


図-3.2.11(a) 粒径加積曲線 (地点A)

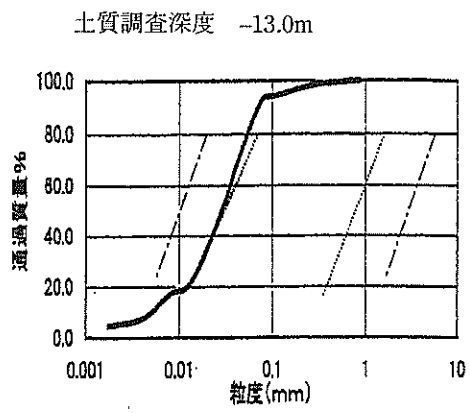
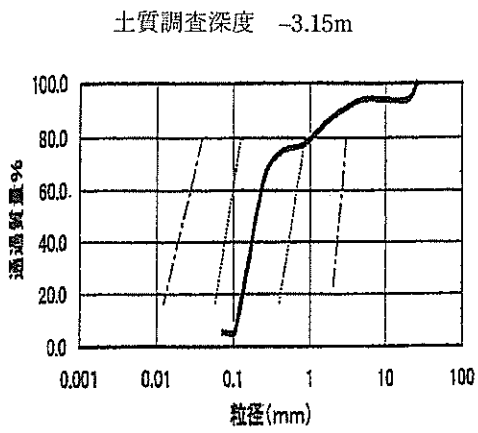


図-3.2.11(b) 粒径加積曲線 (地点B)

3.3 安来港(港内地区)

(1) 概要

安来港は島根県の東端、安来市に位置する地方港湾である。港域面積は118.5haである。本港は図-2.2.1に示すように、中海の内奥に位置している。

江戸時代初期に西回り航路の寄港地となり、米や鉄類の積出港として栄えた。明治17年(1884年)大阪商船の定期航路の寄港地になり、大正11年(1922年)廃止になるまで繁栄を誇った。昭和28年(1953年)に地方港湾に指定され、昭和50～55年(1975～1980年)には、安木臨海工業団地造成とともに、港内地区において係留施設が整備された。平成8年(1996年)からは、港内地区において廃棄物埋め立て護岸の建設が行われている。また、公園地区においては平成4～7年(1992～1995年)に観光遊覧船対策として係留施設および外部施設の整備が行われ、平成5年(1993年)からは、海域環境整備事業として、潜堤や覆砂、ヘドロの浚渫が行われている。

現在は、安来港臨海工業団地に誘致した企業を始め地域の産業に必要な港として発展している。安来港の平成10年(1998年)の取扱い貨物量は輸移入69千トン、輸移出149千トンとなっている。

鳥取県西部地震では、安来港の被害は全体的に軽微なものであった。安来港北部の工業団地(亀島町)の護岸・岸壁背後の道路際に多くの噴砂が報告されているのに対し、安来港の護岸・岸壁周辺には噴砂は見られず、護岸法線はほぼ直線を保っていた。以下、本節では安来港の被害について施設ごとに述べる。施設には施設番号を付けて整理しており、各施設番号に対応する施設の位置は図-3.3.1のとおりである(図中の○で囲った数字が施

設番号)。

(2) 物揚場(-4.0m)(施設番号①)

本施設の標準断面を図-3.3.2、被害を受けた区間の平面図を図-3.3.3に示す。本施設はタイロッド式矢板壁であり、その施設延長は205mである。

本施設は大きく分けて三箇所被害を受けた。それぞれの被害延長は29m(復旧工事A工区)、36m(復旧工事B工区)、25m(復旧工事C工区)である。A工区には、上部工とエプロン舗装の間に4cmと18cmの段差、エプロンのクラックが発生した。B工区は本施設のうちで最も被害が大きかった部分である。B工区は天端が計画高より最大で37cm沈下していた。その他の被害については、上部工とエプロン舗装の間の段差、エプロン端部の段差15cm、巾5cmの開口、エプロン背後のアスファルト舗装の巾5cmのクラックである。C工区では上部工エプロンに段差が発生した。

(3) 南防波堤(施設番号②)

本施設の標準断面を図-3.3.4に示す。本施設はブロック式混成堤であり、その施設延長は57mである。

本施設の被害延長は50.3mである。本施設は先端部で30cm前後の沈下を生じている。また、上部後部工には先端が沈下したことによると思われる開口・クラックが発生した。具体的には上部の場所打ちコンクリートの天端・側面に巾5～6cm、深さ25～50cmの開口やクラックが発生した。

(4) 岸壁(-5.0m)(施設番号③)

本施設の標準断面を図-3.3.5に示す。本施設は矢板式岸壁であり、その施設延長は152.5mである。

本施設の被害延長は152.5mである。本施設の被害はエ

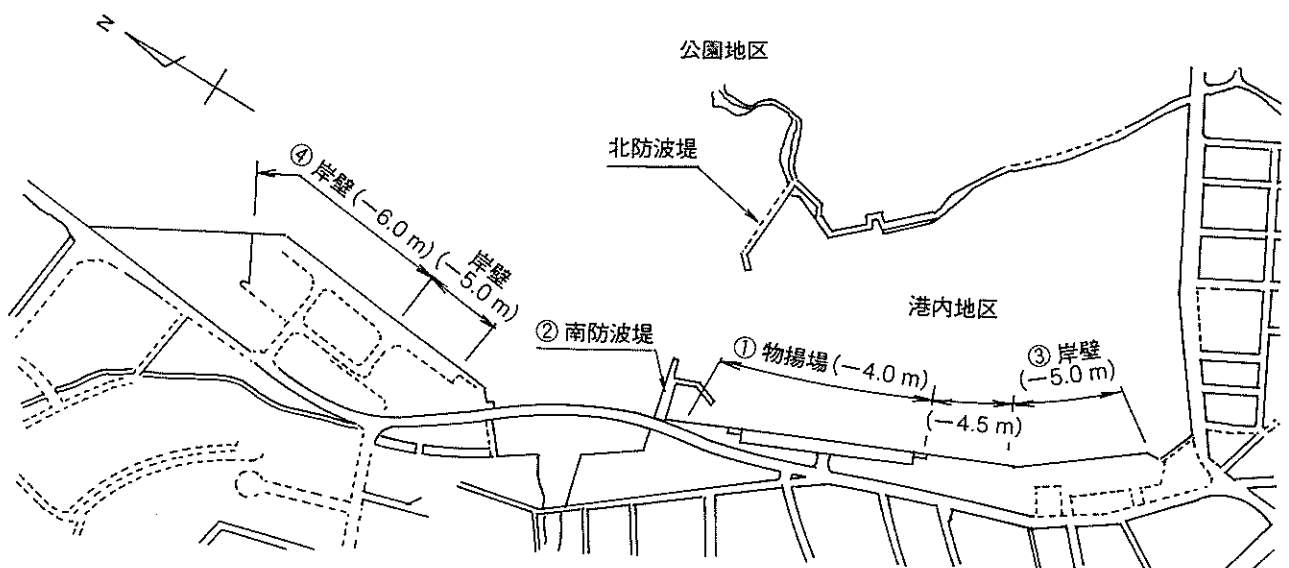


図-3.3.1 安来港施設配置図

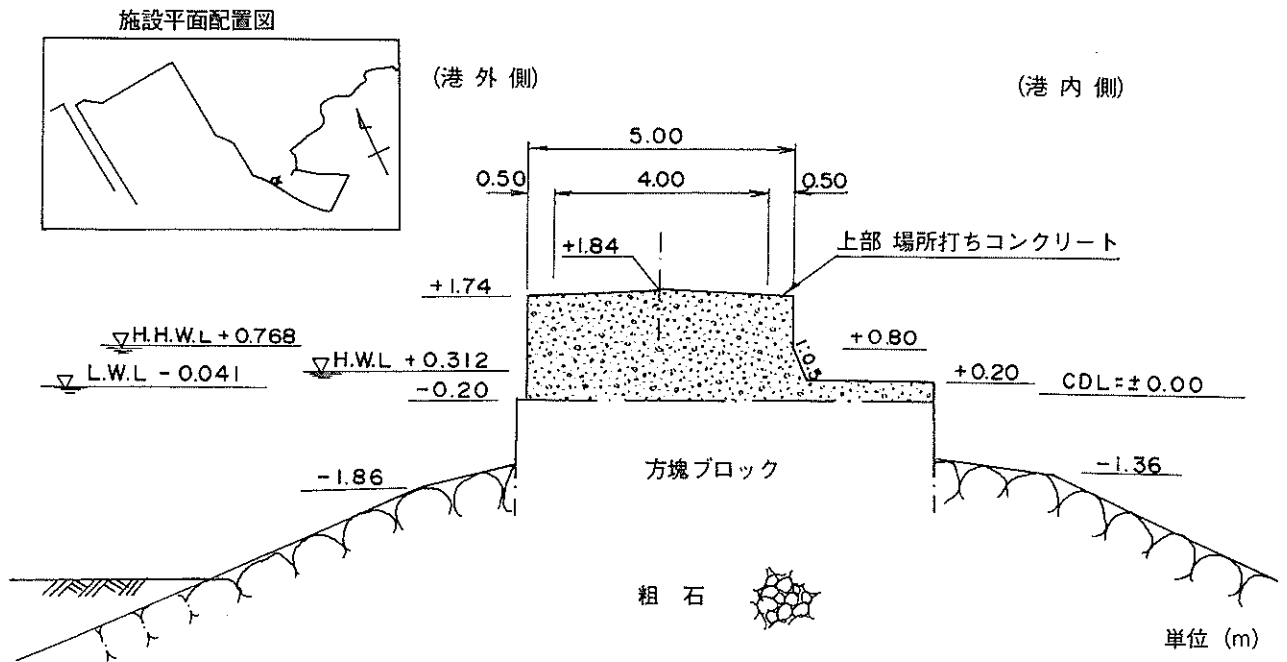


図-3.3.4 南防波堤(施設番号②)の標準断面

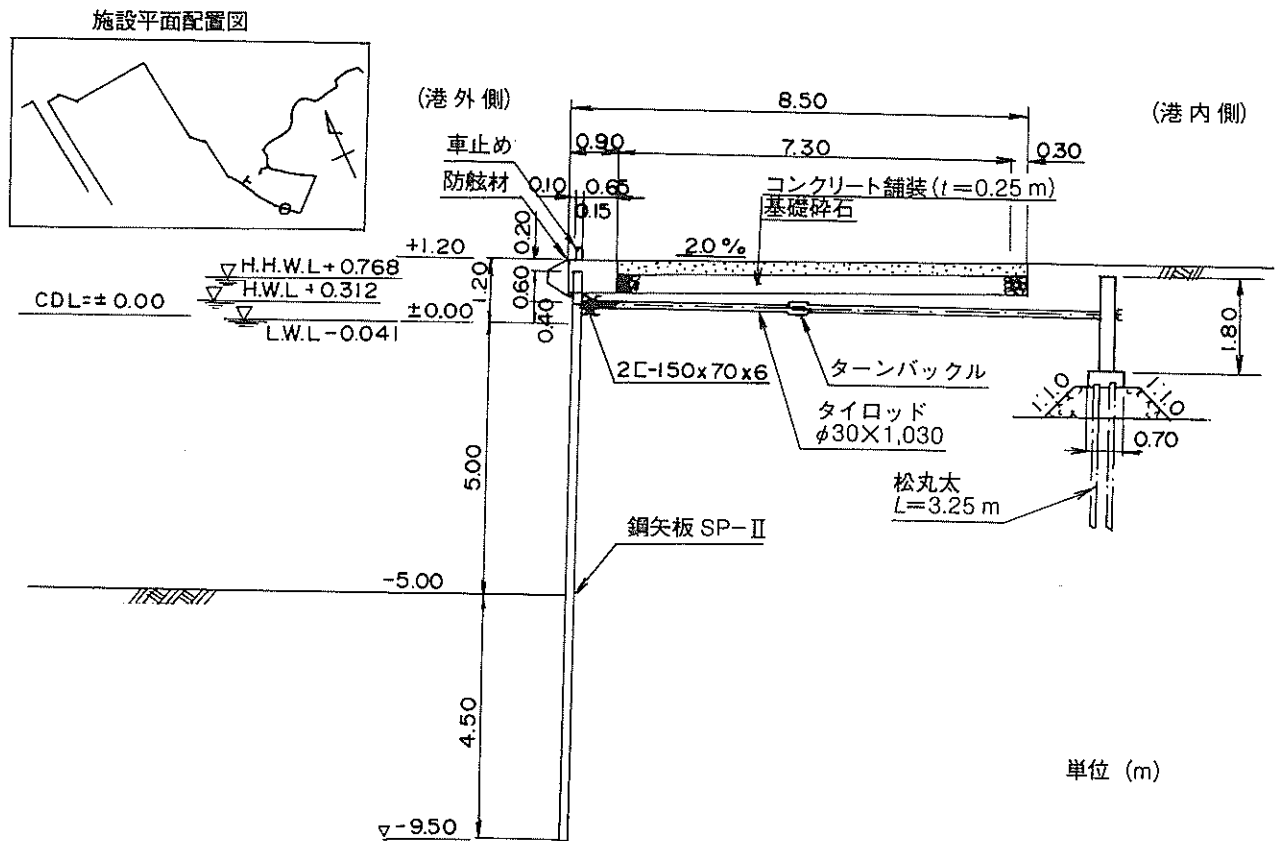


図-3.3.5 岸壁(-5.0m)(施設番号③)の標準断面

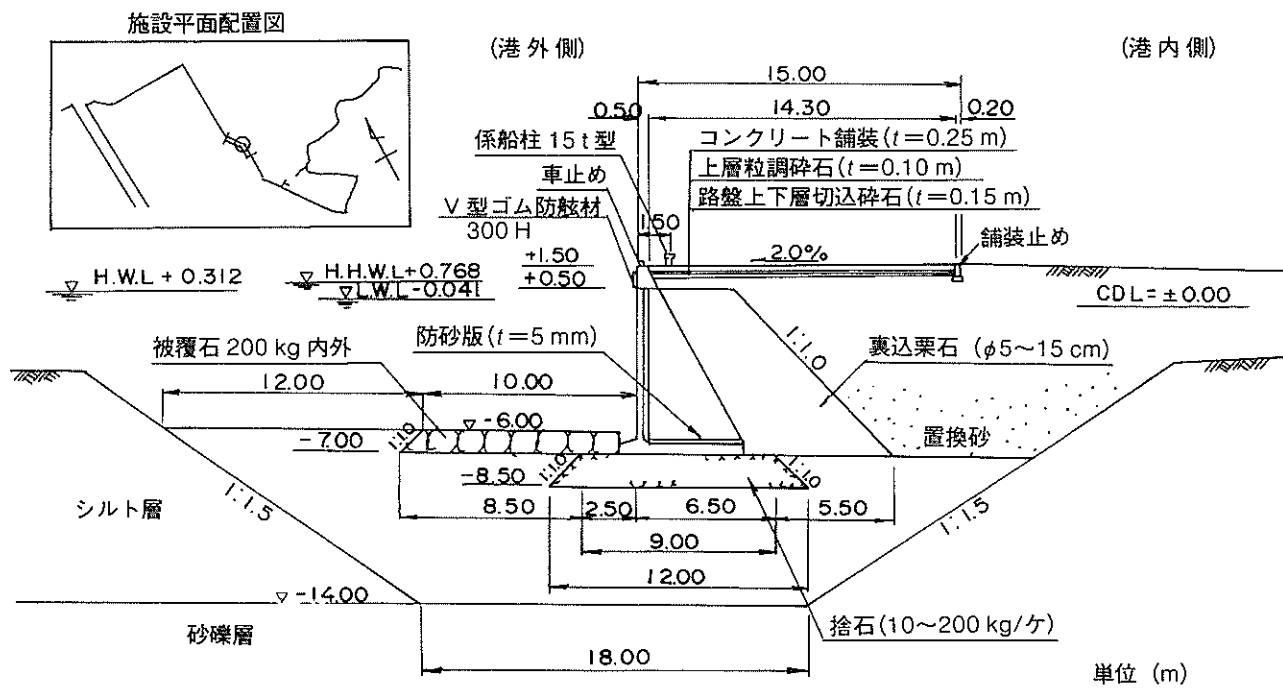


図-3.3.6 岸壁(-6.0m) (施設番号④)の標準断面

3.4 松江港

松江港は松江市の中央部に位置し、西は宍道湖、東は中海に至る延長7.4kmの大橋川の水面を利用してできた港であり、西側（宍道湖側）の松江地区及び東側（中海側）の馬潟地区よりなる。地震により、馬潟地区の物揚場（-2.0m）に被害が発生したが、他の被害は報告されていない。

図-3.4.1に馬潟地区の平面図を示す。馬潟地区物揚場（-2.0m）は水中貯木場の手前に位置し、東側および南側の法線を有するL型ブロック式係船岸である。図-3.4.

2に平面図・被災状況説明図を、図-3.4.3に復旧標準断面面図を示す。海側へ最大95mmの変位が観測されている。図-3.4.4に縦断面図を示す。東側では上部工復旧が全体的に行われているが、南側では舗装工のみの復旧が行われている部分がある。また、地震後の天端高が復旧天端高より高いところがあり、天端高を下げるような復旧が行われた部分がある。写真-3.4.1に東側の被災状況を示す。舗装コンクリートにひび割れが生じていることがわかる。

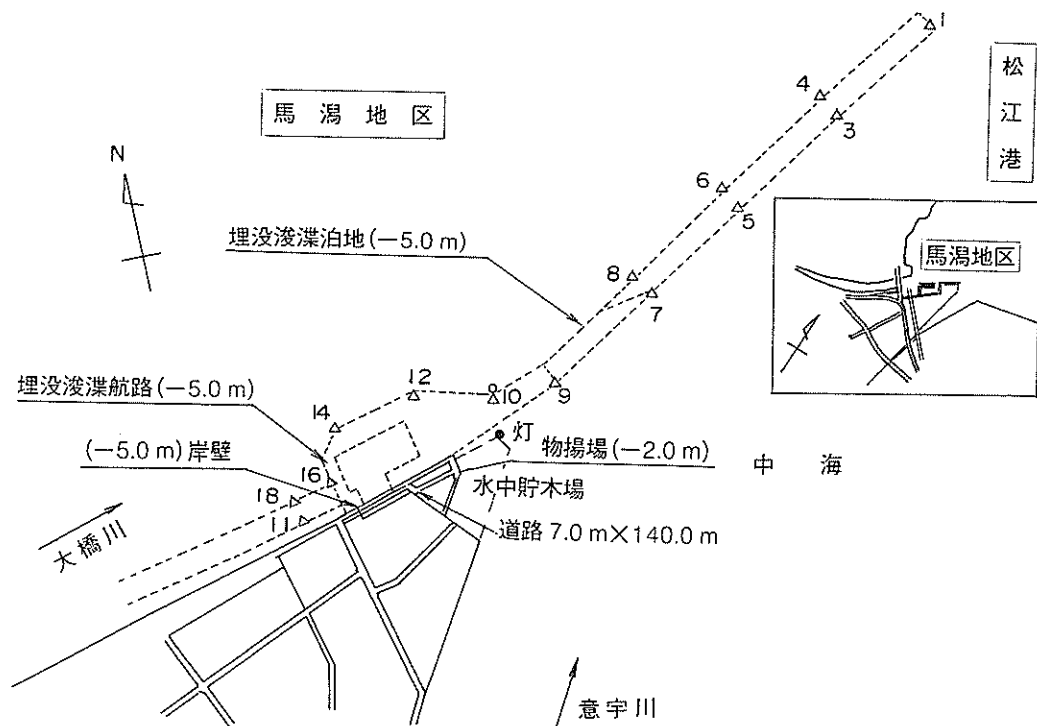


図-3.4.1 松江港馬潟地区 平面図

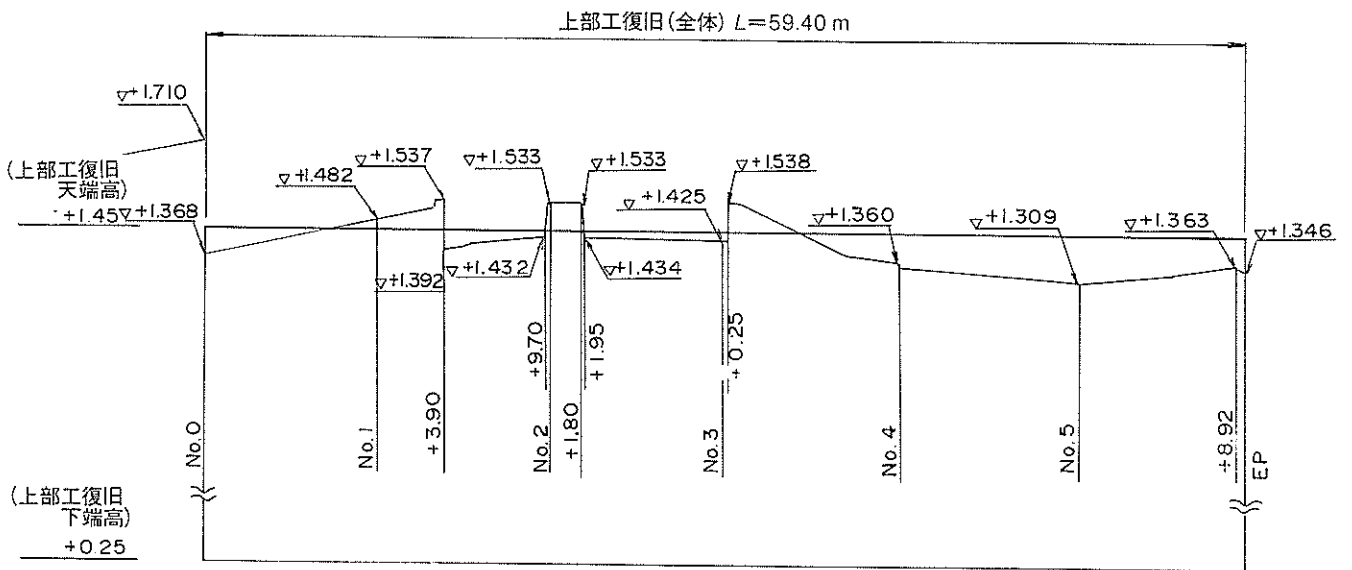


图-3.4.4(a) 松江港馬瀉地区 物揚場 (-2.0m) 縦断面図 (東側)

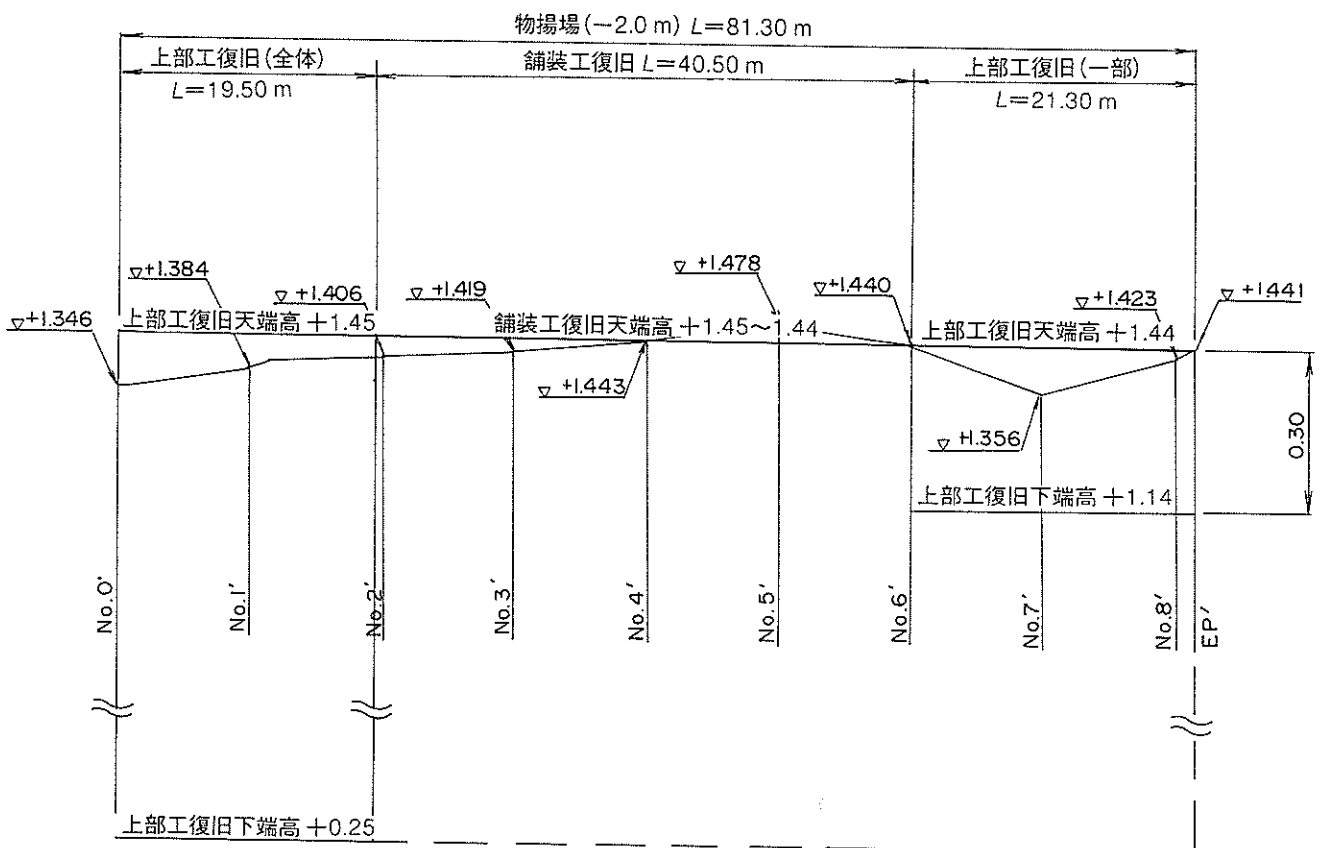


图-3.4.4(b) 松江港馬瀉地区 物揚場 (-2.0m) 縦断面図 (南側)



写真-3.4.1 松江港馬潟地区 物揚場 (-2.0m) 被災状況 (東側)

3.5 米子港

3.5.1 概要

米子港は鳥取県米子市西部に位置する地方港湾である。港域面積は253haである。本港は図-2.2.1に示すように、弓ヶ浜半島基部、中海の内奥に位置しており、気象の影響を受けることが少ない天然の良港である。

本港は慶長年間（1596～1615年）に町民に開放されてから賑わいを見せた。江戸時代に入り、米、鉄の積出しに利用され、西廻り航路、近国の船が多く寄港した。明治に入っても本港は重要視され、港湾の整備が進められた。明治11年（1878年）には防波堤、物揚場などが築造された。同31年（1898年）には港域の拡張がなされ、同33年（1900年）には県費支弁港となった。大正11年（1922年）には内務省指定港湾に指定され、その間相当の修築改良を施したが、市街を貫流する加茂川の洪水による土砂が港内に埋没し、利用面に支障をきたしていた。その後、岸壁・堤防などの築造が進み、昭和5年（1930年）の積入物資量は2.6千トン、積出物資は5.5千トンに達し、物資の販路は山陽・中部・四国および京阪神地方に及んだ。戦後も背後の産業活動の活性化に伴って、その取り扱い貨物量が増加し、昭和27年（1952年）には地方港湾に指定された。昭和41年（1966年）には、中海地区新産業都市の指定を受け、工業用地の造成とともに、同48年（1973年）から旗ヶ崎地区に-7.5mおよび-6.0m岸壁の建設に着手し、同56年（1981年）に完成した。また、当地域は地盤が低く中海の内奥ということもあり、高潮対策のため護岸の改良も行っている。

鳥取県西部地震では、米子港の各施設が多かれ少なかれ被害を受けた。被害の多くはエプロンの沈下・亀裂など比較的軽微なものであるが、なかには堤体の残留変異が確認された施設もある。堤体の残留変位（はらみだし・沈下）が確認された施設は、旗ヶ崎地区-5.0m岸壁、灘町地区-4.5m岸壁（護岸部）、灘町地区-3.5m物揚場、灘町地区他-3.0m物揚場である。以下、本節では米子港の被害について施設ごとに述べていく。施設には施設番号を付けて整理しており、各施設番号に対応する施設の位置は図-3.5.1のとおりである（図中の○で囲った数字が施設番号）。

3.5.2 旗ヶ崎地区

旗ヶ崎地区では、図-3.5.1の②～③の施設で被害が発生し、特に-6.0m岸壁の背後で液状化が発生した。

(1) 岸壁(-6.0m)(施設番号②)

本施設の平面図を図-3.5.2、標準断面を図-3.5.3に示

す。本施設は直杭式の横栈橋であり、その施設延長は210mである。本施設の設計震度は0.14である。

本施設の被害は軽微である。栈橋自体は被災を受けておらず、背後の護岸のみが被災を受けた。被害延長は48m（-5.0m岸壁側）である。被害としてはL型ブロック前面にクラックが数箇所発生した。また、本施設の背後では液状化が発生し、護岸背後の埋め立て地盤が27cm沈下している。護岸前面の海底では、砂の噴出跡が見つかった。

(2) 岸壁(-5.0m)(施設番号③)

本施設の平面図を図-3.5.4、標準断面を図-3.5.5に示す。本施設はL型ブロックによる重力式岸壁であり、その施設延長は140mである。本施設の設計震度は0.14である。

本施設の被害延長は140mである。被害については岸壁法線のはらみ出し量が最大で1m程度となっており、エプロンが10cm程度沈下している。端部（-6.0m岸壁側）ではエプロンに直径1m程度、深さ40cm程度の陥没が発生した。また、図-3.5.4に示したように、エプロンには5～10cm程度のクラックや開きが生じている。さらにL型ブロック前面にも数箇所クラックが発生した。

3.5.3 灘町地区

旗ヶ崎地区では、図-3.5.1の④～⑤の施設で被害が発生した。

(1) 岸壁(-4.5m)(施設番号④)

本施設は栈橋部と護岸部からなる。栈橋は直杭式の横栈橋である。施設延長はそれぞれ60.6m、19.9mである。本施設の平面図を図-3.5.6、標準断面（栈橋部）を図-3.5.7に示す。本施設の設計震度は0.14である。

本施設の被害延長は80.5mである。ただし、栈橋部については栈橋自体は被災を受けておらず、背後の護岸のみが被災を受けた。法線のはらみ出し量は護岸部で0.2m程度である。栈橋部では法線のはらみ出しは確認されていない。栈橋部では、護岸が20cm沈下したため、渡版ブロックが背後地盤側へ傾斜し、栈橋と渡版ブロックとの間に5cmの開きが生じている。渡版受けブロックの前面と背後地盤の舗装にクラックが確認されている。護岸部では、背後地盤に数cmの開きや陥没が発生した。陥没の大きなものは、平面規模では1m×1.8m程度、深さでは70cm程度であった。また、護岸部前面の海底には砂の噴出跡が見つかった。

(2) 物揚場(-3.5m)(施設番号⑤)

本施設の平面図を図-3.5.8、標準断面を図-3.5.9に示す。本施設はコンクリートブロックによる重力式岸壁で

あり、その施設延長は28.7mである。本施設の設計震度は0.14である。

本施設の被害延長は28.7mである。被害については、岸壁法線のはらみ出し量が最大で0.17m程度となっており、上部工とコンクリート舗装の間に開きが発生している。コンクリート舗装や背後地盤のアスファルト舗装にはクラック、エプロン端部には開きが発生している。クラックや開きの巾はいずれも2～3cm程度である。

3.5.4 灘町他

(1) 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)

本施設の平面図を図-3.5.10、標準断面を図-3.5.11に示す。本施設はL型ブロックによる重力式岸壁であり、その施設延長は取付護岸もあわせて108mである。本施設

の設計震度は0.14である。

本施設は、米子港の各施設のなかで、一番大きな被害を受けた施設である(写真-3.5.1)。本施設の被害延長は108mである。被害については、岸壁法線のはらみ出し量が最大で2.1m程度となっており、背後地盤が大きく沈下した。沈下量は、取付護岸の隅角部で岸壁に対して約1.2mである。背後地盤には沈下に伴うクラックが多数発生している。開口巾は大きいもので20～40cmである。また、取付護岸では、上部工、L型ブロックに多数のクラックや開きが発生し、その開口巾は最大で約40～50cmに達した(写真-3.5.2)。さらに隅角部では上部工が一部崩壊していた(写真-3.5.3)。取付護岸の沖2.5mの地点の海底では砂の噴出跡が見つかっている。

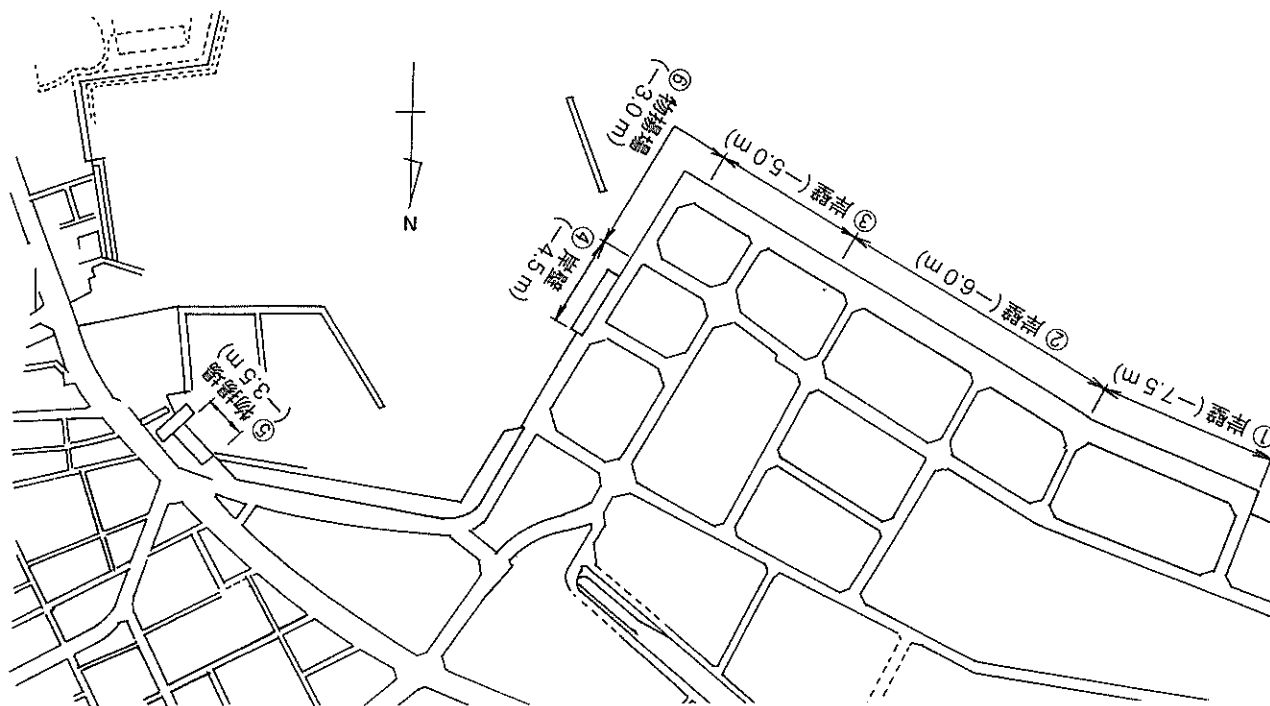


図-3.5.1 米子港施設配置図

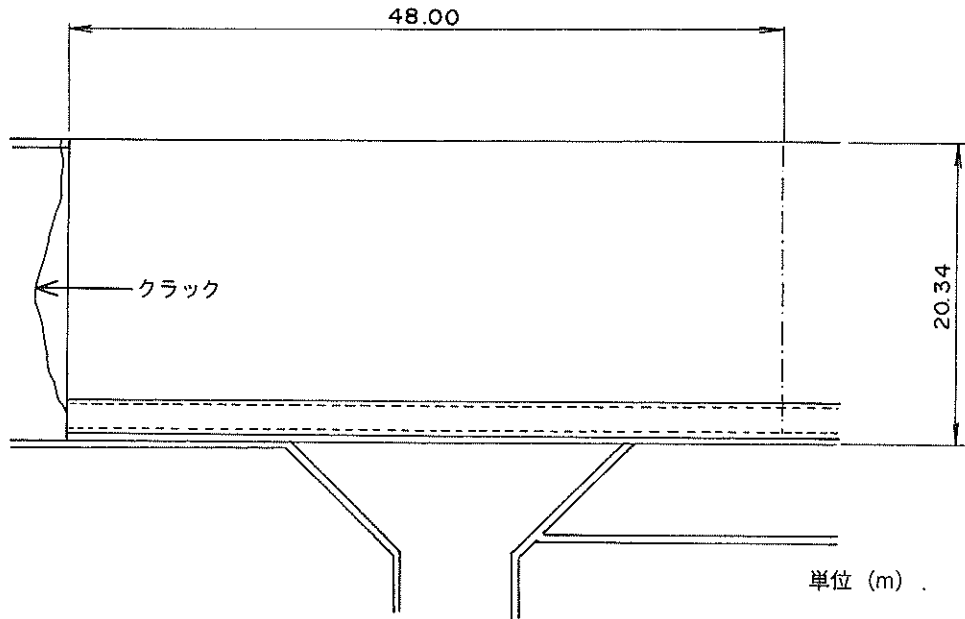


図-3.5.2 岸壁(-6.0m) (施設番号②)の平面図

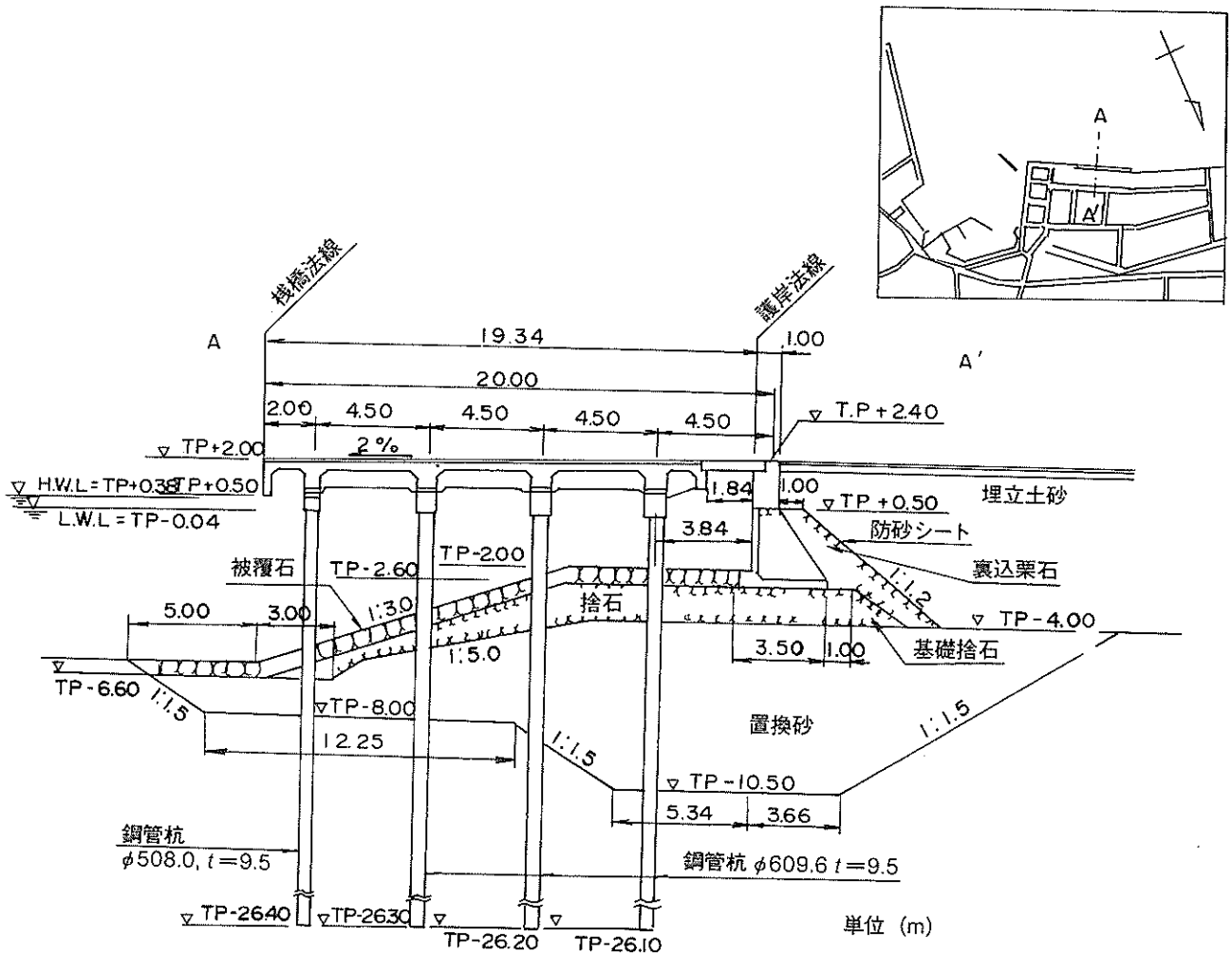


図-3.5.3 岸壁(-6.0m) (施設番号②)の標準断面

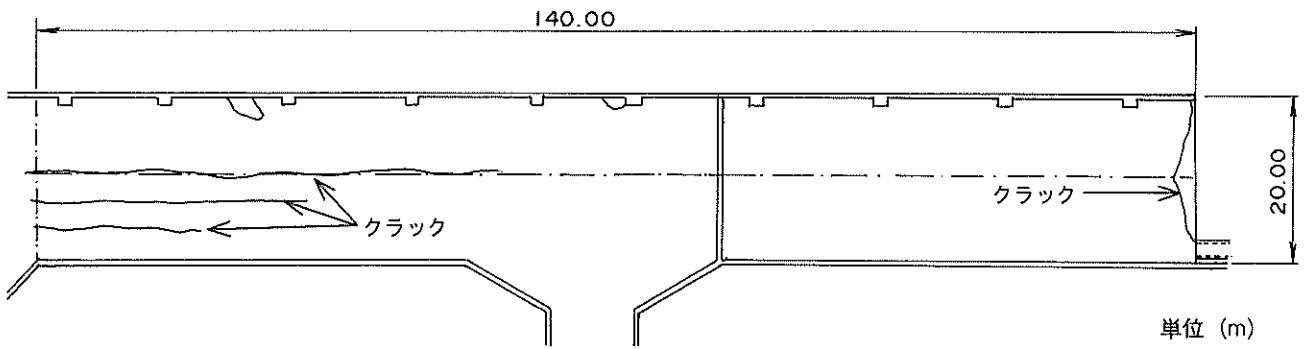


図-3.5.4 岸壁(-5.0m)(施設番号③)の平面図

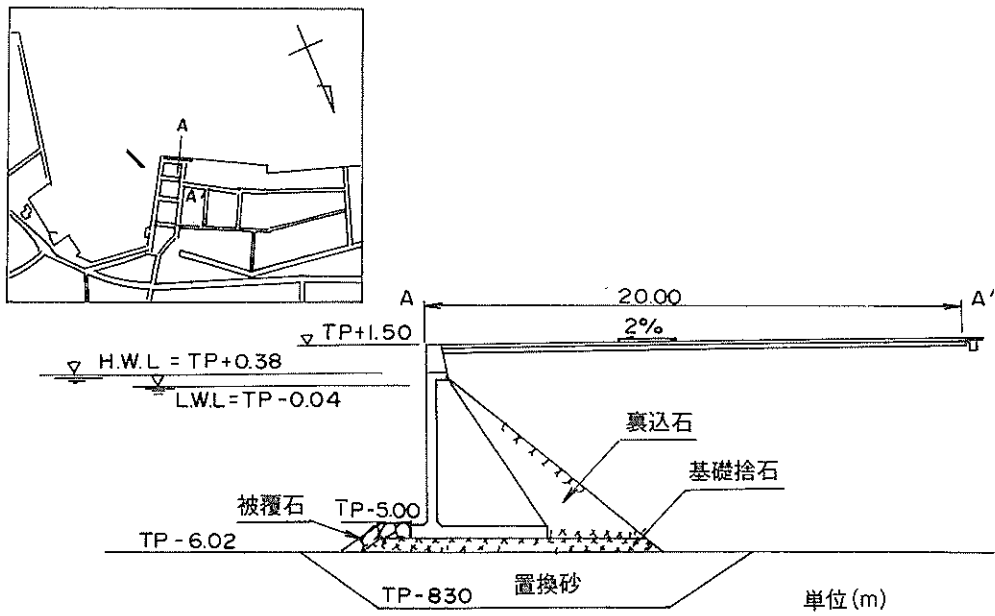


図-3.5.5 岸壁(-5.0m)(施設番号③)の標準断面

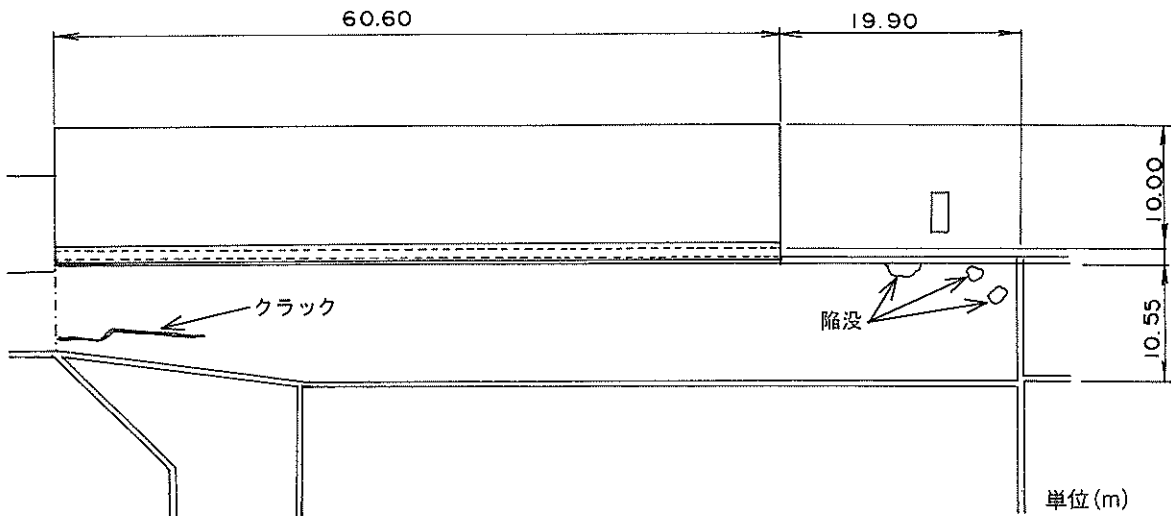


図-3.5.6 岸壁(-4.5m)(施設番号④)の平面図

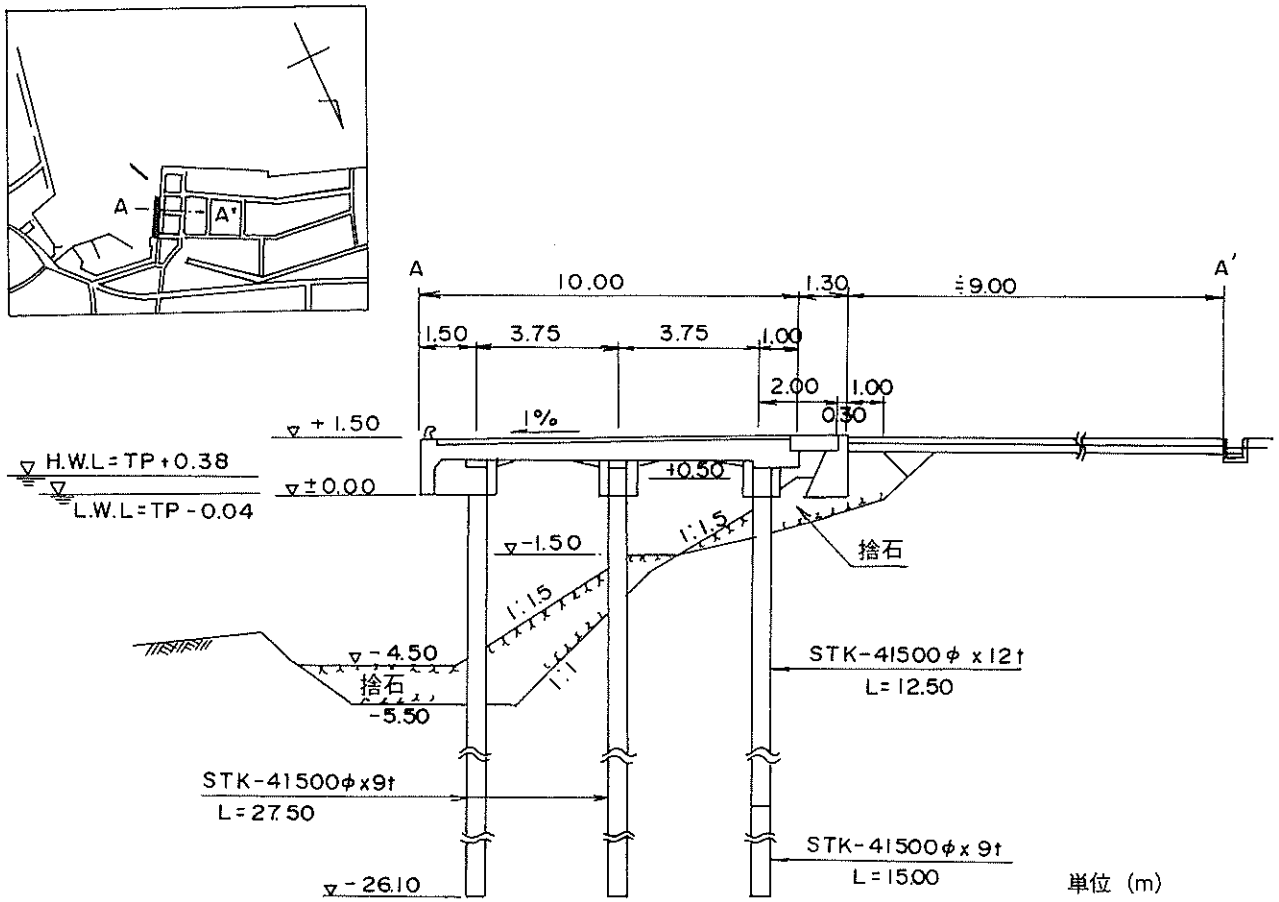


図-3.5.7 岸壁(-4.5m) (施設番号④)の標準断面

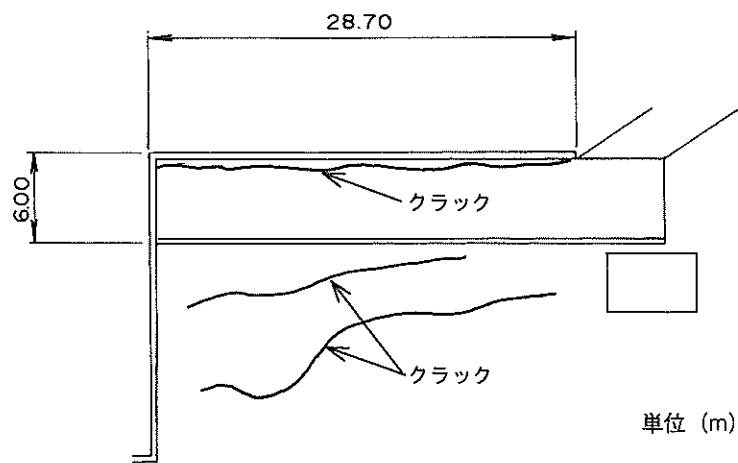


図-3.5.8 物揚場(-3.5m) (施設番号⑤)の平面図

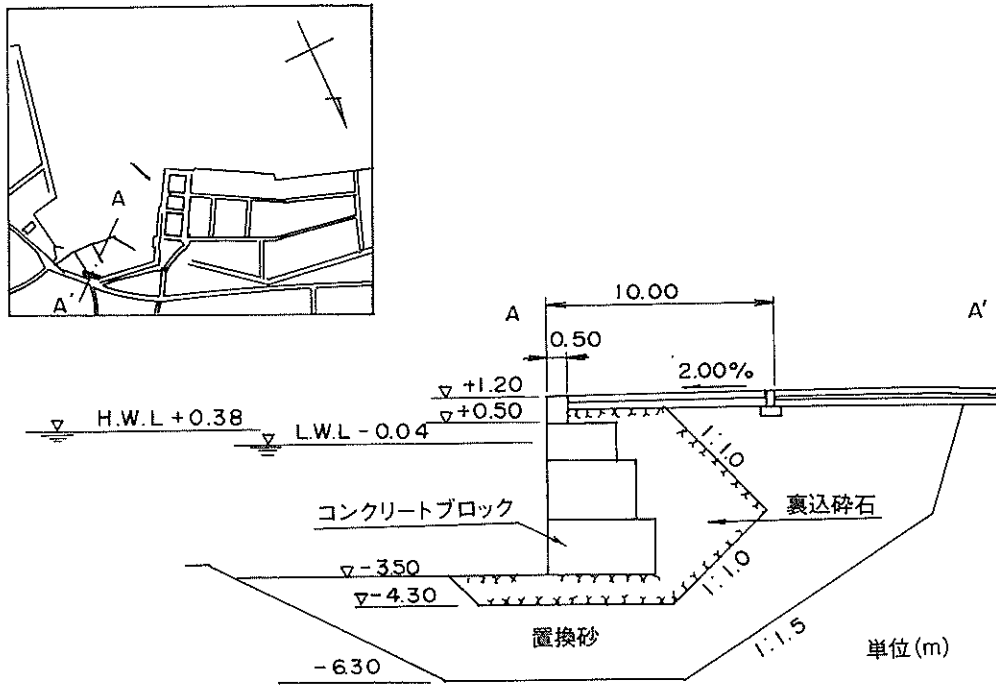


図-3.5.9 物揚場(-3.5m)(施設番号⑤)の標準断面

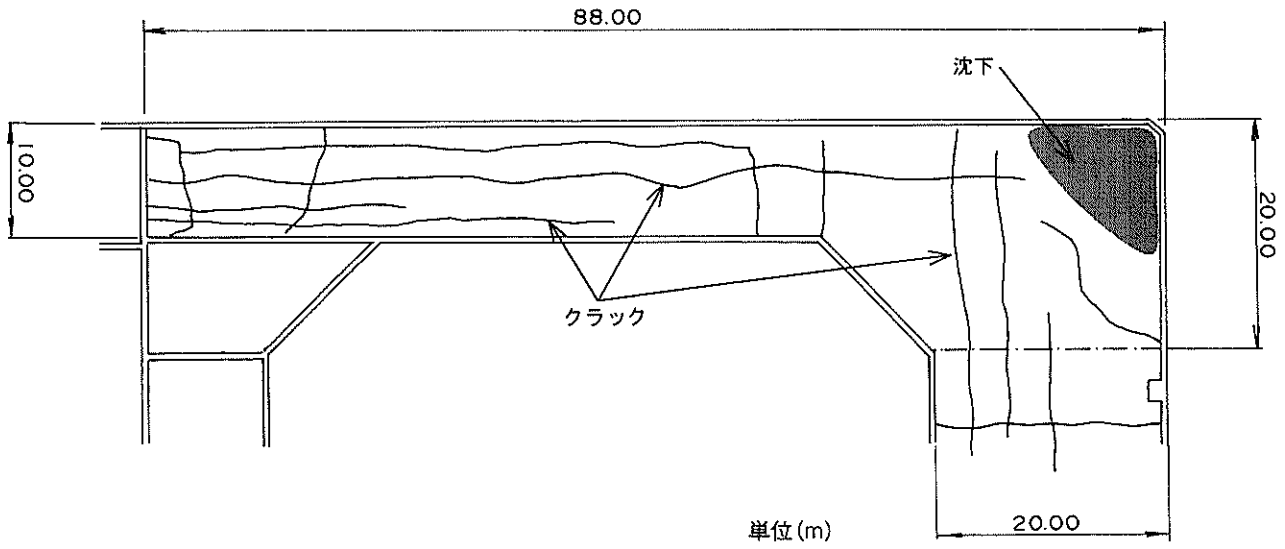


図-3.5.10 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)の平面図

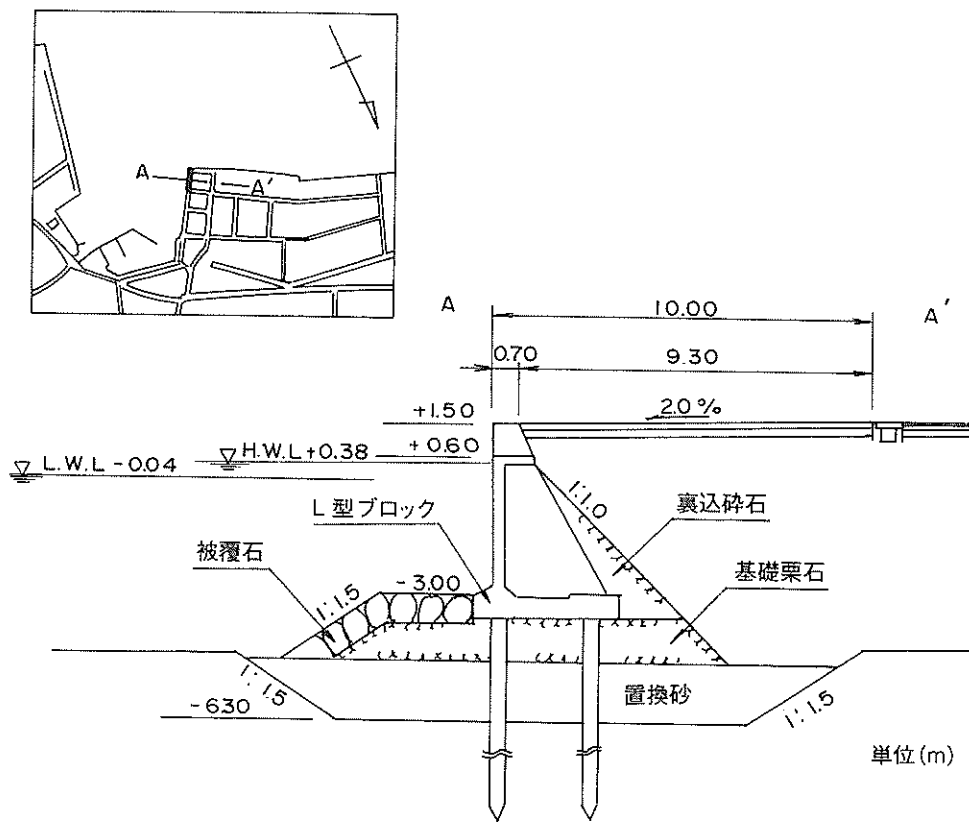


図-3.5.11 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)の標準断面



写真-3.5.1 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)の隅角部の被害

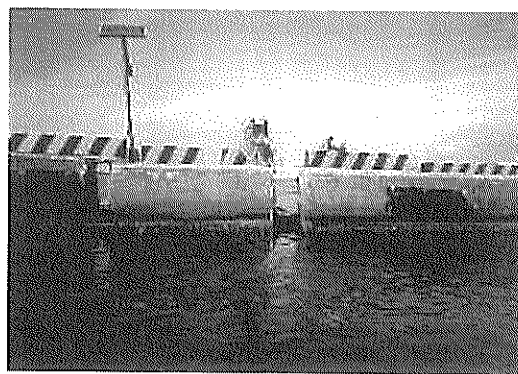


写真-3.5.2 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)の上部工の開口



写真-3.5.3 物揚場(-3.0m)(施設番号⑥)の上部工の崩壊

3.6 美保飛行場

3.6.1 概要

美保飛行場（米子空港）の歴史は、昭和18年旧日本軍の飛行場として開設されたのに始まり、その後、昭和20年の終戦とともに米軍の管理下におかれ、昭和33年の全面返還を機に防衛庁管理下におかれ今日に至っている。民間航空面では、第三次空港整備5ヶ年計画（S51-S55）においてエプロン及び誘導路の基本施設並びにターミナル地区の新設を図り、昭和55年に新設された民間航空施設での運用が開始された。さらに、平成3年より滑走路を2000mとするための埋立護岸工事が開始され、平成8年度末に完成した。埋立部分においては必要に応じて地盤改良が行われた。図-3.6.1に美保飛行場の平面図を示す。また、図-3.6.2には平成60年3月に実施された土質試験結果を示す。

地震により発生した被害形態としては、滑走路や誘導路など舗装部分のクラック、隆起および沈下、噴砂、護岸目地の開きなどがあげられる。被害は中海側に集中して発生した。

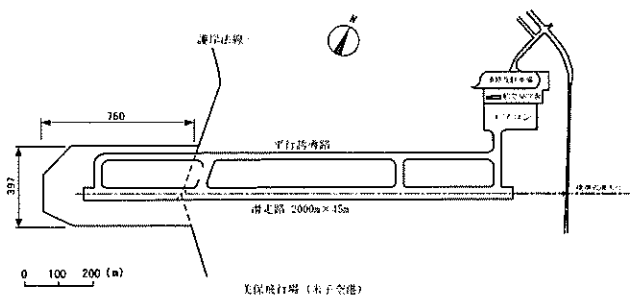


図-3.6.1 美保飛行場平面図

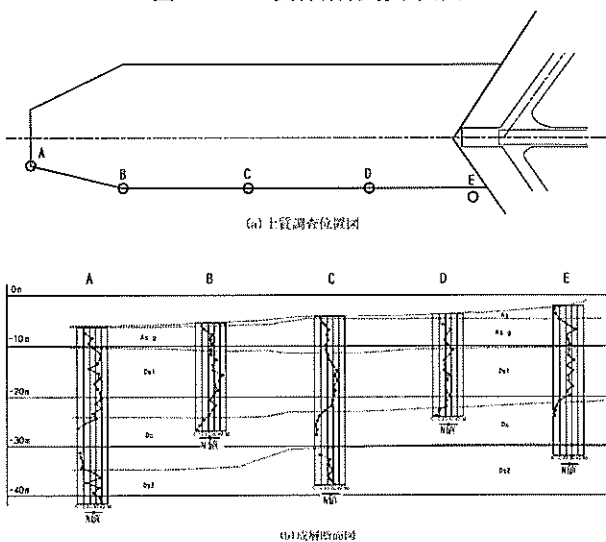


図-3.6.2 拡張用地護岸部土質試験結果

3.6.2 滑走路

滑走路中心より西側（中海側方向）に延長1000m程度にわたり、幅5-8cmのクラックが発生した。クラック発生位置は、滑走路端から横断方向に50cm程度の位置の路肩部分に発止した（図-3.6.3①）。また、中海側の拡張部の滑走路中央に、滑走路延長方向に幅1cm、延長100-200m程度のクラックが発生した（図-3.6.3②）。滑走路横断方向に4箇所にわたり、幅1cm程度のクラックが舗装幅にわたり発生し、2cm程度の段差が生じた（図-3.6.3③）。中海側過走帯において、液状化による噴砂、隆起およびクラックが延長20m程度にわたり発生した（図-3.6.3④）。

3.6.3 誘導路

中海側末端取付誘導路R部の路肩部分において液状化によると見られる隆起および幅3cm、延長60m程度のクラックが発生した（図-3.6.3⑤）。中海側平行誘導路において、最大10cm程度の隆起および幅3cm、延長30m程度のクラックが発生した（図-3.6.3⑥）。また、平行誘導路路肩部分において噴砂が見られた（図-3.6.3⑦）。

3.6.4 拡張用地護岸

護岸隅角部において幅5cmの目地の開きが2箇所発生した（図-3.6.3⑧）。護岸と場周道路の間に目地の開き、段差が延長400mにわたり発生した（図-3.6.3⑨）。また、拡張用地（着陸帯）に2箇所にわたり噴砂が認められた（図-3.6.3⑩）。ただし、護岸法線に乱れは認められなかった。

3.6.5 場周道路

延長400mにわたり沈下が発生するとともに、延長100mにわたり道路中央部分にクラックが発生した。ただし、車両の通行に支障はなかった。

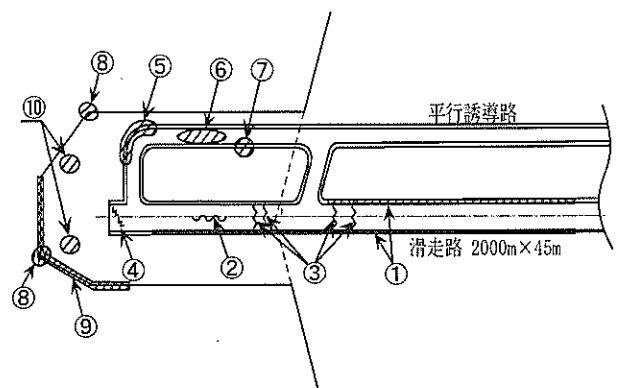


図-3.6.3 美保飛行場被害位置図



写真-3.6.1 滑走路路肩部分のクラック (図-3.6.3①)



写真-3.6.2 滑走路路肩部分のクラック (図-3.6.3①)

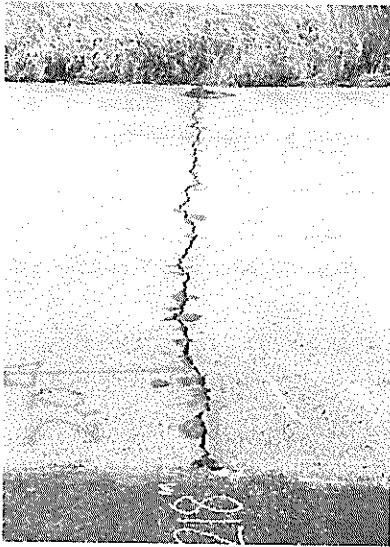


写真-3.6.3 滑走路路横断方向のクラック
(図-3.6.3③)



写真-3.6.4 滑走路過走帯部分の噴砂およびクラック
(図-3.6.3④)



写真-3.6.5 護岸目地部開き (図-3.6.3⑧)

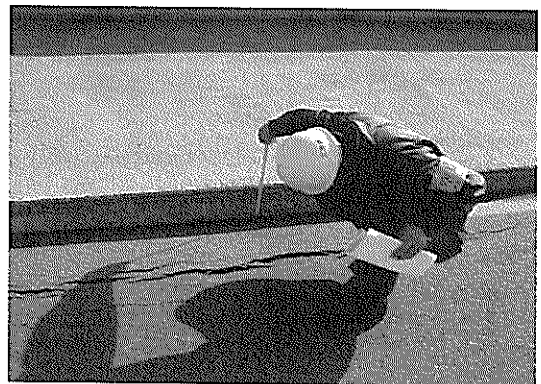


写真-3.6.6 護岸と場間道路の段差 (図-3.6.3⑨)

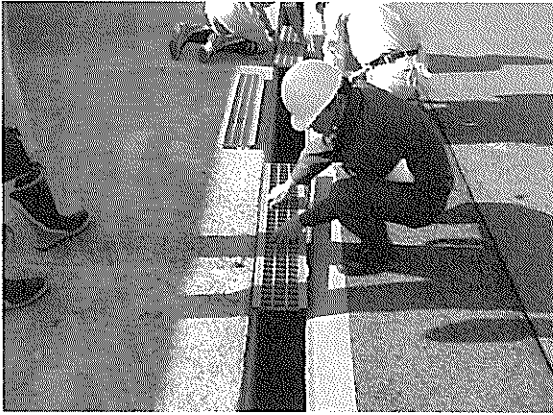


写真-3.6.7 護岸と場周道路間の開き (図-3.6.3⑨)



写真-3.6.8 着陸帯の噴砂 (図-3.6.3⑩)

参考文献

- 1) 運輸省第三港湾建設局境港工事事務所：美保飛行場拡張整備工事誌，1997年。

4. 考察

4.1 液状化および液状化対策の効果

本地震では、埋立地盤のいくつかで液状化の発生が確認されており、竹内南地区で大規模な液状化が発生した。また、昭和南地区、昭和北地区で液状化対策が施されていた港湾施設があり、いずれも対策効果が発揮された。ここでは、液状化については竹内南地区に関することを特に取り上げ、液状化対策については昭和南、昭和北の両地区について考察する。

(1)液状化

本地震では、埋立造成された地盤のいくつかで液状化の発生が確認されており、竹内南地区で大規模な液状化が発生した。図-4.1.1には噴砂の粒度試験結果を示す。

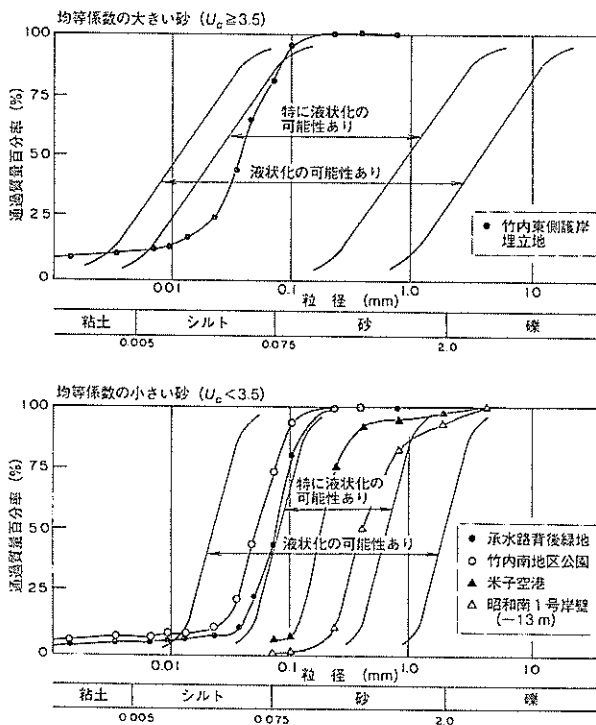


図-4.1.1 噴砂の粒度加積曲線

図-4.1.1には粒度・N値による液状化の予測・判定¹⁾における「液状化の可能性あり」の範囲と「特に液状化の可能性あり」の範囲を示す。いずれの採取地点のものも「液状化の可能性あり」の範囲にあり過去の地震で見られた液状化現象と特に異なることはないといえる。ただし、図-4.1.1において竹内南地区以外の噴砂試料は「特に液状化の可能性あり」の範囲に含まれるのに対し、竹内南地区のものはその範囲に入っていない。これは、竹内南地区で他の地区よりも大規模な液状化が発生した

事実と対応しておらず今後検討していく必要がある。

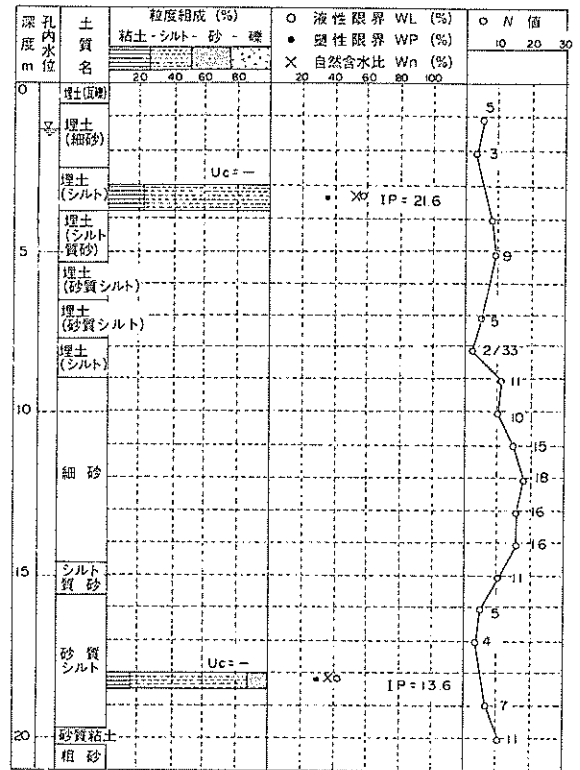


図-4.1.2(a) 土質調査結果 (地震前)

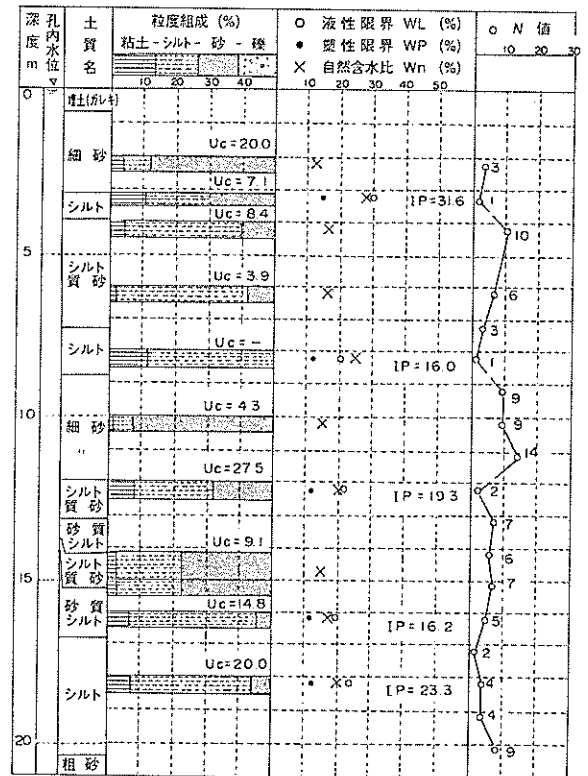


図-4.1.2(b) 土質調査結果 (地震後)

次に、特に液状化の激しかった竹内南地区に関して粒

度とN値による液状化の予測判定法を考察する。図-4.1.2は液状化による大きな被害が発生した承水路の比較的近傍の土質調査結果³⁾である。土質調査は地震前と地震後のものである。粒度とN値による液状化の予測・判定は、最初に液状化の可能性のある粒度分布であるかを判定し、「液状化の可能性あり」の範囲に含まれた場合には地震応答解析を行い、地盤内で発生する等価加速度と地盤の等価N値を比較して行う。前述したように、竹内南地区の土は噴砂ではあるが「液状化の可能性あり」の範囲に含まれると判断される。そこで、次のステップとして等価加速度と等価N値の比較を行う。等価加速度の算定は地震応答解析を行う必要があるが、ここでは境港で観測された加速度300Galを利用して簡易法²⁾により算出する。簡易法では以下の手順で等価加速度 a_{eq} が算出される。

$$a_{eq} = 0.7 \cdot \tau_{cs} / \sigma_v' \quad (4.1.1)$$

$$\tau_{cs} = \gamma_s(z) \cdot (a_{cs} / g) \cdot \sigma_v' \quad (4.1.2)$$

$$\gamma_s(z) = 1.0 - 0.019z \quad (4.1.3)$$

$$\gamma_s(z) = 1.0 - 0.026z \quad (4.1.4)$$

ここで、 a_{cs} は地表面加速度の推定値で、簡易法では a_{cs} を地盤の固有振動数を用いて検討する手法が示されているが、境港の実測記録を利用する。ただし、港湾施設の液状化の予測・判定はSMAC型の加速度記録を用いてなされてきたので、実測加速度をSMAC相当に換算し、換算後の加速度 $a_{cs} = 270\text{Gal}$ を用いる。また、 γ_s は地表面加速度に対する地盤内の加速度の低減率で、設計で用いる際の基盤波の2種類に対して提案されているが、ここでは両方を用いて検討する。

なお、等価N値、等価加速度の算定においては土の湿潤単位体積重量を地下水位以上で 18kN/m^3 、地下水位以下で 20kN/m^3 とし、地下水位は地震前後の各調査における位置とした。等価加速度の細粒分補正については、噴砂の物理試験結果から細粒分含有率が大きかったので、細粒分含有率を15%以上として補正した。

図-4.1.3は地震前と地震後の等価加速度と補正等価N値の関係である。補正等価N値とは細粒分補正後の等価N値で、ここではすべて等価N値を2倍にしている。図-4.1.3中、Iは「液状化する」、IIは「液状化する可能性が大きい」、IIIは「液状化しない可能性が大きい」、IVは「液状化しない」と予測される領域である。図-4.1.3より地震後のデータの方では、プロットの大部分が用いた加速度低減率の式に関係なく、「液状化する」あるいは「液状化する可能性が大きい」の領域にあり、また、

地震前のデータの方ではプロットの約半分がそれらの領域にある。

図-4.1.4の●プロットは等価N値の深さ方向の分布を示したものである。また、□, △, ○の各プロットは簡易法で求めた各深さの等価加速度に対するIとII, IIとIII, IIIとIVの境界の等価N値を示したものである。図-4.1.4から、地震前のデータでは深さ2~3m前後、7~8m前後、15~20m前後の土層が、地震後のデータでは深さ2m, 6m~10m前後、13~20mの土層が「液状化する」あるいは「液状化する可能性が大きい」という領域にある。

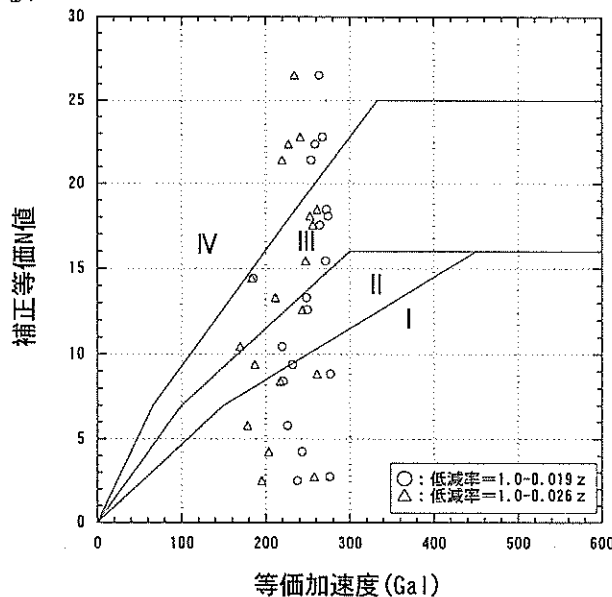


図-4.1.3(a) 等価加速度と補正等価N値 (地震前)

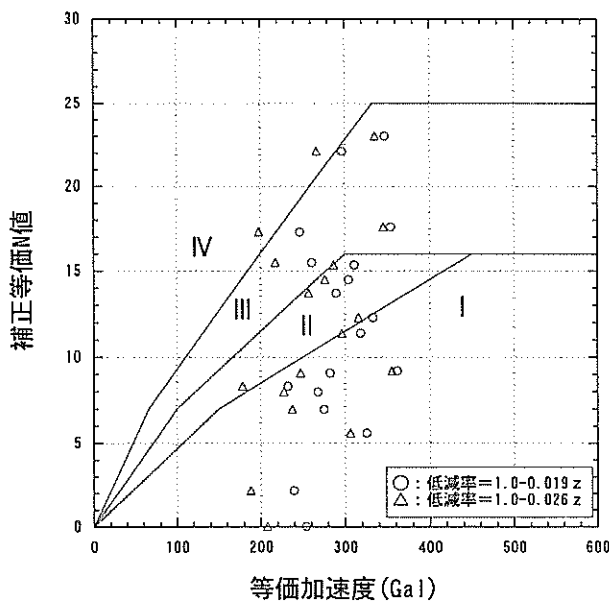


図-4.1.3(b) 等価加速度と補正等価N値 (地震後)

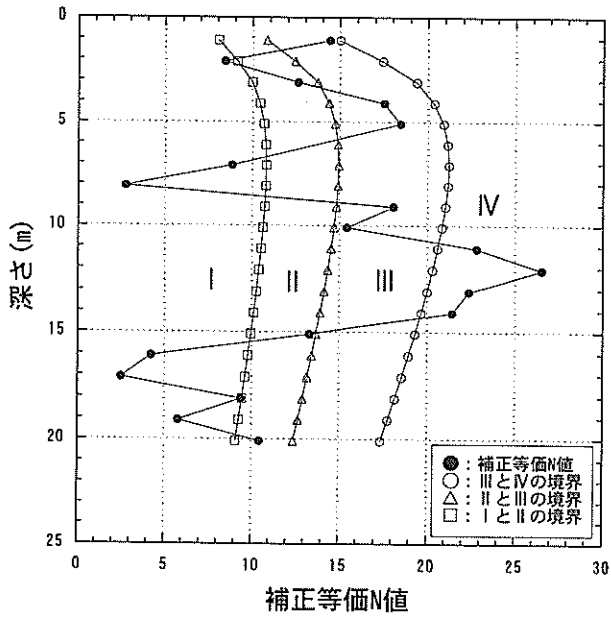


図-4.1.4(a) 深さと補正等価N値 (地震前)

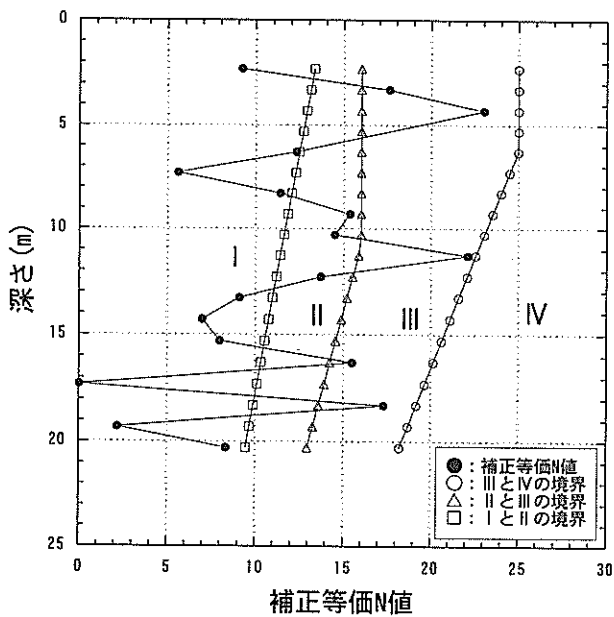


図-4.1.4(b) 深さと補正等価N値 (地震後)

図-4.1.5は液状化に対する抵抗率、いわゆる F_L について計算したものである。ここで、 F_L の計算は図-4.1.3において各プロットの等価N値に対応するIIの領域とIIIの領域の境界線の等価加速度を抵抗力と考え、各プロットの等価加速度の値を外力としてその比で定義した。ただし、等価N値が16を超えると対応するIIとIII境界の等価加速度が求まらないので、等価N値が7から16までの勾配を延長して対応する等価加速度を求めている。図-4.1.5において地震前のデータに基づくものは、 F_L が1

以上のプロットと1未満のプロットがほぼ同数で、全層の平均は $F_L=0.9$ となっている。地震後のデータに基づくものは、ほとんどが F_L が1未満にプロットされ、全体の平均は0.7程度の値になっており、0.5前後あるいはそれ以下の F_L が多くある。このように、地震後のデータを用いた方が F_L が小さいのは、図-4.1.2に示したように地下水位が地震後の方が高く、そのため等価加速度が大きくなったことによる。

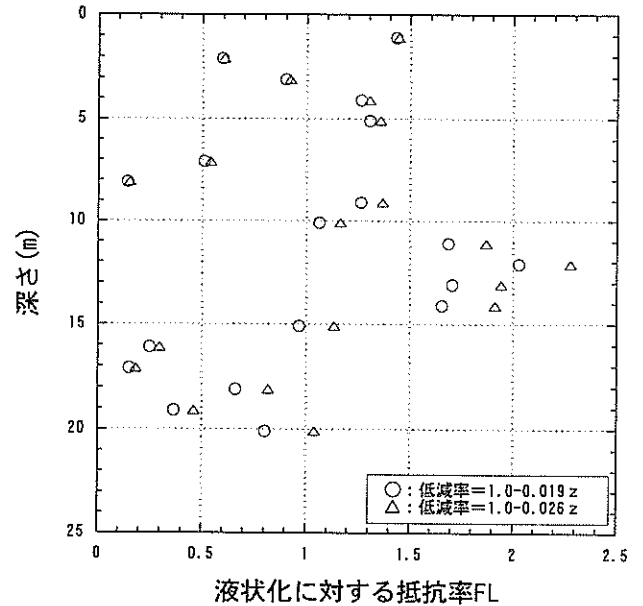


図-4.1.5(a) 深さと液状化抵抗率 F_L (地震前)

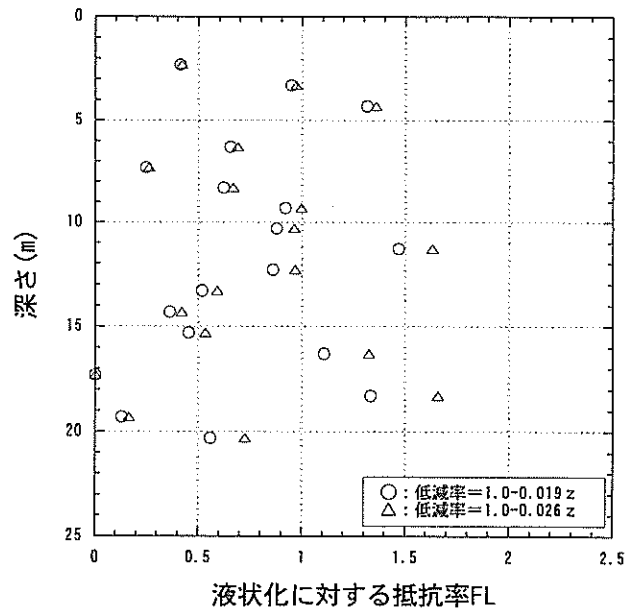


図-4.1.5(b) 深さと液状化抵抗率 F_L (地震後)

図-4.1.6は1995年兵庫県南部地震の際、液状化の発生したポートアイランドと六甲アイランドの地震後の土質データを用いて液状化抵抗率 F_L を求めたものである。特に、ポートアイランドでは大規模な液状化が発生した。 F_L は、図-4.1.5と同様に簡易法で等価加速度を求めて粒度と N 値で算定されている⁴⁾。図-4.1.5と図-4.1.6をのプロットを比較すると、竹内南地区の地震後のデータに基づいて求めた F_L はポートアイランドあるいは六甲アイランドの F_L よりやや大きい程度の値である。

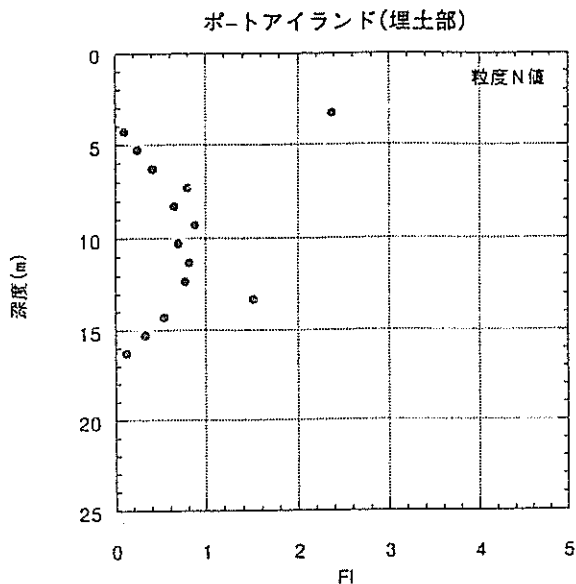


図-4.1.6(a) 液状化抵抗率 F_L (ポートアイランド)

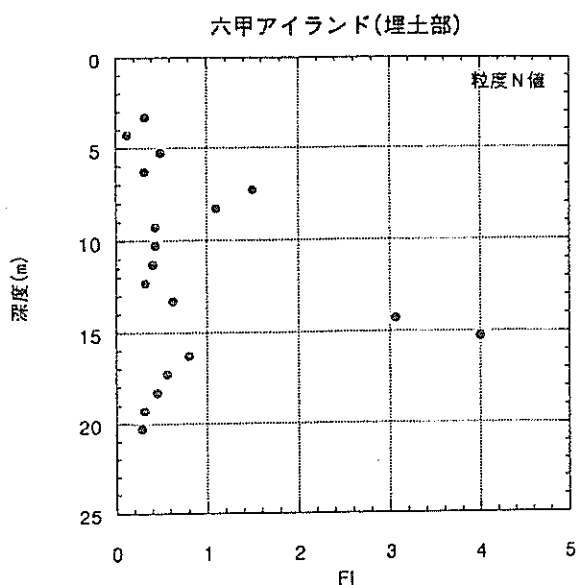


図-4.1.6(b) 液状化抵抗率 F_L (六甲アイランド)

以上から、粒度と N 値による液状化の予測・判定法による結果は、竹内南地区で液状化が発生したことに整合

している。特に地震後の土質データを用いた場合には深さ20mまでのかなりの土層が液状化する可能性があるということになり、現地の大規模な液状化と整合性が高い結果となった。

(2)液状化対策効果

本地震前に液状化対策がなされていた施設が、境港外港地区において、昭和南2号岸壁(-10m)、昭和北1号岸壁(-9.0m)の2施設あり、いずれも液状化の被害を受けることはなかった。用いられていた対策工法は、昭和南2号岸壁(-10m)では振動棒工法、昭和北1号岸壁(-9.0m)では振動棒工法とグラベルドレーン工法が併用されていた。ここでは、これらの事例について考察を行う。

a) 昭和南2号岸壁 (-10m)

昭和南2号(-10m)の対策断面を図-4.1.7に示す。液状化対策は岸壁背後の裏込め上部の埋立土層を対象に幅11mおよび8.5mにわたって行われた。振動棒による改良は2mピッチの正方形配置で行われた。また、補給砂は $0.27\text{m}^3/\text{m}$ で行われた。この改良仕様を、補給された砂の体積だけ地盤が締め固まると仮定し、サンドコンパクションパイル工法における改良率(置換率)に換算すると、おおよそ7%の改良率に相当する。

図-4.1.8は改良前の埋立地盤の土質柱状図で、D.L.-1~7mが礫質土層で上部で N 値が大きく20を超えるものがあるが、下部では N 値は10以下である。D.L.-7m以深は一部で礫が多くなるそうがあるが N 値が5~10の砂質土層である。図-4.1.9に改良後の振動棒打設地点間の土質調査結果を示す。

図-4.1.10は対策前後の N 値を細粒分含有率との関係で調べたもので、対策前が●、対策後が○である。対策前には5前後であった N 値が対策後には10~20に改良されていることがわかる。また、対策後の N 値は細粒分含有率が大きくなるにしたがい、小さくなっている。

図-4.1.11は対策前後の補正等価 N 値を細粒分含有率との関係で調べたもので、対策前が●、対策後が○である。等価 N 値の算定においては土の湿潤単位体積重量を地下水位以上で $18\text{kN}/\text{m}^3$ 、地下水位以下で $20\text{kN}/\text{m}^3$ とし、地下水位は対策前後の各調査における位置とした。補正等価 N 値は細粒分補正後の等価 N 値である。図-4.1.11で、補正等価 N 値が30以上のものを無視すると、対策前には10前後であった補正等価 N 値が対策後には20~25に改良されていることがわかる。また、図-4.1.10では対策後の N 値は細粒分含有率に依存して低下したが、図-4.1.11で示したように補正等価 N 値は細粒分含有率が25%以下では細粒分含有率にあまり依存しない。

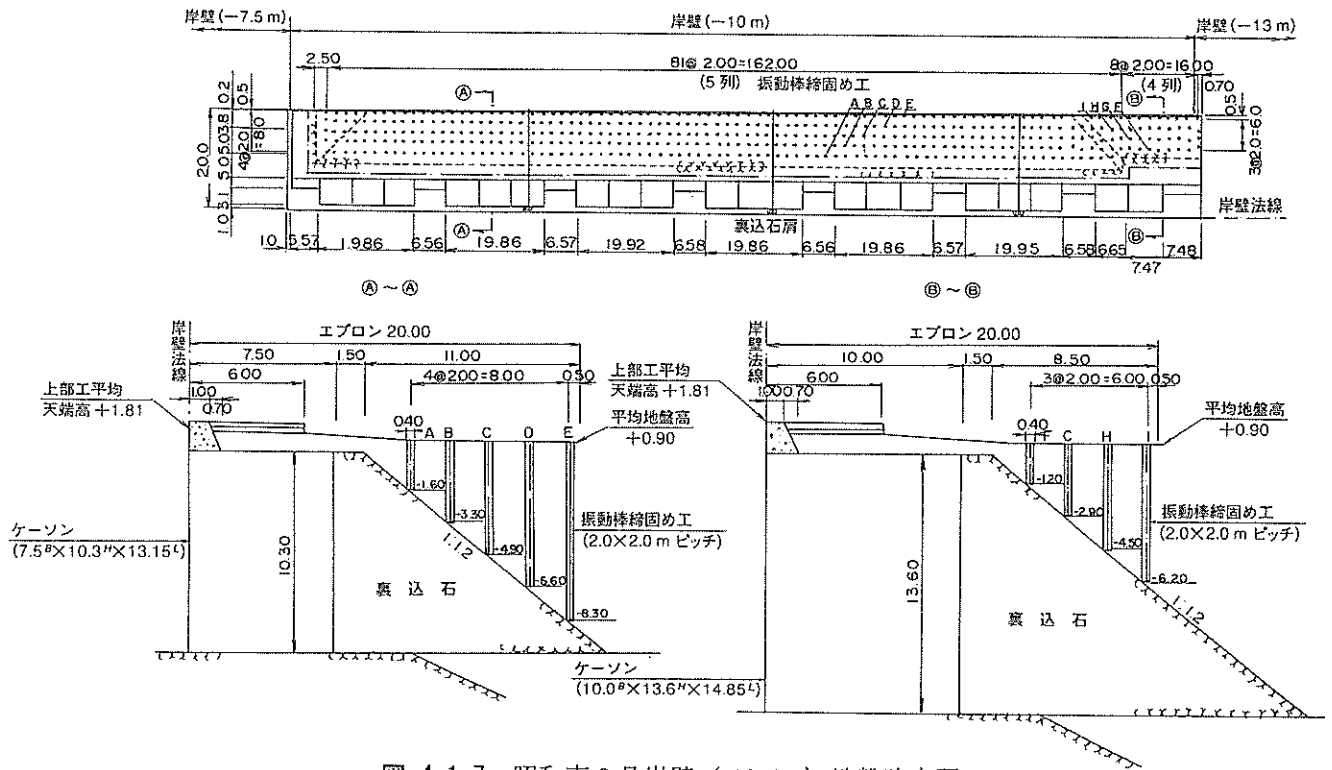


図-4.1.7 昭和南2号岸壁 (-10.0m) 地盤改良図

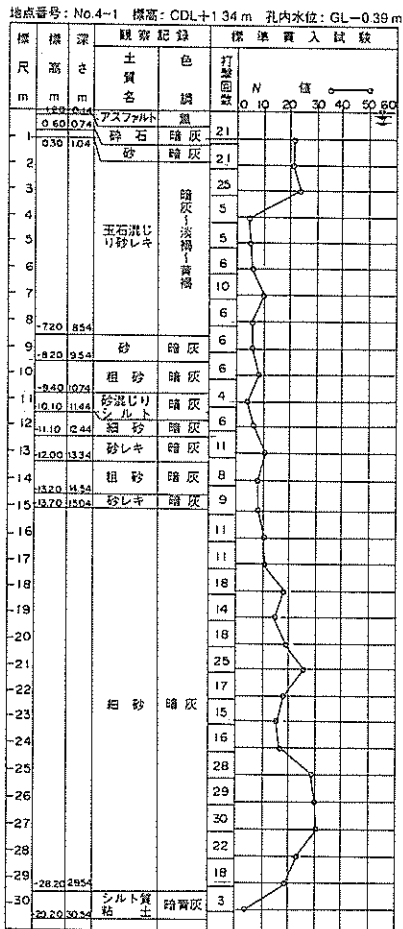


図-4.1.8 改良前N値

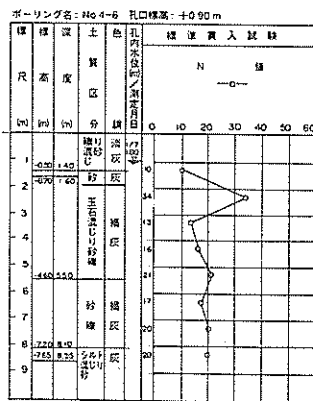


図-4.1.9 改良後N値

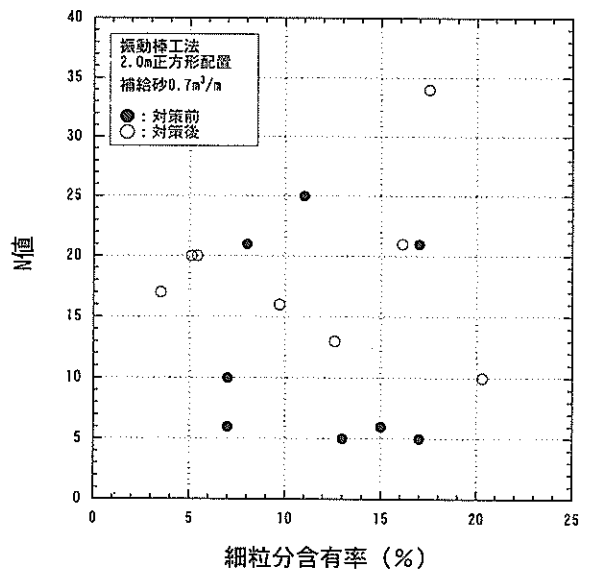


図-4.1.10 細粒分含有率とN値 (昭和南)

た。図-4.1.15は改良後の振動棒打設地点間の土質調査結果で、D.L.-8.8m（深さ9.9m）までが砂質土層でN値は概ね10以上である。D.L.-8.8mに粘性土層が現れN値は4である。砂質土層の細粒分含有率は、10～25%の範囲で多くは10～15%であるが、下部の粘性土との境界付近のものは50～70%であった。図-4.1.14と図-4.1.15を比較すると振動棒工法によりN値が増加したことがわかる。

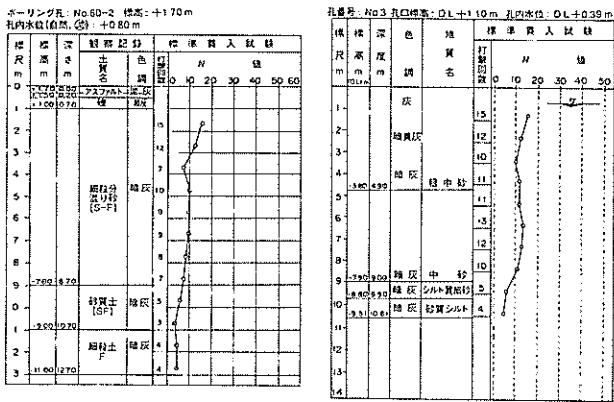


図-4.1.14 N値(改良前) 図-4.1.15 N値(改良後)

図-4.1.16は対策前後のN値を細粒分含有率との関係で調べたもので、対策前が●、対策後が○である。対策前には10以下であったN値が対策後には10～15に改良されている。図-4.1.11の昭和南2号岸壁（-10m）の場合と比較すると対策後のN値はやや小さい。また、昭和南2号岸壁（-10m）と同様に対策後のN値は細粒分含有率が大きくなるにしたがい、小さくなっている。

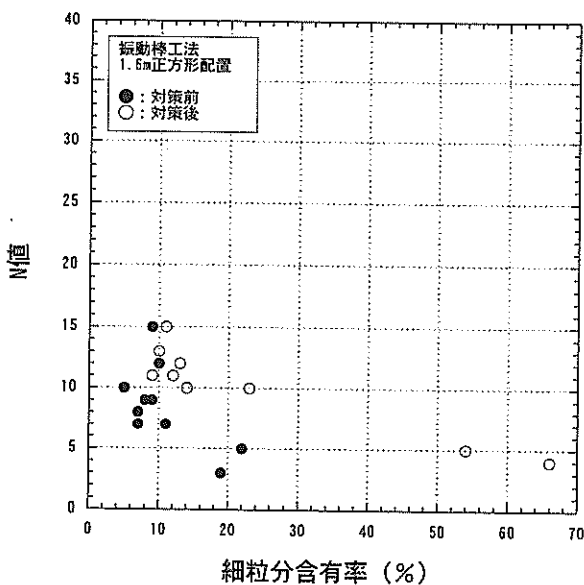


図-4.1.16 細粒分含有率とN値（昭和北）

図-4.1.17は対策前後の補正等価N値を細粒分含有率との関係で調べたもので、対策前が●、対策後が○である。補正等価N値の算定は昭和南2号岸壁（-10m）の場合と同様に行った。図-4.1.17の細粒分含有率が25%以下のところでは、対策前には10前後であった補正等価N値が対策後には20前後に改良されていることがわかる。しかしながら、細粒分含有率が50～70%の特に大きいところでは、対策後の補正等価N値は10以下で大きな値にはなっていない。図-4.1.12の昭和南2号岸壁（-10m）の場合と比較すると対策後の補正等価N値はやや小さい。

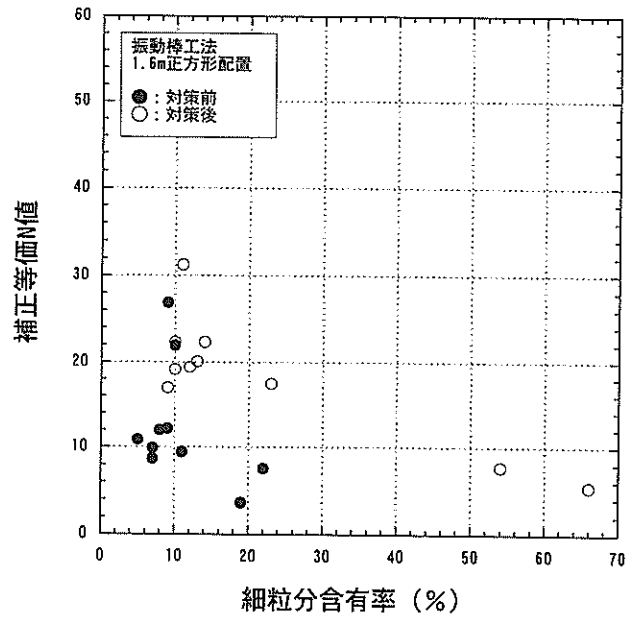


図-4.1.17 細粒分含有率と補正等価N値（昭和北）

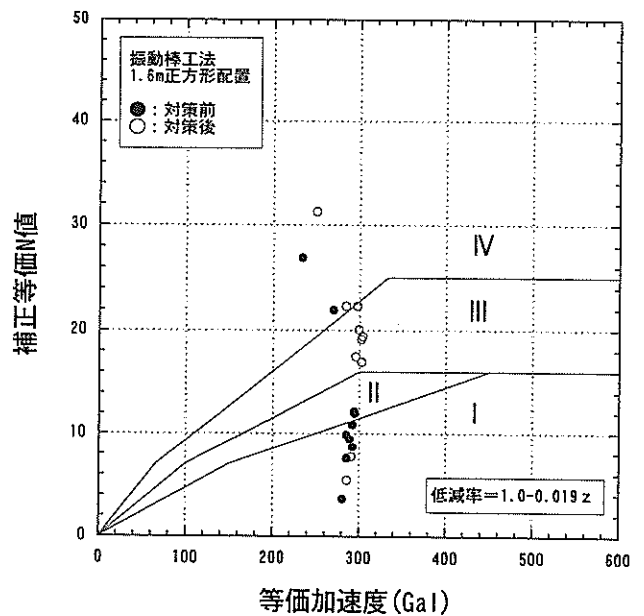


図-4.1.18 等価加速度と補正等価N値（昭和北）

図-4.1.18は液状化対策前後の補正等価 N 値について今回の地震に対して液状化の予測を行ったもので、対策前が●、対策後が○である。等価加速度の算出は昭和南2号岸壁(-10m)の場合と同様に行った。図-4.1.18から対策前にはIの領域(液状化すると予測する領域)に多くのプロットがあったが、対策後にはほとんどのプロットはIIIの領域(液状化しない可能性が高いと予測する領域)にまで改良されていることがわかる。しかし、Iの領域にプロットが2点残されており、地震後の現場の状況は噴砂など液状化の痕跡は見られず、岸壁にも大きな変状はなかったことと若干矛盾するように思われる。このことについては、このプロットは深さ10m付近のわずかな層厚のもので、かつ、細粒分含有率が50~70%の粘性土であったことが原因として推察される。すなわち、現基準を適用すれば、対象土は10以上の塑性指数が得られる可能性が高く、その場合にはこの2点の補正等価 N 値は12以上として評価されIIあるいはIIIの領域にプロットされる。また、仮に多少液状化したとしても、深い位置でのわずかな層の液状化であることから、構造物等におよぼす影響が小さかったと考えられる。

(3)液状化および液状化対策効果のまとめ

竹内地区で大規模な液状化が発生した。同地区の地震前と地震後の土質データを用いて、現行の港湾基準の粒度と N 値法により液状化の予測・判定を行ったところ、液状化の発生を妥当に表現していた。ただし、粒度による判定では若干危険側に予測する傾向があった。また、液状化抵抗率 F_L を算定したところ、地震後のデータに

基づいたものは、兵庫県南部地震におけるポートアイランド、六甲アイランドの F_L を若干上回る程度であった。

液状化対策が昭和南2号岸壁(-10m)と昭和北1号岸壁(-9.0m)の2施設で施されており、両施設では液状化が発生しなかった。対策後の土質調査データを用い、現行の港湾基準の粒度と N 値法により液状化の予測・判定を行ったところ、本地震に対して対策効果が発揮されることが確認され、液状化対策の設計に対して粒度・ N 値法を用いることの妥当性が確認された。

また、比較的深いところで対策効果が不十分な層があったが、液状化の発生、あるいは構造物に変状は見られず、この点については今後の検討課題といえる。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上)、日本港湾協会、1999年、pp.281-287.
- 2) 井合進、松永康男：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発表講演集、1990年、pp.773-776.
- 3) 弓ヶ浜半島液状化対策研究会報告書、鳥取県、2001年、p.6-4.
- 4) 山崎浩之、善功企、佐渡篤史、籙下徹：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その5)液状化の判定に関する検討、港研資料、No.813、1995年、pp.167-205.

4.2 常時微動観測^{1),2)}

4.2.1 概要

地震被害と表層地盤構造の関係を調査するため、常時微動観測を行った。観測は、2000年10月10日～12日に実施した。本節では、常時微動観測結果について述べる。

常時微動とは交通振動や工場振動など人間活動に伴い発生している振動のことで、一般には感じる事ができないほどの小さなレベル（通常、速度振幅にして0.001~0.01cm/s程度）の振動で地盤中を四方八方に伝わっている。振動源が主に地表面にあることから、常時微動には表面波が卓越している場合が多い³⁾。

微動観測は1地点における水平2方向+鉛直1方向の3成分観測と、円周上の複数の地点及び円中心における鉛直成分のアレー観測の2種類を実施した。3成分観測については、水平方向と鉛直方向のスペクトル比（H/Vスペクトル）をとる^{4),5)}ことにより、そのピーク周期より地盤の固有周期を簡易的に推定することが可能である。また、アレー観測については、空間自己相関法⁶⁾などを適用してレイリー波の位相速度を検出することにより、地下構造（せん断波速度(V_s)構造)の推定が可能となる。アレー観測においては観測半径に応じて検出可能なレイリー波の波長の範囲が異なるため、通常半径を変えて複数のアレー半径による観測が行われる。

レイリー波位相速度を用いた地下構造の推定方法としては、逆解析⁷⁾を適用して最適化問題を解く方法が一般的であるが、レイリー波の位相速度の特定の波長 y (m)における値($C(y)$)を用いて表層 x (m)の平均的なS波速度(V_{sx})を直接求める方法が開発されており^{8),9)}、この方法によれば逆解析を用いずに表層地盤の平均S波速度を簡単に求めることが可能である。平均S波速度(V_{sx})と最も相関の高い波長におけるレイリー波位相速度($C(y)$)は表-4.2.1に示すとおりである¹⁰⁾。特に、平均S波速度のうち、表層30mの平均せん断波速度(V_{s30})は、最大速度の増幅特性との相関がよいことが指摘されており¹¹⁾、すでにアメリカ合衆国においては建築構造物の設計における地盤種別分類に取り入れられている¹²⁾など、今後地盤種別分類や地震動増幅特性分類に関して V_{s30} を指標とする動きが強まると考えられる。 V_{s30} の推定精度は、実地盤を対象にした事例^{10),13)}によっても精度の良いことが認められている。なおここでは、地盤の平均S波速度は、式(4.2.1)に示すように走時で重み付けした値を扱う。

$$V_{sx} = \frac{\sum_i H_i}{\sum_i V_{s_i}} \quad (4.2.1)$$

ただし、

$$\sum_i H_i = x \quad (4.2.2)$$

ここに、 H_i : i 番目の土層の層厚(m)

V_{s_i} : i 番目の土層のS波速度(m/s)

微動観測を行った全地点の位置は図-4.2.1に示すとおりである。

微動解析の方法は次の通りとした。3成分観測地点についてはH/Vスペクトルを求めるが、微動波形をもとに、乱れの少ない部分から40.96秒の区間を3分間の観測では3区間、それ以上の観測では6区間抽出した。水平成分については直角2方向の2乗和平均の平方根とした。各区間についてH/Vスペクトルを求め、バンド幅0.5HzのParzenウィンドウで平滑化を行い、抽出した区間について平均化を行った。次にアレー観測については空間自己相関法の適用により位相速度を算出するが、その際まず、観測記録を50%重なりでの40.96秒の区間に分割してコヒーレンスを算出した。算出されたコヒーレンスをもとにアレー半径が $r=10, 18$ mの場合は0.6Hz、 $r=3$ mの場合1.6Hzのバンド幅のParzenウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行った。

表-4.2.1 平均S波速度 V_{sx} と平均的に一致する波長 y (m)のレイリー波位相速度 $C(y)$

V_{s10}	$C(15)$
V_{s15}	$C(20)$
V_{s20}	$C(30)$
V_{s25}	$C(35)$
V_{s30}	$C(40)$

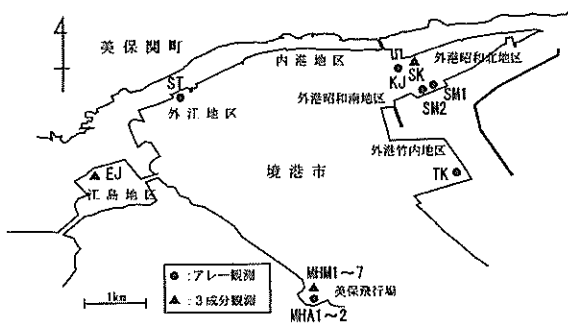


図-4.2.1 微動観測地点

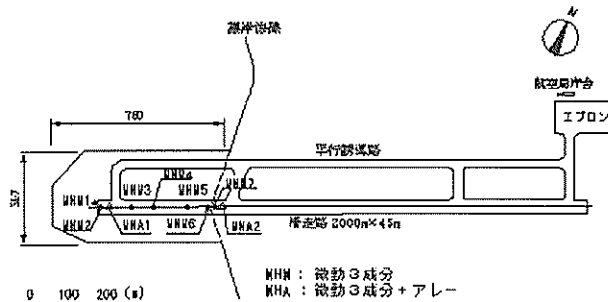


図-4.2.2 美保飛行場観測地点

図-4.2.2 美保飛行場観測地点

4.2.2 美保飛行場

美保飛行場における常時微動観測は、2000年10月10日19:30より同22:50の間に実施し、被害の大きかった中海側滑走路拡張部分から旧護岸法線内側のそれぞれについて、図-4.2.2に示す箇所を対象に行った。ただし、観測時点において復旧工事が行われており、旧護岸法線内側部分については、あまり内側で観測することはできなかった。3成分観測は図中MHMと標記した箇所で行った。アレー観測は図中MHAと標記した部分で行った。

解析結果を図-4.2.3～図-4.2.4に示す。図-4.2.3には3成分観測より得られたH/Vスペクトル、図-4.2.4にはアレー観測より得られたレイリー波位相速度を示している。これらの結果より以下が考察される。

①図-4.2.3のH/Vスペクトルには、各観測点において1.1～1.2秒に最も強いピークがあり、そのピーク周期が固有周期と考えられる。例えばMHM1では0.7秒付近にも強いピークが認められるが、0.5秒に強い谷周期が認められることから、その約2倍に相当する1.1秒が固有周期とみなし得る¹⁴⁾。また、その他の幾つかの地点で1秒以上がややフラットになる傾向にあるが、0.5秒程度の谷周期は共通して認められることから、その約2倍に当たる1.1～1.2秒程度のコーナー周期が固有周期と見なせる¹⁴⁾。以上より、地盤固有周期は今回観測を行った地点でそれほどの違いはない。このことは、海底面以下の地盤が平行成層構造に近く、かつ滑走路延長のための埋立がかなり均一な材料及び工法により行われ、S波速度構造において旧護岸法線内側と大きな違いがない状態であったことを示唆するものと考えられる。H/Vスペクトルのピーク振幅値については、2.3～3.7程度で大差がないことも、この推定結果を裏付けると判断される。

②図-4.2.4の位相速度において、周期0.25秒程度以上

の周波数帯では2つの観測地点で位相速度に大きな違いは認められない。周期0.25秒における位相速度は150m/s程度であるため、波長としては40m程度になり、表-4.2.1に示した関係より、この値は表層30mの平均S波速度に相当する。これより、MHA1およびMHA2の2点において、表層30m程度以深では2つの地点の地下構造に大差がないと考えられる。この結果は、①の結果と調和的である。

ただし、周期0.2秒以下の位相速度にはかなり明瞭な違いが見られ、MHA1の位相速度がMHA2の位相速度を下回っている。このため、表層10～15m程度の V_s はMHA1地点の方が小さく、MHA2と比較してより軟弱であると考えられる。よって、被害のコントラストは、地盤の最表層部分の V_s の違いによる可能性が高い。

4.2.3 境港

境港においては、外港竹内地区において大規模な液状化が発生するなどの被害が発生したが、外江地区においては被害はほとんど発生しないなど、地区別に被害程度の差が大きかった。このため、液状化発生箇所・未発生箇所のそれぞれにおいて常時微動観測を実施した。観測は、2000年10月11日～12日に実施した。各観測点の被害状況は3.1に述べられているが、ここで再度簡単にまとめると次の通りである。

①外港昭南地区 SM1, SM2

重力式岸壁(-7.5m,-10m,-13m)の建設されている地区である。-13m岸壁部分(SM1)において液状化による噴砂が認められたが、-10m岸壁(SM2)の裏埋部分はロッドコンパクションにより液状化対策が施されており、噴砂は認められなかった。

②外港昭北地区 SK

棧橋式岸壁(-9.0m,-7.5m)の建設されている地区である。地震による岸壁法線の出入りはほとんどなく、ほぼ無被

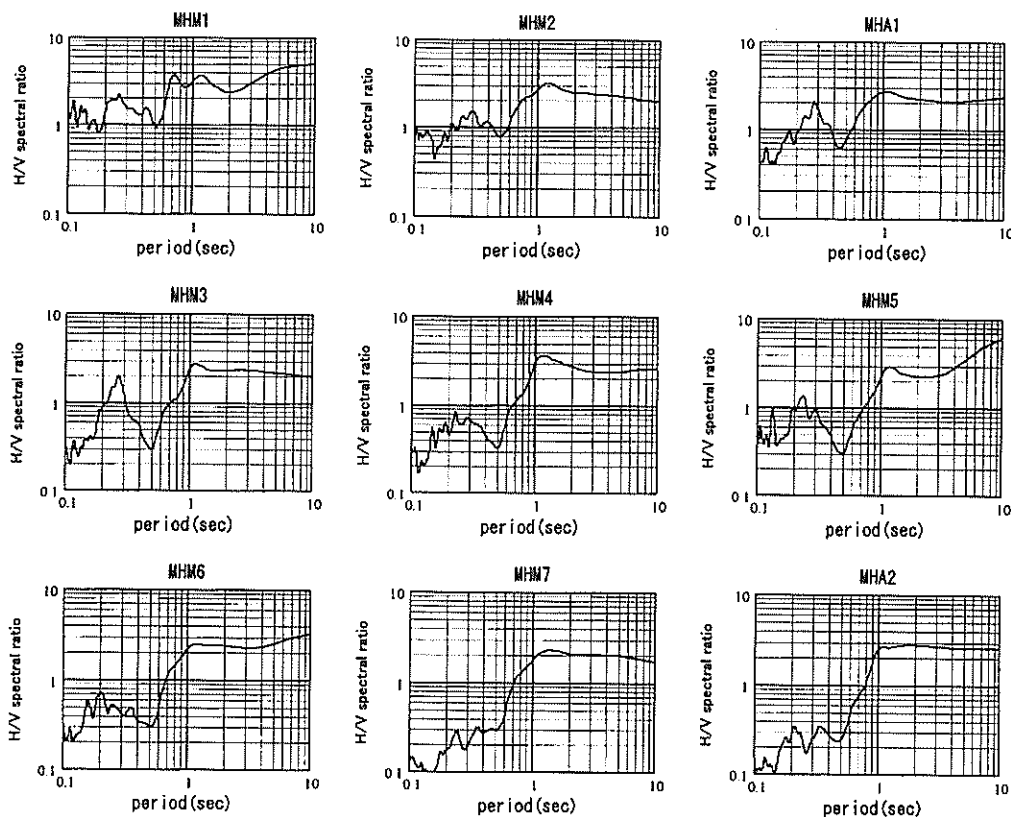


図-4.2.3 H/V スペクトル (美保飛行場)

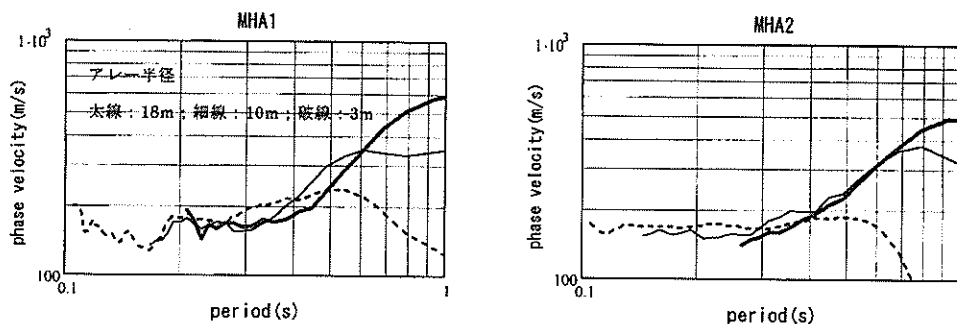


図-4.2.4 位相速度 (美保飛行場)

災であった。なお-9.0m 岸壁の背後地には液状化対策工が施されている。

③外港竹内地区 TK

ポンプ浚渫により埋立られた地区であり、大規模な液状化が発生した。

④外江地区 ST

地震による被害はほとんど見られなかった。液状化の発生した痕跡も認められない。

⑤江島地区 EJ

矢板式岸壁(-9.0,-7.5m)の建設されている地区である。地震による被害はほとんど見られず、液状化の発生した痕跡は認められない。本地点においては物理的な制約か

らアレー観測を実施できなかったため、3成分観測のみを実施した。

⑥境港湾空港工事事務所 KJ

強震観測が実施されている地点である。地震時に噴砂などの明瞭な液状化の痕跡は認められなかったが、図-4.2.5 に示す強震記録(NS 成分)およびランニングスペクトルを見れば明らかなように、20 秒以上においては長周期成分が卓越し、地盤の剛性が急激に低下したことがわかる。このため、ここでは本地点については液状化に分類することとする。

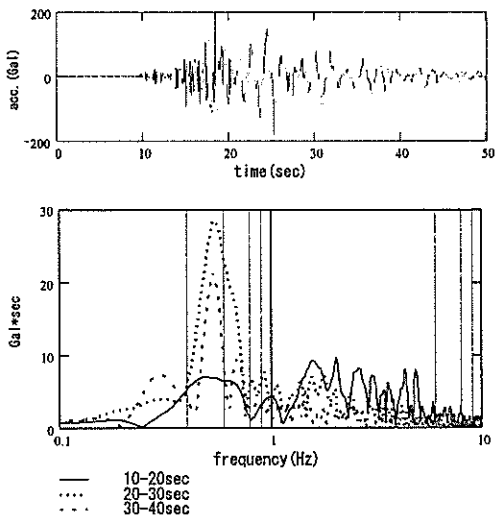


図-4.2.5 強震記録およびランニングスペクトル

表-4.2.2 観測地点の液状化発生の有無

SM1	液状化
SM2	非液状化
TK	液状化
SK	非液状化
ST	非液状化
EJ	非液状化
KJ	液状化 (ただし、噴砂は認められない)

表-4.2.3 平均S波速度と液状化有無の関係

V _{sx}	(m/s)	
	液状化	非液状化
V _{s10}	115 - 135	145 - 160
V _{s15}	120 - 140	150 - 160
V _{s20}	135 - 145	165
V _{s25}	140 - 150	165 - 170
V _{s30}	145 - 150	170 - 175

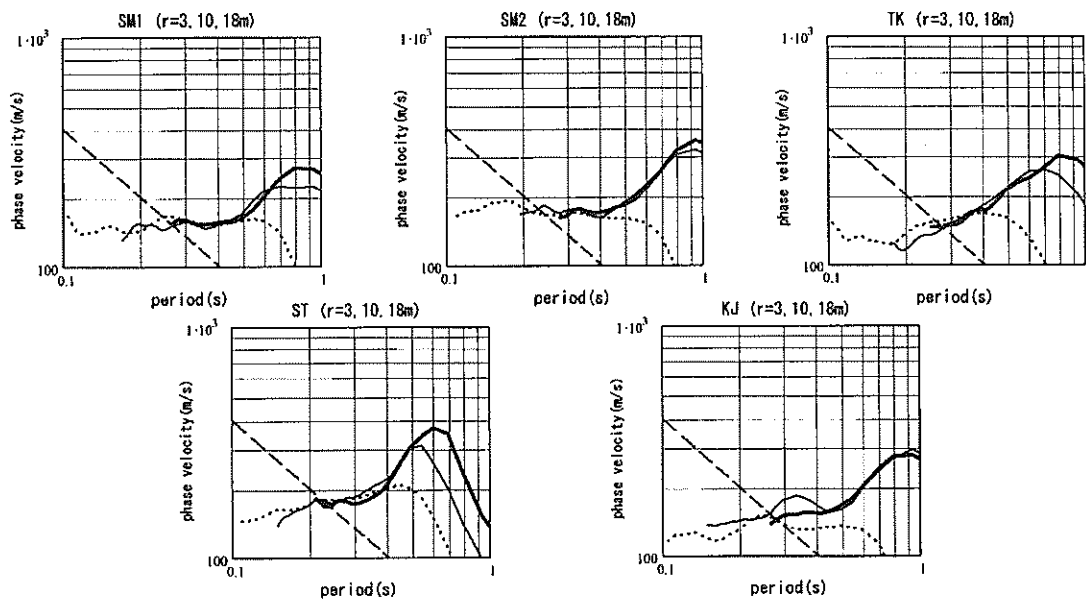


図-4.2.6 観測位相速度 (境港)

以上をまとめて、観測地点の液状化の発生の有無を表-4.2.2に示す。

アレー観測を行った5地点の観測結果より得られるレイリー波の位相速度を図-4.2.6に示す。5地点の位相速度より直接推定した表層地盤の平均S波速度を液状化・非液状化の各地点について整理すると表-4.2.3の通りである。

7地点の微動H/Vスペクトルを図-4.2.7に、H/Vスペクトルより読みとった地盤固有周期について整理すると表-4.2.4のとおりである。

表-4.2.4 固有周期と液状化有無の関係

	(sec)	
	液状化	非液状化
T ₀	1.4 - 2.0	0.6 - 1.5

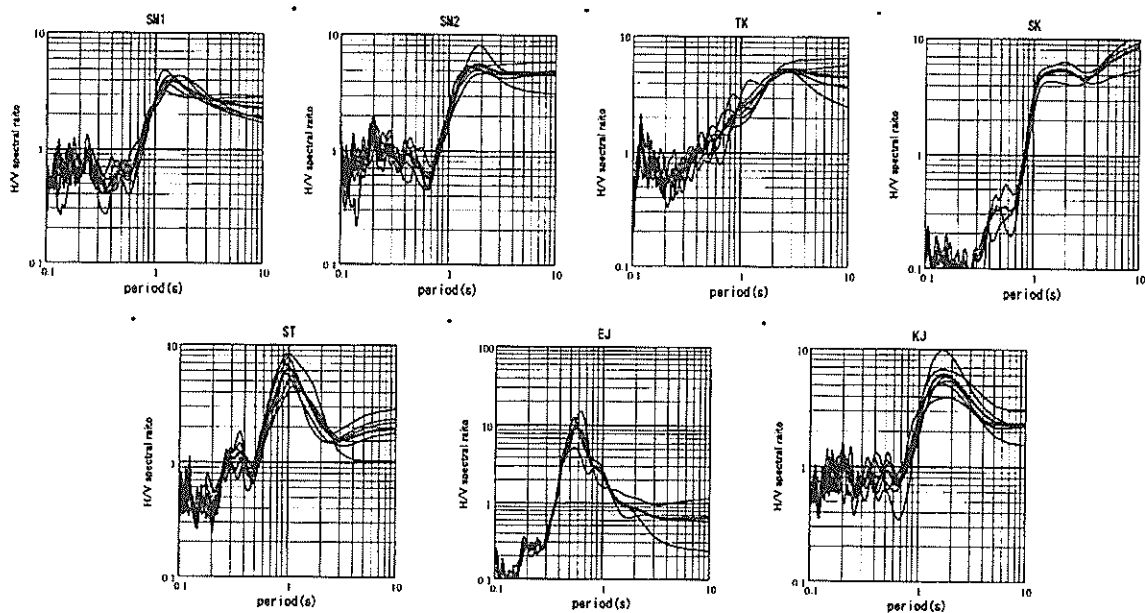


図-4.2.7 H/V スペクトル (境港)

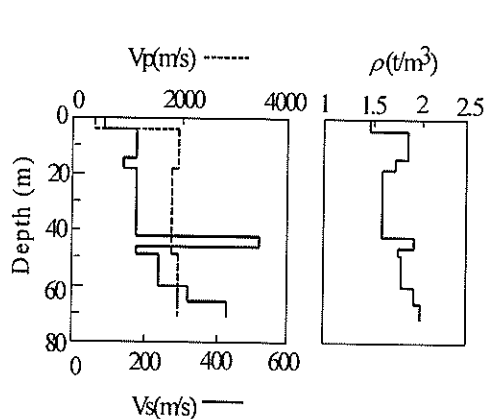


図-4.2.8 地点 KJ 地下構造

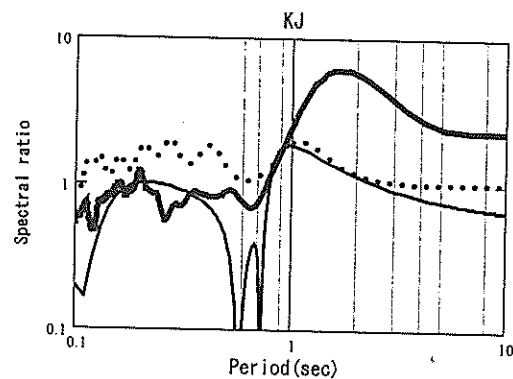


図-4.2.9 スペクトル比の比較
(レイリー波 H/V : 細線, 微動 H/V : 太線, 伝達関数 : 点線)

以上の結果より、鳥取県西部地震による地盤被害の有無と地盤構造については比較的明瞭な対応が見られ、液状化の発生は表層 10m 程度の平均 S 波速度について 140m/s 未満、表層 30m の平均 S 波速度について 150m/s 未満が目安となる。また、地盤固有周期については 1.4 秒程度以上が目安となると考えられる。ただし、これらの値は地震発生後の観測値によるものであることに注意が必要である。

観測を行った地点のうち、境港湾空港工事事務所 KJ においては強震計設置時に速度検層が実施されている。

図-4.2.8 に地点 KJ の地下構造を示す。速度検層の結果

より得られる SH 波重複反射理論による伝達関数、基本モードレイリー波の H/V 振幅スペクトルおよび微動 H/V スペクトルの対比を図-4.2.9 に、基本モードレイリー波の理論位相速度と観測位相速度の比較を図-4.2.10 に示す。

スペクトル比について、微動 H/V スペクトルについては 1.7 秒程度にピークがあるが、基本モードレイリー波 H/V スペクトルおよび伝達関数のピークは 1.0~1.1 秒程度であり、微動の結果と速度検層の結果にはやや開きがある。次に位相速度についても、理論値と観測値にはやや違いが認められる。短周期側で観測位相速度は周期の

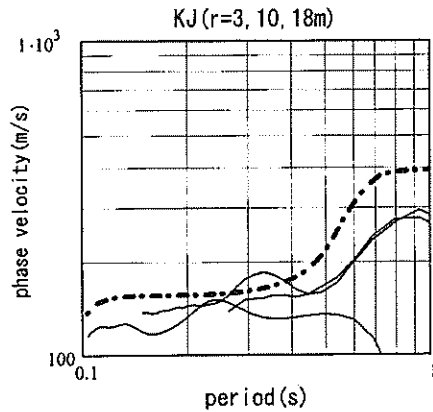


図-4.2.10 位相速度の比較
(観測位相速度：実線，理論位相速度：鎖線)

変化に伴って多少変動が大きいですが、これは高次モードの影響と考えられる。変動する観測位相速度の下限値を基本モードの観測位相速度と考えると⁵⁾、観測位相速度は理論位相速度を下回っている。このように、スペクトル比および位相速度のいずれの結果からも、観測時点のS波速度が速度検層時のS波速度を下回っていることが示唆される。本研究における観測は鳥取県西部地震の本震後6日目に実施したものであり、地震による剛性の低下の影響を受けており、上述した平均S波速度や固有周期は、地震発生前の値には適用できない可能性がある。ただし、伝達関数および基本モードレイリー波H/Vスペクトルについては、速度検層深度よりも深い土層のS波速度情報を組み込むことによってピーク周期が長周期側にシフトする可能性もあり、微動H/Vスペクトルと整合する可能性もある。よって、微動により得られた平均S波速度に関する剛性低下の影響は、再度日を置いた時点で計測を行って検証するなどして、慎重に議論する必要があると考えられる。

4.2.4 まとめ

本節においては、微動観測より得られる平均S波速度や地盤固有周期と地震被害との関係について考察を行った。常時微動観測は、ボーリングを伴わずに実施できることから速度検層やN値からの換算による方法などと比較して経済的かつ精度良く地盤のS波速度構造を知ることが可能であり、防災工学上の適用性は非常に高いと判断している¹⁵⁾。

なお、常時微動観測結果は地震による地盤の剛性低下の影響を受けている可能性があることも否定できないと考えられることから、地震発生後半年以上が経過した現在、同一地点において再度微動観測を実施して位相速度の変化などを検証するとともに、距離減衰特性を考慮し、

入力地震動に応じた地盤のS波速度と液状化危険度の関係を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 長尾 毅, 西守男雄, 宮田正史, 小濱英司, 海老原健介: 境港における常時微動観測による表層地盤構造と鳥取県西部地震被害の関係, 第26回地震工学研究発表会, 2001.
- 2) 長尾 毅, 西守男雄: 常時微動観測による米子空港地下構造と鳥取県西部地震被災の関係, 第56回土木学会年次学術講演会, 2001, CD-ROM.
- 3) 時松孝次, 宮寺泰生: 短周期微動に含まれるレイリー波の特性と地盤構造の関係, 日本建築学会構造系論文報告集 No.439, pp.81-87, 1992.
- 4) 中村 豊: 常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定, 鉄道総研報告 Vol.2, No.4, 1988, pp.18-27.
- 5) 大町達夫, 紺野克昭, 遠藤達哉, 年縄 巧: 常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定方法の改良と適用, 土木学会論文集 No.489, I-27, 1994, pp.251-260.
- 6) Aki, K.: Space and time spectra of stationary stochastic wave, with special reference to microtremors, *Bulletin, Earthquake research Institute*, Vol.35, pp.415-456, 1957.
- 7) 岡田 廣, 松島 健, 森谷武男, 笹谷 努: 広域・深層地盤調査のための長周期微動探査法, 物理探査 Vol.43, No.6, pp.402-417, 1990.
- 8) 紺野克昭, 片岡俊一: レイリー波の位相速度から地盤の平均S波速度を直接推定する方法の提案, 土木学会論文集 No.647, I-51, pp.415-423, 2000.
- 9) 大橋明如, 紺野克昭, 片岡俊一, 斉藤正樹: 地盤の平均S波速度とレイリー波の位相速度の関係, 土木学会第55回年次学術講演会 I-B347, pp.694-695, 2000.
- 10) 長尾 毅, 紺野克昭: 常時微動アレー観測に基づく表層地盤の平均S波速度推定精度に関する研究, 土木学会論文集, No.696, I-58, 2002 (掲載予定).
- 11) 翠川三郎, 松岡昌志, 作川孝一: 1987年千葉東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価, 日本建築学会構造系論文報告集 No.442, pp.71-78, 1992.
- 12) Building Seismic Safety Council(BSSC): NEHRP Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, part I:Provisions, developed for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1994.
- 13) 紺野克昭, 長尾 毅, 佐藤幸博, 田中 剛, 一井康

二, 片野隆史, 大出哲也, 津留 崇, 荒田昌潔: 羽田空港におけるアレイ微動観測を用いた地盤の平均S波速度の推定, 土木学会第55回年次学術講演会 I -B333, pp.666-667, 2000.

14) 大町達夫, 紺野克昭, 遠藤達哉, 年縄 巧: 常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定方法の改良と適用, 土木学会論文集 No.489, I -27, pp.251-260, 1994.

15) 紺野克昭, 長尾 毅: 地震防災に向けた常時微動の活用例, 土木学会誌 Vol.86, Oct 2001, pp.40-43.

4.3 地震動の方向性と被害

1.でも述べたように、鳥取県西部地震では境港周辺の広い範囲で東北東-西南西の方向に卓越した地震動が観測された。このような地震動の方向性は、本地震の震源が北北西-南南東の走向を有する横ずれ断層であったこと、また、境港が断層の延長線上に位置していたことからもたらされたものである。一般に内陸活断層の大地震では断層の延長線上において震源断層と直交する方向に強い地震動が発生する性質があり、この性質は断層の種類(横ずれ断層/逆断層)には依存しないロバストな性質であることがすでに確かめられている¹⁾。

境港の地震動の方向性は、境港の被害の分布にも影響を及ぼしているように思われる。例えば、境漁港岸壁(-6.0m, 北東側)は、後述する竹内南地区マリナ棧橋を除けば、境港で最も大きな被害を受けた係留施設であるが、その法線方向はほぼ地震動の卓越方向と直交する方向であった。一方、外港昭和南地区、外港昭和北地区、内港地区、江島地区等の主要な係留施設は、法線方向が地震動の卓越方向とほぼ平行であったが、これらの施設の被害は比較的軽微であり、やや大きな被害を受けた外港昭和南地区1号岸壁(-13m)でも、その被害の程度は境漁港岸壁(-6.0m, 北東側)と比較すれば軽微であった。これらの施設はそれぞれ異なる構造を有しているため、単純に比較することはできないが、少なくとも、地震動の方向性と被害の分布との間に矛盾はない。

港湾技術研究所では、地震動の方向性を港湾計画において活用することを提案している¹⁾。すなわち、港湾の近くに将来大地震を引き起こす恐れのある活断層が存在している、その走向を特定できるようなとき、耐震強化岸壁等の重要な岸壁をこれと直交する方向に配置することにより、当該岸壁の地震時の変形をより小さく抑えようとするというものである。このような考え方の妥当性が、鳥取県西部地震における境港の被害の分布からも示されたと考えている。

さて、境港の被害をやや詳しく見ると、単に東北東-西南西の方向に卓越した地震動が作用したと言うだけではなく、構造物を東北東側に変位させるような地震力が作用したように思われる。この点について、以下に検討する。

図-3.1.6に竹内南地区マリナ棧橋の被災状況平面図を示す。同図に示すように本施設では棧橋床板の多くが落下したが、このとき、北北西-南南東の方向に設置された棧橋では、床板はすべて東北東側に落下していることが注目される。

また、境漁港の被害について見ると、岸壁(-6.0m,

東側)の北半分で顕著な被害が生じており、岸壁(-6.0m, 東側)の南半分や岸壁(-6.0m, 西側)の被害は軽微であったことが報告されている。この点については、3.2で述べたように、岸壁(-6.0m, 東側)の南半分や岸壁(-6.0m, 西側)は1990年代に増深のため改良されており、岸壁(-6.0m, 東側)の北半分とは構造が異なっていたことも理由であると考えられるが、ここではむしろ、このような被害の分布が地震動の観点からも説明できることに注目したい。

以上に述べた2つの例は、いずれも、構造物を東側に変位させるような地震力が作用したと考えれば説明が付く事例である。そこで、この点について強震記録に基づいて検証する。

ここでは境港-Gおよび気象庁の加速度波形を剛体滑動モデルに作用させてその残留変位を計算した。このとき、入力する波形はtransverse成分(震源とサイトを結ぶ線分に対して直交する成分)とした。極性については、震源から観測点に向かって右向き(すなわち東北東向き)を正とした。剛体滑動モデルの剛体は正負いずれの向きにも滑動できるものとした。静止摩擦係数(ここでは設計震度と呼ぶ)を0.01~0.4の範囲で変化させた。動摩擦係数は静止摩擦係数に等しいとした。計算される相対変位は、剛体の基盤に対する相対変位である。

図-4.3.2は設計震度と残留変位の関係をプロットしたものである。同図によれば、境港-Gと気象庁のいずれの波形に対しても、設計震度0.05~0.25の広い範囲で正の残留変位が生じている。すなわち、残留変位は東北東の方向である。このことと、上述した被害の特徴を考えあわせると、境港に作用した地震動は構造物を東向きに変位させるような性質を持っていたと考えて良いように思われる。

なお、図-4.3.2において設計震度が0.25を越える場合、滑動が生じにくいので、残留変位はほぼ0となっている。一方、設計震度が0.05以下の場合には、図-4.3.2において残留変位は負となっている。一般に剛体滑動モデルで設計震度が非常に小さい場合、剛体の残留相対変位は基盤の残留絶対変位を直接反映するが、観測波のごく低い振動数成分の観測精度が十分でないため、図-4.3.2において設計震度が0.05以下の場合の残留変位は精度が十分でないと考えられる。

さて、構造物に一定の向きに残留変位を生じさせるような地震動の性質が、横ずれ断層の地震には普遍的に現れるものであるか、あるいは、鳥取県西部地震に固有のものであるかについて検討することは重要であると考えられる。そこで、ここでは、横ずれ断層による地震の震

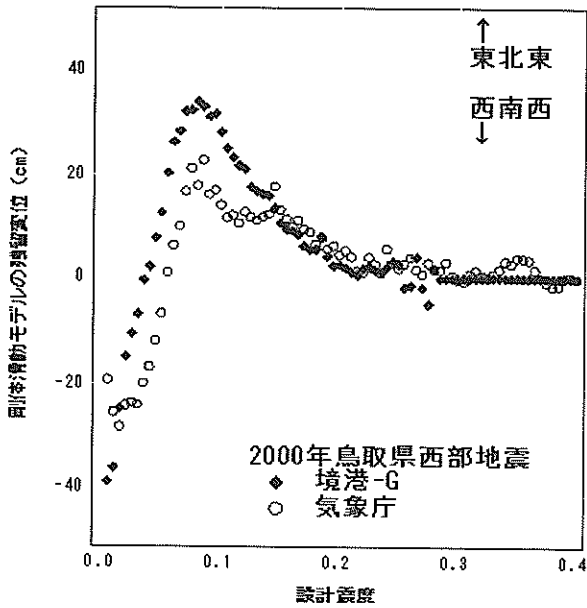


図-4.3.2 剛体滑動モデルの残留変位(鳥取県西部地震)

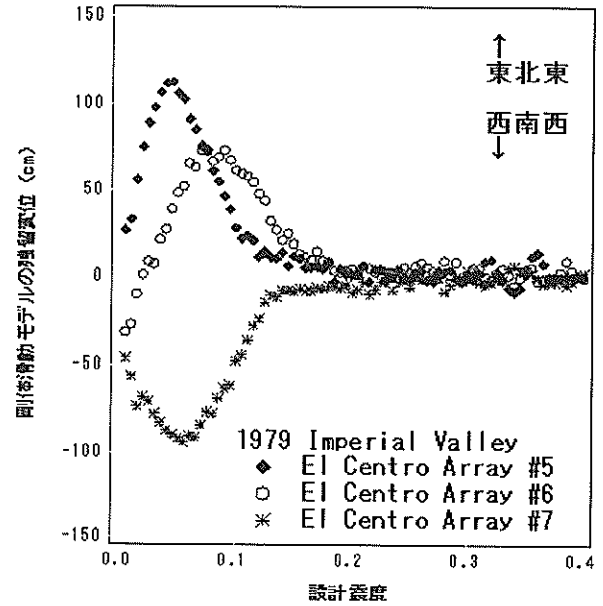


図-4.3.4 剛体滑動モデルの残留変位 (Imperial Valley 地震)

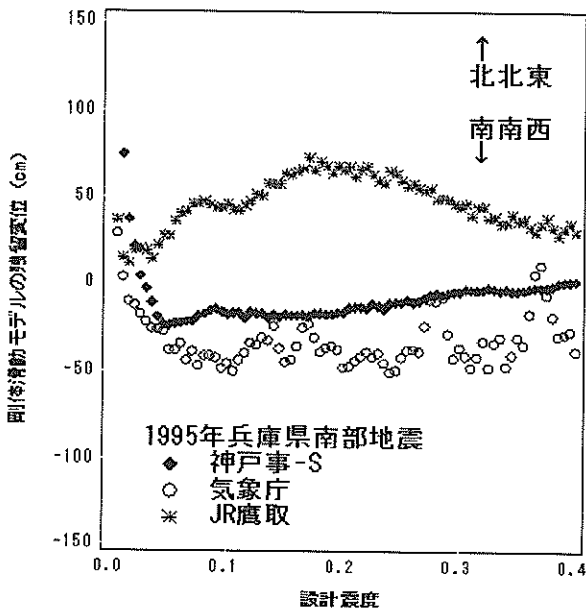


図-4.3.3 剛体滑動モデルの残留変位(兵庫県南部地震)

源近傍の強震記録をいくつか選択して、これを剛体滑動モデルに入力し、このときに生じる残留変位の極性について検討した。

図-4.3.3に1995年兵庫県南部地震の場合を示す。また図-4.3.4に1979年Imperial Valley地震の場合を示す。いずれも、極性については、震源から観測点に向かって右向きを正として図示している。なお、兵庫県南部地震とImperial Valley地震はいずれも右横ずれ断層の地震である。これらの図によれば、同一の地震であっても、剛体滑動モデルに生じる残留変位の向きは地点毎に異なっ

ており、剛体滑動モデルに生じる残留変位の向きを断層の種類(右横ずれ/左横ずれ)等と関連づけて一般的に説明することは残念ながら難しいと考えられる。

以上の考察を要約すれば次の通りである。境港の地震動の特徴として、①震源断層と直交する東北東-西南西の成分が卓越したこと、また、②構造物を東北東側に変位させるような地震力であったことが指摘できる。これらの性質は、境港の被害にも影響を及ぼしている。①の性質については、内陸活断層の大地震には一般的に見られる性質であり、港湾計画等においてこのような性質を活用していくことが可能である。②については、断層の種類(右横ずれ/左横ずれ)等と関連づけて一般的に説明することは残念ながら難しいと考えられる。

参考文献

- 1) 野津厚, 井合進, W.D. Iwan: 震源近傍の地震動の方向性に関する研究とその応用, 港湾技術研究所報告, Vol.40, No.1, 2001年3月, pp.107-167.
- 2) 稲富隆昌, 善功企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高橋伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No.857, 1997年3月.

あとがき

平成12年10月6日13:30頃、鳥取・島根の県境付近を震源とする強い地震が発生した。気象庁発表の震源深さは10km、マグニチュード7.3というものであった。テレビ等で報道された震度階の速報値が6強が二カ所、6弱が7カ所という大きなものであった。

運輸省港湾技術研究所（当時）では、地震直後から企画部長・構造部長・特別研究官（防災担当）の指揮の下に関係研究室を横断的に組織した鳥取県西部地震対応プロジェクトチームを組織し、調査・復旧支援体制を整えた。以下に時系列で対応状況を示す。

平成12年10月6日（金）

13:30 企画部長・構造部長・特別研究官（防災担当）が連絡をとりあい、初動体制を整えた。地盤震動・構造振動・地震防災・動土質研究室が対応について協議・情報収集を実施し、緊急被災調査団派遣を決定。

港湾技術研究所は、研究新館関係の電気工事のため10月7日～10月10日まで停電のため、研修センターに本部を設置することとした。また、土曜・日曜の休日中の連絡網を再度確認した。

18:00 構造部長・構造振動研究室長が、運輸省港湾局技術課・海岸防災課・航空局建設課と対応について協議・情報収集、現地との調整を依頼。米子空港（美保飛行場）の滑走路被災については、緊急に対応する必要があることから滑走路研究室長を、緊急被災調査団とは別に派遣することとした。

20:00 緊急被災調査団結成

山崎動土質研究室長・野津構造部主任研究官・一井地盤震動研究室研究官・田中科学技術振興事業団重点研究支援協力員（構造振動研究室所属）

バックアップおよび調査指揮（研修センター）井合地震防災研究室長・菅野構造振動研究室長・長尾地盤震動研究室長

平成12年10月7日（土）

羽田発出雲行き第一便にて八谷滑走路研究室長が美保飛行場へ、被災調査・暫定復旧に関する技術支援を実施した。

緊急被災調査団は、10:50 出雲空港着、レンタカーにて境港港湾空港工事事務所へ直行。神戸調査設計事務所次長・専任建設管理官と合流し、以後同一行動をとった。

調査地点：境港事務所に設置していた強震計のチェック、美保飛行場、境港竹内地区、ケーソンヤード等を調査

平成12年10月8日（日）

外港地区、外港昭和北、内港地区、江島地区、マリーナ、竹内工業団地を調査
漁港地区については概略調査を実施

平成12年10月9日（月）

空路久里浜へ、研修センターにて被害調査報告書（速報）作成

平成12年10月10日（火）

余震観測および微動観測のために補足調査団を派遣。

長尾地盤震動研究室長・小濱地震防災研究室研究官・西守地盤震動研究室研究員・海老原科学技術振興事業団重点研究支援協力員（構造振動研究室所属）

美保飛行場に地震計を設置し臨時余震観測を開始した。また、各所で微動観測を実施した。

平成12年10月11日（水）

緊急被災調査団の捕捉できなかった地域を中心に調査を実施。

平成12年10月13日（木）

空路久里浜へ、調査概要を報告。

以上に述べた調査団の成果に、第三港湾建設局（当時）から提供された測量結果を加え、被害報告としてとりまとめたものが本資料である。

今回の地震の特性や被災状況については本編を参照いただくこととし、以下においては、調査及びその後のとりまとめを通じての所感を記すこととする。

(1) 数値に踊らされた?

気象庁発表のマグニチュードが 7.3、震源の深さが 10km、また気象庁震度階が 6 強の地域もあることから、実際の被災を調査する前から平成 7 年兵庫県南部地震の被災を越える大きな被災を想定した。しかし、これまでの地震被災程度と比較して、被災程度は大きくなかった。

(2) 地盤構成の経緯

ボーリング柱状図だけでは無く、現場の地質学的な地盤構造・現在の状況に至る地殻変動の歴史・自然堆積か埋立地盤か等に関する情報不足が現地調査における混乱を招いた。沿岸部で大きな加速度が記録されたにもかかわらず、液状化が発生した場所が限られていた。特に自然堆積地盤では液状化の痕跡が見られず、比較的若齢の埋立て地盤では液状化が見られた。今後は、各地の地盤情報データベースに加えて地質学的な変遷に関するデータベースも充実する必要があると思われる。

(3) 液状化と液状化による構造物被害

港湾施設の地震時被災の原因の一つとして「液状化」が挙げられる。本地震においても大規模な液状化が報道等で取り上げられた。これは、地表面に亀裂や噴砂が見られることで液状化が発生したと判断しているものである。要素試験レベルでの液状化現象に関しては精緻な室内試験等により研究が進んでいるが、「液状化」の「構造物への影響」という観点では未だ明らかでない点が少なからずあり、今後の研究課題と言える。

(4) 余震観測の重要性

重要施設が被災した場合に、当該施設に地震計が設置されていない・近隣に適切に地震計が設置されていないなどの場合には、当該施設の被災時の入力地震動を推定することが難しい。今回、美保飛行場のご厚意で臨時余震観測を実施出来た。本編で示したように、近年の地震学の進歩によって、余震から本震を精度良く推定できるレベルに達している。本手法では、これまでの強震観測データを用いることも出来ることから、対象地点の局所的な地盤条件や比較的広域の地盤特性を反映させた入力地震動の設定にも用いることが出来るものと期待される。

(5) 地震動の方向性と被災程度の関係

本地震においては、震源域の断層メカニズムから地震動に強い方向性が観測された。また、この方向性と被災施設の方向性に相関性が見られた。平成 7 年兵庫県

南部地震における神戸港の被災施設でも同様な現象が挙げられている。経済的に耐震性の高い施設を整備するために、対象施設の近隣に高い活動度を有する断層が確認されている場合には想定される断層メカニズムから計算される地震動の方向性も考慮することも重要である。

(5) 無被災施設に関する調査

従来、被災施設については被災原因究明のための調査や復旧のための調査が行われてきた。一方無被災施設については、記録された最大加速度から算定した作用震度が設計震度よりも大きくても詳細に調査されることは無かった。今回の地震においても、記録された加速度はかなり大きいものであったが、被災程度の小さかった施設も多々見られた。加速度と被災程度の相関性が余り無いこと・周波数成分の影響が大きいこと等は、従来から学会等で発表されているが、解明には被災・無被災の綿密な比較検討を実施する必要があるものと考えられる。

(2001 年 8 月 31 日受付)

謝辞

本報告書の取りまとめは、独立行政法人港湾空港技術研究所・国土交通省国土技術政策総合研究所（横須賀）・独立行政法人水産工学研究所が実施した。しかし報告書の大半を占める被災データは中国地方整備局管内（旧第三港湾建設局管内）の関係事務所・各港湾管理者から提供されたものである。執筆者らは、緊急被災調査団としての調査データと、提供された現場のデータを基に、本報告書ととりまとめたものである。復旧工事等でお忙しい中、貴重な被災データを収集していただいたことに御礼申し上げる次第である。

また、地震記録は関係各機関で取得されたものを提供いただいている。耐震工学の発展には、数多くの生の地震記録が欠かせないものであり、ご協力に感謝する次第である。

港湾空港技術研究所資料 No.1015

2001.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL. 0468(44)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 シーケン

Copyright © (2001) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事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。