

耐震強化したケーソン式岸壁の地震時挙動に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON EARTHQUAKE BEHAVIOR OF THE HIGH SEISMIC RESISTANT QUAY WALL

及川研*、菅野高弘**、松永康男***、三藤正明****

Ken OIKAWA, Takahiro SUGAN, Yasuo MATUNAGA and Masaaki MITO

*工修 運輸省港湾局環境整備課海域環境対策室 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 2-1-3)

**工博 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室 (〒239 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

***工修 国土庁大都市圏整備局整備課 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 1-2-2)

****工博 五洋建設株式会社技術研究所 (〒329-27 栃木県那須郡西那須野町四区町 1534-1)

Many caisson type quay walls were damaged in Kobe Port during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. The typical damage was observed, seaward horizontal displacements of the caisson walls were around 5 m at maximum and 3 m on average and around 1m settled, the caisson walls also suffered tilting. However, the caisson walls did not collapsed or overturned and deformed quite uniformly maintaining the face lines of the walls almost straight. The high seismic resistant quay walls of caisson type, which were specifically designed with a seismic coefficient of 0.25, were constructed in repair work. In order to investigate the earthquake behavior of the high seismic resistant quay wall, we conducted large scale underwater shaking table tests.

In this paper, we will discuss some experimental results of shaking table tests.

Key Words : earthquake, quay wall, shaking table test

1. はじめに

兵庫県南部地震により、神戸港の岸壁構造の大半を占める重力式のケーソン式岸壁は大きな被害を受けた。一般の岸壁（再現期間 75 年の期待値に相当する地震に耐えうる岸壁）は設計震度 0.15～0.18 で築造されているが、その被災の形態はケーソンが最大 5 m 程度、平均 3 m 程度海側へ移動し、前傾、沈下した。ケーソンの水平移動に伴って直背後の地盤は最大 3 m 程度陥没した。このような中であって、摩耶埠頭に整備されていた耐震強化岸壁（数百年に 1 回程度あるいは発生確率は低い、更に大規模な地震に耐えうる岸壁、設計震度 0.25）は、被害は軽微で地震直後でも供用可能であった。現地被災調査に模型振動実験結果と有効応力法を用いた地震応答解析結果などを踏まえて、ケーソン式岸壁の被災メカニズムは以下のようにまとめられている^{2)、3)、4)、5)}。すなわち、設計で想定した以上の地震時慣性力と土圧が作用したことに加え、ケーソン背後の埋立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が低下したことによって生じた。

ケーソン式岸壁の復旧に際しては、一般の岸壁よりも耐震性を高め、兵庫県南部地震のような強震動

にも十分に耐えうる耐震強化岸壁が神戸港の各地区に分散して、あわせて 11 バース整備された。本報告で対象とする六甲アイランド (-8.5 m) 岸壁は、被災したケーソン岸壁を活用して耐震強化岸壁とした代表的な事例である⁶⁾。この耐震強化岸壁は設計震度 0.25 で従来の震度法に従って決定されているが、今回のような地震に対する耐震安全性を確認するために水中型の大型振動台を用いた模型振動実験を実施した。岸壁の機能低下の程度はケーソンの変形量により決まるため、特にケーソンの変形量に着目して実験を行った。

本文では検討対象施設の兵庫県南部地震時の被害状況、復旧工法、および復旧断面の耐震安全性に関する模型振動実験方法と実験結果について説明する。

2. ケーソン式岸壁の被災状況と復旧断面

2.1 被災状況

検討対象としたケーソン式岸壁の兵庫県南部地震での被災状況を図-1に示す。本施設は、六甲アイランド北東部に位置した水深 -8.5 m のフェリー岸壁である。構造形式は、神戸港で標準的な床掘置換工法による置換砂地盤上に、基礎捨石、ケーソンを設置

した重力式岸壁であり、当初の設計震度は0.15であった。被災状況は、岸壁法線のはらみ出しが1.0～4.6 mであった。岸壁全体の法線のはらみ出しの傾向は、岸壁の中央部が円弧状に大きく変位していた。ケーソン天端の沈下は1.1～2.0 mであった。また、ケーソンの傾斜が最大6度と大きく、エプロン部にはケーソン背後位置で3 m以上の段差が生じた。ただし、ケーソン本体は損傷を受けていない。

埋戻すとともに、裏埋表層部は軽量地盤材料としての水砕スラグで置換されている。事前混合処理土に関しては、施工後チェックボーリングが実施され一軸圧縮強度で20～60kgf/cm²であり、設計目標値を大きくクリアし、地盤自体が自立可能な強度を有しているものと判断される。また、ケーソン下部に摩擦増大マットを敷設することにより、静止摩擦係数を0.7まで増加させ、摩擦抵抗の増大を図っている。

2.1 復旧断面

復旧に際しては前面水域の確保のため復旧法線を被災前と同位置にする必要があること、ケーソン本体の有効利用等の種々の観点から、被災したケーソンを一旦撤去し、被災前位置に戻すケーソン据直し工法が採用されている。したがって、設計震度0.15で設計されたケーソンを再利用して設計震度0.25の耐震強化岸壁とすることから、図-2に示すように以下の耐震補強が施工されている。置換砂の耐震性の強化を図るため、被災ケーソンを撤去後、基礎捨石上から鋼管杭の打設・引抜きによる振動締固め工法が採用された。施工後の調査結果から、目標N値20以上が十分確保されていることが確認されている。また、岸壁背後から作用する地震時土圧を大幅に低減するために土砂と少量のセメントを混合した事前混合処理土で

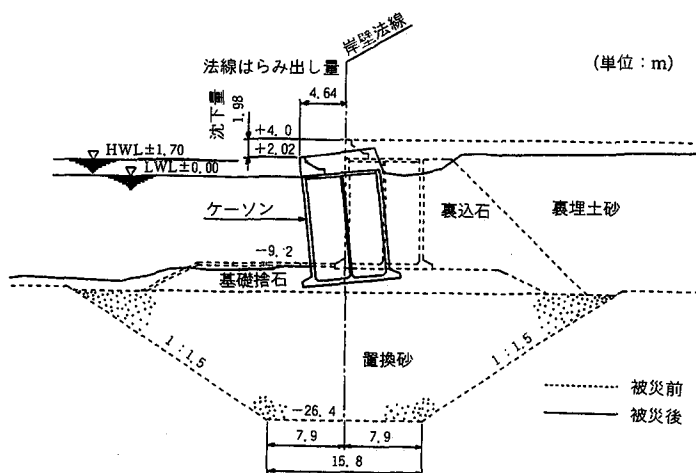


図-1 当初標準断面と被災断面⁶⁾

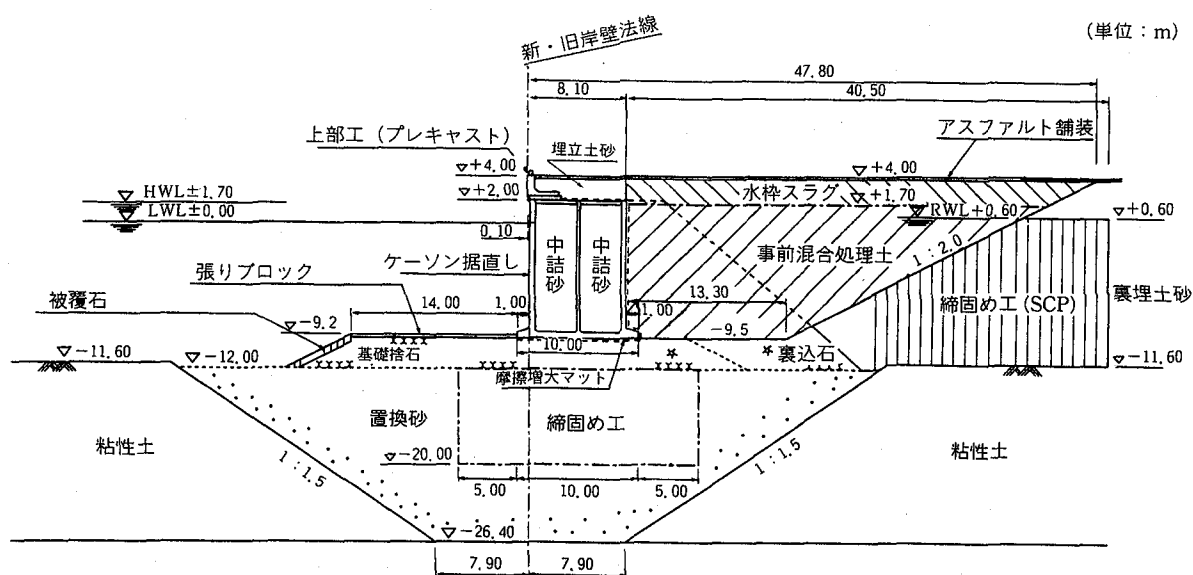


図-2 ケーソン式耐震強化岸壁の復旧断面⁶⁾

3. 模型振動実験概要

模型振動実験には、平面的には長さ15 m×15 m、水深2 mの水槽の底面中央部に半径6 mの振動台テーブルが設置されている水中型の振動台を用いた。これは、水中に建設されるケーソン式耐震強化岸壁の地震時の挙動をより忠実に再現するためである。

3.1 入力地震動

入力地震動は兵庫県南部地震の際にポートアイランド地区の強震観測鉛直アレーでの観測波を用いた。観測深度は地表、K.P.-12m、K.P.-28m、K.P.-78mであるが、模型振動実験の入力地震動としては模型地盤の最下端に近いK.P.-28mを採用した。図-3に模型振動実験に用いたEW（東西）、NS（南北）、UD（上下）方向の入力地震動を示す。この観測波を相似則に従い時間軸を縮小し、現地構造物の方向に合わせて水平2方向と上下方向を同時に作用させた。なお、岸壁法線方向はEW方向に対応している。

3.2 模型断面

図-4に実験に用いたケーソン式耐震強化岸壁模型の断面を示す。この模型はケーソン式耐震強化岸壁の長さの縮尺比を1/16としたものである。ケーソン函体模型は、加速度計・土圧計・荷重計を搭載した計測用函体とその両側に設置するダミー函体の計3

函から構成されている。ケーソン函体の模型サイズは高さ80 cm、接地面積50 cm×50 cmであり、これに中詰砂を入れて使用した。ケーソン函体の底面全体に摩擦増大マットを取り付け、摩擦係数が設計値を満足するようにした。計測器は、背後地盤と置換層には加速度計と間隙水圧計を図-4に示す通りに配置した。置換層にはケーソン函体の直下とその前方に計測

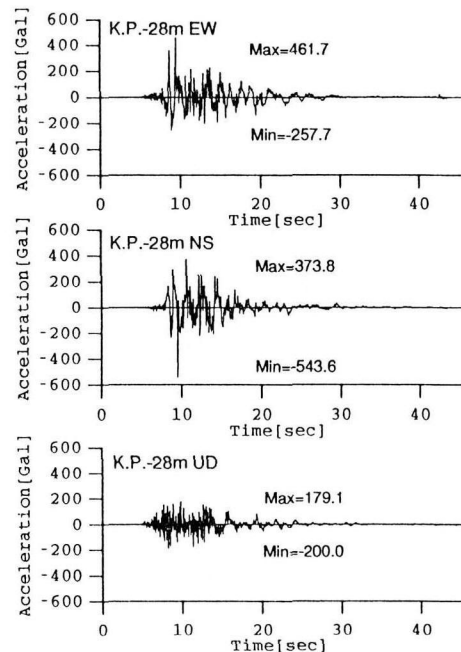


図-3 入力地震動

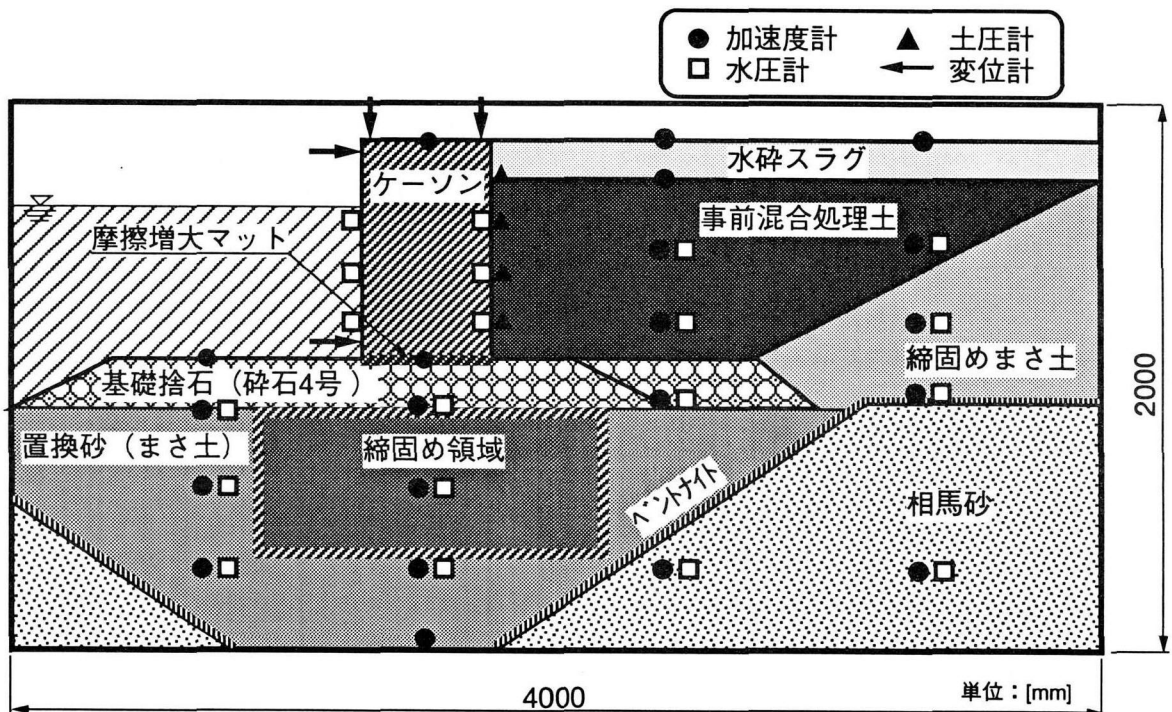


図-4 ケーソン式耐震強化岸壁の振動実験模型

器を配置し、初期の有効上載圧の違いが加速度応答、過剰間隙水圧の上昇に与える影響を調べた。ケーソン函体には水平及び上下方向にそれぞれ2個変位計を配置した。基礎捨石の残留変形を調べるためにターゲットを設置し、加振前後のターゲットの移動量を計測した。

3.3 相似則

本実験の対象とする現象が地震時の地盤-構造物の挙動であるため、地盤を間隙水と土粒子の二相系飽和材と仮定したときの支配方程式から導き出された井合の提案する相似則を用いた⁷⁾。表-1に各物理量の相似比を示す。地盤中の透水に関する相似則を満足するためには、水の粘性を上げる処置が必要であるが、本実験では実験の制約上、間隙流体として水を使用した。したがって、模型実験の間隙水圧は実物と比較して早く消散しているものと推定される。

3.4 岸壁模型の作製

(1) 模型地盤材料

置換土および背後地盤の埋立材はまさ土であるため、ポートアイランドの沈埋トンネル立坑掘削まさ土を模型地盤の材料として使用した。掘削まさ土の粒土分布を図-5の□印に示すが、図から理解されるように粒土分布が良い土である。模型実験では、模型縮尺が1/16であること、及び模型の密度管理を容易にすることを考慮して、△印で示す30mmフルイ通過分を気乾状態として用いた。事前混合処理地盤は、本実験に先立ち地盤材料に超早強セメントを種々の重量比で混合した材料を作製して一軸圧縮強度を調べた結果、重量比4%が強度に関する相似則を概ね満足することがわかった。そこで、この重量比で混合した地盤材料を用いた。現地海底地盤は沖積粘土層であるが、粘土地盤を用いた実験は再現性などの点で困難が予想される為、模型では相馬砂5号を用い液状化が発生しないようにした。基礎捨石は碎石4号、ケーソン背後地盤の軽量地盤材料は現地に合わせて水砕スラグを使用した。

(2) 模型作製手順

ケーソン式耐震強化岸壁模型は振動台上に高さ150cm、幅350cmの2枚の鋼製枠を間口150cmになるように固定し、その中に土層を作製した。まず、相馬砂を用いて海底地盤を気乾状態で作製した。その際、加振時に液状化が発生しないように十分締固めを行い、相対密度で90%を目標とした。また、現地海底地盤の沖積粘土層と同様の非排水状態を再現す

表-1 各物理量の相似比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	λ	16.0
密度	1	1.0
時間	$\lambda^{0.75}$	8.1
応力	λ	16.0
変位	$\lambda^{1.5}$	65.5
加速度	1	1.0

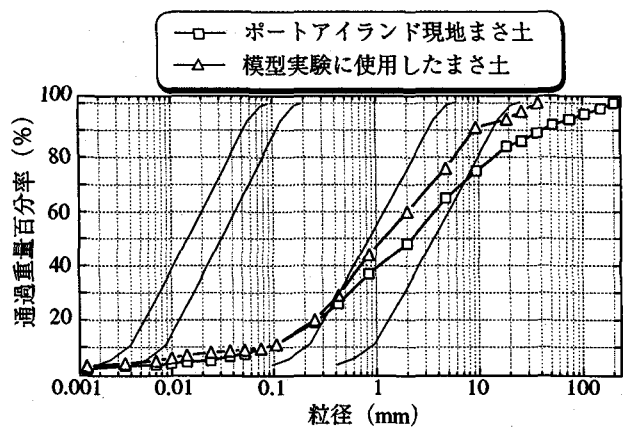


図-5 まさ土の粒径加積曲線

るために、相馬砂上に5mmの厚さで気乾状態のベントナイトを散布した。次に水中振動台の水位を上げ、水中落下法により置換土層を作製後、締固部はパイププレートにより締固めることにより密度を増加させ、現地との整合性を図った。置換土層上に碎石4号で基礎捨石を作製し、基礎捨石上にケーソン函体模型を設置した。ケーソン背後地盤は、水位を徐々に上げながら水中落下法により作製した。なお、ケーソン背後の事前混合処理地盤の状況を実験直後に調査したところ、地盤自体が自立しており現地の地盤状況と概ね良い対応関係にあるものと判断した。

4. 模型振動実験結果の検討

4.1 応答加速度、過剰間隙水圧に関する検討

図-6にケーソン、置換土層および背後地盤の応答加速度、過剰間隙水圧に関する模型振動実験結果を実スケールに換算した時刻歴と最大加速度分布を示す。置換土層のケーソン直下の締固め領域に配置した過剰間隙水圧の時刻歴をw2、加速度波形をA3に示す。また、ケーソン前方の非締固め領域の時刻歴を

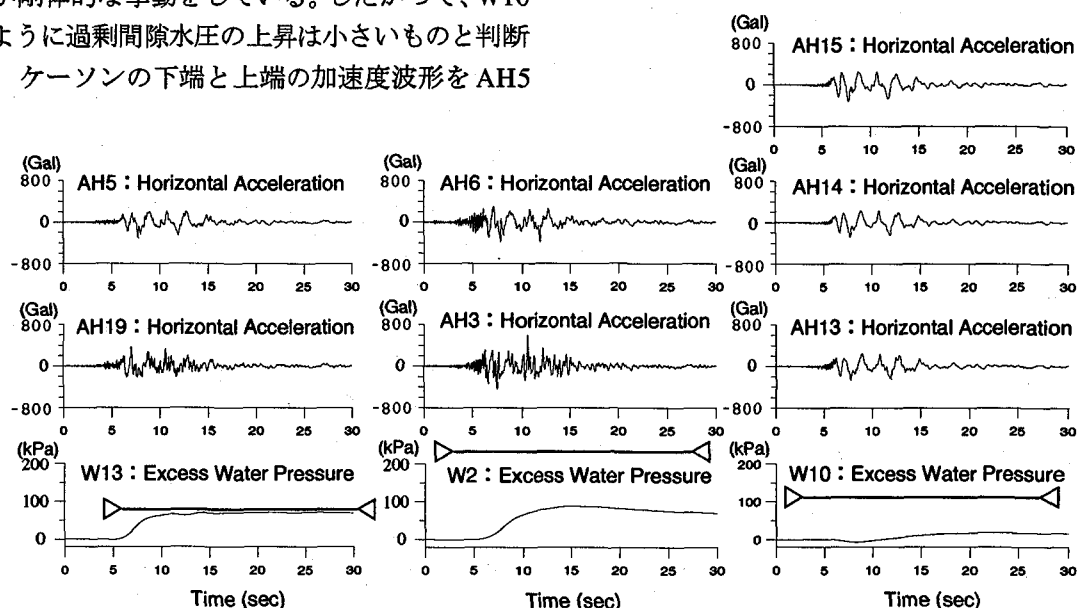
W13、A19に示す。過剰間隙水圧に関する図中の実線は有効上載圧を示している。W13に関する時刻歴から判断されるように最大過剰間隙水圧が有効上載圧とほぼ等しいことより、液状化が発生している。したがって、AH19に示す加速度波形は、最大値が入力地震動に比較して小さくなるとともに長周期成分が卓越する傾向にある。一方、ケーソン直下のW2はケーソンの重量の影響により最大過剰間隙水圧が有効上載圧の半分以上であり、また同深度の加速度波形AH3はAH19に比較して最大値も大きいことから、締固めの効果により地盤の軟化が非締固め領域に比較して小さいものと推定される。

加速度波形AH13は基礎捨石、AH14とAH15は事前混合処理地盤に配置した加速度波形を示したものが、ほぼ同じ波形を示していることより、事前混合処理地盤が剛体的な挙動をしている。したがって、W10に示すように過剰間隙水圧の上昇は小さいものと判断される。ケーソンの下端と上端の加速度波形をAH5

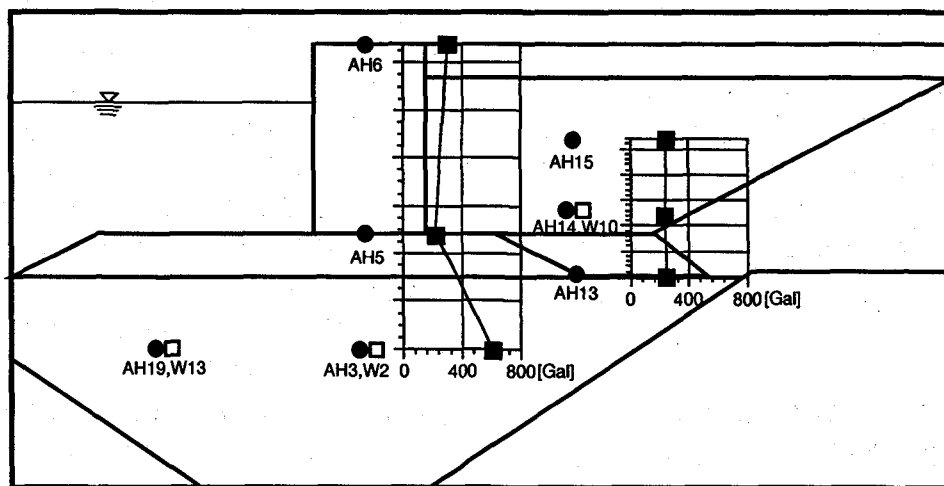
とAH6に示す。ロッキングの影響により、上端のAH6の方が短周期成分が卓越する傾向にあるものと考えられる。以上から、事前混合処理地盤は剛体的な挙動を示すこと、置換土層のケーソン直下は締固めの効果によりは非締固め領域に比較して地盤の軟化は小さいことが推定される。

4.2 ケーソンの残留変位に関する検討

図-7に示すケーソンの沈下に関する時刻歴D3、D4より、概ね7秒頃から沈下が発生し、20秒程度まで徐々に増加している。沈下の時刻歴は図-6に示すケーソン直下のW2過剰間隙水圧の時刻歴と良い対応が見られることより、置換土層の軟化に伴って支持力が低下したことに伴い、沈下が生じたものと推定される。水平変位に関するD1、D2の時刻歴は沈下



(a)加速度および過剰間隙水圧の時刻歴



(b)最大加速度分布

図-6 ケーソン式耐震強化岸壁の最大加速度分布と加速度・過剰間隙水圧の時刻歴

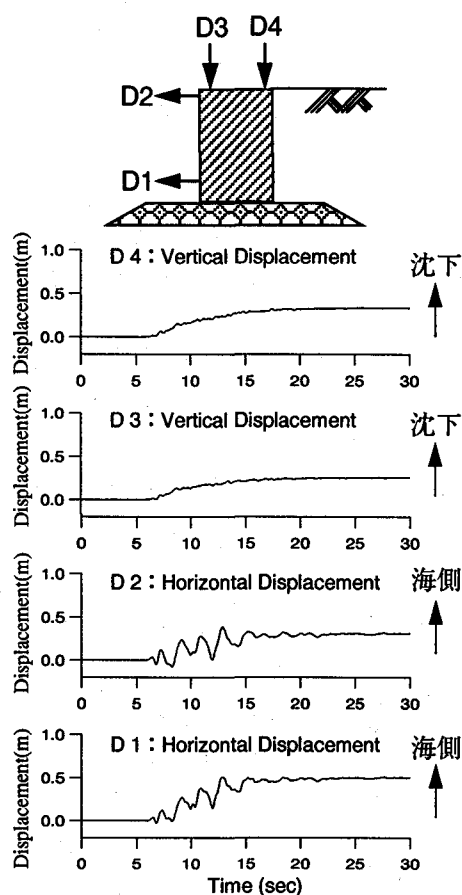


図-7 ケーソン変位の時刻歴

の時刻歴と異なり、時間の経過とともに徐々に増加する傾向は見られない。摩擦抵抗の増大、地震時土圧の低減効果などにより、ケーソン天端で約0.3m、下端で約0.5mの残留変形を示した。

図-8はケーソン、基礎捨石、および背後地盤の地表面の残留変位に関する実験結果を実スケールに換算してプロットしたものだが、ケーソンが基礎捨石にめり込みながら最大で0.4m程度沈下している。水平変位はケーソン天端で0.3m程度である。摩擦抵抗の増大、置換土層の締固めの効果、ケーソン背後地盤の事前混合処理地盤の効果などにより、ケーソン全体の残留変形が大幅に小さくなっている。また、ケーソン背後地盤の地表面変位は小さいことから、岸壁全体の耐震安全性は確保されていることが分かる。

5. まとめ

神戸港の震災復旧において一般の岸壁よりも耐震性を高め、兵庫県南部地震レベルの強震動に対しても耐えうるように設計されたケーソン式耐震強化岸壁の耐震安全性を確認するために水中型の大型振動

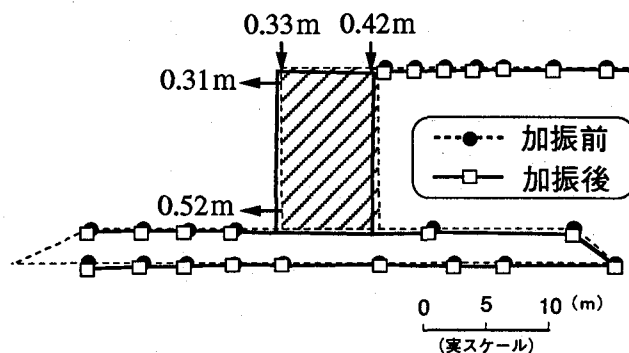


図-8 ケーソン式岸壁の残留変形状況

台を用いた模型振動実験を実施した。模型振動実験から、置換土層の締固めの効果、岸壁背後地盤の事前混合処理地盤による地震時土圧の低減効果により、ケーソンの変形が小さくなるとともに、ケーソン背後位置での段差などは発生せず、岸壁全体の耐震安全性が確認された。今後は有効応力法を用いた地震応答解析結果との比較検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 運輸省港湾技術研究所：1995兵庫県南部地震による港湾施設被害報告、港湾技研資料、No.857、1997年3月
- 2) 菅野高弘、宮田正史、三藤正明、稲垣紘史、及川研、飯塚栄寿：平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究、海岸工学論文集、Vol.43、pp.1311-1315、1996
- 3) T.Sugano,T.Morita,M.Mito,T.Sasaki and H.Inagaki : Case Studies of Caisson Type Quay Wall Damaged by 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake,Pro. of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (11WCEE) -1997
- 4) 菅野高弘、三藤正明、稲富隆昌、宮田正史：兵庫県南部地震におけるケーソン式防波堤の被災メカニズムに関する模型振動実験、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.729-732、1997
- 5) (財) 沿岸開発技術研究センター：地震対策に関する港湾技術セミナーテキスト、平成7年10月
- 6) 松永康男、安達崇、中田忍：神戸港震災復旧における耐震強化フェリー岸壁の設計・施工、土木技術52巻2号、pp.83-89、1997
- 7) S. Iai : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field,Report of the Port and Harbour Res. Inst.,Vol.27,No.3,pp3-24,1988

(1997年9月26日受付)