# 大水深領域に建設される

# L型ブロック式係船岸の地震時安定性について

塩崎禎郎<sup>1</sup>・菅野高弘<sup>2</sup>・小濱英司<sup>3</sup>・白石 悟<sup>4</sup>・中瀬 仁<sup>5</sup>・三木隆之<sup>6</sup> 亀井幸雄<sup>7</sup>・有岡謙一<sup>8</sup>・岩田 肇<sup>9</sup>・兵頭武志<sup>10</sup>・熊本直樹<sup>11</sup>・畑 英也<sup>12</sup>

<sup>1</sup>JFE技研(株)土木・建築研究部 主任研究員(〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町1-1) E-mail:y-shiozaki@jfe-rd.co.jp 2(独)港湾空港技術研究所地盤・構造部 構造振動研究室長(〒239-0826神奈川県横須賀市長瀬3-1-1) E-mail:sugano@pari.co.jp <sup>3</sup>(独)港湾空港技術研究所地盤・構造部構造振動研究室(〒239-0826神奈川県横須賀市長瀬3-1-1) E-mail:kohama@pari.co.jp 4(財)沿岸開発技術研究センター 第二調査部長 (〒102-0092 東京都千代田区隼町3-16) E-mail:s shiraishi@cdit.or.jp 5東電設計(株)技術開発本部土木技術部 課長 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3) E-mail:nakase@tepsco.co.jp 6五洋建設(株)土木本部土木設計部 部長 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8) E-mail:Takayuki.Miki@mail.penta-ocean.co.jp 7東亜建設工業(株)土木本部設計部 部長 (〒102-8451 東京都千代田区四番町5) E-mail:y\_kamei@toa-const.co.jp 8東洋建設(株)技術本部技術部 部長 (〒101-8463東京都千代田区神田錦町3-7-1) E-mail:arioka-kenichi@toyo-const.co.jp <sup>9</sup>佐伯建設工業(株)技術本部技術部 課長 (〒101-8632 東京都千代田区東神田1-7-8) E-mail:iwata-h@saeki-const.co.jp 10若築建設(株)事業統括本部技術部技術第三課 課長代理 (〒153-0064 東京都目黒区下目黒2-23-18) E-mail:hyodo@wakachiku.co.jp 11三菱重工業(株)技術本部広島研究所 主幹研究員 (〒730-8642 広島県広島市中区江波沖町5-1) E-mail:naoki\_kumamoto@mhi.co.jp 12石川島播磨重工業(株)鉄構事業部土木・鉄構技術部 部長 (〒135-8731東京都江東区豊洲2-2-1) E-mail:hideya\_hata@ihi.co.jp

これまで,係船岸の建設にあたっては,浮遊曳航が可能なケーソンを設置する工法や,鋼矢板を打設す る工法が採用されるケースが多かった.L型ブロックは起重機船による据付作業が必要となるため,比較 的水深の浅い領域での採用に限定されてきたが,今後大水深領域にも適用が可能となれば,建設コストの 縮減が期待できる.そこで,大水深領域での耐震設計法の確立を目的として1G場での振動台実験で検討 した.主な結論は以下のとおりである.1)L型ブロックはケーソンと同等以上の耐震性を有する,2)L型 ブロックの耐震設計で用いる荷重について現行設計を改良した新しい提案を行った.

Key Words : L-shaped block type quaywall, seismic stability, shaking table test, seismic design method

1.はじめに

L型ブロックは,抗土圧構造物として,陸上では よく用いられるが,港湾に関しては起重機船による 据付作業が必要となるため,比較的水深の浅い領域 での適用に限られていた.しかし,近年の船舶の大 型化に伴って係船岸の大水深化が進む中,このL型 ブロックを,大水深領域(一般的には水深-14m以上 とされる場合が多いが,今回の実験では,-10m水深 を対象とした)に適用が可能となれば,様々な条件 にもよるが,コスト縮減にむけて有望な構造形式と 考えられる.さらに,耐震性に関しても,他の重力 式係船岸の構造形式と同等以上の性能を有している ことがわかっている<sup>1)</sup>. このような背景から,筆者らは,L型ブロック式 係船岸の大水深領域への適用にむけて,耐震安定性 と,作用荷重を明らかにすることを目的として,水 中振動台を用いた模型実験による検討を進めている. ところが,前回の実験では<sup>2)</sup>,模型地盤作製後にL 型ブロック前壁に作用する荷重が過大になる問題が 生じていた.これは,裏込地盤の製作を気中で行っ たため,気中重量による土圧が作用したことが大き く影響したものと考えられる.地震時の作用荷重を 検討する際に,初期荷重状態が,実際と大きく異な ることは望ましくなく,地盤の作製手法を見直した 実験を行うことにした.

## 2.設計荷重の見直しのポイント

現行の港湾基準<sup>3)</sup>では,L型ブロック式係船岸は, 重力式係船岸の一形式として扱われ,図-1に示すよ うに後趾を通る鉛直面(仮想背面)より海側の部分 を壁体(以降の本文中の「壁体」は,このことを指 す)とみなして設計することになっている.すなわ ち,地震時には,L型ブロックと図-1の斜線部分で 示す裏込部分が一体となって挙動するものと仮定し ている.この考え方は,設計において簡便性がある ため,港湾以外の分野にも共通するものである.

設計の手順としては,まず最初に,L型ブロック 壁体の,滑動,転倒,基礎の支持力等の安定性につ いて検討する(外部安定検討と呼ぶ).その次に, 外部安定を満足した断面に対して, L型ブロック自 体の部材設計を実施する.大きく分けてこの2段階 の設計を行うことになるが、それぞれに対する荷重 の与え方について表-1 に示す.また,表中には,道 路橋示方書 4)と鉄道標準 5)について,港湾基準と大 きく異なる点を示している.相違点を要約すると, 1)壁面摩擦角の取り方,2)底版に作用する荷重,の 2点である.特に,仮想背面の壁面摩擦角の違いは, 外部安定に大きく影響し,壁体幅が変わってくるた め重要なポイントである.港湾基準で仮想背面の壁 面摩擦角を 15°とした根拠は,昭和 40 年代前半に 「港湾構造物設計基準」の作成に向けて,L型ブロ ックの設計に用いる壁面摩擦角に着目して検討した 結果である 6).当時の最終的な結論として,その時 点までに被災事例が無かったことや,仮想背面の壁 面摩擦角に地盤材料の内部摩擦角を用いる場合より も, =15°としたほうが安全側であることから決 定したようである.このように,基準による相違点 がある部分に着目して、模型振動実験による検討を 行った.

## 3.実験概要

### (1) 検討対象基本断面



図-1 L型ブロックの壁体の考え方

#### 表-1 現行の港湾基準の設計荷重

| 外部安定   |  |  |
|--|--|--|
| 【荷重】 ・地表面載荷重 ・壁体自重 ・土圧   |  |  |
| ・残留水圧・浮力・・・地震時慣性力  |  |  |
| ・地震時動水圧 ・船舶の牽引力(常時)  |  |  |
| 【仮想背面の壁面摩擦角】 =15°(常時,地震時)  |  |  |
| 道路橋示方書   |  |  |
| 【仮想背面の壁面摩擦角】 = (常時), = /2(地震時)   |  |  |
| 鉄道標準   |  |  |
| 【仮想背面の壁面摩擦角】 = (常時,地震時)  |  |  |
| 部材設計(前壁)   |  |  |
| 【荷重】 ・土圧(地表面載荷重を考慮)・残留水圧   |  |  |
| 【壁面摩擦角】 =15°(常時,地震時)   |  |  |
| 道路橋示方書   |  |  |
| 【壁面摩擦角】 = /3(常時), =0°(地震時)   |  |  |
| 鉄道標準   |  |  |
| 【壁面摩擦角】 = /2(常時), =0°(地震時)   |  |  |
| 部材設計(底版)   |  |  |
| 【荷重】・地表面載荷重 ・裏込土砂荷重  |  |  |
| ・底版自重・・底面反力  |  |  |
| <i>道路橋示方書,鉄道標準</i> :上記以 👘 👘  |  |  |
| 外に仮想背面に作用する土圧の鉛<br>±E鉛直成分  |  |  |
| 直成分を底版全体に作用する三角  |  |  |
| 形分布荷重に置き換えて作用させ  |  |  |
| 3  |  |  |
|  |  |  |
|  |  |  |
| = +2.0m = +2.0m = 1.8kN/m <sup>3</sup> 理立工<br>sub=7.8kN/m <sup>3</sup> |  |  |
| L型\\\\dots=40° d=12.7kN/m³ d=12.7kN/m³<br>=30°                         |  |  |



図-2 検討対象基本断面

本実験では,-10m 水深の係船岸を対象とした.設 計震度 K<sub>n</sub>=0.15 に対して,滑動に対する安全率が1. 0 になるように検討し,図-2 に示す形状を基本断面 に決定した.地盤条件は過去の実験における地盤の 出来高を参考にして図中に示す値を用いた.また, 海底地盤はN値10程度の砂地盤とした.この断面を, 振動台に設置する鋼製枠(土槽)のサイズを勘案し て,縮尺率1/20でモデル化することにした.

#### (2) 実験ケース

実験ケースの一覧を表-2 に示す.基本断面を対象 とした CASE-1 に対して, CASE-2 はケーソンを対象





としている.CASE-2 では,CASE-1 の地盤の単位体 重量の実績値から,重量,重心位置が同じになるよ うに調整しているため構造の違いによる耐震性への 影響を比較することができる.CASE-3~CASE-5 は, L型プロックの壁高hと壁体幅bの比b/hの違いに よる耐震性へ与える影響を調べることを目的とした ケースである.なお,裏込石は,投入量の縮減を想 定して(裏込石のコストが高い場合が多い)前壁か ら75mm後方の位置から,1:1.2の斜面勾配となるよ うに投入することにした.

## (3) 実験用模型

CASE-1 で用いた荷重計測用の模型を図-3 に示す. 模型の材質はアルミニウム版を用いており,前壁背 面側と底版上面を3等分して受圧版を設け,それぞ れ3個の2軸ロードセルを介して土圧合力が測定で きるようにしている.荷重計測用模型の両側には, ダミー模型を設置して土槽側面の影響を受けないよ うにしている.CASE-2 で用いたケーソン模型には, 背面に受圧版が取り付けられている(3分割はして ない).また,CASE-3~CASE-5 で用いた模型には, 受圧版は取り付けていない.

### (4) 適用相似則

相似則は,水 地盤 構造物の連成系の1G場で の振動実験であるため井合提案の相似則<sup>7)</sup>を用いた. ひずみ縮尺は幾何縮尺の0.5乗を採用した.表-3に 縮尺率1/20に対する各物理量の縮尺比を示す.



図-3 荷重計測用L型ブロック模型

表-3 縮尺比

| パラメーター    | 実物/モデル | 縮尺比   |
|-----------|--------|-------|
| 長さ , 間隙水圧 |        | 20.00 |
| 密度,加速度    | 1.00   | 1.00  |
| 時間        | 0.75   | 9.46  |
| 変位        | 1.5    | 89.44 |



## 図-4 模型断面図(CASE-1)

### (5) 模型地盤の作製方法

模型地盤は振動テーブルに間口 1240mm,長手方向 3500mm,高さ 1500mm の鋼製枠(土槽)を設置して 作製した.土槽海側の間口は解放されており,反射 波の影響を取り除くことができる.背面側はエキス パンドメタルに不織布を取り付けた構造として透水 性を確保している.CASE-1 の模型断面図を図-4 に 示す.模型地盤には,実験時の応答を計測するため, 加速度計,間隙水圧計,変位計が適宜設置されてい る.模型地盤の作製方法は以下のとおりである. a)海底地盤

海底地盤の作製方法は,N値 10 程度の砂地盤を 再現するため,予備実験にて検討した.地盤の1次 固有振動数を合わせるように試行錯誤した結果,相 馬珪砂5号を気中落下で投入し,Sweep 加振(10~ 50Hz,1Hz ピッチ,300Gal,6回)による締固めで 所定の地盤が再現できることがわかった.



図-5 入力地震動

b) 基礎捨石マウンド

基礎捨石マウンドは砕石5号(粒径13~20mm程)を用いて形成した.

c) 裏込石

L型ブロック設置後,水位を所定の位置まで上げ てから,砕石6号(粒径5~13mm程度)を投入した (水中落下法).

## d) 埋立地盤

裏込部分に防砂シート(不織布)を敷設した後に, 相馬珪砂5号を2層に分けて水中落下により投入し, 肩掛けバイブレーター(出力 350W,振動数 191~ 217Hz,振動部: 32mm,L=260mm)で締固めをおこ なった.締固め方法の詳細は予備実験にて検討し, 締固めの間隔と時間を決定した.

#### (6) 入力地震動

入力地震動はプレート境界型地震である 1968 年 十勝沖地震の八戸港地震記録 NS 成分基盤波(SMAC 相当の 2E 波,以後,八戸波と表記)を採用し,相 似則に即して時間軸を圧縮した波形を用いた.入力 波形を図-5 に示す.加振は,最大加速度を0.1 倍~ 1.0 倍までは0.1 倍ピッチ,以降3.0 倍まで0.5 倍 ピッチで調整したステージ加振とした.

### 4.実験結果

(1) 常時(模型地盤作製後)に作用する荷重 CASE-1の模型地盤作製後(加振実験前)において, L型ブロックに作用する荷重分布を図-6に示す.な お,ここでは,ロードセルの計測値で整理するため, 受圧版の2点でロードセル支持している側(前壁受 圧版は下側,底版受圧版は背面側)は,その合力値 としている.

#### a) 前壁に作用する荷重

図-6の前壁に作用する水平方向荷重の部分に,設計値として,静止土圧(Jaky式K<sub>0</sub>=1-sin で算定)と,主働土圧の値を示した(いずれも =15°を用いた).その結果,実験値は静止土圧相当の値となっていることがわかる.現行基準では,主働土圧を用いることになっているが,解説の部分では「L型ブロックは,壁体に微少変位を生じても底版があるため,前壁と裏込材の間に相対変位が起こりにくく,したがって,壁面摩擦角は0°と考えられ,むしろ,静止土圧に近い土圧が作用するという考え方もある」と記述されている.実験結果は,この解説と同じような現象が生じているものと考えられる.



図-6 模型地盤作製後にL型ブロックに作用する荷重

表-4 前壁に作用する荷重合力(水平方向)

|              | 実験値(N) | 静止土圧(N) |
|--------------|--------|---------|
| CASE-1(L型)   | 330.6  | 337.5   |
| CASE-2(ケーソン) | 322.0  | 358.5   |

ただし, CASE-2のケーソンにも同じ様に,静止土 圧に近い荷重が作用していた(表-4参照).さらに, 釧路港におけるケーソンの現地計測でも,静止土圧 が作用していると報告されている<sup>8)</sup>.これらのこと から,L型ブロックの形状が影響しているのか特定 することはできないが,前壁には静止土圧相当の荷 重が作用する可能性が十分あり得るものと考えられ る.また,前壁に作用する荷重の壁面摩擦角を荷重 計の2方向成分の比から求めると,平均値として 22.6°であった.これは,概ね /2に相当する値で ある.

#### b) 底版に作用する荷重

L型ブロック底版に作用する荷重は,裏込による 上載重量分の等分布荷重とはならず,後趾側に向か って増加している.これは,前壁側では,裏込石と 前壁の摩擦による効果で荷重が減少し,後趾側では, 仮想背面部での土圧の鉛直成分の影響で荷重が増加 しているためである.道路橋示方書や鉄道標準では, 仮想背面部での主働土圧の鉛直成分を,底版上に合 力が等しくなる三角形分布に置き換えて作用させる 考え方が既に採用されている.ここでは,さらに一 歩進めて,仮想背面部の鉛直土圧成分を考慮したう えで,前壁の摩擦によって上載荷重が減少している 効果を,前壁に作用する土圧(静止土圧)の鉛直成 分(壁面摩擦角 =15°)と合力が等しくなる三角 形分布にして,上載荷重から差し引くものとする. この方法で算出した設計値を図-6の底版に作用する 鉛直方向荷重の部分に示している.この設計値の分 布は,実験値と良好に一致し,合力としても安全側 に評価していることがわかる.また,底版に作用す るせん断力に関しては,前壁側では前方に押し込む 側,後趾側では,後方に引っ張る側に作用している が,トータルとしては大きな値ではなく,設計では 無視してよいものと考えられる.

### (2) 地震時における外部安定

CASE-1の各ステージ加振におけるL型ブロック天 端の残留水平変位を図-7に,地盤とL型ブロックの 加速度応答の最大値を図-8に示す.変位は実験値と 参考のため実物スケール換算値をあわせて示してい る.変位は小さな加振でも,主に地盤の変形が要因 となって微少変位が生じるている.L型ブロック自 体が滑動するのは,基礎捨石上部(AH3-A)とL型 ブロック下部(AH16-A)の加速度応答が乖離してく る,0.7倍加振以降と考えられる.

地震時において,L型ブロック壁体が安定状態を 保つことができているか検討するため,ここでは (1)式で定義する危険度 Fc で整理する<sup>9)</sup>.

ここに,Ke:作用震度,Kc:破壊震度

作用震度 Ke は,埋立地盤地表面で計測した加速 度応答値から(2)式で求めることができる.

Ke = 
$$/g$$
 (200Gal)  
Ke =  $1/3(/g)^{1/3}$  (>200Gal) (2)

#### ここに, :地表最大加速度 g:重力加速度

現行設計法では,壁体の外部安定検討では,滑動, 転倒,基礎の支持力のチェックを行うことになって いる.各項目の安全率が1.0となる震度のうち最小 のものを破壊震度 Kc と呼んでいる.今回対象とし ている断面は,滑動の安定性で決まっているため Kc は(3)式で求めることができる.

 $P_{dw} + P\cos + W \cdot Kc = \mu (W - U + Psin)$ (3)

(3)式の左辺は,壁体に作用する水平方向の力,右 辺は鉛直方向の合力に摩擦係数をかけて抵抗力を表 している.左辺/右辺は滑動安全率であり,(3)式 は滑動安全率が1.0となる状態を表している.Kcの 算定は,動水圧 P<sub>dw</sub>と地震時土圧 P が Kc の関数であ るため,繰り返し計算で求めることになる.地震時 土圧 P は,模型地盤の単位体積重量(実績値)を用



図-9 危険度と残留変位の関係(CASE-1, CASE-2)

いた.また,摩擦係数µは0.6を用いた(静的載荷 試験で概ね0.6が発揮されていることを確認した).

これらの方法で算出した危険度 Fc と, L 型ブロ ック天端の残留水平変位との関係について図-9 に示 す.また,図中には,耐震安定性の比較対象として, CASE-2のケーソンの実験結果についても併せて図示 している.なお,壁面摩擦角は,安全側に配慮し て決定した現行基準の 15°と, 内部摩擦角 (裏込 石 40°)の両方に対して図示した.危険度 Fc は, Fc=1 の状態で,ちょうど壁体の安定が保たれなくな る地震動が作用していることを表しており,FC>1 の領域では破壊震度を上回る地震動が作用している ことになる.同じ入力地震動に対しては,L型ブロ ックの方がケーソンよりも残留水平変位が小さいが, 設計との対応を考えると,L型ブロックの を 40° として求めた危険度~変位関係は,破壊震度を上回 る Fc=1.2 程度まで,ケーソンの を 15°として求

めた危険度~変位関係よりも安全側であることがわ かる.L型プロックは,裏込上載部分で地震時の振 動エネルギーを一部吸収することで耐震性能が向上 しているものと考えられ,仮想背面の壁面摩擦角を 内部摩擦角としても,ケーソンと同等以上の耐震性 が確保されることを示している.

(3) 地震時に L 型ブロックに作用する荷重

ここでは、L型ブロックの構造設計で用いる荷重 の検討を行う.CASE-1 に関して、壁面摩擦角を = として破壊震度 Kc を求めると 0.178 となる.現 行基準では、地震時の滑動安全率 Fs を 1.0 以上確 保することになっているから、破壊震度 Kc で検討 すればよい.ステージ加振における作用震度から、 破壊震度 Kc に一致する加振倍率を求めると、0.5~ 0.6 倍加振が対応している.そこで、0.6 倍加振時 の同時荷重分布図(前壁に作用する水平方向荷重合 力が最大となる時刻)を図-10 に示す.また、同時 刻における前壁に作用する動水圧を図-11 に示す. 以降,前壁と底版に分けて考察する.

#### a) 前壁に作用する荷重

前壁に作用する水平方向荷重は,加振前に比べて 合力で1.5倍の力が作用している.また,せん断方 向の荷重も作用しており,地震時においても壁面摩 擦角はゼロとならず,17.7°の値となっていた.

現行基準で用いる地震時土圧は,前回の基準改定 で水中の見掛けの震度の算定式が(4)式から(5)式 で示す荒井・横井式に統一されたため,実質上地震 時土圧は小さくなっていた.それを補う形で,外部 安定検討では,係船岸前面に動水圧を考慮すること になっていた.

$$k' = (/ -10) \cdot k$$
 (4)

ここに , k ' : 水中における見掛けの震度 k : 空気中における震度

:水で飽和した土の空気中における単位体積重量

$$k' = \frac{2( th_{i} + h_{j} + w) + th}{2\{ th_{i} + (-10)h_{j} + w\} + (-10)h} k$$
(5)

ここに, h<sub>i</sub>:残留水位上の i 層の土層の厚さ h<sub>j</sub>:残留水位下において土圧を算定する層より上の j 層の土層の厚さ

- h:残留水位下において土圧を算定する土層の厚さ ,:残留水位上の土の単位体積重量
- w:単位面積あたりの載荷重量

ところが、L型ブロックの部材設計で用いる荷重に 関しては、動水圧は指定されなかったため、設計荷 重自体は小さくなっていた.実現象としては、図-11から明らかなように、動水圧を無視することはで きない.そこで、前壁に作用する地震時荷重合力と して土圧+動水圧の実験値と設計値を図-12に示す. このグラフから、破壊震度付近では、実験値と設計 値は良好に一致していることがわかる.



図-10 L型ブロックに作用する地震時荷重







図-12 前壁に作用する荷重(実験値と設計値)

b) 底版に作用する荷重

底版に作用する荷重は,常時と同様に地震時にも 等分布にはならない.そこで,(1)で考えた設計値 (上載荷重+主働土圧鉛直成分-前壁摩擦力)を求



図-13 底版に作用する荷重(実験値と設計値)

表-5 破壊震度

| ケース        | b/h  | 破壊震度 Kc |
|------------|------|---------|
| CASE-3     | 0.67 | 0.171   |
| CASE-4     | 1.0  | 0.191   |
| CASE-5     | 0.5  | 0.152   |
| CASE-1(参考) | 0.67 | 0.178   |

め,実験値と併せて,作用震度との関係について 図-13 に示す.このグラフから,破壊震度を上回る 0.2 程度まで,設計値は安全側の評価を与えており, 地震時にもこの設計値を用いることができるものと 考えられる.

(4) L型ブロックの形状の影響

L型ブロックの壁高底版幅比 b/h の違いによる耐 震性能の比較が目的である CASE-3~CASE-5 に関し て,破壊震度 Kc を求めた(表-5 参照).なお,仮 想背面で,裏込石の表面ラインが横切るが,壁面摩 擦角はそれぞれの内部摩擦角を用いて算定した.

ここでも(2)と同様の方法で,危険度 Fc と残留水 平変位の関係を求めた(図-14 参照).その結果, いずれのケースも,残留変位は Fc が 1.1~1.3 の間 で急激に増大していく(壁体の安定が失われる)様 子が読みとれる.したがって,震度法で設計された 断面は,その断面形状 b/h によらず,所要の耐震性 能を有しているものと判断できる.また,CASE-1 と CASE-5 は,裏込石の投入量の異なる場合の比較と考 えることができるが,Fc=1.3 程度までは,ほぼ同じ 変位であった.したがって,設計で考えるレベルで は,裏込石の投入量の影響は大きくないものと思わ れる.ただし,破壊震度を大きく上回る領域 (Fc>1.3)では,裏込石の投入量の多い CASE-1 の 方が耐震性に関して有利な結果となった.

# 5.新しい設計荷重の提案

4. で検討した新しい設計荷重に関して,現行設計と異なる部分について表-6にまとめて示す.新しい設計荷重を用いると,外部安定に関しては,壁体幅を狭くする側に作用し,部材設計に関しては厳しい側になる.



図-14 危険度と残留変位の関係(CASE-3~CASE-5)

表-6 現行基準からの変更点



図-16 傾斜角 と地震時滑動安全率の関係

壁面摩擦角を変化させたときの壁体幅に与える影 響を調べるため,図-2で示した基本検討断面に対し て,滑動安全率が1.2となるための所要壁体幅を求 めた(図-15参照). その結果, =15°の場合の壁 体幅に比べて,内部摩擦角40°を用いると壁体幅が 3割近く低減されることがわかる.このことは,建 設コストの縮減に大きく寄与するものと考えられる. なお,これまですべての検討の前提として仮想背面 に崩壊線が生じる仮定が成り立つものとしているが, ステージ加振後に正弦波加振(5Hz,300gal,10 波) で, L 型ブロック底版後趾部分から生じる崩壊 面を観察したところ,主働崩壊面とともに,概ね鉛 直に崩壊面が生じることを確認した.さらに,設計 上,仮想背面が前側に傾いた場合の影響を調べるた め,図-2の基本断面に対して仮想背面の傾斜角と 滑動安全率の関係を求めた(図-16 参照).その結 果, 傾斜角 が 10°の時に安全率が最小で 1.27 と なるが,0°のときの1.3と比べてもごく僅かな減 少にとどまり,大きな影響はないことがわかる.

## 6.まとめ

L型ブロック式係船岸の耐震安定性と,作用荷重 を確立することを目的として水中振動台実験を実施 した.主な結論をまとめて示す.

- 1) L型ブロックはケーソンと同等以上の耐震性を 有することが確認できた.
- 2) L型ブロックの仮想背面の壁面摩擦角は,内部 摩擦角を用いることができる.
- この設計法でされた断面は、その断面形状 b(壁 体幅)/h(壁高)にかかわらず、所要の耐震性能を 有していることがわかった。
- 4) L型ブロック前壁の部材設計において,常時は 静止土圧を用い,地震時には土圧に加えて動水 圧を考慮する必要があることがわかった.
- 5) L型ブロック底版の部材設計荷重は,裏込上載 荷重に仮想背面における鉛直土圧成分を加え, 前壁に作用する壁面摩擦力を差し引いた台形分 布で評価できる.

謝辞:本実験は,(独)港湾空港技術研究所,(財)沿 岸開発技術研究センターおよび民間9社(石川島播 磨重工業(株),五洋建設(株),佐伯建設工業(株), 東亜建設工業(株),東電設計(株),東洋建設(株), 日本鋼管(株)(現JFEエンジニアリング(株)), 三菱重工業(株),若築建設(株))の「L型ブロック 式係船岸に関する共同研究」(平成12年度~平成 14年度)の中で実施したものである.実験の遂行に あたっては,科学技術振興財団重点研究支援協力員 の田中剛氏,海老原健介氏,港湾空港技術研究所依 頼研修員の斉藤大信氏に多大な協力を得ている.こ こに記して感謝の意を表する.

#### 参考文献

- 1) 塩崎禎郎,菅野高弘,田中 剛:重力式係船岸の地 震時挙動に関する水中振動台実験 -構造形式の違 いによる影響 -,第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1857-1858,2001.
- 2) 塩崎禎郎,菅野高弘,白石修章:L型ブロック式係 船岸の地震時挙動に関する模型振動実験,第11回日 本地震工学シンポジウム講演論文集(CD-ROM), 2002,pp.1003~1008
- (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・ 同解説,1999.
- 4) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,2002.
- 5) (財)鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標 準・同解説,1999.
- 6) 阪本浩,岸正平,中野拓治,柿崎秀作:港湾構造物設計 基準作成にあたっての諸問題について,港湾技研資 料, No. 30, pp. 1-22, 1967.
- Susumu Iai:Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Horbour Res. Inst., Vol.27, No.3, pp.3-24. 1988.
- 8) 先川光弘,笹島隆彦,三浦均也,大塚夏彦,菅野高 弘,成田稔:実大試験重力式岸壁に作用する静的土 圧の観測,第37回地盤工学研究発表会平成14年度 発表会講演集(CD-ROM),2002,pp.1973~1974
- 2) 上部達生:地震被災事例に基づく重力式および矢板 式係船岸の被災変形量と被災額の推定,港湾技研資 料, No.473, 1983

(2003.6.30 受付)

#### SEISMIC STABILITY OF L-SHAPED BLOCK TYPE QUAYWALLS IN DEEPWATER

# Yoshio SHIOZAKI, Takahiro SUGANO, Eiji Kohama, Satoru SHIRAISHI, Hitoshi NAKASE, Takashi MIKI, Yukio KAMEI, Kenichi ARIOKA, Hajime IWATA, Takeshi HYODO, Naoki KUMAMOTO and Hideya HATA

Generally, caisson type and sheet pile type quay walls are common in Japan, because of easy to install the structures in the construction site. On the other hand L-shaped block type quay wall is mainly used in shallow water depth condition, because it is installed by using floating crane (its cost is expensive). However if it is adopted in deepwater, construction cost will be reduced compared with caisson type quay walls. To evaluate the seismic stability of L-shaped block type quay walls in deepwater, a series of shake table tests in 1G gravitational field was carried out. From the test results, the following conclusions are drawn. 1) L-shaped block type quay walls have sufficient seismic stability equal to or higher than caisson type. 2) The design seismic loads for L-shaped block type quay walls are proposed as modified current technical standards based on the test results.