

VI-232 根固め矢板による重力式岸壁の耐震補強工法に関する有効応力解析

鋼管杭協会 正会員 中山裕章 塩崎禎郎 沿岸開発技術研究センター 正会員 北澤壮介 真鍋昌司
 鹿島建設 正会員 秋山義信 五洋建設 正会員 三藤正明

1. はじめに

重力式岸壁の耐震補強工法として、ケーソンの前面に根固め矢板を打設する工法（図-1）を取り上げて、FLIP¹⁾による有効応力解析を実施した。本論文では、まず最初に解析に先駆けて行われた水中振動台実験²⁾をシミュレートし、続いて実大スケールにおける適用性確認のため、-10m 重力式岸壁を想定して解析を実施した。

2. 水中振動台実験のシミュレーション

水中振動台実験は、長さに関する縮尺比を 1/18 として、根固め矢板による補強の有無に対する 2 ケースについて行った。解析は、実験の 200gal 加振時（正弦波：5Hz、10 波）を対象とした。入力地震動は実験で収録された振動台の加速度波形（最大加速度約 170gal）を入力している。解析で用いた地盤定数は、無対策のケースをシミュレート出来るように決定した（表-1）。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ため、液状化パラメータは考慮していない。図-2に残留変形図を示す。無対策では、実験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。同一解析条件で矢板による補強を考慮した場合、実験に比べると効果は小さいが、補強による効果は表れている。矢板に作用する曲げモーメント分布は、図-3に示すように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。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、水中振動台実験を FLIP でシミュレート出来ることが分かった。

3. 実大モデルに対する解析

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 $K_h=0.20$ とした場合の補強効果について検討した。図-4に解析に用いたメッシュ図を示す。地盤定数は水中振動台実験の解析を参考にして表-2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。入力最大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解析で得られた地表面加速度 α_{max} と、水平震度 K_h

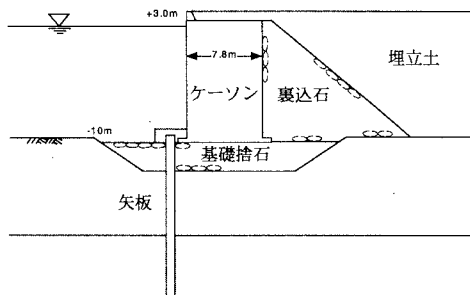


図-1 根固め矢板工法

表-1 解析で用いた地盤定数

地盤	N 値	密度 (t/m^3) (g/cm^3)	基準有効 拘束圧 σ_{av} (kPa)	初期せん 断剛性 G_0 (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ (°)
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(1.8)	3.60	2068	45
裏込石		2.0(1.8)	6.15	28608	45
基礎捨石		2.0	6.15	28608	50

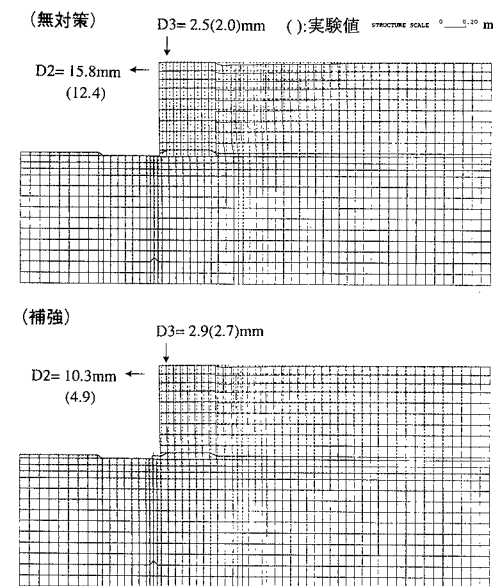


図-2 残留変形図

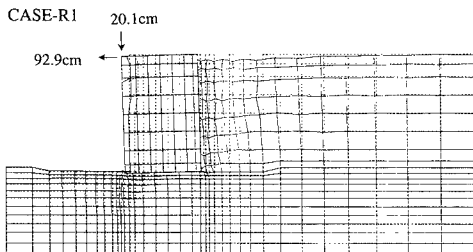
キーワード：岸壁、護岸、耐震補強、矢板

連絡先：鋼管杭協会 〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10 TEL 03-3669-2437 FAX 03-3669-1685

が, $K_h=0.6$ ($\alpha_{\max}/g$) の関係があるものとして決定した³⁾. 基盤の入力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. 解析は無対策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. 結果と併せて表-3 に示す. CASE-R1 のケーソン天端残留変位は 93cm であったのに対して, CASE-R2 (Ⅲ型鋼矢板) による補強で 69cm に, CASE-R3 (鋼管矢板 ϕ 900) による補強で 55cm まで抑えられている. 一方, CASE-R4 (鋼管矢板 ϕ 1100) の残留変位は 52cm で, ϕ 900 との剛性差ほど補強効果の差は出ていない. CASE-R1 と CASE-R3 の残留変形図を図-5 に示す. CASE-R1 と比較して CASE-R3 では矢板の抵抗により, 海側の基礎捨石部分の変形が抑制され, ケーソンの残留変位が減少していることが分かる. 図-6 矢板に働く曲げモーメント分布を示す. Ⅲ型鋼矢板では, 剛性が不足しているため下方までモーメントが伝達していない. また, 矢板に作用する最大曲げ応力は, Ⅲ型鋼矢板では許容応力を越えているが, ϕ 900, ϕ 1100 では許容応力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, ϕ 900 の鋼管矢板による補強が適当と考えられる.

4. おわりに

根固め矢板による耐震補強工法について, 水中振動台実験と実スケールに対して有効応力解析を実施し, 補強効果を確認することが出来た. 本研究は, 1997 年度の四者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前構造部長) の指導・助言を頂いたことを記し, 深く感謝いたします.



参考文献

- 1) Susumu Iai, et al: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol.29, No.4, 1990.
- 2) 北澤壮介ほか, 根固め矢板による重力式岸壁の耐震補強工法の開発, 海洋開発論文集 vol.15, 1999. (印刷中)
- 3) 井合 進ほか, 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.

図-5 残留変形図(主要部分)

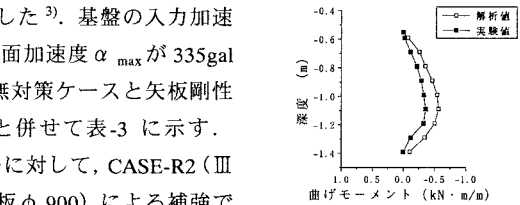


図-3 曲げモーメント分布
(曲げモーメント最大時刻)

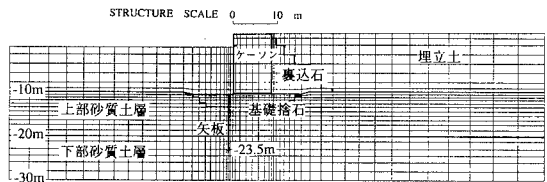


図-4 解析メッシュ図

表-2 解析で用いた地盤定数

地盤	N 値	密度 (t/m^3) (気中)	基準有効 拘束圧 σ'_v (kPa)	初期せん 断剛性 G_{p0} (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ_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(1.8)	57	67500	38
裏込石		2.0(1.8)	98	180000	45
基礎捨石		2.0	98	180000	50

*液状化パラメーター 変相角 $\phi_p=28$ $S_1=0.005$ $W_1=6.4$ $P_1=0.5$ $P_2=1.0$ $C_1=2.5$

表-3 解析ケースおよび結果

	補強構造	断面 2 次 モーメント $\times 10^{-3}(m^4)$	ケーソン残留変位 (cm)		最大曲げ 応力 (kPa)
			天端水平	天端鉛直	
CASE-R1	無対策	-	92.9	20.1	-
CASE-R2	Ⅲ型鋼矢板	0.23	69.0	20.3	268000
CASE-R3	鋼管矢板 ϕ 900 $\times$ 114	3.95	54.5	17.6	201800
CASE-R4	鋼管矢板 ϕ 1100 $\times$ 118	7.65	52.2	17.2	141900

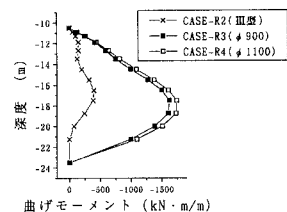
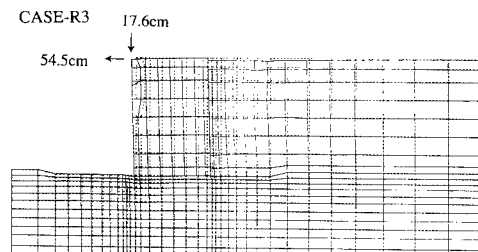


図-6 曲げモーメント分布 (加振後)