

## 5.1 はじめに

平成7年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震によって神戸を中心とするいわゆる近代都市が直下型地震に極めて脆弱であることを露呈した。なかでも、我が国の最重要港の一つである神戸港は、その大半の港湾施設が被災し、港湾機能はほとんど麻痺状態に陥った。神戸港の岸壁の90%を占めるケーソン式重力式岸壁は滑動、前傾、沈下を伴う深刻な被害を受けて使用不能となったため、コンテナ貨物の輸送は深刻な影響を受け、ひいては日本経済に大きなダメージを及ぼすこととなった。ウォーターフロント部会では表5.1に示したワーキンググループを組織し、岸壁・護岸線の被災状況、ウォーターフロント域に所在する危険物取扱施設の被害状況、ならびに防波堤被害状況・海底地盤変状に関する調査を実施し、被災のメカニズムの解明、復旧にあたっての方針に焦点を絞って本稿をまとめた。

ウォーターフロント地域に関する問題のうち、液状化の問題は「液状化と地盤変状」部会が、護岸線に近接した構造物との相互作用の問題は「構造物基礎」部会、「建物と建築基礎」部会、あるいは「施工中の構造物」部会が、ライフラインに関する問題は「ライフライン」部会が取り扱うこととする。

表5.1 ウォータフロント部会委員・ワーキング委員

主査委員	嘉門雅史（京都大学防災研究所）	WG委員	内山 伸（清水建設）
主査委員	伊勢村邦郎（日建設計）	WG委員	勝井秀博（大成建設）
委員	澤 孝平（明石工業高等専門学校）	WG委員	岸田隆夫（東亜建設工業）
委員	岡本 厚（京都大学工学部）	WG委員	北森一郎（佐伯建設工業）
委員	関口秀雄（京都大学工学部）	WG委員	黒田修一（建設企画コンサルタント）
委員	山下隆男（京都大学防災研究所）	WG委員	小池 武（川崎製鉄）
委員	建山和由（京都大学工学部）	WG委員	高橋嘉樹（不動建設）
委員	三村 衛（京都大学防災研究所）	WG委員	田村 保（五洋建設）
委員	北 勝利（京都大学防災研究所）	WG委員	土岐晃生（浅沼組）
委員	勝見 武（京都大学防災研究所）	WG委員	楠部義夫（大林組）
委員	小林俊一（京都大学工学部）	WG委員	東尾啓司（鹿島建設）
委員	橋本邦俊（三洋テクノマリン）	WG委員	松岡清一（銭高組）
委員	末岡 徹（大成建設）	WG委員	三宅達夫（東洋建設）
WG委員	松田 博（山口大学工学部）	WG委員	森 伸一郎（飛鳥建設）

## 5.2 ウォータフロントにおける地盤の特徴

神戸市、阪神間の諸都市は、山麓扇状地と旧海岸線との間の狭隘な沖積低地に集中しており、地表面付近には主として砂質土が分布している。神戸・阪神間のウォーターフロントの埋立地の分布を図5.1に示す。図中点線で旧海岸線を示している。埋立地部では旧海底からN値0～1の軟弱な沖積粘土層が厚く堆積しており、ポートアイランド南端付近ではその層厚は15m以上に達している。この沖積粘土層はMa13層と呼ばれるもので、Ma13層の下位には薄い砂層もしくは砂層と粘土層の互層が分布している。神戸地盤の詳細については、関西地盤<sup>1)</sup>を参照されたい。

神戸港は水深が深く、短期間の埋立にあたって必要となる多量の土砂の確保が問題となったが、六甲山系の背山を土採り場として利用し、この跡地を有効に活用する、いわゆる臨海部と内陸部で同時に土地を生み出す開発手法によって埋立が推進された。表5.2に1953年以降の神戸・阪神間の埋立事業の概要を示

す<sup>2)</sup>。第1期事業は1953年から1970年にかけて行われた。この時期に埋め立てられたのは、外浜、駒ヶ林南、刈藻島といった神戸市西部の地域、および住吉浜、御影浜、魚崎浜、深江浜などである。

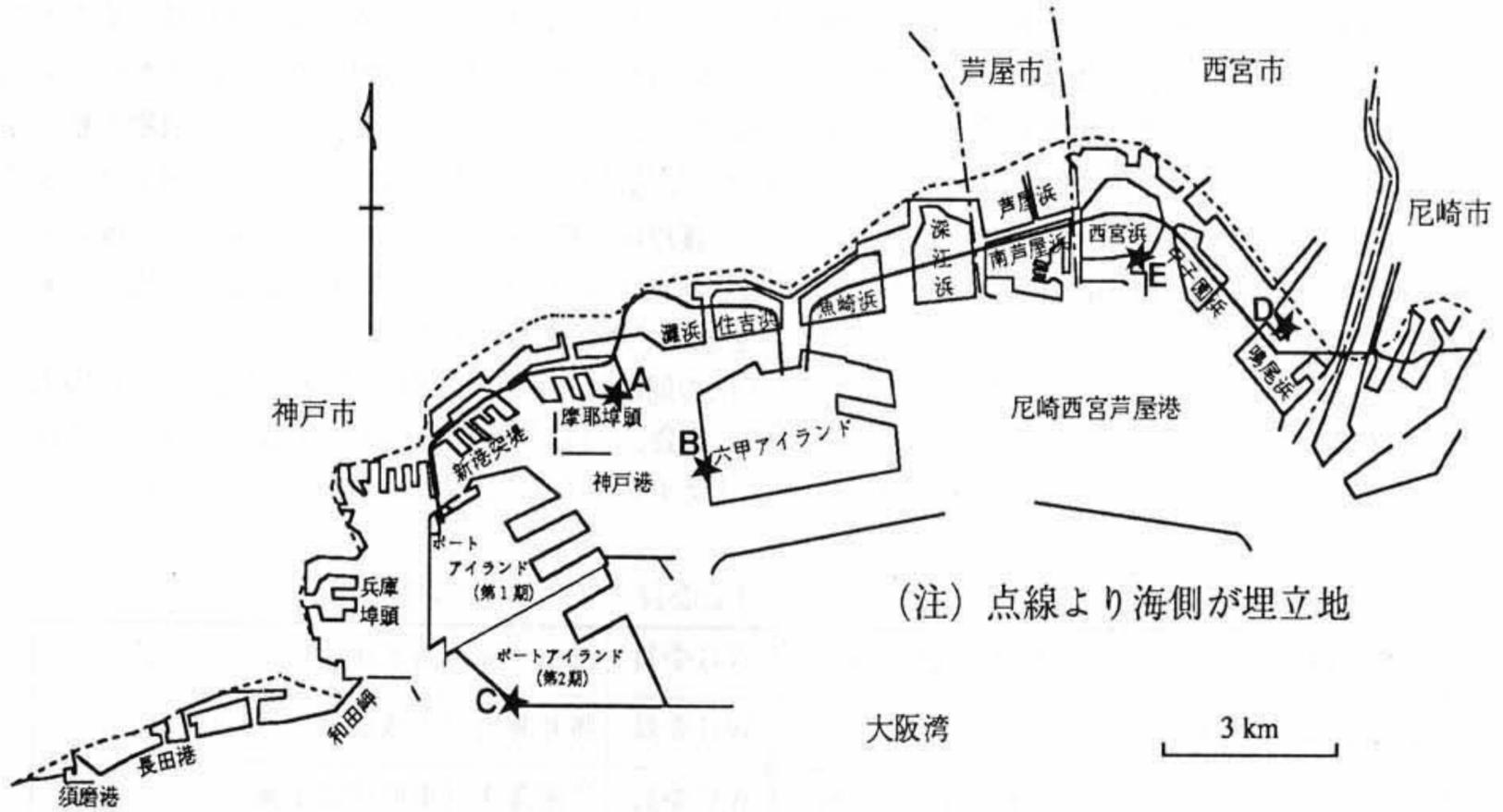


図5.1 神戸・阪神間の埋立地

表5.2 神戸・阪神間の埋立地造成の概要<sup>2)</sup>

埋立地名	事業主体	期間	埋立材料	埋立材料採取地	
第1期	外浜	神戸市	1957～1967	六甲花崗岩	神戸市須磨区
	駒ヶ林南	〃	1957～1967	〃	〃
	刈藻島	〃	1963～1968	〃	〃
	遠矢浜	〃	1960～1966	〃	〃
	灘浜東	〃	1953～1967	〃	神戸市灘区
	御影浜	〃	1960～1968	〃	〃
	住吉浜	〃	1960～1968	〃	〃
	魚崎浜	〃	1961～1968	〃	神戸市東灘区
	深江浜	〃	1964～1970	〃	神戸市須磨区
第2期	ポートアイランド	〃	1966～1980	六甲花崗岩	神戸市須磨区
	六甲アイランド	〃	1972～1990	六甲花崗岩、神戸層群	神戸市須磨区、西区
	ポートアイランド (第2期)	〃	1986～	神戸層群	神戸市西区
摩耶埠頭	運輸省	1959～1967	六甲花崗岩、海砂	神戸市灘区、神戸港	
芦屋浜	兵庫県	1969～1975	海砂、領家花崗岩	淡路島、岡山県	
南芦屋浜	〃	1971～	領家花崗岩	淡路島	
西宮浜	〃	1971～1992	〃	〃	
甲子園浜	〃	1971～1994	〃	〃	
鳴尾浜	私企業	1967～1975	〃	〃	

ポートアイランド、六甲アイランドという大規模な埋立地は第2期に属しており、1966年から埋立事業が開始され、現在はポートアイランド第2期工事が進行中である。第1期埋立が主として神戸港の港湾施

設の拡充、下水・ごみ焼却場の建設といったいわゆる高度経済成長に伴う基盤整備に主眼を置いたものであったのに対し、第2期埋立は神戸港の拡充とともに情報・文化の交流拠点の建設という、より高度に成熟した目的を持って進められた。県東部の芦屋、西宮市においても南芦屋浜、西宮浜、甲子園浜といった埋立地が近年続けて造成され、阪神高速道路湾岸線がこれらを結ぶ動脈として大阪～神戸間を結んでいる。埋立材料の特徴は、地域性を反映して花崗岩、まさ土が中心となっているが、比較的古い埋立地が六甲花崗岩で造成されているのに対し、新しい埋立地には六甲花崗岩だけでなく、大阪層群や神戸層群の土、淡路島の領家花崗岩なども用いられている。このように、神戸周辺の埋立地は主として六甲山系に多く見られる風化花崗岩であるまさ土によって形成されている。従来、まさ土は液状化に対しては強い材料と言われてきた。ところが、今回の兵庫県南部地震によって、神戸・阪神間のまさ土による埋立地を含む広い範囲で液状化現象が確認されている。また非常に細かい成分も噴砂痕から発見されている。

### 5.3 岸壁・護岸の被災状況

兵庫県南部地震によるウォーターフロントにおける被害は、岸壁、護岸、防波堤、連絡橋等といったケーソンやブロックを用いた重力式構造物において顕著である。特に設計震度の小さい構造物は軒並み被害を受けたが、一方で耐震強化岸壁の被害はほとんどみられなかった。共通する被災形態として、ほとんどのケーソンが、激しい地震力に起因する慣性力によって側方移動し、傾斜、沈下、背後地盤の陥没を伴って港湾施設の機能を著しく阻害する結果となった。本節では、岸壁構造物の被害状況を地区別に紹介し、その変状パターン、復旧断面等について議論する。

#### 5.3.1 神戸港の被災状況

我が国の最重要港の一つである神戸港は、その大半の港湾施設が被災し、港湾機能はほとんど麻痺状態に陥った。神戸港の岸壁の90%を占めるケーソン式重力式岸壁は滑動、前傾、沈下を伴う深刻な被害を受けて使用不能となったため、コンテナ貨物の輸送は深刻な影響を受け、ひいては日本経済に大きなダメージを及ぼすこととなった。

神戸港の海底地盤は、粘土およびシルトからなる層厚10～20mの沖積粘土層が堆積しており、その下位には砂と砂礫よりなる粗粒堆積物が存在し、さらに洪積層が存在する。この互層の上部は杭基礎の支持層であり、沖積粘土層下面の排水層としても機能する。互層の下部には層厚が20～30mのMa12層と呼ばれる洪積粘土層があり、その下は再び粘土/砂の互層になっている。水深は10～15mであるが、洪積層はポートアイランドと六甲アイランド間で著しい標高変化を生じており、また南北方向にも急激な深度変化を生じている<sup>1)</sup>。表5.2からもわかるように、埋立に用いられた土は、ポートアイランドでは主としてまさ土であるのに対して、六甲アイランドでは、埋立て当初、北部でまさ土と神戸層群を併用して用い、その後は島全体にわたって神戸層群が用いられた。埋立て土の粒度は一般に神戸層群は細粒分が多く液状化しにくいのに対して、まさ土は水中投入状態では十分な密度が得られない。そのため特にポートアイランドでは島内の広範囲で液状化が生じた。

摩耶埠頭第3突堤（図5.1のA点）の震災前の標準断面を図5.2に示す。この岸壁は、旧第3、第4突堤（セル構造の楕型突堤）を連結させて埠頭用地を広げたものであり、岸壁を前面に拡張するにあたり、旧突堤部分では海底面に捨石が既にあったために、サンドコンパクション（SCP、改良率70%）が地盤改良として用いられた。これに対して突堤間では、従来通り、床掘置換砂上の捨石マウンドにケーソンが設置された構造となっていた。図5.3に被災断面と復旧断面の一例を併せて示す。被災のパターンは、ケーソンが前面に変位し、かつ沈下と傾斜が発生していることと、

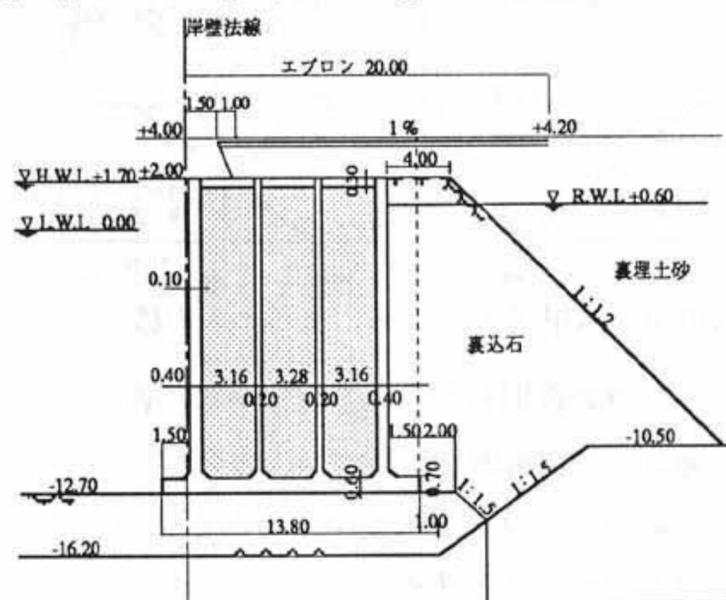


図5.2 摩耶埠頭第三突堤の標準断面

ケーソンの変位に伴って背面の埋立地盤が大きく陥没しているという点で、今回見られた典型的な重力式岸壁の崩壊パターンを踏襲したものとなっている。また被災の程度は、SCP施工部分の方がかなり軽微であり、砂置換工法との違いが顕著であった。岸壁の復旧に際しては、変位したケーソンの前面に鋼管杭で支持されたPC桁栈橋を前出しし、同時に背面埋立の一部を水砕スラグで置換することによって土圧軽減を図っている。またケーソン前面には新たに捨石を投入し、受働抵抗を増大する措置がとられている。

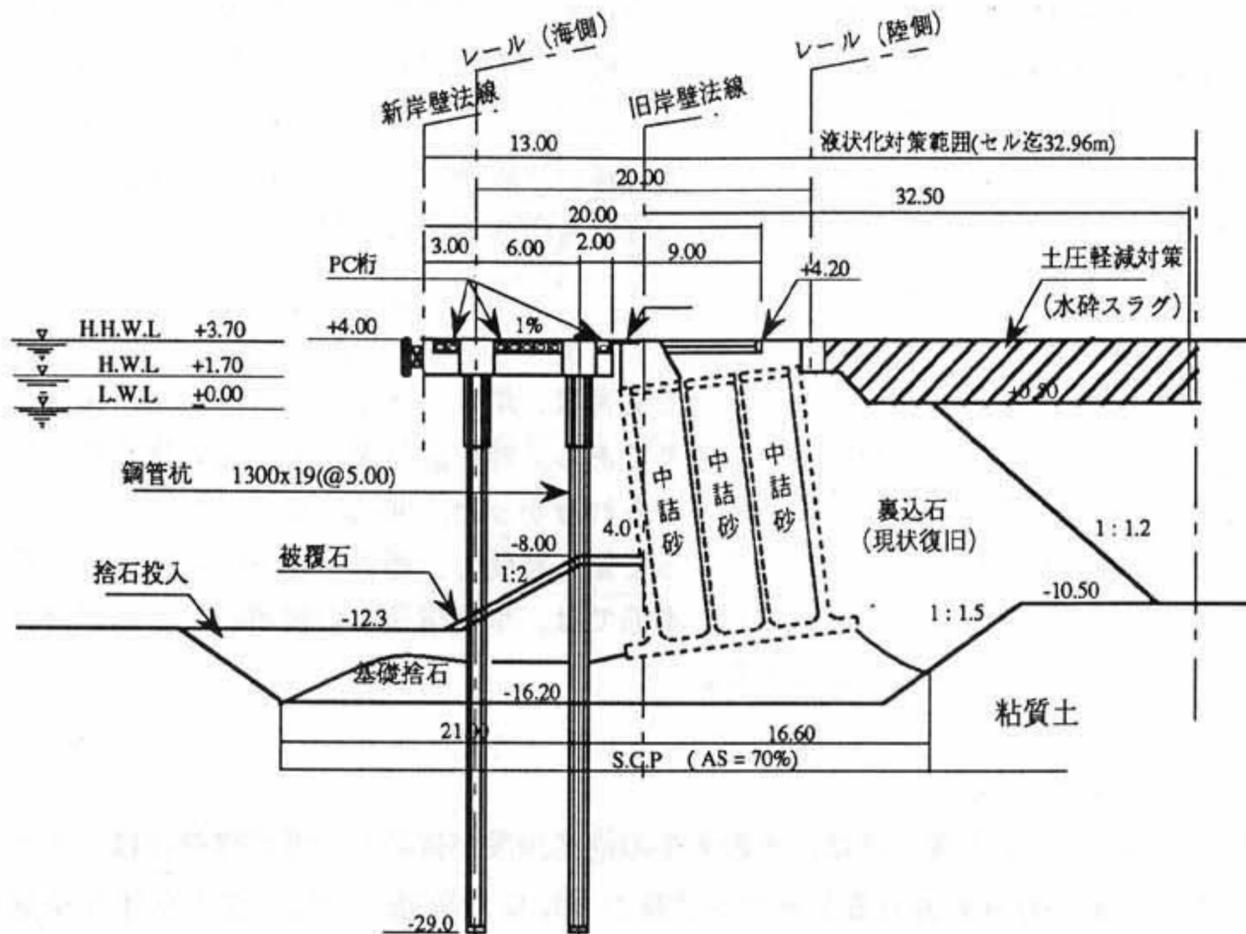


図5.3 摩耶埠頭第三突堤の被災・復旧断面

六甲アイランドC1バース (図5.1のB点) の標準断面を図5.4に示す。ここでは、海底表層に堆積している軟弱な沖積粘土層が砂置換され、その上に作られた捨石上にケーソンが設置されるという典型的な神戸港の岸壁構造となっている。背面埋立地はサンドドレーンおよびサンドコンパクションパイルによる地盤改良が施工されている。摩耶埠頭同様、六甲アイランドC1バースも設計震度は0.15となっている。代表的な被災断面を図5.5に示す。沈下を伴ったケーソンの前面側への滑動が生じており、これに伴って背面埋立地に陥没が認められる。地盤変状の影響範囲は岸壁法線からおよそ60m後方に達している。

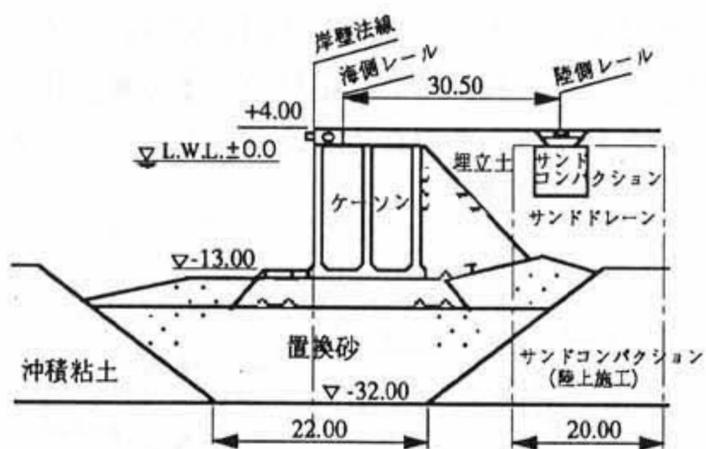


図5.4 六甲アイランドC1バースの標準断面

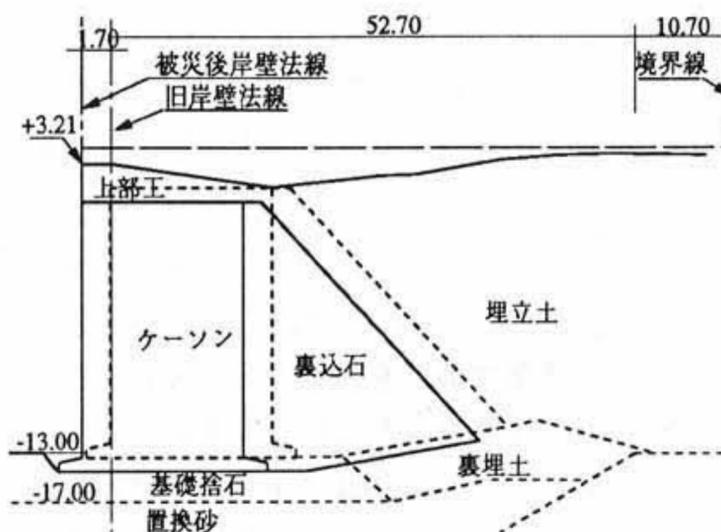


図5.5 六甲アイランドC1バースにおける被災の一例

当該岸壁の復旧断面を図5.6に示す。被災前の岸壁法線から28m前面に新規護岸法線を前出しし、同規模の新設ケーソンを設置する方法が採用された。同時に新設ケーソン下部の沖積粘土層を置換率70%のサンドコンパクションパイル工法で強化し、新設ケーソン直下への摩擦増大マットの敷設、および2つのケーソンの間に新たに間詰石を投入することにより、既存の構造体の水平抵抗力を増大させ、新設ケー

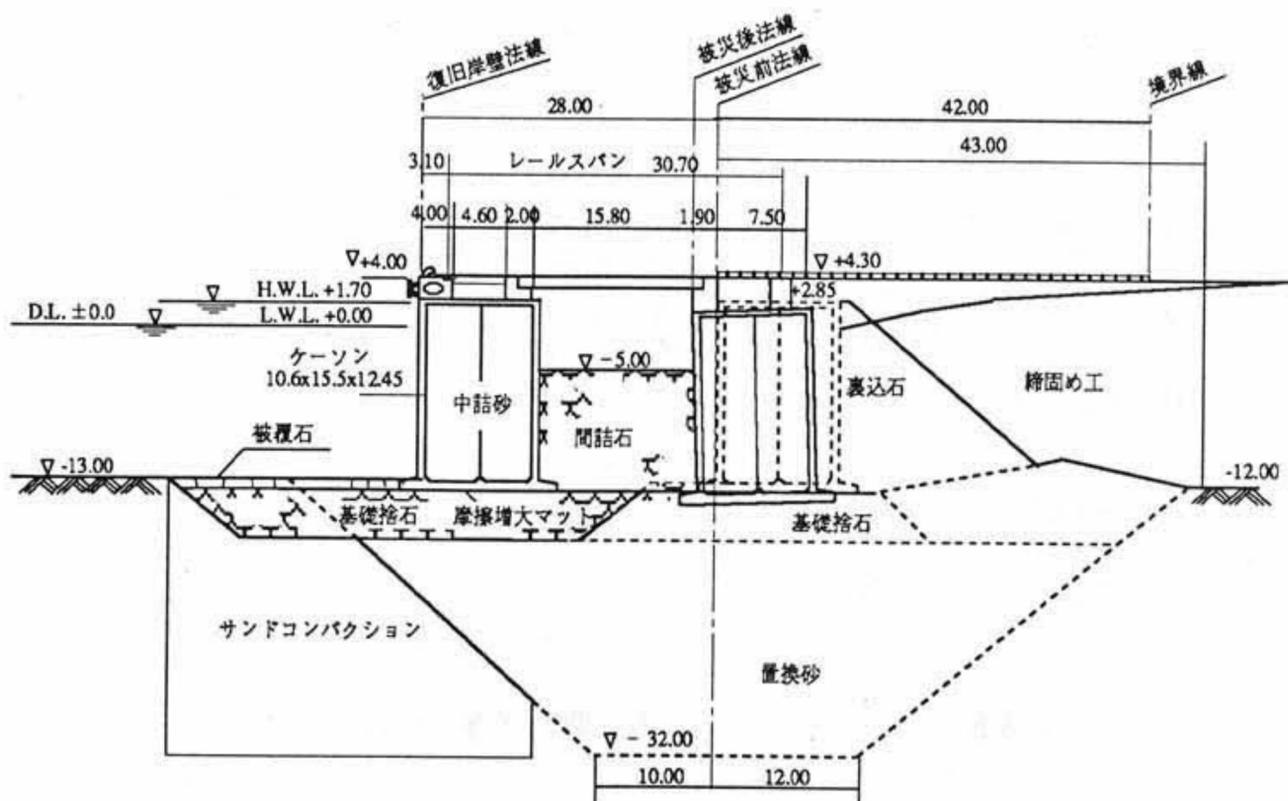


図5.6 六甲アイランドC1バースの復旧断面

ソンの水平土圧を低減している。

ポートアイランドII期の西南部護岸約2,400m区間（図5.1のC点）は、神戸港での標準的な型式であるケーソンを用いた重力式構造である。被災状況としては、ケーソンが海側に移動すると共に沈下しており、背面地盤も沈下している。ケーソンの移動は、コーナー部で特に大きく、目地の開きを伴っている。ケーソンの移動量は、特に移動量の大きいコーナー部で4.0m～6.5m程度で、目地の開きも最大1m程度である。一般部では、西護岸で1.5m～3.5m程度、南護岸で2.5m～4.0m程度であり、西護岸に比べて南護岸の移動量が大きく、「南北から30°程度反時計まわりに振った方向の地震動が卓越していた。」とされる地震の動きとうまく整合している。一方、沈下量はコーナー部で1.0m～3.0m程度、一般部で1.0m～2.0m程度であり、移動量とちがい西護岸と南護岸に明瞭な違いは認められない。また、背面地盤の沈下量は2～3mである。最も被害の大きかったコーナー部の被災断面を図5.7に示す。

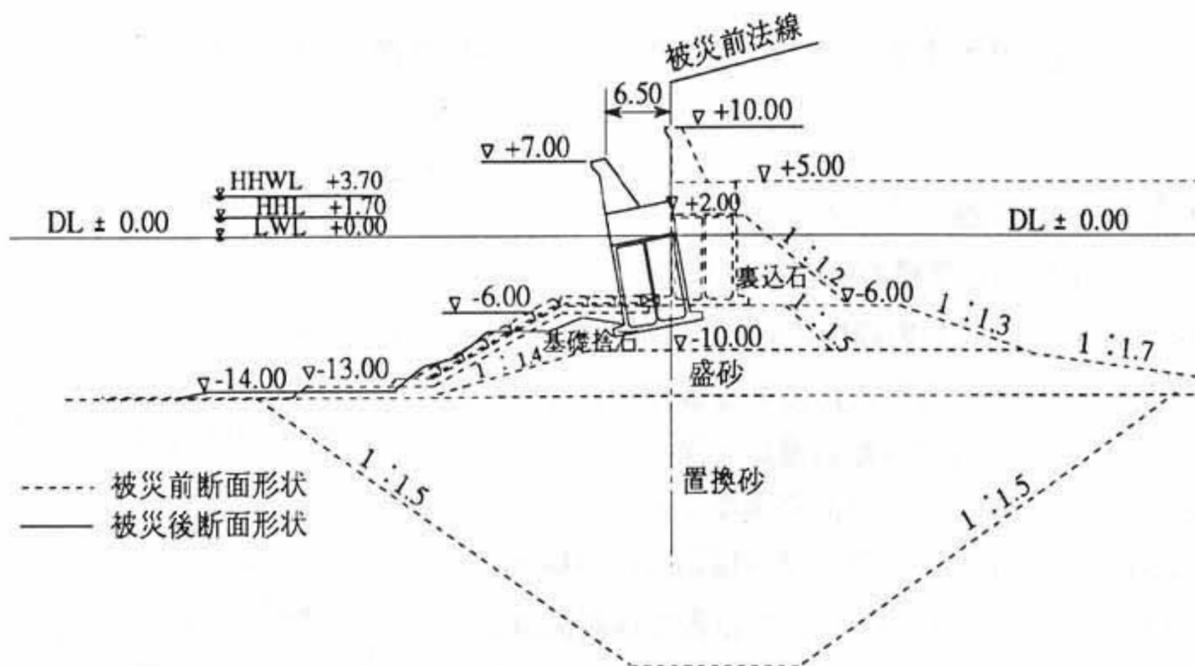


図5.7 ポートアイランド第2期西南護岸の被災

当該地区における岸壁の復旧方法は、既設ケーソンを元位置に残置し、上部コンクリートを嵩上げ復旧すると共に、必要に応じ捨石マウンドを設置し、岸壁全体の安定を図るものとなっている。捨石マウンドを設置するのは、南護岸全体とコーナー部および西護岸の両端部である。捨石マウンドを設置する断面の代表としてコーナー部の復旧断面を図5.8に、捨石マウンドを設置しない断面の代表として西護岸標準部の復旧断面を図5.9に示す。

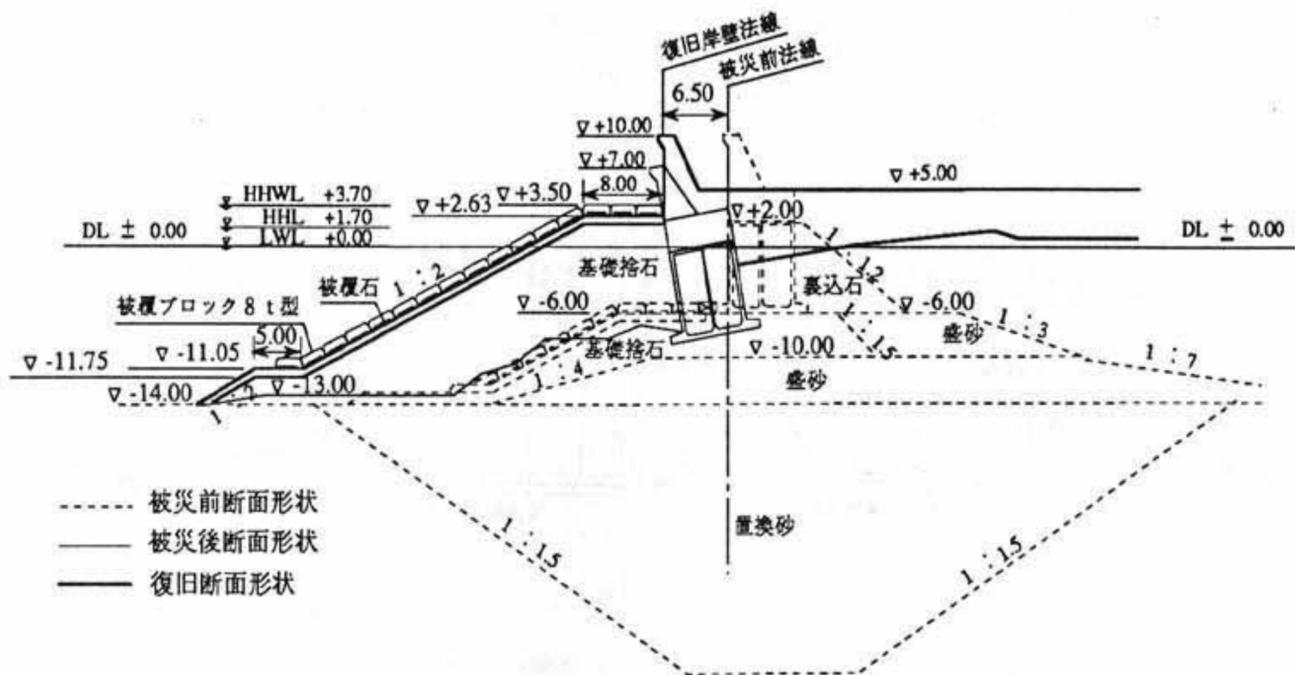


図5.8 ポートアイランド第2期西南護岸の復旧断面

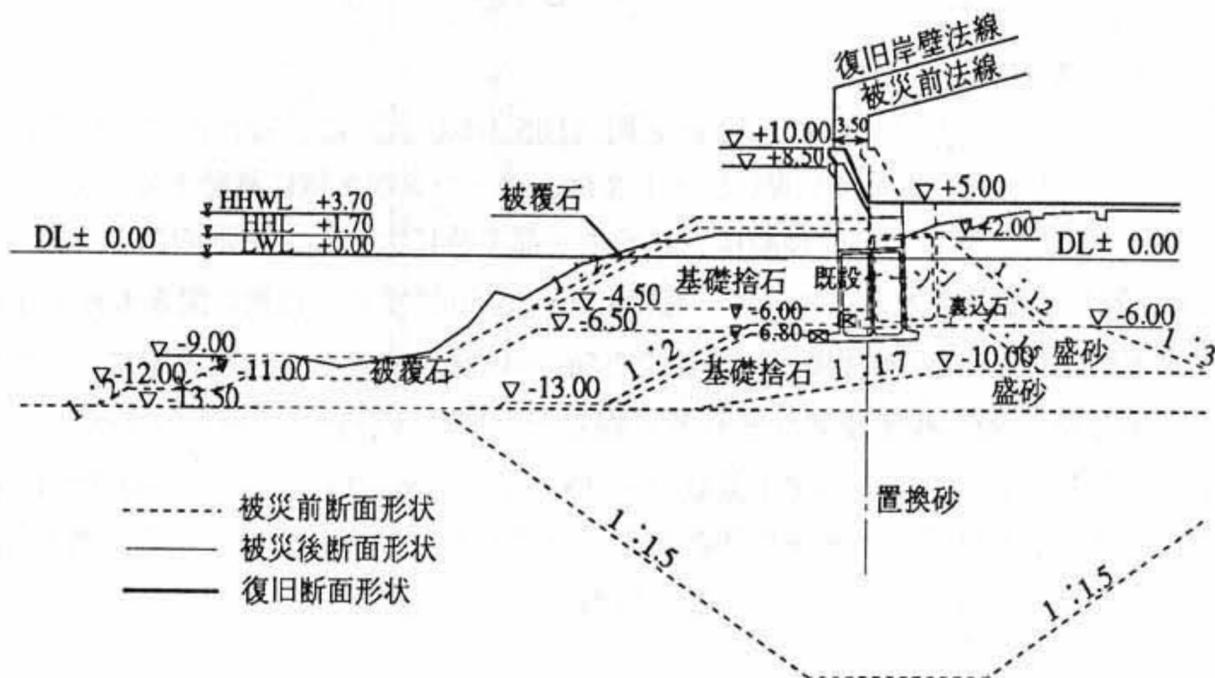


図5.9 ポートアイランド第2期西護岸の復旧断面（捨石マウンドなし）

### 5.3.2 尼崎・西宮・芦屋港

#### (1) 鳴尾浜埋立地内C1、B3岸壁の被害状況

鳴尾浜埋立地（図5.1のD点）の岸壁、護岸は図5.10の平面図に示すように、C1、B3岸壁、東南の角にある鋼管杭による棧橋式耐震岸壁および東南の角の石積み傾斜護岸を除いて、ほとんどがケーソンによる重力式岸壁もしくは直立護岸である。これらのケーソン岸壁・護岸、耐震岸壁および石積み傾斜護岸の標準設計断面については文献3)を参照されたい。本報告では鋼矢板式岸壁であるC1岸壁および置きセル方式の鋼矢板セル重力式岸壁であるB3岸壁の被害状況について述べる。C1岸壁の標準設計断面図は図5.11に示すように、原地盤である沖積粘土性土層の下端まで淡路産の山砂で置換し、その中へ長さL=16m、YSPU-15型の鋼矢板を打設して岸壁としている。この鋼矢板は20m陸側に打設

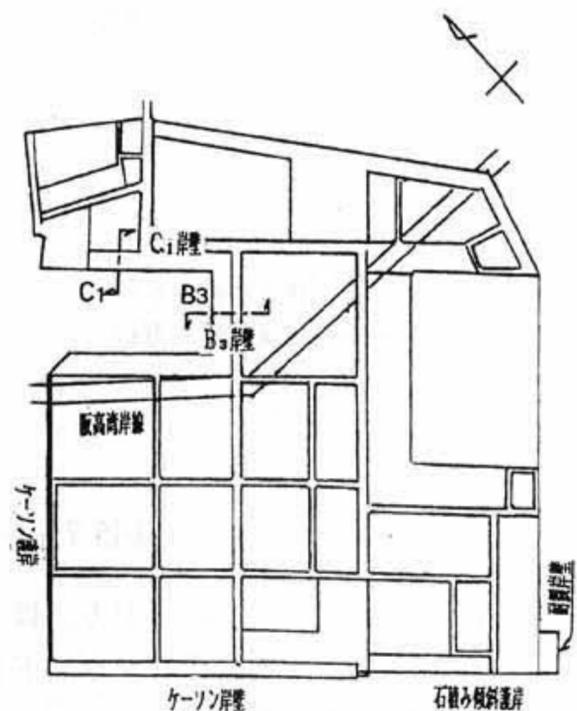


図5.10 鳴尾浜埋立地平面図

されたSTK-41型（直径 $\phi = \phi 457.2\text{mm}$ 、肉厚 $t = 10\text{mm}$ 、長さ $L = 13\text{m}$ ）の鋼管杭と直径 $\phi = 45\text{mm}$ のハイテンションタイロッドで結ばれている。置換砂層のN値はO.P.-18.5mまで10前後の様な地盤である。地震後の水平変位量を表5.3に示す。変位の特徴として、岸壁前面から背面側20mまではタイロッドに連結されて一体として変位しており、岸壁前面の水平変位量は岸壁背面の20m～35mまでの間に生じた水平変位量の総和として表れている。また、C1岸壁法線中央附近の岸壁背面20mの位置では最大17cmの段差を生じているが、岸壁としての機能にはほとんど支障ない。

B3岸壁の標準設計断面は図5.12に示すように、置換砂地盤上に直径 $D = 9.0\text{m}$ の鋼矢板セルを設計し、セル前面に沿わせて、直径 $\phi = 405.4\text{mm}$ 、肉厚 $t = 9.5\text{mm}$ 、長さ $L = 12.0\text{m}$ の諸元をもつ鋼管杭を4m程度の根入れ長を持つように打設している。岸壁延長は200mである。B3岸壁の被害状況はC1、B3岸壁の交点のB3岸壁の鋼管杭部が海側へ17cm、その交点からB3岸壁延長方向へ30mの地点で海側へ25cmの水平変位を起こしているが、この交点から50m離れた位置からは岸壁の水平変位は認められない。なお、鋼矢板セルはほとんど変位していないが、鋼矢板セルの背面から45m間での陸側は10cm～15cm沈下しており、多量の噴砂が認められた。この領域は3m～13.5m厚さの置換砂層状に位置しており、置換砂の液状化による沈下と考えられる。C1、B3両岸壁は震災復旧の基地として関係多方面に利用されている。

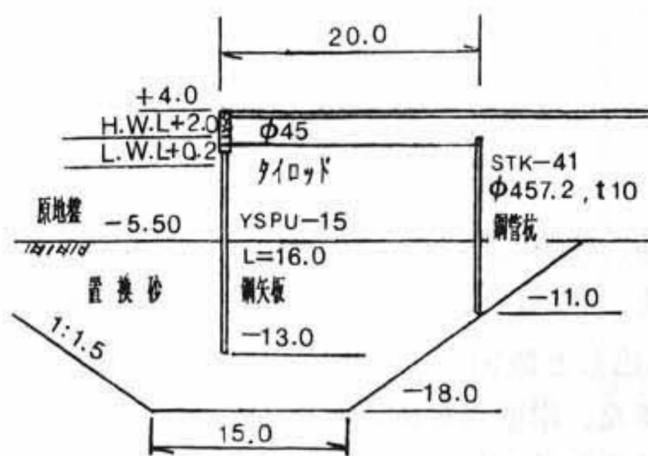


図5.11 鳴尾浜C1岸壁標準断面

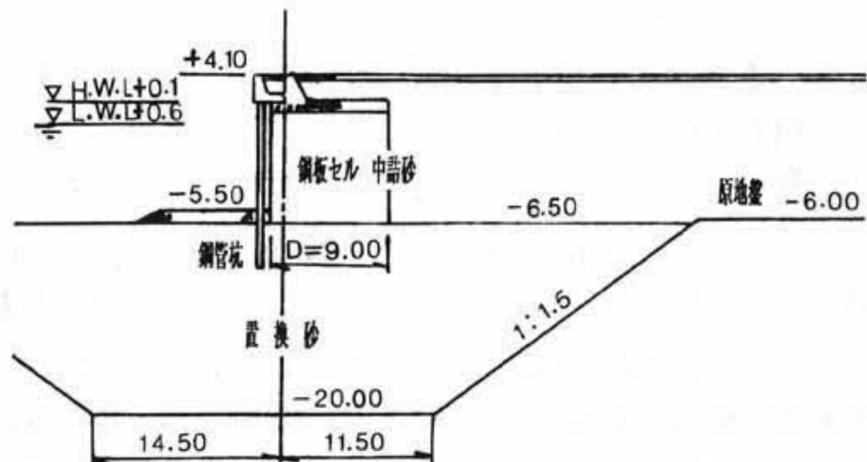


図5.12 鳴尾浜B3岸壁標準断面

表5.3 鳴尾浜C1岸壁の水平変位

C <sub>1</sub> , B <sub>3</sub> 岸壁の交点 からの距離(m)	岸壁前面からの各距離における水平変位量(cm)					岸壁前面の 水平変位量(cm)
	20.0m	23.4m	26.8m	30.2m	33.6m	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	5.0	1.5	4.5	2.0	0.0	13.0
96	20.0	0.0	0.0	0.0	4.5	24.5
168	10.0	3.0	4.5	5.5	2.5	25.5
340	17.0	5.5	0.0	0.0	0.0	22.5

## (2) 西宮浜岸壁

西宮浜南側の第215岸壁（図5.1のE点）の断面を図5.13に示す。同図において、実線で示した部分は地震以前の断面を、破線で示した形状は被災断面を表している。この岸壁は元々いわゆる重力式岸壁で、今回の地震で大きな被害を受けた神戸・阪神間の多くの重力式岸壁の場合と同様、ケーソンが大きな地震力によって海側に側方移動し、先端部が捨石マウンドにめりこんで、いわゆる前のめり状態となっていることがわかる。これに伴って、背面の埋立部には護岸と平行にクラックや陥没が発生している。非常に強度の小さい置換砂、背面の埋立地の液状化発生の有無、また発生していた場合、それが岸壁の変状にどのように寄与したのか、また捨石マウンドへのケーソンのめりこみを誘発した、前面端趾圧の減少のメカニズム等については、解明されていない部分が多く、研究課題として残されている。復旧にあたっては、被災したケーソンの前面に鋼矢板と鋼管杭によって支持された栈橋（13.3m）を新設し、耐震性を高めた構造

体とした。特に斜杭は地震力によって海側へ滑動しようとする構造体の動きを抑える効果を期待されている。また被災ケーソンと鋼管杭との間には捨石を投入して両者に一体性を持たせている。

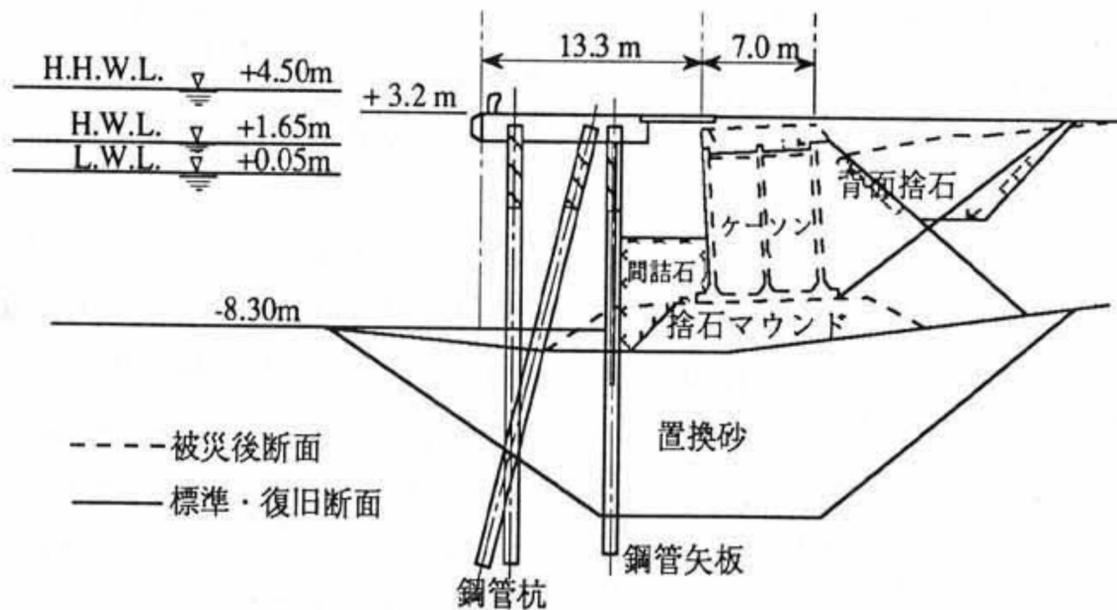


図5.13 西宮浜第215岸壁の被災・復旧断面

### 5.3.3 その他の地区における港湾等

#### (1) 明石・加古川地区の港湾

##### (a) 概要

震源地に近い明石市（直線距離で約6km）より西には明石港、林崎漁港、江井ガ島港、魚住漁港が配置され、さらに西には3つの埋立人工島よりなる東播磨港がある。各港湾共に岸壁、護岸、防波堤に被害を受けているが、大部分は数cm～数10cm程度の海側へのはらみ出しと数10cmの天端沈下が生じ、エプロン部や舗装の破壊、物揚場上部工の傾斜や破損を伴っている。また、岸壁後背地に液状化が発生している箇所もある。栈橋形式の岸壁や杭基礎を有する護岸構造物には被害が見られなかった。

復旧工事は、10cm程度の沈下や水平移動については、差し筋による補強、クラックの充填、不陸修復が行われた。岸壁としての重要度、前面海域の余裕、被害の程度に応じて、消波ブロック、方塊ブロック、補強コンクリート、ケーソンなどで新たに護岸を設置して復旧された例も多い。

ここでは、この地区で最も被害の大きかった東播磨港の加古川地区のケーソン岸壁について述べる。

##### (b) 加古川地区の岸壁の被害状況と復旧工事

図5.14は、加古川地区の埋立地を囲む岸壁の内、大きな被害を生じた東岸壁と南岸壁の平面図である。東岸壁の内E1岸壁は鋼矢板控え版式岸壁であり、E2はケーソン控え杭式岸壁である。どちらも、控え版または控え杭が効果的に働いたのか被害はほとんど見られなかった。E3～E5は重力式ケーソンであり、一函の質量は中詰め土を含めて約4,500 t、高さ約17mの巨大なものである。この内、E3、E4岸壁が延長600mに渡って最大14.6m海側に水平移動し、エプロン敷が水没した。ケーソンの沈下はほとんど観測されていない。南岸壁は重力式ケーソン構造であり、一函当りの質量は450 t、高さ約10mである。この内S1、S2岸壁が地震により延長630mに渡って海側に最大約16.6m水平移動し、エプロン敷および防潮堤の一部が水没した。地震の記録としては、これらの岸壁から水平距離で約1km離れた埋立地内で、水平加速度249ガルが観測されている。これらのケーソンは海底地盤を浚渫した後硬質の洪積砂礫層上に設置されている。この洪積層はN値が50以上であり、構造物の支持地盤として問題がない地盤である。被害を受けたケーソンの移動が水平方向にのみ著しく、鉛直方向の沈下がほとんど生じなかったのは、このN値50以上の洪積層のためである。ケーソンは地震の上下動に伴う鉛直方向の力により持ち上げられ、水平方向の力により洪積砂礫層上を滑ったものと考えられる。また、被害を受けた岸壁後背地には液状化の痕跡が認められている。

岸壁の設計水平震度は、E1～E4（1970年竣工）が0.12、E5（1980年竣工）が0.15、S1～S2（1970年竣工）・S3（1971年竣工）が0.10である。同一の断面形状であるにもかかわらず、E3、E4岸壁は被害を受け、E5岸壁には被害が生じなかったのは、この設計水平震度の違いと考えられる。さらに、E5岸壁の裏込め材料は高炉スラグであり、液状化が発生しなかったことも地震力に耐えられた原因である。一方、南岸壁の内S3岸壁は後背地をスクラップヤードとして利用するために、設計上載荷重を他の岸壁の2倍（ $6 \text{ tf/m}^2$ ）としていたところ、地震発生時には上載荷重が0であったため、この設計上載荷重が安全側に働き、被害が生じなかったと考えられる。図5.15は東岸壁E3、E4の被害断面とその復旧方法を示したものである。被災したケーソンは撤去した後、岸壁法線を被災前より約20m海側へ出し、鋼管矢板、鋼管杭、ならびにボックスビームにより栈橋形式の岸壁とされた。設計水平震度は0.20を採用している。南岸壁S1、S2は、岸壁法線が元の位置とし、ボックスビームの代わりにタイケーブルとしている。民間工場を早急に平常稼働状態にするため、急速な復旧作業が要求され、地震後わずか6ヶ月余りで完成された。

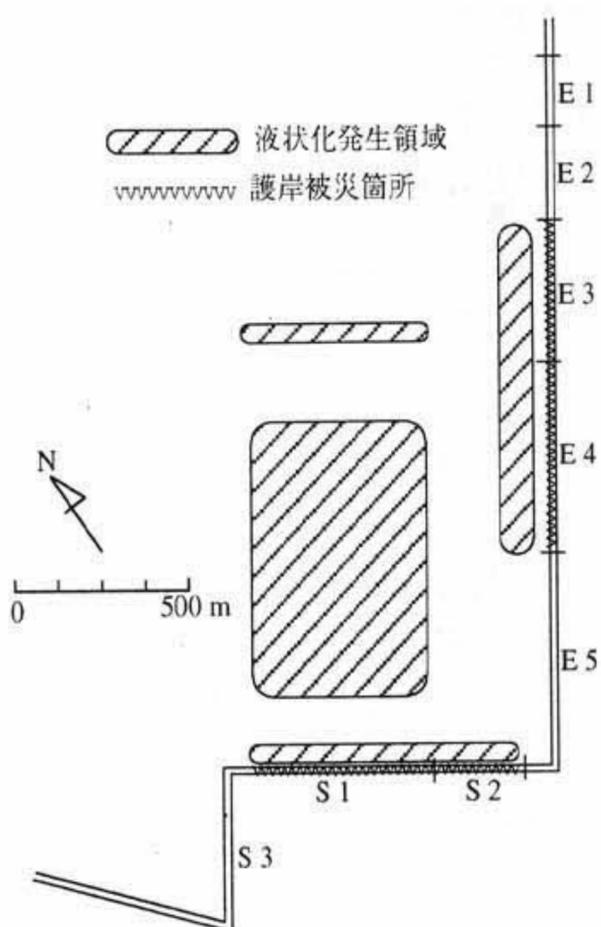


図5.14 加古川埋立地東岸壁、南岸壁の平面図

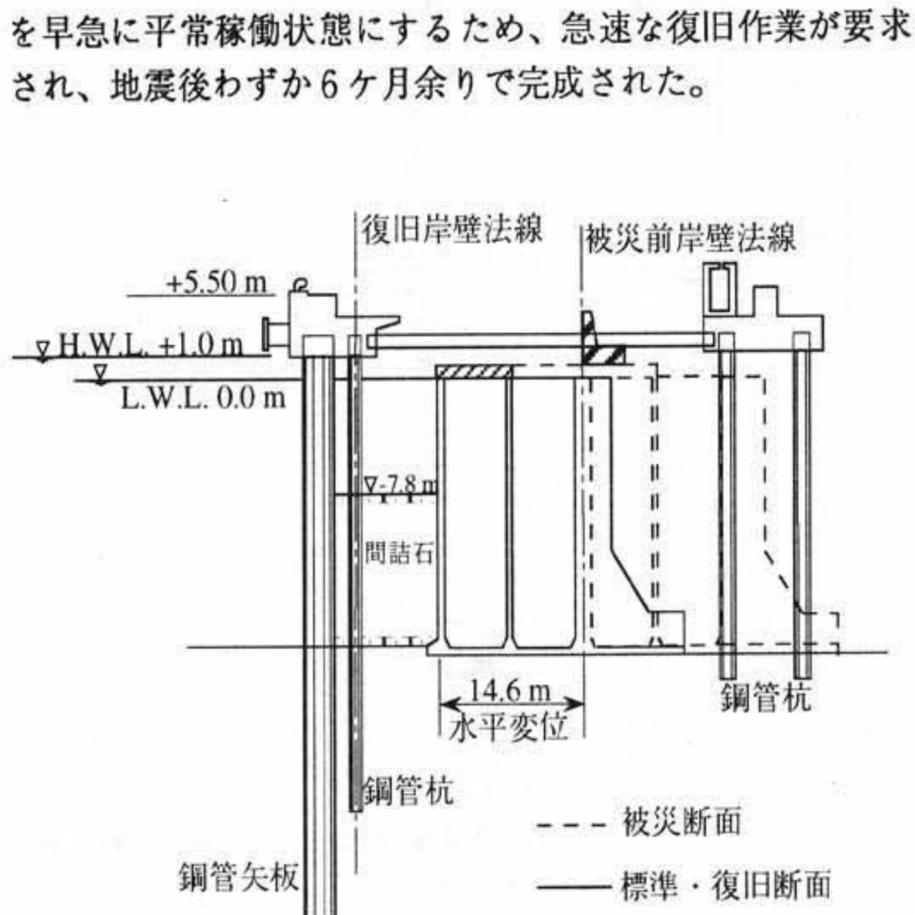


図5.15 加古川埋立地東岸壁の被災・復旧断面

## (2) 塩屋漁港の被害について

塩屋漁港は神戸市須磨区塩屋町にある第1種漁港で、今回の地震の震央からおよそ8kmの地点に位置する。平面図と典型的な断面図、および地盤条件を図5.16に示す。岸壁、防波堤の沈下量および側方変位量（海側あるいは港外側を正とする）をまとめたものが図5.17である。沈下量については、A～E区間、およびJ K区間では、沖にいくにつれて捨石マウンド厚が増大するが、沈下量も同様の傾向で増加し、C地点付近で最大1.5m程度の沈下が見られた。一方E F区間ではD E区間に比べて捨石マウンド厚が薄いため、ほぼ同じ水深にもかかわらず、沈下量は最大0.2m程度である。このことから、地震時に捨石マウンドが沈下した可能性がある。側方変位量については、背後が埋立地であるA～E区間、G～I区間で岸壁のすべり出しがみられ、最大2.0m程度海側に変位している。またB～E区間では護岸前面に消波工があるために側方変位が多少抑えられていること、地点Hでは幾何学的な拘束から側方変位がほとんどみられないことがわかる。さらに、側方土圧のかからないE F区間およびJ K区間の一部では顕著な側方流動はみられず、護岸の側方変位は地震に起因する側方土圧によるところが大きいと考えられる。

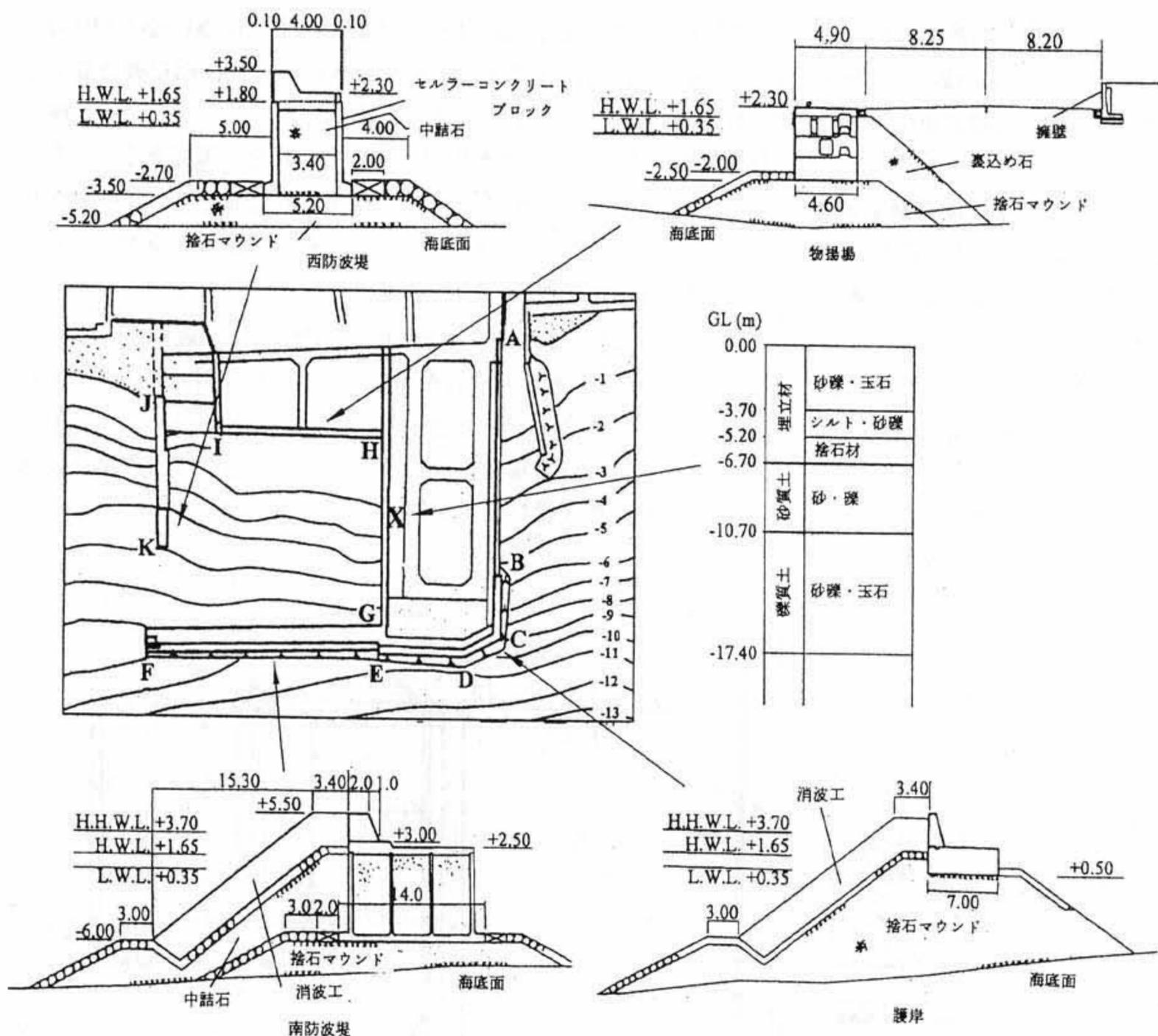


図5.16 塩屋漁港の平面図、断面図および地盤柱状図

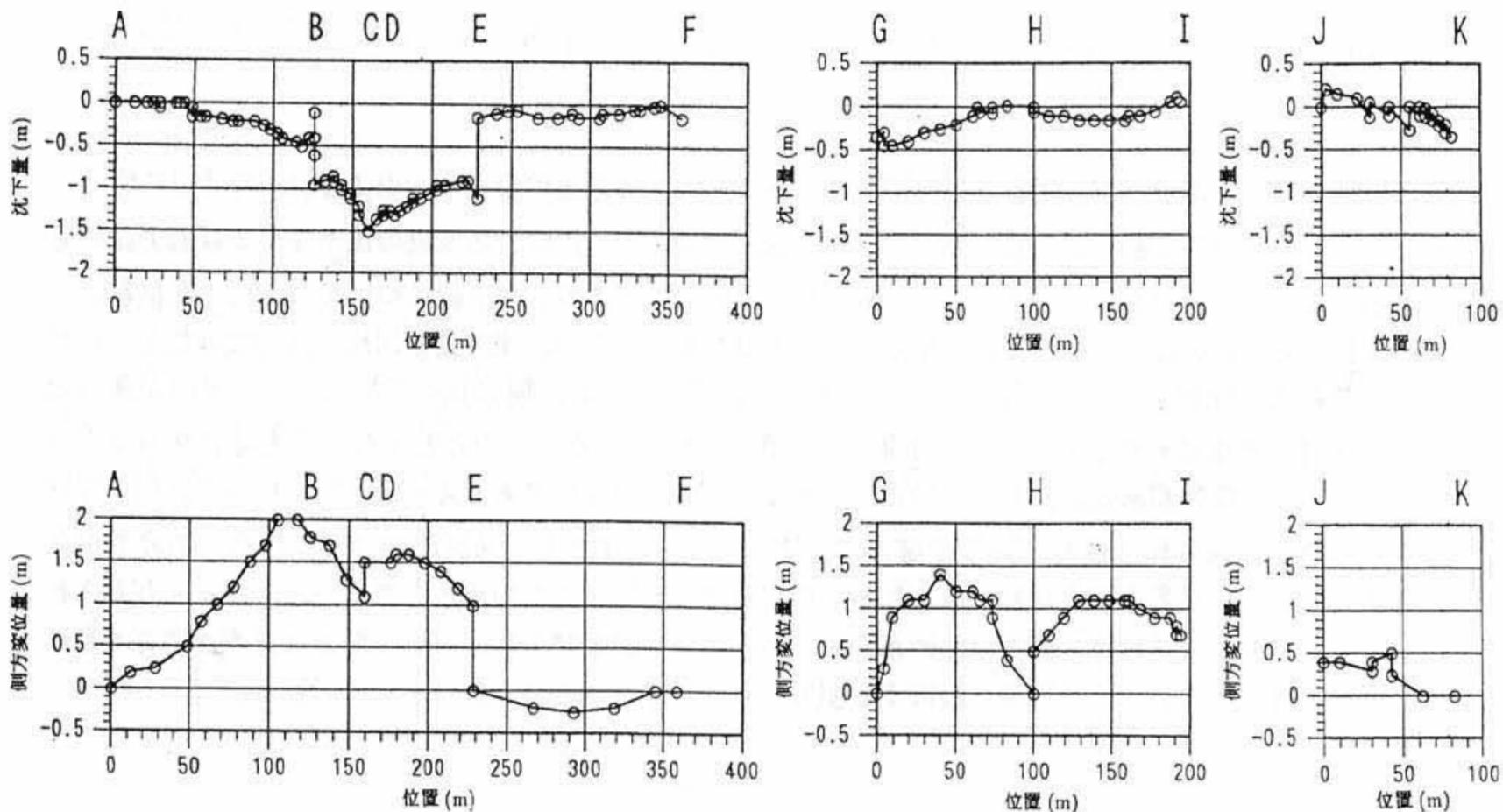


図5.17 塩屋漁港の岸壁と防波堤の変状計測結果

(3) 川崎製鉄甲南工場

川崎製鉄甲南工場は、震度階7の分布区域に近接しており、被害はA岸壁（南北方向）、B岸壁（東西方向）の両方ではほぼ同程度に発生した。図5.18に工場の配置図を示す。岸壁は、ケーソン形式でその基礎には置換砂を用いている。そして、置換砂以深は粘性土であり、背面埋め戻し土はまさ土となっている。図5.19にA岸壁の代表的な被害状況を示す。A、B岸壁ではケーソンが前面にせり出し、傾斜、沈下し、岸壁背面が陥没したが、潜水調査からケーソン間に若干の隙間が生じているものの、構造自体は健全であることが確認された。水平変位量は、A岸壁が平均2.94m、B岸壁が平均3.5mであった。また沈下量は、A岸壁が平均1.4m、B岸壁が平均1.19m、傾斜量としては、A岸壁が $2.6^\circ$ であり、B岸壁が平均 $5.1^\circ$ となっている。A、B岸壁ケーソンは、図5.19に示すように前のめりに傾斜しており、円弧すべりで想定されるケーソンの傾斜とは異なる挙動を示している。また、震災後に実施した潜水調査、深淺測量調査結果によれば、ケーソン前面の海底地盤の盤ぶくれは見られず、基礎地盤の液状化によると見られる噴砂や岸壁背面土砂の岸壁間隙からの流出が認められた。

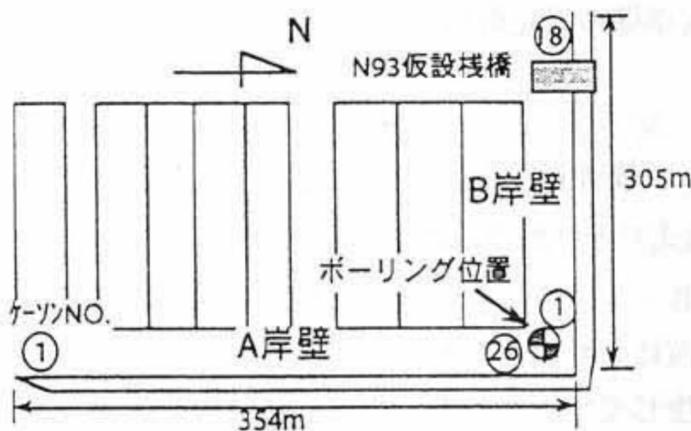


図5.18 川崎製鉄甲南工場岸壁平面図

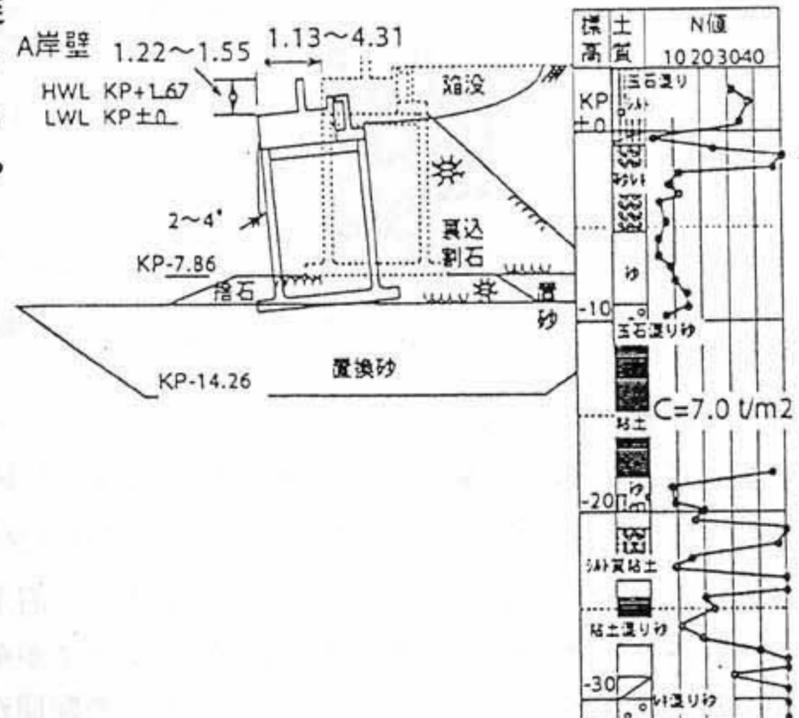


図5.19 川崎製鉄甲南工場岸壁の被災状況

以上より、A、B岸壁ケーソンは、以下の動きをほぼ同時に発生したことにより、その被害を大きくしたものと推定される。すなわち、水平方向の地震動によりケーソンが移動し、岸壁背面の地盤の液状化によりケーソンに作用する土圧が増大するとともに、ケーソンとマウンド間の摩擦抵抗が減少して岸壁の水平移動を加速したものと考えられる。ケーソンの被害状況から、被災岸壁を今後も岸壁として運用することは危険であると判断し、仮設栈橋を新たに設置し、従来の岸壁は護岸としての機能のみを分担する方針で復旧・補強対策が執られた。したがって、係船柱は陸側に設置し防舷材は海側に設置して、旧岸壁に荷重をかけない構造が採用された。図5.20にA岸壁の補強方法を示す。補強工事に当たっては、設計震度を従来

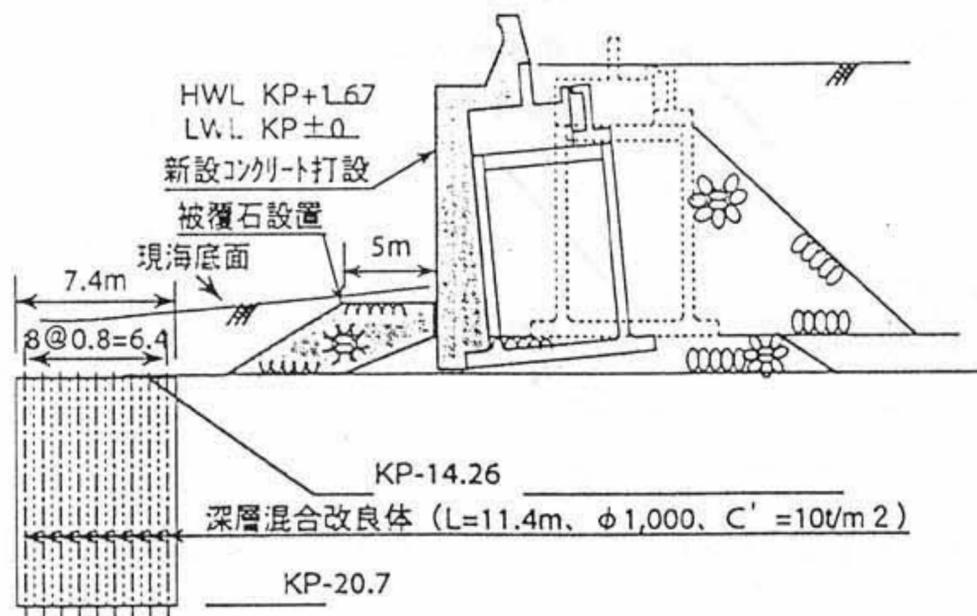


図5.20 川崎製鉄甲南工場A岸壁の復旧断面

の0.10から0.15に変更し、すべり安全率も地震前の設計値1.0から1.2へ向上させている。また、ケーソンの安定性を増し、低下した防潮堤高さを嵩上げするため、図5.21に示すように、円弧すべりを検討した結果、同図に示すように一部海底地盤の地盤改良が必要と判定された。

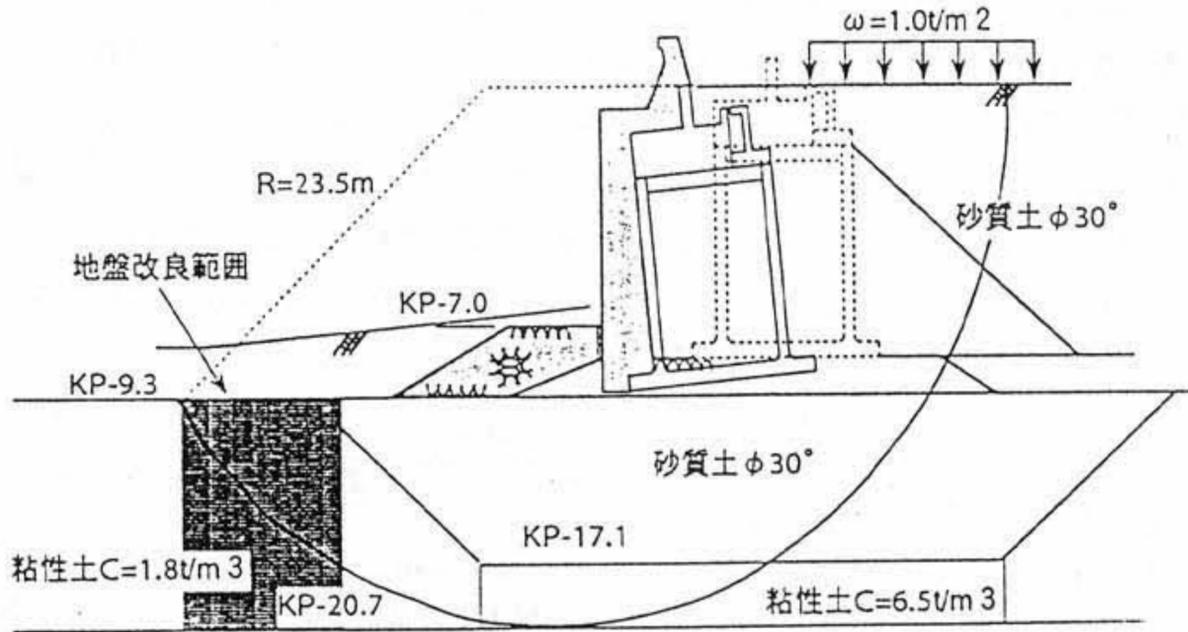


図5.21 川崎製鉄甲南工場A岸壁の安定解析

(4) 川崎製鉄西宮工場

川崎製鉄西宮工場は、震度階7の分布区域に近接しており、被害は東部岸壁（南北方向）で発生した。図5.22に工場の配置図を示す。岸壁は、セルラーブロック形式でその基礎には置換砂を用いている。そして、置換砂以深はシルト混じり砂、背面埋め戻し土は玉石混じり土となっている。図5.23に東部岸壁の代表的な被害状況を示す。東部岸壁ではセルラーブロックが前面にせり出し、傾斜、沈下し、岸壁背面が陥没したが、潜水調査からセルラーブロック間に若干の隙間が生じているものの、構造自体は健全であることが確認された。水平変位量は2.02m、沈下量は1.05mそして傾斜量は5.7°であった。セルラーブロックは、図5.23に示すように前のめりに傾斜しており、円弧すべりで想定されるセルラーブロックの傾斜とは異なる挙動を示している。また、震災後に実施した潜水調査、深淺測量調査結果によれば、セルラーブロック前面の海底地盤の盤膨くれは見られず、基礎地盤の液状化によると見られる噴砂や岸壁背面土砂の岸壁間隙からの流出が認められた。セルラーブロックは、以下の動きをほぼ同時に発生したことにより、その被害を大きくしたものと推定される。すなわち、水平方向の地震動によりセルラーブロックが移動し、岸壁背面の地盤の液状化によりセルラーブロックに作用する土圧が増大すると同時にセルラーブロックとマウンド間の摩擦抵抗が減少して岸壁の水平移動を加速した。

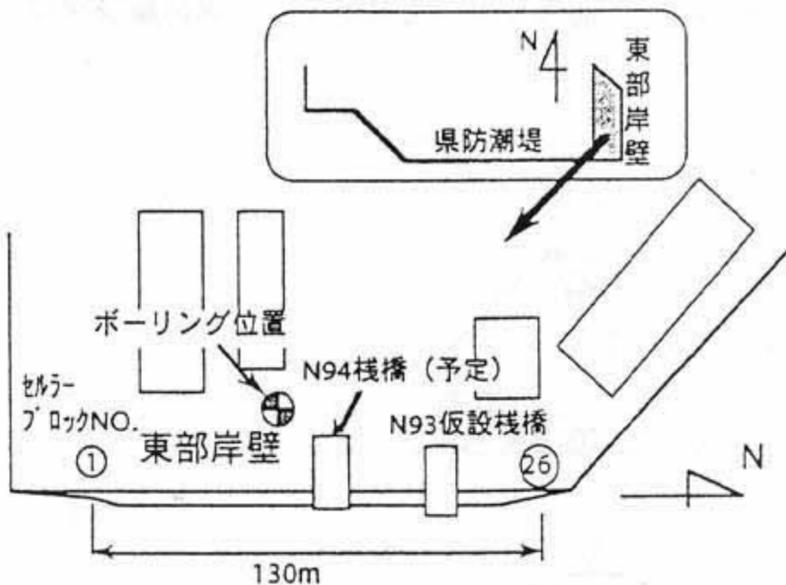


図5.22 川崎製鉄西宮工場岸壁平面図

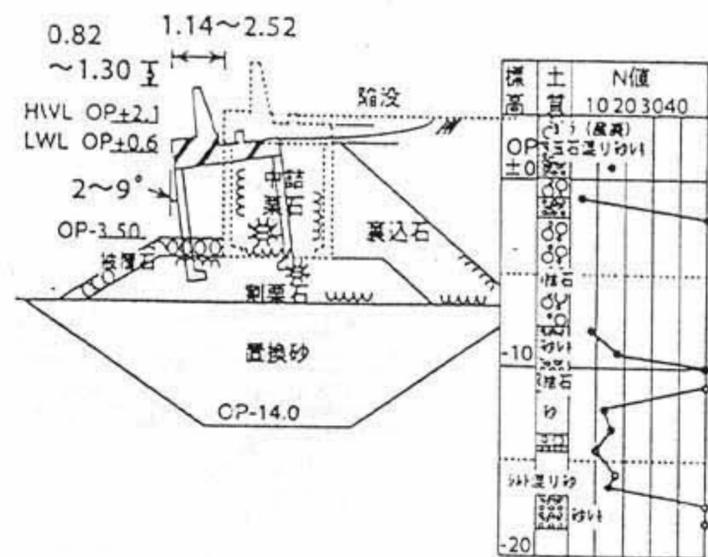


図5.23 川崎製鉄西宮工場岸壁の被災状況

セルラーブロックの被害状況から、被災岸壁を今後も岸壁として運用することは危険であると判断し、仮設棧橋を新たに設置し、従来の岸壁は護岸としての機能のみを分担する方針で復旧・補強対策が執られ



表5.4 淡路島の主な港湾岸壁の被害状況（その1）

大阪湾側

港名	施設	構造形式	最大はらみだし量	復旧工法	備考
岩屋	-2.0m物揚場 (2号)	方塊積上	方塊倒壊	原形復旧	背面部沈下水没
	-1.5m物揚場	方塊積上	0.23m (前傾)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場 (1号)	方塊積上	0.44m (前傾)	直立消波工前出	
	1号 (外郭) 護岸	直立消波ブロック	0.35m		角部止水壁施設
仮屋 (仮屋)	護岸	直立消波ブロック	0.55m (並進)	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	L字擁壁	0.28m (前傾)	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	方塊積上	0.5m (並進)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.36m (並進)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.68m (前傾)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場		0.38m	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	1.0m (前傾)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.65m (前傾)	直立消波工前出	
仮屋 (森)	-2.0m物揚場	方塊積上	1.0m (並進)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	直立消波ブロック	0.8m (並進沈下)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.9m (並進)	直立消波工前出	
釜口	物揚場	方塊積上	0.25m	直立消波工前出	
生穂	-2.0m物揚場	方塊積上	0.25m	原形復旧	

瀬戸内海側

港名	施設	構造形式	最大はらみだし量	復旧工法	備考
野島	-1.5m物揚場	方塊積上	0.9m (前傾)	直立消波工前出	
富島	-2.0m物揚場	方塊積上	0.55m (並進)	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	L字擁壁	0.39m (並進)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.51m (前傾)	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	方塊積上	0.61m (前傾)	直立消波工前出	
	-1.5m物揚場	方塊積上	0.4m (前傾)	直立消波工前出	
	護岸	方塊積上	0.65m (前傾)	直立消波工前出	
	護岸E	方塊積上	0.82m (前傾)	直立消波工前出	
浅野	-2.0m物揚場 (2号)	方塊積上	0.62m (前傾)	栈橋	
	-2.0m物揚場 (1号)	方塊積上	0.8m (前傾)	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場 (3号)	L字擁壁	0.38m (前傾)	直立消波工前出	

表5.4 淡路島の主な港湾岸壁の被害状況（その2）

瀬戸内海側（続き）

漁港	施設	構造形式	最大はらみだし量	復旧工法	備考
育波	-3.0m岸壁	L字擁壁	0.6m（並進沈下）	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	L字擁壁	0.95m（並進）	直立消波工前出	
	-3.0m岸壁	セルラー積上	0.55m（前傾）	栈橋	先端部のみ直立消波工前出
	-2.5m物揚場	方塊積上	0.63m（並進）	直立消波工前出	角部止水壁施設
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.45m（並進）	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.7m（前傾）	直立消波工前出	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.6m（並進）	栈橋	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.5m（前傾）	栈橋・直立消波工前出併用	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.62m（前傾）	直立消波工前出	
室津	-2.0m物揚場	方塊積上	1m以上（並進）	原形復旧	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.7m（前傾）	直立消波工前出	
尾崎	-2.0m物揚場	方塊積上	0.68m（前傾）	栈橋	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.36m（並進）	エプロン部修復	
	-2.0m物揚場	方塊積上	0.32m（前傾）	直立消波工前出	
郡家	-2.0m物揚場	直立消波ブロック	0.2m	下部水中コンクリート埋殺し上部ブロック据え直し	
	-3m, -4m物揚場	L字擁壁	0.37m（前傾）	鋼矢板前出	控え鋼矢板施設
江井	-2.0m物揚場	直立消波ブロック	0.2m（前傾）	原形復旧	
船瀬	-1.5m物揚場	方塊積上	0.45m（前傾）	直立消波工前出	
鳥飼	-2.0m物揚場	方塊積上	0.4m（前傾）	直立消波工前出	

## （6）大阪地区の被害状況

大阪地区における港湾設備の被害は、岸壁エプロン・道路などの舗装面の沈下やクラック、地盤の液状化による噴砂、小規模護岸や栈橋等の移動や沈下といった比較的小規模なものが多い。図5.27は大阪府港湾局、ならびに大阪市港湾局管内において地震による被害が生じた主な箇所を示したものである。被害区域は大阪湾沿いの広範囲にわたって分布しているが、北部ほど大きな被害が生じている傾向がある。それぞれの被害の概略について以下に記す。

### （a）大阪市港湾局管内（図5.27中の番号①～⑩）

大阪市の港湾施設の中では小規模なものまで含めると約170箇所の被害があったが、港湾機能にはほとんど支障がなく、舗装面のクラックや堤防目地の開き等比較的軽微なものであった。主な被害としては天保山公園外周の防波堤で目地の開きや段差が発生し、岸壁では南港内港地

区で背後ヤードの沈下、段差等の被害があった。これらの地点ではいずれも噴砂現象が確認されており、液状化も被災原因の一つと考えられる。また、はしけ栈橋の一部でケーソンの沈下、傾斜等が生じ、鋼管防波堤の一部でも鋼管杭に座屈、ひずみが生じた。表5.5に被害状況に関する一覧を示す。

(b) 大阪府港湾局管内 (図5.27中の ⑪~⑳)

大阪府港湾局が管轄する港湾設備は堺市から岬町にいたる全域に存在するが、このうち被害は貝塚市にまで及んでいる。被害形態としては、岸壁エプロン、道路などの舗装面の沈下や隆起、これにともなう地表面のクラック発生とズレ、ならびに岸壁背面の液状化や噴砂が多くみられた。被害はいずれも舗装の打ち換えなどで復旧できるものが多く、比較的軽微な被害といえる。被害が発生した地域の地盤はいずれも昭和40年代に埋め立てにより造成された箇所、埋め立てには近隣の海底から浚渫した土砂が多く使われた。表5.5に被害状況の一覧を示す。



図5.27 大阪地域における港湾施設の被害状況

表5.5 大阪湾岸の港湾施設とその周辺の被害状況

No.	被害発生箇所	被害状況
①	北港ヨットハーバ南防波堤	防波堤中央の鋼管杭の一部に座屈と歪みが発生 (鋼管杭：径 914.4mm, 長さ35.50m, 本数 25本)
②	安治川突堤西岸壁	ヤード舗装陥没(約 1,400m <sup>2</sup> )と接続版のズレ(延長約 60m)
③	第3号はしけ栈橋	栈橋ケーソンの沈下, 傾斜, 移動(約38m区間)
④	B-4 及び D-1岸壁	エプロン舗装陥没(約 500m <sup>2</sup> )及び 沈下による舗装面の段差(最大 40cm)
⑤	C-9 岸壁	接続版のズレ(20m)及びヤード舗装のクラック(170m <sup>2</sup> )
⑥	天保山公園前面堤防	堤防目地止水板切れと目地の開き(5箇所)
⑦	内貿幹線道路	道路沈下(液状化による噴砂が路面を覆う)
⑧	港大橋臨港緑地	石垣, 縁石欠損, 芝生緑地の陥没
⑨	C-1~5コンテナ埠頭	ヤード舗装のクラック(約3,800m <sup>2</sup> )及び段差
⑩	天保山公園	階段の陥没, 地表面のクラック, 境界石の破損, 噴砂
⑪	堺泉北港(堺3区)	岸壁エプロンの沈下(約400m <sup>2</sup> ), 液状化による噴砂
⑫	堺泉北港(堺3区)	道路面の隆起と陥没(約285m <sup>2</sup> ), 液状化による噴砂
⑬	堺泉北港(泉北5区)	岸壁エプロンの沈下(約3,100m <sup>2</sup> )
⑭	堺泉北港(泉北6区)	荷捌地 液状化による舗装面のクラック(471m <sup>2</sup> )と噴砂
⑮	堺泉北港(泉北6区)	液状化による道路舗装面のクラック(916m <sup>2</sup> )と噴砂
⑯	堺泉北港(泉北6区)	液状化による道路の凹凸(3,105m <sup>2</sup> )と噴砂
⑰	堺泉北港(泉北6区)	荷捌地の沈下(180m <sup>2</sup> )
⑱	阪南港(阪南3区)	道路舗装面のクラック(715m <sup>2</sup> )と噴砂
⑲	阪南港(木材地区)	道路の崩壊(延長500m, 幅15m)
⑳	阪南港(阪南3区)	護岸水叩き破損(550m <sup>2</sup> )と噴砂

#### 5.4 防波堤の被害と海底地盤変状

神戸港の防波堤は総延長14 kmに及び、その大部分が元々の軟弱粘土層を床掘り置換した砂地盤上に建設された混成堤である。これらの防波堤は兵庫県南部地震により捨石マウンドの変形や堤体ケーソンの沈下・傾斜などの被害を受けた。本項ではまず、神戸港の主たる防波堤の変状の全体像を報告する。次に神戸港第六南防波堤、及び第七防波堤近傍で実施した、水中音響学的手法を用いた海底地盤調査結果について説明するとともに、既往の構造物-飽和地盤系の振動台実験結果に言及しつつ捨石マウンドや基礎地盤を含めた防波堤システムの地震時安定性について検討を加える。

##### 5.4.1 防波堤変状の全体像

防波堤の場合、護岸構造物と異なり裏込め土がなく大きな偏土圧を受けないことから、地震による水平変位は比較的小さいものと考えられる。また機能上の観点から、堤体天端の沈下量が被災の程度を示す指標として重要となる。

神戸港の主な防波堤の平面位置を図5.28に示す。一方ケーソン天端沈下量および防波堤軸の水平方向不整を表5.6にまとめる<sup>4)</sup>。各堤防の最大沈下量は1.4m~2.6mであり、堤軸法線の出入り(0.1m~1.0m)と比較して大きな値となっている。防波堤は局所的に不等沈下が生じているものの、概ね防波堤軸に沿って一様に沈下している。なお、図5.28中に運輸省神戸港工事事務所で計測された水平加速度ベクトルの軌跡図<sup>9)</sup>を示すが、地震動がほぼ南北方向に卓越しているにもかかわらず、防波堤法線方向と沈下量の関係について明瞭な相関性は認められない。

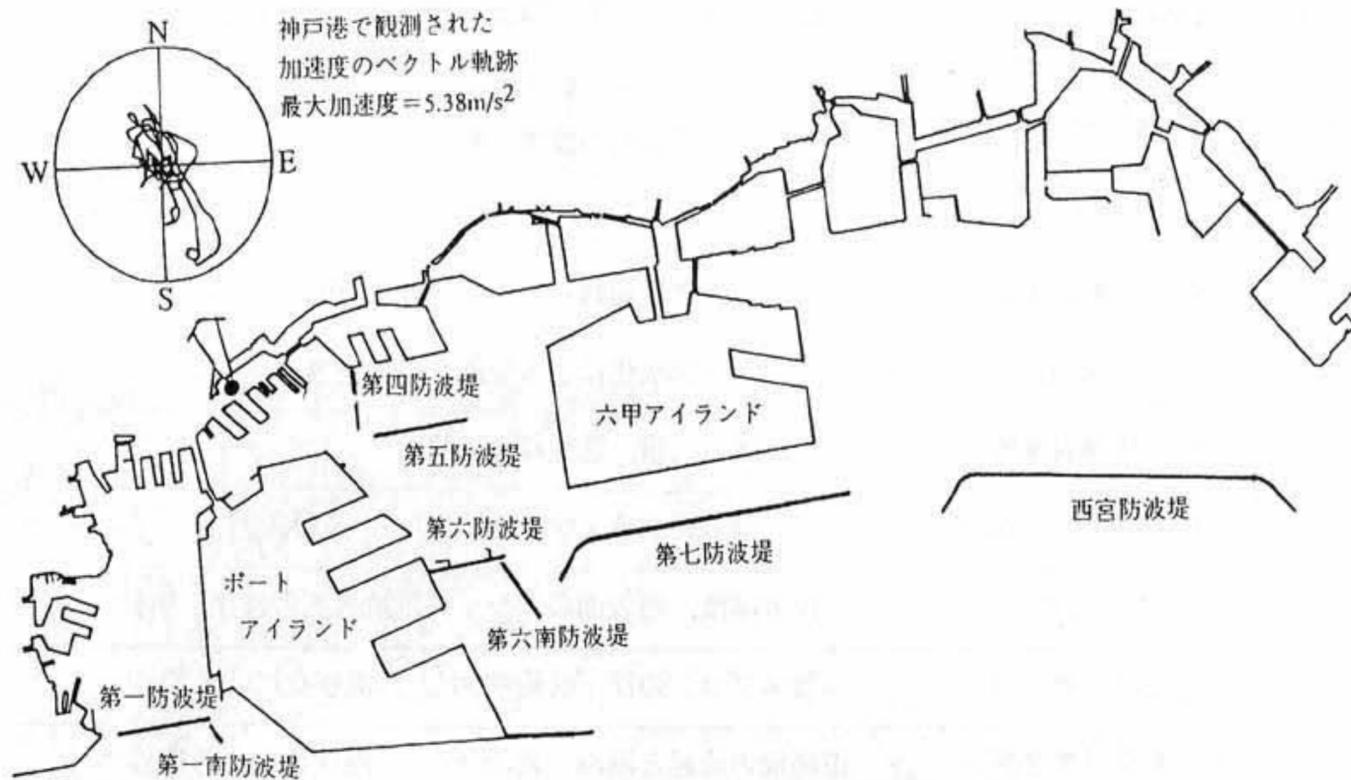


図5.28 神戸港の防波堤位置図

表5.6 主な防波堤の被災状況

防波堤	堤長	天端標高	法線の出入り	沈下量
第一防波堤	1,220 m	L.W.L. + 4 m	1.0m	1.1 ~ 1.4 m
第一南防波堤	300 m	+ 4 m	0.2m	1.0 ~ 1.6 m
第四防波堤	617 m	+ 3 m	0.6m	0.2 ~ 1.7 m
第五防波堤	1,276 m	+ 5 m	0.4m	1.3 ~ 2.1 m
第六防波堤	1,052 m	+ 5 m	0.1m	1.2 ~ 1.7 m
第六南防波堤	830 m	+ 5 m	0.4m	1.2 ~ 2.1 m
第七防波堤	4,180 m	+ 5 m	0.6m	1.4 ~ 2.6 m
西宮防波堤*	4,430 m	+ 5 m	-	0.6 ~ 1.8 m

\*尼崎西宮芦屋港

#### 5.4.2 水中音響学的探査の概要

防波堤の変状形態を調査するために、神戸港第六南防波堤と第七防波堤の近傍において、水中音響学的手法を用いた海底面調査を実施した。本調査では、マルチナロービームを用いた地形調査に加え、サイドスキャンソナーによる微地形および底質調査を行った。

##### (1) マルチナロービームによる海底地形調査

マルチナロービームによる海底面調査では、ソナーヘッドより超音波を発信してから海底面で反射後再びソナーヘッドにて受信するまでの時間を計測する。一方で水中での音波速度を別途計測することにより、ソナーヘッドから海底面までの距離を計算する。本調査で用いたマルチナロービームソナーシステムはSEABAT9001型である。1器あたり1.5度×1.5度の受信範囲をもつセンサが円周上に60個配置されてお

り、一度の発信により90度範囲の地形プロフィールを計測し得る。本調査ではソナーヘッドを観測船右舷に45度傾けて配置することにより、図5.29に示すように、ソナーヘッド直下から右水平方向間の地形プロフィールを計測した。本調査で採用した音波周波数は455kHz、水中の音波速度は1495m/secであった。ソナーヘッドの絶対位置については、ディフェレンシャルGPS法による観測結果や神戸港の基準潮位を基に、観測船の揺動による補正を加えることにより決定した。ディフェレンシャルGPS法の基準局は第七防波堤上に設置した。また海底地形プロフィールの観測結果には、観測船の左右前後の傾斜や方位に関する補正が施されている。この結果、平面位置の計測誤差は数m、鉛直位置の計測誤差は0.2m程度である。

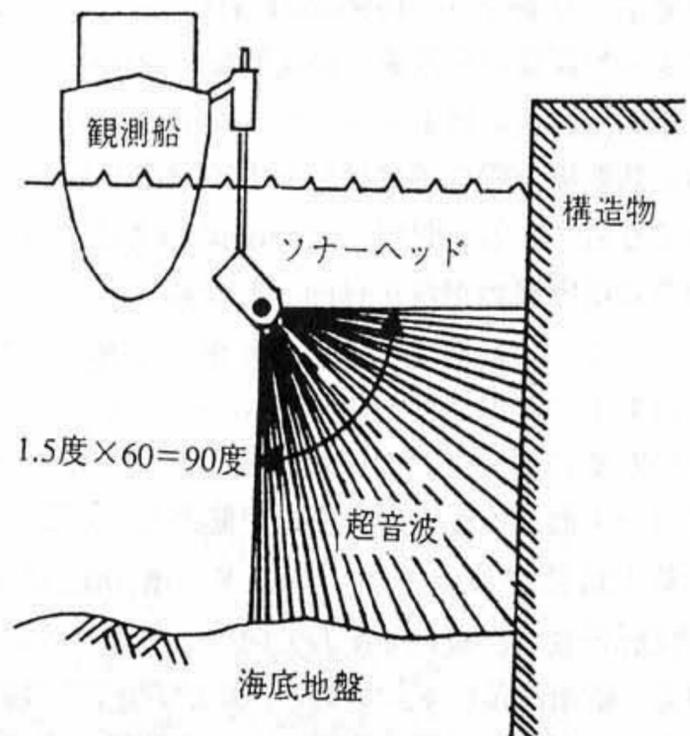


図5.29 マルチナロービームによる地形計測

### (2) サイドスキャンソナーによる海底微地形及び底質調査

サイドスキャンソナーによる計測では、観測船尾より'fish'と呼ばれる曳航体を曳航し、曳航体より発信した超音波の海底面における反射波（後方散乱波）強度（振幅）を、曳航体内に格納された受信器にて計測する<sup>9)</sup>。反射波の強度は、海水と海底地盤の音響インピーダンス比や音波の入射角等に依存し、一般に底質が粗粒材やコンクリートブロックなどでは反射波振幅は強く、粘性土や泥質土では振幅は小さくなる。また音波の入射角が小さいほど、すなわち曳航体からみて上り傾斜であれば反射波振幅が強くなり、逆に下り傾斜であれば振幅が弱くなる。本調査で用いたサイドスキャンソナーシステムはEG&G Model260であり、音波周波数は105kHz、計測範囲は曳航体直下より右50m区間に設定した。

### (3) 調査位置

上記の水中音響学的手法により、神戸港第六南防波堤および第七防波堤周辺の捨石マウンドや海底地盤の変状を、防波堤軸に平行に防波堤より30mおよび60m離れた2測線に沿って調査した（図5.30）。地

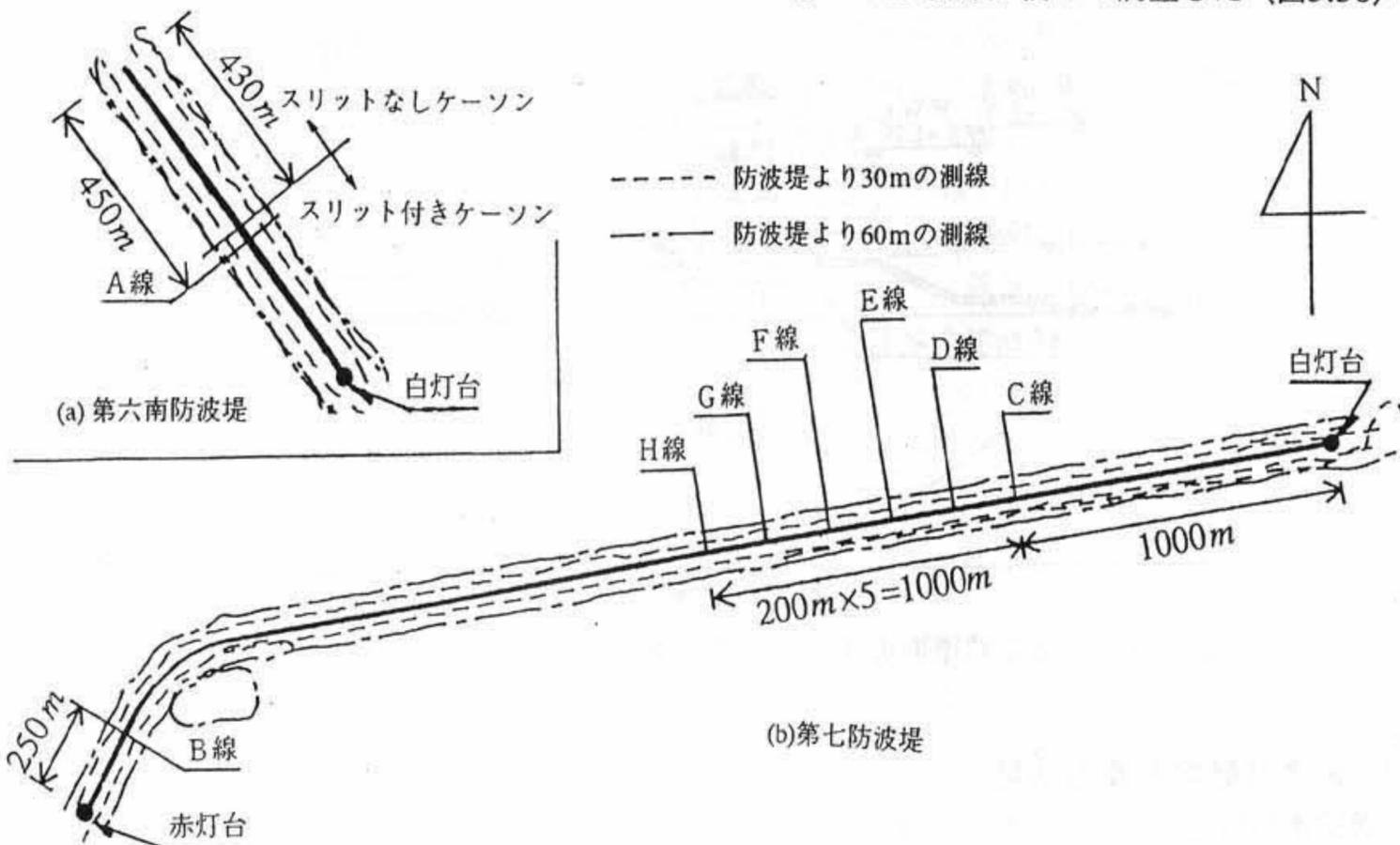


図5.30 調査航跡と断面作成位置

震発生より調査日（1995年4月4日～5日）までに神戸港で観測された最大有義波高は1.3mであり<sup>7)</sup>、波浪による地震後の防波堤や海底地盤の変状は無視しうるものと考えられる。

第六南防波堤はポートアイランドの東約1 kmに位置し、堤長830mで北西から南東方向に延長している。防波堤近傍の海底地盤は北から南に緩やかに傾斜し、防波堤南端では北端に比べ水深が1 m程度大きくなっている。北端より430mの位置にて断面形が変化し、断面変化点より南側では防波堤のケーソン東側に港内波の消波を目的とした鉛直スリット函を配置しているのに対し、北側ではスリット函を配置していない。断面変化地点より南側における標準断面図を図5.31 (a)に示す<sup>9)</sup>。粘性土層を床掘置換した砂地盤上に、厚さ4 mの捨石マウンドを形成し、防波堤ケーソンの基礎としている。ケーソンの滑動防止のためにケーソン両側に根固め方塊が配置されている。本断面では、マウンド以外の比較的広い範囲において置換砂層の自由表面が露出している。また置換砂表面は粘性土表面より1 m低くなっている。

第七防波堤は六甲アイランドの南700mに位置し、総延長は4180mである。防波堤東端より西に約3700m延長し、続いて南西方向へと湾曲している。本防波堤の標準断面図を図5.31(b)に示す<sup>9)</sup>。第六南防波堤の断面と異なり、マウンドおよび上下二段の台座部が置換砂表面を覆い、砂地盤表面のほぼ全域にケーソンおよび捨石材料の自重による上載圧が作用している。

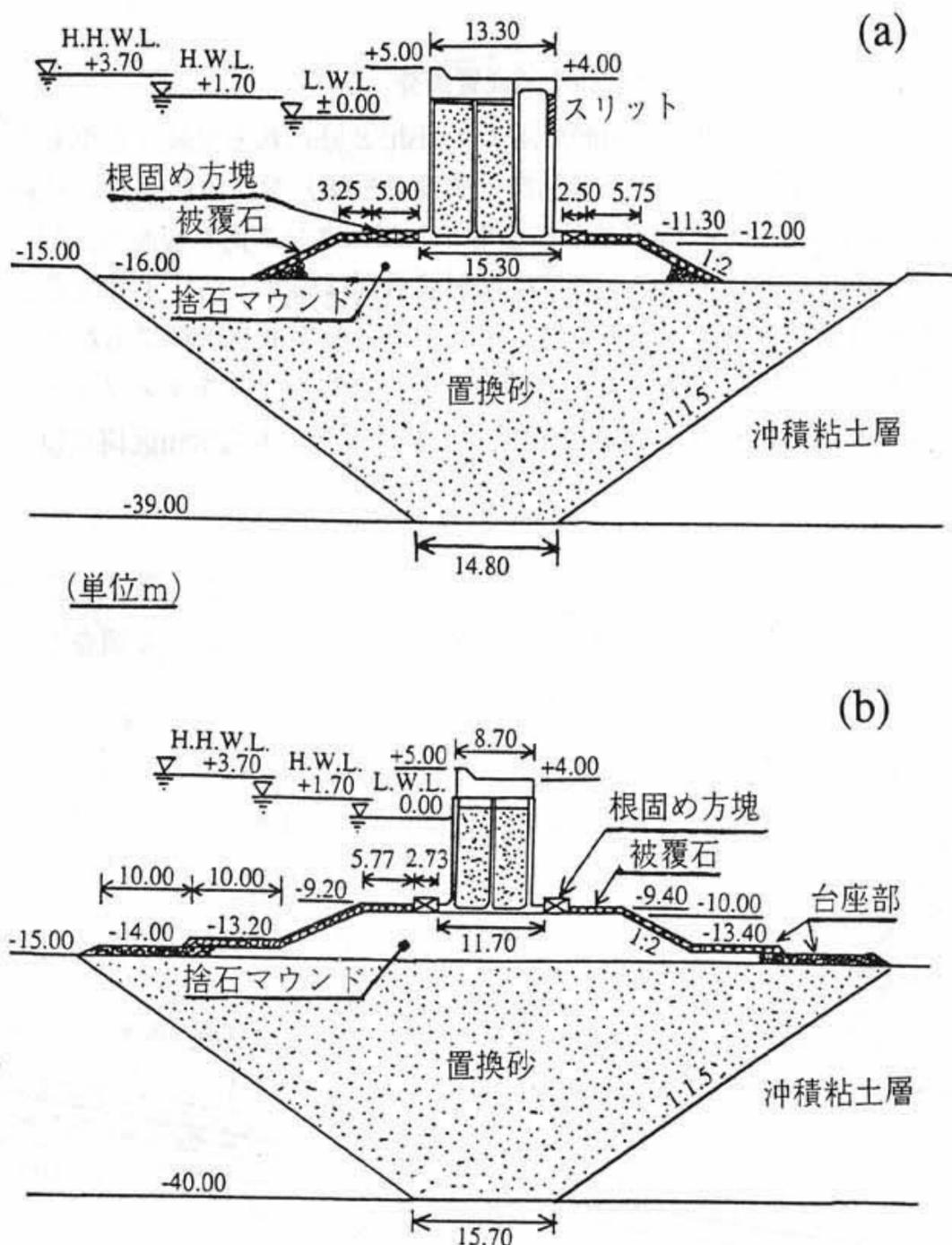


図5.31 防波堤標準断面図 (a) 第六南防波堤 (b) 第七防波堤

### 5.4.3 水中音響学的探査結果

#### (1) 第六南防波堤

マルチナロービームによる神戸港第六南防波堤近傍の海底地形調査結果を図5.32に示す。同図は、防波

堤断面の変化地点近傍における防波堤東側の海底面深度分布を表している。海底面深度の急激な変化はケーソン直立壁を表しているが、断面変化点より左側（南側）では右側（北側）と比較してスリット函の付設により防波堤底面幅が広がっていることがわかる。淡色部は深度が浅い（標高が高い）部分を、濃色部は大深度部を表している。各深度の等高線はケーソン壁とほぼ平行であり、捨石マウンドや海底地盤が防波堤軸に沿ってほぼ一様に沈下・変形していることがわかる。またケーソン近傍での捨石マウンド上面の標高が-11m~-12mであるのに対し、マウンド法肩付近（ケーソン直立壁より10m近辺）では標高が-11mより高くなっている。

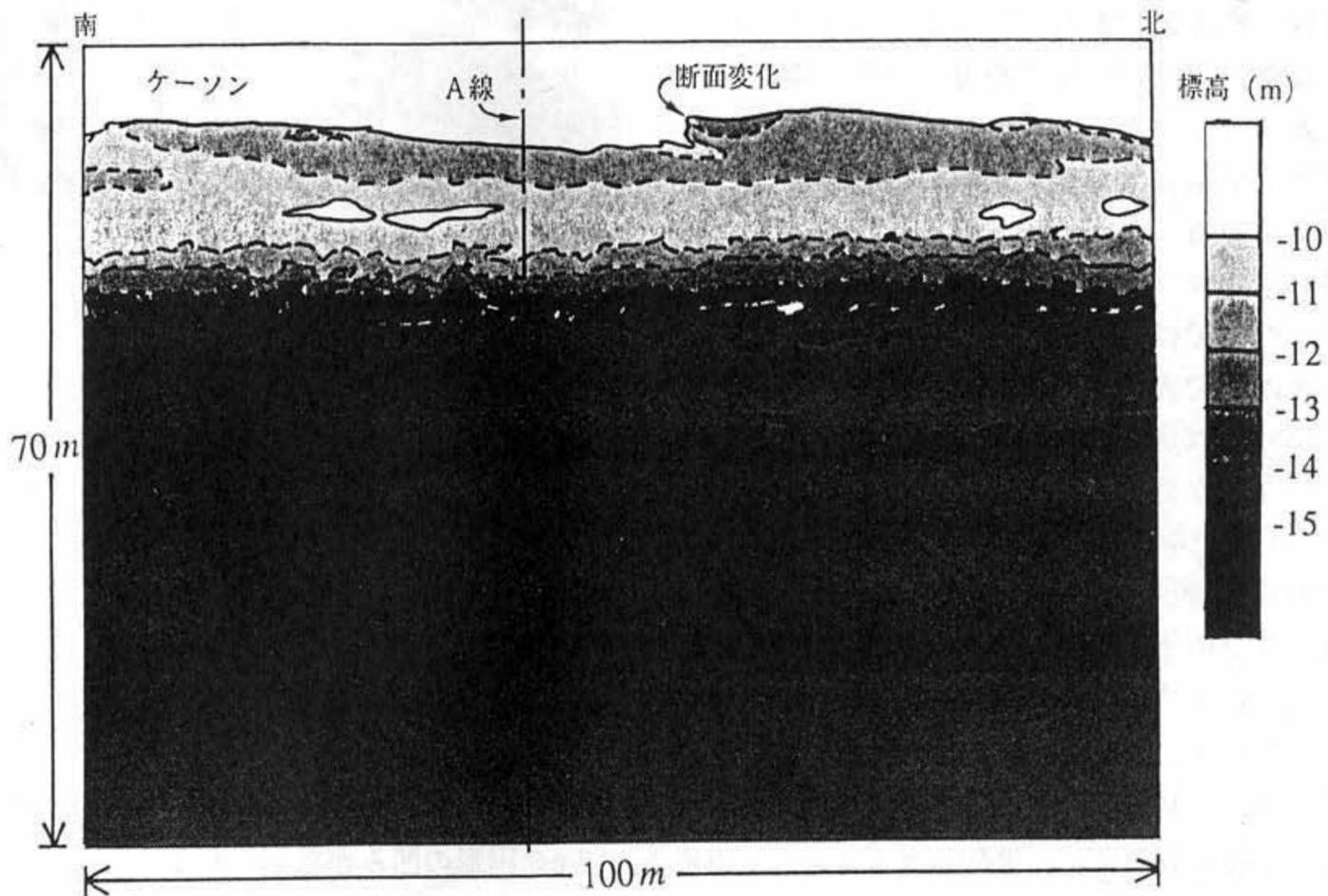


図5.32 第六南防波堤近傍の海底面コンター

防波堤北端より450mの位置（図5.32中A線）における、防波堤西側および東側の海底表面形状の断面図を図5.33に示す。図5.33中実線はマルチナロービームによる調査結果を、破線は標準断面に基づいた表面形状を示している。ここでは、計測によるケーソン直立壁の水平位置と標準断面によるケーソン直立壁の水平位置を一致させている。同図の実線より、防波堤東側の捨石マウンド上面が法肩からケーソンに向かって傾斜していることがわかる。一方防波堤西側ではマウンド上面はほぼ水平に保たれている。また防波堤東側と西側断面に共通して、置換砂表面と粘土層表面の間に明確な標高差が認められない。この原因として、置換砂地盤上への泥質土の堆積が考えられる。

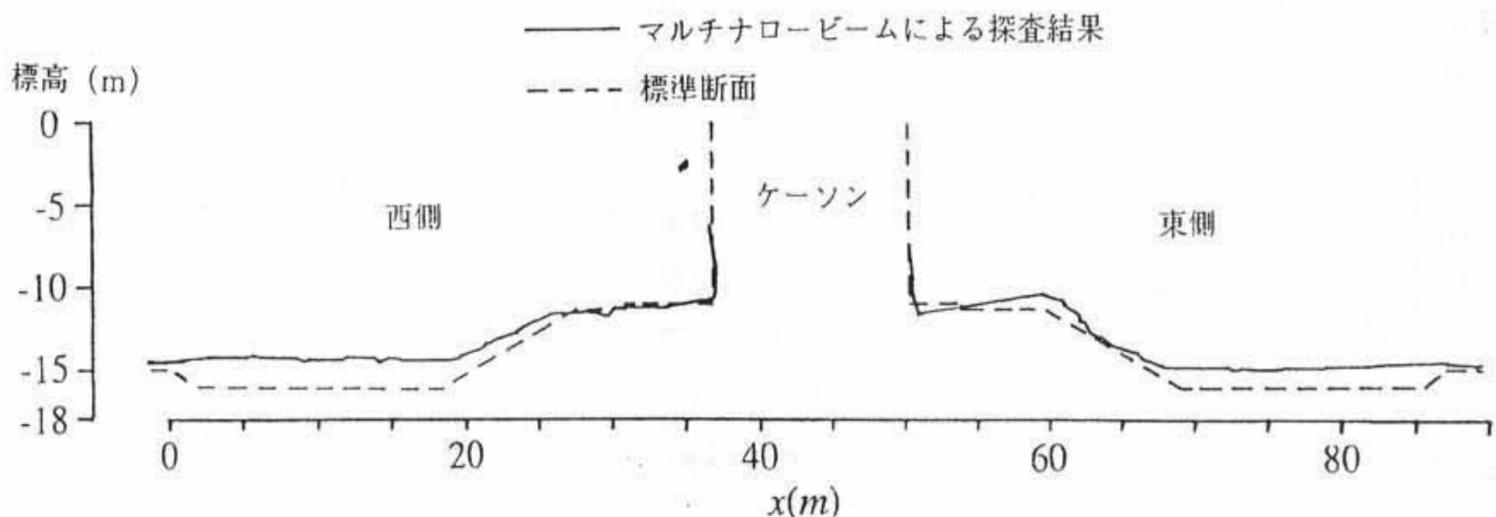


図5.33 第六南防波堤海底面断面図（測線A）

次にサイドスキャンソナーによる、第六南防波堤東側の標準断面変化点近傍における海底面の音響イメージ

ジを図5.34に示す。同図において、濃色部は反射（散乱）波振幅が大きい部分、すなわち表面材料が捨石や砂もしくは海底面がセンサ位置からみて上り勾配である部分を示している。一方淡色部は反射波振幅が小さい部分、すなわち表面が粘土質や泥質もしくはセンサ位置からみて下り勾配である部分を表している。

図5.34中1で示される濃色部は防波堤ケーソンの直立壁を示している。また断面変化位置より左側（南側）に現れる断続線の切れ目は、消波スリットを示している（図中2）。図中3で示される濃色部は根固め方塊を表しているが、Xで示される部分ではケーソン壁と根固め方塊の間に隙間が生じていることがわかる。図の左側では根固め方塊のイメージが消えており、根固め方塊上に泥質土が堆積していることが予想される。図中PおよびQは共に捨石マウンド上面を示しているが、Qで示された部分では捨石材表面での反射（散乱）によりやや濃色で表現されているのに対し、Pで示された部分では反射波振幅が小さくマウンド上に泥質土の存在が認められる。図中5で示される濃色部は捨石マウンド法面傾斜部を表している。

図中6は置換砂表面（オープンエリア）を表している。マウンド法先近辺において反射波強度が弱くなっており（Y）、地表面がマウンドに向かって傾斜していることがわかる。この原因としては、

1. ケーソン-捨石マウンドシステム沈下による地表面傾斜、2. 水流による底質移動、が考えられる。また置換砂表面には、噴砂跡と考えられる直径2m~3mの円形の凹みが認められる（図中Z）。すなわち、捨石マウンドなどによる上載圧の作用していないオープンエリアにおいて、置換砂地盤が液状化した徴候がみられる。

## (2) 第七防波堤

マルチナロービームによる、第七防波堤の西端より250mの位置（図5.30中B線）における海底表面の断面形状を図5.35に示す。防波堤の南北両側において、捨石マウンド法肩部と比較してケーソン近傍で沈下量が大きくなっている。またマウンド本体部と比較して台座部の沈下量は小さくなっている。上下台座部間および下部台座部と海底地盤表面との間に明確な標高差は認められない。

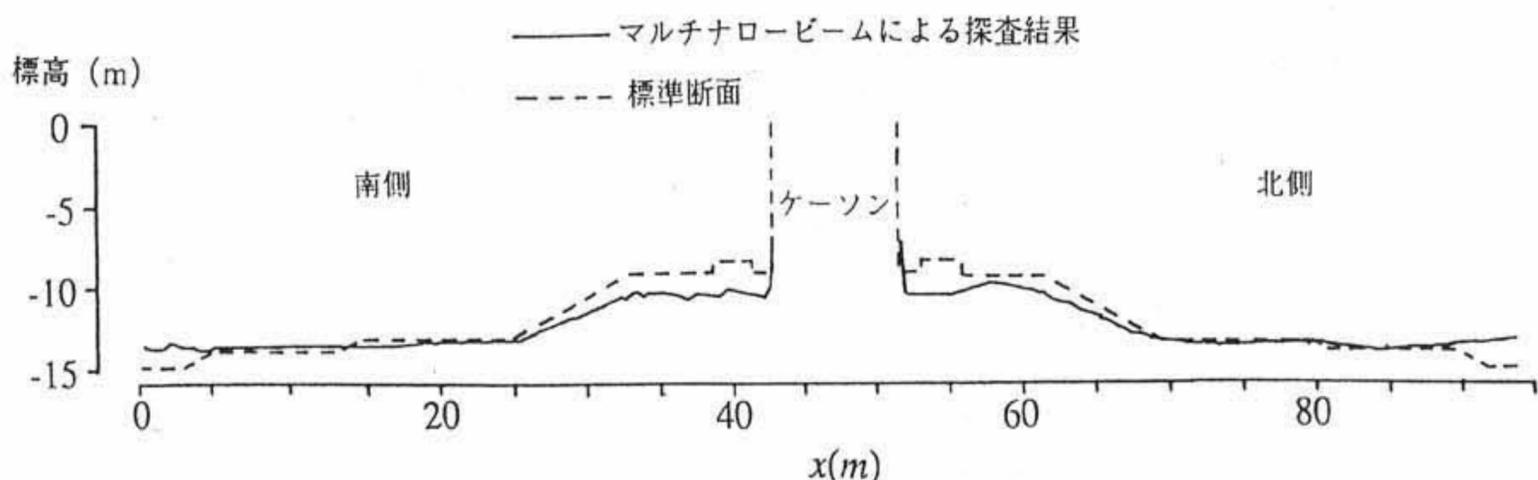
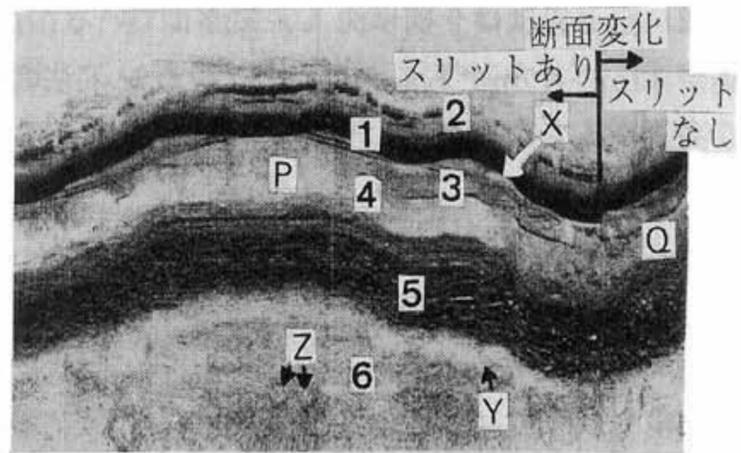


図5.35 第七防波堤海底面断面図（測線B）

第七防波堤東端より1000m~2000mの区間（図5.30中C線~H線）における海底表面の断面形状を図5.36に示す。図中の実線はマルチナロービームによる調査結果を、また破線は標準断面による地表面形状を表している。測線CからHの断面形状を比較すると、マウンドや台座部において互いに類似した沈下変



- ← 80m →
- 1 : ケーソン
  - 2 : スリット
  - 3 : 根固め方塊
  - 4 : マウンド天端
  - 5 : マウンド法面
  - 6 : 海底地盤
  - P : マウンド天端 (弱反射)
  - Q : マウンド天端 (強反射)
  - X : ギャップ
  - Y : 溝型凹地
  - Z : 円形凹地

図5.34 サイドスキャンソナーによる第六南防波堤海底面の音響イメージ（測線A近傍）

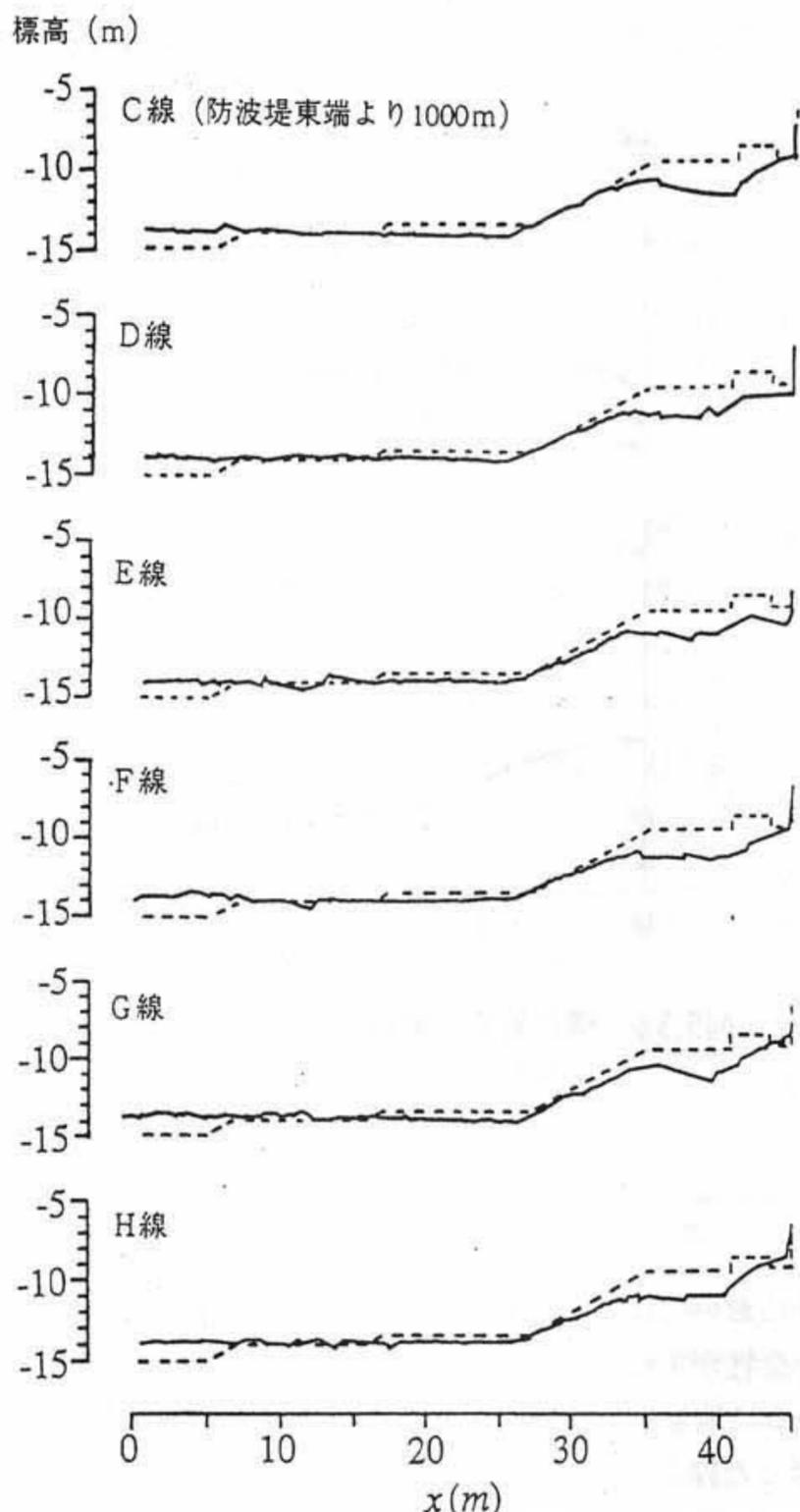
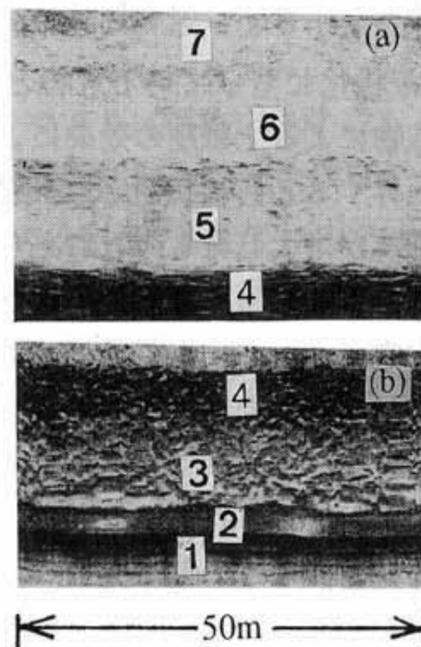


図5.36 第七防波堤海底面断面図（北側、測線C～H）

形性状を示している。マウンド法肩で沈下量が平均約1.5mであるのに対し、ケーソンとマウンド法肩の中間部では約2mと大きな沈下量となっている。ケーソン近傍では、根固め方塊上に泥質土が堆積することにより、表面が盛り上がっていると考えられる。本区間においても、マルチナロービームによる計測の結果から上下台座部および海底地盤表面間に標高差は認められなかった。また海底地盤面については、計測標高が標準断面と比較して約1m高くなる結果を得た。



- 1 : ケーソン
- 2 : 根固め方塊
- 3 : マウンド天端
- 4 : マウンド法面
- 5 : 上部台座部
- 6 : 下部台座部
- 7 : 海底地盤

図5.37 サイドスキャンソナーによる第七防波堤海底面の音響イメージ（測線C近傍）

サイドスキャンソナーで計測した、防波堤北側の測線C近傍における海底面の音響イメージを図5.37に示す。図5.37(a)は防波堤より60m離れた測線で計測した音響イメージを、また同図(b)は防波堤より30m離れた測線で計測した音響イメージを表している。マルチナロービームによる地形計測では明瞭に現れなかった上下台座部および海底地盤面間の境界が、サイドスキャンソナーによる計測では確認することができる。また第六南防波堤の場合とは対照的に、置換砂地盤上に位置する台座部表面に噴砂跡が認められない。この理由として、1. 台座部自重に起因した置換砂地盤内の有効拘束圧の増加による液状化の抑制、2. 液状化したものの噴砂圧が小さく台座表面に砂が噴出していないことなどが考えられる。

#### 5.4.4 防波堤の地震時安定性についての考察

サイドスキャンソナーを用いた海底地盤の調査結果によると、第六南防波堤では置換砂地盤のオープンエリアにて液状化の徴候が観測されたのに対し、第七防波堤では置換砂地盤表面が台座部に覆われ噴砂跡などの液状化徴候が認められなかった。第七防波堤において液状化傾向が確認できなかった一原因として、台座部の自重による置換砂地盤内の有効拘束圧の増大が挙げられる。

Yoshimi and Tokimatsu<sup>10)</sup>は、剛な構造物の直下および近傍における飽和砂地盤の地震時応答に関する振動台実験を行った。Yoshimi and Tokimatsuの実験における構造物と間隙圧計測点との相対位置を図5.38(a)に示す。実験では構造物の重量を二種類に変化させて実験を行った。実験で計測された最大過

剰間隙圧を図5.38(b)に示す。同図には、間隙圧計測位置における土かぶり圧に、構造物による作用を等分布荷重と仮定して弾性論に基づいて算定した有効上載圧増分を加えることにより計算した、初期鉛直有効応力の水平方向分布をあわせて示している。図5.38(b)によると、構造物直下 ( $x=0$ ) での最大過剰間隙圧とオープンエリアにおける最大過剰間隙圧は概ね等しい。構造物直下では初期鉛直有効応力が大きく、過剰間隙圧比にして0.5 (構造物荷重  $q_{ave}=1.96\text{kPa}$ ) および0.1 (構造物荷重  $q_{ave}=5.88\text{kPa}$ ) と液状化に至っていない。一方、オープンエリアでは初期鉛直有効応力が小さく、過剰間隙圧比も両ケースともほぼ1.0で液状化に至っているものと考えられる。すなわち構造物による上載圧の効果により地盤内の有効拘束圧が上昇すると共に初期応力状態が異方的となり、液状化抵抗が増大したものと考えられる。

以上の振動台実験結果より置換砂地盤上の混成防波堤の地震時安定について、上載圧の小さなオープンエリアにおいては液状化の発生が認められても、ケーソンおよび捨石マウンド直下では有効上載圧の増大に伴い液状化の発生が抑制されることから、防波堤の安定はある程度保持されるものと考えられる。

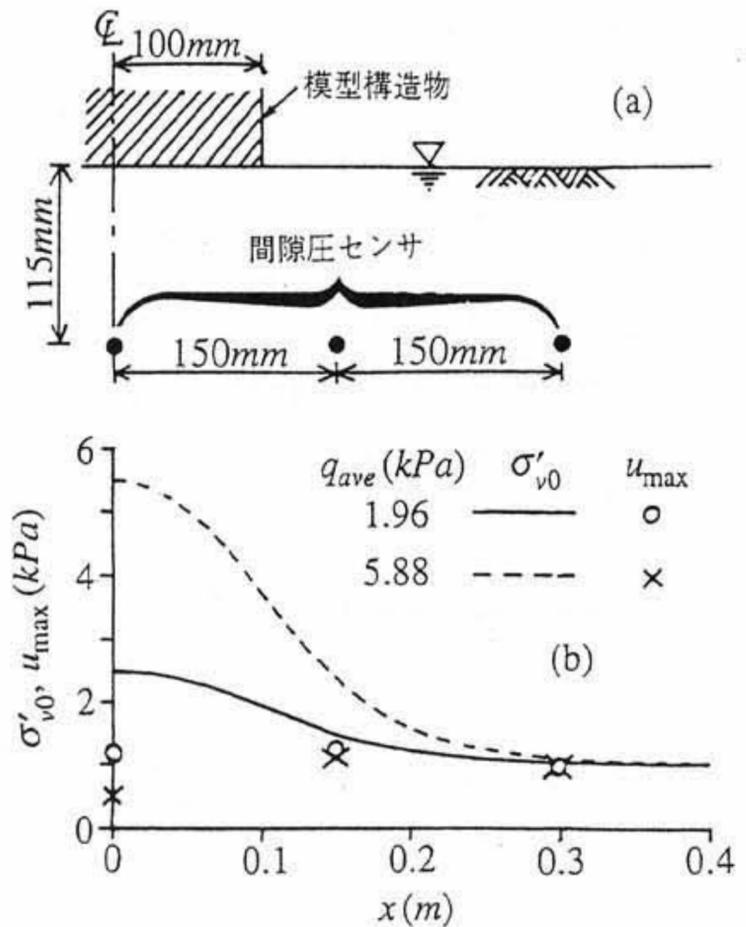


図5.38 構造物直下地盤およびオープンエリアにおける間隙圧応答

#### 5.4.5 まとめ

従来、神戸港防波堤のような大水深混成堤の設計においては、波力によるケーソンの滑動や転倒、捨石マウンドおよび基礎地盤の支持力破壊に対する安全性が主たる技術的課題であるとして、防波堤システムの耐震性は省みられることが少なかった。しかるに地盤工学的側面から見ると、大水深混成堤の地震時安定問題は、斜面上の剛基礎のロッキングを伴った繰返し载荷に対する支持力問題として捉えることができよう。これを厳密に追跡するためには、海底地盤-捨石マウンド・ケーソン構造物-海域流体間の動的相互作用形態の解明が不可欠となる。具体的には今後、ケーソン両側に存在する海水域による動水圧の影響、ケーソンと捨石間の相対すべりによる免震効果、捨石マウンド内の初期応力状態、初期せん断の影響の下における海底地盤の液状化性状、捨石マウンドと直下地盤間の細粒物質の移動機構などを明らかにする必要がある (図5.39)。

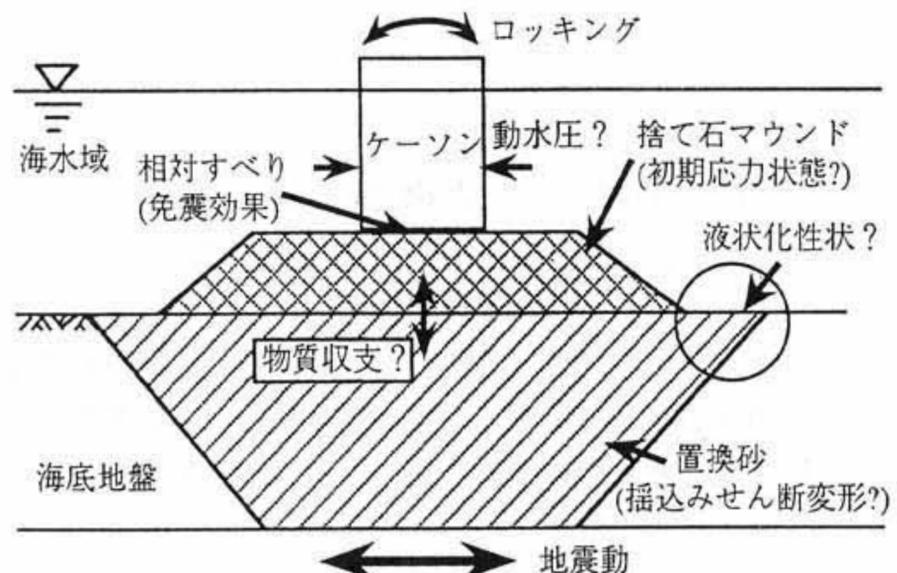


図5.39 混成堤の地震時安定性に係わる要因

また今回の地震においても、上述したように、ケーソンなど上載荷重の作用により、直下地盤の液状化傾向は抑制され、防波堤の支持力的な安定性は保持されたと考えられる。しかしながら、周辺地盤の液状化による側方拘束の減少やケーソン直下地盤自体の間隙水圧上昇によるせん断剛性の低下に起因したせん断変形、さらには揺込み変形によってケーソン-捨石マウンド系は大きく沈下し (1.4m~2.6m)、防波堤としての機能障害が生じていると考えられる。ここで、揺込み変形とは、繰返しせん断に伴う非排水条件下でのせん断によって生じる変形のことである。関口・北によれば、砂質材料を対象とした等方、及び

異方圧密状態における非排水繰返しねじりせん断において、非排水せん断に伴って軸ひずみが蓄積していく現象が認められている。ここで述べた、非排水条件下における繰返しせん断による、いわゆる揺込み変形が地震時における砂地盤上の重力式構造物の沈下の一因と捉えることができ、完全液状化に至らなくても基礎地盤に変状が生じる可能性があるという点で興味深い。今後、防波堤の合理的な耐震設計に際し、防波堤システムの地震時変状の正確な予測が肝要となるが、そのためにも非排水条件下における揺込み変形など置換砂材料の繰返し載荷時のせん断変形特性を詳細に検討する必要がある。

### 5.5 タンク基礎の被害状況<sup>11)</sup>

ウォーターフロントには多種多様な生産・貯蔵施設が立地しており、その基礎形式も杭基礎、直接基礎、地盤改良基礎と多様である。工作物・建築物に類する施設の被害形態は一般の建築物・構造物と類似であるため、ここでは地盤との関わりが強い危険物施設で、通常の土木構造物とはやや趣を異とする石油タンク類の被害の状況について述べる。

消防法に規定する危険物施設の被害状況は、表5.7に示すとおりであり（消防庁集計による）、その被害施設数は神戸市域に集中しているが、幸いにも火災や大量の漏洩事故に至った施設はなかった。神戸市内には消防法に規定する「屋外タンク貯蔵所」が表5.8に示すとおり合計687基設置されているが、その約

表5.7 危険物施設の被害状況（被害発生府県）

施設の区分	製造所	屋内貯蔵所	屋外タンク貯蔵所	屋内タンク貯蔵所	地下タンク貯蔵所	簡易タンク貯蔵所	移動タンク貯蔵所	屋外貯蔵所	給油取扱所	第1種販売取扱所	第2種販売取扱所	移送取扱所	一般取扱所	施設合計
京都府	61	1,272	471	181	2,172	4	589	123	1,315	55	5		939	7,187
火災														0
漏洩		1												1
その他	1								1					2
被害計	1	1							1					3
大阪府	550	4,579	3,255	1,437	4,860	28	3,319	944	3,470	234	93	42	3,322	26,133
火災														0
漏洩	1	24	1	1	4							1	4	36
その他			11		11				20				4	46
被害計	1	24	12	1	15				20			1	8	82
兵庫県	212	2,046	2,525	524	2,571	13	1,404	765	1,776	81	35	25	2,123	14,100
火災				1						1	1		2	5
漏洩	2	65	15	1	10				5	1	1	2	10	112
その他	17	72	316	11	73		3	40	321	8	1	7	186	1,055
被害計	19	137	331	13	83	0	3	40	326	10	3	9	198	1,172
香川県	41	592	746	106	1,027	58	560	143	1,074	19	2	20	598	4,986
火災														0
漏洩													1	1
その他														0
被害計													1	1
合計	864	8,489	6,997	2,248	10,630	103	5,872	1,975	7,635	389	135	87	6,982	52,406
火災				1						1	1		2	5
漏洩	3	90	16	2	14				5	1	1	3	15	150
その他	18	72	327	11	84		3	40	342	8	1	7	190	1,103
被害計	21	162	343	14	98		3	40	347	10	3	10	207	1,258
内神戸市	39	631	687	285	848	3	646	219	586	47	26	12	585	4,614
火災				1						1	1		2	5
漏洩		30	12	1	6				3	1	1	2	8	64
その他	10	29	249	7	29		3	31	136	6	1	7	81	589
被害計	10	59	261	9	35		3	31	139	8	3	9	91	658

- ・ 危険物施設とは、建築物、工作物、建築設備、消火設備をいう。
- ・ 被災施設とは、震災により危険物施設の構造又は設備に亀裂、変形、離脱、落下、沈下等の異常を生じた施設をいう。
- ・ 火災の5施設は、市街地大規模火災により延焼し、全焼した施設である。

表5.8 神戸市内のタンク数と被害調査タンク数<sup>12)</sup>

神戸市内総数		調査数	調査%
特定屋外タンク貯蔵所 (容量 1,000kl以上)	新法	11	100.0
	旧法	132	52.3
特定以外の屋外タンク貯蔵所		544	28.7
屋外タンク貯蔵所	計	687	34.4

1,000kl未満	特定屋外タンク貯蔵所 以外の屋外タンク貯蔵所	位置・タンク構造・設備等の規制を受ける。
1,000kl以上	特定屋外タンク貯蔵所	上記のほか、 基礎地盤の構造・検査、 タンクの構造・溶接部検査 等の規制を受ける。

特定屋外タンク貯蔵所に関しては、1977年法改正（危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示）により、基礎・地盤に関する基準が強化されている。（特に液状化規定）  
これ以前のを「旧法タンク」、以降のを「新法タンク」と通称する。

80%は要領1000kl未満の小型タンクである。消防庁危険物規制課では、被害の大きいとみなせる6事業所（神戸市内屋外タンク全数の約34%）について、2月3～5日の間立入調査を実施している。ここでは全面的に提供を受けたこの調査資料を取りまとめて被害の全貌を報告する。また、個別に資料提供を受けたこのうちの1事業所について若干の考察を加える。

### 5.5.1 神戸市内のタンクの被害状況

調査タンクの立地点は神戸市西部埋立地他3事業所および東部埋立地3事業所である。詳細な土質データは得られていないが、各地点の埋め立ての経緯から判断して、埋立土はN値5～10程度のまさ土が主体と想像できる。したがって、各地点とも敷地全体に液状化が発生していたり、護岸の変位に伴う地盤の側方変位・沈下の影響を受けているものが多い。表5.9の異常の内訳は、表中に示す各項目について程度の大小を問わず何らかの異常をカウントしたもので（したがって同一タンクに対して重複カウント有り）、圧倒的に地盤・基礎関連が多い。何らかの形で地盤・基礎に異常が認められたタンク数は調査タンクの93%に達するが、タンク本体にまで異常が認められたものは約50%に止まっている（図5.40参照）。また、地盤・基礎、タンク本体、設備の異常の組み合わせをみると、新法タンクに関しては、地盤・基礎に異常があっても、タンク本体に異常を認めたものが皆無であることが特徴的である（図5.41参照）。地盤・基礎を中心とする被害の比率は、新法の特定タンク～旧法の特定タンク～非特定タンクの順に高くなっているが、これは地盤・基礎のグレード、タンクの形状比、に由来しているものと考えられる。タンク本体の被害はほとんどが地盤・基礎の沈下・傾斜に起因するものであったが、転倒や大きな破損により大規模な漏洩や火災に至ったものはなかった。ただし $h/D$ （地震時液高/タンク内径）が1.3以上の小型タンクには座屈変形したのも認められた。

表5.9 タンクの被害の内訳

異常の内訳	特定タンク		特定以外	合計
	新法	旧法		
調査タンク 合計	11	69	156	236
基礎・地盤				
沈下・傾斜		31	92	123
犬走り異常	3	31	35	69
補強措置の異常	3	19	26	48
噴砂	4	50	136	190
地割れ	7	55	123	185
タンク本体				
漏洩			1	1
亀裂			1	1
側板の変形		2	10	12
アニュー部の変形		3	4	7
屋根の変形		3		3
屋根の破損		1		1
アンカーボルト引抜等		10	33	43
傾斜		20	83	103
設備				
シール亀裂	1	27	38	66
シール剥離	2	16	31	49
アースの伸び・破断	2	8	20	30
配管接続部漏洩		1	6	7
消火設備の損傷		3	3	6
その他の設備		5	48	53
<b>異常タンクの数</b>				
A. 基礎・地盤に異常	7	60	153	220
B. タンク本体に異常		30	94	124
C. 諸設備に異常	3	40	104	147
<b>異常の組合せ</b>				
A & B & C		24	83	107
A & B		6	10	16
A & C	3	16	19	38
Aのみ	4	14	41	59
その他			2	2
異常タンクの計	7	60	155	222
異常のないタンク	4	9	1	14
調査タンク 合計	11	69	156	236

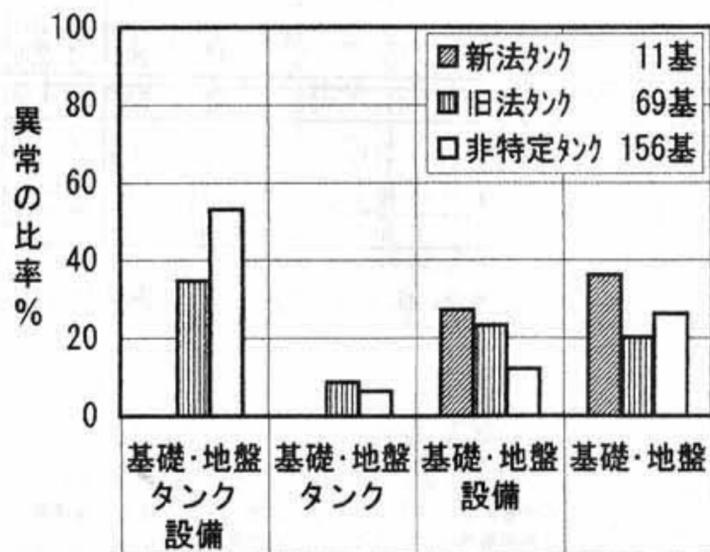


図5.40 異常を認めたタンクの比率

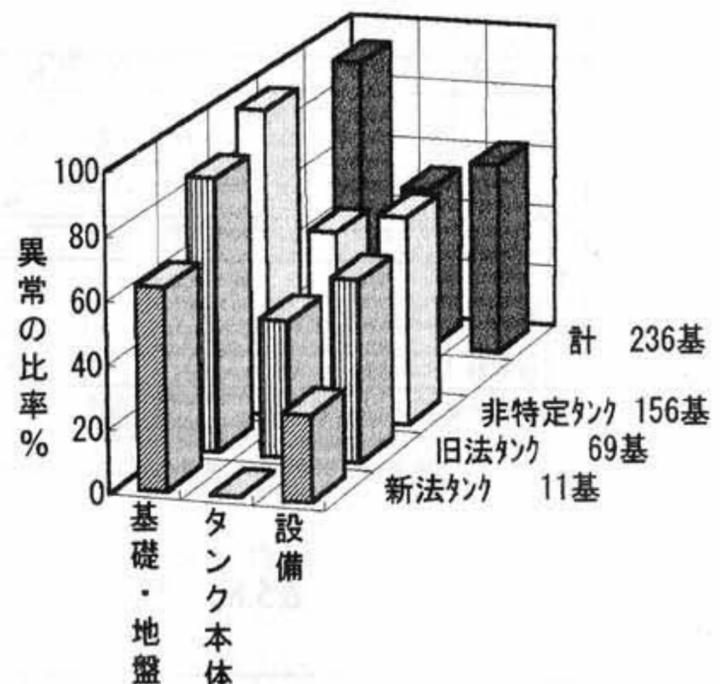


図5.41 被災タンクの異常の組合せ

通常、中規模以上のタンク本体は基礎に設置されているのであるが、小型タンクで $H/D$ （タンク高さ/タンク内径）が大きな場合、転倒防止のアンカーボルトが設置されることが多い。今回の調査においても

ボルトの引抜け・破損が多数見られたが、大きな地震動に対して、タンク本体の浮き上がりや滑動に対する制御効果があったものと推定される。

### 5.5.2 タンクの形状と沈下・傾斜

調査タンクの形状比 $H/D$ は図5.42に示すとおりであるが、小型タンクになるほどこの比が大きくなる傾向にある。タンクの設置荷重の大部分は内容物の重量であるため、地震時の液高 $h$ とタンク内径 $D$ の関係をみると図5.43のように小型タンクほど $h/D$ が大きいという傾向がある。通常タンクの安全度は相対不同沈下量 $\delta$ （円周上測点の最大値と最小値の差）とタンクの内径 $D$ の比 $\delta/D$ によって管理されている。そこで、

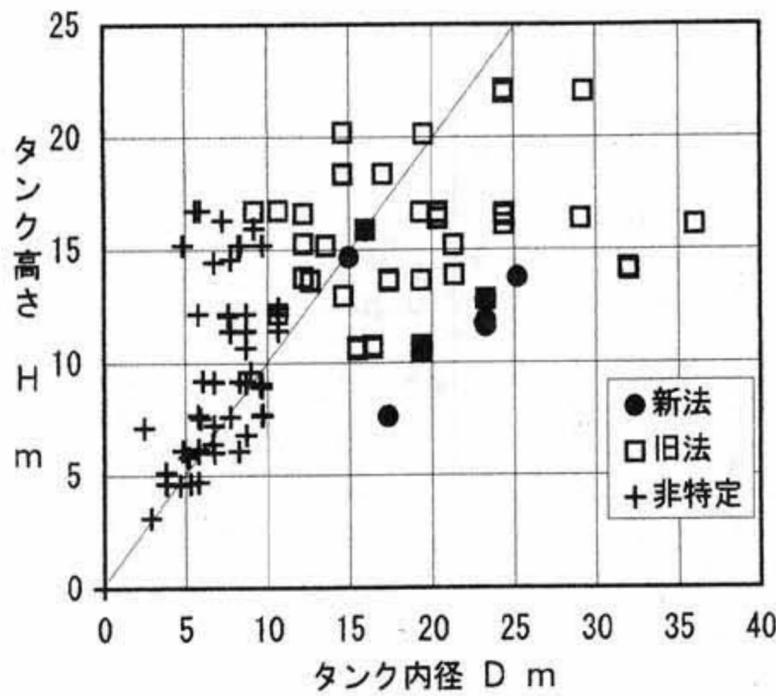


図5.42 タンクの形状比

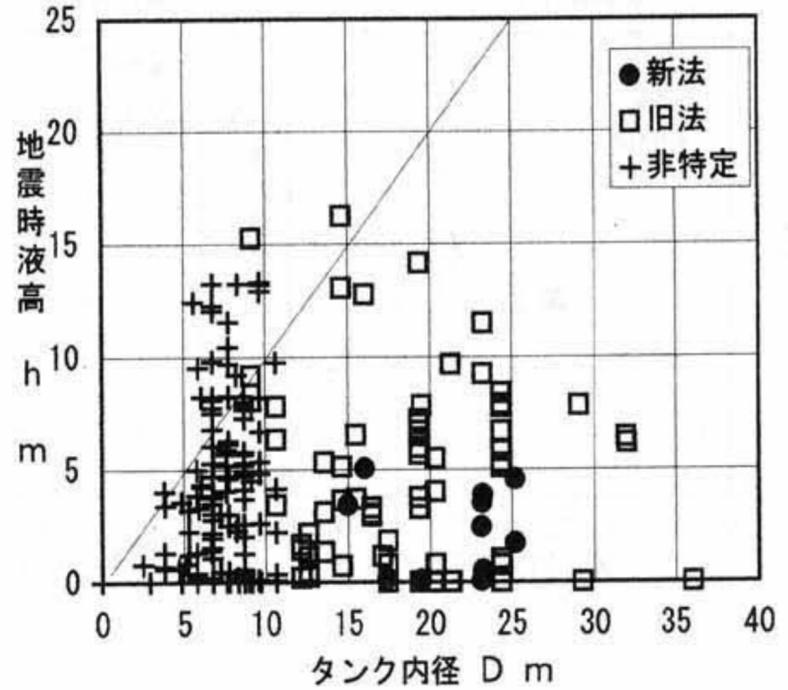


図5.43 タンクの地震時の液高

全調査タンクについて $\delta/D$ と $h/D$ の関係をプロットすると図5.44に示すようになり、これより以下のようなことがわかる。

☆液状化対策として地盤を締固めることが義務づけられ、最も強化されている新法タンクについては、地震後の傾斜 ( $\delta/D$ ) は大半が  $1/1000$  以下 (最大  $1/360$ ) の範囲にあり、タンク本体の異常も認められない。

☆旧法タンクおよび特定以外のタンクについては、 $h/D$ が大きいほど傾斜 ( $\delta/D$ ) が大きくなる傾向がある。

☆特定タンクで管理基準値  $1/100$  を超えたものは旧法タンクで約25%、新法タンクではゼロである。

☆特定以外のタンクで管理基準値  $1/50$  を超えたものは概ね半数に達する。

☆立地地盤そのものの液状化・沈下や護岸近傍の地盤の側方流動の影響が大きいため、タンク基礎としての地盤・基礎形状と被害の関連は今後の検討を待たねばならない。しかし、結果として、タンクの区分に応じた地盤・基礎のグレードをある程度反映した結果であると考えられる (大幅な地盤沈下のため、水準点そのものが沈下している場合もあり、タンク基礎としての絶対沈下量は測定されていない)。

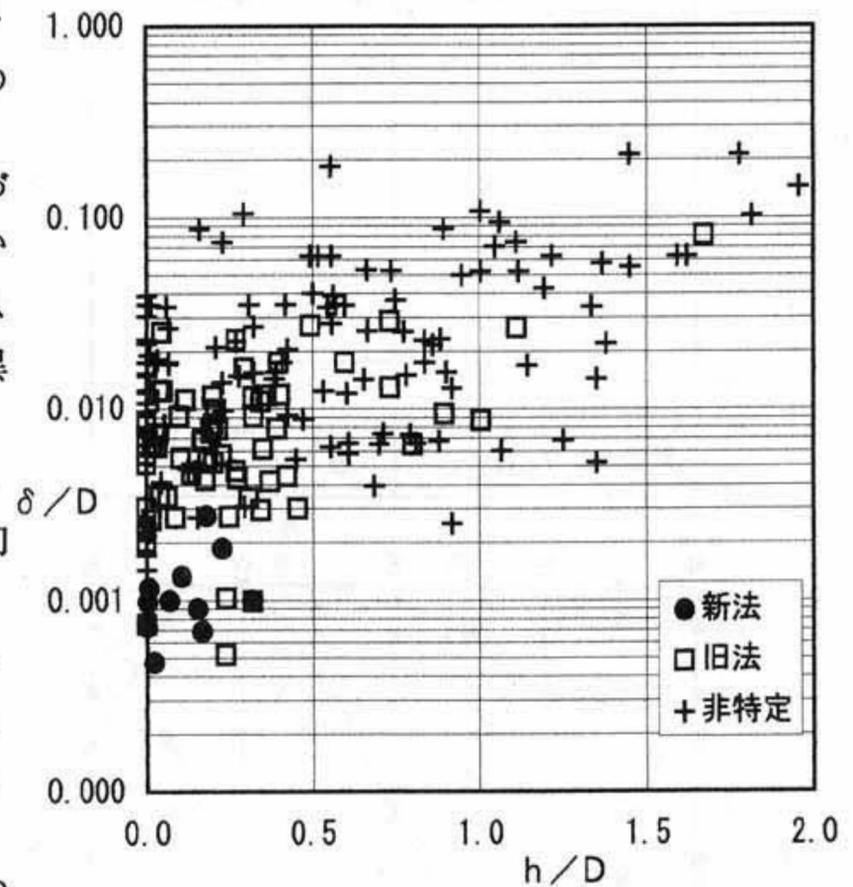


図5.44 タンクの形状比と不同沈下の関係

### 5.5.3 タンクの形式と沈下

調査6事業所のうち1事業所については、さらに詳細なタンクの沈下データの提供を受けたのでこれについて若干の考察を加える。タンクの形状比 $H/D$ 、 $h/D$ 、沈下の傾向 $\delta/D \sim h/D$ は図5.45に示すとおりで前出の図5.42、5.43の範囲にはいっており、さして特異なケースではない。各タンクの円周上測点の相対沈下量を展開図で表現すると、図5.46のようになる。当該事業所のタンクの形式はほとんどが円錐屋根（コーンルーフ）であり、図中No.10、11、13が浮屋根（フローティングルーフ）である。同図において、沈下のモードは円錐屋根の場合、沈下量の大小に係わらずサインカーブとなっている、すなわちタンク自身はほとんど変形せず、剛体的にロッキングを生じているのに対して、浮屋根の場合は明らかにカーブが乱れ

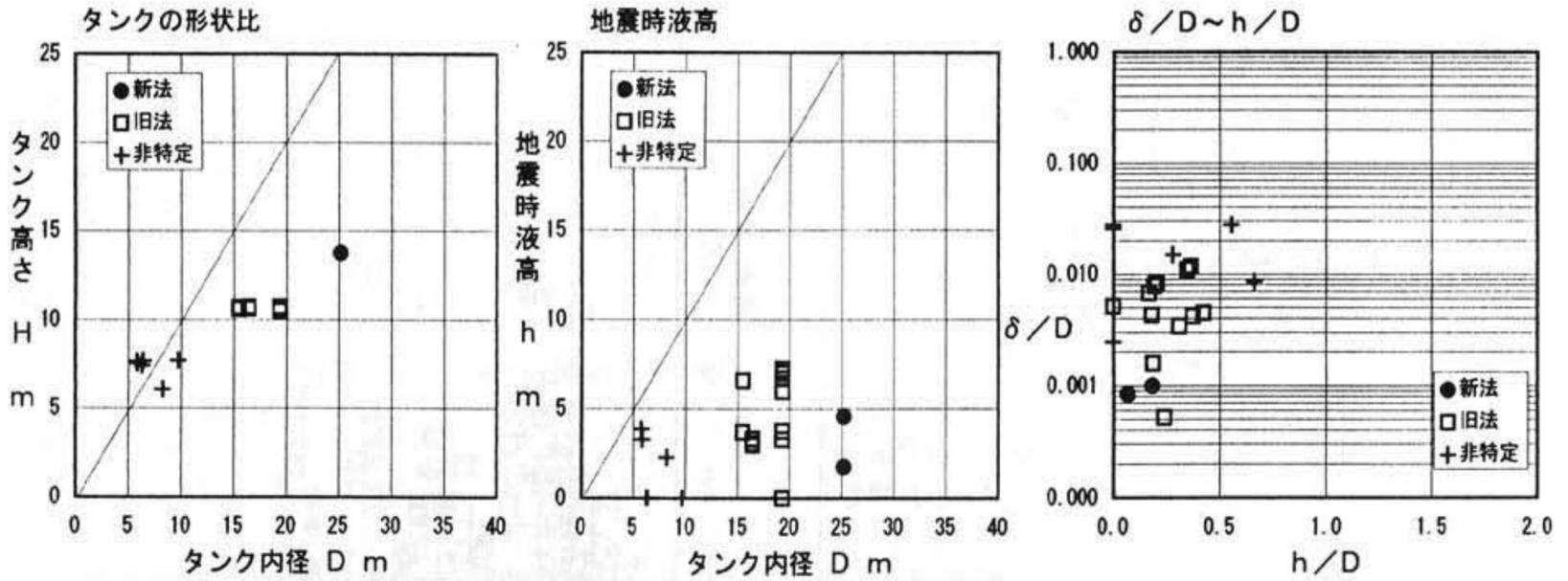


図5.45 タンクの形状比、不同沈下

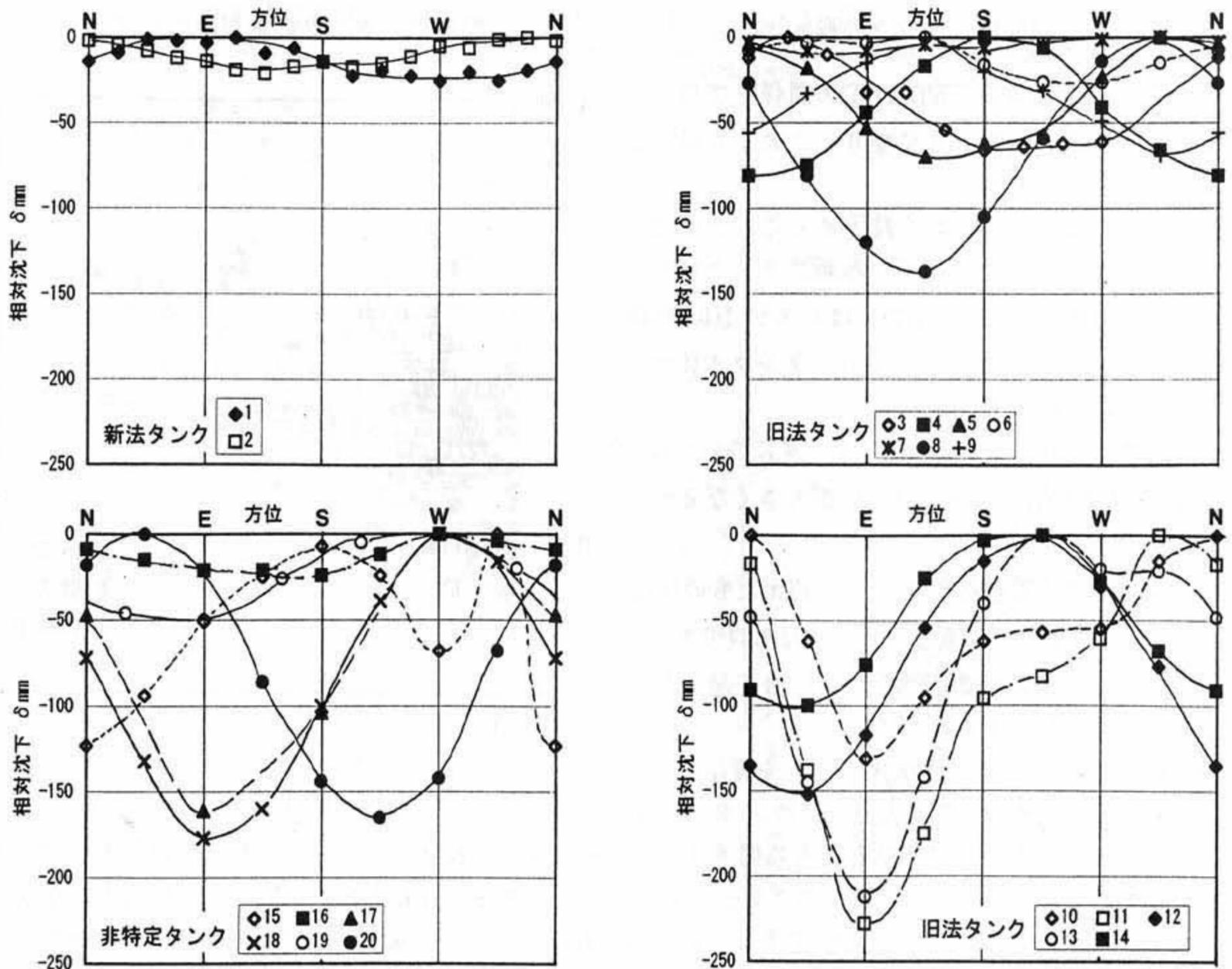


図5.46 タンクの沈下モード

ており、タンクそのものに変形が生じていることを表している。図5.47に示すように、円錐屋根の場合は円筒の頂部が屋根で拘束されているため、この程度の規模のタンクでは全体としての剛性が保持されるのに対し、浮屋根の場合は円筒の頂部が不拘束であるため、タンク全体の剛性が小さくなる。この剛性の違いがタンクの変状モードに反映されている。

なお、当該ヤードにおいて地震後に実施された土質調査結果に基づき、消防法に規定する方法によって液状化判定を行った結果、図5.48に示すように、10m以浅では安全率が1をきって液状化の危険性が高いとする結果が得られている。

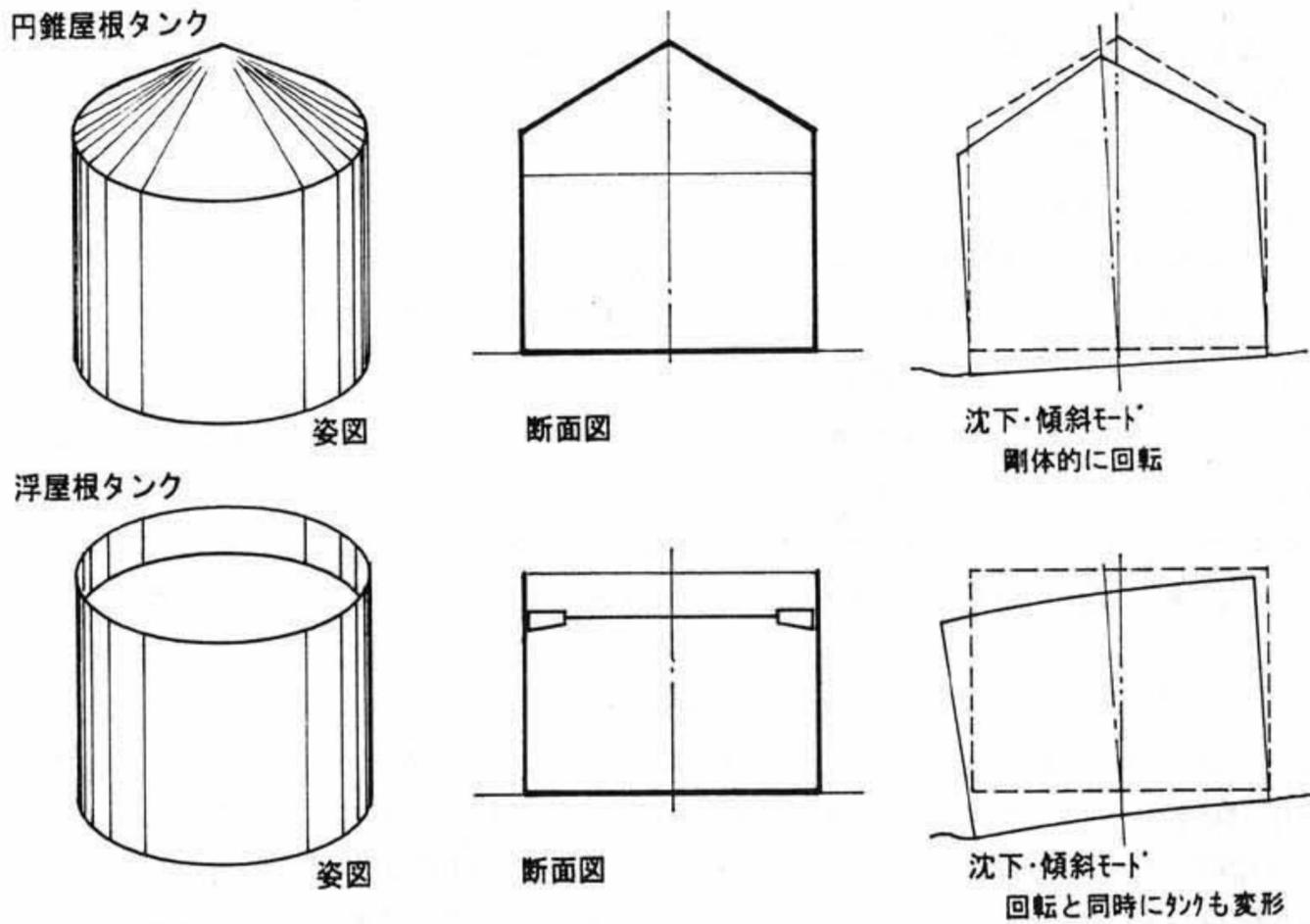


図5.47 タンクの形式と変形モード

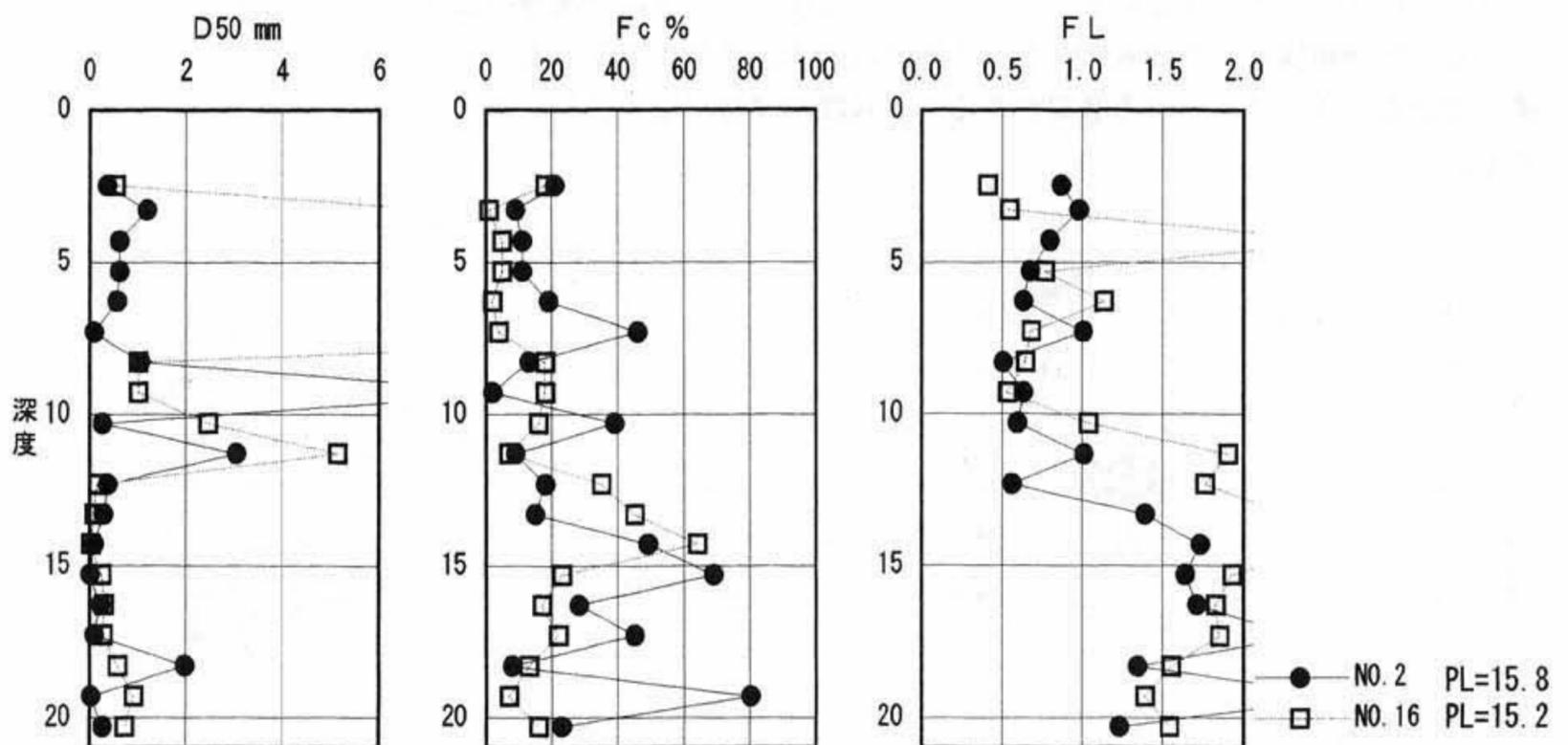


図5.48 タンク基礎地盤に対する $F_L$ 値による簡易液状化判定結果

## 5.6 岸壁の被災のメカニズムに関する検討

兵庫県南部地震でのウォーターフロントでの被害は、防波堤、護岸、クレーン、物揚げ場、連絡橋等、その大半がケーソンあるいはブロックを用いた重力式構造物において生じた。特に設計震度の小さい大半の構造物が被害を受けたが、一方で耐震強化岸壁の被害はほとんどみられなかった。岸壁被害の典型的な例として、ポートアイランド・コンテナバース (PC11) の被災断面を図5.49に示す。兵庫県南部地震では大半の重力式岸壁において同図に示すように、横ずれ (海側へ最大約5m、平均3m)、傾斜、沈下、背後地盤の陥没 (最大約3m) を生じている。

神戸港での設計震度は0.1~0.18であったが、想定地震動を上回る地震動によりケーソンは急激に海側へ水平移動したものと考えられる。ポートアイランドで観測された加速度記録の一例を図5.50に示す。この結果によると、同地点における地震の水平動は南北方向に卓越していることがわかる。

図5.51に示した、稲垣ら<sup>14)</sup>によるGPS測量に基づくポートアイランドの岸壁および護岸の法線変位量 (水平変位量) 計測結果に

よると、図5.50で示した地震の水平動の卓越方向に法線が直行する岸壁の移動量大きいことがわかる。これはケーソンの水平移動の主要原因が地震動による過大な慣性力と土圧によって生じたことを裏付けている。さらに、ケーソン背後の埋立て地盤およびケーソン直下の置換土層の過剰間隙水圧が上昇し、これらのせん断抵抗力の低下によって岸壁の側方移動が増大したと考えられる。しかしながら、一方で、置換砂層はケーソンから加わる静的せん断応力の影響によって過剰間隙水圧比が100%に達するという意味での液状化には到らなかったとする指摘もあり、置換砂の液状化ないしは有効応力低下に伴うせん断抵抗力の減少が岸壁の崩壊に及ぼす影響については、今後さらに検討する必要がある。また、ケーソン背後20~30mの範囲の地盤では液状化の痕跡はほとんどみられなかった。これは大きな地震動および置換土砂のせん断抵抗力の低下によってケーソンの海側への移動が大きく、ケーソン背後の地盤が水平方向に伸張した結果である。現行の液状化判定法では、この部分の地盤も液状化すると判定され、背後地盤がケーソンの移動に追随できないような状況に達した後においては、現行の液状化判定法は安全側の結果を与えることが指摘されている<sup>13)</sup>。なお、巷間取りざたされている地震の上下動については現時点では明確ではなく、さらに検討する必要があるが、現段階では岸壁の被災原因としての影響は小さいと推定される。

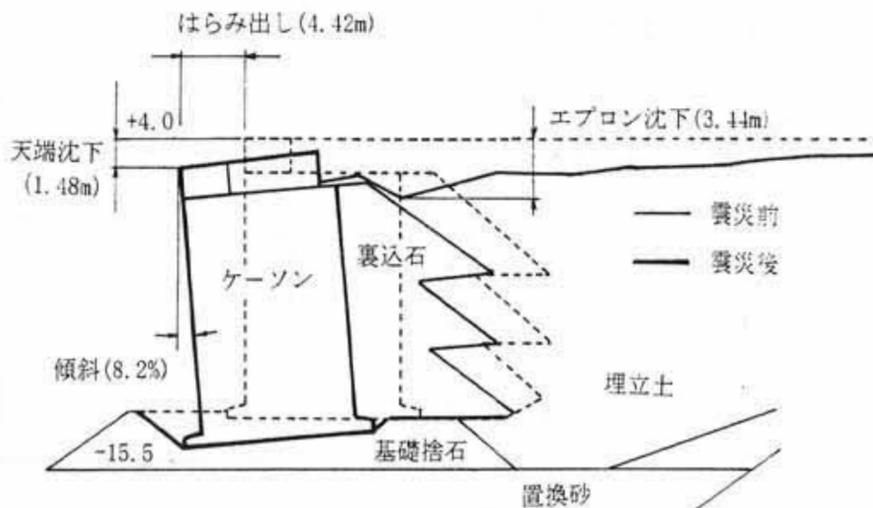


図5.49 重力式岸壁の典型的な崩壊パターン (ポートアイランドPC11岸壁)

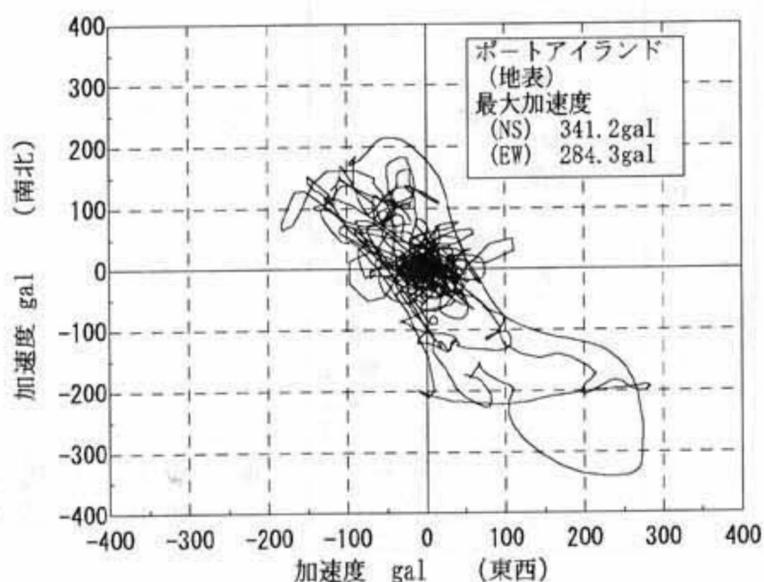


図5.50 ポートアイランドにおける加速度軌跡

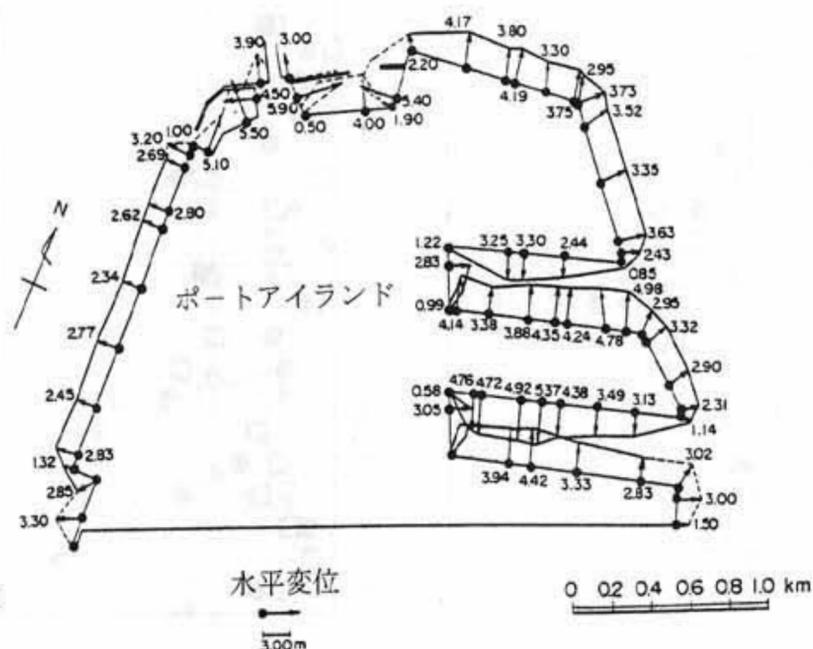


図5.51 ポートアイランド岸壁の地震後水平変位<sup>14)</sup> (GPS測量結果による)

## 5.7 被災港湾施設の復旧

### 5.7.1 神戸港復興の基本的な考え方<sup>4)</sup>

神戸港の復旧、復興は、同港がアジアの拠点港としての機能を果たすことを念頭に置き、まず、港湾機能の麻痺の影響を軽減させるために、わずかな補修によって利用が可能となる施設については早期に暫定供用を開始し、本格復旧する施設についても段階的に供用を開始するなどの対応が図られた。また高波・高潮から港湾施設の安全を確保するため、防波堤の早期の機能回復を目指している。次に被災した港湾施設については、施設の重要度に応じて耐震性を高め、岸壁の復興にあたっては、重要度に応じて設計震度の引き上げを図るとともに、地震応答の異なる構造形式を組み合わせる等、構造様式の多様性に配慮している。また、今回なみの地震力に対しても十分耐えられるような耐震強化岸壁をコンテナ埠頭、フェリー埠頭、在来埠頭の一部に分散配置することとされた。

### 5.7.2 岸壁の復旧工法について<sup>13)</sup>

神戸港の岸壁の復旧、復興にあたり、一般の岸壁の設計震度は下記のように重要度係数の増加（1.0→1.2）を考慮して0.15あるいは0.18から0.20へ増加させている。

$$\text{設計震度 (0.20)} = \text{地域別震度 (0.15)} \times \text{地盤種別係数 (1.2)} \times \text{重要度係数 (1.2)}$$

耐震強化岸壁の設計では、今回の地震に対する摩耶埠頭の耐震強化岸壁の実績を考慮して、設計震度0.25（重要度係数：1.50）を採用している。また、震度法で決定した断面について想定地震に対する岸壁の変形性状についても照査を行っている。ただし、すべての耐震強化岸壁が被災を受けることのないよう、地震応答特性の異なる多種多様の構造形式により耐震性の強化が図られている。岸壁の背後地盤については、すべての耐震強化岸壁に対し、締固め等による液状化対策を講ずるとともに、その他の（-7.5m）以上の大型岸壁については、背後地盤に液状化が予測される場合には適切な液状化対策を施すものとしている。

被害を受けた岸壁の復旧のための具体的な設計に当たっては、被災状況および施設の位置的な制約を考慮して以下のような3種類の基本パターンが導入された（図5.52参照）。

#### ①被災岸壁前面に新規に施設を設置する方法

この方法は、被災の程度が大きく、既存施設の利用・撤去が困難で、かつ前面の水域利用に支障がない場合に採用された。前面に設置する施設としては、栈橋、ケーソン、ブロック、ジャケット構造等が考えられる。図5.52においてこの案の一例として前面に新設のケーソンを据え付ける場合を示した。

#### ②コンクリートケーソンを一旦浮かして撤去し、岸壁本体を築造し直す方法

この方法は、被災の程度が大きく、そのままの状態では背後土圧を低減しても設計外力に対して抵抗できない場合で、かつ前面の水域に余裕がない場合に採用された。ケーソンを据え直す際には、滑動抵抗を増大させるためアスファルトマット等を敷設する。

#### ③被災岸壁の背後に作用する土圧を低減させる方法

この方法は、被災の程度が比較的小さく、背後の土圧を低減させるだけで設計外力に対して抵抗できる場合に採用された。背後土圧を低減させる方法としては、事前混合処理工法、深層混合処理工法等により土に粘着力を付加する工法と、水砕スラグや軽量地盤材料による置換工法がある。前者は液状化対策としても有効である。この他に、背後土圧を低減する方法として岸壁背後に鋼管杭で棚を作り、既存ケーソンとの間を掘削後、間詰め石を充填する工法も採用されている。

防波堤に関しては、今回の被災で沈下量そのものは比較的大きかったものの、法線のはらみ出しはほとんどなく、フーチングの破損も確認されなかった。このため、防波堤の復旧においては、上部工を計画天端高さまで嵩上げするとともに、捨石を投入して地震時および高波時の安定性を保つようにした。

具体的な復旧事例については、本稿5.3、5.4を参照されたい。

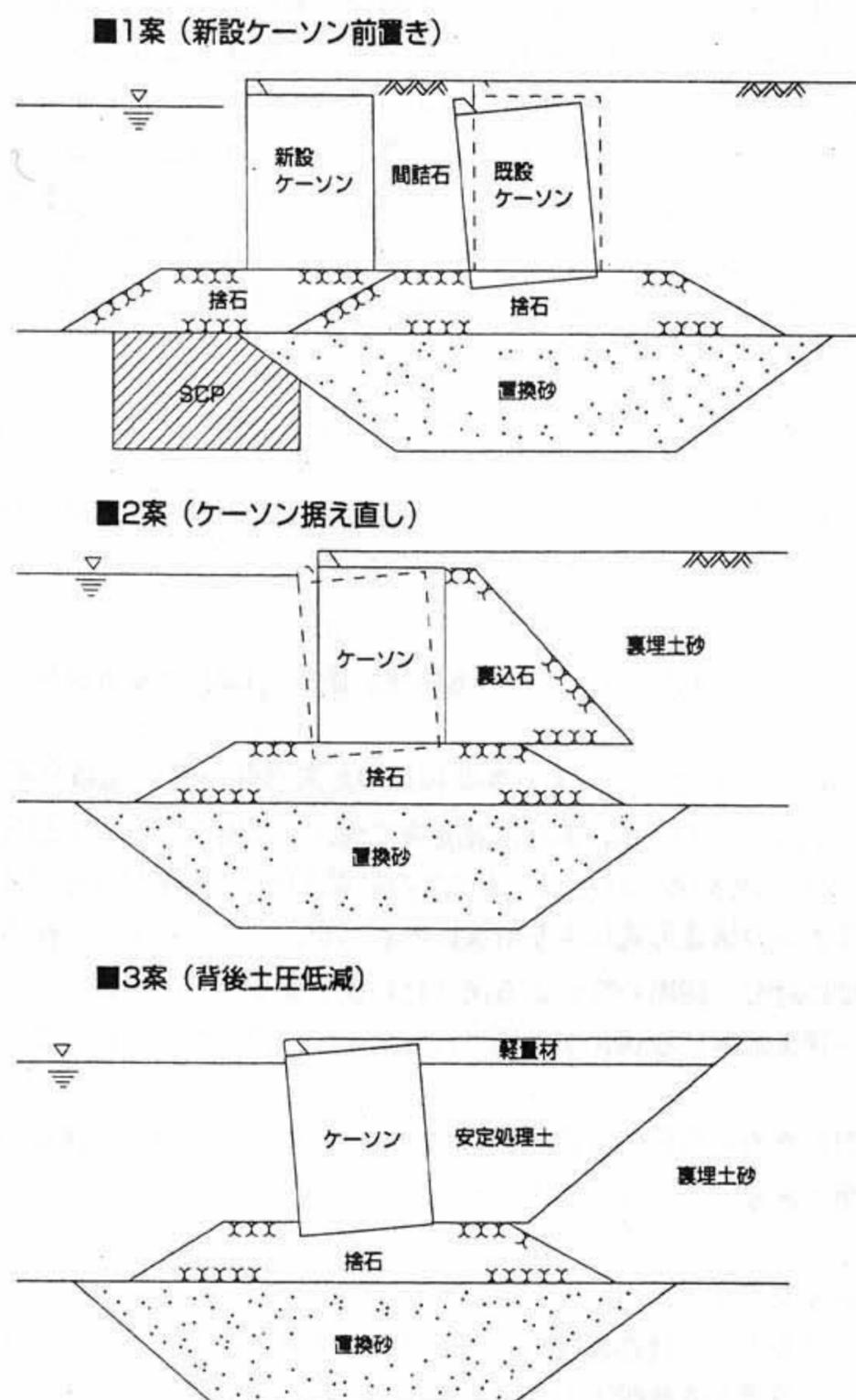


図5.52 重力式岸壁の復旧断面の基本パターン<sup>13)</sup>

## 5.8 おわりに

兵庫県南部地震によるウォーターフロントにおける被害状況について、岸壁、護岸線、防波堤等の被災に焦点を当てて調査を行った。あわせてウォーターフロント域の危険物取扱施設の被災記録を示すとともに、これら港湾諸施設の被災のメカニズムと復旧方策についても言及した。今回の地震によってウォーターフロント域の地盤は広範囲に液状化を生じたが、港湾諸施設の被災の主たる要因として、想定地震力を少なく見積もっていたことを挙げる事ができる。特に、神戸港では、軟弱粘土地盤の床掘置換砂上への重力式のケーソン式岸壁・護岸が中心であったことから大規模な被災を被ったものであり、今後この地震を教訓にして設計震度を0.20に、一部の耐震強化岸壁では0.25に向上させて動的安定性を高めている。

最後に、調査活動から本稿の執筆にわたって、運輸省第三港湾建設局、運輸省港湾技術研究所、農林水産省水産庁水産工学研究所、消防庁、兵庫県土木部・企業庁、大阪府港湾局、神戸市開発局・港湾局・消防局、神戸港埠頭公社、大阪市港湾局の各機関から貴重なデータの提供、御助言および御協力を頂いた。ここに深甚の謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 社団法人土質工学会関西支部 (1992) : 関西地盤.
- 2) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu K. (1995) : The 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake-Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area-, Association for Development of Earthquake Prediction.
- 3) Akamoto, H. and Miyake, T (1996) : Status of Damage to Naruohama Reclaimed Ground in Nishonomiya City, A Special Issue of Soils and Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, to be published.
- 4) 及川 研・輪湖建雄 (1995) : 阪神・淡路大震災による神戸港の被害と復興事業、第12回港湾技術報告会資料、運輸省港湾局.
- 5) 井合 進 (1995) : ケーソン式岸壁の被害の特徴、土木学会誌、第80巻7号、pp.46 - 49.
- 6) Johnson, H. P. and Helferty, M. (1995) : The Geological Interpretation of Side-Scan Sonar, Reviews of Geophysics, Vol.28, No.4, pp.357 - 380.
- 7) 永井紀彦 : 私信、1995.
- 8) 高橋 誠・南兼一郎 (1977) : 神戸港第六南防波堤直立消波構造 (スリット式ケーソン) について、土木技術、第32巻8号、pp.24 - 31.
- 9) 森尾茂夫 (1992) : 防波堤の基礎工、基礎工、第20巻5号、pp.19 - 21.
- 10) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977) : Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 17, No.1, pp.23 - 38.
- 11) 消防庁 (1995) : 阪神淡路大震災に係る屋外タンク貯蔵所の被害状況現地調査結果報告書.
- 12) 神戸市消防局 (1995) : 阪神・淡路大震災による危険物施設の被災状況.
- 13) 運輸省港湾局技術課、運輸省港湾技術研究所、運輸省第三港湾建設局 (1995) : 阪神・淡路大震災による港湾施設等被害状況調査報告書 (第2集) .
- 14) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T. (1996) : Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, A Special Issue of Soils and Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, to be published.