# 既設港湾施設の更新設計技術資料

2022年3月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会 Japanese Technical Association for Steel Pipe Piles and Sheet Piles

※本資料は、協会で実施した研究活動等から広く公開することが望ましいと思われるものを選び、テクニカル・ レポートとして刊行するものです。記載された内容は、実験解析等の結果を示したものであり、具体の製品の特 性や性能を保証するものではありません。本文書の複製、本文書からの引用・転載にあたっては本会からの許諾を 得てください。

# 既設港湾施設の更新設計技術資料

### 一目 次一

1. はじめに	1
2. 本技術資料で着目する改良構造 2	2
2.1 矢板式係船岸	2
2.2 重力式(ケーソン)係船岸	3
3. 矢板式係船岸の更新設計例	4
3.1 構造形式	4
3.2 永続状態・L1地震時の検討	4
3.2.1 設計の考え方とモデル化	4
3. 2. 2 設計例	5
3.3 レベル2 地震動に対する耐震性能照査 10	0
3.3.1 耐震性能照查法 10	0
3.3.2設計例に基づく築堤解析の取り扱いの影響1	1
4. ケーソン式係船岸の更新設計例 16	6
4.1 構造形式 16	6
4.2 永続状態・L1 地震時の検討 16	6
4.2.1 設計の考え方とモデル化 16	6
4.2.2 設計例	7
4.3 レベル2 地震動に対する耐震性能照査 22	2
4.3.1 耐震性能照查法	2
4.3.2 設計例に基づく築堤解析の取り扱いの影響 22	2
5. おわりに	6
参考資料	7

### 1. はじめに

近年、船舶の大型化による増深、耐震性能の向上、老朽化への対策などで、既設の係留施設の改良が必要な事例 が増加している。そのため、2018年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」<sup>1)</sup>では、既存施設の改良 設計に関する記載が新たに追加されたが、矢板式係船岸を既設前面に新設する場合の詳細な設計方法については明 示されていない。田端ら<sup>2)</sup>は既存係留施設の改良工法について取りまとめており、「既存構造物を利用しない改良 工法」の方が、「既存構造物を利用する改良工法」に比べて採用事例が多いとされている。「既存構造物を利用しな い改良工法」において、各既設構造形式の改良後の構造形式を図-1.1に示す。いずれの場合も、経済性、短工期、 工事面積が小さい、法線変更が比較的少ないなどの理由から、鋼材による改良事例が多い。

既存構造を設計上考慮すれば、より経済的な設計ができる可能性もあると考えられるが、前述の通り、既存構造 を利用しない改良設計が多い。特に、矢板式係船岸の場合には既存構造を利用しない場合が多く、全体の約74%と なっている。これは、矢板式係船岸の設計において、既存構造物の設計上の取り扱いが明確に決まっていないこと が理由として考えられる。そこで、本技術資料では、改良工法として矢板式係船岸を新設する場合に関して、既設 構造物の考慮が設計に与える影響を確認した。



# 2. 本技術資料で着目する改良構造

本技術資料では、既存構造物の前面に矢板式係船岸を新設する場合において、既存構造物が①矢板式の場合、② 重力式の場合について検討し、前面の新設矢板式係船岸の設計に与える影響を確認した。

### 2.1 矢板式係船岸

既設が矢板式の場合の検討断面を図-2.1に示す。実施例は、神戸港のもので、更新方法は、既設岸壁の海側に 鋼管矢板(自立式)を新設し、既設矢板と新設鋼管矢板の間は間詰材を敷設するものである。特長は、深度アップお よび耐震性向上が期待でき、法線変更と工事面積が小さくてすむことがあげられる。



図-2.1 既設が矢板式の場合の検討断面

### 2.2 重力式(ケーソン)係船岸

既設が重力式(ケーソン)係船岸の場合の検討断面を図-2.2 に示す。実施例は、東京港のもので、更新方法は、 既設岸壁の海側に鋼管矢板(自立式)を新設し、既設ケーソンと新設鋼管矢板の間は水中コンクリートなどの間詰材 を敷設するものである。特長は、深度アップおよび耐震性向上が期待でき、法線変更と工事面積が小さくてすむこ とがあげられる。



図-2.2 既設が重力式係船岸の場合の検討断面

# 3. 矢板式係船岸の更新設計例

#### 3.1 構造形式

既設の矢板式係船岸を増深や老朽化により更新設計を実施する場合、矢板式で更新を実施することが多いことについては、 国総研資料 No.996「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」<sup>2)</sup>にも記載されている。

ただし、既設矢板前面に構造物を新設する場合、新設した構造物が作用する全ての荷重を負担するものとし、既設矢板は構造設計上考慮しないものとして取り扱われることが多い。

そこで、今回は図-3.1 に示すように既設矢板の前面に矢板 を新設した場合について、既設矢板を考慮して新設の矢板式係 船岸を設計する方法を提案する。なお、永続状態およびL1 地震 動に関する変動状態(以下、L1 地震時という)の静的検討につい ては、既設矢板と間詰材をモデル化したフレーム解析の方法に ついて述べ、L2 地震時の動的検討については、FLIP を用いて施 工段階を考慮して、解析を行う方法について述べる。

#### 3.2 永続状態・L1地震時の検討

#### 3.2.1 設計の考え方とモデル化

新設矢板のみを考慮して設計する場合は、矢板のタイロッ ド取付点と海底地盤面とを支持点とした単純梁を考慮して、 最大曲げモーメントを算出し、その最大曲げモーメントをロ ウの方法による修正を行うことで、矢板に作用する曲げモー メントを算出する。

それに対して、今回の検討においては、既設矢板を設計上 考慮するため、図-3.2に示す検討モデル図のように、以下 の通り、モデル化してフレーム解析を実施した。



図-3.1 構造形式



図-3.2 永続状態・L1 地震時の検討モデル

- ・既設矢板・新設矢板ともに梁要素でモデル化し、その間に配置されている間詰材を圧縮力のみを伝達する仮 想弾性部材として考慮した。
- ・鋼材、地盤の剛性はともに線形弾性として、既設・新設矢板ともにタイロッド取付点を支持点として考慮し、 タイロッド取付反力を算出した。
- ・土圧については、主働土圧と受働土圧の釣合点(仮想地盤面)まで土圧を作用させ、それ以下を地盤バネで モデル化した。なお、土圧は既設矢板に、水平方向の地盤反力は新設矢板に作用させることとし、既設矢板 下端より下の部分に土圧が作用する場合には新設矢板に直接作用させた。

#### 3.2.2 設計例

図-3.3 に示す検討断面・土質定数に対して、永続状態および、L1 地震時(設計震度:0.1)の検討を行った。 既設・新設どちらも控え式鋼管矢板係船岸で、既設・新設矢板の間隔は中心間の距離で1.7m となっており、鋼管 矢板の仕様はそれぞれ以下の通りである。なお、既設・新設の間隔については、用地の観点と、既設から新設への 力の伝達の観点のどちらから考慮しても、間隔が狭い方が望ましいと考えられる。ただし、施工上ある程度離隔を 設ける必要があるため、既設・本設の鋼管矢板の外縁間隔を約 1m 空けて、既設と新設の間に間詰材を投入した。 なお、設計上、間詰材については後述の通り、N 値を仮定し、圧縮力のみを伝達する仮想弾性部材として考慮して いる。

<既設鋼管矢板>φ508×t12.7 (L-65×65×8, T-125×9×13 継手間隔93.2mm) ×L=15.0m <新設鋼管矢板>φ900×t14 (L-100×75×10, T-125×9 継手間隔100.9mm SKY490) ×L=26.5m

既設・新設ともに L. W. L-1. 0m 以上は被覆防食、それ以下は電気防食を施している。既設の鋼管矢板係船岸については 50 年供用後、前面に鋼管矢板を新設して、さらに 50 年供用すると仮定した。この仮定で計算される腐食代について説明する。まず、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>を参考に、腐食進行速度を海側 0. 1mm/年、陸側 0. 02mm/年とした。また、電気防食の耐用年数を 40 年、防食効率を 90%と設定した。これらの設定によると、既設矢板が供用された 50 年での腐食代は下記数式の通りになる。

<海側>  $0.1 \text{ mm}/年 \times 40 \text{ } \mp \times 0.1 + 0.1 \text{ mm}/年 \times 10 \text{ } \mp = 1.40 \text{ mm}$  ・・・(式a) <陸則>  $0.02 \text{ mm}/年 \times 50 \text{ } \mp = 1.0 \text{ mm}$  ・・・(式b)

次に、新設矢板を打設した後の50年での腐 食代を考える。新設矢板についても、上記と 同様に、L.W.L-1.0m以上は被覆防食、それ以 下は耐用年数40年の電気防食を適用すること とした。その場合、この50年での、新設矢板 の腐食代は前述した考え方により、(式a)(式 b)の通りになる。一方、既設矢板は新設矢板 が打設されることにより、海側と陸側ともに 陸側の(式b)が適用できる。よって、検討に用 いる既設矢板の腐食代は、使用された50年で の腐食代と、新設矢板を打設した50年での腐 食代の合計となり、

既設: □
新設: □

Physical arrows and the second statements are as a second statement of the second statement of the

海側 1.40mm+1.00mm=2.40mm、

陸側 1.00mm+1.00mm=2.00mm となる。

今回は設計例であるため、既設矢板の腐食代についても、設計上の値を用いて設定したが、本来であれば、更新 設計前に既設の腐食調査を実施して、調査結果を踏まえて腐食代を設計すべきである。

設定した断面緒元および腐食代について表-3.1にまとめる。検討断面のモデル化については、3.2.1に記載の

-5-

通り、既設・新設の間の間詰材を仮想弾性部材でモデル化した。間詰材の弾性係数については、道路橋示方書・同 解説 IV下部構造編<sup>33</sup>を参考に E=2800N (kN/m<sup>2</sup>) と定め、奥行 1.0m 深さ 0.5m 長さ 1.7m の範囲を圧縮力のみを伝 達する部材として 0.5m ピッチで配置し、それぞれ既設・本設矢板との接合をピン接合とした。また、港湾の施設 の技術上の基準・同解説を参考に、仮想地盤面以下に作用する地盤バネを k<sub>h</sub>=1500N (kN/m<sup>3</sup>) とした。

本検討においては、表-3.2に示す通り、既設構造物の考慮の有無が設計結果に及ぼす影響を検討するために、A. 新設のみを考慮した場合、B. 間詰材を地盤ばね相当の仮想弾性部材として考慮してフレーム解析を行った場合に 対して、比較を行った。なお、中詰土のN値の設定については、N=3に加えN=30のケースも検討しているが、N=3 とN=30とで比較し検討結果に大きな違いがなかったため、本資料にはN=3を代表として記載している。なお、作 用させた土圧・水圧およびフレーム計算モデル図については図-3.4及び図-3.5に示す。

	腐的	<b></b> 全代	断面二次	たモーメント I	断面係数 Z				
	(mm)		$(cm^4/m)$		$(cm^3/m)$				
	海側	陸側	腐食前	腐食後	腐食前	腐食後			
既設φ508×t12.7	2.40	2.00	100, 000	82, 200	4,000	3, 200			
新設φ900×t14	1.40	1.00	382,000	348,000	8, 500	7,800			

表-3.1 鋼管矢板の断面緒元

表-3.2 検討ケースと検討方法

検討ケーフ	检查十七次	既設	タイロッド		
検討ケース	使的刀伝	壁体	既設	新設	
А	新設のみを考慮した仮想ばり法 での検討にロウの方法による修 正を実施した設計 (土圧は海底面以上)	無視	無視	支持点として 考慮	
В	間詰材を N=3 の地盤バネ相当の仮 想弾性部材で考慮(圧縮のみ)	考慮	支持点として 考慮	支持点として 考慮	



図-3.4 検討ケースAで作用する土圧・水圧とフレームモデル



図-3.5 検討ケースBで作用する土圧・水圧とフレームモデル

それぞれのケースにおける壁体に作用する最大曲げモーメントとタイロッド反力の計算結果を表-3.3 に示す。 本検討により下記に示す結果となり、新設のみを考慮した設計に比べ、新設の壁体に発生する曲げモーメントおよ びタイロッド反力を低減できる可能性があることが分かった。

- 既設躯体及びタイロッドを考慮することで、新設のみを考慮する場合と比較し、新設壁体に発生する曲げ モーメントを永続状態およびL1 地震時ともに14%以上減少できた。
- ② 既設躯体及びタイロッドを考慮することで、新設のみを考慮する場合と比較し、タイロッド反力を永続状態 およびL1 地震時ともに40%程度低減できた。

検討	最大曲げモー	メント (kN・m/m)	タイロッド反力 (kN/m)		
ケース	永続状態	L1 地震時	永続状態	L1 地震時	
А	1557 (1.00)	1996 (1.00)	347 (1.00)	414 (1.00)	
В	1244 (0.80)	1717 (0.86)	207 (0.60)	259 (0.62)	

表-3.3 新設の壁体に作用する最大曲げモーメントとタイロッド反力の計算結果

#### 3.3 レベル2 地震動に対する耐震性能照査

#### 3.3.1 耐震性能照查法

レベル2地震動に対する耐震性能照査の実務は、地震応答解析プログラム FLIP<sup>®</sup>を用いて実施することが一般的 である。地震応答解析結果には、地震動を作用させる前の地盤の初期応力状態が大きく影響することが知られてお り、矢板式岸壁に関しては、図-3.6に示す多段階の築堤解析が推奨されている<sup>70</sup>。ここで示す築堤解析方法は、 背後地盤を埋め立てて矢板式岸壁を建設する場合を模擬したものであり、1)第1段階:原地盤(海底地盤)を築堤、 2)第2段階:矢板のタイロッド取付点を固定した状態(海側に矢板が倒れこまない)で埋立地盤を築堤、3)第3段 階:タイロッド取付点の固定点に作用していた反力を開放し、海底地盤と控え杭に負担させる手順としている。

既設岸壁の改良時には、既設岸壁と新設構造が近接して存在し、海底地盤を掘削(増深)するなど、さらに複雑 な築堤がなされている。岸壁の改良・更新の設計実務では、既設構造を無視(新設構造のみ考慮)する検討を見受 けるが、必ずしも安全側の評価とはならないので注意が必要である。



#### 3.3.2 設計例に基づく築堤解析の取り扱いの影響

①解析条件

3.2 で紹介した鋼管矢板による改良を行った岸壁について、新設構造の築造のみを考慮した解析(Case1)、既 設構造を考慮し、かつ既設構造の築堤を忠実に再現した解析(Case2)、既設構造は考慮するものの既設構造の築 堤を無視した解析(Case3)の解析を実施して、その影響を評価した。築堤手順を図-3.7 に示す。入力地震動は 図-3.8 に示す波形のうち主要地震動部分を用いた。また、解析モデルにおける地盤区分を図-3.9 に、解析地盤 定数を表-3.4 に示す。





Case3 既設構造は考慮するものの既設構造の築堤を無視した解析

図-3.7 既存岸壁の築堤を考慮した築堤解析手順







表-3.4 解析地盤定数

				ボーリング	データ平り	均					変形特性					
十屆夕	深度 下端	層中央 有効上載圧	有効 上載圧	等価N値	細粒分 含有率	補正N値	基準化 拘束圧	初期 せん断剛性	体積 弾性係数	有効拘束圧 依存係数	ポアソン比	湿潤 密度	間隙率	最大 減衰定数	粘着力	せん断 抵抗角
工信石		σν`	$\sigma v$	N <sub>0.66</sub>	Fc	Na	$\sigma$ ma'	Gma	Kma	mG, mK	V	<i><i>𝒫</i> sat</i>	n	hmax	с	Øf
	m	kPa	kPa		%		kPa	kPa	kPa			kN/m3			kPa	0
В	3.0	27.0	40.8	5.7	8.5	11.5	98.0	59,600	155,000	0.5	0.33	18.0	0.45	0.24	-	38.7
間詰め	-	-	-	١	I	١	98.0	180,000	469,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	20	35.0
As1-1	17.3	125.5	127.0	14.4	5.3	18.4	98.0	106,000	277,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	I	40.5
As1-2	20.0	210.5	207.0	4.9	18.7	14.8	98.0	54,900	143,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	I	38.5
Ac1	24.6	237.1					177.8	26,600	69,300	0.0	0.33	15.7	0.55	0.20	78.1	-
As2	26.2	258.2	257.2	7.0	13.8	16.6	98.0	67,700	177,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	-	39.0
Ac2	31.3	285.3					214.0	18,500	48,400	0.0	0.33	17.5	0.55	0.20	54.6	I
Dg	32.6	311.0	313.9	22.5	10.0	28.2	98.0	142,000	370,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	_	41.7
Ds1	39.7	353.0	359.5	9.4	13.2	19.4	98.0	79,900	208,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	_	39.5
Dc1	41.7	395.5	396.2				297.1	44,400	116,000	0.5	0.33	17.0	0.55	0.20	-	30.0
Ds2	44.6	417.0	423.5	5.8	12.5	14.6	98.0	60,500	158,000	0.5	0.33	20.0	0.45	0.24	-	38.7
Dc2	48.8	448.3	444.7				333.5	71,000	185,000	0.5	0.33	18.0	0.55	0.20	_	30.0

※GmaはN値とCから設定。ただし、Dc1とDc2は中央防災会議の関係式からN→Vs→Gで設定 ※Ac層のCは試験値より設定

※Ac層以外の粘性土層は正規圧密粘土で  $\phi$  f=30°指定 ※有効拘束圧依存数: Ac層は0、その他の層は0.5 ※間詰は捨石相当とした

	液状化特性									
	変相角		液状化パラメータ							
工僧名	Øp °	<i>S1</i>	W1	p1	p2	c1				
В	28	0.005	4.1	0.5	1.030	20.30				
間詰め	-	-	-	I	I	-				
As1-1	28	0.005	6.1	0.5	0.915	3.10				
As1-2	28	0.005	5.8	0.5	0.986	2.27				
Ac1	_	—	-			—				
As2	28	0.005	6.3	0.5	0.960	2.49				
Ac2	1		I	١	١	-				
Dg	I	I		١	١	-				
Ds1	I			١	١	-				
Dc1	1		I	١	١	-				
Ds2	-	-	-	I	I	-				
De2	_	_	_	_	_	_				

② 解析結果 (変形)

表-3.5 に岸壁天端の残留水平変位を示す。既設岸壁の築堤を行わない Case1 と Case3 は、それぞれ-137cm と -135cm であるが、既設岸壁の築堤を考慮した Case2 では変形量が約 1/2 の-73.8cm まで抑えられている。

図-3.10に地盤要素の最大せん断ひずみ分布を示す。初期自重解析終了後に関して、Case2は既設岸壁の築堤の影響で既設矢板背後および下方で大きなせん断ひずみが生じているが、新設の控え工(組杭)周辺のせん断ひずみの発生が抑制されている.控え工の挙動が岸壁天端の残留変位量に大きく影響を与えることが知られており、このことが、Case2の残留変位が小さくなった要因と考えられる。Case2の控え工の周辺のせん断ひずみが小さくなった理由は、新設のタイロッドの作用力が小さいことが影響しているものと考えられる(新設と既設の間の間詰材によって生じる反力が少ないことと、海底面掘削量が少ない(増深分だけ))。また、地震応答解析後の最大せん断ひずみ分布に関しても、控え工周辺に着目するとCase2のせん断ひずみが小さいことがわかる。

ケース	変位(cm)
Case1	-137
Case2	-73.8
Case3	-135

表-3.5 残留水平変位(海側への変位がマイナス表記)



図-3.10 最大せん断ひずみ分布

③ 解析結果 (鋼材の断面力)

新設鋼管矢板と控え組杭の曲げモーメント分布図を図-3.11 に示す。初期自重解析終了後は、既設岸壁の築 堤を考慮した Case2 の曲げモーメントが全般的に小さな値であることがわかる。一方、地震応答解析時の鋼管 矢板に関しては、Case2 が最も大きな結果となった。これは、岸壁天端の残留水平変位が 1/2 程度に抑制され、 背面土圧を受け止めたことから曲げモーメントが大きくなったものと推察される。控え組杭に関しては、どのケースも杭頭近傍(押し込み杭で標高-2m 付近、引き抜き杭で標高+0.5m 付近)で全塑性モーメントに到達(軸力を考慮)している。タイロッドに作用する張力の値を表-3.6 に示す。既設岸壁の築堤を考慮した Case2 が最も小さな値となっている。



図-3.11 新設鋼管矢板と控え組杭の曲げモーメント分布図

ケース	初期自重解析終了時(kN)	地震応答解析最大值 (kN)
Case1	405	708
Case2	158	625
Case3	352	670

表-3.6 タイロッド張力

④ まとめ

既設の矢板式岸壁に新設の鋼管矢板壁と控え工を設けて増深する改良工法に関して、築堤解析(初期自重解析) の取り扱いを変えた地震応答解析を実施した。その結果、既設構造の築堤を忠実に再現した方法(Case2)が最も 地震後の残留水平変位が小さくなる結果となった。残留水平変位を目標値以下とするために、新設構造の断面形 状(鋼管矢板の径や板厚)や地盤改良範囲などの扱いが変わる場合には、本手法は合理的な設計につながるもの と考えられる。ただし、新設構造の築堤のみを考慮した解析(Case1)では、変位が大きくなる一方、鋼管矢板の 発生曲げモーメントが小さくなる結果が得られた。このように、初期応力状態の違いが地震応答解析結果に大き く影響を与えるため、可能な限り実際の築堤手順を再現した解析を行うことが望ましいと考える。

# 4. 重力式係船岸の更新設計例

### 4.1 構造形式

本章では、既設の重力式係船護岸の更新設計例につい て説明する。一般的には、既設構造物前面に構造物を新設 する場合、新設した構造物が作用するすべての荷重を負 担するものとして、既設構造物は構造設計上考慮しない ことが多い。今回は図ー4.1に示すような、設計水深を増 深するために、既設の重力式係船岸前面に、鋼管矢板を新 設した場合について、既設構造物を考慮した、新設の矢板 式係船岸の設計方法についての検討結果について説明す る。

### 4.2 永続状態・L1 地震時の検討

#### 4.2.1 設計の考え方とモデル化

図-4.2に検討モデルを示す。既設重力式係船岸の設 計水深を増深するために、前面に鋼管矢板を設置した 状態を想定している。今回、既設ケーソンの考慮の有無 が、設計においてどのような影響を与えるかを検討す るために、A. 既設ケーソンを無視したケースと B. 既設 ケーソンを考慮したケースの 2 ケースの検討結果を比 較した。

Aでは、新設の矢板を仮想梁法により作用する曲げモ ーメントとタイロッド反力を求めてロウの方法による 修正を行う方法を採用し、B については以下の条件で 検討を行った。





図-4.2 永続状態・L1 地震時の検討モデル

- ① 陸側から作用する主動土圧は一旦既設ケーソンで受け、底面に作用する鉛直力と摩擦力とが地盤内応力を通じて、前面の鋼管矢板に作用すると仮定した。なお、鉛直力に起因する荷重はBoussinesqの解を、摩擦力に起因する荷重はCerrutiの解を適用して算出した。
- ② 前面の鋼管矢板には、背面からの増深部の主働土圧および残留水圧と、前面の受動土圧のつり合い点(仮想地盤面)まで、増深部の主働土圧、残留水圧、既設ケーソン底面からの地盤内応力、中詰め土の主働土圧および受動土圧が、作用するものとし、前記つり合い点以下は地盤バネk<sub>n</sub>=1500N(kN/m<sup>3</sup>)が作用するものとした。
- ③ 既設ケーソン底面の鉛直力と摩擦力から前面の鋼管矢板に作用する地盤内応力については、ケーソン岸壁供 用時にはすでにケーソン下の永続状態の地盤内応力は生じていたと考え、前面矢板への地盤内応力は、永続 状態は作用せず、L1 地震時では、永続状態からの増分のみが作用することとした。

#### 4.2.2 設計例

検討断面と使用した土質定数を図ー4.3 に示す。既設重力式係船岸の設計水深を12.1mから14.1mに増深するために、既設ケーソン前面に鋼管矢板を設置した状況を想定した。既設ケーソンと新設鋼管矢板の離隔については、 用地の観点から、可能な限り小さくすることが望ましいと考えられるため、既設ケーソンの前面から鋼管矢板の背 面まで2mの間隔を設けて、背後に間詰材(砂)を配置した。既設ケーソンおよび新設鋼管矢板の仕様は以下の通り である。

<既設ケーソン>高さ H=15.9m × 幅 B=15.0m

<新設鋼管矢板>φ1000×t14(L-100×75×10、T-125×9 継手間隔101.8mm SKY490)×L=30.5m





鋼管矢板の前面については、L.W.L-1.0m以上は被覆防食、それ以下は電気防食を施している。本構造物の供用年数は50年として、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>11</sup>を参考に、腐食進行速度を海側0.2mm/年、陸側0.02mm/ 年とし、電気防食の防食効率を90%として、以下の計算式により、前背面それぞれ1mm ずつの腐食代を見込むこと とした。鋼管矢板の断面諸元を表-4.1にまとめる。

[海側] 0.2mm/年×0.1×50年=1.0mm

[陸側] 0.02m/年×50年=1.0mm

表-4.1 鋼管矢板の断面諸元

名称	府合(+)(mm)	断面二次モーメ	ント I (cm <sup>4</sup> /m)	断面係数Z(cm <sup>3</sup> /m)		
	腐民气气	腐食前	腐食後	腐食前	腐食後	
$\phi$ 1000 × 14 (SKY490)	1.00(全周)	478, 000	443, 000	9, 570	8, 880	

既設のケーソンを考慮する場合の検討で、既設ケーソンに作用する鉛直力と水平力を表-4.2に示す。

		永続	状態		L1 地震時				
	釺	這力	水平力		鉛	直力	水平力		
	W	Wx	Н	Hy	W	Wx	Н	Hy	
	(kN/m)	(kN·m/m)	(kN/m)	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	(kN·m/m)	
ケーソン自重	4,669	34, 775			4,669	34, 775			
上載荷重	304	2, 250			152	1, 125			
土圧	104	1, 551	386	2, 425	184	2, 766	1,652	11, 340	
合計	5, 076	38, 575			5,005	38, 666			
浮力	1, 935	14, 510			1, 935	14, 510			

表-4.2 ケーソンに作用する鉛直力と水平力

表-4.2 に示された鉛直力と水平力から既設ケーソン底面に作用する鉛直力と摩擦力を算出する。算出した鉛直 力分布を図-4.4 に示す。また、底面に作用する摩擦力は、既設ケーソンに作用する水平力と考えられるため、永 続状態:386kN/m、L1 地震時:1,652kN/m となる。





上記、既設ケーソン底面に作用する鉛直力と摩擦力から地盤内応力を算出し、前面の鋼管矢板に作用させる。なお、既設の重力式係船岸の供用時にはすでにケーソン下の永続状態の地盤内応力は生じていたとも考えられるため、前面鋼管矢板への地盤内応力は、永続状態は作用せず、L1 地震時には永続状態からの増分のみが作用することとした。

中詰め土の主働土圧および残留水圧を考慮したが、中詰め土の主働土圧は、既設ケーソン天端から引いた主働崩 壊面が鋼管矢板と交わる深さまでは増加するが、 それ以深は増加しないものとした。

既設ケーソン底面(=従来の設計水深)以下には、鋼管矢板に主働土圧が作用すると考え、主働土圧と鋼管矢板 前面の受動土圧の釣り合い点を仮想支持点として、仮想支持点よりも上の部分に地盤反力、既設ケーソン底面から の地盤内応力、中詰め土の主働土圧、残留水圧および主働土圧、受動土圧が作用するとし、それ以下は地盤バネが 作用するとしてモデル化した。永続状態における前面鋼管矢板に作用させた土圧・水圧とフレームモデルを図-4.5 に、L1 地震時における前面鋼管矢板に作用させた土圧・水圧とフレームモデルを図-4.6 に示す。



図-4.5 前面鋼管矢板に作用する土圧・水圧とフレームモデル(永続状態)



図-4.6 前面鋼管矢板に作用する土圧・水圧とフレームモデル(L1 地震時)

既設ケーソンの考慮有無の影響検証として、上述の通り、A. 新設矢板のみを考慮して仮想ばり法で曲げモーメントとタイロッド反力を算出した後、ロウの方法による修正を行ったものと B. 既設ケーソンを考慮して前面矢板に作用する曲げモーメントとタイロッド反力を算出したものの比較を行った。検討 CASE と検討方法を表-4.3 に示す。なお、既設ケーソン底面からの地盤内応力を考慮する際に、矢板設置時にすでに発現していると考えられる永続状態は考慮せず、L1 地震時には永続状態からの増分のみが矢板に作用するとして検討した。

表4.3	検討ケースと検討方法

		田工言心	既設ケーソンからの			
CASE	検討方法	以設 ケーソン	地盤内応力			
			永続状態	L1 地震時		
Δ	新設矢板のみを考慮した仮想ばり	细动	400-211	無視		
A	法+ロウの方法	<del></del> 7兄				
	地盤内応力を永続状態には作用さ			永続からの増分		
В	せず、L1 地震時の際に永続状態から	考慮	無視			
	の増分のみを作用させる。					

それぞれのケースにおける壁体に作用する最大曲げモーメントとタイロッド反力の計算結果を表-4.4 に示す。

本検討により下記に示す結果となり、新設のみを考慮した設計に比べ、新設の壁体に発生する曲げモーメントおよびタイロッド反力を低減できる可能性があることが分かった。

- 既設ケーソンを考慮することで、新設のみを考慮する場合と比較し、新設の壁体に発生する曲げモーメント を永続状態で25%、L1 地震時で4%減少できた。
- 2 既設ケーソンを考慮することで、新設のみを考慮する場合と比較し、タイロッド反力を永続状態で10%、 L1 地震時で20%低減できた。

CACE	最大曲げ	モーメント(kN・m/m)	タイロッド反力(kN/m)			
CASE	永続状態	L1 地震時	永続状態	L1 地震時		
А	1411 (1.00)	2369 (1.00)	270(1.00)	422 (1.00)		
В	1060 (0. 75)	2267 (0. 96)	243 (0. 90)	337 (0. 80)		

表-4.4 新設の壁体に作用する最大曲げモーメント・タイロッド反力の計算結果

#### 4.3 レベル2 地震動に対する耐震性能照査

#### 4.3.1 耐震性能照查法

レベル2地震動に対する耐震性能照査の実務は、地震応答解析プログラムFLIP<sup>®</sup>を用いて実施することが一般的 である。地震応答解析結果には、地震動を作用させる前の地盤の初期応力状態が大きく影響することが知られてお り、矢板式岸壁に関しては、図-4.7に示す多段階の築堤解析が推奨されている<sup>70</sup>。ここで示す築堤解析方法は、 背後地盤を埋め立てて矢板式岸壁を建設する場合を模擬したものであり、1)第1段階:原地盤(海底地盤)を築堤、 2)第2段階:矢板のタイロッド取付点を固定した状態(海側に矢板が倒れこまない)で埋立地盤を築堤、3)第3段 階:タイロッド取付点の固定点に作用していた反力を開放し、海底地盤と控え杭に負担させる手順としている。

既設岸壁の改良時には、既設岸壁と新設構造が近接して存在し、海底地盤を掘削(増深)するなど、さらに複雑 な築堤がなされている。岸壁の改良・更新の設計実務では、既設構造を無視(新設構造のみ考慮)する検討を見受 けるが、必ずしも安全側の評価とはならないので注意が必要である。



#### 4.3.2 設計例に基づく築堤解析の取り扱いの影響

#### ①解析条件

4.2 で紹介した鋼管矢板による増深改良を行った岸壁について、新設構造の築堤のみを考慮した解析(Case1)、 実際の築堤を想定し既設ケーソンの築堤も考慮した解析(Case2)を実施して、その影響を評価した。築堤手順 を図-4.8 に示す。入力地震動は図-4.9 に示す波形のうち主要動部分を用いた。また、解析モデルにおける地 盤区分を図-4.10 に、解析地盤定数を表-4.5 に示す。



Case2 既設ケーソンの築堤も考慮した解析







図-4.10 地盤区分

表-4.5 解析地盤定数

		地盤条件		単位体	、積重量	<u>置</u> 変形特性 変形特性									
土層名	N値	細粒分 含有率		飽和	水中	基準化 拘束圧	初期 せん断剛性	体積 弾性係数	有効拘束圧 依存係数	ポアソン比	間隙率	水の体積 弾性係数	最大 減衰定数	粘着力	せん断 抵抗角
		Fc	ø	r	r'	$\sigma$ ma'	Gma	Kma	mG, mK	V	n	Kw	hmax	с	Øf
		%	0	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa						kPa	•
埋立砂(気中)	9	14	27.5	18.0	I	98.0	70,000	182,500	0.5	0.33	0.45		0.24	I	39.09
埋立砂(水中)	9	14	27.5	20.0	10.0	98.0	70,000	182,500	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	I	39.09
裏込め材(気中)	١	-	I	18.0	I	98.0	180,000	469,400	0.5	0.33	0.45	1	0.24	20	35.00
裏込め材(水中)	١	-	I	20.0	10.0	98.0	180,000	469,400	0.5	0.33	0.45	22,000	0.24	20	35.00
基礎割石	١	-	I	20.0	10.0	98.0	180,000	469,400	0.5	0.33	0.45	22,000	0.24	20	35.00
海底地盤	30	14	35.0	20.0	10.0	98.0	180,000	432,900	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	I	42.55

	液状化特性							
十四名	変相角	液状化パラメータ						
工層名	Øp °	<i>S1</i>	W1	p1	p2	c1		
埋立砂(気中)	_	-		-	-	-		
埋立砂(水中)	28	0.005	5.867	0.5	0.952	2.588		
裏込め材(気中)	_	١	١	-	1	I		
裏込め材(水中)	_	١	١	-	1	I		
基礎割石	-	١	1	-		١		
海底地盤	28	0 0 0 5	24 95	0.5	0 5 1 8	10 55		

② 解析結果 (変形)

表-4.6 に岸壁天端の残留水平変位を示す。既設岸壁の築堤を行わない Casel は-55.5 cm であるが、既設ケー ソンの築堤を考慮した Case2 では変形量が-42.9 cm まで抑えられている。これは、③の表-4.7 で後述するが、 Case2 の方が初期自重解析後のタイロッド張力が Case1 の 1/10 以下まで小さな値となっており、控え工周辺で の地盤のせん断ひずみの発生が小さかったことが変位抑制に効いたものと推察される。

表-4.6 残留水平変位	(海側への変位がマイナス表記)
--------------	-----------------

ケース	変位(cm)
Case1	-55.5
Case2	-42.9

③ 解析結果 (鋼材の断面力)

新設鋼管矢板と控え杭の曲げモーメント分布図を図ー4.11 に示す。海底地盤のN値が30で比較的堅固であったため、鋼管矢板の最大曲げモーメントは海底地盤以深で発生し(一般的な矢板式岸壁では海底面より上部で 最大曲げモーメントが発生する)、既存ケーソンを考慮した Case2 の方が Case1 の 81%程度の小さな値となって おり、残留水平変位の比率と概ね同じであった。 控え杭の最大曲げモーメントは両者とも同程度であった。

タイロッドに作用する張力の値を表-4.7 に示す。既設ケーソンの築堤の有無の影響は、自重解析終了後の 張力で明瞭となり、既設ケーソンを考慮した Case2 ではほとんど張力が発生していない。地震応答解析時の張力 の最大値の差は、自重解析後の差が概ね引き継がれているようである。



図-4.11 新設鋼管矢板と控え杭の曲げモーメント分布図

ケース	初期自重解析終了時(kN)	地震応答解析最大值(kN)				
Case1	94.3	402				
Case2	6.7	306				

表-4.7 タイロッド張力

④ まとめ

既設重力式係船岸に新設の鋼管矢板壁と控え工を設けて増深する改良工法に関して、築堤解析(初期自重解 析)の取り扱いを変えた地震応答解析を実施した。その結果、実際の築堤を再現した方法(Case2)は、残留水 平変位が小さくなり、新設鋼管矢板やタイロッドに発生する断面力も小さく評価される結果となった。このよ うに、初期応力状態の違いが地震応答解析結果に大きく影響を与えるため、可能な限り実際の築堤手順を再現 した解析を行うことが望ましいと考える。

## 5. おわりに

本技術資料においては、既設の矢板式係船岸および、重力式係船岸を対象に、新設の矢板式係船岸を既設前面に 設置し増深する場合に対して、既設構造を考慮する1つの考え方を示した。今回の考え方は以下の通りである。

<永続状態およびL1 地震時の場合>

・既設矢板式係船岸の場合には、既設も含めたフレームモデルで検討し、間詰材を仮想弾性部材で考慮する。

- ・既設が重力式係船式の場合には、ケーソン背後の土圧に対しては、一旦ケーソンで受けた後、ケーソン底面からの地盤反力が前面矢板に作用すると想定する。
- <レベル2地震動に対する耐震性照査の場合>
- ・既設構造物の構築からの施工ステップを考慮した上で、FLIP 解析を実施する。

本検討においては、上記の考えに基づくことで、新設構造物に作用する断面力等が低減可能であった。既設構造 物を無視して、新設構造物のみを考慮して安全側で設計するとの考え方もあるが、既設を考慮して設計すれば、よ り工事費が縮減される可能性もあるため、適切に既設構造物を評価した上で、設計することが望ましいと考える。

# 参考資料

- 1) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説、2018
- 2) 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、2017.10
- 3) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 2017.11
- 4) 及川森、辰見夕一、相和明男、小濱英司:矢板式係船岸を既設前面に新設する場合の設計方法に関する考察、令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会、2019
- 5) 及川森、辰見夕一、相和明男、小濱英司:矢板式係船岸を既設前面に新設する場合の設計方法に関する考察~既設重力式岸壁での検証、2020
- 6) 土木施工設計計算例委員会編:実際に役立つ港湾・海洋構造物の設計計算例,1975
- 7) S. Iai, Y. Matsunaga, T. Kameoka: Strain Space Plastic-ity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp. 27-56, 1990.
- 8) 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 年 3 月
- 9) 堤 杏紗、小濱 英司:矢板式係船岸改良設計の地震応答解析における既設構造物モデル化手法の影響評価、土木学会論文集A1、76 巻4 号、pp. I\_559-570、2020.
- 10) 佐藤 慶介、 小濱 英司、塩崎禎郎、永尾直也:矢板式構造による重力式係船岸増深改良工法の地震応答 解析における既設構造物の影響検討、土木学会年次学術講演会、I-306、2020.