

鋼矢板岸壁の耐震設計法に関する実物大実験

三藤正明¹・兵頭武志²・古田学³・河辺知之⁴・菅野高弘⁵

¹ (社)日本埋立浚渫協会技術委員会 専門委員 (〒107-0052 東京都港区赤坂3-3-5)

E-mail: Masaaki.Mitou@mail.penta-ocean.co.jp

² (社)日本埋立浚渫協会技術委員会 専門委員 (〒107-0052 東京都港区赤坂3-3-5)

E-mail: hyodo@wakachiku.co.jp

³ (社)日本埋立浚渫協会技術委員会 専門委員 (〒107-0052 東京都港区赤坂3-3-5)

E-mail: furuta@mcc.co.jp

⁴ (社)日本埋立浚渫協会技術委員会 専門委員 (〒107-0052 東京都港区赤坂3-3-5)

E-mail: kawabe@saeki-const.co.jp

⁵ (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.go.jp

兵庫県南部地震の被災経験を踏まえて、港湾施設の耐震設計法は土木学会が提案したレベル1, 2地震動に対応した見直しが進められてきた。しかしながら、鋼矢板岸壁の地震時挙動は背後地盤の初期応力状態および液状化による地盤剛性の低下、地盤—構造物の動的相互作用などの影響を大きく受けるため、その安定メカニズムについては課題が残されている。

そこで、鋼矢板岸壁の耐震性を検討するために実物大の鋼矢板岸壁を築造し、岸壁背後地盤に発破による振動を与え、鋼矢板および控え直杭などの動的挙動に関する検討を行った。鋼矢板および控え直杭の曲げモーメントに関して振動実験結果と背後地盤の液状化による動水圧を考慮した従来の耐震設計法による値を比較したところ、両者は概ね良い対応関係にあった。

Key Words : Full scale experiment, Steel sheet pile quay wall, Dynamic Behavior, Seismic design

1. はじめに

兵庫県南部地震の被災経験を踏まえて、港湾施設の耐震設計法は土木学会が提案したレベル1, 2地震動に対応した見直しが進められてきた。しかしながら、鋼矢板岸壁の地震時挙動は背後地盤の初期応力状態、液状化による地盤剛性の低下、地盤—構造物の動的相互作用などの影響を大きく受けるため、その安定メカニズムについては課題が残されている。そこで、鋼矢板岸壁の耐震性を検討するために実物大の鋼矢板岸壁を建設し、振動実験を実施した。

鋼矢板岸壁の施工段階ごとに鋼矢板と控え直杭の静的計測を行い、初期状態での曲げモーメントの発生状況を把握した。さらに、鋼矢板岸壁の背後地盤に発破による振動を与え、鋼矢板と控え直杭の振動時の曲げモーメントの発生状況、背後地盤の応答加速度および過剰間隙水圧などの動的な計測を実施した。

本報告では、鋼矢板岸壁に関する実物大実験概要、鋼矢板と控え直杭の静的および動的な実験結果について説明する。

2. 鋼矢板岸壁の実物大実験の概要¹⁾

本実験は(独)港湾空港技術研究所を中心にして、日米13機関が参加した「臨海・臨海都市機能の耐震性向上に関する実物大実験」の一環で実施した。十勝港第四埠頭埋立地内に設計震度の異なる水深—5m鋼矢板岸壁を2種類築造し、背後地盤に三次元配置されたエマルジョン爆薬を発破させて地盤振動と液状化を再現し、鋼矢板岸壁の耐震性の検討を行った。

図—1に設計震度 $K_h=0.15$ の耐震岸壁と $K_h=0$ の非耐震岸壁の平面配置を示す。また、同図には加速度計、間隙水圧計、ロードセルおよびGPSなどの計測器と発破孔の位置も示している。設計震度 $K_h=0$ の非耐震岸壁は、背後地盤の過剰間隙水圧の上昇に伴って発生する側方流動による鋼矢板岸壁に作用する外力、鋼矢板上部工の変形状況を把握することを目的としている。従って、設計的には以下の考慮をした。

(1)鋼矢板岸壁背後の埋立地盤(幅25m×奥行75m)の周囲に根入れ長8~12mの仕切矢板を配置する。これは側方流動地盤と周囲地盤を分離することによ

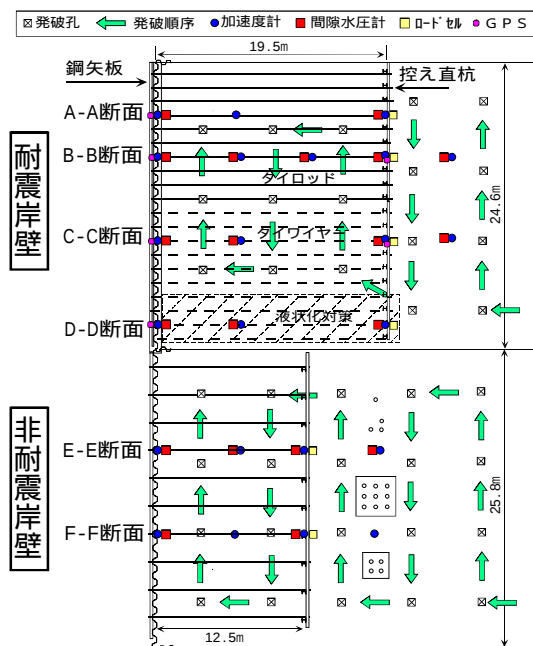


図-1 岸壁と計測器の平面配置

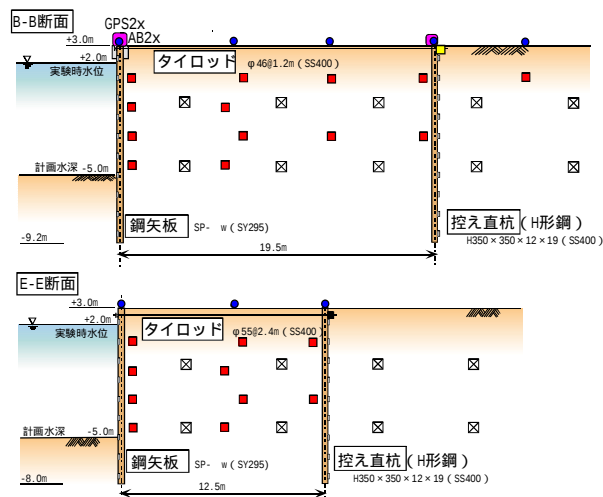


図-2 耐震岸壁と非耐震岸壁の標準断面

表-1 地盤条件一覧

地層No.	土質	標高	単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ (°)	P_a (kN/m ²)
1	砂質土	3.00	18.00		30.00	15.00	0.00
		2.50					2.62
2	砂質土	2.50	18.00		30.00	15.00	2.62
		2.00					5.24
3	砂質土	2.00	10.00				5.24
		0.30					10.19
4	粘性土	0.30	6.20	20.00			0.00
		-1.50		20.00			6.16
5	粘性土	-1.50	6.20	20.00			6.16
		-3.50		20.00			18.56
6	砂質土	-3.50	10.00		34.00	15.00	14.58
		-4.70					17.57
7	砂質土	-4.70	10.00		41.00	15.00	13.12
		-5.00					13.68
8	砂質土	-5.00	10.00		41.00	15.00	13.68
		-9.90					22.80

り、エマルジョン爆薬の爆破エネルギーを前面矢板及び仕切矢板で囲まれた内部に集中させる為である。(2)鋼矢板岸壁から法線直角方向の25～75m区間は4%勾配の盛土とする。これにより、側方流動を岸壁背後から前面矢板側に発生させる。

耐震岸壁のB-B断面と非耐震岸壁のE-E断面を図-2に示す。耐震岸壁および非耐震岸壁ともに、鋼矢板にSP-w、控え直杭にH形鋼、タイロッドにφ46mmを用いた。しかし、耐震岸壁と非耐震岸壁ではタイ材および控え直杭のピッチ、鋼矢板と控え直杭の根入れ長、鋼矢板と控え直杭の間隔が異なった設計になっている。また、耐震岸壁の一部にタイワイヤーを用いるとともに地盤改良を行った。表-1に耐震岸壁直背後の地盤条件の一覧を示す。

静的計測では、タイ材取り付け時、鋼矢板前面掘削時などの各施工段階での鋼矢板と控え直杭のひずみ、タイ材の張力を計測した。動的計測では、鋼矢板および控え直杭のひずみ、背後地盤の加速度および間隙水圧、GPSによる鋼矢板および控え直杭の頭部の動的変位を計測した。

振動を起こすためのエマルジョン爆薬は各発破孔に2段に設置し、岸壁背後の最も遠方から岸壁側に向かって各孔0.7秒間隔で順次発破を行った。発破継続時間は耐震側で約37秒、非耐震側で約33秒である。写真-1に耐震岸壁と非耐震岸壁の完成状況を示す。

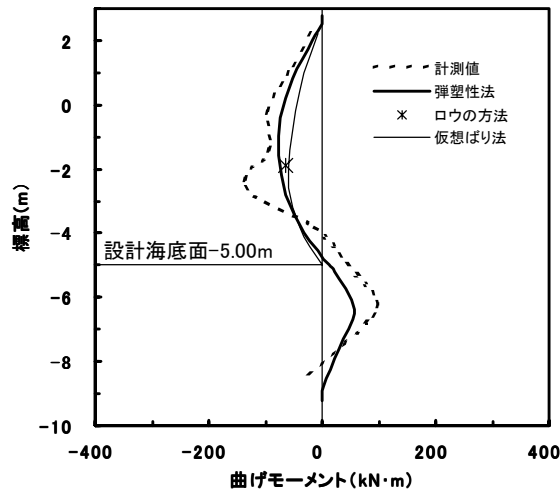
3. 鋼矢板岸壁の静的実験結果の検討²⁾

鋼矢板の常時設計法に関する検討では、鋼矢板の設計で一般的に用いられているロウの方法、仮想ばり法、土留掘削の検討で用いられている弾塑性法による解析値と静的な実験値を比較検討した。ロウの方法は鋼矢板根入れ部分の受働土圧を鋼矢板の変位及び海底面からの深さに比例する地盤反力とし、矢

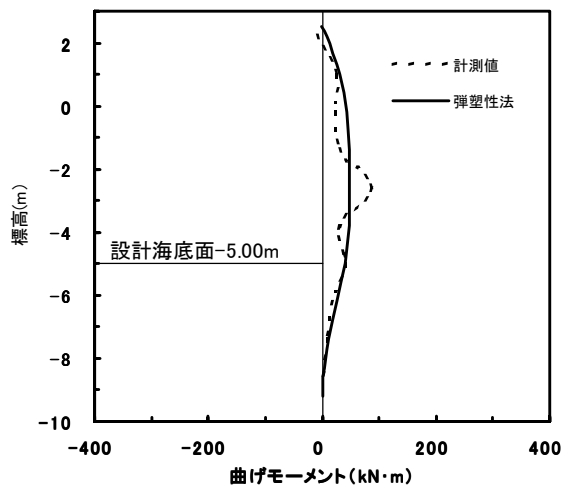


写真-1 耐震岸壁（左側）と非耐震岸壁（右側）

板を弾性床土上の梁として解いたものである。仮想ばり法はタイ取り付け点及び海底面を支点とし、上面から上の土圧及び残留水圧が荷重として作用する単純梁と仮想して鋼矢板の断面を計算する方法である。弾塑性解析は、掘削底面の抵抗土圧は土留壁の変位に比例し、かつ有効受働土圧を超えないとする。す



(a)鋼矢板



(b)控え直杭

図-3 鋼矢板および控え直杭の曲げモーメントに関する計測値と計算値の比較

なわち，掘削面側の地盤を弾性的領域と塑性的な領域を考慮する方法である．控え直杭は弾性床土の梁として計算を行った．

図—3(a)に鋼矢板の曲げモーメントに関する静的な計測値とロウの方法，仮想ばり法，および弾塑性による常時の計算値との比較を示す．計測値が設計値に比較して高めの値を示しているが，設計的な観点から判断すれば，全体的には両者は良い対応関係にあるものと考えられる．同図(b)に控え直杭の静的な計測値と弾性床土の梁による計算値の比較を示す．図より判断されるように，設計値と計測値は良い一致が見られる．

4．鋼矢板岸壁の動の実験結果の検討²⁾

鋼矢板の動的な検討では，設計震度 $K_h=0.1, 0.15, 0.20, 0.25$ の4種類の震度について仮想ばり法と弾塑性法による設計値と計測値を比較した．なお，鋼矢板の背後地盤が液状化したと仮定し，鋼矢板に液圧を作用させた．図—4に示すように地表面から-5mまで液状化すると仮定した．液圧としては土砂による静的圧力および慣性力による動水圧を考慮した．写真—2に岸壁背後地盤の液状化による噴砂状況を示す．岸壁背後に配置した間隙水圧計による計測結果も過剰間隙水圧比が概ね1.0の値であった．従って，噴砂状況及び過剰間隙水圧から，背後地盤は概ね液状化現象が発生したものと判断した．

図—5(a)に鋼矢板の曲げモーメントに関する計測値と仮想ばり法で設計震度を0.10～0.25まで変化させた場合の計算値の比較を示す．なお，参考の為に設計震度が0.0で，動水圧を考慮しない場合の計算値も示している．図から判断されるように，設計震度0.20の計算値が計測値と比較的良好な対応を示している．

図-5(b)に計測値と弾塑性法による計算値との比

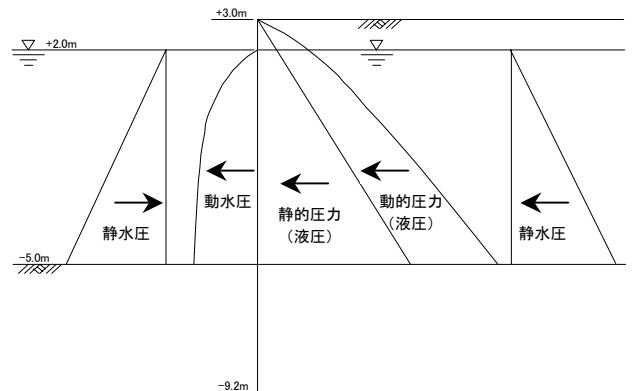
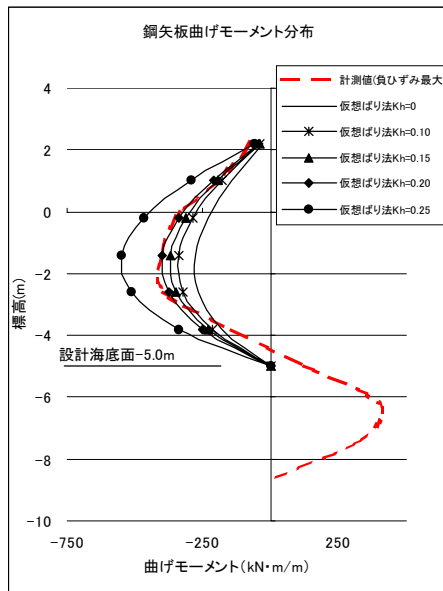


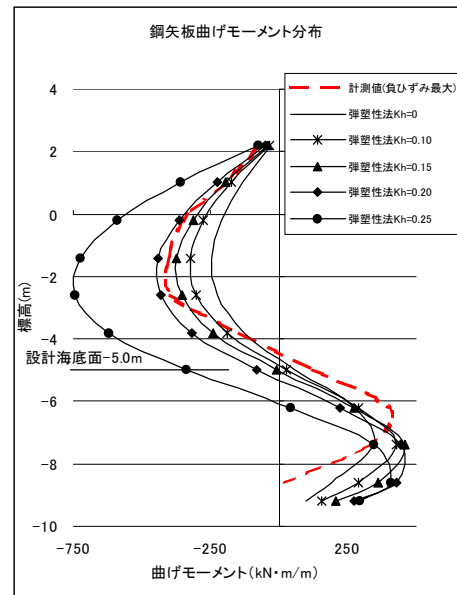
図-4 背後地盤の液状化を考慮した外力モデル



写真-2 岸壁背後地盤の噴砂状況



(a) 仮想はり法



(b) 弾塑性法

図-5 鋼矢板の曲げモーメントに関する計測値と計算値の比較

較を示す。仮想はり法と同様に、設計震度0.20の計算値が計測値と全体的に良い一致が見られる。なお、根入れ部の最大曲げモーメントに関しては、計算値の方が計測値に比較して2 m程度深い位置に発生している。また、鋼矢板下端付近の曲げモーメントは計算値の方が大きい値を示している。

5. まとめ

鋼矢板および控え直杭の曲げモーメントに関して、現行の常時及び地震時の設計法などから得られる結果と実験結果を比較した。その結果、以下のことが分かった。

(1) 常時の設計法

鋼矢板の曲げモーメントについては、現行の設計法である仮想はり法とロウの方法、および弾塑性解析法から求めた値と実験値は比較的良好な対応関係にあった。控え直杭の曲げモーメントは弾性床上の梁として求めた計算値と計測値を比較したところ、

良い一致が見られた。

(2) 地震時の設計法

鋼矢板の曲げモーメントに関して、背後地盤の液状化による動水圧及び静的な液圧が同時に作用すると仮定した場合、設計震度0.20の設計値が計測値と良好な対応関係にあることが分かった。

謝辞：本報告書の作成に際して、鋼管杭協会からは実験データの取りまとめでご協力いただいた。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (独) 港湾空港技術研究所：港湾・臨海部都市機能の耐震性向上に関する実物大実験，(社) 日本埋立浚渫協会編集，2001年11月
- 2) (社) 日本埋立浚渫協会：鋼矢板岸壁の設計法に関する研究，2003年8月

(2003. 9 11 受付)

INVESTIGATION OF DESIGN METHOD OF STEEL SHEET PILE QUAY WALL

Masaaki MITO, Takeshi HYODO, Manabu FURUTA, Tomoyuki KAWABE and Takahiro SUGANO

The full-scale test by controlled blasting inducing liquefaction was conducted in Port of Tokachi on Hokkaido Island, Japan, in order to investigate design method of steel sheet pile quay wall. From static investigation of the steel sheet pile and anchor pile, the bending moment of steel sheet pile and anchor pile calculated by using the virtual beam analysis, the Row's method and Elastic Plastic analysis were in good agreement with those of test results. From dynamic investigation of steel sheet pile, when design seismic coefficient was set to 0.20, calculation values were good agreement with test results.