

# 根固め矢板による重力式岸壁の 耐震補強工法の開発

## DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE REINFORCEMENT METHOD FOR GRAVITY-TYPE QUAYWALL BY SHEET PILE INSTALLED AT THE FOOT OF THE CAISSON

北澤壮介<sup>1</sup>・真鍋昌司<sup>1</sup>・秋山義信<sup>2</sup>・三藤正明<sup>3</sup>・龍田昌毅<sup>4</sup>

Sosuke KITAZAWA, Shoji MANABE, Yoshinobu AKIYAMA, Masaaki MITOU,  
Masataka TATSUTA

<sup>1</sup>正会員 (財) 沿岸開発技術研究センター 調査研究部 (〒102-0092 東京都千代田区隼町3-16)

<sup>2</sup>正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

<sup>3</sup>正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須郡西那須野町四区町1534-1)

<sup>4</sup>正会員 鋼管杭協会 (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10)

The objective of this development is to increase the earthquake resistance performance of gravity caisson quay wall by employing sheet pile at the foot of the caisson. Gravity caisson quay wall with sheet pile realizes the 0.05 point increase of seismic coefficient by comparing usual gravity caisson quay wall. This method can apply existing gravity caisson quay wall which is short of sliding resistance during earthquake. Quay wall structure becomes hybrid type by connecting the head of sheet pile and the caisson and shows both advantages of gravity type structure and sheet pile structure. Underwater shaking table test and 2D dynamic effective stress analysis were done for the proposed hybrid type quay wall structure. Gravity caisson quay wall was designed at the condition of 0.15 design seismic coefficient and 10m water depth at the foot of the structure. The result shows the necessity of 900mm-dia. steel sheet pile for the condition of 0.2 design seismic coefficient. 50 percent reduction of caisson crest displacement during earthquake is also obtained. Design criteria for this hybrid quay wall structure is also proposed.

**Key Words :** Quaywall, coastal revetment, reinforced earthquake-resistant,  
steel pipe sheet pile

### 1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震による、神戸港等の港湾施設の多大な被害から、全国の港湾で耐震強化施設の整備が促進されており、既存岸壁についても耐震補強が求められる場合が増大している。

このようなことから、既存岸壁の耐震補強工法の一つとして、施工性、経済性に優れ、かつ、岸壁法線の変更が不要な「重力式岸壁の根固め矢板式耐震補強工法」について検討を行った。

根固め矢板式耐震補強工法は、地震時滑動抵抗力が不足する既設重力式岸壁に対して、ケーソン前面に鋼管矢板等を打設し、矢板頭部とケーソン前趾を接合することにより耐震性の向上を図るものである。構造形式は、重力式と矢板式の複合構造となる。

補強効果の確認のために、水中振動台を用いた模

型振動実験を実施するとともに、有効応力法に基づく二次元地震応答解析プログラムFLIP（運輸省港湾技術研究所で開発）を用いて、模型振動実験の解析、評価を行った。また、これらの結果を踏まえて、補強メカニズムを反映した設計計算法を提案した。

### 2. 模型振動実験

模型振動実験は、前面水深10m、設計震度0.15で設計された重力式岸壁（ケーソン）を想定し、幾何縮尺1/18で実施した。実験は根固め矢板による補強がある場合と無い場合の2ケース実施し、主としてケーソンの残留変位に着目して両者の実験結果を比較検討した。なお、模型振動実験には、水深2mの水槽の底面に振動台が設置されている大型水中振動台を用いた。これは水中に建設されるケーソン式岸壁の地震時挙動をより忠実に再現するためである。

(1) 模型振動実験概要

図-1に根固め矢板で補強した重力式岸壁の実験模型を示す。実際の岸壁は水深-10.0m、設計水平震度0.15で設計したものである。ケーソン式岸壁背後の埋立地盤（N値=10）および砂層地盤（上層；N値=10、下層；N値=20）の2種類の地盤に対して、これらを模型上で再現するため、N値とせん断波速度Vsの関係を利用し、所要のVsを満足するように相馬砂を用いて締め固めを行い作製した。岸壁背後の裏込石は碎石6号、基礎捨石は碎石4号を用いた。根固め矢板模型は曲げ剛性が相似則を満足するように模型を製作した。また、ケーソン模型の下端と根固め矢板の結合条件は水平力が伝達するようにした。

計測器に関しては、ケーソンの水平変位、及び沈下を計測するためにそれぞれ2個の変位計を設置した。また、根固め矢板の杭頭部にも変位計を設置した。岸壁背後の埋立地盤、基礎地盤、及び基礎捨石には加速度計と間隙水圧計を配置し、応答加速度と過剰間隙水圧の発生状況を調べた。

加振波は正弦波とし、周波数は5Hz、波数は10波とした。加振加速度は100、150、200、250Gal（目標）の段階加振とした。

なお、相似則は地盤を土粒子骨格と間隙水からなる二相系と仮定した支配方程式から導き出された井合の提案する1G場の相似則を用いた<sup>1)</sup>。表-1に相似比の一覧を示す。

(2) 模型振動実験結果の検討

重力式岸壁の耐震性能は地震時の残留変位によって評価できると考えられる。そこで、根固め矢板が有る場合と無い場合の水平残留変位を比較検討した。

図-2に加振加速度と水平残留変位の関係を示す。図中の○、□印はそれぞれ根固め矢板が無い場合のケーソン前面の上端（D2）、および下端付近（D1）の水平残留変位を示している。また、●、■印は根固め矢板が有る場合の値を示している。

加振加速度が100Gal程度では、両者の水平残留変位はほぼ同じ値を示している。一方、加振加速度が150Gal程度以上では、根固め矢板が有る場合の方が小さ目の水平残留変位を示している。特に加振加速度が250Gal程度の場合、約1/3まで水平残留変位が低減している。

残留変形モードに関しては、根固め矢板が無い場合はケーソン上端（D1）、および下端（D2）の水平残留変位がほぼ同じ値であることから、ケーソン全体が水平方向に移動する傾向を示している。一方、根固め矢板がある場合、ケーソンの上端（D1）と

表-1 各物理量の相似比

| パラメータ | 実物／モデル           | 縮尺    |
|-------|------------------|-------|
| 長さ    | $\lambda$        | 18    |
| 密度    | 1                | 1     |
| 時間    | $\lambda^{0.75}$ | 8.74  |
| 応力    | $\lambda$        | 18    |
| 間隙水圧  | $\lambda$        | 18    |
| 曲げ剛性  | $\lambda^{3.5}$  | 24743 |
| 変位    | $\lambda^{1.5}$  | 76.37 |
| 速度    | $\lambda^{0.75}$ | 8.74  |
| 加速度   | 1                | 1     |

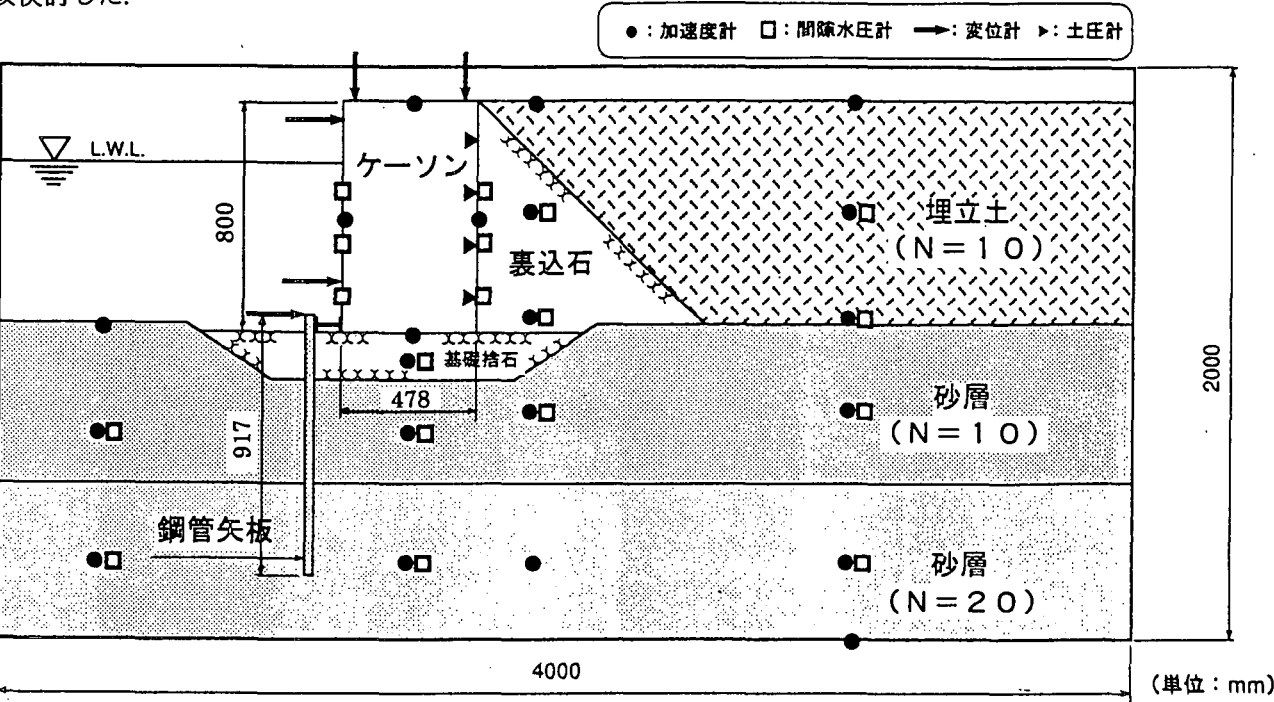


図-1 重力式岸壁の振動実験模型

下端付近 (D2) の水平残留変位は加振加速度が大きくなるにつれて値に差が見られ、加振加速度が250Gal程度では上端 (D1) は下端付近 (D2) の約2倍の水平残留変位を示している。これは、ケーソンが水平方向に移動するとともに回転したためと判断される。ケーソンに回転が発生したのは、根固め矢板によりケーソン下端の変位が抑制されたためと考えられる。

なお、今回の実験では、250Gal加振時の埋立地盤部を除いて、過剰間隙水圧はほとんど発生しなかった。

これらのことから、根固め矢板の効果により、ケーソンの回転が生じるものの、残留変位が大幅に抑制され、岸壁の耐震性能の向上が図られたと判断される。

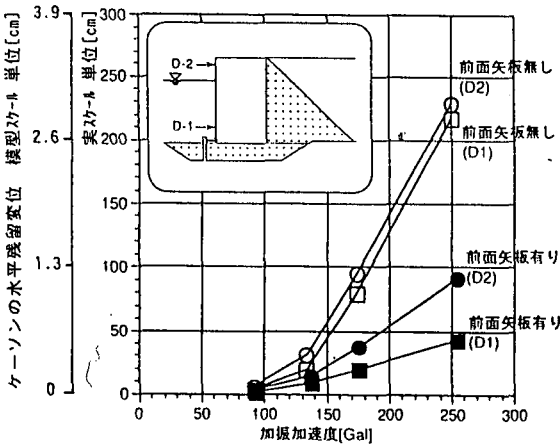


図-2 ケーソンの水平残留変位と加振加速度の関係

### 3. 動的解析による模型振動実験のシミュレーション

模型振動実験を検証する目的で、有効応力解析プログラムFLIP<sup>2)</sup>による解析を実施した。

解析は、実験の200Gal加振時（正弦波：5Hz、10波）を対象として、根固め矢板が無い場合とある場合の2ケースについて行った。入力地震動は実験で収録された振動台の波形（加振加速度約170Gal）を入力している。解析で用いるパラメーターは、根固

め矢板なしのケースをシミュレート出来るように決定した。また、実験では、過剰間隙水圧の上昇があまり見られなかったので、液状化パラメーターは考慮していない。解析で用いた定数を表-2に示す。

表-2 解析で用いた地盤定数

| 地盤     | N<br>値 | 密度<br>( $t/m^3$ )<br>(気中) | 基準有効<br>拘束圧<br>$\sigma'$ (kPa) | 初期せん<br>断剛性<br>$G_{m0}$ (kPa) | せん<br>断抵抗角<br>$\phi_r'$ |
|--------|--------|---------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 上部砂質土層 | 10     | 2.0                       | 2.03                           | 8269                          | 50                      |
| 下部砂質土層 | 20     | 2.0                       | 6.15                           | 28608                         | 60                      |
| 埋立土    | 10     | 2.0<br>(1.8)              | 3.60                           | 2068                          | 45                      |
| 裏込石    |        | 2.0<br>(1.8)              | 6.15                           | 28608                         | 45                      |
| 基礎捨石   |        | 2.0                       | 6.15                           | 28608                         | 50                      |

図-3に残留変形図、図-4に変位時刻歴を示す。解析値と実験値を比較すると、根固め矢板あり（補強）において、解析値の方が若干残留変位が大きいが、概ね実験結果を再現できた。すなわち、模型振動実験と同様、根固め矢板の効果により、残留変位が抑制されていることが確認できた。

図-5に曲げモーメント分布の比較を示す。解析値の方が大きめの値となっているが、分布形状は同一の傾向を示している。

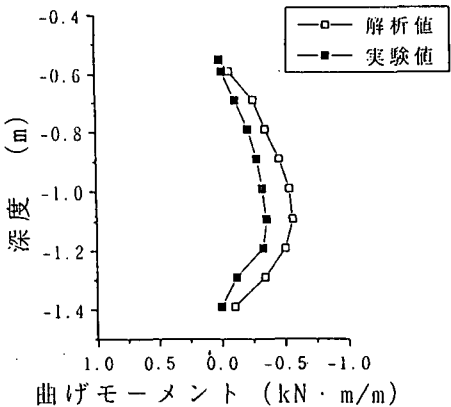


図-5 曲げモーメント分布  
(深度-1.1m地点での曲げモーメント最大時刻)

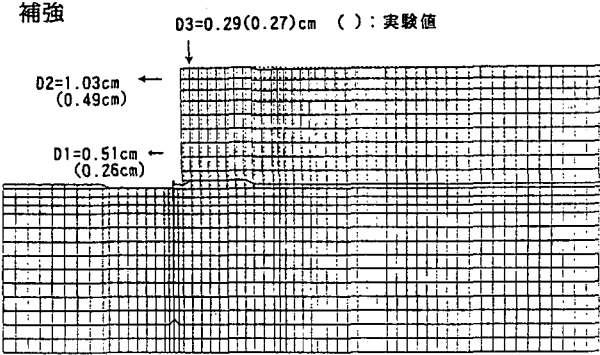
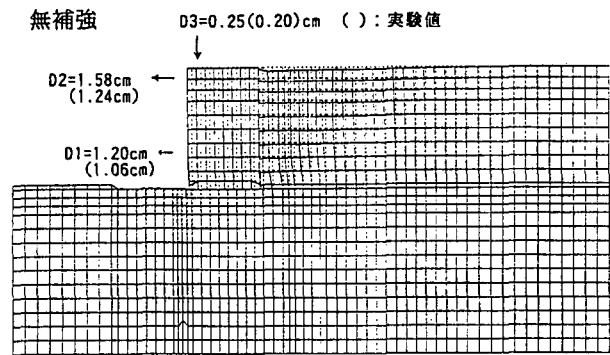


図-3 残留変形図

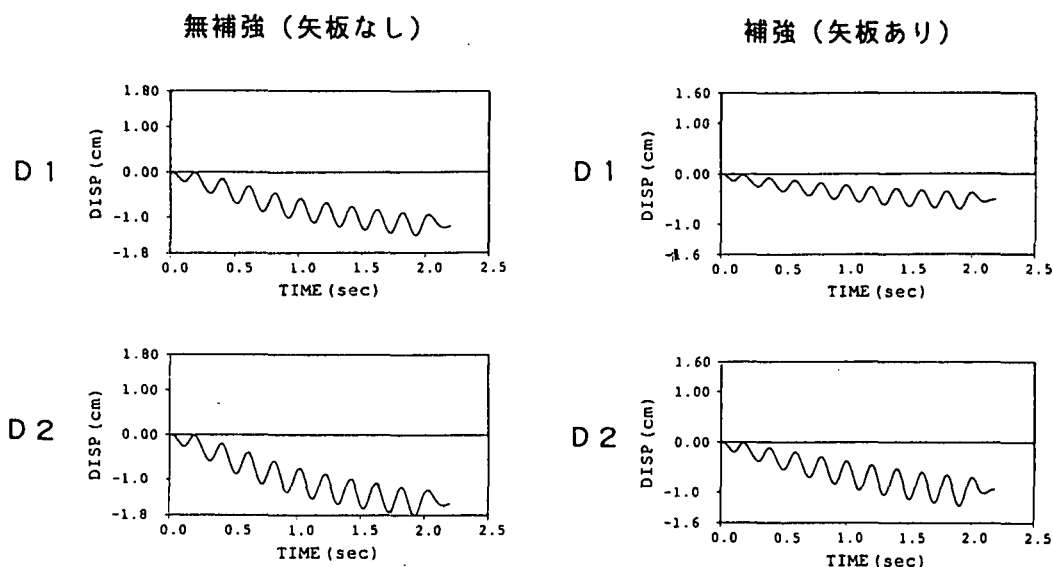


図-4 変位時刻歴

以上の結果から、解析に用いる定数を適切に定めることにより、模型振動実験をFLIPでシミュレートできることが分かった。

#### 4. 実大モデルに対する動的解析

FLIPの適用性を模型振動実験のシミュレートにより確認したことをうけて、設計水平震度 $K_h=0.15$ で設計された-10mケーソン式岸壁を取り上げ、矢板による補強で設計震度を0.05上げて $K_h=0.20$ とする場合について検討した。

図-6に解析に用いたメッシュ図を示す。地盤定数は模型振動実験の解析を参考にして表-3に示す値を用いた。基盤入力波は、八戸波（S-252 NS base）を用いた。

入力加振加速度と設計震度の対応は、液状化を考慮しない地盤を用いた自由地盤（1次元）解析で得られた地表面加速度 $\alpha_{\max}$ と、水平震度 $K_h$ が次式の関係にあるものとして決定した<sup>3)</sup>。

$K_h=0.6 (\alpha_{\max}/g)$   $g$ :重力加速度  
 基盤の最大加速度を変化させて解析した結果、170Galのときに、地表面加速度 $\alpha_{\max}$ が335Galとなり $K_h=0.20$ に対応することが分かった。

解析は表-4に示すように無補強のケースと矢板剛性を変化させた合計4ケースについて行った。

表-3 解析で用いた地盤定数

| 地盤     | N<br>値 | 密度<br>( $t/m^3$ )<br>( $g/cm^3$ ) | 基準有効<br>拘束圧<br>$\sigma'_{v0}$ (kPa) | 初期せん<br>断剛性<br>$G_{00}$ (kPa) | せん<br>断抵抗角<br>$\phi'_i$ |
|--------|--------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 上部砂質土層 | 10     | 2.0                               | 33                                  | 67500                         | 41                      |
| 下部砂質土層 | 20     | 2.0                               | 98                                  | 108200                        | 39                      |
| 埋立土    | 10     | 2.0<br>(1.8)                      | 57                                  | 67500                         | 38                      |
| 裏込石    |        | 2.0<br>(1.8)                      | 98                                  | 180000                        | 45                      |
| 基礎捨石   |        | 2.0                               | 98                                  | 180000                        | 50                      |

表-4 解析ケース

|         | 補強構造                | 断面積<br>$\times 10^{-2} (m^2)$ | 断面2次モーメント<br>$\times 10^{-3} (m^4)$ |
|---------|---------------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| CASE-R1 | 無補強                 | -                             | -                                   |
| CASE-R2 | Ⅲ型鋼矢板               | 1.86                          | 0.23                                |
| CASE-R3 | 鋼管矢板 $\phi 900t14$  | 4.39                          | 3.95                                |
| CASE-R4 | 鋼管矢板 $\phi 1100t18$ | 5.53                          | 7.65                                |

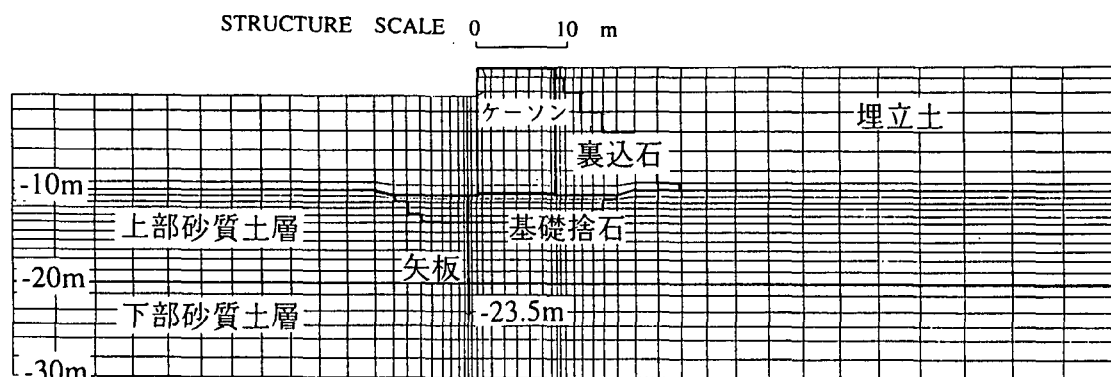


図-6 解析メッシュ図

解析結果一覧を表-5に、CASE-R1とCASE-R3の残留変形図を図-7に示す。CASE-R1のケーソン天端残留変位が93cmであったのに対して、補強されたCASE-R2（Ⅲ型鋼矢板）では69cmに、CASE-R3（鋼管矢板φ900）では55cmまで抑えられている。一方、CASE-R4（鋼管矢板φ1100）の残留変位は52cmで、φ900との剛性差ほど補強効果の差は出ていない。

表-5 解析結果

| CASE    | ケーソン残留変位 (cm) |          |          | 最大曲げ<br>モーメント<br>(kN・m/m) | 最大曲げ<br>応力<br>(kPa) |
|---------|---------------|----------|----------|---------------------------|---------------------|
|         | 天端<br>水平      | 天端<br>鉛直 | 下端<br>水平 |                           |                     |
| CASE-R1 | 92.9          | 20.1     | 53.2     | -                         | -                   |
| CASE-R2 | 69.0          | 20.3     | 30.0     | 407.3                     | 268000              |
| CASE-R3 | 54.5          | 17.6     | 20.9     | 1770.0                    | 201800              |
| CASE-R4 | 52.2          | 17.2     | 19.6     | 1972.0                    | 141900              |

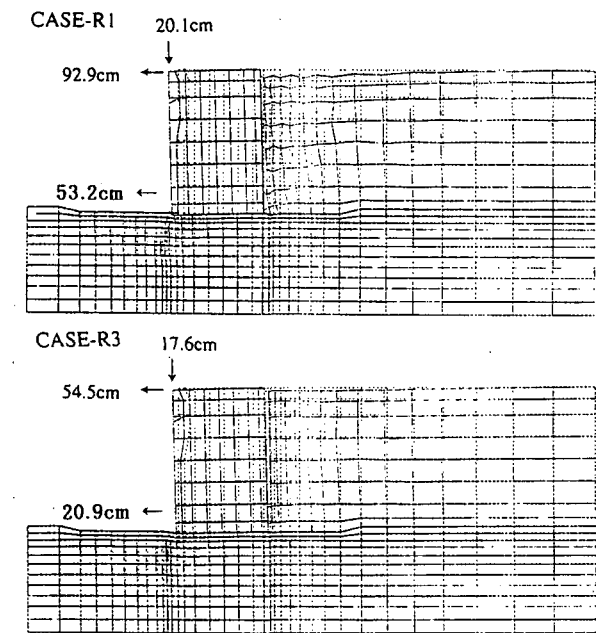


図-7 残留変形図（主要部分）

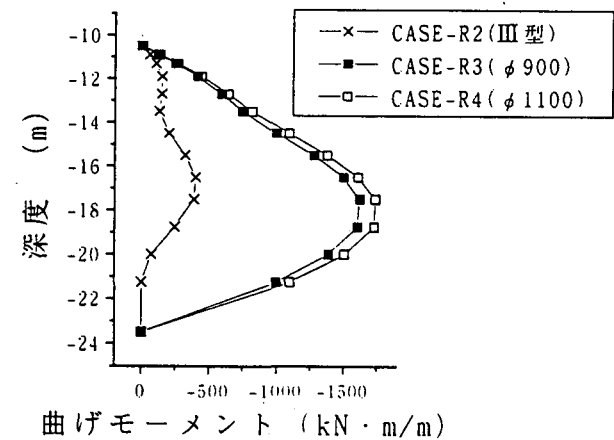


図-8 矢板に作用するモーメント分布

図-8に矢板に働く曲げモーメント分布を示す。Ⅲ型鋼矢板は、剛性が小さいため、曲げモーメントが小さいが許容応力度を越えている。これに対して、φ900、φ1100では許容応力度以内に収まっている。したがって、本モデルでは残留変形の抑制量と矢板に働く応力から判断して、φ900の鋼管矢板による補強が適当と考えられる。

## 5. 設計計算法

根固め矢板による耐震補強工法の汎用化を目的とし、実験及び動的解析による知見を反映した、簡便かつ補強メカニズムを考慮した設計計算法の提案を行った。

### (1) 設計計算法の提案

設計計算法のフローを図-9に示す。はじめに、無補強時の安定検討（滑動、転倒、支持力）を行い、滑動抵抗力が不足する場合に耐震補強の設計、すなわち、根固め矢板の設計を行うとした。矢板の検討は、作用力評価、応力検討、変位照査の手順で行う。なお、根固め矢板は荷重が作用し変位が生じ機能すると考え、矢板頭部変位及びケーソンの滑動を許容量まで許す設計法とした。

根固め矢板作用力は、実験、解析の結果を反映し、図-10に示す2種類を考えた。

①頭部作用力： ケーソン前趾より、直接、根固め矢板頭部に作用する力。集中荷重と考え、滑動抵抗

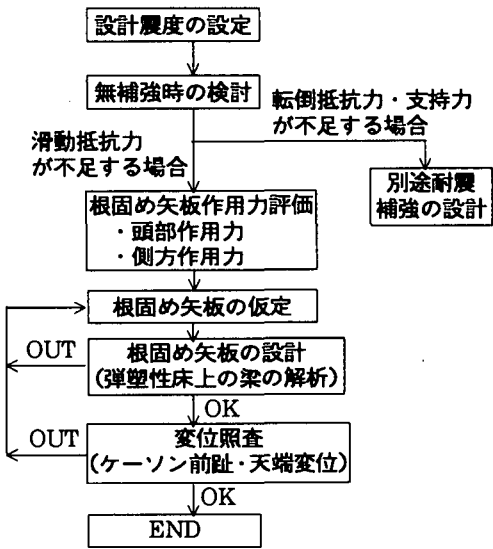


図-9 設計計算フロー

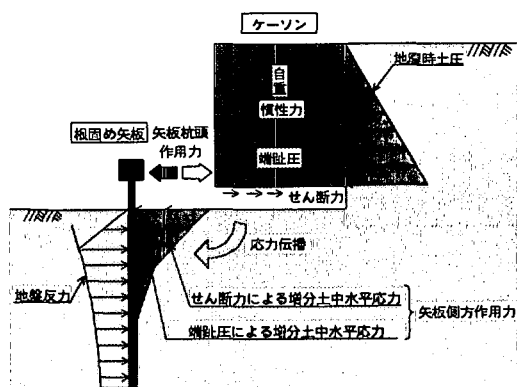


図-10 根固め矢板作用力

②側面作用力： ケーソン底版の端趾圧及び滑動抵抗せん断力より地盤を介して根固め矢板側面に作用する力。分布荷重と考え、土中応力式で地震時増分土中応力を評価。

根固め矢板の発生応力は、頭部と側面に同時に作用する力を考慮するため、受動土圧を反力の上限とする弾塑性床上の梁の解析で評価した。なお、矢板の根入れ長さは抵抗モーメントと転倒モーメントの釣合より求めた。

ケーソン天端の水平変位は、直接求めることができないため、ここでは弾塑性床上の梁の解析で得られる矢板頭部水平変位に矢板頭部傾き分の水平変位を足したものとした。

## (2) 設計計算法の検討

設計計算法の妥当性の把握を目的とし、水深10m岸壁で、設計震度を0.15から0.20へ上げる場合を例とし（φ900、t=14鋼管矢板による補強）、動的解析と設計計算の比較を行った。結果を表-6及び図-11に示す。なお、図-11に示す動的解析結果は、曲げモーメントが最大値となった時刻の鉛直分布を示したものである。

比較の結果、矢板に作用する曲げモーメントについては、設計計算が大きい安全側の結果となるが、両者は概ね一致した。

表-6 動的解析と設計計算結果の比較

|            | 動的解析結果      | 設計計算結果      |
|------------|-------------|-------------|
| 矢板頭部変位     | 0.209 m     | 0.137 m     |
| 矢板頭部作用力    | 389 kN      | 368 kN      |
| 矢板モーメント最大値 | 1770 kN・m/m | 2492 kN・m/m |
| ケーソン天端水平変位 | 0.545 m     | 0.554 m     |

## 6. まとめ

既設の重力式岸壁（ケーソン）に対する根固め矢板による耐震補強工法を開発することを目的に行った一連の検討の結果、以下の知見を得ることができた。

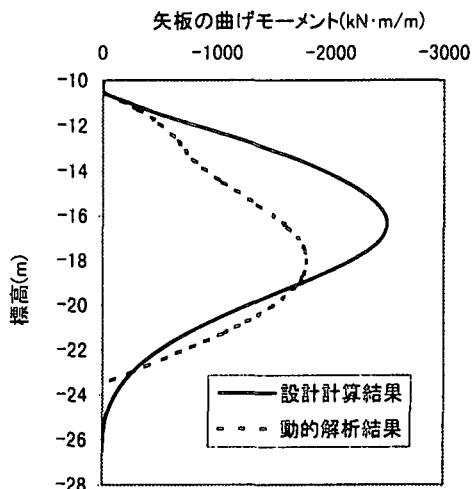


図-11 矢板作用曲げモーメント鉛直分布

- (1) 根固め矢板は地震時のケーソン式岸壁の水平残留変位を抑制する効果があること、および抑制効果は加振加速度が大きいほど顕著であることが分かった。また、残留変形モードに関しては、根固め矢板の変位抑制の影響によりケーソンが水平移動するとともに回転が発生することが分かった。
- (2) 今回対象としたような通常の水深10m岸壁では、設計震度0.15から0.20へ上げる場合、残留変形の抑制量と矢板に働く応力から判断して、φ900t14の鋼管矢板による補強が適当であるとの結果が得られた。
- (3) 根固め矢板の設計については、模型実験及び動的解析の知見から、設計作用力として杭頭作用力と側方作用力を考慮する設計法を提案した。

謝辞：本研究は、4者の共同研究として実施したものであり、「複合構造物専門委員会」（委員長：運輸省港湾技術研究所岩上構造部長（当時））の指導・助言を頂いたことを記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Susumu Iai : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Res. Inst. No.3, 1988
- 2) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol. 29, No.4., 1990
- 3) 井合 進, 一井康二, 森田年一, 佐藤幸博, 既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演集, pp.259-264, 1997

(1999. 4. 19受付)