

# 矢板式構造による既設重力式岸壁増深改良の地震応答解析におけるモデル化手法の影響評価

佐藤 慶介<sup>1</sup>・小濱 英司<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 東亜建設工業株式会社 技術研究開発センター

(〒230-0035 神奈川県横浜市鶴見区安善町 1-3)

E-mail: keis\_satou@toa-const.co.jp

<sup>2</sup>正会員 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

E-mail: kohama-e83ab.p.mpat.go.jp

本研究は、既設重力式岸壁前面に新設矢板を打設する増深改良を対象とし、有限要素法による地震応答解析での既設ケーソンの有無と既設岸壁の築堤過程の有無によって結果に与える影響について、その変形挙動のメカニズムを考慮した考察を行った。ケーソンを有する場合は矢板とケーソンの距離が開くことで海底面より浅部の土圧が、有しない場合に比べ小さくなり矢板変位をより小さくした。既設岸壁築堤過程を有しない場合では、矢板根入れ部でケーソン設置時の矢板前面地盤への応力伝達が無く、拘束圧依存性から發揮される受働抵抗が小さくなることで矢板変位が大きくなった。それに加えてケーソンを有する場合は、矢板背後のケーソンも変位しやすいためその間の地盤の液状化範囲が広がり、既設岸壁全体が滑るような破壊をし、一番矢板変位が大きくなった。

**Key Words:** harbor structure, improving method, gravity quay wall, sheet piles with anchor piles, seismic response analysis

## 1. はじめに

近年の厳しい財政状況下での世界的な潮流である船舶大型化へ対応すべく、岸壁前面の増深化を含めた既設構造物を利用した改良工法の需要が高まっている。これらの背景から、改良工法の選定や改良設計に関する基本的な考え方が田端ら<sup>1)</sup>によってまとめられている。

田端らの事例分析<sup>1)</sup>から、既設重力式岸壁の改良事例が半数を占めており、需要の高さがうかがえる。一方、増深改良事例は、栈橋式や矢板式を含めた3つの既設構造のうち重力式が最少だった。これは、既設重力式岸壁の増深改良には潜在的な需要があるものの、重力式岸壁が背後地盤による水平力およびケーソン自重による鉛直力を支持地盤により安定を図る構造であり、増深化に伴う支持地盤掘削により容易に不安定化することが危惧されるため、実例化が少ないと推測される。そのなかで、既設ケーソンの前面基礎捨石マウンドを一部注入固化後掘削する増深改良工法は水谷ら<sup>2)</sup>によって開発され、その中で地震応答解析による検討が行われている。しかし、既設ケーソン前面に矢板を打設する増深改良工法に関し

ては、田端ら<sup>3)</sup>により静的安定検討についてまとめられているものの、地震応答解析の手法をまとめたものは無い。

一方、港湾構造物の耐震設計では、2次元有効応力解析プログラムFLIP<sup>4)</sup>が広く用いられている。岸壁のような土構造物の地震時挙動は地盤の地震動作用前の初期応力状態が大きく影響すると考えられ、FLIPを用いた地震応答解析でも、例えば矢板式岸壁では、地震応答解析前に構造物の築堤過程を考慮した多段階自重解析を行うことが推奨されている<sup>5)</sup>。しかし、改良設計の実務では、実際の既設の構造物や築堤過程を詳細に考慮せず、新設構造物のみモデル化する簡易的な手法によって検討が行われることがある。このような手法は安全側の検討であると無為に思われることもあるが、既設構造物の影響が反映されないことが必ずしも安全側であるとは限らない。そのため、簡易モデルと詳細モデルでどのような差が生じるのか、どのようなメカニズムで生じるのかを知ることは必要である。

以上の観点から、本研究は、既往研究では検討されていなかった、新設控え矢板式構造による重力式岸壁の増



した。タイロッドは非線形ばね要素を用い、その軸方向ばねの張力-変位関係はバイリニア型としてモデル化した。地盤要素はすべてマルチスプリング要素を用いた。地盤要素のうち、図-1に示す黄色の埋立砂（水中）と青色部の海底地盤を液状化層とし、その他の地盤要素は非液状化層としてモデル化した。また、本検討は矢板の前面地盤を掘削する増深過程があるが、この過程は掘削部の海底地盤や矢板前面地盤の要素節点に分布荷重を作用、除荷することによりモデル化した。

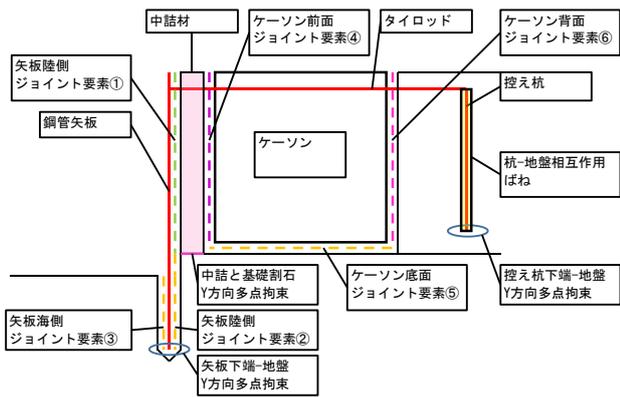


図-3 拘束条件配置図 (Case2)

表-2 ジョイント要素一覧 (Case2)

ジョイント要素番号	垂直方向	せん断方向	粘着力	摩擦角	参照する基準変位	
	接線剛性	接線剛性			垂直応力	せん断応力
	$K_n$	$K_s$	$C_j$	$\phi_j$	IUSN	IUSS
①	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	3	6
②	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	1	6
③	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	1	4
④	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	3	6
⑤	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	2	2
⑥	1.0E+06	1.0E+06	0	15.0	2	3

次に、要素間のモデル化について、詳細モデル Case2をもとに図-3を用いて説明する。矢板-地盤間、ケーソン-地盤間にはジョイント要素を導入し、地盤と各要素間で応力伝達ができるようモデル化した。ジョイント要素の物性値は表-2にまとめている。なお、表中の参照する基準変位の値は、次節で示す解析段階に対応している。また、控え杭-地盤間には、相互作用ばね要素を用いた。

### (3) 解析手順

検討ケースは、Case1からCase3までの計3ケースとし

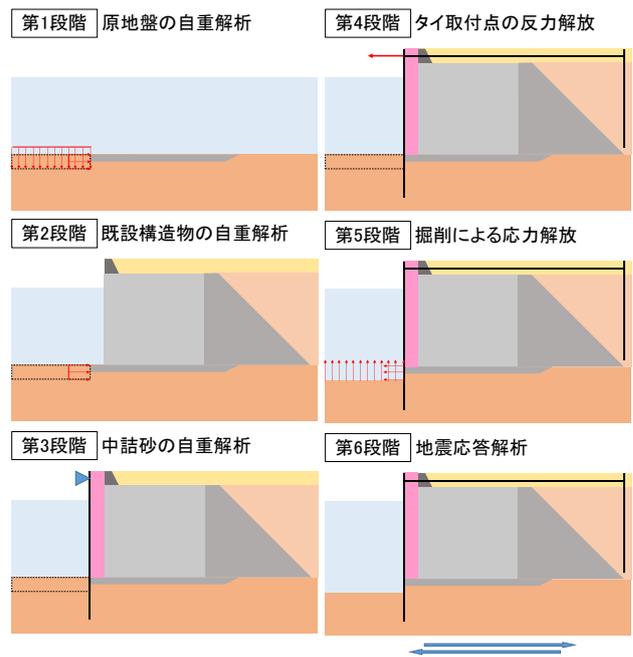


図-5 Case2解析手順

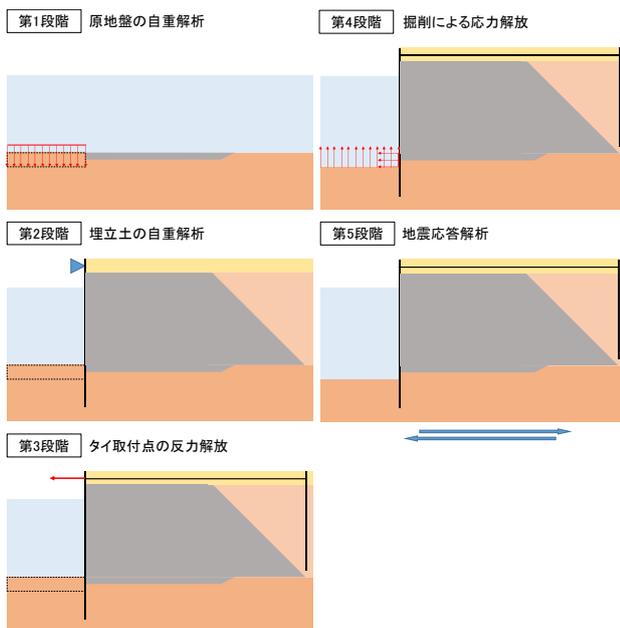


図-4 Case1解析手順

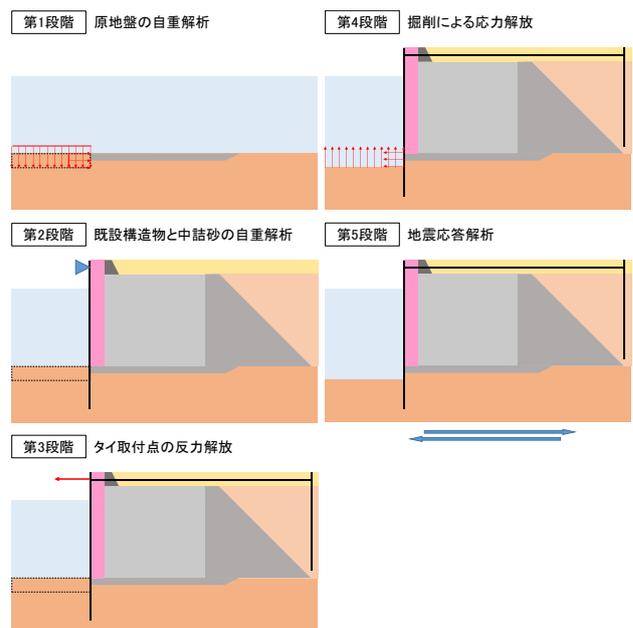


図-6 Case3解析手順

た(図-4, 図-5, 図-6)。Case1は、既設ケーソンを考慮せず、新設構造物である控え矢板式構造のみをモデル化した(図-4)。Case2は、既設および新設構造物の両方をモデル化し、築堤過程も省略しない本検討対象の詳細なモデルである(図-5)。Case3は、Case2同様、既設および新設構造物の両方をモデル化しているが、既存重力式岸壁の築堤過程を省略したモデルである(図-6)。以降、Case2を詳細モデル、Case1, Case3を簡易モデルと呼ぶ。

本検討における各ケースの解析手順を紹介する前に、解析手順を構築する際に参照した、既往文献<sup>9) 9) 10)</sup>に示されている、既設構造物の無い一般的な埋立型の控え矢板式係船岸の解析手順についてを図-4を用いて述べる。推奨されている控え矢板式係船岸の解析手順は、地盤の初期応力状態を考慮するため、3段階の築堤過程を自重解析し、その後、地震応答解析を行う、計4段階から成っている。まず、埋立前の現地盤の自重解析を行う(図-4, 第1段階)。次に、矢板を設置し、矢板背後地盤の自重解析を行う(同図, 第2段階)。このとき、控え杭周辺を変状させないため、控え杭の剛性をゼロとし、合わせてタイロッド要素は出現させていない。この段階では、タイロッド取付点の反力を解析によって計算するため、同点の水平方向変位を単点拘束する。自重解析の最終段階では、控え杭の剛性を考慮、タイロッド要素を加え、これらに前段階で計算されたタイロッド取付点反力を逆向きに作用させる(同図, 第3段階)。最後に、地震応答解析を行う(同図, 第5段階)という手順になっている。

Case1(図-4)は、FLIPにおいて埋立型の控え矢板式係船岸の解析時に通常用いられる、上記の多段階築堤過程に増深過程(図-4, 第4段階)を加えて自重解析を行った。すなわち、控え矢板式係船岸を増深する場合における、詳細な築堤過程を考慮したモデルといえる。標準モデルとの比較のため、既設ケーソンを考慮しないことを、標準モデルのケーソン部を裏込め石で置き換えることによって表現している。

Case2(図-5)は、既設重力式岸壁を築造後、控え矢板式構造を構築し、矢板前面を増深するモデルとなっている。図-5を用いてCase1の解析手順と比較すると、前面矢板設置段階に相当する第3段階の前に、第2段階にて既設重力式岸壁の築堤過程が加わっている。

Case3(図-6)は、Case2の解析手順から既存重力式岸壁の築堤過程(図-5, 第2段階)を省略した解析手順とした。

ここで、詳細モデルCase2に対して各簡易モデルで省略されている内容を整理する。Case3は、既設重力式岸壁の築堤過程のみが省略されている。一方、Case1は、既設ケーソンを省略していることから、詳細モデルに対し

て、既設構造物だけでなく、既設岸壁の築堤過程も省略されている。そのため、Case1とCase3では簡易化の程度が異なっており、各検討ケースは、表-3のようにまとめられる。

#### (4) 矢板設置前の拘束条件

本検討では、通常のFLIPにおける埋立型の矢板式係船岸の築堤過程とは、一部の拘束条件が異なっている。

通常は、矢板設置前の海底原地盤の自重解析段階において、根入れ部の矢板要素の剛性をゼロとし、その節点の鉛直方向変位と紙面方向軸回転を単点拘束している。このとき、矢板両側の地盤要素については、水平方向の応力はジョイント要素を介して伝達するが、水平成層の海底地盤を考慮しているため鉛直方向の応力伝達の必要がなく、ジョイント要素のせん断剛性は考慮していない。

一方、本検討のCase2(図-5)では、矢板設置前の第2段階ではケーソンが設置されており、地盤は水平成層状態ではない。そのため、図-5の第3段階で矢板の設置工程として剛性を考慮する矢板はり要素の両側の地盤要素について、矢板設置前には鉛直方向応力の伝達が必要である。そこで、水平方向応力だけでなく、鉛直方向応力も伝達できるように、図-7のように、増深後水深より深いところでの矢板を挟んだ両側地盤要素の節点同士を多点拘束している。

表-3 検討ケース一覧

Case	モデル化の可否		Step
	既設構造物	既設岸壁の築堤過程	
1	×	×	5
2	○	○	6
3	○	×	5

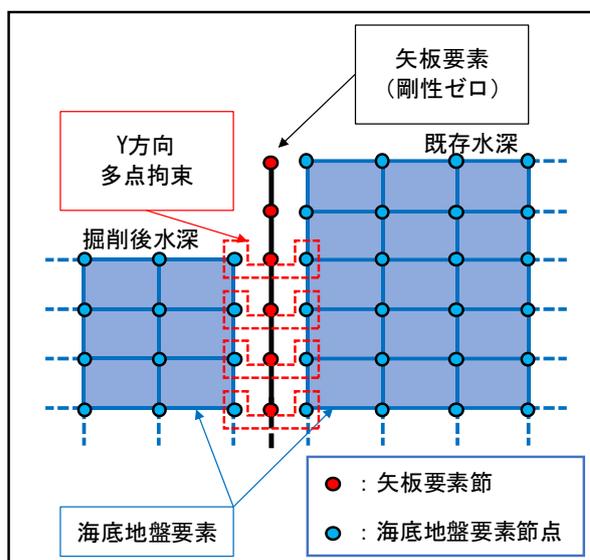


図-7 地盤要素節点の多点拘束模式図(矢板打設前)

この通常とは異なる拘束条件は、3 ケースの比較のため、矢板設置前の段階において、すべてのケースで採用した。

### 3. 検討結果

#### (1) 新設部材の水平変位とタイロッド張力

表-4 および図-8 に矢板および控え杭の変位量とタイロッド張力の解析結果を示す。ここで、水平変位は部材設置段階からの累積値を示し、表-4 の灰色部は詳細モデル Case2 と各簡易モデルの解析値の比を表している。

##### a) 解析結果の評価

はじめに、地震動作用後に対応する地震応答解析終了時の結果について述べる。まず、表-4 より、簡易モデルの矢板天端の残留変位は、Case1 は 571.6mm、Case3 は 578.5mm となった。これは、詳細モデル Case2 の天端残留変位 446.0mm に対して、簡易モデルである Case1 は 28%、Case3 は 30%、変位を大きく評価した。簡易モデルと詳細モデルの変位の差は海底面上で生じているように見えるが、海底面下の根入れ部においてもわずかに差が見られる。

次に、岸壁構築後の地震動作用前に対応する自重解析終了時の結果について述べる。詳細モデル Case2 では、表-4 および図-8 から、矢板の天端変位および増深後水深より深い根入れ部の変位、そしてタイロッド張力がほとんど生じていない。一方、簡易モデルでは、Case1 は 16.2mm、Case3 は 9.5mm 矢板の天端が変位し、それぞれ詳細モデルに対して 15.41 倍、9.05 倍大きく評価した。さらに両簡易モデルでは、図-8 (b) から分かる通り、詳細モデルでは生じていない矢板の根入れ部においても変位が生じている。

##### b) 矢板の根入れ部における挙動の影響

上記の自重解析の結果より、矢板の天端変位への根入れ部における挙動の影響が地震応答解析においても無視できないことが考えられることから、このことを検討する。

図-9 の左図は、矢板天端残留変位量に寄与する矢板根入れ部の挙動の模式図である。矢板の天端変位は、矢板海底面での変位 (D2) と海底面上の矢板のたわみ量の和で表現でき、後者を矢板の海面上の変形が小さいとして直線であると仮定すると、海底面での矢板の傾きの正接と海底面より上の矢板の長さの積 (D1) で表現できる。図-9 の右表には、この整理による根入れ部の挙動に起因する天端変位 ( $D=D1+D2$ ) と地震応答解析での天端変位 (DA) との比較を示している。この図表から、地震動作用後の根入れ部の挙動による変位が、天端変位のうち Case1 では 84.3%、Case2 では 99.4%、Case3 では 101.6%を示している。Case3 については、海底面上の

矢板はむしろタイロッドによって引き戻されるような形になっている。いずれにせよ、この結果から矢板天端変位における根入れ部の挙動の影響が大きいことがわかる。

##### c) 解析値の簡易化による影響

ここで、各解析結果が簡易化によってどのような影響を受けているかを考察すべく、自重解析終了時と地震応答解析時の解析値を比較する。まず、自重解析終了時の矢板天端変位およびタイロッド張力は、Case1、Case3、Case2 と、簡易化の程度が大きいケースほど大きく評価

表-4 新設部材の天端水平変位とタイロッド張力

出力段階	検討ケース	天端 水平変位量(mm)				タイロッド張力 (kN/m)	
		新設前面矢板		新設控え杭		残留値	最大値
		残留値	最大値	残留値	最大値		
自重解析終了時	Case1	-16.2	-16.2	-7.2	-7.2	94.3	94.3
	Case2	-1.0	-1.0	-0.8	-0.8	6.5	6.5
	Case3	-9.5	-9.5	-5.2	-5.2	50.5	50.5
	Case1/Case2	15.41	15.41	8.59	8.60	14.42	14.42
	Case3/Case2	9.05	9.05	6.21	6.21	7.72	7.72
地震応答解析終了時	Case1	-571.6	-616.4	-561.5	-605.6	57.9	402.4
	Case2	-446.0	-467.4	-439.8	-472.5	44.8	306.8
	Case3	-578.5	-611.3	-572.2	-609.2	48.8	319.3
	Case1/Case2	1.28	1.32	1.28	1.28	1.29	1.31
	Case3/Case2	1.30	1.31	1.30	1.29	1.09	1.04

※水平変位量は、各部材設置段階からの累積値を示している。

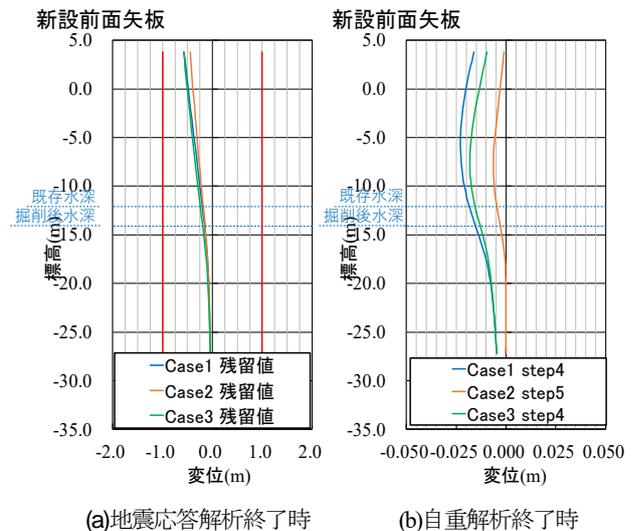


図-8 新設矢板の水平変位

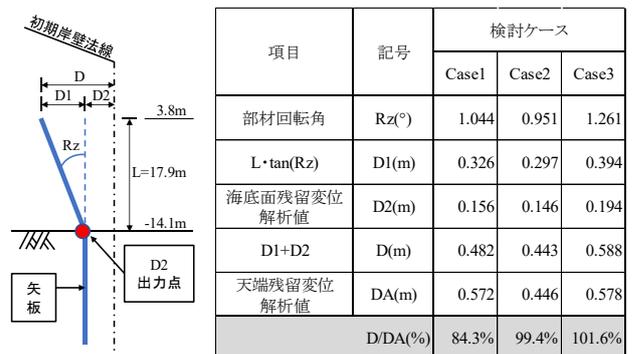


図-9 矢板の根入れ部挙動による変位 (地震動作用後)

した。一方、地震応答解析時において、タイロッド張力の最大値では上記の自重解析終了時と同様、簡易化の程度が大きくなるほど、タイロッド張力が大きい。しかし、矢板の残留変位では、Case1とCase3はほぼ同程度の変位ではあるものの、Case3、Case1、Case2の順で大きく、先に述べた簡易化の程度が大きいほど変位が大きいとは言えない。また、地震応答解析時におけるCase2に対する各簡易モデルの比を、矢板天端残留変位とタイロッド張力の組み合わせとして比較すると、Case1では両者が同程度の比であるのに対し、Case3はタイロッド張力の比が矢板変位の比よりも小さい。これは、Case3ではタイロッド取付点に近い位置での土圧がCase1に比べて低減されるも、その他の要因によってCase1より大きな荷重

が矢板に作用したと考えられる。これについては、(3)と(5)で詳述する。

## (2) 曲げモーメント

表-5には新設部材である前面矢板および控え杭の最大曲げモーメントを、図-10には前面矢板の曲げモーメントの分布図を示す。ここで、曲げモーメントの符号は、部材が海向きに凸のときに発生するものを正、陸向きに凸のときに発生するものを負とする。また、以下では正の曲げモーメント最大値を「Mmax」、負の曲げモーメント最大値を「Mmin」と表す。

### a) 解析結果の評価

ここでは、表-5より各新設部材の最大曲げモーメントについて述べる。

まず、地震応答解析時について示す。矢板の曲げモーメントは、どのケースも負の曲げモーメントが絶対値最大となり、全塑性モーメントを超えなかった。ここで、詳細モデルと簡易モデルを比較する。Case1では詳細モデルCase2に比べ、絶対値最大であるMminは18%大きく評価するものの、Mmaxは6%小さく評価した。一方、Case3はCase1とは異なり、正および負の曲げモーメント最大値ともにMminは30%、Mmaxは35%、詳細モデルより大きく評価した。簡易モデル同士を比較すると、正および負の曲げモーメントの両方が、簡易化の程度が低いCase3の方が、Case1よりも大きく評価した。この要因については、矢板に作用する土圧に関する次節で詳述する。控え杭の曲げモーメントもいずれのケースも負の曲げモーメントが絶対値最大となり、両簡易モデルは詳細モデルと同程度の曲げモーメントが発生した。

続いて、自重解析時では、いずれのケースも正の曲げモーメントが絶対値最大となった。Case1では10%、Case3では20%、詳細モデルに比べMmaxを大きく評価した。

### b) 矢板の天端変位との関係

図-10(a)より、地震応答解析時の陸向きに凸の負の曲げモーメント最大値は矢板の根入れ部（掘削後水深より深部）に位置し、簡易モデルCase1とCase3が詳細モデルCase2より大きい。ここで、曲げモーメントは曲げ剛性と曲率の積である。この矢板の根入れ部における曲率が大きいことにより、海底面より上の矢板の傾き（図-9のRz）が大きくなる。前節のb)で示したとおり、矢板の根入れ部の傾きが矢板の天端変位に与える影響は大きい。そのため、簡易モデルCase1とCase3では、根入れ部の陸向きに凸の曲げモーメントが詳細モデルより大きいことから、Case2より矢板の天端変位量が大きく評価されたと考えられる。

表-5 新設部材の最大曲げモーメント

出力段階	検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
		新設前面矢板		新設控え杭	
		正	負	正	負
地震応答解析時 (最大値)	Case1	1031	-2653	13	-695
	Case2	1092	-2251	10	-692
	Case3	1479	-2926	9	-729
	Case1/Case2	0.94	1.18	1.21	1.00
	Case3/Case2	1.35	1.30	0.86	1.05
自重解析終了時 (残留値)	Case1	208	-185	5	-38
	Case2	190	-165	0	-2
	Case3	228	-163	3	-20
	Case1/Case2	1.10	1.12	10.57	19.50
	Case3/Case2	1.20	0.99	5.97	10.05

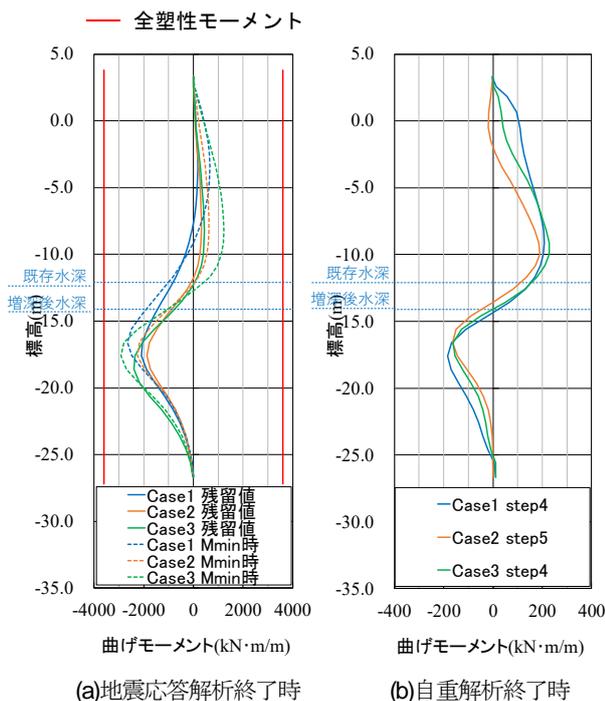


図-10 前面矢板曲げモーメント

### (3) 前面矢板に作用する土圧

ここでは、変位や断面力を生じさせる荷重を調べるため、前面矢板に作用する土圧を検討する。

図-11 に前面矢板に作用する土圧を示す。ここで作用土圧とは、矢板の前背面に導入したジョイント要素に垂直に作用する応力を表す。図-11 においては、海底面（掘削後水深）より上では矢板背面からの土圧（符号：正）、海底面より下の矢板の根入れ部では前面からの土圧（符号：負）と背面からの土圧の差分を分布図として表している。また、図-12 は、地震時の矢板とケーソンの前面側の側面部（ケーソンを省略している Case1 の場合は、同部の裏込石要素の節点）の変位図を示す。図-12 (b)では、同じ標高の矢板とケーソン側面部それぞれの節点の変位差を表し、矢板がケーソンより海側に変位する場合の符号を負としている。なお、地震動解析時の矢板に作用する土圧を示す図-11 (a)では、地震動作用後の残留値と合わせて、各ケースにおいて矢板に絶対値最大曲げモーメントが発生したとき（いずれのケースも負値が絶対値最大のため Mmin 時）の土圧を表している。

#### a) 標高約-8m から-12.1m における比較

ケーソン底面が位置する既存水深付近（標高約-8m から-12.1m）では、図-11 (a)より、地震時の背面土圧が Case2 と Case3 が Case1 より局部的に大きいことがわかる。ここで、図-12 (b)の同部に着目すると、ケーソンを省略した Case1 では矢板とケーソン側面部にあたる裏込石の間隔が開いているが、ケーソンをモデル化した Case2 と Case3 では矢板とケーソンの間隔があまり広がっていない。このことから、ケーソンをモデル化した Case2 と Case3 では、地震動によって変位したケーソンを矢板が抑えたことによって、矢板に局部的に大きな土圧が作用したと考えられる。一方、ケーソンをモデル化しない Case1 では、上記のような矢板とケーソンが近接したことによる影響を表現できないことが分かった。

ここで、ケーソンを有するモデル同士である、詳細モデル Case2 と簡易モデル Case3 を図-12 (a)の既存水深部付近で比較する。図の赤枠と青枠の拡大図から、同部の矢板もケーソン側面部も、簡易モデル Case3 の方が詳細モデル Case2 よりも大きく変位していることがわかる。この要因については、岸壁全体の破壊を記す(5)で詳説する。

#### b) 標高約-8m より浅部における比較

図-11 (a)より、既存水深付近より浅部（標高約-8m より浅部）では、残留値も絶対値最大曲げモーメント発生時（Mmin 時）も、Case1 に比べて Case2 と Case3 の土圧がやや小さい。ここで図-12(b)より、標高約-8m より浅いところでは、Case1 に比べて Case2 と Case3 ではケーソン側面部と矢板の間隔が開く傾向にある。ここで、図-12 (a)より、地震後のケーソン側面部の変位が Case1 が

Case2 と Case3 より大きいことがわかる。これらのことから、以下のように考えられる。Case1 では、ケーソンを裏込め石に置き換えているため、矢板背面の裏込め石が矢板の変形にあわせて変形しやすい。一方、ケーソンをモデル化した Case2 と Case3 では、ケーソンは傾き変位するもののほとんど変形しないため、矢板とケーソン側面部の間隔が開いた。そのため、Case2 と Case3 では、矢板とケーソンの間隔が開いたことでその間の中詰材の水平応力が小さくなり、矢板に作用する土圧が小さくなった。そして、既存水深付近浅いところでより大きい土圧が生じた Case1 では、ケーソンをモデル化したことにより既存水深付近で局部的に大きな土圧を背面から受けた

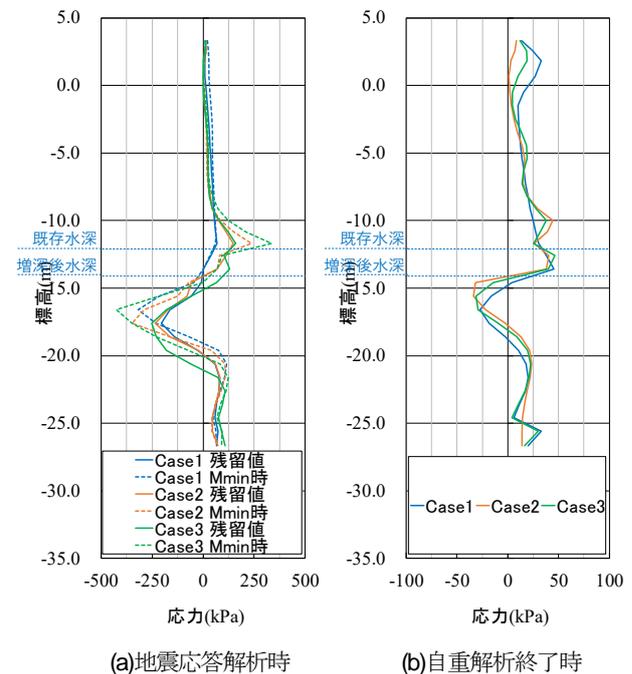


図-11 前面矢板 作用土圧

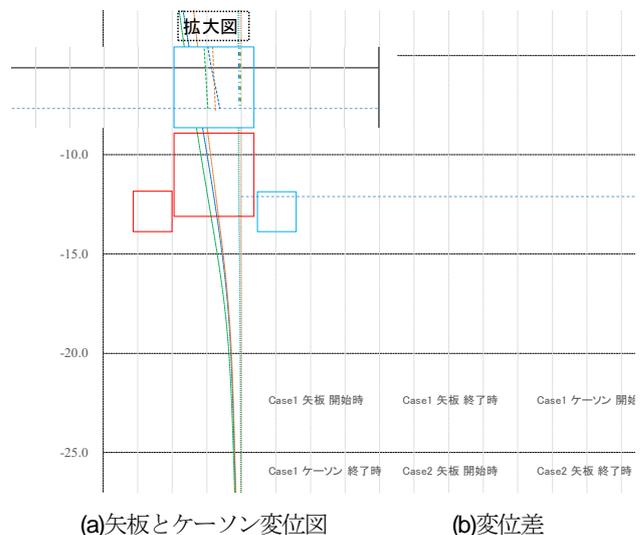


図-12 矢板・ケーソン変位図（地震応答解析時）

Case2とCase3より、既存水深付近より浅い位置での海向きに凸になる正の曲げモーメント（曲率）が小さくなった（図-10(a)）。そのため、Case1は詳細モデルCase2より変位を大きく評価し、Case2より既存水深付近において局部的に大きな土圧が作用したCase3とほぼ同等の変位になったと考えられる。

b) 標高-14.1mより深部における比較

掘削後水深（標高-14.1m）より深部では、矢板前面地盤掘削後である自重解析終了時の結果である図-11(b)の海底面下5mほどの範囲から、いずれのケースも矢板の前背面に作用する土圧が負（陸向き方向）である。また、Case1、Case3、Case2の順でその土圧の絶対値最大は小さく、そのピーク値はより深い位置で生じている。これは、簡易モデルCase1とCase3において自重解析時に前面地盤で発揮される受働土圧が、詳細モデルCase2より小さ

いことを意味しており、(1b)で示した自重解析終了時の矢板根入れ部の変位が簡易モデルにおいて大きいことに影響したと考えられる。

(4) 地盤の応力状態

前節において、簡易モデルと詳細モデルとの間に矢板根入れ部の土圧と変位に差が見られたことから、自重解析時の矢板前後の地盤の応力状態を検討する。図-13に自重解析終了時の主応力ベクトル図を、図-14に同じく自重解析終了時の平均有効応力（拘束圧）のコンター図を示す。

a) 主応力ベクトル

図-13に示すように、自重解析終了時において、Case2では、矢板背後地盤から矢板前面地盤にかけて主応力軸の方向は連続的に変化している。一方、Case1とCase3で

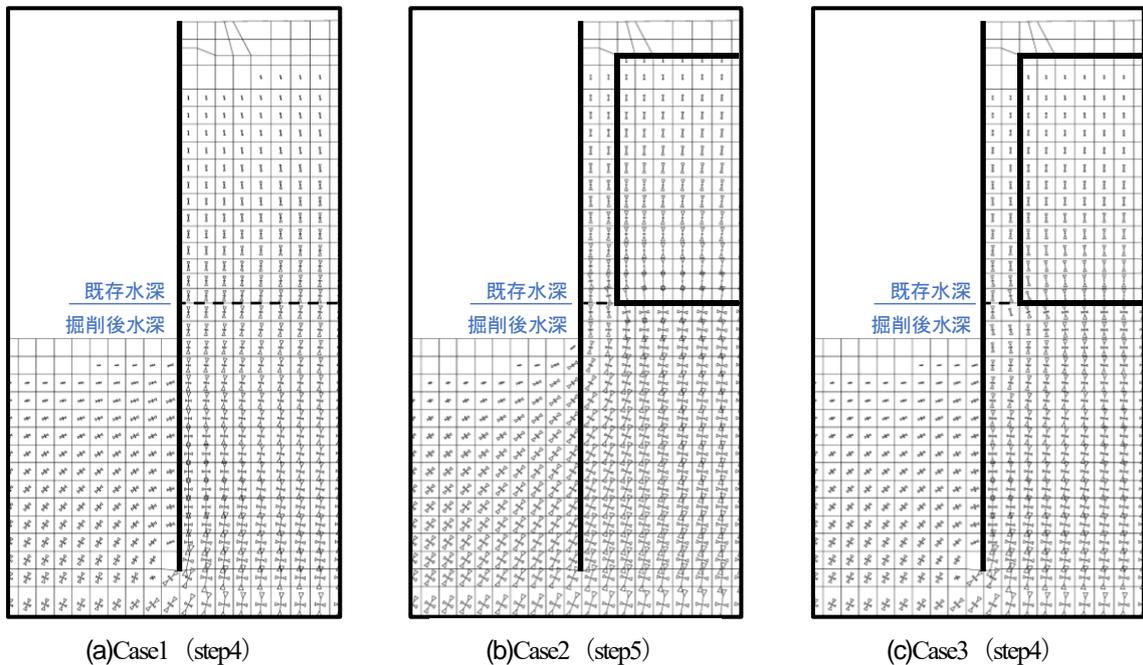


図-13 主応力ベクトル図（自重解析終了時）

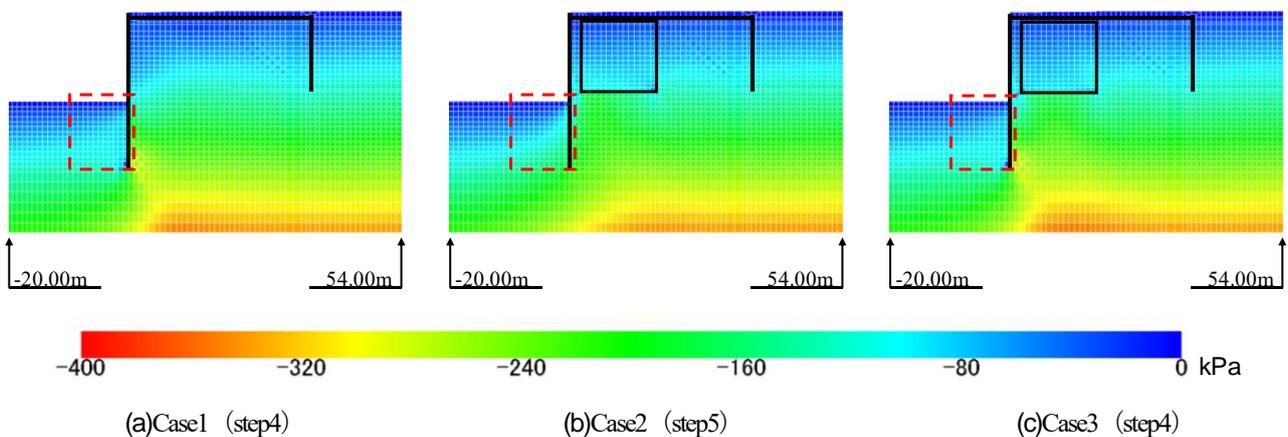


図-14 平均有効応力（拘束圧）（自重解析終了時）

は、矢板の前背面で主応力軸の方向は不連続的であり、矢板前面側は最大主応力が水平方向の受働状態、矢板背後側は最大主応力が鉛直方向の主働状態となっている。

矢板前背面の主応力軸方向の違いは、詳細モデルと簡易モデルの別によって現れている。ここで、詳細モデル Case2 に対して Case1 と Case3 の両方で省略されている内容から、既設重力式岸壁の築堤過程を省略した影響により、詳細モデル Case2 と異なった地盤の応力状態になったと考えられる。

このことは、以下のように説明できる。詳細モデルでは、矢板設置前にケーソンが設置することにより、矢板前面海底地盤を含む支持地盤への応力伝達があり、その影響が前面地盤掘削後の自重解析終了時にも残っており、矢板の前背面の主応力分布が連続的になった。一方、簡易モデルでは、矢板背後地盤 (Case3 ではケーソンを含む) が矢板設置後に埋め立てられるため、矢板前面地盤への応力伝達がなされず、矢板前背面の応力分布が異なると考えられる。

#### b) 平均有効応力 (拘束圧)

前項で述べたように、地盤の応力状態が異なることから、簡易モデルと詳細モデルで地盤の拘束圧が異なることが予想される。

図-14 より、自重解析終了時の平均有効応力 (拘束圧) を見ると、簡易モデル Case1 と Case3 では、矢板の前面地盤 (図の赤枠) の拘束圧が標準モデルよりやや小さい

ことが確認できる。これは、前述した詳細モデルに見られたケーソンからの応力伝達がないためと考えられる。

よって、簡易モデルでは矢板前面海底地盤の拘束圧が詳細モデルより小さいため、その前面地盤の強度と剛性が小さく評価され、矢板を支える受働抵抗が小さくなったと考えられる。このことから、地震応答解析時においても、矢板の根入れ部の変位、傾きを大きく評価し、矢板天端変位も大きくなったと考えられる。

#### (5) 岸壁全体の破壊

(3)で述べたように、ケーソンを有するモデルである Case2 と Case3 のうち、簡易モデルである Case3 の方がケーソンが大きく変位し、その影響によってケーソン底面が位置する既存水深付近においてケーソンが矢板を押し出すことで矢板に作用する背面土圧も詳細モデル Case2 より大きくなった。その結果も相まり、(1)で述べたように、同じ簡易モデルである Case1 に比べてタイロッド張力が小さいにも関わらず、Case3 と Case1 はほぼ同等の矢板天端残留変位となった。このことから、Case1 から Case3 で岸壁全体の破壊の仕方が異なることが予想される。それ、図-15 に地震応答解析終了時の最大せん断ひずみコンター図を示し、そこから見いだされた各ケースの岸壁全体の破壊形式を図-16 にまとめた。

#### a) 岸壁全体の破壊形式

まず、ケーソンを裏込め石に置き換えて省略した

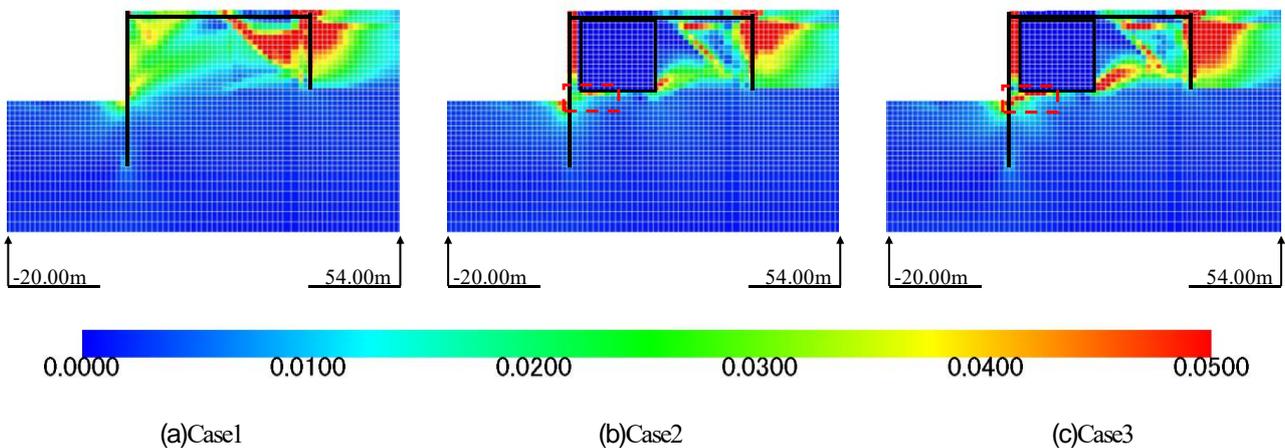


図-15 最大せん断ひずみ (地震応答解析終了時)

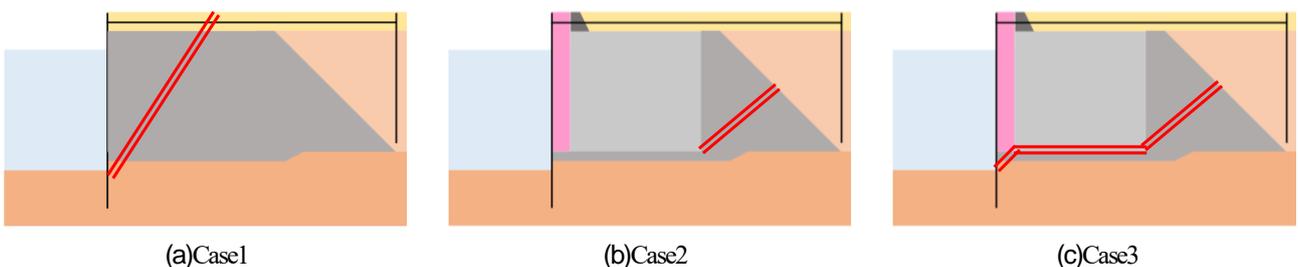


図-16 破壊形式模式図

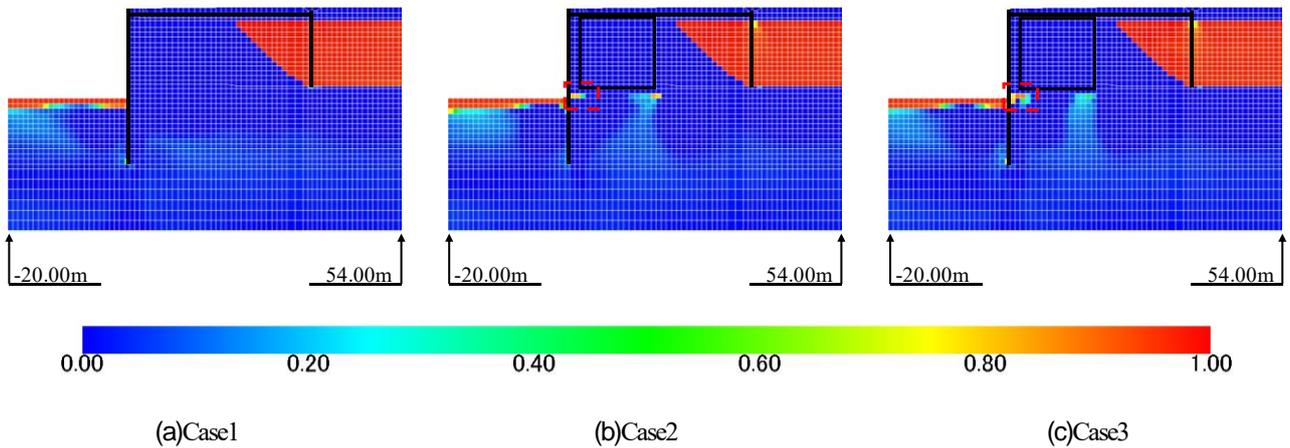


図-17 過剰間隙水圧比 (地震応答解析終了時)

Case1 は矢板背面の裏込め石が主働崩壊し、岸壁全体が破壊している (図-16 (a)) .

次に、ケーソンをモデル化した Case2 と Case3 を比較する。図-15 (b)(c)より、図の赤枠部に違いがあり、簡易モデル Case3 の方が詳細モデル Case2 よりせん断ひずみが大きく現れている。ここから、図-16 (b)(c)のように破壊の仕方と見て取れる。詳細モデル Case2 では、ケーソン背面の裏込め石が主な破壊を担っている。一方、簡易モデル Case3 では、海側のケーソン下端部から矢板と掘削後の海底面の交点まで矢板とケーソン間の地盤に大きなせん断破壊が生じ、ケーソン底面にもせん断ひずみが大きく進行し、ケーソン背面の裏込め石の破壊を伴い、ケーソンを含めた既設重力式岸壁ごと滑るような破壊形式をしている。これによって、簡易モデル Case3 は矢板背後にケーソンと矢板が協働して地震作用力に抵抗することなく、同じく簡易モデルである Case1 同様、ケーソンを含む矢板背後地盤の破壊による影響を受けることで Case1 とほぼ同等の矢板天端変位が生じ、既存水深付近において詳細モデル Case2 に比べ矢板に大きな局所的な背面作用土圧が生じたと考えられる。

#### b) Case2 と Case3 の破壊形式が異なる要因

上記で述べたケーソンを有する詳細モデル Case2 と簡易モデル Case3 で岸壁全体の破壊の仕方が異なった要因を検討する。

図-17 に地震応答解析終了時の過剰間隙水圧比のコンター図を示す。前項において Case2 と Case3 で違いが現れた同図(b)(c)の赤枠部に着目すると、詳細モデル Case2 でも過剰間隙水圧比が上昇している部分はあるが、Case3 の方がその範囲が大きく、ケーソンを裏込め石で置き換えた Case1 では同部で過剰間隙水圧比が上昇している地盤要素は確認できない。

はじめに、ケーソンを省略した Case1 とケーソンを有する Case2 と Case3 で違いが現れたことを検討する。ケーソンを有するモデルでは、地盤より剛性が大きい矢板

とケーソンの間に地盤が挟まれており、(3)で述べた既存水深付近でケーソンを有するモデルがそうでないモデルより大きな局所的な背面土圧を受けたのと同様に、ケーソンと矢板に挟まれた地盤要素には、ケーソンが繰り返し変位したことによりせん断変形しようとするも、矢板が変形を阻害することから、過剰間隙水圧比が上昇しやすかったと考えられる。一方、Case1 はケーソンを矢板の変形に追従しやすい裏込め石に置き換えていることから、上記のようなことが生じなかった。

次に、ケーソンを有するモデル同士である詳細モデル Case2 と簡易モデル Case3 で違いが現れたことを検討する。これは、前節で述べた既設重力式岸壁の築堤過程を省略したことが影響していると考えられる。すなわち、築堤過程を省略した Case3 では、矢板前面地盤の拘束圧が小さくなり、その影響で前面地盤の受働土圧が小さくなり、特に自重解析終了時において顕著に見られたように、既設岸壁の築堤過程を考慮した Case2 に比べて矢板の根入れ部における変位が生じやすかった。そのため、ケーソンの変位も生じやすく、より Case3 の方が図-17 赤枠部の地盤要素により大きなせん断変形が生じやすかったため、既設重力式岸壁の築堤過程を省略した結果、ケーソン変位によって液状化した範囲が大きくなったと考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、控え矢板式構造による既存重力式係船岸の増深改良を対象とし、有効応力地震応答解析における、改良設計実務でよく行われる、既設構造物であるケーソンを裏込め石に置き換えることで省略する簡易化と既設重力式岸壁の築堤過程を省略した簡易化による岸壁の挙動評価への影響を検討した。

検討は、控え矢板式岸壁の増深改良を模し、ケーソン部を省略して裏込め石に置き換え新設控え矢板式構造の

みモデル化した簡易モデル Case1 と、検討対象の詳細なモデル Case2, ケーソンを有するも既設重力式岸壁の築堤過程を省略した簡易モデル Case3 の 3 ケースの比較を行った。なお, Case1 では, 既設ケーソンを省略した関係から, Case3 同様, 既設重力式岸壁の築堤過程も省略されている。比較の結果, 以下の結果が得られた。

簡易化手法のうち, 既設構造物であるケーソンを省略したことにより, 前面矢板に作用する土圧に影響することが分かった。まず, ケーソンの底面が位置する既存水深付近において, 既設ケーソンをモデル化した場合には, ケーソンと矢板の間にある中詰材を通して変位したケーソンが矢板を押し出すことから, ケーソンを省略し裏込め石に置き換えたケースに比べて局部的に大きな背面からの土圧が矢板に作用した。ケーソンを省略したケースではこの影響を反映できず, 既存水深付近において, 詳細モデルに比べて土圧を小さく評価した。次に, 上述した既存水深付近より浅いところでは, ケーソンをモデル化したケースは, 矢板の変形に合わせて変形しやすい裏込め石とは異なり, ケーソンは傾き, 変位するも変形しにくいことから, 矢板とケーソンの間隔が開いた。これによって, ケーソンをモデル化したケースでは, 矢板とケーソンの間にある中詰材の水平応力が小さくなり, 矢板に作用する背面からの土圧が小さくなった。ケーソンを省略したケースでは, 既存水深付近より浅部において, このような土圧の低減が見られず, 結果として, ケーソンをモデル化したケースより土圧を大きく評価した。

もう一方の簡易化手法である, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略したことにより, 主に矢板の前面地盤の応力状態が異なることが分かった。まず, 既設重力式岸壁の築堤過程を考慮した場合には, 矢板設置前の段階でケーソンが矢板前面地盤を含む支持地盤に応力伝達している。一方, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略した場合には, 矢板背後地盤(ケーソンを含む)が矢板設置後に埋め立てられるため, 矢板に阻害されることで前面地盤への応力伝達はなされない。この影響によって築堤過程を考慮した場合には, 地盤の主応力軸方向が矢板の前背面で連続的であり, 考慮しない場合は不連続的で, 矢板前面地盤は受働状態, 矢板背面地盤は主働状態となった。これにより, 築堤過程を考慮した詳細モデルは, 考慮しない簡易モデルに比べ, 矢板前面地盤の拘束圧(有効平均応力)が大きくなり, 受働抵抗をより大きく発揮した。ここで, 矢板の天端残留変位には, 海底面より深部である矢板の根入れ部の挙動(矢板の傾き)の影響が大きいことから, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略したことによる受働抵抗低減の効果が矢板の天端残留変位を大きく評価することも示された。

岸壁全体の破壊の仕方に目を向けると, ケーソンをモデル化したケースでは, ケーソンの海側下端部から矢板

と掘削後海底面の交点までの間の液状化層の過剰間隙水圧比が地震時に上昇しやすい傾向が現れた。これは, その液状化層は, ケーソンが繰り返し変位したことによりせん断変形しようとするも, 矢板が変形を阻害することから, 過剰間隙水圧比が上昇しやすかったと考えられる。また, この部分の液状化した範囲は, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略したケースの方が大きかった。これは, 前述したとおり, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略したことにより, 矢板前面地盤の受働抵抗が小さくなることから, 矢板の根入れ部における変位が大きくなる傾向にあるため, 同様にケーソンの変位が大きくなり, 矢板によって阻害された潜在的なせん断変形が大きかったためと考えられる。合わせて, 既設重力式岸壁の築堤過程を省略したケースでは, 液状化範囲が広がったことにより, 海側のケーソン下端部から矢板と掘削後の海底面の交点まで矢板とケーソン間の地盤に大きなせん断破壊が生じ, ケーソン底面にもせん断ひずみが大きく進行し, ケーソン背面の裏込め石の破壊を伴い, ケーソンを含めた既設重力式岸壁ごと滑るような破壊をした。そのため, 液状化範囲が小さく, 矢板とケーソンが協働して地震動作用力への抵抗した既設重力式岸壁の築堤過程を考慮した詳細モデルに比べて, 地震時の既存水深付近の局部的に大きい土圧がより大きく作用し, 矢板の天端残留変位を大きく評価した。

本研究は, 数ある断面のうちのひとつを検討しているものであり, 各断面の寸法などによる効果は異なるものの, 同じ既存施設の同じ増深改良方法に対しては, 前述した簡易化によって同様の傾向が現れると考えられ, 改良設計実務における工学的判断の際に参考とすることができる。しかし, 本研究では解析のみによって検討をしていることから, 実験等により実際の挙動と突き合わせていくことが今後の課題である。

**謝辞:** 本研究の一部は, (一社)日本鉄鋼連盟の「鋼構造研究・教育助成事業」の助成を受けて, (国研)港湾空港技術研究所が実施した。

#### 参考文献

- 1) 田端優憲, 宮田正史, 水谷崇亮, 松村聡, 鍵本慎太郎, 高野向後, 岡本渉: 既存係留施設の改良工法選定および改良設計に関する基本的な考え方, 国土技術政策総合研究所資料, No.996, 2017.
- 2) 水谷崇亮, 森川嘉之, 渡部要一, 菊池善昭, 合田和哉, 加藤繁幸, 小笠原哲也: 重力式係船岸の新しい増深工法の開発, 港湾空港技術研究所資料, No.1277, 2013.
- 3) 田端優憲, 宮田正史, 水谷崇亮, 松村聡, 鍵本慎太郎: 重力式係船岸の増深改良を事例とした改良工法検討の検証(その1), 国土技術政策総合研究所資料, No.1021, 2018.
- 4) 田端優憲, 宮田正史, 水谷崇亮, 高橋英紀: 重力式係船

岸の増深改良を事例とした改良工法検討の検証（その2）、国土技術政策総合研究所資料，No.1047，2018.

- 5) S. Iai, Y. Matsunaga, T. Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soils and Foundations*, 32(2) : 1-15, 1992.
- 6) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博 : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾空港技術研究所資料 No.869, 1997.
- 7) (国研) 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 : 2011 年東北地方太平洋沖地震による仙台塩釜港 (仙台港区) 高砂埠頭における地震動の事後推定 (第2版), [https://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/research\\_jpn/research\\_jpn\\_2011/jr\\_4052\\_rev2.html](https://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/research_jpn/research_jpn_2011/jr_4052_rev2.html) (2021 年 3 月 8 日最終閲覧)
- 8) 井合進, 龍田昌毅, 小堤治, 溜幸生, 山本裕司, 森浩

章 : 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.809-812, 2001.

- 9) 三輪滋, 小堤治, 池田隆明, 岡由剛, 井合進 : 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.369-380, 2003.
- 10) FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ WG : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ, 2011.

(Received August 23, 2021)

(Accepted ??, 2021)

## EFFECT OF EXISTING STRUCTURE MODELING IN SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF AN IMPROVED AND DEEPEMED GRAVITY-TYPE QUAY WALL BY SHEET PILES WITH ANCHOR PILES

Keisuske SATOH and Eiji KOHAMA

In this study, the effect of the existing caisson and the construction process of the existing quay wall in seismic response analysis by FEM of an improved and deepened gravity-type quay wall by sheet piles with anchor piles and its mechanism are discussed. With the caisson, the distance between the sheet pile and the caisson opened up and the earth pressure at the shallow part of the seabed became smaller, but without the caisson, the backfill stone deformed and the earth pressure became larger and the sheet pile displacement became larger. Without the construction process of the existing quay wall, there was no stress transfer to the ground in front of the sheet pile at the time of caisson installation, and the displacement of the sheet pile was larger due to the smaller passive resistance exerted by the restraining pressure dependency. Without the construction process of the existing quay wall in the case with caissons, the caissons behind the sheet piles were also Easily displaced, which increased the liquefaction area of the ground between the caissons, causing the entire existing quay wall to slip and fail, resulting in the largest sheet pile displacement in 3 cases.