

遠心模型試験および動的解析による自立式鋼矢板擁壁の耐震性能評価

名古屋工業大学	国際会員	張 鋒
名古屋工業大学	国際会員	菊本 統
名古屋工業大学大学院	学生会員	陳 英芝
トヨタ自動車	正会員	左合 靖樹
鋼管杭協会	国際会員	原田 典佳
鋼管杭協会	国際会員	恩田 邦彦

1. まえがき

図-1に示す自立式鋼矢板壁は、鋼矢板の剛性と根入れ部の水平支持力によって地盤を支持する構造形式であり、以下のような利点がある。

- 1) 他の構造(タイロッドや控え工を設けた矢板壁やケーソン等の重力式擁壁)に比べて狭小なスペースで迅速に施工でき、大掛かりな建設機械や設備を必要としない。
- 2) 壁体設置のために開削工や仮土留めを行う必要がない。
- 3) 軟弱地盤にも地盤改良を行わずに適用できる。
- 4) 重力式擁壁に比べて軽量であるため、地震時に作用する慣性力が小さい。

このような特長から、自立式鋼矢板擁壁はこれまで頻繁に仮設構造物として用いられてきた。しかしながら、恒久的な利用を目的とした適用例は少ないため、永久構造物としての設計手法は未だ確立されていない。

我が国における永久構造物の設計に際しては、耐震性能に関する評価が不可欠となるが、自立式鋼矢板擁壁の地震時挙動に関する知見は十分でない。そこで本研究では、矢板の根入れ長、高さと板厚、地盤の密度をパラメータとして、動的遠心模型実験を実施し、振動特性の異なる5種類の地震波について自立式鋼矢板擁壁および周辺地盤の土圧・変形特性を検討した。さらに、地盤の誘導異方性・密度・構造を統一的に考慮した移動硬化型弾塑性モデル (Zhang et al, 2007) に基づいた動的有限要素解析により、模型実験の数値シミュレーションを実施し、実験値との比較を行い、数値解析による自立式鋼矢板擁壁の耐震安定性の評価手法の開発を目指した。さらに、数値解析の結果に基づいて、合理的な自立式鋼矢板擁壁の設計の基礎情報となる擁壁および地盤の動的力学特性について考察を加えた。

2. 動的遠心模型実験の概要

標準的なスケールの擁壁構造物の1/40縮尺模型を用いて、実地盤と同じ自重応力状態を再現できる40Gの遠心場で実験を行った。実験パターンを表-1にまとめる。実験はD-1~7およびL-1の計8ケースを実施し、根入れ長、矢板厚、矢板高さ、地盤の初期相対密度、擁壁の形式 (I型擁壁とL型擁壁) による差異について比較・検討した。

地盤材料には乾燥した豊浦砂を用いた。模型地盤は、実験土槽にあらかじめ擁壁模型を据え付けてから、重力場で豊浦砂を気中落下させ、所定の相対密度 (相対密度 $D_r = 60, 75 \%$) となるように密度管理しながら作成した。一例として、ケースD-2の模型地盤および計測位置を図-2に示す。同図に示すように計測器を設置し、加速度および変位を計測した。また、矢板両面にひずみゲージを貼り付けて変形を計測し、断面力を算出した。

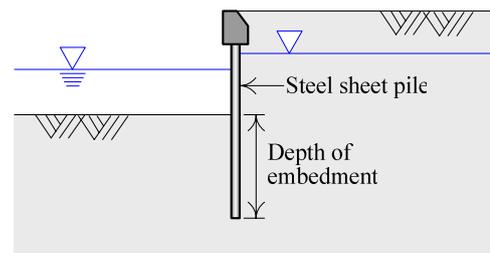


図-1 自立式鋼矢板擁壁

表-1 実験パターン

Case	Type of wall	Depth of embedment	Thickness of wall	Height of wall	[Unit of length mm]	
					Relative density of ground D_r	Seismic wave
D-1		250				
D-2		210	46	110	60%	Ofunato wave
D-3		160				
D-4	I-type	145	27	60		
D-5					75%	Sine wave (8, 20, 30G)
D-6		210	46	110		
D-7		160				
L-1	L-type		20		60%	

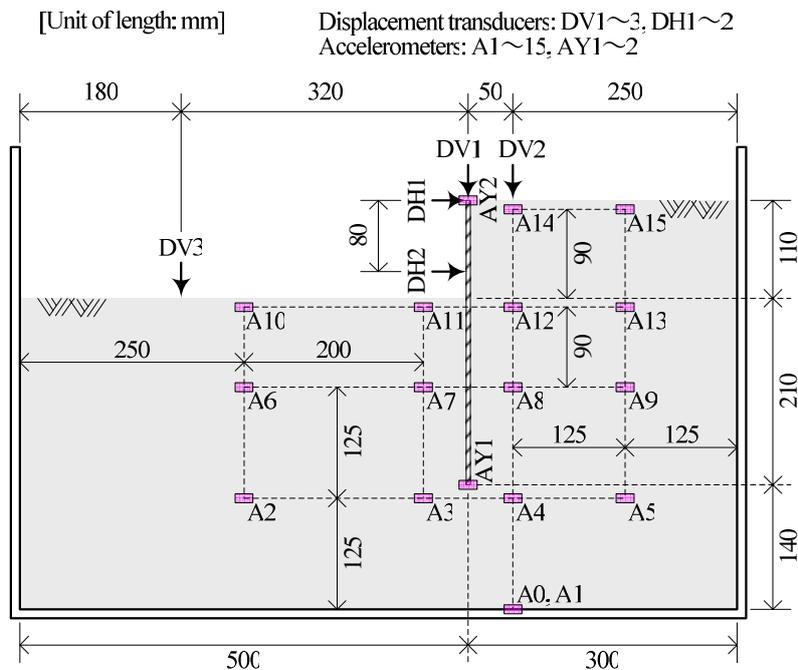


図-2 模型地盤の立面図 (Case D-2)

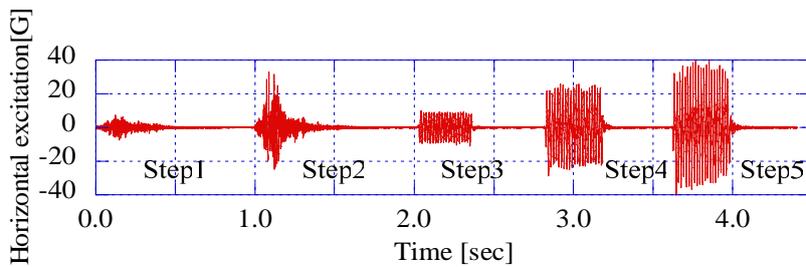


図-3 入力地震波 (実験スケールに換算)

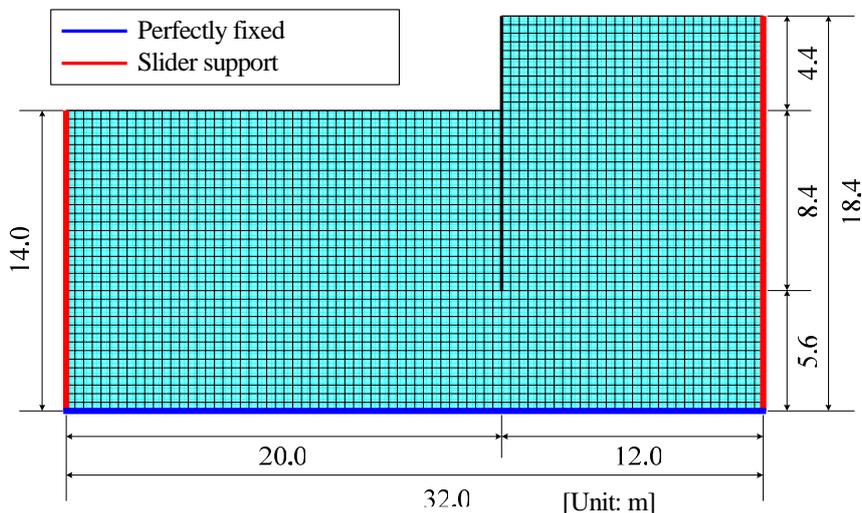


図-4 解析メッシュ (Case D-2)

本実験では、5種類の地震波を連続して水平方向に入力した。各地震波を図-3に示す。Step1, 2は実際に観測された地震波であり、それぞれ実スケール換算では最大加速度180 Galの大船渡波（宮城県沖地震(1978)）と最大加速度800 Galの神戸PI波（兵庫県南部地震(1995)）に相当する。一方、Step 3~5は正弦波であり、それぞれ実スケール換算で最大加速度200, 500, 750 Galに相当する。

3. 数値解析の概要

有限要素法により模型実験の数値シミュレーションを実施した。初期応力を静的解析により算出した後、動的解析により動的実験の解析を行った。地盤スケール、入力地震波および材料定数は、遠心加速度を考慮して40倍に実寸換算した値を用いた。

表-2 護岸構造物の材料パラメータ

Thickness of wall [mm]	4.6 x 40	2.7 x 40
Young's modulus E [kN/m ²]	2.05 x 10 ⁶	2.05 x 10 ⁶
Cross-sectional area A [m ² /m]	0.02676	0.01312
Moment of 2 nd order I_x [m ⁴ /m]	6.3 x 10 ⁻⁴	1.3 x 10 ⁻⁴
Poisson's ratio ν	0.30	0.30
Section modulus Z_x	3.15 x 10 ⁻³	1.00 x 10 ⁻³
Density ρ [t/m ³]	7.86	7.86

表-3 地盤の構成パラメータと初期パラメータ

$R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs}$	3.5
$N = \epsilon_{NC}$ at $p = 98$ & $q = 0$ kPa	0.66
Compression index λ	0.050
Swelling index κ	0.012
Poisson's ratio ν_e	0.30
Parameter for overconsolidation m	0.10
Parameter for structure a	2.2
Parameter for anisotropy br	1.5
Density ρ [t/m ³]	2.65
Coefficient of earth pressure at rest K_c	0.50
Initial overconsolidation ratio OCR	7.6
Initial structure ratio R_c^0	0.43
Initial anisotropy ζ^0	3.1 x 10 ⁴

解析ケースは模型実験と同じケースD-1~7およびL-1であるが、各ケースで実験土槽の側方境界の影響について検討するため2種類の解析メッシュを用いた。すなわち、実験に完全に対応した解析メッシュ（実験対応メッシュと呼ぶ）と左右の側方境界を200mずつ広げた解析メッシュ（実地盤想定メッシュと呼ぶ）である。実験対応メッシュの境界条件は、領域側面で可動支承、底面で完全固定とした。実地盤想定メッシュでは、より実地盤に近い条件を模擬するため側面を等変位境界、底面を完全固定とした。要素分割の一例として、ケースD-2の実験対応メッシュを図-4に示す。また、大変形を考慮した有限変形理論に基づいた解析も実施し、結果の比較を行った。地震動は、模型実験と同様に、図-3の5波を連続して入力した。地震動に対する減衰形態は剛性比例型減衰であるRayleigh減衰とし、係数 β は0.01と設定した。

3.1. 擁壁および地盤の応力ひずみ関係

鋼矢板とL型擁壁は弾性梁によりモデル化した。構成パラメータを表-2に示す。鋼矢板の継手効率 η は0.80と仮定し、断面2次モーメントの値に反映させた。

地盤の応力ひずみ関係は、Zhang et al. (2007)が提案した誘導異方性・密度・構造を考慮した移動硬化型弾塑性モデルにより記述した。このモデルは応力誘導異方性・密度・構造をモデル化することにより、土の特徴的な力学挙動を統一的に説明できる。表-3に豊浦砂のパラメータを示す。構成パラメータは計8

つあるが、 R_{cs} , N , λ , κ , ν_e はカムクレイモデルのそれと同一である。 a は土の構造の消失、 m は土の過圧密の解消(密度の影響)、 br は応力誘導異方性の発展に関するパラメータである。なお、このモデルの詳細と設定した豊浦砂のパラメータの妥当性については、要素試験の結果と解析値の比較により十分に議論しているため、別報¹⁾を参照されたい。

4. 結果と考察

本稿ではケースD-2について実験結果および解析結果を示し、鋼矢板の耐震安定性に関して議論する。図-5(a)~(e)は5種類の地震発生後の矢板の曲げモーメント分布である。縦軸は根入れ長、横軸は曲げモーメントを示している。各図は4種類の解析値を記載したが、それぞれ実験対応メッシュおよび実地盤想定メッシュでの微小変形理論および有限変形理論に基づく解析の結果である。なお、実験および解析では連続して5種類の地震波を入力したが、各地震動による影響を明確にするため、各Stepでの変化量を表示した。

図-5に示した実験値より、自立式鋼矢板の曲げモーメントは地震波によらず、根入れ深さ2~4 mで絶対最大モーメントを示すモードとなることがわかる。また、入力地震波の最大加速度が大きいほど、曲げモーメントの変化量は大きいといえる。

実験値と解析値を比較すると、実験対応メッシュを用いた解析の結果は分布モードや入力地震波による差異など実験値と概ね一致していることがわかる。したがって、地盤や擁壁構造物を適切にモデル化することで、実現現象に即した妥当な解析解が得られるといえる。さらに、実験対応メッシュと実地盤想定メッシュによる解析結果を比較すると、Step 1~3では両者に明確な差異は見られないものの、Step 4, 5では実地盤想定メッシュで算出された曲げモーメント変化量が大きくなる。これは、明確な変位固定境界の存在しない実地盤では、模型実験と比べて地震による被害が大きくなる可能性を示唆している。

図-6, 7は矢板頭頂部の水平および鉛直変位の時刻歴である。それぞれ左側は水平変位(背面地盤側が正)、右側は鉛直変位(鉛直上向きが正)である。縦軸は変位量、横軸は地震継続時間を示す。プロットの凡例は図-5と同じである。

図-6より、実験では地震発生直後から鋼矢板は僅かに沈下しながら海側に水平変位し、最終的に5~25 cm程度の残留水平変位を海側に生じている。一方、数値解析では解析メッシュや微小・有限変形解析によらずほぼ同じ結果が得られており、実験値と変位する方向は一致するものの、変位量はかなり小さい。

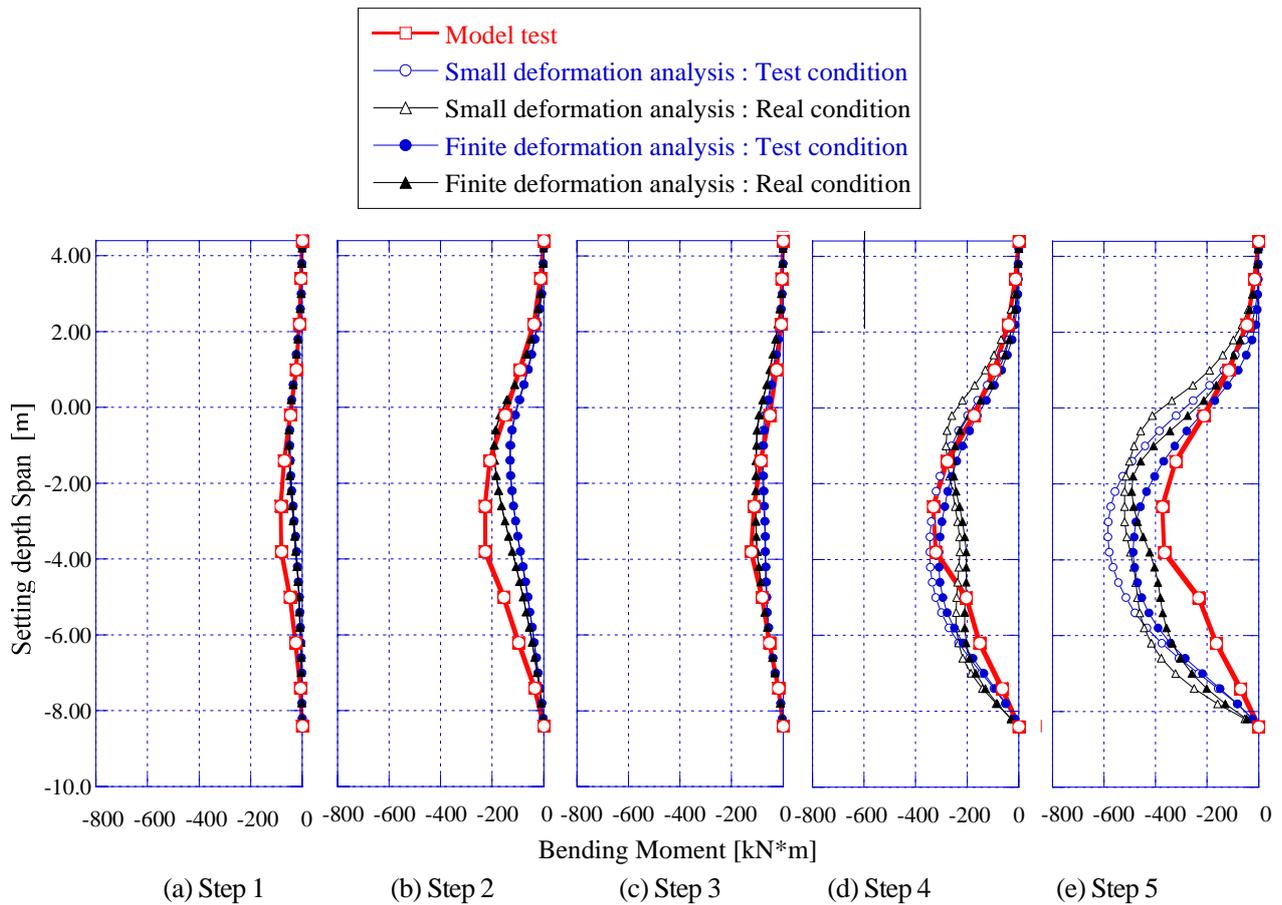


図-5 加振後の曲げモーメントの分布 (Case D-2)

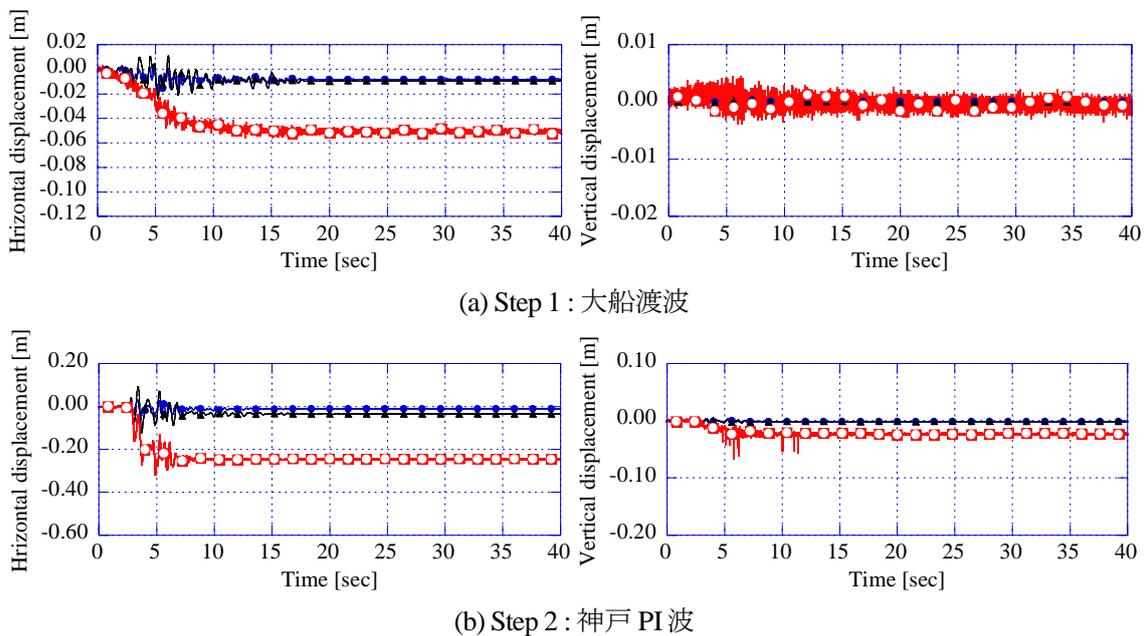


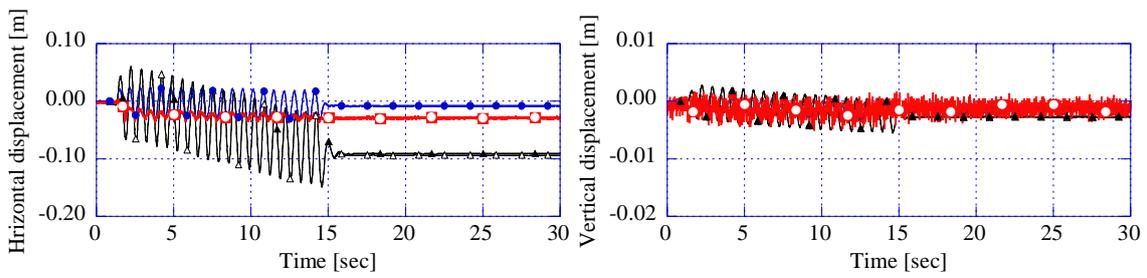
図-6 鋼矢板頭頂部の変位 (左: 水平変位, 右: 鉛直変位)

このような実験値と解析値の差異の一因として、模型地盤内での地震動の共振現象が考えられる。

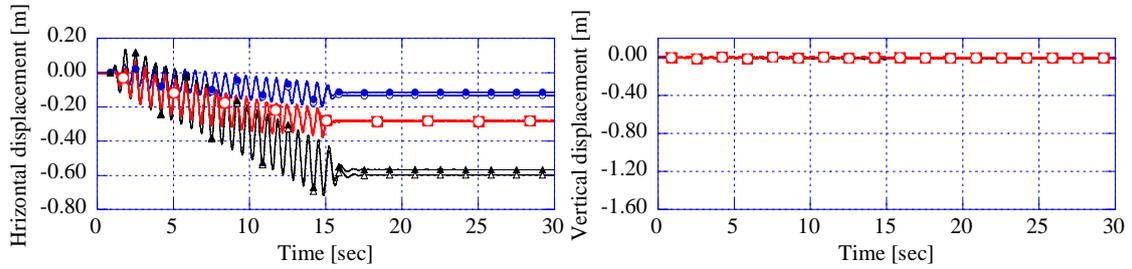
図-7に示した正弦波加振の結果でも鋼矢板頭頂部が変位する方向は同じで、海側に水平変位しながら鉛直下方に沈下する傾向を呈している。解析値同士を比較すると、微小変形解析と有限変形解析による

解が大きく異なっており、微小変形理論による解析値は実験における鋼矢板の水平変位量を小さめに見積もっていることがわかる。

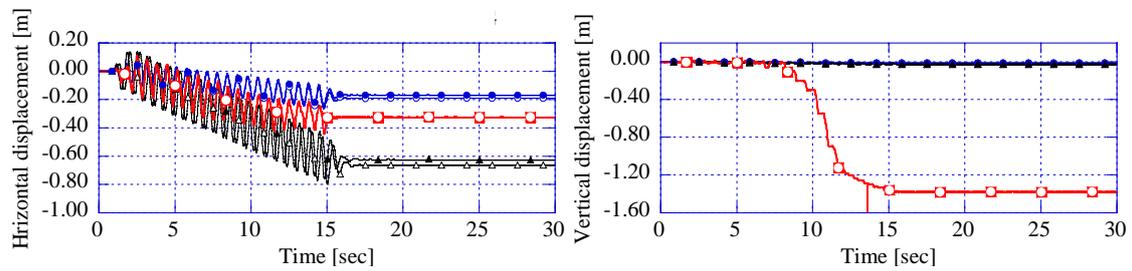
最後に、図-8に正弦波30G加振後の地盤内部の変位分布を示す。(a)は水平変位、(b)は鉛直変位の分布であり、それぞれ背面地盤側、鉛直上向きを正として



(a) Step 3

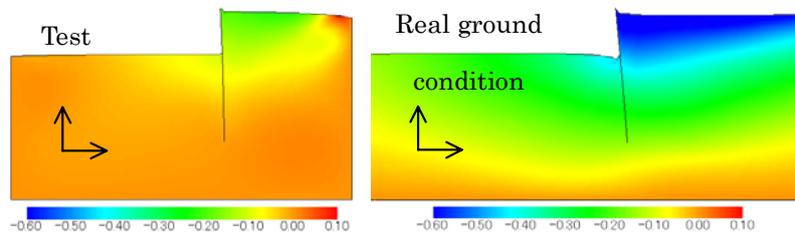


(b) Step 4

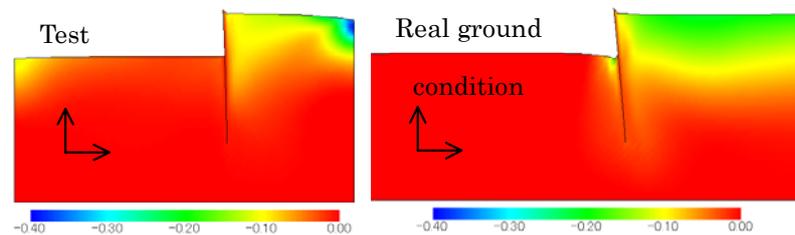


(c) Step 5

図-7 鋼矢板頭頂部の変位 (左：水平変位, 右：鉛直変位)



(a) 水平変位量



(b) 鉛直変位量

図-8 数値解析により算出された地盤内の変位分布

表示している。各図の左側には実験対応メッシュによる解, 右側には実地盤想定メッシュによる解を示した。図より, 左側の実験対応メッシュと実地盤想定メッシュにより解を比較すると, 后者では鋼矢板が転倒するようなモードで海側に大きく変位し, 矢板周辺地盤の変位も広範囲にわたって大きく変位し

ている。すなわち, 模型実験のように変位固定境界が近傍に存在する場合と実地盤では, 地震発生時の擁壁の力学応答が顕著に異なることがわかった。なお, 実験対応メッシュを用いた解析変形パターンは実験 (図には示していない) と同様である。

5. 結論

自立式鋼矢板擁壁は，地震発生時には入力地震動によらず僅かに沈下しながら水平に変位する．地盤と構造物の力学特性を適切にモデル化した一体系動的有限要素解析は，模型実験における力学現象を概ね再現でき，自立式鋼矢板擁壁の耐震性能評価手法の有効性を確認できた．さらに，実験では考慮していない自然地盤（側面変位固定境界なし）における鋼矢板の地震時力学挙動を数値解析により検証し，固定境界を持つ遠心载荷実験で得られた矢板の変位に比べ，自然地盤における地盤変位が大きくなる可能性が示された．

参考文献

- 1) Zhang, et al. : Explanation of cyclic mobility of soils: approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 4, pp. 547-558.