鋼矢板護岸の補修・補強・更新マニュアル

2021年10月

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

＜ 目 次 ＞

１章　総則 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.1　適用範囲 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.2　用語の定義 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.3　参考資料 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2

２章　鋼矢板、鋼管矢板の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3
2.1　製造の沿革 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3
2.2　鋼矢板の規格 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5
2.3　鋼管矢板の規格 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 7
2.4　鋼矢板、鋼管矢板護岸の構造形式 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 10

３章　鋼矢板護岸の点検・調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 12
3.1　外観調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 12
3.2　鋼矢板仕様調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 14
3.3　板厚測定（通常部測定） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 18
3.4　板厚測定（局部腐食部） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 20
3.5　護岸変形調査（頭部変位） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 21
3.6　背面吸出し・空洞化調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 22
3.7　洗堀・堆砂調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 23

４章　点検・調査結果の評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 24
4.1　鋼矢板護岸の検討手順 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 24
4.2　点検結果の評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 26
4.3　点検結果に基づく鋼矢板の残存性能評価方法 ・・・・・・・・・・・・・ 28

５章　補修･補強方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
5.1　補修方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
5.2　補強方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 41
5.3　補強方法に関する試設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45

６章　更新方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
6.1　更新方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
6.2　更新時の留意点 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67
6.3　更新の設計例 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70

７章　参考資料　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　77
7.1　鋼矢板の形状・断面性能　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　78
7.2　鋼矢板の腐食時断面性能　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　82
7.3　鋼管矢板の腐食時断面性能　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　98

付録　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　101
付録-1. 補強②：既設自立式鋼矢板護岸の控え式への構造変更　・・・・・・・・・・　102
付録-2(1). 補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強 既設護岸の残存耐力照査　128
付録-2(2). 補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強 鋼板による鋼矢板の補強計算　144

まえがき

昭和６年、我が国で鋼矢板の製造が開始されて約 90 年が経過し、今や日本は世界最大級の鋼矢板生産国となりました。この間、鋼矢板工法は、高品質・大量生産可能な優れた圧延技術、設計・施工法に関するソフト開発、施工機械のハード開発などの着実な進展に支えられて急速に普及発展し、いまでは河川工事、港湾工事、土留工事などの建設分野には欠かせない工法となっております。

一方で鋼矢板の普及から長い年月を経過したことで、近年既存鋼矢板護岸の老朽化問題が顕在化してきております。

老朽化した鋼矢板護岸は、第一に効率的かつ合理的な補修・補強を実施して有効に長期的に利用していき、ライフサイクルコストを縮減すること、第二に更新が必要な局面であれば適宜更新を進めていくことが望まれますが、既存鋼矢板護岸を活用した補修・補強方法や更新要否の目安等については明確にされていないことが多く、ユーザーの皆様から数多くのお問合せをいただいておりました。

そこで鋼管杭・鋼矢板技術協会では、河川における鋼矢板護岸の補修・補強・更新に関して有用な情報を提供すべく、新たに技術資料を取り纏めた次第です。本資料が河川鋼矢板護岸の健全性維持における合理的な設計の一助となれば幸いです。

第 1 章　総則

1.1　適用範囲

本マニュアルは、鋼矢板、鋼管矢板を用いた護岸に適用し、護岸の補修・補強・更新に関する調査・点検、評価および対策について取り纏めたものです。本マニュアルに記載のない事項については、各種基準・指針に準じるものとします。なお、防食被覆の補修に関しては「(一財) 沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル」を参照してください。

1.2　用語の定義

本マニュアルで用いる用語の定義は、以下のとおりです。

経年性能	：	時間の経過とともに低下する構造物の性能。 当初(建設時)想定した経年性能と実際の経年性能とがある。
点検・調査	：	維持管理計画に従い、構造物に変状・損傷がないかを確認すること。
評価	：	点検・調査結果をもとに、構造物の健全性や残存耐力を定量化し、安全性を確認すること。
補修	：	当初想定した経年性能まで性能を回復させること。
補強	：	当初想定した経年性能よりも高い水準まで性能を向上させること。
更新	：	構造物が使用限界を超えていて補修・補強で対応できない場合に、必要に応じて既設構造を撤去し、要求性能を満足するように新たな構造に改めること。
護岸機能	：	流水による浸食作用等から堤防および河岸を保護する機能。
土留（擁壁）機能	：	後背地やのり面の崩落を防止する機能。
耐浸食機能	：	堤防および河岸が流水による侵食に耐える機能。
機能低下	：	時間の経過に伴って部材や材料の機能が低下すること。
機能延命	：	部材や材料を補修・補強して耐用年数を延ばすこと。
安全性	：	人命の安全等を確保できる性能。
残存性能（耐力）	：	経年による劣化に伴って構造物に残っている性能（耐力）。
使用限界	：	構造物の安全な使用を確保するために必要な限界値。

1.3　参考資料

本マニュアルを作成するにあたり参考にした主要な資料を以下に示します。

1)（公社）全国防災協会：災害復旧工事の設計要領，2019 年 8 月

2)（公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018 年 5 月

3)（公社）全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計参考図書，2015 年 4 月

4)（一財）沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル，2009 年 11 月

5)（一財）鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで，2000 年 3 月，2007 年 4 月，2014 年 10 月

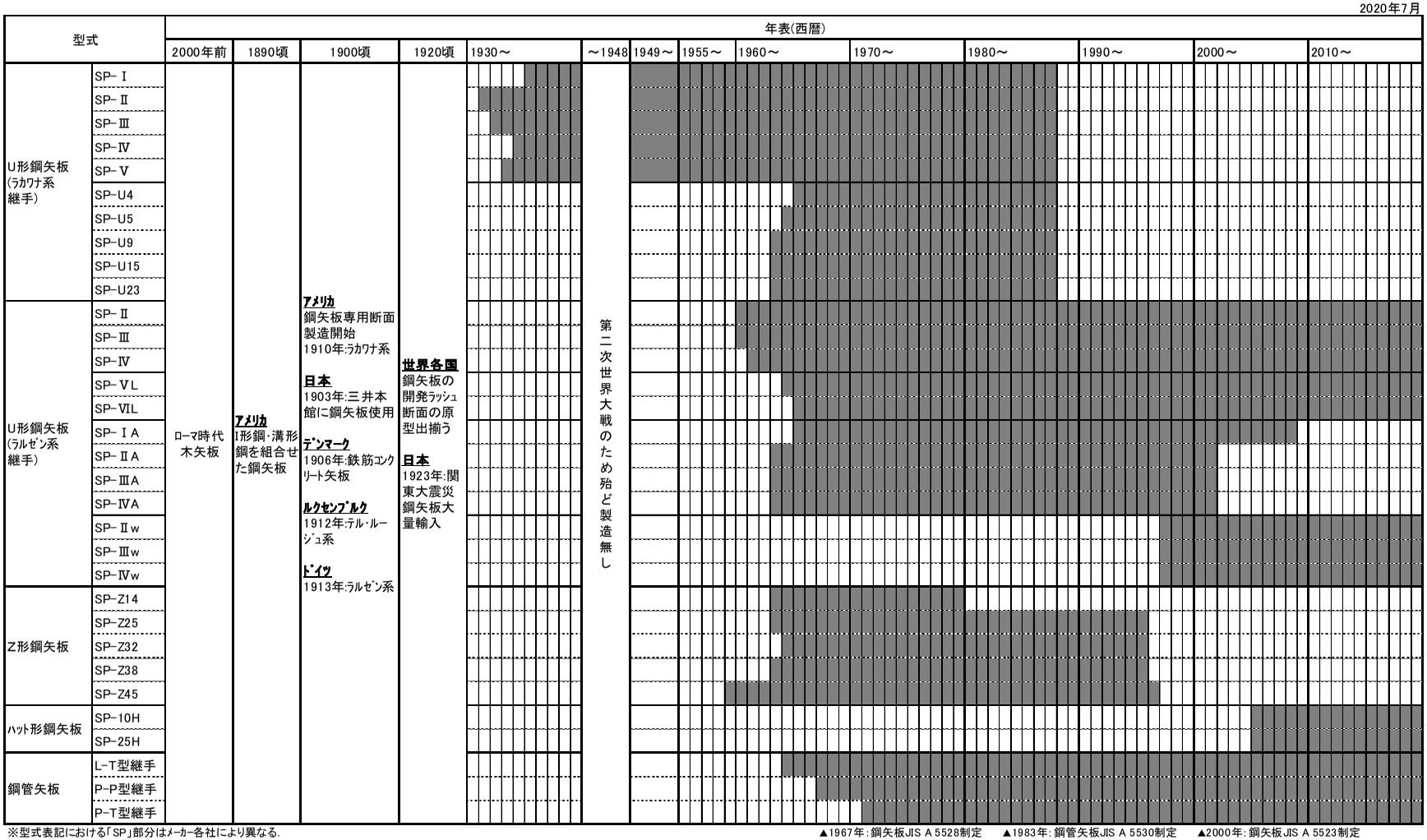
6)（一財）鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 Q&A，2017 年 3 月

第２章　鋼矢板、鋼管矢板の概要

2.1　製造の沿革

我が国で鋼矢板工法が本格的に採用されたのは、1923 年の関東大震災の復興事業が契機となっています。その際、世界各国から鋼矢板が大量に輸入され、港湾や河川などの復旧工事において、その急速性や安全性などが遺憾なく発揮されました。その結果、鋼矢板の国産化が模索され、昭和初期に官営八幡製鉄所において製造が開始されました。その後、鋼矢板は土留め・締切工などの仮設構造物に留まらず、護岸・岸壁・擁壁などの永久構造物や止水壁として港湾・河川や道路などの幅広い建設分野に普及しています。我が国における主な鋼矢板製造の沿革を**図 2.1** に示します。

図 2.1　我が国における主な鋼矢板製造の沿革



※型式表記における「SP」部分はﾒｰｶｰ各社により異なる.
→YSP：八幡製鐵(八幡)，FSP：富士製鐵(富士)，NSP：新日本製鐵(新日鐵)，KSP：川崎製鉄(川鉄)，
NKSP：日本鋼管，JFESP：JFEｽﾁｰﾙ，SKSP：住友金属工業(住金)，NS-SP：新日鐵住金／日本製鉄

▲1967年：鋼矢板JIS A 5528制定
▲1970年：八幡･富士合併 …新日鐵発足
▲1983年：鋼管矢板JIS A 5530制定
▲2000年：鋼矢板JIS A 5523制定
▲2003年：川鉄･日本鋼管統合 …JFEｽﾁｰﾙ発足
▲2012年：新日鐵･住金統合 …新日鐵住金(現"日本製鉄")発足

2.2　鋼矢板の規格

2.2.1　鋼矢板の材料特性

鋼矢板の規格は、「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」または、「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」によります。

2.2.2　化学成分および機械的性質

鋼矢板の JIS A 5523 (2012)の SYW295、SYW390 および SYW430、また、JIS A 5528 (2012)の SY295 および SY390 で規定されている化学成分を**表 2.1** に、機械的性質を**表 2.2** に示します。長期間に亘って護岸や岸壁等の本設用途に使用される場合や特に溶接性を重視する構造物に使用される場合には、「JIS A 5523 溶 接用熱間圧延鋼矢板」が推奨されます。

表 2.1　鋼矢板の化学成分

規格	種類の記号	化学成分(%)						炭素当量
		C;炭素	*Si*;ｹｲ素	*Mn*;ﾏﾝｶﾞﾝ	*P*;ﾘﾝ	*S*;硫黄	ﾌﾘｰ窒素	*Ceq.*(%)
JIS A 5523	SYW295	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.0060 以下	0.44 以下
	SYW390	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.0060 以下	0.45 以下
	SYW430	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.0060 以下	0.46 以下
JIS A 5528	SY295	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—	—
	SY390	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—	—

＊炭素当量$Ceq(\%)=C+Mn/6+Si/24+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$

表 2.2　鋼矢板の機械的性質

規格	種類の記号	降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	試験片	伸び (%)	ｼｬﾙﾋﾟｰ・吸収ｴﾈﾙｷﾞｰ(J)				試験片および試験片採取方向
						試験温度 (°C)	標準試験片	ｻﾌﾞｻｲｽﾞ試験片		
							10 ×10mm	10 ×7.5mm	10 ×5mm	
JIS A 5523	SYW295	295 以上	450 以上	1A 号	18 以上	0	43 以上	32 以上	22 以上	V ﾉｯﾁ 圧延方向
				14B 号	24 以上					
	SYW390	390 以上	490 以上	1A 号	16 以上					
				14B 号	20 以上					
	SYW430	430 以上	510 以上	1A 号	14 以上					
				14B 号	19 以上					
JIS A 5528	SY295	295 以上	450 以上	1A 号	18 以上	—	—	—	—	—
				14B 号	24 以上	—	—	—	—	—
	SY390	390 以上	490 以上	1A 号	16 以上	—	—	—	—	—
				14B 号	20 以上	—	—	—	—	—

2.2.3　形状

鋼矢板の形状を**図 2.2** および**図 2.3** に示します。2.1 節に記載のとおり、現在国内での製造を行っている鋼矢板はＵ形鋼矢板(ラルゼン系)、直線形鋼矢板、ハット形鋼矢板、製造を中止している鋼矢板はＵ形鋼矢板(ラカワナ系)、Ｚ形鋼矢板、Ｈ形鋼矢板となります。

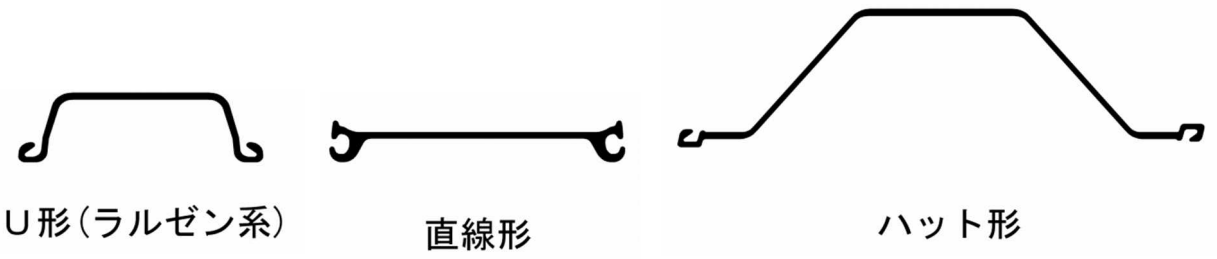


図 2.2　現在国内での製造を行っている鋼矢板

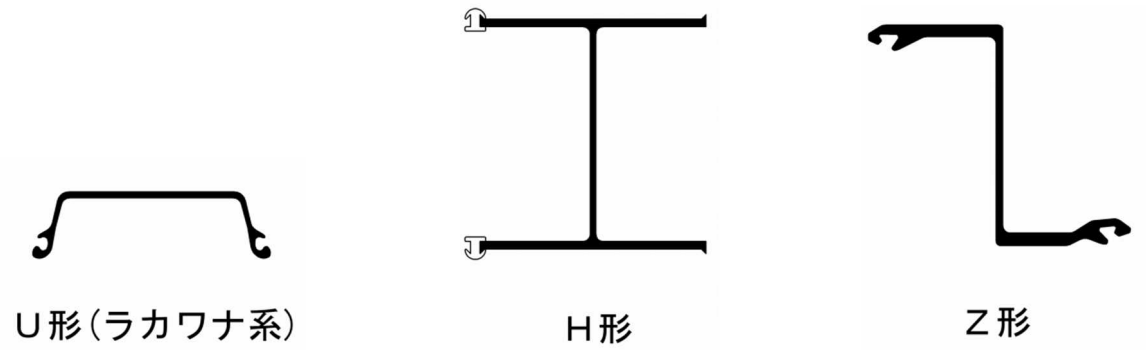


図 2.3　現在国内での製造を中止している鋼矢板

2.2.4　継手の嵌合可否(互換性)

型式の異なる鋼矢板の継手の嵌合性を‘互換性’といいます。現在国内での製造を行っている鋼矢板で、特に河川などの護岸工として適用されることの多いＵ形鋼矢板(ラルゼン系)、ハット形鋼矢板について、継手の互換性を**図 2.4** に示します。同一メーカーのものであれば、下図に示す実線で結ばれた型式間は嵌合が可能です。ただし、同じＵ形鋼矢板であっても、ラルゼン系の継手とラカワナ系の継手は嵌合することができません。

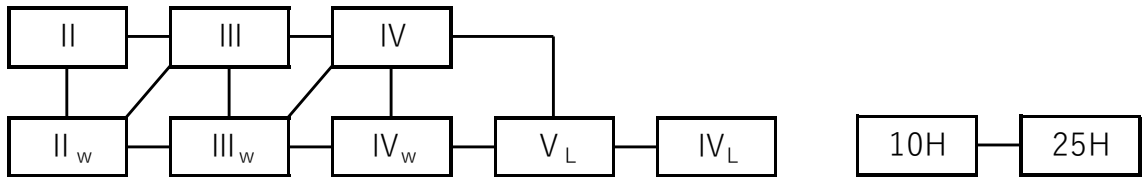


図 2.4　各鋼矢板型式における継手の嵌合可否

2.3　鋼管矢板の規格

2.3.1　鋼管矢板の材料特性

鋼管矢板の規格は、「JIS A 5530 鋼管矢板」によります。

2.3.2　化学成分および機械的性質

鋼管矢板の JIS A 5530 の SKY400 および SKY490 で規定されている化学成分を**表 2.3** に、機械的性質を**表 2.4** に示します。

表 2.3　鋼管矢板の化学成分

規格	種類の記号	化学成分(%)				
		C;炭素	*Si*;ケイ素	*Mn*;マンガン	*P*;リン	*S*;硫黄
JIS A 5530	SKY400	0.25 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下
	SKY490	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下

表 2.4　鋼管矢板の機械的性質

規格	種類の記号	降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	試験片	伸び (%)	溶接部引張強さ (N/mm²)	へん平性 平板間の距離 (mm)
JIS A 5530	SKY400	235 以上	400 以上	5 号	18 以上	400 以上	$\frac{2}{3}D$
	SKY490	315 以上	490 以上	5 号	18 以上	490 以上	$\frac{7}{8}D$

＊引張試験方向は管軸直角方向とし、鋼帯または鋼板から引張試験の供試材を採取する場合は、圧延方向または圧延方向に直角の方向から採取します。

＊*D*は管の外径を表します。

2.3.3　形状

鋼管矢板の構成および各部の呼び名を**図 2.5** に示します。鋼管本体とは、素管のままたは素管を工場円周溶接で継いだ管をいいます。鋼管矢板を現場で連結するとき、鋼管矢板の端面を確実に溶接するために、現場円周溶接部近傍の継手は予め外しておきます。鋼管矢板の現場円周溶接後に、この継手同士を連結するために使用する部材を連結継手(ディスタントピース)といいます。

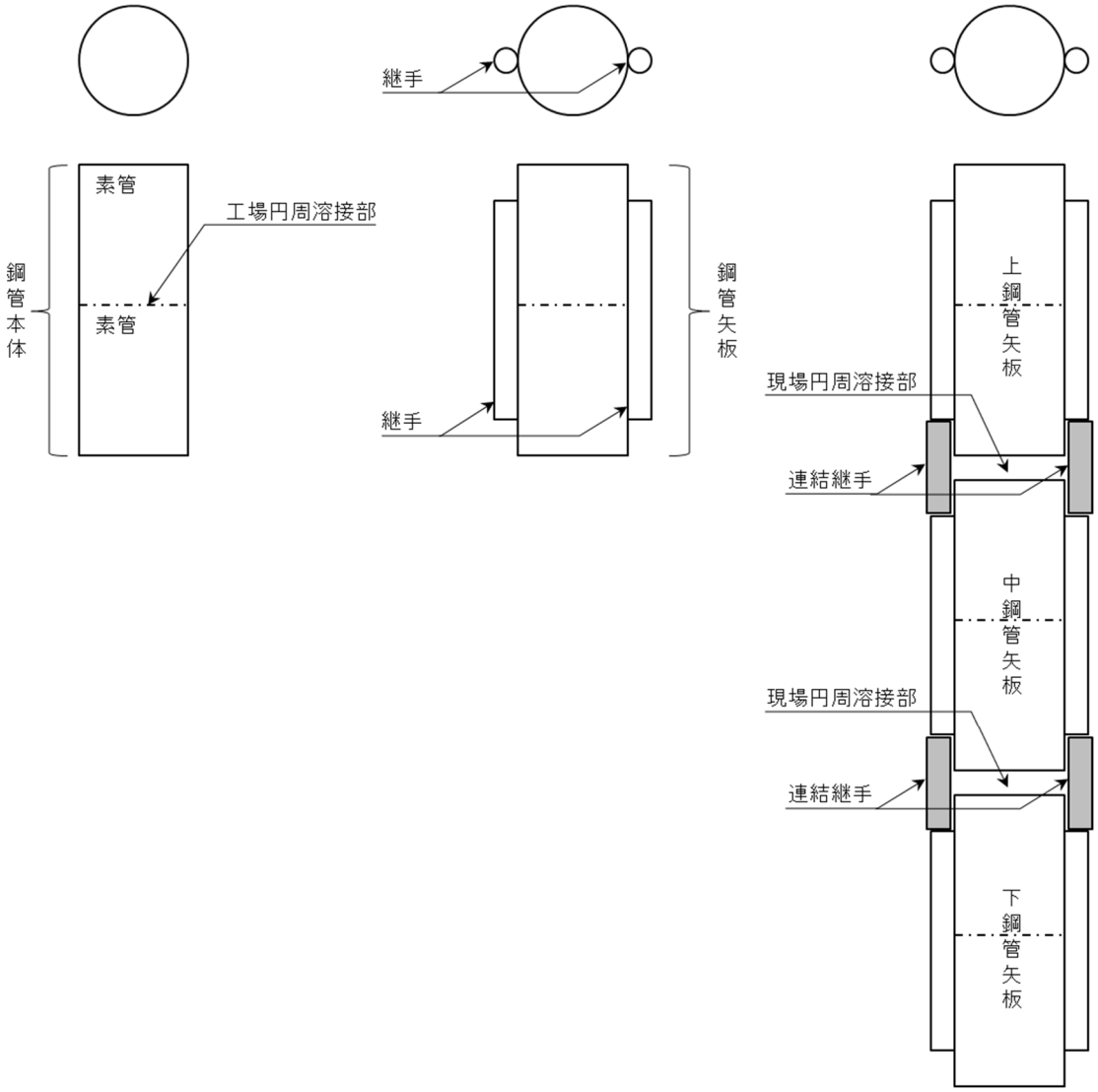


図 2.5　鋼管矢板の構成および各部の呼び名

2.3.4　継手の種類

鋼管矢板の継手の形状は、**図 2.6** に示すものが標準です。

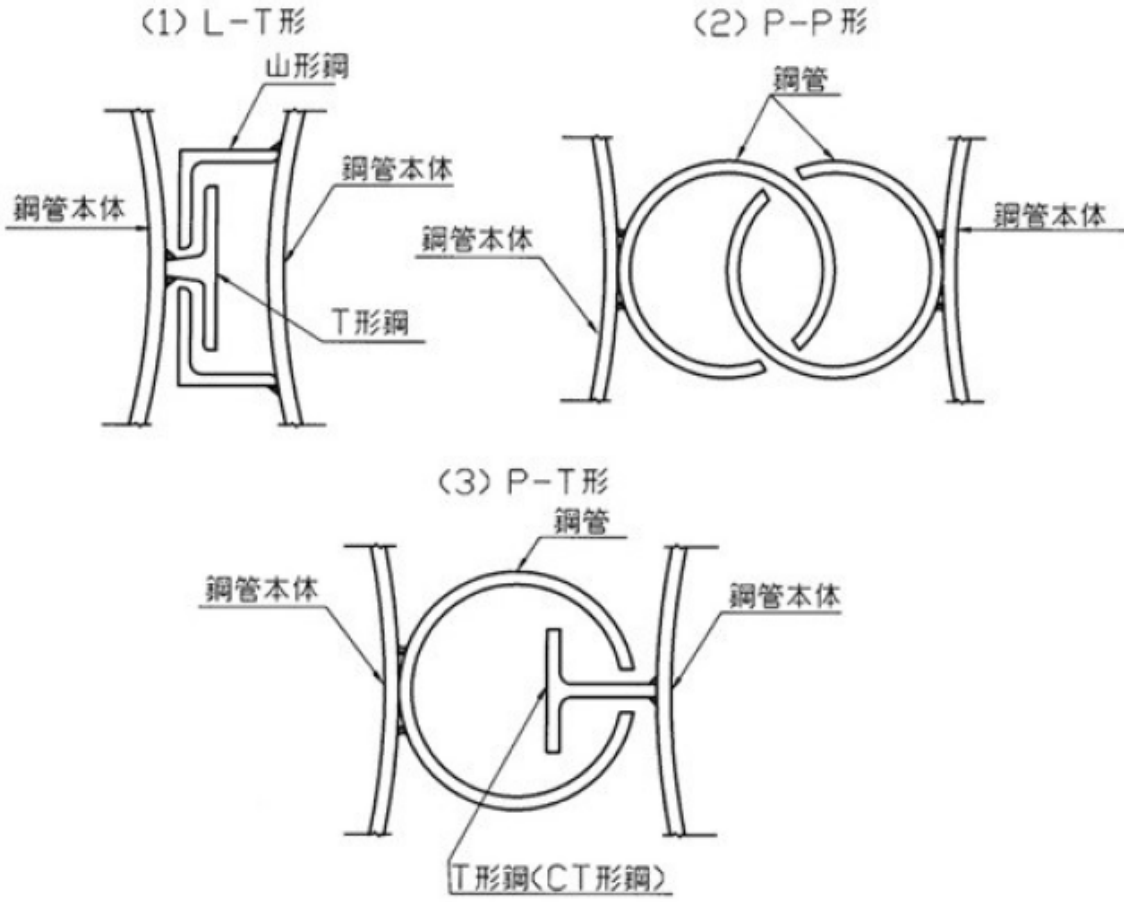


図 2.6　鋼管矢板の継手の形状

2.4　鋼矢板、鋼管矢板護岸の構造形式

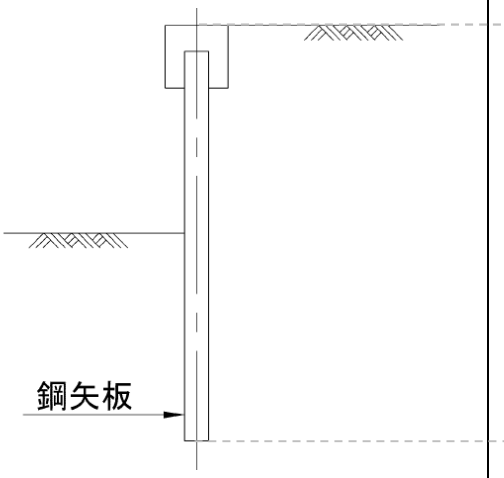
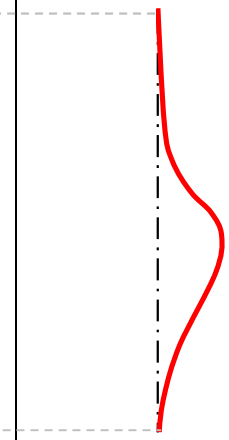
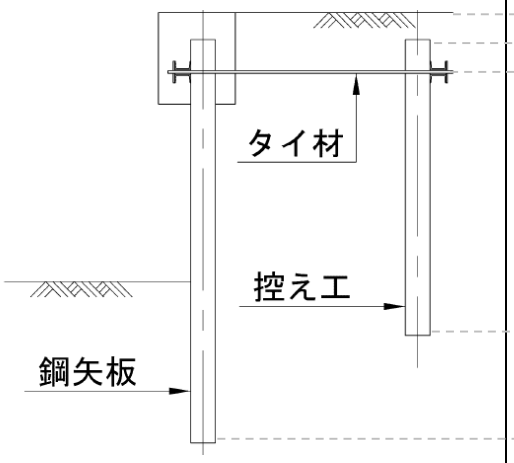
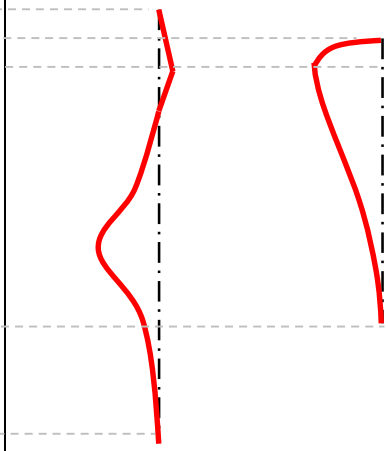
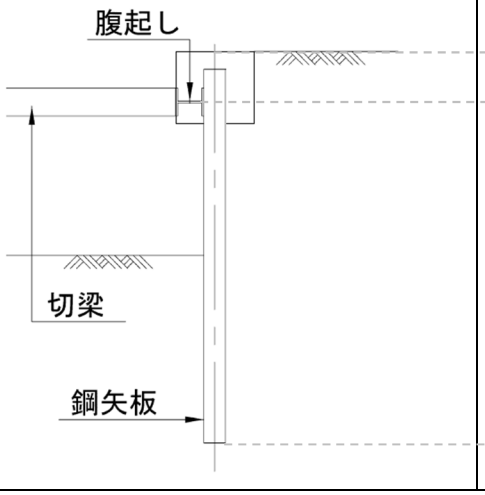
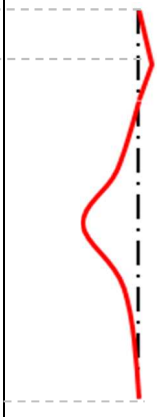
鋼矢板構造物は、目的や現地条件によって形式が異なります。特に、河川護岸における代表的な鋼矢板の構造形式ごとの断面模式図と供用時の応力状態(曲げモーメント分布図)を**表 2.5** に示します。鋼矢板護岸の構造形式には、主に下記①～③のようなものがあります。

①自立式…鋼矢板自体の剛性と、土中根入れ部の地盤反力のみで外力に抵抗する構造です。最もシンプルな形状で、河川護岸・水路・擁壁・仮設土留めなど、幅広い用途で用いられます。

②控え式…鋼矢板上部に腹起しやタイ材を取り付け、鋼矢板に作用する外力の一部を控え工に分担させる構造です。河川護岸などにおいて、特に背面側のスペースに余裕がある場合に適用することが可能です。控え工には、鋼矢板・H 鋼杭・鋼管杭・控え版などが用いられます。

③切梁式…切梁・腹起しなどの支保工と、土中根入れ部の地盤反力で外力に抵抗する構造です。基本的に山留めなどの仮設構造で用いられるのがほとんどですが、例外的に自立式鋼矢板護岸などの本設構造において、頭部変位超過や根入れ不足への対応のため、切梁を設置することで対岸側の護岸から反力を得ることが検討される場合があります。切梁式構造は設計法が仮設構造を対象としたものであるため、本設構造における採用にあたっては、長期的な作用や経年変化に対して必ずしも期待した安定性の発揮が確約されるものではないことに留意し、大規模な修繕や更新での適用を避け、本設構造物の健全性を保持するための暫定的な措置と位置付けることが望ましいといえます。

表 2.5　鋼矢板護岸の構造形式ごとの断面模式図と供用時の応力状態(曲げモーメント分布図)

形式	断面模式図	供用時の応力状態 (曲げモーメント分布図)
①自立式		
②控え式		
③切梁式		

第 3 章　鋼矢板護岸の点検・調査

鋼矢板護岸の健全性を維持する上では、供用環境に応じた点検を行うことが重要です。

表 3.1 に鋼矢板護岸の点検・調査一覧を示します。具体的な方法や対象箇所に関しては、本章を参考にし、原則業務ごとに施主と協議して決定することが望まれます。

表 3.1　点検・調査一覧

点検・調査一覧	点検・調査方法の例
外観調査	水面上の近接目視、水面下の潜水士による目視・水中撮影など
鋼矢板仕様調査 　鋼矢板型式調査 　鋼矢板長測定	 当て板・水糸を用いた測定など 衝撃弾性波探査、超音波探査、速度検層、磁気検層、ボアホールレーダーによる測定など
板厚測定 　通常部測定 　局部腐食部測定	 超音波厚み計、電磁誘導法による測定など 型取り、デプスゲージによる測定など
護岸変形（傾き量）調査	測量機(TS※1、MMS※2など)、下げ振り、傾斜計による測定など
背面吸出し・空洞化調査	地中レーダ探査など
洗堀・堆砂調査	レーザープロファイラー測定、路面下探査車、２次元表面波探査、横断測量、重錘法、音響測深法による測定など

※1 TS:トータルステーション

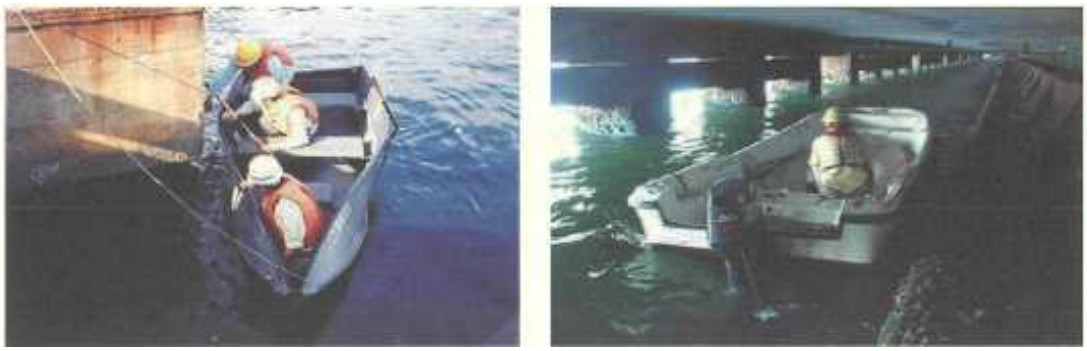
※2 MMS:モバイルマッピングシステム

3.1　外観調査

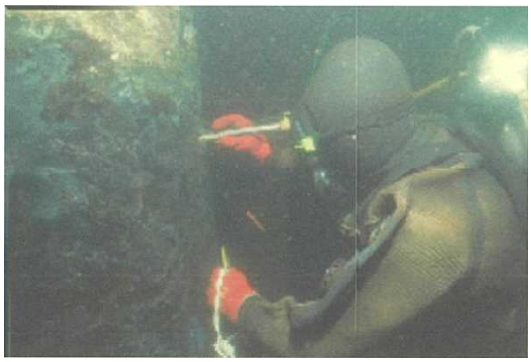
外観調査は、鋼矢板の鋼矢板護岸全体の状態を概略的に把握するために行います。局部腐食により発生した孔明き等の変状を確認するとともに、外観調査の結果を用いて、3.2 以降に示す点検・調査の実施要否や対象箇所を判断します。

1.　調査方法

水面上の調査を基本とし、近接目視により点検を行います。その結果、水面下の確認が必要ならば、潜水士による目視や水中写真・カラーVTR 撮影、水中スケッチ板への計測内容記録などの方法で追加調査を行います。**図 3.1** に外観調査の様子を示します。



近接目視による調査



水面下での調査

図 3.1　外観調査の様子（出典③-1）

2.　調査箇所の選定

過去の調査結果がある場合は、調査結果で板厚減少や変形が著しいと推定される箇所を基に調査を行います。なお、供用環境が厳しい箇所（日照時間の長く腐食傾向の強い護岸南面や局部腐食の発生し易い鋼矢板凸面など）は、重点的に調査する必要があります。

図 3.2 に、鋼矢板護岸の外観調査箇所の一例を示します。水面に近い箇所では腐食速度が大きく、河床面付近では砂の移動による摩耗によって劣化しやすい傾向があるので注意が必要です。腐食速度の大きい箇所やと想定される箇所を参考に調査箇所を選定してください。

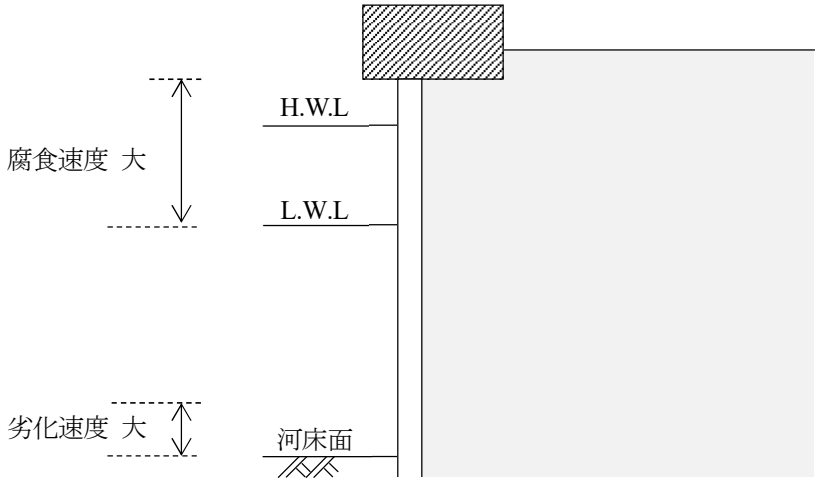


図 3.2　外観調査対象箇所の例

3.　留意するべき事項

鋼矢板護岸では、特に以下の点に留意して調査してください。

〈 鋼矢板 〉

① 発錆箇所の有無、範囲、位置

② 集中（局部）腐食発生の有無

③ 孔食および開孔・断面欠損の発生の有無、位置、形状、寸法

④ 沈下、傾き

〈 護岸周辺 〉

①　護岸背面に沈下・陥没が生じていないか

②　コーピングコンクリートの変状、高低差などのズレ、割れ

③　船舶や漂流物などの衝突の痕跡の有無

④　付着物の状況

3.2　鋼矢板仕様調査

3.2.1　鋼矢板型式調査

鋼矢板は型式により断面性能が異なります。どの型式に該当するかを特定し、健全性の評価を行う際に必要となります。

1.　調査方法

該当箇所の寸法を計測することにより鋼矢板の型式を特定します。寸法計測は腐食が激しい箇所を避けてください。**図 3.3** に当て板を用いる方法を、**表 3.2** に型式特定のための該当寸法を示します。当て板の代用品として水糸なども使用できるので、使用環境に合わせ適切に選定します。

各鋼矢板の詳細形状は、第 8 章 参考資料を参照してください。

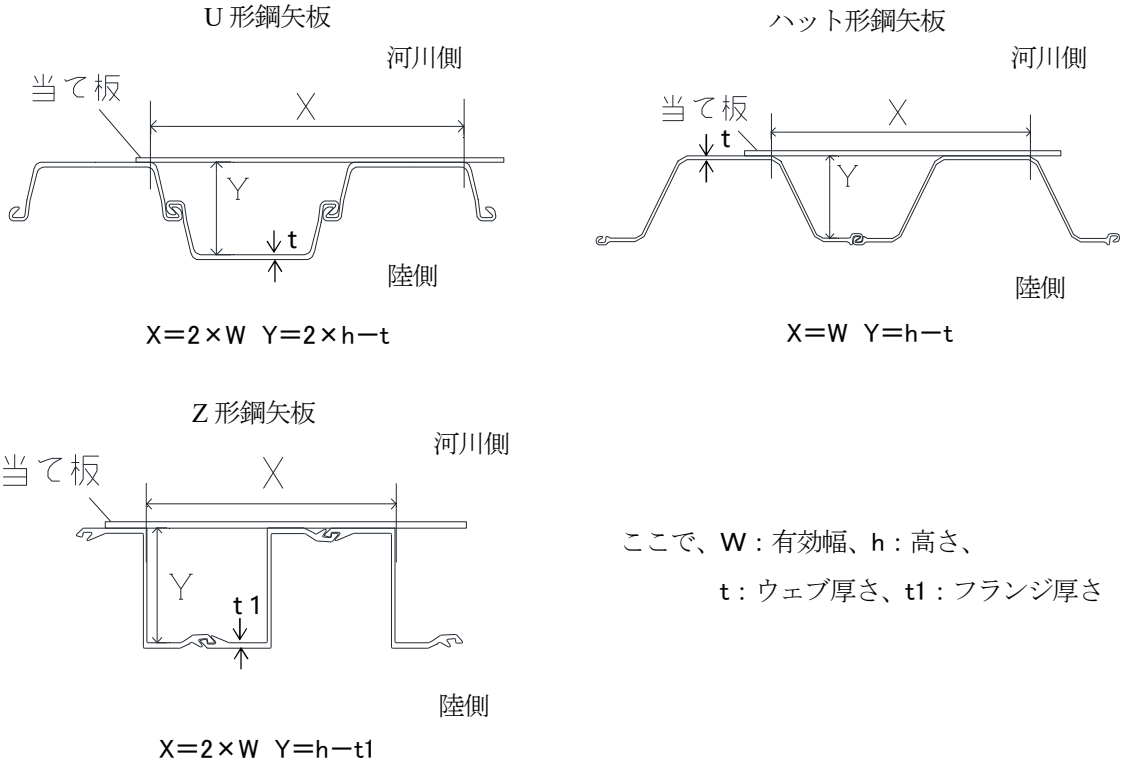


図 3.3　当て板を用いた鋼矢板型式の調査方法

表 3.2　型式推定のための該当寸法

種類		X mm	Y mm
U形鋼矢板（ラカワナ系）	Ⅰ	800	142.0
	Ⅱ	800	189.5
	Ⅲ	800	237.0
	Ⅳ	800	294.5
	Ⅴ	840	328.0
	U_5	800	152.4
	U_9	800	210.7
	U_{15}	800	287.8
	U_{23}	800	335.3
U形鋼矢板（ラルゼン系）	Ⅱ	800	189.5
	Ⅲ	800	237.0
			247.0 ※
	Ⅳ	800	324.5
	$Ⅰ_A$	800	162.0
	$Ⅱ_A$	800	230.8
	$Ⅲ_A$	800	286.9
	$Ⅳ_A$	800	353.9
	$Ⅴ_L$	1000	375.7
	$Ⅵ_L$	1000	422.4
	$Ⅱ_W$	1200	249.7
	$Ⅲ_W$	1200	346.6
	$Ⅳ_W$	1200	402.0

種類		X mm	Y mm
ハット形鋼矢板	10H	900	219.2
	25H	900	286.8
Z形鋼矢板	Z_{14}	800	225.6
	Z_{25}	800	292.0
	Z_{32}	800	329.8
	Z_{38}	800	346.8
	Z_{45}	800	345.1

※ KSP-Ⅲに該当

2. 調査箇所の選定

外観調査の結果を基に、一定スパンごとに調査を行います。コーピングコンクリートの幅が変化する箇所や水深の変化点、異形鋼矢板が使われている箇所では、その周辺で鋼矢板の型式が変わっている可能性があるので、重点的に調査する必要があります。

3. 留意するべきポイント

U 形鋼矢板には、継手の形状が異なるラカワナ系 U 形鋼矢板とラルゼン系 U 形鋼矢板の 2 種類があり、鋼矢板の幅のみではこれら型式を判断できないので注意してください。**図 3.4 に**ラカワナ系 U 型鋼矢板とラルゼン形 U 形鋼矢板の嵌合部の違いを示します。コーピングコンクリートがある場合は、上面から違いを確認できないので、**表 3.3** を参考にして嵌合部の外観形状から判別します。

それぞれの形状の詳細は、第 2 章 鋼矢板の概要および第 7 章 参考資料を参照してください。

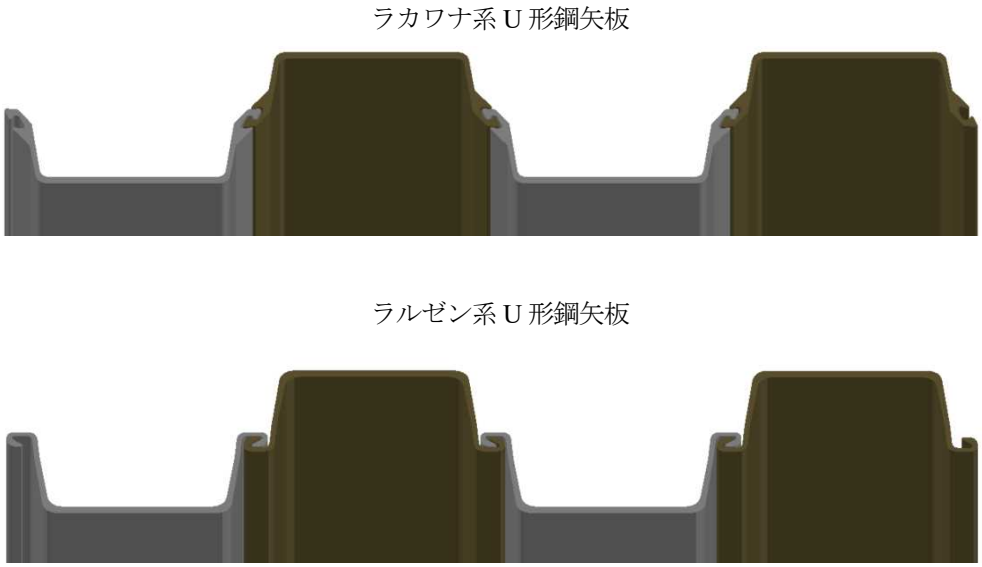
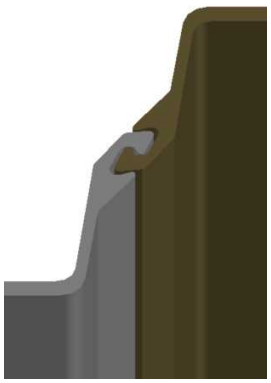
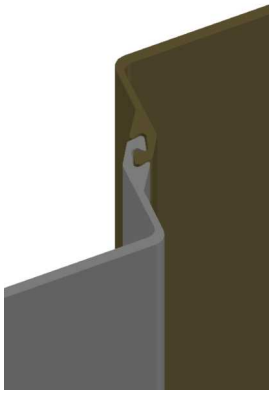
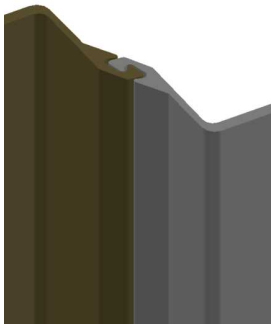
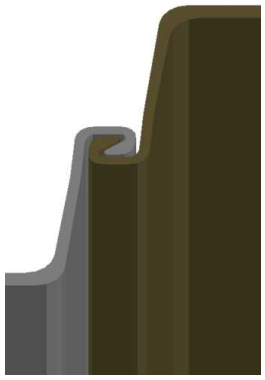
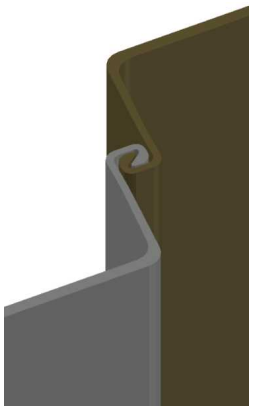
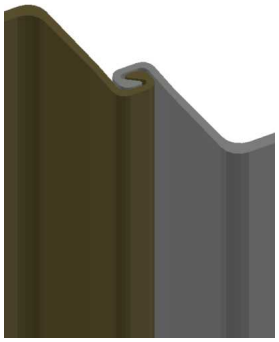


図 3.4　ラカワナ系 U 形鋼矢板とラルゼン形 U 形鋼矢板の嵌合部の違い（全体イメージ）

表 3.3　ラカワナ系 U 形鋼矢板とラルゼン系 U 形鋼矢板の嵌合部の違い（継手部詳細）

	継手部の形状		
ラカワナ系 U 形鋼矢板			
ラルゼン系 U 形鋼矢板			

3.2.2　鋼矢板長測定

鋼矢板長測定は、鋼矢板の長さを調査して根入れ長を推定するために行います。

1.　調査方法

主に以下の 5 種類の方法により鋼矢板長を測定します。**表 3.4** に各方法の特徴を示します。周囲の環境により適切な方法を選択し、測定を行うようにしてください。

① 衝撃弾性波探査

鋼矢板表面に受信センサーを取り付け、すぐ横をハンドハンマーで鉛直に打撃し、発生した弾性波の反射波が返ってくるまでの伝播速度・時間で、鋼矢板の長さ・厚みを推定する方法です。

② 超音波探査

超音波センサーを使用して、反射波で端部を推定し、鋼矢板の長さを推定する方法です。

③ 速度検層

ボーリング孔を利用して地盤内を伝播する弾性波（P 波・S 波）の深さ方向の速度分布を測定し、鋼矢板の長さを推定する方法です。

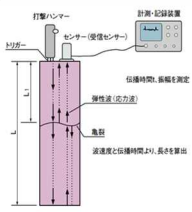
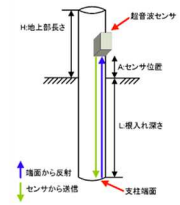
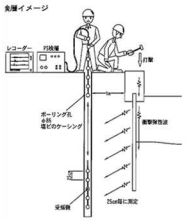
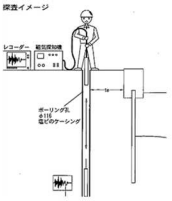
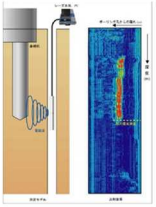
④ 磁気検層

ボーリング孔を利用して地盤内を伝播する磁場の乱れを測定し、鋼矢板の長さを推定する方法です。

⑤ ボアホールレーダ

ボーリング孔を利用して地盤内を伝播する地中レーダ探査アンテナによる電磁波を測定し、鋼矢板の長さを推定する方法です。

表 3.4　鋼矢板長測定方法

測定方法	衝撃弾性波探査	超音波探査	速度検層	磁気検層	ボアホールレーダー
イメージ図					
特徴	・調査が容易 ・測定精度が低い	・調査が容易	・測定精度が高い ・地下水位に影響しない ・ボーリング孔が必要 ・上部構造を壊す場合がある	・測定精度が高い ・地下水位に影響しない ・ボーリング孔が必要 ・上部構造を壊す場合がある	・測定精度が高い ・ボーリング孔が必要 ・地下水位の影響が有り ・上部構造を壊す場合がある
経済性	・やや安価	・安価	・高価	・高価	・高価
その他	・コーピングが無い場合は精度が落ちる				・ボーリング位置が離れる場合は適用不可
関連協会 参考企業	オーリス技術協会 （一社）iTECS技術協会	（一社）弾性波診断技術協会	（株）日本地下探査、ジオメンテナンス（株）、松永ジオサーベイ（株）		

2.　調査箇所の選定

目視点検の結果を基に、一定スパンごとに調査を行います。鋼矢板の型式が変わる箇所や、同じ型式が使われていても水深の変化点に当たる箇所は、鋼矢板長が変わっている可能性があります。また、背面盛土があるなど構造形式が変更する箇所でも鋼矢板長が変わる可能性がありますので、重点的に確認する必要があります。

3.3　板厚測定（通常部測定）

板厚測定は、腐食による鋼材板厚の減少量（平均的な残存板厚から計算）を把握するために行ないます。またその測定結果を基に、腐食傾向の定量的評価（腐食速度、耐用年数など）を実施します。

1.　調査方法

主に以下の 2 種類の方法により板厚を測定します。**表 3.5** に各方法の特徴を、**図 3.5** に超音波測定法の様子を示します。周囲の環境により適切な方法を選択し、測定を行うようにしてください。

なお、測定値は数点での測定値の平均値とするのが一般的です。

① 超音波測定法

測定対象物に測定器の探触子から発信される超音波を通過･反射させて、板厚を測定する方法です。

② 電磁誘導法

試験コイルに交流電流を流すことによってできる磁界内に配置する事によって、板厚を測定する方法です。

表 3.5　板厚測定方法(出展③-1)

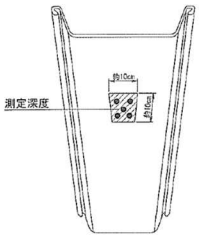
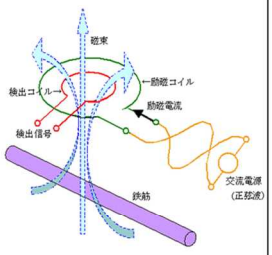
測定方法	超音波測定法	電磁誘導法	RTD-INCOTEST
イメージ図			
長所	・調査が容易 ・環境負荷が少ない ・連続的に広い範囲に適用可能	・調査が容易 ・連続的に広い範囲に適用可能	・迅速な調査が可能 ・付着物を撤去せずに調査可能
短所	・測定精度が低い	・測定精度が若干低い	
経済性	・安価		
関連協会 参考企業	（一社）超音波測定協会	エスパー探査協会	若築建設株式会社

図 3.5　超音波測定法の様子(出展③-1)

2.　調査箇所の選定

外観調査の結果を基に、腐食の進行を確認した箇所を中心に測定を行います。測定スパンの目安は法線方向に約 20m 毎に 1 箇所ですが、目視点検の結果を基に施主と協議して、適切な測定スパンを設定してください。腐食が少なく経年年数が短い場合は、法線方向に約 50m～100m 毎に 1 箇所とする場合があります。

図 3.6 に板厚測定点の例を示します。一般的に腐食傾向の高い鋼矢板前面（凸面）である①を重点的に測定しますが、全体的な腐食傾向を把握したい場合は②も測定します。

鉛直方向の測定間隔・測定点数（段数）は、目視点検の結果や供用環境、曲げモーメントの発生状況を基に、適切な測定条件を設定します（曲げモーメントの分布は、第 3 編 鋼矢板の概要を参照）。なお、河床面付近ではサンドエロージョンが発生しやすく、板厚が減少しやすいので、十分留意してください。

超音波測定法では、約 10cm×10cm または 5cm の枠取りを行い、超音波厚み計を用いて枠内の測定点 3～5 点で測定し、板厚を推定します。

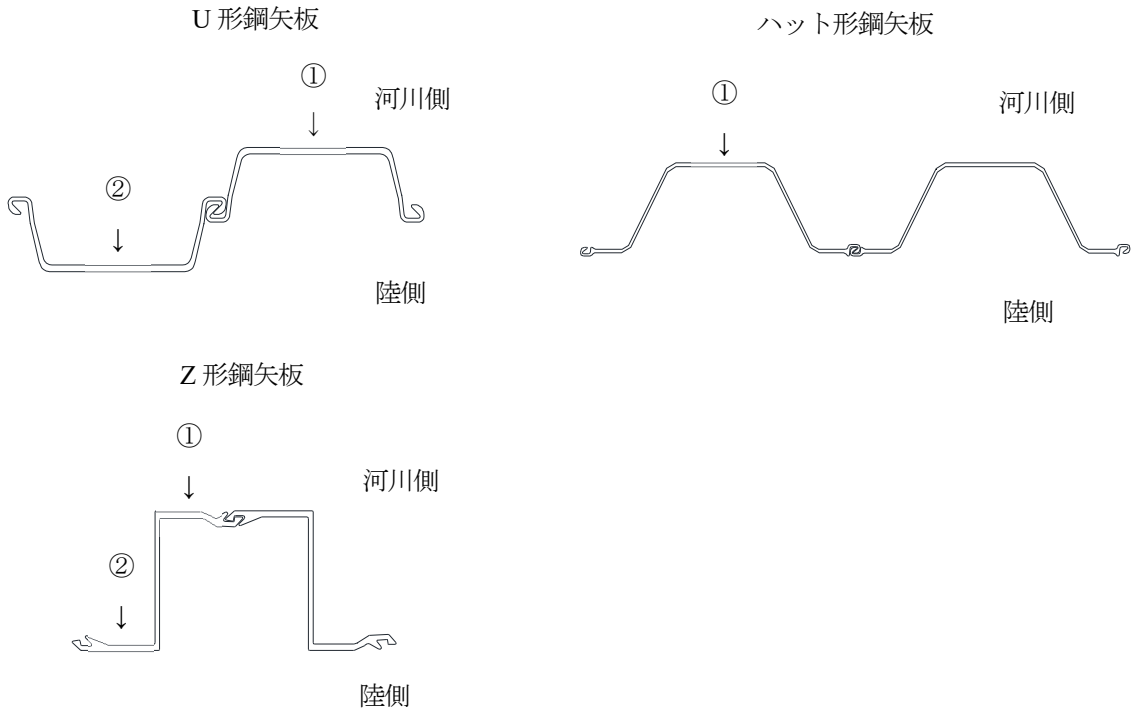


図 3.6　板厚測定点の例

3.4　板厚測定（局部腐食部）

外観調査および板厚測定で局部腐食が発見された場合は、局部腐食による板厚減少量を確認し、局部腐食の実態を把握する必要があります。

1.　調査方法

型取りやデプスゲージにより、局部腐食部の板厚を測定します。**図 3.7** にデプスゲージを用いた板厚測定の例を示します。

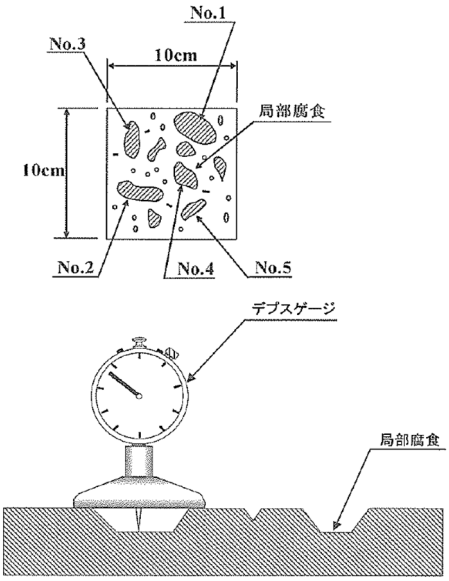


図 3.7　デプスゲージを用いた板厚測定の例（出展③-1）

2.　調査箇所の選定

外観調査および板厚測定の結果を基に、局部腐食の進行を確認した箇所を中心に計測を行います。局部腐食が多数ある場合は、目視上で孔食が大きいと判断される 5 箇所程度を選定し、計測を実施してください。

3.5　護岸変形調査（頭部変位）

護岸変形調査は、鋼矢板頭部の変位量（傾き）を測定し、許容変位量に対する照査をするために行ないます。

1.　調査方法

鋼矢板頭部の座標は測量機（測量横断図）を用いて計測します。また、傾きは下げ振りや傾斜計を用いて計測します。**図 3.8** に計測例を示します。

なお、河川分野では、鋼矢板頭部の許容変位を常時 50mm 程度以下とするのが一般的です。

下げ振り　　傾斜計

図 3.8　下げ振りと傾斜計を用いた変位量測定の例(出展③-2)

2. 調査箇所の選定

外観調査の結果を基に、変位量（傾き）が大きいと判断された箇所を中心に計測を行います。

3.6 背面吸出し・空洞化調査

背面吸出し・空洞化調査は、背面吸出し・空洞化の有無を確認し、その範囲・深さを把握するために行います。

1. 調査方法

① 打音調査

最も簡易な手法としてハンマー等による打音調査があります。目視調査により空洞化が懸念される場合は、打音調査により洞化範囲の概略を把握します。

② 地中レーダ探査（小型探査車およびハンディ型地中レーダ）

地中レーダ探査は電磁波の地下物体からの反射を利用した地下探査手法であり、地下の状況を高速かつ高精度に可視化できることが特長です。**図 3.9** に地中レーダ探査の測定模式図と測定記録を示します。

③ スコープ調査

地中レーダ探査などにより空洞を検知したのちの詳細調査に使用されます。地上から空洞へあけた孔(φ40～60mm)からスコープカメラを挿入し、空洞の状況（空洞の発生深度、空洞厚等）の確認ができます。360 度の全孔壁断面および路面から空洞終端部までが連続的にカラー撮影・記録でき、柱状写真を作成することが可能です。

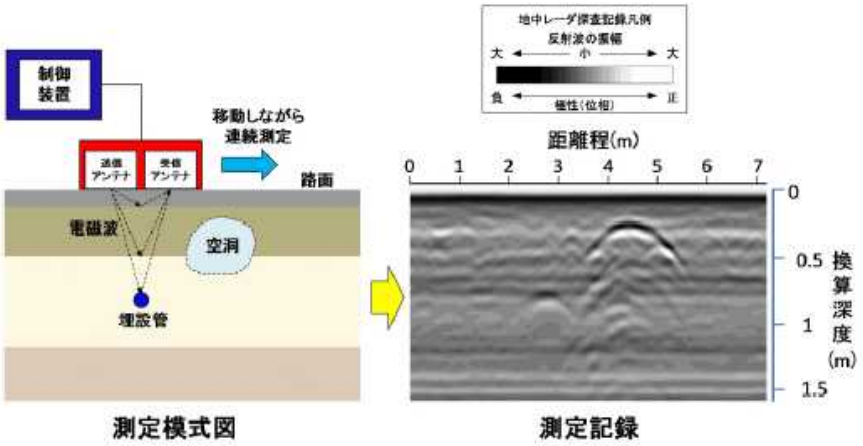


図 3.9 地中レーダ探査の測定模式図と測定記録(出展③-3)

2. 調査箇所の選定

外観調査の結果を基に、変状が大きいと判断された箇所を中心に計測を行います。

3.7　洗掘・堆砂調査

洗掘・堆砂調査は、洗掘・堆砂の有無を確認し、その範囲・深さを把握するために行います。

1.　調査方法

主に下記の 5 種類の方法により洗掘・堆砂を調査します。周囲の環境により適切な方法を選択し、測定を実施してください。

① 矢板法線方向の水準測量

陸上部から矢板法線方向に沿って水準測量を行い、洗堀・堆砂状況を調査します。

最も簡易に確認できますが、調査範囲は矢板直近に限定されます。

② 航空レーザ測深

航空機から、水中を透過するエネルギーの強いグリーンレーザと水面で反射する近赤外レーザを同時に照射し、その時間差から水深を算出するというものです。測定できる水深は、機器により異なり、河川の透明度などの影響を受けますが、通常は透明度の１～４倍程度となります。

③ 横断測量

距離標を基に、左右岸を直線で結びその測線上の地形の高低差を水準測量により測り、さらに水深が 1m以上の区間では，小型の船舶を用いながらスタッフなどで測深します。

急流河川においては危険が伴うとともに，計測器が測線上に位置しているかを絶えず確認しながらの慎重な作業となります。

④ 重錘法（レッド測量）

錘が底面に着底した時のワイヤーの長さから水深を側線にそって測深します。

斜面部ではワイヤーの鉛直性を保つのが難しい、音響測深法より精度が低くなります。

⑤ 音響測深法

船から発信された音波が海底で反射されて戻ってくるまでの時間を測定することにより測深します。

得られたデータは、測定時の潮汐補正、水中の音速の補正（水温や深度により変化）など行い、正確な水深として用いられています。

2.　調査箇所の選定

外観調査の結果を基に、変状が大きいと判断された箇所を中心に調査を行います。

出典

③-1　港湾鋼構造物防食・補修マニュアル　2009 年 11 月　（一財）沿岸技術研究センター

③-2　株式会社自動制御技術研究所　ホームページ

③-3　路面下空洞探査技術マニュアル(案)　平成 29 年 9 月

路面下空洞探査車の探査技術・解析の品質確保のコンソーシアム

第 4 章　点検・調査結果の評価

4.1　鋼矢板護岸の検討手順

経年による鋼矢板護岸の機能低下により、当初に想定した年数の供用が不可能と判断される場合、補修もしくは補強によって耐用期間の延命を図るか、補修・補強が不可能な場合や既に使用限界を超えていると判断される場合は護岸を更新することが望ましいと考えられます。

図 4.1 に鋼矢板護岸の機能と耐用年数の考え方を示します。調査時に鋼矢板護岸が機能低下しているものの使用限界には達していないが、無対策では期待耐用年前に機能が使用限界を超えて低下すると想定される場合（調査時①）は、期待耐用年未満で使用限界を下回らないように補修もしくは補強を施して機能延命処置をします。一方、調査時に既に鋼矢板護岸機能が使用限界を超えて機能低下している場合（調査時②）は、護岸を更新することを検討します。

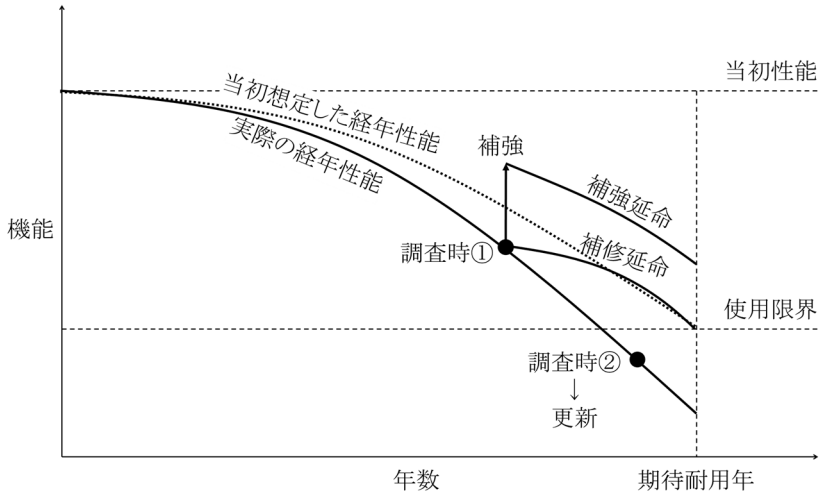


図 4.1　鋼矢板護岸の性能と耐用年数の考え方

この方針を基に鋼矢板護岸の補修・補強・更新の検討手順をまとめたものを**図 4.2** に示します。

鋼矢板護岸の点検結果を基に土留機能および耐侵食機能の評価をし、点検時点で使用限界を超える状態（激しい孔食・極端な倒れ・継手部の開きの発生や、腐食量が設計腐食代を超えている等）となっている場合は、この段階で鋼矢板の更新を検討します。

次に点検結果による鋼矢板長、前面河床の洗掘等の断面変化、および想定している耐用年数まで供用した場合を想定し算定した鋼矢板の残存板厚を反映して、鋼矢板護岸の残存性能を評価し、設計時に求められていた護岸機能を確保しているか否かを判定します。

ここで護岸機能が要求性能を満たしていない場合、鋼矢板護岸の補修もしくは補強を検討します。

その他、鋼矢板背後地盤が沈下・陥没している場合や、コーピングコンクリートが変形し破損しているような場合については、鋼矢板護岸の土留機能、耐侵食機能が一部損なわれている可能性があるため、鋼矢板護岸の一部補修が必要となります。

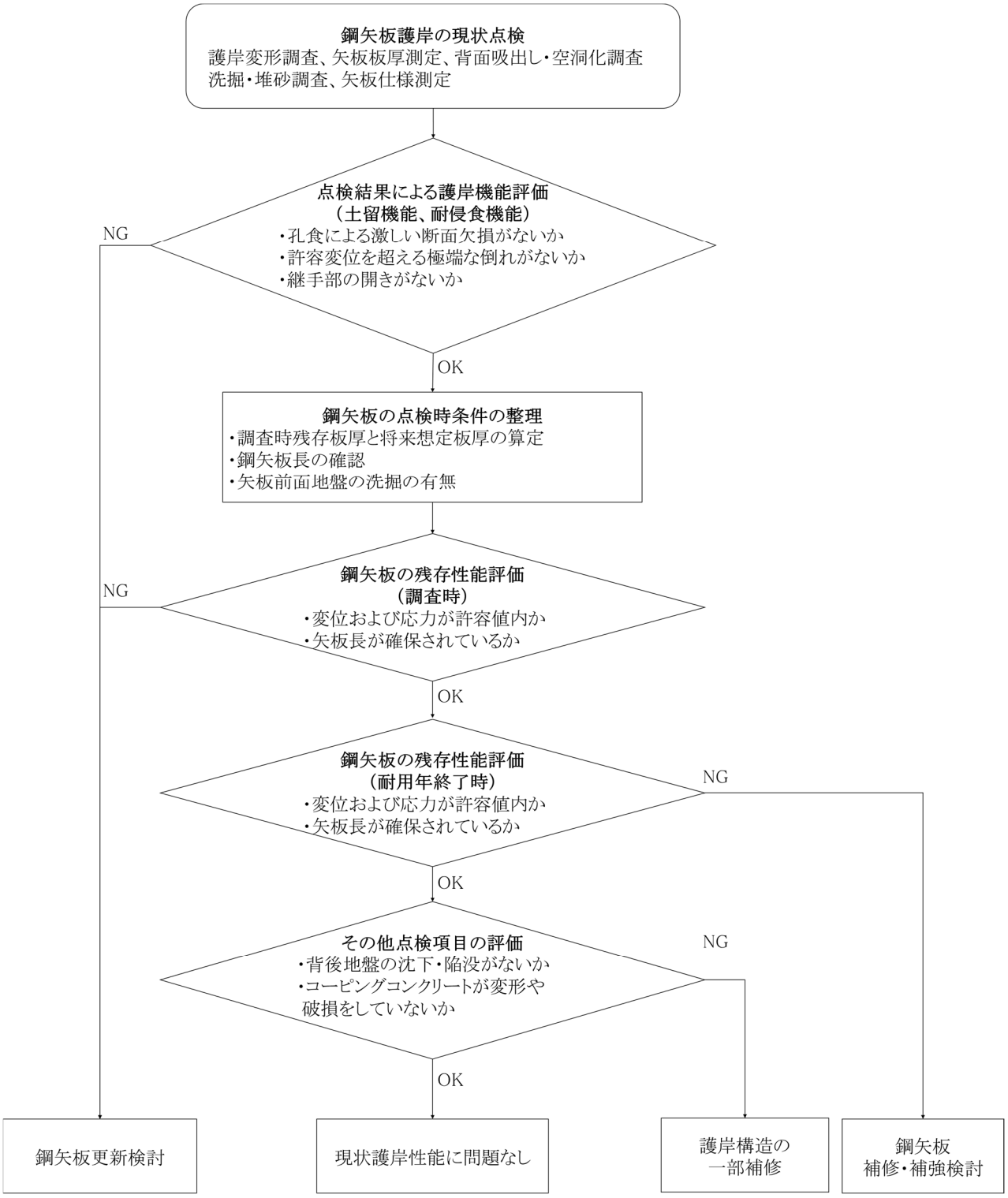


図 4.2　鋼矢板護岸の補修・補強・更新検討フロー

4.2　点検結果の評価

鋼矢板護岸の点検結果により、著しく護岸機能が損なわれていると判断される場合は、鋼矢板の更新を検討することが望ましいと言えます。

護岸に求められる機能は大きく土留機能、耐侵食機能に分類されます。点検の結果、鋼矢板護岸の更新を検討することが望ましいとされる要件は、**表 4.1** の通りとなります。

表 4.1　鋼矢板護岸の更新が必要となる要件

点検項目	更新の要件	問題となる機能
護岸の変形	設計許容変位を超える大きな倒れが生じている。	土留機能
鋼矢板の板厚	腐食量が既に設計腐食代を超えている。	土留機能 耐侵食機能
継手部の開き 護岸背面の空洞化	矢板継手部より激しい漏水が生じ、護岸背面に空洞ができている。	耐侵食機能

4.2.1　断面欠損等の評価

腐食により鋼矢板に断面欠損が生じている場合には、その影響を適切に評価する必要があります。

鋼矢板の全断面にわたり連続的に断面欠損が生じて開口している場合は、鋼矢板の断面性能が著しく損なわれていると判断され、鋼矢板の更新（打ち直し）が必要となることがあります。

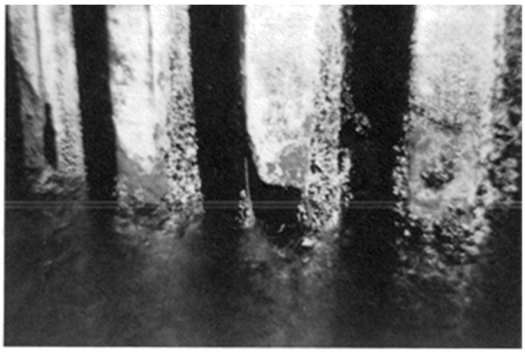


図 4.3　鋼矢板の腐食例

4.2.2　計測変位の評価

現地調査で得られた鋼矢板護岸の変位量の評価方法として、設計時の許容変位量との比較により行う方法があります。「**災害復旧工事の設計要領**」では、「矢板頭部の許容変位量は、常時 5.0cm 程度、地震時 7.5cm 程度で実施している例が多い」と記述されており、計測変位の評価の際もこの変位量を目安とした照査を実施することが考えられます。

調査時点で既に許容変位量を超える変位が生じている場合、土圧が作用する状態で鋼矢板を引っ張るなどして変位を戻すことは非常に困難であることが多く、基本的には鋼矢板を打設し直すなどして更新することが望ましいと言えます。また、矢板頭部の変位量がほとんど発生していない状態でも、鋼矢板護岸自体に大

きな倒れが生じている場合は土留機能が損なわれている可能性が高いので留意する必要があります。

4.2.3　鋼矢板継手部の評価

鋼矢板の継手部に大きな開きが生じている場合、耐侵食機能が損なわれている可能性について留意する必要があります。ここで継手部の開きは打設時の継手嵌合状態によるものと、経年により継手部が腐食して生じたものに大別されます。

継手部の開きを定量的に評価するのは困難ですが、開きが生じている場合は鋼矢板表面に漏水による跡などが現れるため、著しい漏水跡が確認される場合や護岸背後に吸出しによる空洞や沈下が確認される場合については、鋼矢板の更新や背面地盤の地盤改良を行うなど、吸出し防止への対処が必要です。

4.2.4　腐食による残存板厚評価

調査の結果、鋼矢板に孔食や継手部の部分腐食などが確認されず、一様に腐食が進行している場合は、調査時点での腐食量と当初の耐用年数時に想定される腐食量を考え、二段階で評価する方法を下記に紹介します。

1.　調査時点での腐食量評価

調査時点での腐食量は設計腐食代に対して評価をします。

調査時点での腐食量（鋼矢板の製品板厚と調査時の残存板厚の差）が設計腐食代を超える場合は鋼矢板の更新を検討します。河川における設計腐食代は片側 1mm、両面 2mm とされることが多いですが、河口部の感潮区間においてはより大きな腐食代が考慮されている場合もあり、設計図書との照合が必要となります。

設計腐食代の例

・災害復旧工事の設計要領：片側 1mm（両側 2mm）

・設計要領〔河川編〕（北陸地方建設局建設技術協会）

標準…片面 1mm（両面 2mm）、河口部で海水の影響を受けるところ…片面 2mm

2.　耐用年終了時での腐食量評価

耐用年終了時での腐食量については、調査時点での腐食量をそれまでの供用年数で除して一年あたりの腐食速度を求めた上で、残耐用年数分の腐食が発生するとして推定する方法があります。

調査時腐食量は設計腐食代未満で、設計耐用年終了時での推定腐食量が設計腐食代を超える場合は、ただちに護岸機能が失われるわけではありませんが、将来的に護岸機能が使用限界を超えることが想定されるため、鋼矢板の補修・補強について検討することが望ましいと言えます。

4.2.5　その他の評価項目

1.　矢板前面地盤の洗掘

鋼矢板前面地盤（河床面）に洗掘が起きている場合、鋼矢板の受働抵抗が不足し大きな変位が発生することがあるため、**4.3　点検結果に基づく鋼矢板の残存性能評価方法**にて実施する断面計算の検討条件に反映します。

2.　背後地盤の沈下・陥没

背後地盤に沈下・陥没が確認される場合、鋼矢板護岸に目視で確認できる変状が起きていなくとも耐侵食機能が損なわれている可能性があるため、沈下・陥没発生箇所近辺の鋼矢板の再調査を実施し、必要に応じて鋼矢板護岸の補修等の対策を施すことが望ましいと言えます。

4.3　点検結果に基づく鋼矢板の残存性能評価方法

鋼矢板護岸の残存性能の評価は、調査結果を反映した条件による断面計算結果により評価し、頭部変位量、発生応力、根入れ長等の照査をする方法があります。照査は調査時点、耐用年終了時の２ケースで行い、どの時点で許容値を超えるかを照査することで、速やかな対策が必要か否かの判断材料とすることができます。

表 4.2 に断面計算に必要な条件と用いる点検結果の関係を示します。

表 4.2　断面計算に必要な条件

		調査時点の照査	耐用年終了時の照査
鋼矢板	型式	調査結果による	
	長さ	腐食前(もしくは腐食後)断面二次モーメントからの算定値 （調査結果との比較判定）	
	板厚	地上部： 調査時残存板厚 地中部： 供用年数からの想定板厚	地上部： 調査時板厚からの想定板厚 地中部： 供用年数からの想定板厚
レベル条件	背面地盤標高	設計時標高	
	河床面標高	洗掘調査結果を反映	
	背面盛土形状	調査時形状（将来改変が想定される場合は将来形状）	
	前面水位	設計時水位もしくは調査時水位の低水位条件	
	背面(地中水位)	設計時水位もしくは調査時地中水位の高水位条件	
土 質 条 件		設計時条件もしくは再調査結果を反映	
設 計 条 件		設計時適用基準を確認の上、評価時適用基準を適切に決定	

4.3.1　自立式鋼矢板壁の照査方法

自立式鋼矢板壁の場合の頭部変位量、発生応力、根入れ長の照査方法について、以下の方法を紹介します。

1.　頭部変位量の照査方法

頭部変位量の照査は以下により行う方法があります。この方法では土水圧が作用することによる河床面以下のたわみ量(δ_1)、河床面での矢板傾斜角による倒れ量(δ_2)、河床面以上のたわみ量(δ_3)、の総和を矢板の頭部変位量としているため、地中部・地上部それぞれの箇所毎の断面二次モーメントを調査結果に基づく腐食量を反映して設定することで、腐食後矢板の頭部変位量を算定することが可能です。

また、最近では変断面の矢板断面性能を用いて計算をする鋼矢板護岸設計プログラムもありますので、このプログラムを用いるか、骨組解析プログラムを用いて鋼矢板壁（梁）剛性とバネ（水平方向地盤反力）を適切にモデル化して計算することにより変位量を求めることも可能です。

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \leqq \text{許容変位量}$$

$$\delta_1 = \frac{1 + \beta \cdot h_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I_1 \cdot \alpha} S_0$$

$$\delta_2 = \frac{1 + 2\beta \cdot h_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I_1 \cdot \alpha} S_0 \cdot h$$

$$\delta_3 = \frac{S_0 \cdot h_0^{\,2}\left(3h - h_0\right)}{6E \cdot I_2 \cdot \alpha}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4E \cdot I_1}}$$

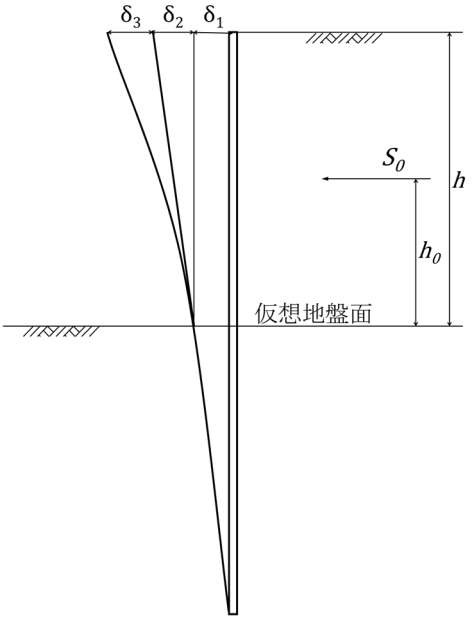


図 4.4　自立式鋼矢板壁の頭部変位量算定モデル

δ_1　：仮想地盤面における変位量（m）

δ_2　：仮想地盤面における傾きによる頭部変位量（m）

δ_3　：仮想地盤面を固定端とした片持梁の頭部変位量（m）

S_0　：水平力(kN)

h_0　：水平力作用位置と(仮想)河床面までの距離（m）

h　：(仮想)河床面から鋼矢板天端までの高さ（m）

β　：特性値(m^{-1})

K_h　：水平方向地盤反力係数(N/m^3)

河川の場合 $K_h = 0.691N^{0.406} \times 10^7$　が一般的に用いられる。

E　：鋼材のヤング係数 $= 2.0 \times 10^8$ (N/m^2)

I_1　：地中部における腐食後の鋼矢板の断面二次モーメント（m^4/m）

I_2　：地上部における腐食後の鋼矢板の断面二次モーメント（m^4/m）

α　：継手効率（**表 4.3**）

継手効率αは鋼矢板形状や照査対象によって異なります。**表 4.3** に各検討で用いる継手効率 α を示します。

表 4.3　各検討で用いる継手効率

	U形鋼矢板		ハット形、Z形、鋼管矢板	
	断面二次モーメント	断面係数	断面二次モーメント	断面係数
頭部変位量の照査	0.8 (0.6)	－	1.0	－
応力の照査	0.8 (0.6)	1.0	1.0	1.0
矢板長の照査	1.0	－	1.0	－

（　）内数値は、鋼矢板頭部を拘束しない場合を示す。

4.3.2　応力の照査方法

鋼矢板の応力は照査箇所で発生する曲げモーメントに対して、調査結果による腐食等を反映した断面係数を用いて照査することができます。

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_{ab}\alpha} \leq \sigma_{sa}$$

σ_s　：引張応力度（N/mm²）

M　：照査断面に生じる曲げモーメント（N・mm/m）

Z_{ab}　：調査結果による腐食等を反映した断面係数（mm³/m）

α　：継手効率（**表 4.3**）

σ_{sa}　：許容引張応力度（N/mm²）

応力照査箇所については、調査結果を基に断面減少の大きい箇所や、発生曲げモーメントが大きい箇所を選択することが望ましいと言えます。

自立式鋼矢板壁の場合に着目すべき応力照査箇所は下記の箇所が考えられます。

①　調査の結果、最も腐食による断面減少が大きかった箇所

②　調査範囲内で最も曲げモーメントが大きくなる箇所（河床面近傍）

その他、調査により孔食が確認された箇所などは応力照査を実施することが望ましいと言えます。

応力照査箇所の例を**図 4.5** に示します。

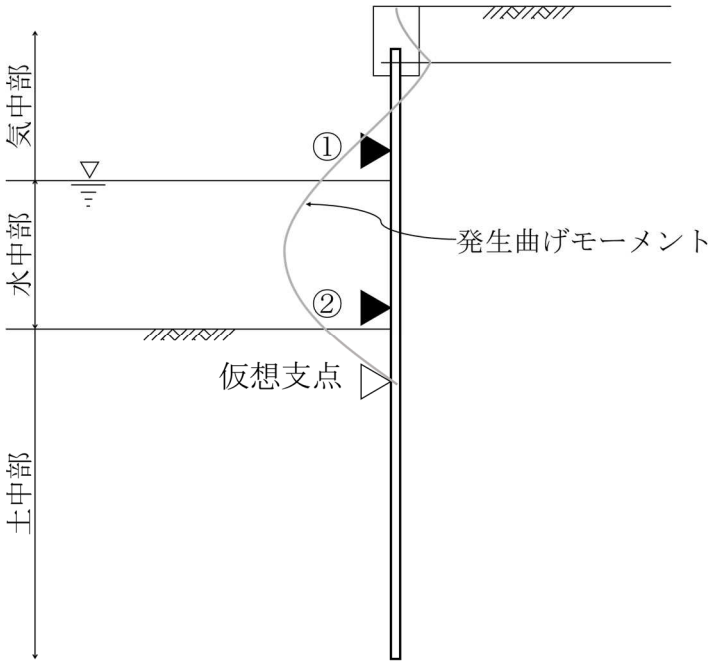


図 4.5 自立式鋼矢板壁の応力照査箇所例

4.3.3 矢板長の照査方法

矢板長の照査は、以下の方法により必要とされる根入れ長が確保されているかに着目して行うこととなります。

当初設計では鋼矢板の根入れ長は腐食前の断面二次モーメントを用いて決定されていることが前提となり、腐食に伴う断面二次モーメントの低減により必要な根入れ長は短くなるため、調査による鋼矢板の腐食等を反映して照査する必要はありません。そのため照査する必要があるのは、設計に適用される基準が変更となった場合や、護岸断面形状に変化があり設計条件が変わった場合等に限られます。

矢板長の照査において根入れ長が若干不足する結果となった場合、腐食後の断面二次モーメントを設定して照査を行うことも考えられますが、根入れ長算定に必要な土中部の鋼矢板板厚測定結果を得ることは一般的に困難であると考えられるため、腐食後断面二次モーメントの設定には注意が必要となります。

$$\mathrm{D} = \frac{3}{\beta} \qquad \beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4E \cdot I_0 \cdot \alpha}}$$

D ：鋼矢板の根入れ長(m)

I_0 ：腐食前の鋼矢板の断面二次モーメント(m⁴/m)

α ：継手効率 ＝1.0

E ：鋼材のヤング係数 $= 2.0 \times 10^8$(N/m²)

β ：特性値(m⁻¹)

K_h ：水平方向地盤反力係数(N/m³)

B ：矢板幅 ＝1.0(m)

4.3.4　控え式鋼矢板壁の照査方法

控え式鋼矢板壁の場合の発生応力、根入れ長の照査については以下の方法を紹介します。

1.　応力の照査方法

鋼矢板の応力は照査箇所で発生する曲げモーメントに対して、調査結果による腐食等を反映した断面係数を用いて照査することができます。

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_{ab}} \leq \sigma_{sa}$$

σ_s　：引張応力度（N/mm²）

M　：照査断面に生じる曲げモーメント（N・mm/m）

Z_{ab}　：調査結果による腐食等を反映した断面係数（mm³/m）

σ_{sa}　：許容引張応力度（N/mm²）

控え式鋼矢板壁の曲げモーメントは、タイ材取付位置と仮想支点を支点とした土水圧が作用する単純梁として算定します。仮想支点の設定にあたっては各種基準によって異なる考え方が採用されています。受働側地盤の土質に応じて河床面よりも仮想支点を下げる方法、河床面を仮想支点とする方法等がありますので、状況に応じて適切な方法で仮想支点を設定することが大切です。

仮想支点については「**港湾の施設の技術上の基準・同解説**」、「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」のように河床面（海底面）とするものの他に、「**鋼矢板二重式工法仮締切設計指針（案）**」のように現地盤の土質に応じて仮想支点を河床面より深く設定する方法があります。**表 4.4** に「**鋼矢板二重式工法仮締切設計指針（案）**」に示されている、土質による仮想支点位置の設定方法の例を示します。

表 4.4　仮想支点の位置（出典④-1）

土　質	現地盤からの深さ
よくしまった砂	0.1H
ゆ　る　い　砂	0.2H
粘　　土	0.3H

H：壁高

応力照査箇所については、調査結果を基に断面減少の大きい箇所や、発生曲げモーメントが大きい箇所を選択することが望ましいと言えます。

控え式鋼矢板壁の場合に着目すべき応力照査箇所は下記の箇所が考えられます。

① 調査の結果、最も腐食による断面減少が大きかった箇所

② 調査範囲内で最も曲げモーメントが大きくなる箇所（矢板壁中央～河床面近傍）

その他、調査により孔食が確認された箇所などは応力照査を実施することが望ましいと言えます。

応力照査箇所の例を**図 4.6** に示します。

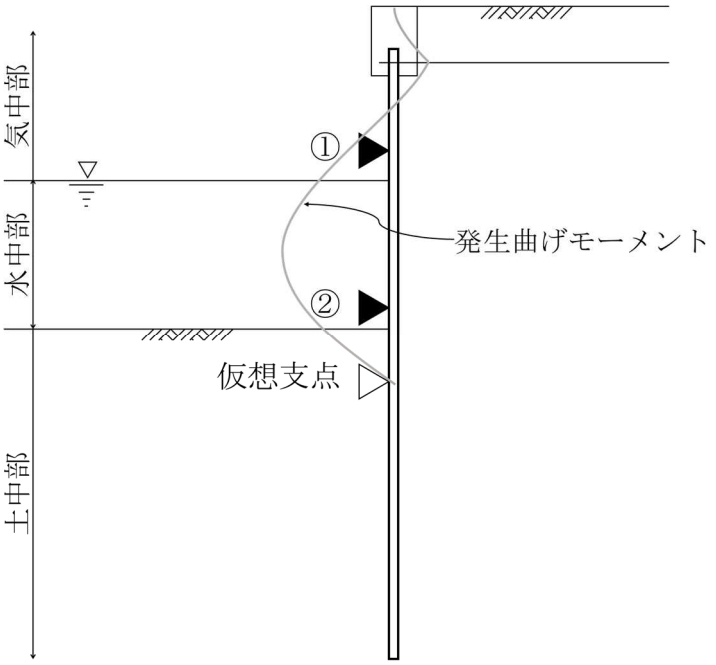


図 4.6 控え式鋼矢板壁の応力照査箇所例

2. 矢板長の照査方法

矢板長の照査は、以下の方法により必要とされる根入れ長が確保されているかに着目して行うこととなります。

控え式鋼矢板壁の場合、鋼矢板の根入れ長はタイ材取付点に対する主働土圧水圧と受働土圧のモーメントの釣合いによって求められ、算定時に鋼矢板壁の断面二次モーメントを用いませんので、調査による鋼矢板の腐食等を反映して照査する必要がありません。

そのため照査を行う必要があるのは、設計に適用される基準が変更となった場合や、護岸断面形状に変化があり設計条件が変わった場合等に限られます。

$$F_S \cdot M_A \leq M_P$$

F_S ：安全率（例を**表 4.5** に示す）

M_A ：主働土圧と残留水圧によるタイ材取付点に対するモーメント

M_P ：受働土圧によるタイ材取付点に対するモーメント

根入れ長の計算の際の安全率として、「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」、「**鋼矢板二重式工法仮締切設計指針（案）**」に示されている値をとりまとめたものを、**表 4.5** に示します。

表 4.5 矢板根入れ長計算の安全率

土　　質	常　　時	地 震 時
砂質土地盤	1.5 以上	1.2 以上
粘性土地盤	1.2 以上	1.2 以上

3. その他の照査

控え式鋼矢板壁の場合、控え工の許容変位についての基準、考え方については明確に示されている基準類がないため、設計時には曲げ応力度の照査、根入れ長の照査のみを行い、鋼矢板壁自体の変位量照査は行わないのが一般的です。

ただし、控え工の設計においては弾性計算を行っており、変位が大きくなり地盤に塑性域が生じてくると弾性計算の領域を超えてしまうこととなりますので、過度に大きな変位は許容すべきではありません。
また、控え工の変位は前面の鋼矢板の変位に直接影響を与えるため、その点を考慮して変位を制限することが望ましいと言えます。

「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」では、普通矢板式係船岸※の矢板頭部の水平変位量として、『静的な照査を行う場合、矢板頭部水平変位量の許容値は、利用条件により異なるが、普通矢板式係船岸や二重矢板式突堤では、常時で 3cm、地震時で 5cm 程度以下としている場合が多い。ただし、矢板の長さが短い場合にはこれより小さく抑えることが望ましい。』としています。※ここでは普通矢板式係船岸とは、控え式鋼矢板壁のことを指します。

矢板頭部の水平変位量を精度よく簡便に求める方法はありませんが、簡便な方法として控え工の変位とタイ材に作用する張力によるタイ材伸び量の和が矢板変位と同等であると考える方法が考えられます。

また、「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」では、必要に応じて矢板・タイ材・控え工・地盤を全体系として、有限要素法によるシミュレーションを実施して矢板変位量を推定することが推奨されています。その他の手法として、矢板・タイ材・控え工の各部材を梁部材として地盤バネで支持する骨組解析モデルとして構造全体の変位量を算定することも可能です。

なお、調査により控え式鋼矢板壁に大きな変位が発生していることが判明した場合、タイ材や控え工が損傷している可能性が高いと考えられるため、タイ材張力により控え工に発生する変位と調査時変位に大きな乖離がある場合、タイ材の掘り起し確認等の追加調査を実施することが望ましいと言えます。

4.3.5 調査結果を反映した鋼矢板断面性能の設定方法

調査結果を反映し、鋼矢板断面性能を設定する方法を以下に示します。

肉厚測定結果を反映して断面性能を設定する場合、孔食による断面欠損の有無によって算定方法が異なります。

1. 均一に腐食が進行している場合

調査の結果、孔食等の断面欠損が確認されず、比較的均一に腐食が進行している場合は、鋼矢板の前面・背面それぞれに調査結果に基づく腐食量を設定し、腐食後の断面性能を算定します。腐食後の断面性能については、**第 7 章　参考資料** に過去製造されていた鋼矢板の型式を含めて断面性能表および腐食時の断面性能算定図を記載しておりますので、ご利用ください。

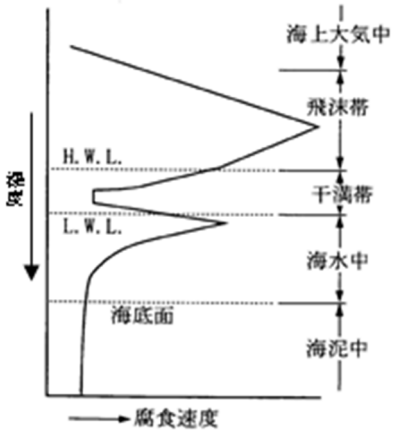
3.3 板厚測定（通常部測定）に示したように、鋼矢板の腐食による板厚減少が確認できるのは、超音波厚み計等による鋼矢板の実板厚、もしくはデプスゲージ等による局部腐食量となり、一般的には鋼矢板前面側からの測定に限られるため、鋼矢板前面・背面それぞれの腐食量を把握することは困難です。

そのため調査結果に基づいて腐食後断面性能を決定する際には、腐食量を確認することができない鋼矢板背面側については設計時に考慮した腐食代を用いる方法が考えられます。

「**災害復旧工事の設計要領**」では腐食代は片側 1mm とされているため、鋼矢板背面側の腐食量としてこれを適用する考え方のほか、「**港湾の施設の技術上の基準・同解説**」には**表 4.6** のように各部位での平均的な腐食速度が示されているため、これを参考に設定することもできます。

表 4.6　鋼材の平均腐食速度（出典④-2）

腐食環境	腐食速度(mm/年)
1) H.W.L. 以上	0.3
2) H.W.L.～ L.W.L.-1.0m 以上	0.1～0.3
3) 海水中	0.1～0.2
4) 海底土中部	0.03
5) 背面土中部	
a.残留水位より上	0.03
b.残留水位より下	0.02



出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説

2.　孔食による断面欠損が発生している場合

調査の結果、一部孔食が確認される場合については、**図 4.7** に示すように断面が欠損しているため、設計する際には断面欠損を考慮して断面係数及び断面二次モーメントの低減を考慮する必要があります。

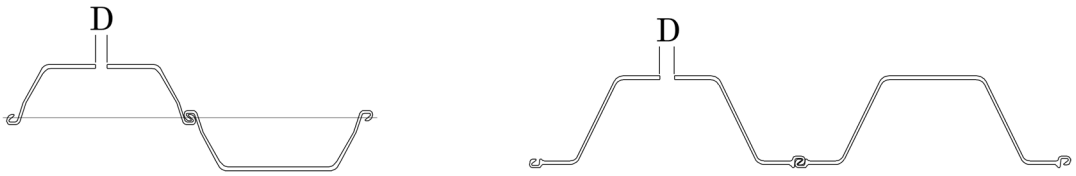


図 4.7　孔食がある場合の断面欠損模式図

①　断面係数について（応力度の照査）

最大曲げモーメントは必ずしも孔食位置で生じるとは限りませんが、安全側となる断面欠損を考慮した断面係数を用いて応力度照査を行うことが望ましいと考えられます。なお、発生応力が大きい場合には、応力集中に対する確認も必要となります。

欠損断面における断面係数は式(4.1)、式(4.2)により算出できます。

$$Z' = Z - Z_D \qquad \text{式(4.1)}$$

Z'　：断面欠損を考慮した断面係数（mm^3/m）

Z　：鋼矢板の断面係数（mm^3/m）

Z_D　：欠損断面係数（mm^3/m）

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{\frac{Dt^3}{12} + Dt\left(h - \frac{t}{2}\right)^2}{Bh}$$ 式(4.2)

I_D ：欠損断面二次モーメント（mm⁴/m）

D ：欠損部の孔径（mm）

t ：鋼矢板のウェブ厚さ（mm）

h ：鋼矢板の有効高さ（mm） ハット形鋼矢板の場合は有効高さの 1/2 とする

B ：鋼矢板の有効幅（m）

② 断面二次モーメントについて（変位の照査）

変位を照査する場合に必要な断面二次モーメントは全体の曲げ剛性を考える必要があります。**図 4.8** に示すように孔食のある区間は断面欠損を考慮すべきですが、健全な区間は断面欠損を考慮する必要がありません。したがって、孔食のある区間は剛性低下を考慮し、健全な断面区間は剛性を 100%考え、それを比例配分して全体の曲げ剛性を算出する方法を下記に紹介します。ここでは、鋼矢板の断面欠損を全断面均一として考え、式(4.3)により平均化した断面二次モーメントを算出しています。

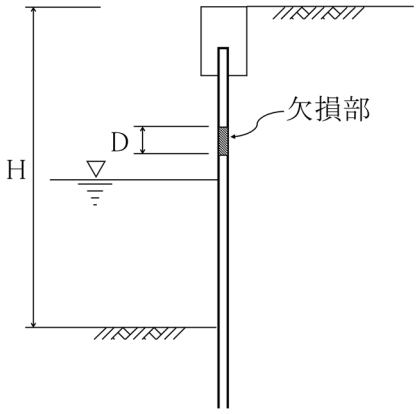


図 4.8 断面欠損区間の考え方

$$\tilde{I} = \frac{(I - I_D)D + I(H - D)}{H}$$ 式(4.3)

$\tilde{I}$ ：平均化した断面二次モーメント（mm⁴/m）

I ：標準断面区間の断面二次モーメント（mm⁴/m）

I_D ：欠損断面二次モーメント（mm⁴/m）

D ：欠損部の孔径（mm）

H ：壁高（mm）

4.3.6　鋼矢板壁の残存性能評価

鋼矢板壁の性能照査方法として、調査結果を反映して設定した鋼矢板の断面性能、その他設計条件による計算結果と準拠基準による許容値に対する照査を行うことが考えられます。

自立式鋼矢板壁の場合の照査値としては、「**災害復旧工事の設計要領**」により頭部変位量、鋼矢板応力、矢板長（根入れ長）の許容値および規定値が示されており参考にすることができます。**表 4.7** に整理した表を示します。

表 4.7 自立式鋼矢板壁の設計許容値

照査項目	許容値・規定値
矢板頭部変位量	常時 50mm 程度 地震時 75mm 程度　　以下 で実施している例が多い。
矢板応力	SY295,SYW295　180N/mm² SY390,SYW390　235N/mm²　以下 ※地震時は上記の 1.5 倍
鋼矢板長（根入れ長）	3/β 以上（仮想地盤面より）

また、控え式鋼矢板壁の場合の照査値としては、「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」に鋼矢板応力、矢板長（根入れ長）、矢板変位量の許容値、および規定値が示されており、参考にすることができます。**表 4.8** に「**漁港・漁場の施設の設計参考図書**」を基にとりまとめた表を示します。

表 4.8 控え式鋼矢板壁の設計許容値

照査項目	許容値・規定値
矢板頭部変位量	常時 3cm 程度 地震時 5cm 程度　　以下 としている場合が多い。
矢板応力	SY295,SYW295　180N/mm² SY390,SYW390　235N/mm²　以下 ※地震時は上記の 1.5 倍
鋼矢板長（根入れ長）	タイ材取付点に関する主働土圧および残留水圧によるモーメントと受働土圧によるモーメントの釣合が**表 4.5** の安全率を満たす根入れ長

鋼矢板壁の性能照査にあたっては、調査時点での残存性能の評価と耐用年終了時での残存性能評価を行った上で、調査対象となる鋼矢板壁が直ちに措置が必要な段階であるのか、耐用年終了以前に措置が必要な段階を迎えて補修や補強が必要となるのかを評価することが重要と言えます。

1. 調査時点での残存性能評価

これまで示した手法により調査時点における鋼矢板の残存断面性能や、その他設計条件を整理し、現状の鋼矢板壁の計算を行います。

調査結果を反映した鋼矢板壁の計算結果と**表 4.7**、**表 4.8** に示した許容値を比較し、既に許容値を超えてしまっている場合や、著しい腐食等により鋼矢板の残存断面性能を設定すること自体が困難である場合には、鋼矢板壁の更新の検討が必要と考えられます。具体的な鋼矢板壁の更新方法については、**第 6 章　護岸更新方法** に詳述しておりますのでご参照ください。

2. 耐用年終了時での残存性能評価

これまで示した手法により耐用年終了時を想定し、調査結果から推定される腐食速度と調査時点から耐用年終了時までの期間を考慮して設定した鋼矢板の残存断面性能や、その他設計条件を整理し、耐用年終了時の鋼矢板壁の計算を行います。

耐用年終了時を想定した鋼矢板壁の計算結果が許容値を超えていることが判明した場合、鋼矢板壁の補修や補強による延命を図り、耐用年終了時においても使用限界性能以上を確保することが重要となります。
具体的な鋼矢板壁の補修・補強方法については、**第 5 章　補修・補強方法** に詳述しておりますのでご参照ください。

なお、補修・補強方法の検討にあたっては、現状の鋼矢板壁がなぜ耐用年期間中の供用が困難となったのか、要因を見極めたうえでその要因を補うことができる方法を選定することが重要となります。

出典

出典④-1　建設省河川局：鋼矢板二重式仮締切設計指針（案），1971 年 12 月

出典④-2　(公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018 年 5 月

出典④-3　(公社)全国防災協会：災害復旧工事の設計要領，2020 年 8 月

出典④-4　水産庁：漁港・漁場の施設の設計参考図書，2015 年 7 月

第５章　補修･補強方法

鋼構造物の設計では、立地条件などに応じた腐食速度および期待耐用年数から想定される腐食代(鋼材の減肉)を予め見込み、製造直後に鋼材が持つ断面性能などを低減させた上で、変位や断面力などの評価を行うことが一般的です。

特に鋼矢板護岸では、第 3 章に記載の点検･調査を実施し、実測された腐食代から残存耐力を評価の上、今後の維持管理計画が立案されます。この維持管理計画において、鋼矢板護岸について、壊れたり傷んだりした部分を繕うことを「補修」、弱い箇所や不足する箇所を補って強くすることを「補強」、新たな構造に改めることを「更新」とそれぞれいいます。

本章では、とりわけ既設の鋼矢板護岸の維持管理上重要となる「補修」「補強」の方法について、**「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル／沿岸技術研究センター(2009 年)」**を参考に取り纏めたものです。

本章で紹介する補修･補強方法を**表 5.1** に示します。

表 5.1　本章で紹介する補修･補強方法

	補　　修	補　　強
方　法	・被覆補修 -有機系被覆 -パネル被覆	・構造的補強 -既設護岸構造の補強 -既設護岸周辺地盤の補強 ・部材的補強 -RC 補強 -当て板補強

5.1　補修方法

5.1.1　有機系被覆

1.　工法概要

有機系被覆では、一般的に**図 5.1** の構成(仕様)で被覆層が形成されており、被覆層全体で水分や酸素などの腐食因子を遮断することで鋼矢板を防食することができます。また、塗膜の欠損や剥がれが生じた場合に部分補修することが可能です。被覆層の構成については、被覆材料の種類によって異なる場合があります。

図 5.1　有機系被覆断面の構成

有機系被覆の基本的な施工手順は、鋼矢板表面の素地調整工を行った後、被覆工として防食下地、プライマー(下塗り)、中塗り、上塗りを実施し、それぞれの工程で必要な期間の養生工を行います。その他に鋼矢板の腐食進行によって、母材に断面欠損や開孔がある場合は、パテ材による不陸修整または当て板により開孔部を閉塞する必要があります。

上塗り工としては、ふっ素樹脂などの高耐候性の樹脂からなる着色上塗りを塗布し、景観に配慮した仕上げとすることができます。施工箇所付近で火気を使用する場合は、被覆材に直接火が接したり、被覆材付近の鋼材が高温になるなどして、被覆材に変色や変形が生じないよう注意する必要があります。また、被覆表面に部分的な欠損がある場合、腐食進行を逆に促進してしまいますので、河道内での清掃作業や浚渫作業を行う際は、鋭利な道具などで傷つけないよう配慮が必要です。

5.1.2　パネル被覆

1.　工法概要

パネル被覆の主な使用材料は壁面パネル･パネル固定材･中詰めコンクリートであり、**図 5.2** のような構成となります。鋼矢板の素地調整後に基礎工を敷設し、パネルを組立て、目地を設置した後、固定材で鋼矢板に設置し、壁面パネルと鋼矢板護岸の間に中詰めコンクリートを充填し、養生工を行います。

①壁面パネル…中詰めコンクリート打設時の型枠材として機能します。また、中詰めコンクリートの乾燥収縮抑制等のための保護材としての役割もあります。工場生産で品質が安定しており、各種の強度特性に優れる特徴を有しています。

②パネル固定材…既設鋼矢板と壁面パネルを一体化する棒鋼と接続金具です。中詰めコンクリート打設後は、高アルカリ性となる中詰めコンクリート内に配置されます。

③中詰めコンクリート…腐食因子である水分･酸素の供給を遮断し、鋼材表面において pH が高い状態を維持し易く、防食効果が期待できる。中詰めコンクリート厚が薄くなる場合、中詰めコンクリートが中性化した際のパネル固定材等の腐食を防ぐため、適宜防錆処理が講じられます。

図 5.2　パネル被覆の例(左：実施状況，右：既設鋼矢板護岸被覆断面図)

5.2　補強方法

5.2.1　構造的補強

1.　概要

腐食や摩耗に伴う板厚の減少により鋼矢板護岸の残存耐力が広範囲で低下し、それによって構造物の要求性能が満足されない場合や、鋼矢板護岸の傾倒などの変状が無視できないレベルで生じた場合、鋼矢板護岸における断面の変更により、残存耐力が低下した既存の鋼矢板護岸(ここでは自立式を前提とします)を活用しながら補強を行うことが可能です。ただし、既設鋼矢板護岸の残存耐力の適切な評価･考慮に際しては、4章の「鋼矢板護岸の点検･調査」に従って、既設鋼矢板護岸の現状(腐食･摩耗程度、残存耐力)および周辺の地盤特性を正確に把握することが前提となります。

2.　種類

構造的補強は、主に既設護岸構造の補強と既設護岸周辺地盤の補強に分類され、それぞれ**表 5.2** の①～③および**表 5.3** の①～④のようなものがあります。

⑴　既設護岸構造の補強

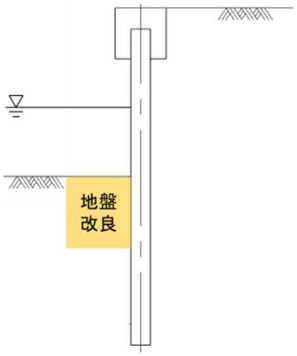
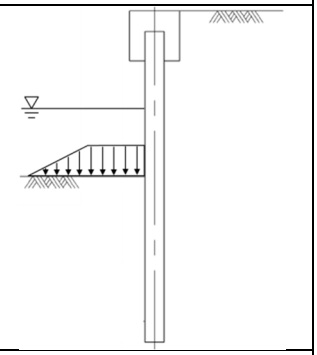
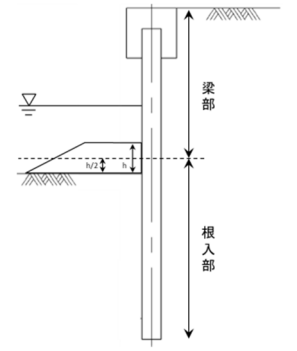
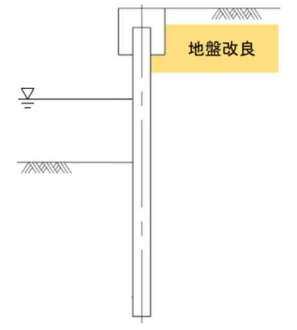
表 5.2　既設護岸構造の補強

方　法	概　　要	効　果	留意事項
①既設鋼矢板護岸(自立)の控え式鋼矢板護岸への構造変更	既設鋼矢板護岸の背後に余裕がある場合、控え工･タイ材･腹起しを設置し、既設鋼矢板護岸を前面矢板にもつ控え式鋼矢板護岸に構造変更することができます。	・頭部変位の拘束 ・曲げ応力分布への影響(正負逆転、最大値発生位置の浅化、最大値の減少など) ・根入不足の解消	タイ材の取付方法や取付けピッチおよび施工工程には十分な検討が必要です。
②既設鋼矢板護岸(自立)の切梁式鋼矢板護岸への構造変更	既設鋼矢板護岸の背後に余裕がなく、川幅が比較的狭く、切梁設置により対岸側鋼矢板護岸から反力が得られる場合は、暫定的に切梁式鋼矢板護岸に構造変更することがあります。	・①と同様	3.4 に記載のとおり、主に仮設用途で用いられる構造のため、適用に際しては十分な検討が必要です。
③既設鋼矢板護岸(自立)近傍への自立式鋼矢板の併設*	既設鋼矢板護岸の近傍(前面または背面)に新規に鋼矢板を打設し、それらの頭部を接続することで補強する方法があります。	・新設･既設双方の耐力の期待	土圧分担の仮定は評価が難しく、応力伝達経路を特定するためには FEM 解析が必要となります。

＊③において、新設矢板で既設鋼矢板護岸の前出しを行い、既設鋼矢板護岸の残存耐力を無視するような場合は、「補強」ではなく「更新」となります。

⑵　既設護岸周辺地盤の補強

表 5.3　既設護岸周辺地盤の補強

方　法	概　　要	効　　果	模　式　図
①既設鋼矢板護岸前面への地盤改良	・変形係数の改善 ・内部摩擦角の改善 ・粘着力の改善	・受働土圧の増加 ・地盤反力の増加 ・仮想地盤面の上昇 ・頭部変位の低減 ・曲げ応力度の低減 ・洗掘対策	
②既設鋼矢板護岸前面への抑え盛土*	・前面地盤への上載荷重の作用	・受働土圧の増加 ・仮想地盤面の上昇 (設計地盤面は同じ) ・頭部変位の低減 ・曲げ応力度の低減	
③既設鋼矢板護岸前面への根固め*	・設計地盤面の再設定 (災害復旧工事の設計要領によると、根固め工高さの半分を考慮可能)	・受働土圧の増加 ・設計地盤面の上昇 ・仮想地盤面の上昇 ・頭部変位の低減 ・曲げ応力度の低減 ・洗掘対策	
④既設鋼矢板護岸背面への地盤改良	・重量の軽減 ・内部摩擦角の改善 ・粘着力の改善	・主働土圧の低減 ・仮想地盤面の上昇 ・頭部変位の低減 ・曲げ応力度の低減	

＊抑え盛土と根固め工について、構造自体はほぼ同等ですが、上載荷重を付加するもの(②)か、設計地盤面を確保するもの(③)かにより、設計思想が異なります。

＊②および③は、河積阻害とならないことを十分に検討する必要があります。

5.2.2　部材的補強

1.　概要

腐食や摩耗に伴う板厚の減少により鋼矢板護岸における一部の部材で断面性能が低下し、それによって構造物の要求性能が満足されない場合、不足した部材の断面性能を回復させることによって、既存の鋼矢板護岸の補強を行うことが可能です。

部材的補強を行う際の概念を**図 5.3** に示します。鋼矢板護岸において設計断面耐力が不足する範囲が発生する場合には、補強対策は補強対象範囲と定着範囲を考慮して適用することが基本となります。部材的補強を適用した場合、補強部材(RC、当て板など)が受け持つ断面力を補強範囲外の既設鋼材に円滑に伝達させるため、補強が必要な範囲よりも余裕をもって定着範囲を検討する必要があります。採用する補強方法により、この定着範囲が異なることに注意する必要があります。参考として、**付録－2** に当て板補強(鋼板による鋼矢板の補強)に関する試設計を示します。ここでは、補強箇所のせん断に対する耐力照査により、定着のために必要となる溶接長(＝定着範囲)を求めております。

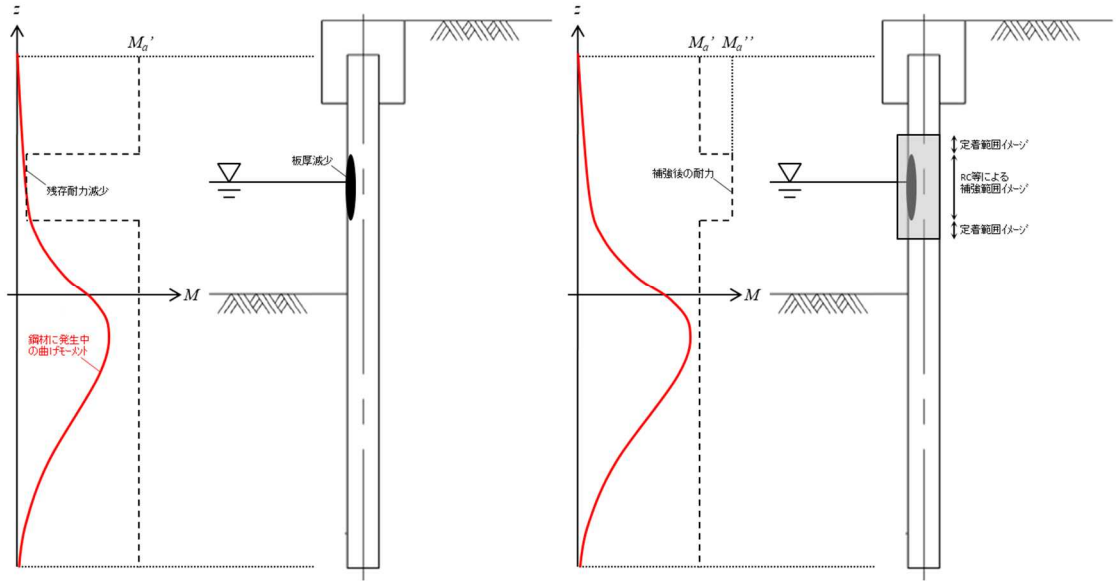


図 5.3　部材的補強の概念

2.　種類

部材的補強には、主に下記①～②のようなものがあります。

①RC 補強…RC 補強は、構造耐力が低下した鋼矢板護岸に対して、前面に鉄筋を溶接しコンクリートで被覆し、RC と既設鋼矢板を合成断面として評価し、必要な強度を確保する方法です。補強として鉄筋コンクリートを用いた場合、部材の断面剛性が変化することを考慮する必要があります。断面破壊の終局限界状態の検討は、港湾基準およびコンクリート標準示方書[設計編]に基づいて行うことができます。補強のための鉄筋コンクリートは、スタッドを用いて既設鋼材の健全な部分に確実に定着させる必要があります。

②当て板補強…鋼矢板の腐食により断面性能が低下した箇所に当て板(鋼板)を溶接し、鋼矢板護岸断面を補強する方法があります。RC 補強の場合と比較して、断面剛性の変化が少ないため、補強による断面

力分布の変化を小さく抑えることができます。断面破壊の終局限界状態の検討は、補強断面および溶接部に対して耐力照査を実施します。

板厚減少により既に穴が開いている場合または平均肉厚が 5mm 以下となった場合、この部材の残存耐力は 0 として取り扱うことがよいと言えます。これは、平均肉厚が 5mm 以下となる場合、軸力に対する局所的な座屈が生じ易く、当て板溶接時の信頼性も確保できないためです。

補強の検討において、部材の断面剛性の変化を考慮する場合には、以下に示す方法で断面剛性を求めることができます。

①RC 補強の場合の断面剛性

$$E_r I_r = E_s I_s + E_c I_c \qquad \cdots式(5.1)$$

②当て板補強の場合の断面剛性

$$E_r I_r = E_s \left(I_s + I_{rs} \right) \qquad \cdots式(5.2)$$

ここに、E：ヤング係数(N/mm²)，I：断面二次モーメント(mm⁴)，下付き記号については、$_r$：補強後の見かけの数値，$_s$：断面性能が低下した鋼材の数値，$_c$：コンクリートの数値，$_{rs}$：当て板(鋼板)の数値。

5.3　補強方法に関する試設計

ここでは、既設の鋼矢板護岸に関して、経年変化の影響等による残存耐力低下のため補強することを想定した試設計を実施し、5.2 節で述べた各補強方法における具体的な設計方針(設計断面)を提示し、それぞれ概算工費を算出します。ここでは、自立式鋼矢板護岸は構造的補強を、控え式鋼矢板護岸は部材的補強を、それぞれ適用するものとします。なお、単位については SI 単位系を用います。

5.3.1　当初設計

既設の鋼矢板護岸に関して、既往の当初設計の結果を以下に示します。

1.　設計断面

設計断面は、**図 5.4** および**図 5.5** に示す一層系地盤による断面を仮定します。

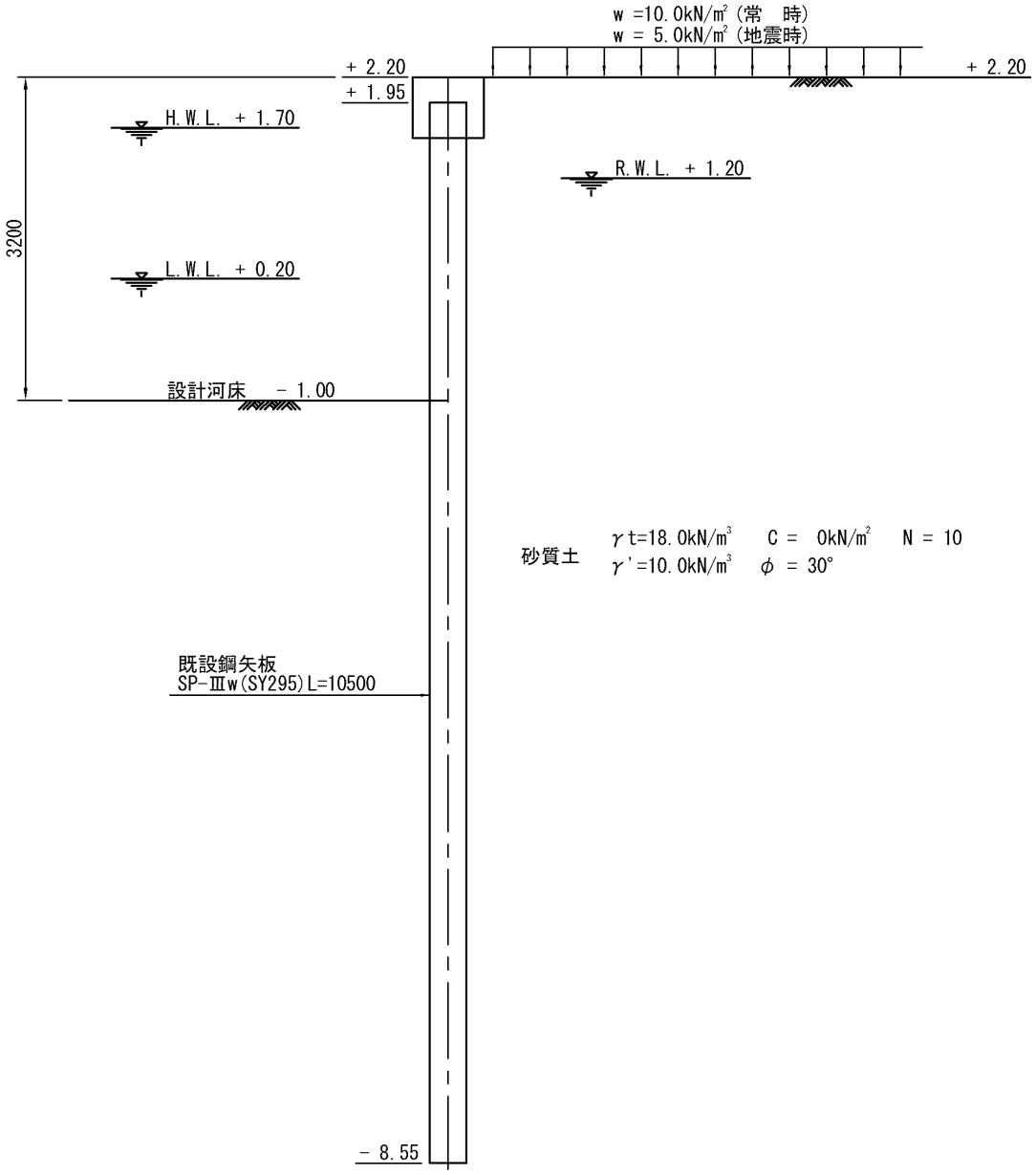


図 5.4　既設自立式鋼矢板護岸の当初設計断面

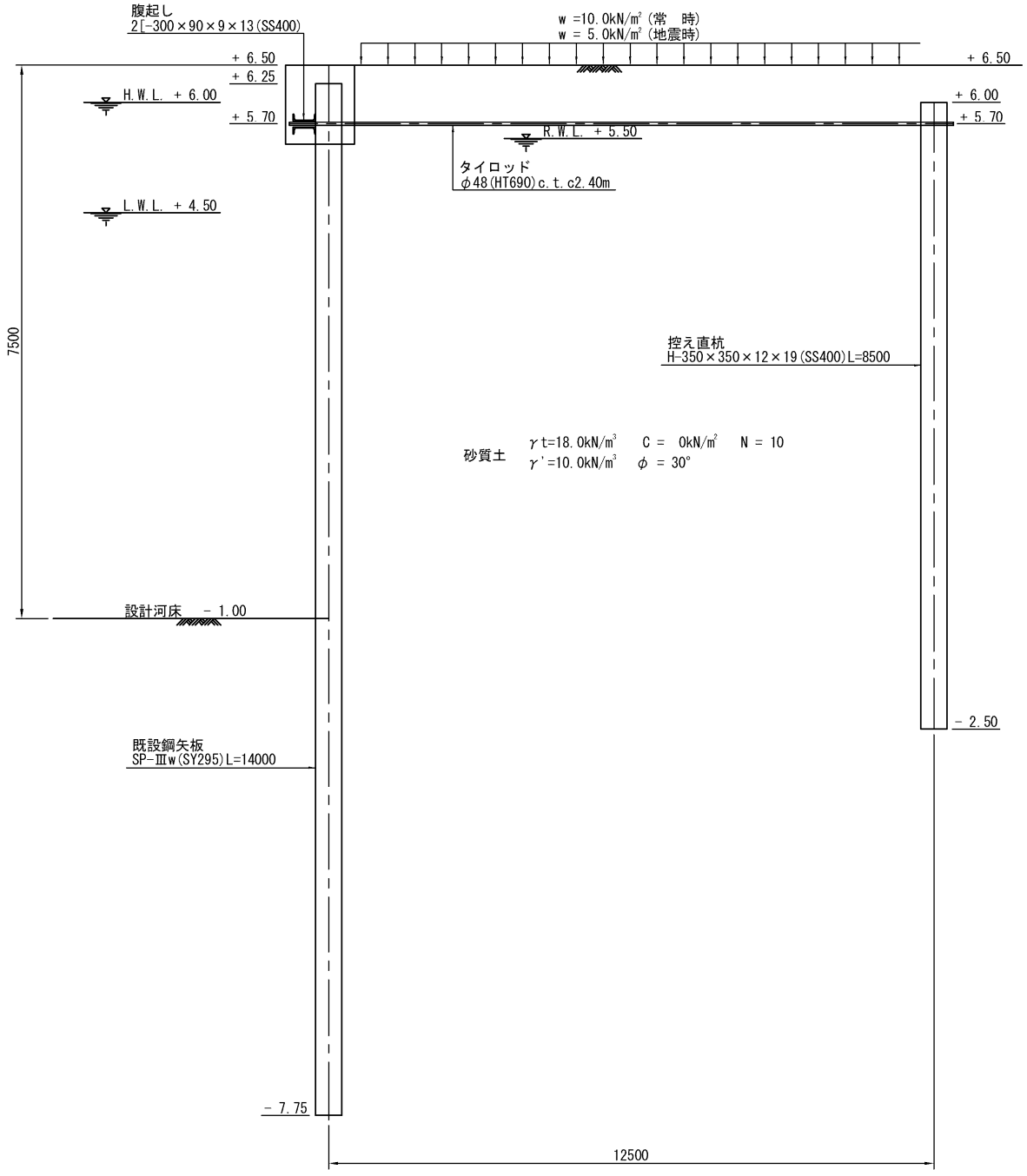


図 5.5　既設控え式鋼矢板護岸の当初設計断面

2. 適用指針

適用指針は、河川護岸の設計として最も汎用的な**「災害復旧工事の設計要領」(全国防災協会)**に準拠することを仮定します。

3. 期待耐用年数

本試設計では、基本的な河川護岸の設計においては、**「災害復旧工事の設計要領」(全国防災協会)**に準じ腐食代 1mm(片側)、2mm(両側)が考慮されることを想定します。その上で、平均的な腐食速度として片側 0.02mm/年を仮定し、期待耐用年数が 50 年相当の河川護岸に対する検討であるものとします。なお、実際の構造物毎の期待耐用年数については、構造物の重要度等に応じて管理者による適切な設定がなされるものとする。

4. 当初設計結果

上記の設計条件による当初設計の結果を**表 5.4** および**表 5.5** に示します。

表 5.4　既設自立式鋼矢板護岸の照査結果

	常　　時	地　震　時
頭部変位(許容変位)	31.64mm(<50mm)	65.56mm(<75mm)
応力度(許容応力度)	64N/mm^2(<180N/mm^2)	111N/mm^2(<270N/mm^2)
必要鋼矢板長	6.42m	7.23m
決定仕様	SP-III$_w$(SY295, L=10.5m)	

表 5.5　既設控え式鋼矢板護岸の照査結果

	常　　時	地　震　時
応力度(許容応力度)	153N/mm^2(<180N/mm^2)	199N/mm^2(<270N/mm^2)
必要鋼矢板長	3.74m	6.39m
決定仕様	SP-III$_w$(SY295, L=14.0m)	

5.3.2　既設鋼矢板護岸の調査結果と残存耐力評価

1. 調査結果

当該既設鋼矢板護岸にて現地調査を実施した結果、供用開始19年の時点で、既に0.75mm(片側)、1.5mm(両側)の減肉が発生していることが判明した状況を仮定します。

2. 残存耐力評価

既設鋼矢板護岸における上記調査結果より、供用年数 19 年の時点で腐食代 1.5mm(両側)が計測されたことから、想定の倍の腐食速度(片側 0.75mm÷19 年＝0.04mm/年)となっていることが明らかとなったことを想定します。期待耐用年数 50 年時点での残存耐力を評価するために、腐食速度一定を仮定の上、腐食代両側 4.0mm(片側 0.04mm/年×50 年＝2.0mm)で再照査を行います。なお、腐食代以外の設計条件については、

当初設計から変わっていないこととします。

上記の設計条件による再照査の結果を**表 5.6** および**表 5.7** に示します。

表 5.6　既設自立式鋼矢板護岸の腐食代を見直した再照査結果

	常　　時	地　震　時
頭部変位(許容変位)	36.33mm(<50mm)	76.01mm(>75mm) NG
応力度(許容応力度)	78N/mm^2(<180N/mm^2)	135N/mm^2(<270N/mm^2)
必要鋼矢板長	6.42m	7.23m
照査対象仕様	SP-III$_w$(SY295, L=10.5m)	

表 5.7　既設控え式鋼矢板護岸の腐食代を見直した再照査結果

	常　　時	地　震　時
応力度(許容応力度)	188N/mm^2(<180N/mm^2) NG	245N/mm^2(<270N/mm^2)
必要鋼矢板長	3.74m	6.39m
決定仕様	SP-III$_w$(SY295, L=14.0m)	

再照査の結果、地震時の頭部変位および常時の許容応力度がそれぞれ許容値を超過したため、自立式鋼矢板護岸は構造的補強を、控え式鋼矢板護岸は部材的補強をそれぞれ実施して、期待耐用年数の延長を図ることを検討します。

5.3.3　既設鋼矢板護岸の補強方法と各補強断面

1.補強方法の概要

既設の鋼矢板護岸の補強方法については、腐食や摩耗に伴う板厚の減少により鋼矢板護岸の残存耐力が広範囲または局所的に低下した場合を想定して、それぞれ以下**表 5.8** の構造的な補強または部材的な補強を行うことを想定します。

表 5.8　既設鋼矢板護岸の補強方法

補強方法			摘要
構造的な補強	既設護岸(自立式)構造の補強	①　控え式鋼矢板護岸への構造変更	背面側からの前面矢板頭部変位の拘束
		②　切梁式鋼矢板護岸への構造変更	前面側からの前面矢板頭部変位の拘束
		③　自立式鋼矢板の併設	荷重分担の仮定
	既設護岸(自立式)周辺地盤の補強	④　既設鋼矢板護岸前面への地盤改良	変形係数，内部摩擦角，粘着力等の改善
		⑤　既設鋼矢板護岸前面への抑え盛土	前面地盤への上載荷重の作用
		⑥　既設鋼矢板護岸前面への根固め	設計地盤面の再設定
		⑦　既設鋼矢板護岸背面への地盤改良	重量の軽減，内部摩擦角，粘着力等の改善
部材的な補強	全体的な補強	⑧　RC 補強	剛性構造の評価，断面性能の改善
	部分的な補強	⑨　当て板補強	溶接部の評価，断面性能の改善

※なお、構造的な補強①～⑦については、最も汎用的な護岸構造を補強対象とし、自立式鋼矢板護岸に対する補強を想定しました。部材的な補強⑧⑨については、応力度設計において効果的となる場合が多いため、補強対象の護岸構造を控え式鋼矢板護岸であるものとしました。

2. 補強断面

各補強断面の断面図と詳細を**図 5.6～図 5.16** に示します。

⑴ 補強①：控え式鋼矢板護岸への構造変更

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、タイロッド取付位置 GL-1.0m、仮想支持点 0.2H による仮想交点法で設計するものとしました。控え工･タイ材･腹起しの腐食代は全周 1.2mm(全周 0.04mm/年×31 年)とし、断面諸元を決定しました。控え工は H 形鋼杭とし、許容変位量は常時 50mm, 地震時 75mm、最小サイズは積算基準に歩掛が記載されている H-200 としました。タイロッド･腹起しの積算は港湾の積算基準を適用しました。

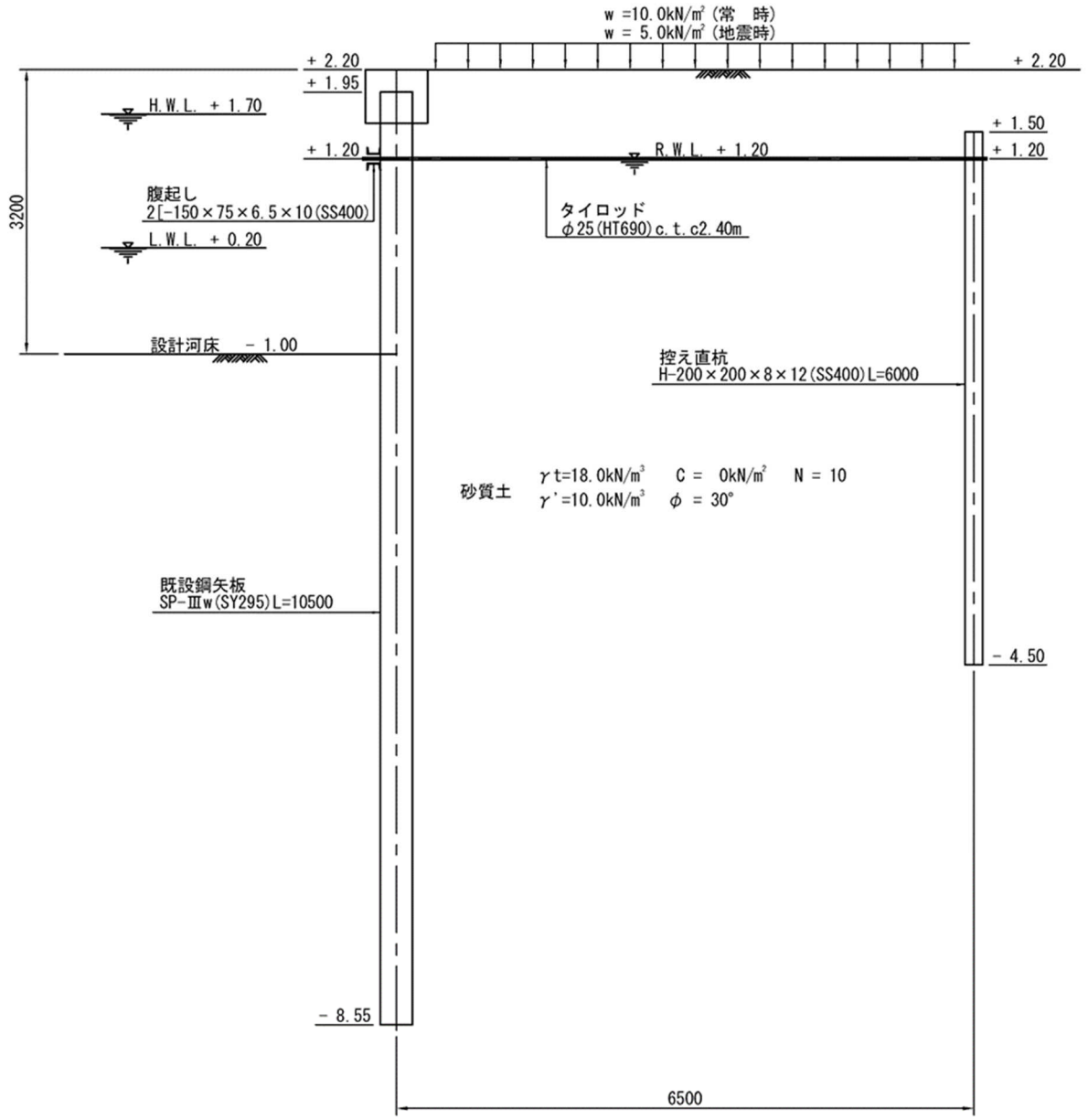


図 5.6　補強①：控え式鋼矢板護岸への構造変更

⑵　補強②：切梁式鋼矢板護岸への構造変更

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、補強①と同様の要領で設計するものとしました。切梁・腹起しの腐食代は全周 1.2mm とし、断面諸元を決定しました。切梁・腹起しの概算工費は土木の積算基準を適用し、河川幅は 6.0m であると仮定しました。

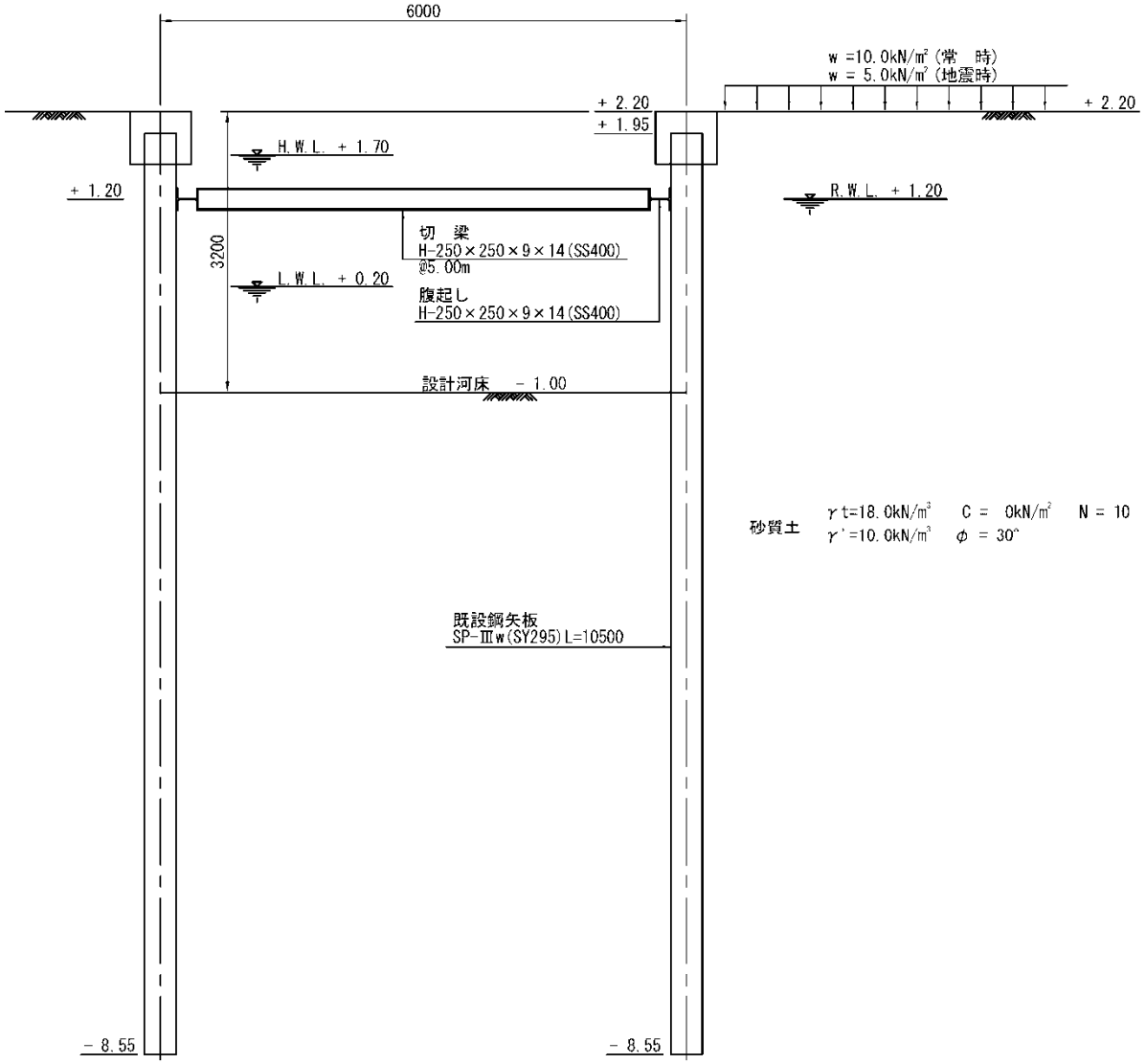


図 5.7　補強②：切梁式鋼矢板護岸への構造変更

⑶　補強③：自立式鋼矢板の併設

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、前面に 1.0m 離隔を確保して新設矢板を設置し、その離隔に投入した中詰土を仮想弾性部材と見做した構造モデル(及川ら 2019「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」)を用いて検討を行いました。新設矢板の腐食代は両側 2.5mm(0.08mm/年×31 年)とし、断面諸元を決定しました。

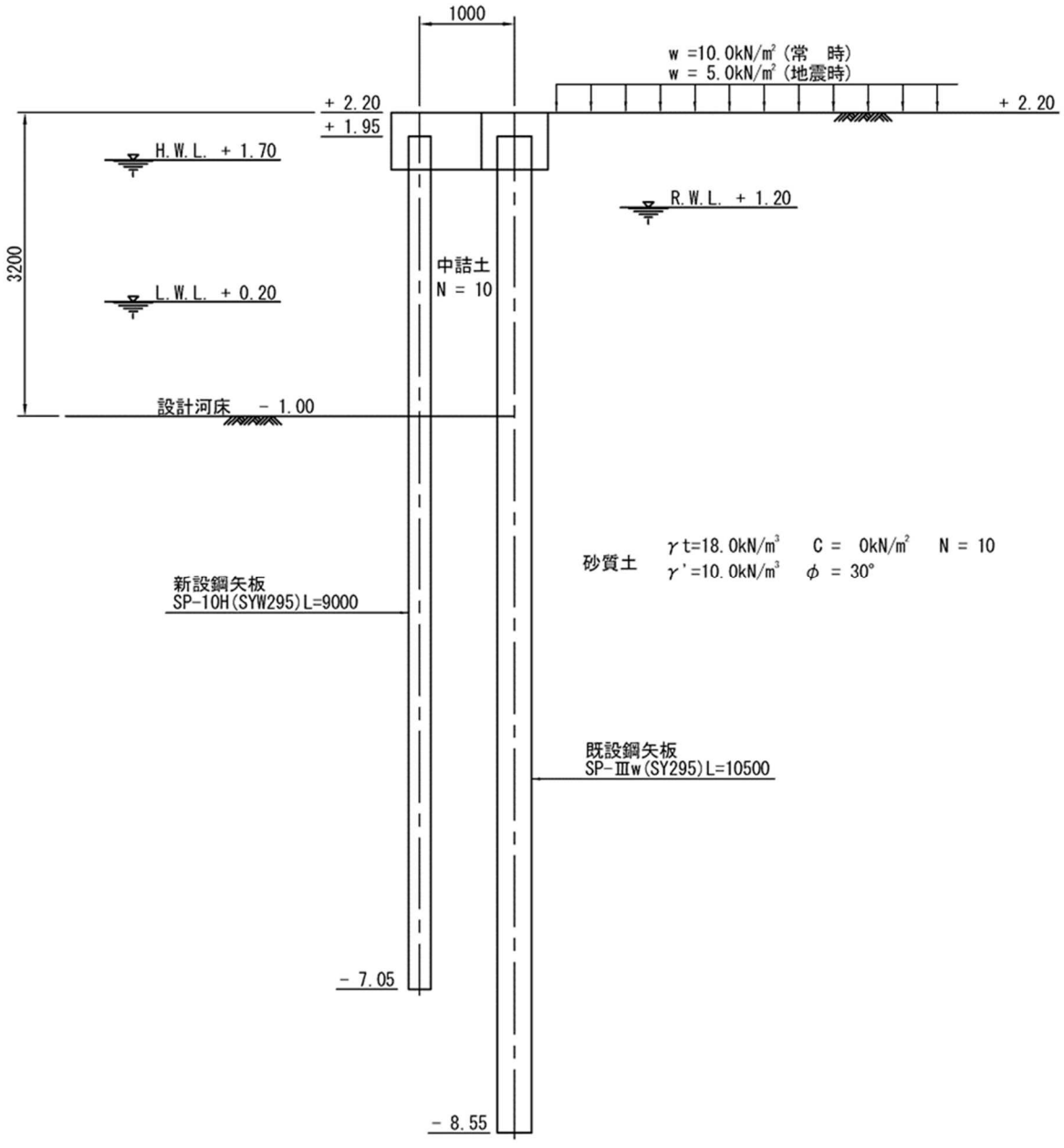


図 5.8　補強③：自立式鋼矢板の併設

⑷　補強④：既設鋼矢板護岸前面への地盤改良

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、設計河床から－1.0m を改良体上端、地盤改良の最小厚を 3.0m とし、改良体の必要な地盤物性値および改良範囲を求めました。河川幅は 6m であるとし，対岸まで改良を施すものとしました。地盤改良の仕様詳細および積算はメーカーヒアリングによります。

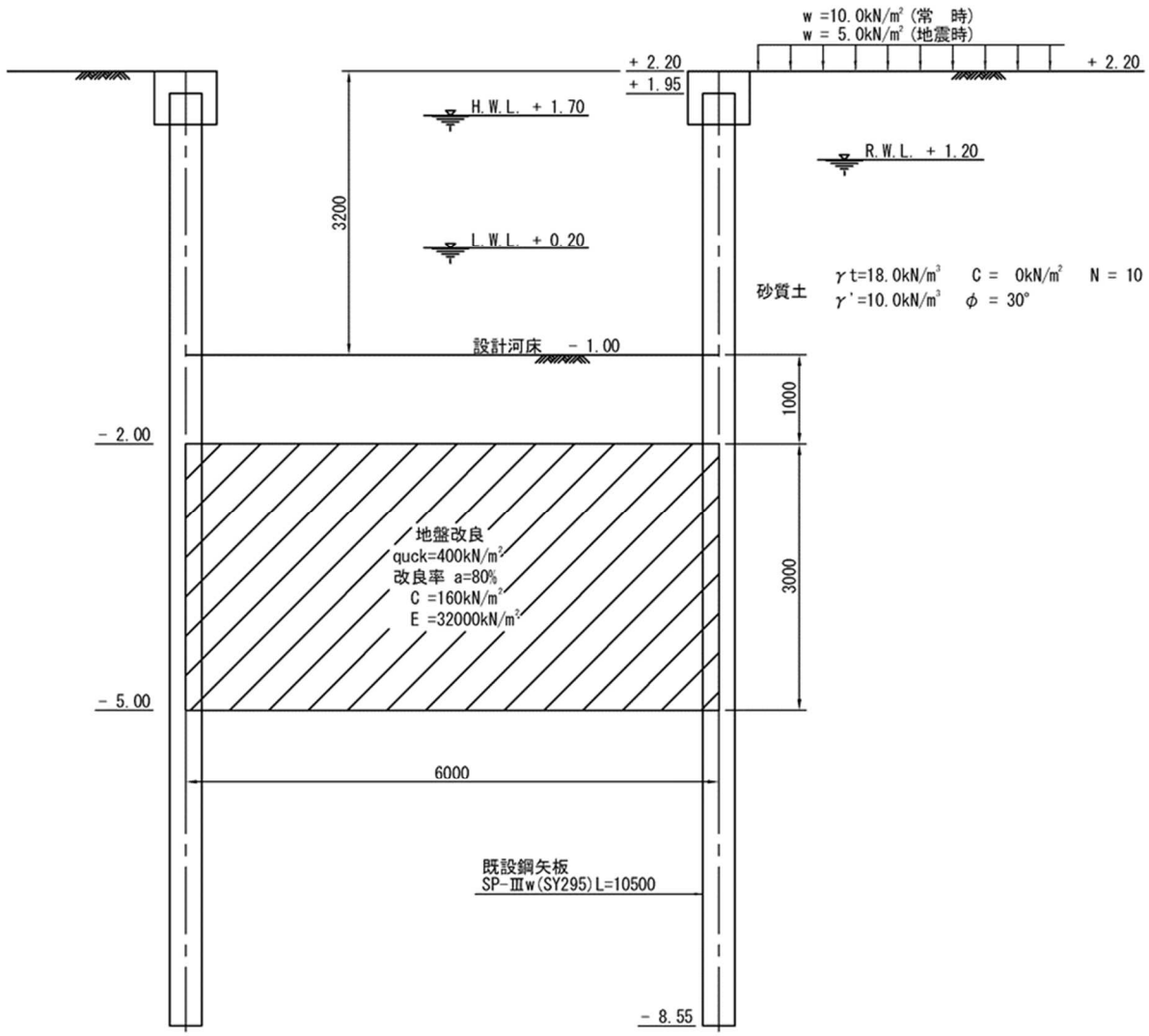


図 5.9　補強④：既設鋼矢板護岸前面への地盤改良

⑸　補強⑤：既設鋼矢板護岸前面への抑え盛土

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、盛土荷重を等分布荷重換算し既設矢板前面に作用させた上、既設護岸が成立するために必要な盛土形状を設定しました。等分布荷重は仮想地盤面から 1/β の深さより受働崩壊線を引き、設計地盤面と交わった点までの水平距離で盛土重量を除すことで換算しました。

積算は**「土木工事積算標準単価」**を参考としました。

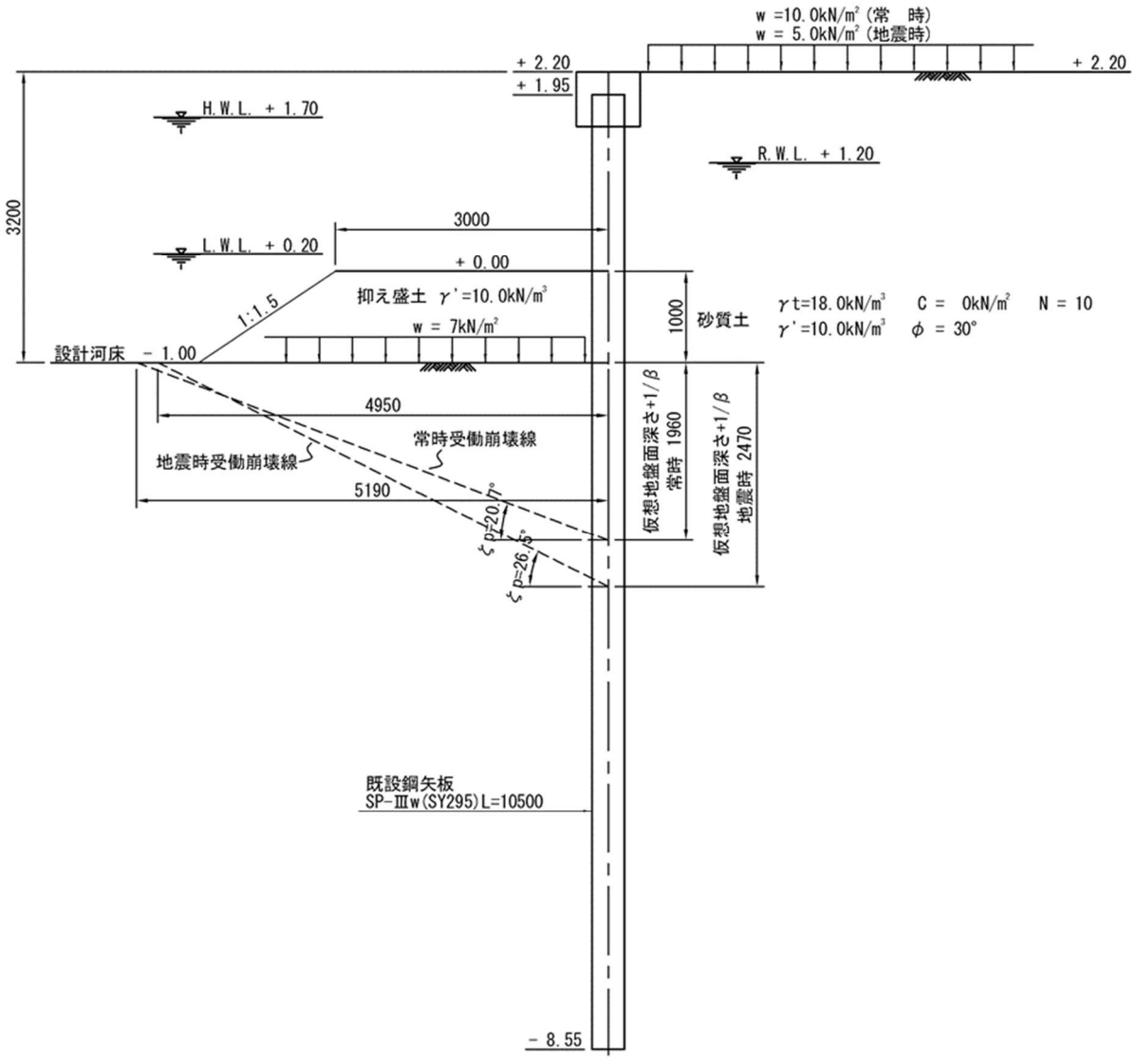


図 5.10　補強⑤：既設鋼矢板護岸前面への抑え盛土

⑹　補強⑥：既設鋼矢板護岸前面への根固め

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、既設矢板前面の地盤面標高と根固工天端標高の 1/2 を設計地盤面とし、既設護岸が成立するために必要な根固め工高さを設定しました。積算は**「土木工事積算標準単価」**を参考としました。

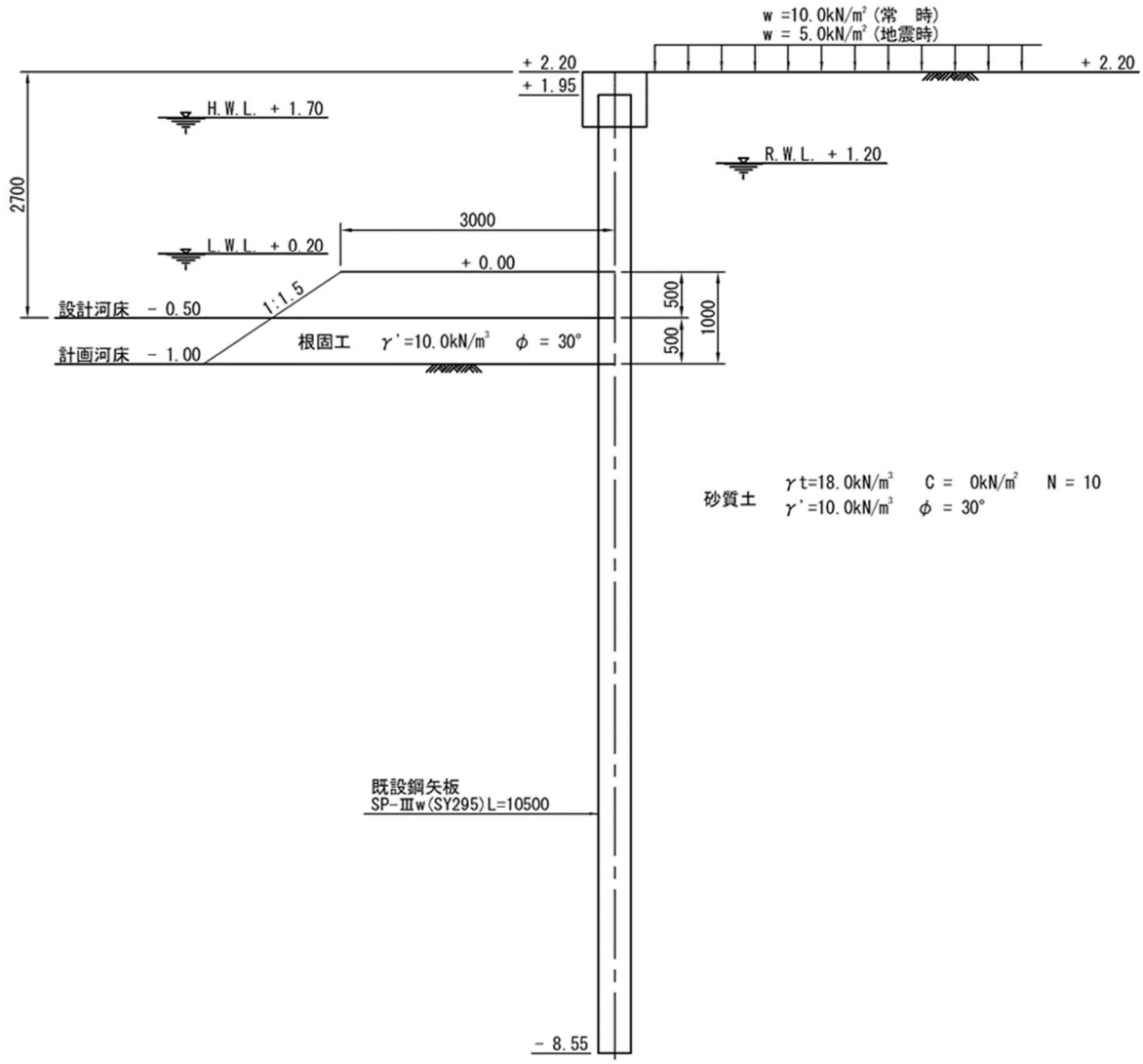


図 5.11　補強⑥：既設鋼矢板護岸前面への根固め

⑺　補強⑦：既設鋼矢板護岸背面への地盤改良

既設矢板(自立式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、発泡スチロール(EPS)ブロックによる改良体の必要な地盤物性値および改良範囲を求めました。EPS の仕様詳細および積算はメーカーヒアリングによります。

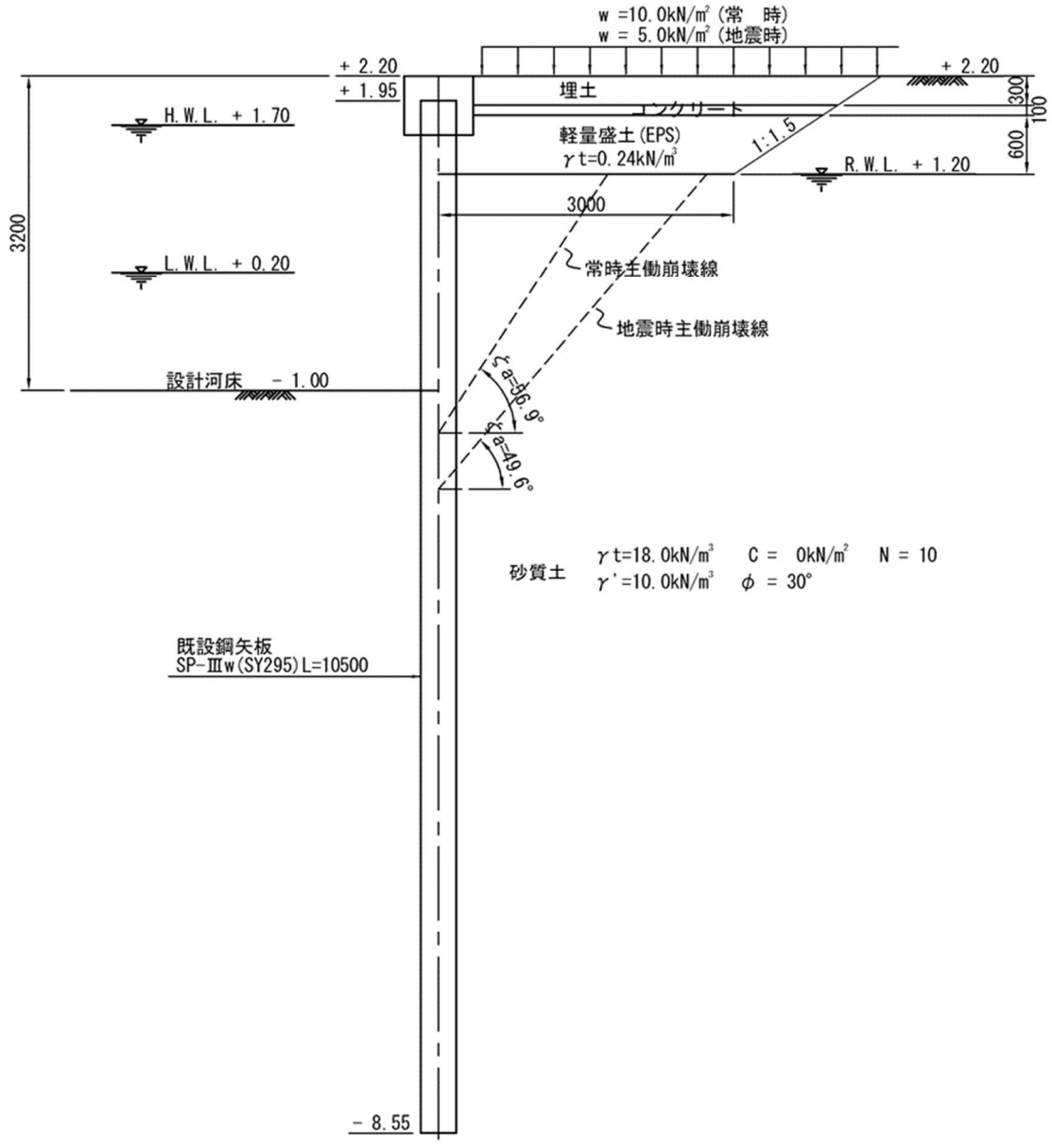


図 5.12　補強⑦：既設鋼矢板護岸背面への地盤改良

⑻　補強⑧：RC 補強

既設矢板(控え式)の腐食代は両側 4mm(0.08mm/年×50 年)とし、**「港湾構造物防食･補修マニュアル(2009)」**に準じて補強断面仕様を求めました。RC 補強の仕様詳細および積算はメーカーヒアリングによります。

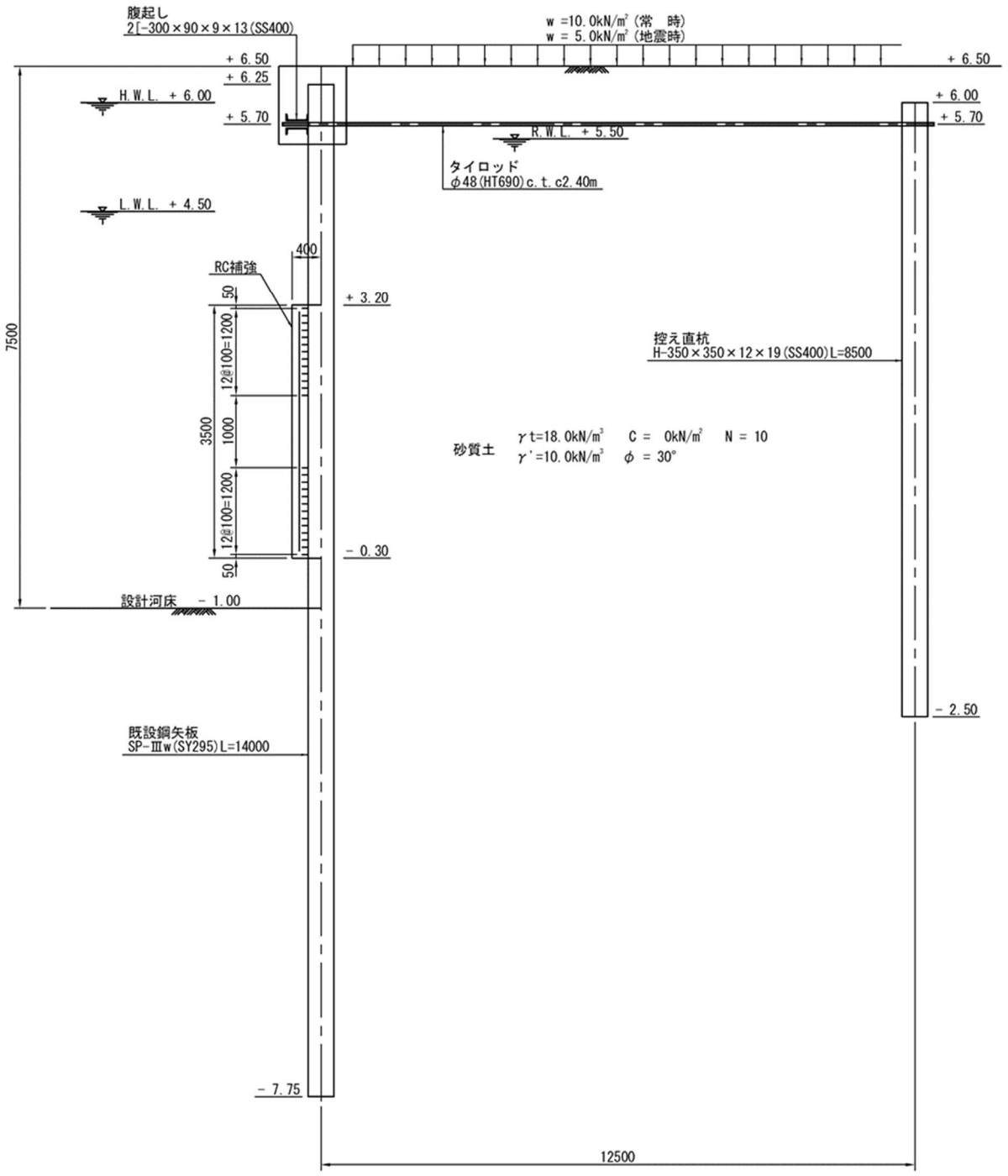


図 5.13　補強⑧：RC 補強

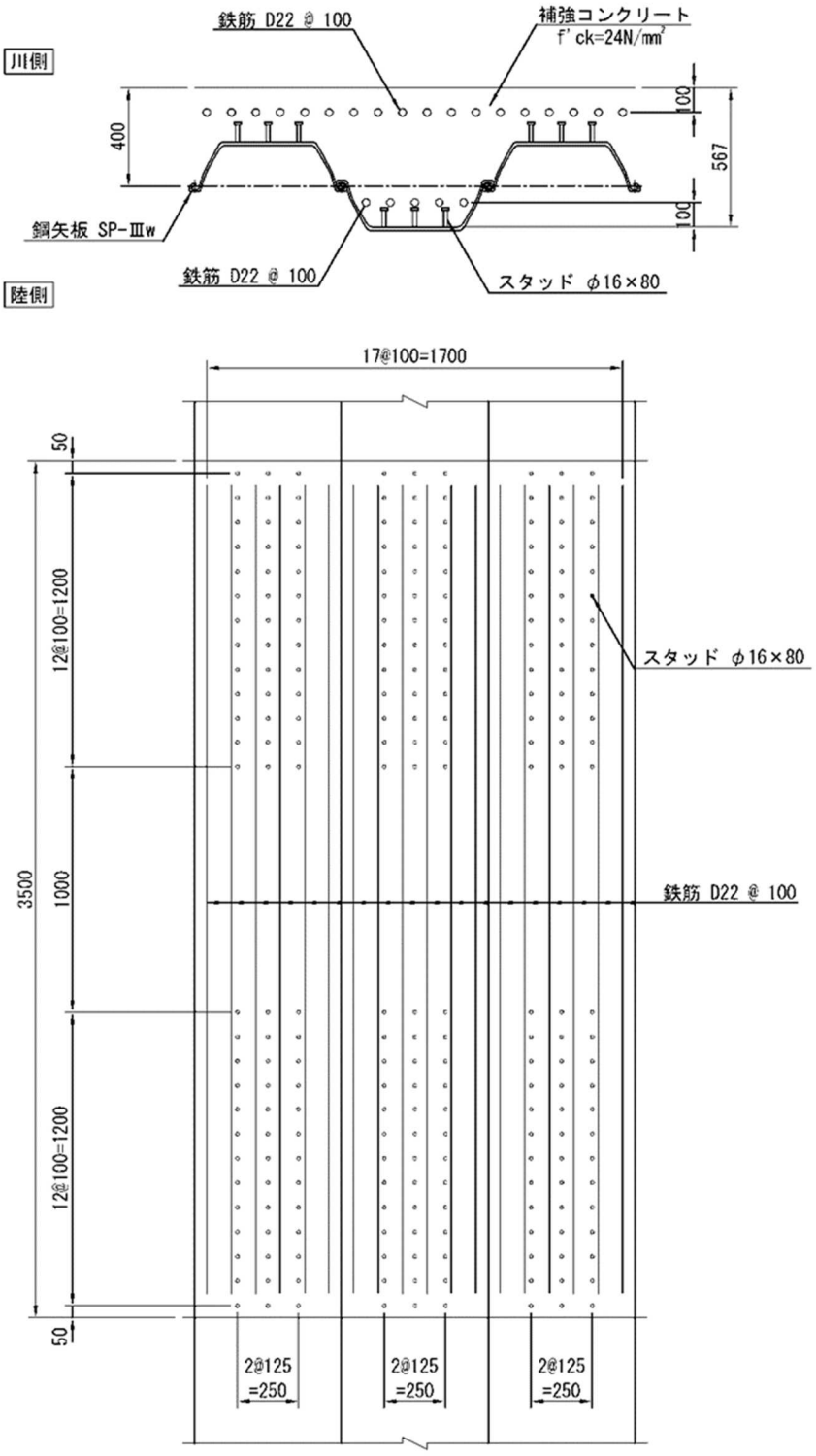


図 5.14　RC 補強仕様･詳細図

⑼　補強⑨：当て板補強

補強⑧と同様の要領で検討しました。

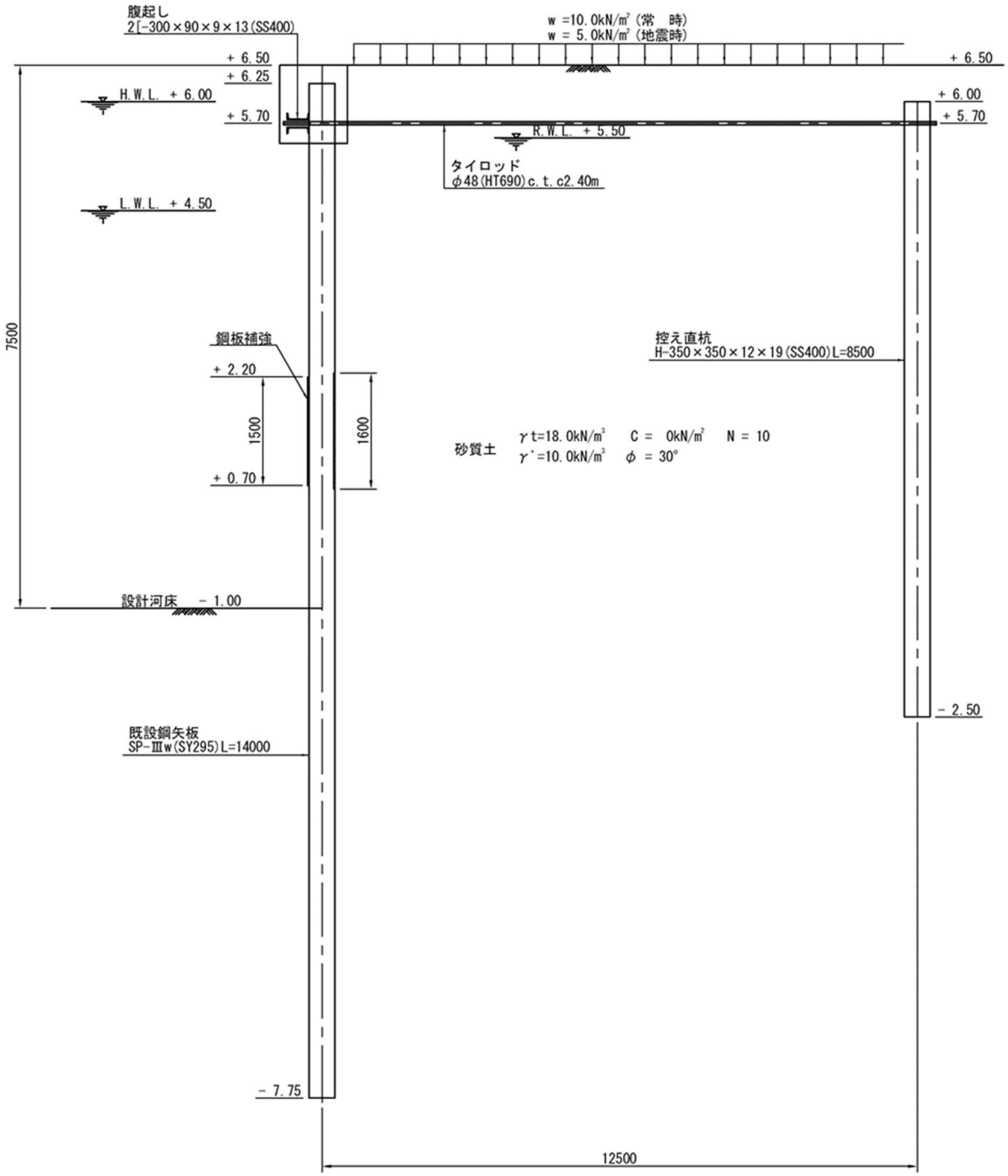


図 5.15　補強⑨：当て板補強

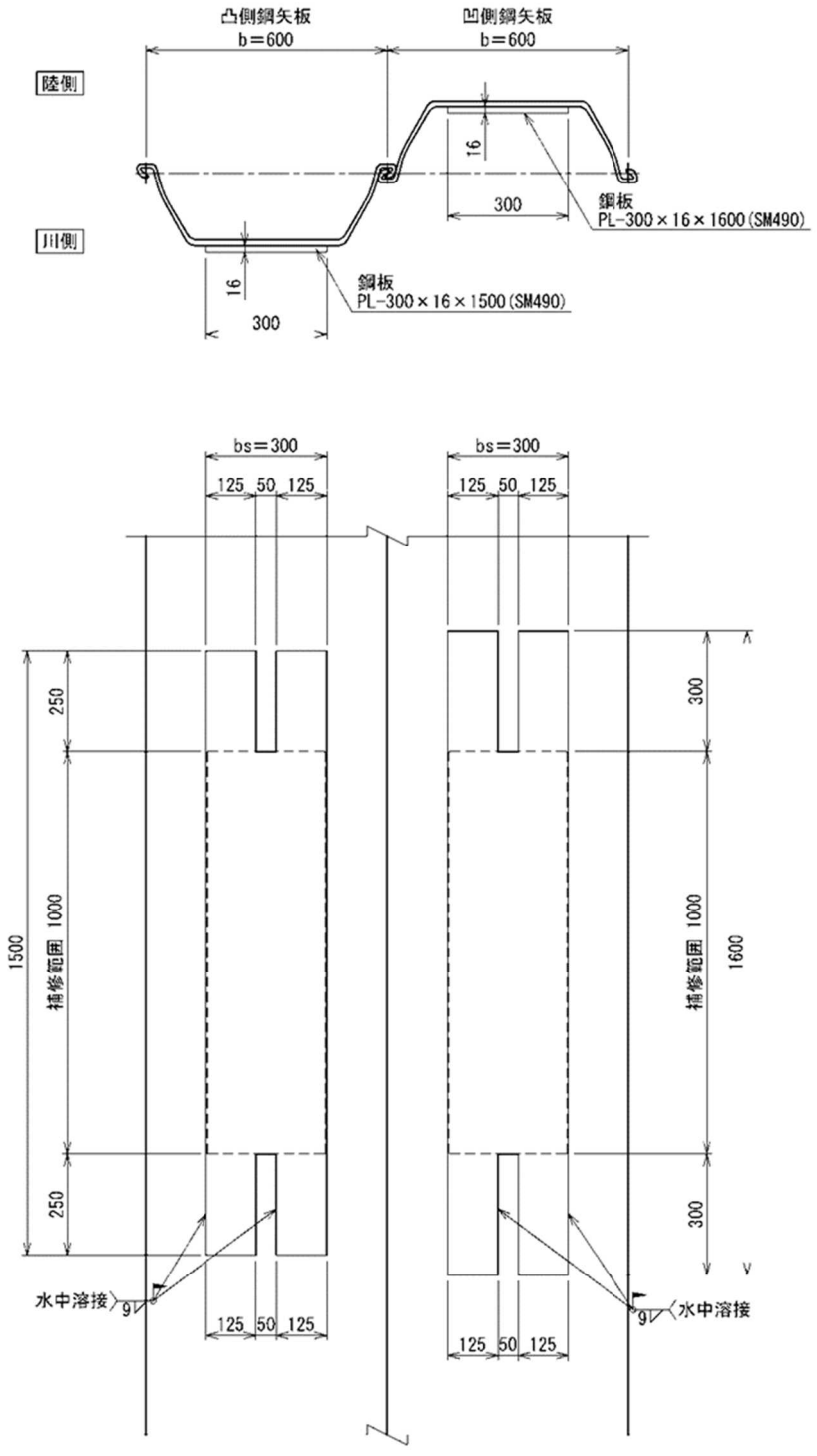


図 5.16　当て板補強仕様･詳細図

5.3.4　検討結果および概算工費比較

各補強断面の検討結果と概算工費比較を**表 5.9** に示します。各補強方法の概算工費については、既設矢板を無視して更新(新設護岸を構築)した場合に必要となる概算工費を 1 とした際の比率を記載しております。なお、設計条件や現場条件の違いによって概算工費や適用可否が異なってくることが考えられますので、実務での比較を行う際には、適切な条件設定の下で検討することが必要となります。

表 5.9　各補強断面の検討結果と概算工費比較

既設構造	補強方法	鋼矢板型式	材質	矢板長(m)	ケース	頭部変位 δ (mm)	許容変位 δ_a (mm)	判定	曲げモーメント M_{max} (kN・m/m)	発生応力度 σ(N/mm^2)	許容応力度 σ_a(N/mm^2)	判定	概算工費
自立式	(更新)	新設 SP-25H	SYW 295	10.0	常　時	34.9	50	OK	97	77	180	OK	1.00
					地震時	72.7	75	OK	168.7	134	270	OK	
自立式	補強①*	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	－	－	－	19.5	16	180	OK	0.33
					地震時	－	－	－	24.2	19	270	OK	
自立式	補強②	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	－	－	－	19.5	16	180	OK	0.13
					地震時	－	－	－	24.2	19	270	OK	
自立式	補強③	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	30.2	50	OK	62.2	50	180	OK	0.79
					地震時	61.6	75	OK	106.4	86	270	OK	
		新設 SP-10H	SYW 295	9.0	常　時	30.2	50	OK	36.2	54	180	OK	
					地震時	61.6	75	OK	63.9	96	270	OK	
自立式	補強④	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	34.2	50	OK	98.9	80	180	OK	1.16
					地震時	51.4	75	OK	139.9	113	270	OK	
自立式	補強⑤	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	22.9	50	OK	68.6	55	180	OK	0.12
					地震時	38.7	75	OK	103.7	84	270	OK	
自立式	補強⑥	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	21.7	50	OK	65.5	53	180	OK	0.33
					地震時	45.4	75	OK	114.9	93	270	OK	
自立式	補強⑦	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	常　時	26.9	50	OK	72.5	58	180	OK	0.35
					地震時	50.1	75	OK	116.1	93	270	OK	
控え式	補強⑧	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	RC 補強による既設鋼矢板の曲げ耐力増加								4.82
控え式	補強⑨*	既設 SP-Ⅲw	SY 295	10.5	鋼板補強による既設鋼矢板の曲げ耐力増加								0.77

＊補強①および補強⑨については、具体的な設計手法を巻末付録に記載しましたので、適宜ご参考下さい。

設計根拠

・災害復旧工事の設計要領(H21) (社)全国防災協会

・及川森，辰見夕一，相和明男，小濱英司，佐藤慶介(2019)：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，令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会

・港湾構造物防食・補修マニュアル(改訂版) 平成 9 年 (財)沿岸開発技術研究センター

・国土交通省土木工事積算基準 2019 年度版 (財)建設物価調査会

・港湾請負工事積算基準 平成 30 年 (国土交通省港湾局)

・土木工事積算標準単価 (財)建設物価調査会

・建設物価 2019.11 (財)建設物価調査会

第６章　更新方法

6.1　更新方法

鋼矢板護岸の更新は、既設の鋼矢板に代わり新規の鋼矢板を打設することにより行います。既設護岸に対しどの位置に更新用新規鋼矢板を設置するかによって方法、手順が変わりますが、ここでは、更新は自立式鋼矢板で行うものとして以下に概要を示します。なお、実際の計画に際しては、現地の状況に合わせて適切な施工計画を立てる必要があります。

6.1.1　自立式鋼矢板護岸を更新する場合

1.　既設護岸の前面に更新用新規鋼矢板を配置する場合

既設護岸の前面に更新用新規鋼矢板を打設した後に背面を埋め戻し、その後、必要に応じて既設鋼矢板を引き抜きます。既設鋼矢板の程度によっては引抜きが困難な場合も想定されますが、その場合は掘削可能な深度で切断するなどの処置が必要となります。

また、護岸の前出しにより河積の確保が困難な場合も想定されますので、十分な河川計画が必要です。

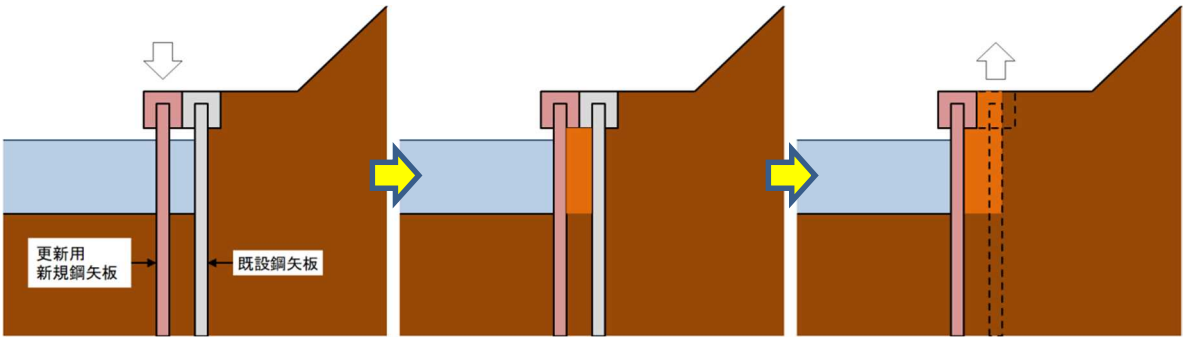


図6.1　既設自立式護岸の前面に更新する場合

2.　既設護岸の背面に更新用新規鋼矢板を配置する場合

既設護岸の背面に更新用新規鋼矢板を打設した後に、既設鋼矢板の引抜きを行います。既設鋼矢板の程度によっては引抜きが困難な場合も想定されますが、その場合は河床面で切断するなどの処置が必要です。

河積確保の観点および対策の容易さからは、本方法が最も望まれます。

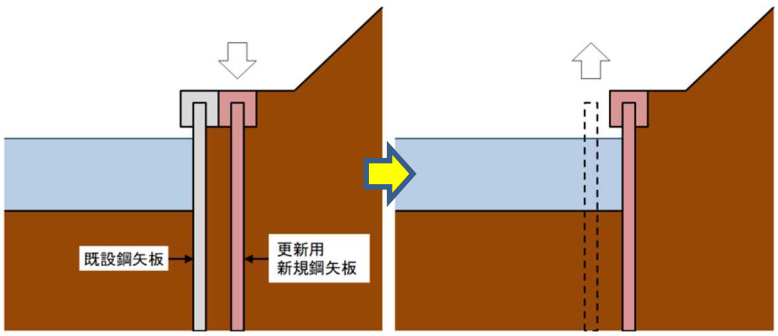


図6.2　既設自立式護岸の背面に更新する場合

3.　既設護岸と同じ位置に更新用新規鋼矢板を配置する場合

既設護岸と同じ位置に更新用新規鋼矢板を打設する場合は、その前に既設鋼矢板を引き抜き撤去する必要があります。既設鋼矢板の状態により引抜きが困難な場合にはこの方法は取れません。

既設鋼矢板の引き抜きには､背面を掘削し鋼矢板壁に作用する土圧を開放させる必要があります｡この際、主働と受働の関係が逆転する可能性がある点に注意が必要です。なお、背面にオープン掘削が可能な十分なスペースが取れない場合や法面の安定が図れない場合は、別途仮設鋼矢板を打設するなどの処置が必要となります。

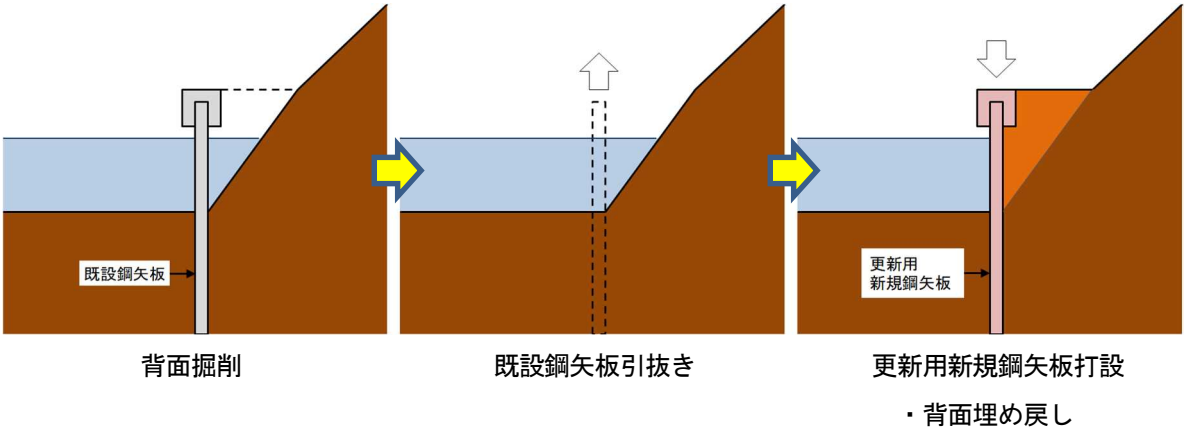


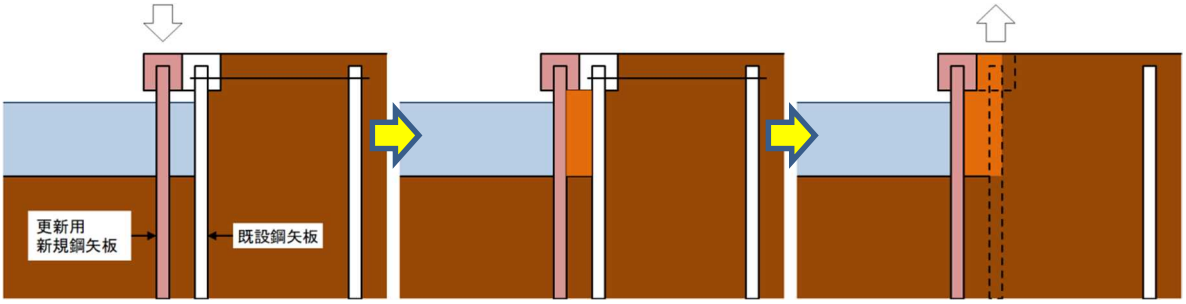
図6.3　既設自立式護岸と同じ位置に更新する場合

6.1.2　控え式鋼矢板護岸を更新する場合

既設の控え式鋼矢板護岸を自立式鋼矢板で更新する場合、既設の前面鋼矢板よりも大断面の鋼矢板となる事が想定されます。川幅の狭い河川などでは、状況により河積の確保に留意する必要があります。

1.　既設護岸の前面に更新用新規鋼矢板を配置する場合

既設護岸の前面に更新用新規鋼矢板を打設した後に背面を埋め戻し、その後、必要に応じて既設鋼矢板を引き抜きます。自立式護岸の場合と同様、河積の確保には十分な検討が必要です。

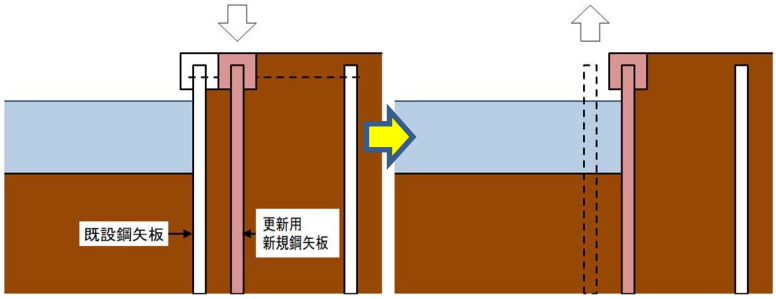


更新用新規鋼矢板打設　　背面埋め戻し　　（必要により）既設鋼矢板引抜き

図6.4　既設控え式護岸の前面に更新する場合

2.　既設護岸の背面に更新用新規鋼矢板を配置する場合

既設護岸の背面に更新用新規鋼矢板を打設しますが、既設の前面鋼矢板が控え工とタイロッドで繋がっていますので、更新用新規鋼矢板の打設と並行してタイロッドを切断していく事になり、その順番には注意が必要です。



更新用新規鋼矢板打設　　既設鋼矢板引抜き

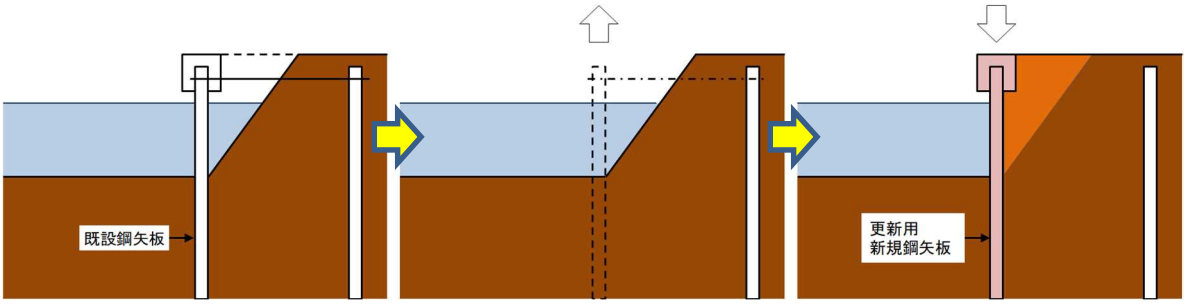
（タイロッド切断と並行作業）

図6.5　既設控え式護岸の背面に更新する場合

3.　既設護岸と同じ位置に更新用新規鋼矢板を配置する場合

背面を掘削した後にタイロッド切断および既設前面鋼矢板の引抜きを行い、その後、更新用新規鋼矢板を打設します。自立式護岸の際と同様、既設前面鋼矢板が引抜き困難な場合にはこの方法は取れません。

また、既設前面鋼矢板引き抜き時の背面掘削や側圧の変化には自立式護岸と同様に注意が必要です。



背面掘削　　既設タイロッド切断
・鋼矢板引抜き　　更新用新規鋼矢板打設
・背面埋め戻し

図6.6　既設控え式護岸と同じ位置に更新する場合

6.2　更新時の留意点

6.2.1　既設鋼矢板との接続

新規鋼矢板を用いて護岸を更新する場合、既設鋼矢板護岸との接続が必要になります。新規鋼矢板と既設鋼矢板の型式に継手の互換性がある場合はそのまま嵌合させて護岸更新を行う事が可能ですが、互換性が無い場合(型式が離れている場合や既設護岸がラカワナ系鋼矢板を用いた護岸である場合、U形鋼矢板護岸にハット形鋼矢板を接続して更新を行う場合など)については、以下の方法などで接続させる事となります。

1.　中間型式を挿入する事による接続

継手の互換性が確保できない鋼矢板型式間であっても、その中間に他の型式の鋼矢板を挿入することにより互換性を確保できる場合もあります。なお、中間に挿入する鋼矢板の使用枚数は少ないので材料確保が可能かどうか、事前に確認しておくことが必要です。

図6.7はⅡw型とⅣw型を接続する場合の例です。両者を直接嵌合させることはできませんが、両者の中間にⅢw型を挿入することにより互換性を確保することが可能となります。ただし、既設鋼矢板の継手の状態によっては新規鋼矢板の嵌合が困難となる場合があります。

図6.7　Ⅱw型とⅣw型の互換性確保例

2.　異形鋼矢板による接続

既設護岸に用いられている型式(もしくはその型式と継手の互換性がある型式)と、更新用新規鋼矢板で用いる型式をそれぞれ裁断し、異形鋼矢板(異種継手接続鋼矢板)を製作して接続します。

異種継手接続鋼矢板(U形鋼矢板とハット形鋼矢板の接続)の形状例を**図6.8**に示します。

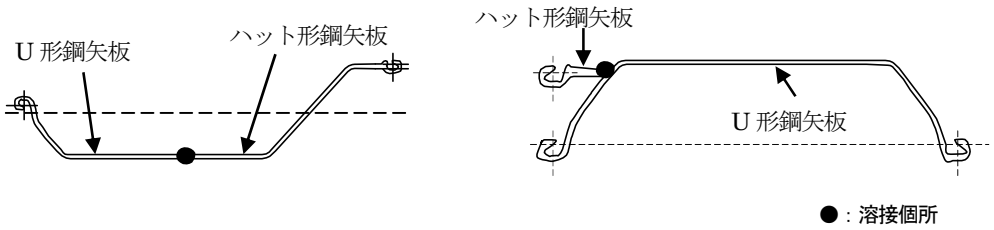


図6.8　異種継手接続鋼矢板の形状例

異種継手接続鋼矢板の形状は、新設区間の配置計画を考慮しながら、製造面、施工面の両方の観点から最適な形状を検討する必要があります。

なお、既設護岸がラカワナ系鋼矢板などの現在製造が中止されているものの場合、上図のような異種継手接続鋼矢板を製作する事はできません。このような場合、鋼管矢板で用いられるパイプ継手を使用した異種継手接続鋼矢板を製作して接続する案もあります（**図6.9**)。これは、接続する既設鋼矢板の状態により嵌合が難しい場合にも有効です。

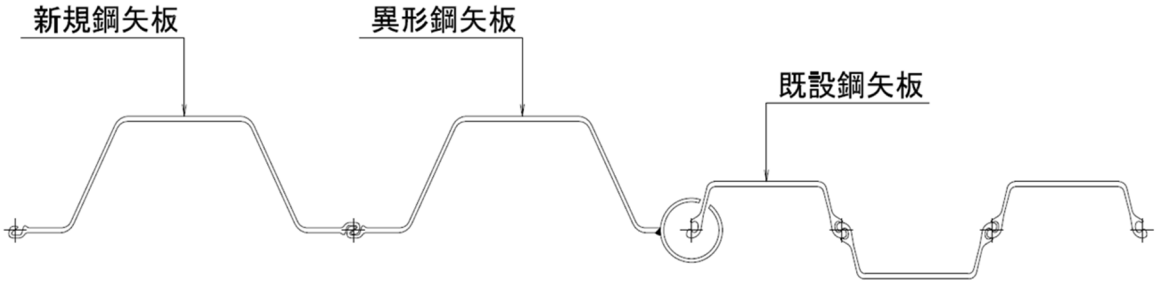


図6.9　パイプ継手を使用した異種継手接続鋼矢板例

3.　ラップ施工による接続

既設護岸が現在製造中止されている鋼矢板を使用している場合や、現在製造されている型式でも既設鋼矢板の状態が悪い場合には、新規鋼矢板を嵌合させることができない、あるいは嵌合がスムーズにできない状況も考えられます。このようなときには、ラップ施工により既設護岸と接続する案もあります。図6.10に適用例を示します。

なお、地盤条件により背面土砂の吸出しなどが懸念される場合には、必要に応じ河床面以浅の隙間をフラットバーなどで塞いだり、ラップ部の背面に地盤改良を施したりして対処します。

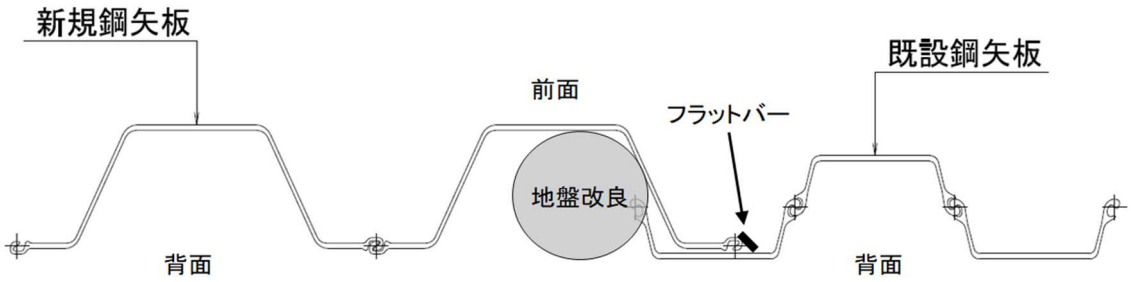


図6.10　ラップ施工による接続例

6.2.2　護岸前出し時の河道断面減少対策

6.1.1　1.や6.1.2　1.のように既設護岸の前面に更新用新規鋼矢板を配置する場合、河川の規模によっては河道断面の減少が流下能力に影響を及ぼす場合があります。このような場合、以下のような方法での対処が考えられます。

1.　掘削増深

川幅が狭くなることによる能力減少分を、河床を掘削し水深を深くすることにより対応する方法です。ただし、一部(更新部)の水深を深くするだけなく、河川全体の能力検討が必要となります。

また、更新護岸は既設護岸より壁高が高くなりますので、新しい条件(壁高)に応じた検討を行う事が必要です。

２．　場所打ちコンクリート・コンクリートパネル設置

護岸前出しによる河道断面減少分を、鋼矢板より粗度係数の小さいコンクリート被覆とする事により流下能力を確保する方法です。景観に配慮する事も可能です。

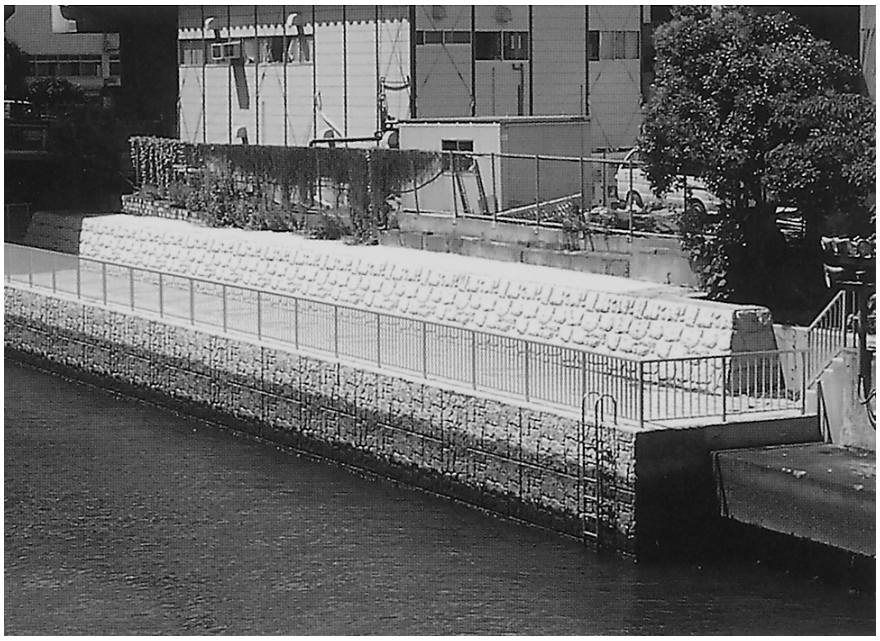


図6.11　コンクリートパネル設置例

6.3　更新の設計例

河川護岸を更新する際は、新規に鋼矢板護岸を構築する場合と同様の設計を行います。このとき、機能強化を合わせて行う場合には既存の仕様(型式、長さ)にとらわれず、新しい要求性能を満足する仕様とする必要があります。

以下に、護岸更新時における『災害復旧工事の設計要領』(全国防災協会)に準拠した設計計算例を示します。

6.3.1　設計条件

1.　標高

(1)　天端高　　; C.H. ＝＋ 2.00m

(2)　設計河床　; D.L. ＝－ 1.00m

(3)　残留水位　; R.W.L. ＝＋ 0.50m

(4)　低水位　　; L.W.L. ＝± 0.00m

2.　設計震度

k　＝ 0.10（空中）

k' ＝ 0.20（水中の見掛けの震度）

3.　上載荷重

q ＝ 10 kN/m²（常時)、q' ＝ 5 kN/m²（地震時）

4.　土質条件

(1)　背面土（C.H. ～ D.L.）

内部摩擦角　; ϕ ＝ 30°

単位体積重量 ; γ ＝ 18 kN/m³（湿潤)、γ ’ ＝ 10 kN/m³（水中）

(2)　河床地盤（D.L. 以深）

内部摩擦角　; ϕ ＝ 30°

単位体積重量 ; γ ’ ＝ 10 kN/m³（水中）

5.　水の単位体積重量

γ ＝ 10 kN/m³

6.　壁面摩擦角

砂質土地盤の壁面摩擦角は、**表6.1**のようにします。

表6.1　壁面摩擦角

	主働	受働
常　時	$\delta_a = +15°$	$\delta_p = -15°$
地震時	$\delta_a = +15°$	$\delta_p = \quad 0°$

7.　腐食代および継手効率

腐食代は片面 1mm、両面で 2mm 考慮するものとし、その時の断面性能の低減率は、U形鋼矢板の場合

はⅡw 0.81、Ⅲw 0.85、Ⅳw 0.88、ハット形鋼矢板の場合は10H 0.79、25H 0.82となります。また、継手効率は、U形鋼矢板の場合は頭部拘束の程度などによって0.6～1.0の範囲となり、ハット形鋼矢板の場合は頭部拘束 の有無に関らず 1.0 として計算を行ないます。以下では、ハット形鋼矢板を用いるものとし計算を行ないます。

8. 許容変位

鋼矢板頭部の許容変位は常時5.0cm、地震時7.5cm以内とします。

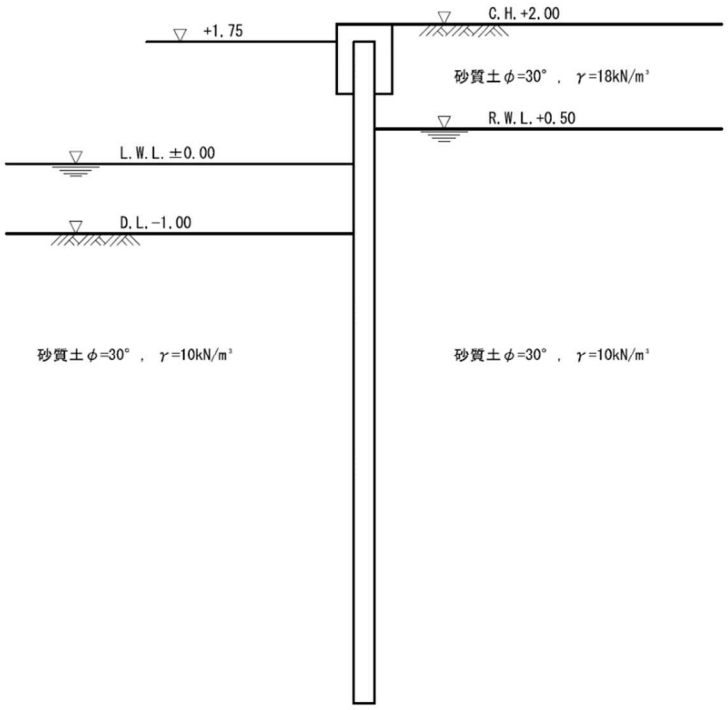


図6.12 検討断面図

6.3.2 土圧強度および残留水圧強度

1. 土圧係数

土圧係数を**表6.2**に示します。

表6.2 土圧係数（$\psi = \beta = 0°$）

内部摩擦角	壁面摩擦角		設計震度	土圧係数	
φ	δ_a	δ_p	k	$k_a \cos\delta_a$	$k_p \cos\delta_p$
30°	+15°	−15°	0.00	0.291	4.807
		0°	0.10	0.355	——
			0.20	0.437	2.629

2. 土圧強度および残留水圧強度

図6.13に示す各土層境界面における土圧強度および残留水圧強度を算出すると**表6.3**のようになります。

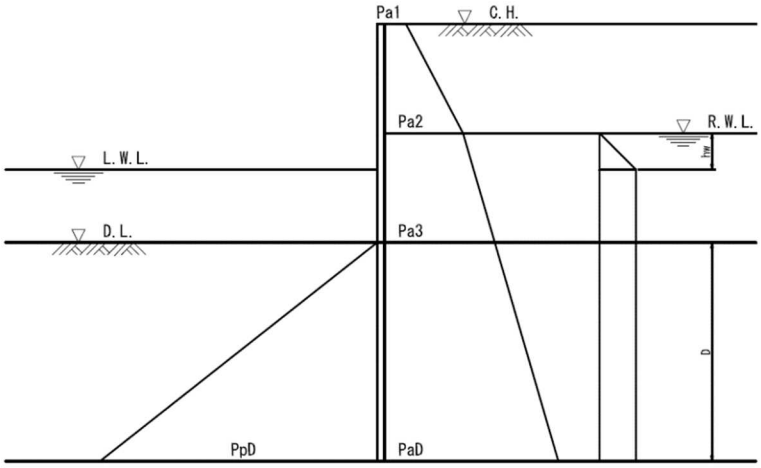


図6.13　記号図

表6.3　土圧強度および残留水圧強度

記号 i	常　　時			地　震　時		
	土圧係数 $K_i \cos\delta$	荷重 $w_i(\mathrm{kN/m^2})$	土圧・水圧強度 $p_i(\mathrm{kN/m^2})$	土圧係数 $K_i \cos\delta$	荷重 $w_i(\mathrm{kN/m^2})$	土圧・水圧強度 $p_i(\mathrm{kN/m^2})$
$a1$	0.291	10.0	2.91	0.355	5.0	1.78
$a2$	0.291	37.0	10.77	0.355	32.0	11.36
$a3$	0.291	52.0	15.13	0.437	47.0	20.54
aD	0.291	52.0+10.0D	15.13+2.91D	0.437	47.0+10.0D	20.54+4.37D
w		4.90	4.90		4.90	4.90
pD	4.807	10.0D	48.07D	2.629	10.0D	26.29D

6.3.3　仮想地盤面深さ

設計河床から仮想地盤面までの深さxは、式(6.1)で与えられます。

$$\mathrm{x} = \frac{P_{a3} + P_w}{\gamma'\left(K_{pD}\cos\delta_{pD} - K_{aD}\cos\delta_{aD}\right)} \qquad \text{式(6.1)}$$

P_{a3}　；設計河床における主働土圧強度（kN/m²）

P_w　；残留水圧強度　（kN/m²）

γ'　；土の水中単位体積重量　（kN/m³）

$\delta_{aD}\cos\delta_{aD}$　；土の主働土圧係数

$\delta_{pD}\cos\delta_{pD}$　；土の受働土圧係数

式(6.1)に**表6.2**、**表6.3**の値を代入します。

常　時；　$\mathrm{x} = \dfrac{15.13 + 4.90}{10.0 \times (4.807 - 0.291)} = 0.44\mathrm{m}$

地震時；　$\mathrm{x} = \dfrac{20.54 + 4.90}{10.0 \times (2.629 - 0.437)} = 1.16\mathrm{m}$

6.3.4　地上部の荷重

1.　水平力とモーメント

仮想地盤面より上の土圧・残留水圧による荷重を**図6.14**のように分割して算出します。

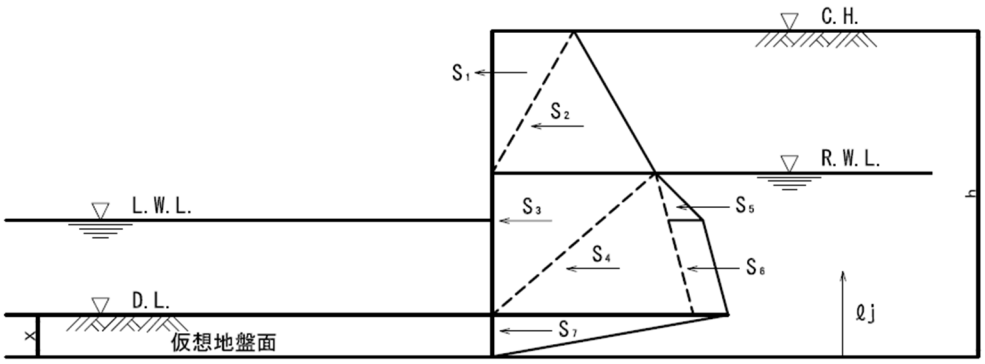


図6.14　荷重図

表6.4　水平力およびモーメント

j	常時			地震時		
	水平力 S_j(kN/m)	距離 l_j(m)	モーメント $M_j = S_j \cdot r_j$(kN・m/m)	水平力 S_j(kN/m)	距離 l_j(m)	モーメント $M_j = S_j \cdot r_j$(kN・m/m)
1	2.18	2.95	6.41	1.34	3.66	4.90
2	8.08	2.44	19.72	8.52	3.16	26.92
3	8.08	1.44	11.64	8.52	2.16	18.40
4	11.35	0.94	10.67	15.41	1.66	25.58
5	1.23	1.61	1.98	1.23	2.33	2.87
6	4.90	0.94	4.61	4.90	1.66	8.13
7	4.41	0.29	1.28	14.76	0.77	11.37
計	H_0=40.23	－－	M_0=56.29	H_0=54.68	－－	M_0=98.18

合力作用高h_0は下記のように求められます。

常　時；　$h_0 = \dfrac{M_0}{H_0} = \dfrac{56.29}{40.23} = 1.40\text{m}$

地震時；　$h_0 = \dfrac{M_0}{H_0} = \dfrac{98.18}{54.68} = 1.80\text{m}$

2. 変形係数

変形係数は、**表6.5**のように与えられます。

表6.5　変形係数

j	常時			地震時		
	$\alpha_j = \frac{l_j}{h}$	$\zeta_j = \frac{1}{6}(3-\alpha_j)\alpha_j{}^2$	$Q_j = \zeta_j \cdot S_j$	$\alpha_j = \frac{l_j}{h}$	$\zeta_j = \frac{1}{6}(3-\alpha_j)\alpha_j{}^2$	$Q_j = \zeta_j \cdot S_j$
1	0.855	0.261	0.569	0.88	0.274	0.367
2	0.709	0.192	1.551	0.76	0.216	1.84
3	0.419	0.076	0.614	0.519	0.111	0.946
4	0.273	0.034	0.386	0.399	0.069	1.063
5	0.468	0.092	0.113	0.56	0.128	0.157
6	0.273	0.034	0.167	0.399	0.069	0.338
7	0.084	0.003	0.013	0.185	0.016	0.236
計	－－	－－	ΣQ_j＝3.413	－－	－－	ΣQ_j＝4.947

6.3.5　鋼矢板壁の設計

ここでは、ハット形鋼矢板25Hを使用するものとして設計を行います。なお、変位・応力を算出するときの鋼矢板壁の断面性能は**表6.6**の腐食後の数値を用いるものとします。

表6.6　鋼矢板壁の断面性能

項目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	$I_0 = 244 \times 10^{-6}$ m^4/m	$I = 200 \times 10^{-6}$ m^4/m
断面係数	$Z_0 = 161 \times 10^{-5}$ m^3/m	$Z = 132 \times 10^{-5}$ m^3/m

1. 片持ち梁としての変位

片持ち梁としての頭部変位を求めます。

常　時；　$$\delta_3 = \frac{Bh^3}{EI}\sum Q_i = \frac{1.0 \times (3.0+0.44)^3}{2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6}} \times 3.413 = 0.0035\text{m} = 0.35\text{cm}$$

地震時；　$$\delta_3 = \frac{1.0 \times (3.0+1.16)^3}{2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6}} \times 4.947 = 0.0089\text{m} = 0.89\text{cm}$$

2. 根入れ部の設計

仮想地盤面以下の平均N値を10として、横方向地盤反力係数k_hを推定します。

$$k_h = 0.691N^{0.406} = 1.76\,\mathrm{kgf/cm^3} = 17{,}600\,\mathrm{kN/m^3}$$

次に、仮想地盤面における変位δ_1、たわみ角θ_1および最大曲げモーメントM_{max}を求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{17{,}600 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6}}} = 0.576\mathrm{m^{-1}} \qquad \text{（応力検討用）}$$

(1) 常　時；

$$\delta_1 = \frac{H_0(1+\beta h_0)}{2EI \cdot \beta^3} = \frac{40.23 \times (1 + 0.576 \times 1.40)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6} \times 0.576^3} = 0.0048\mathrm{m} = 0.48\mathrm{cm}$$

$$\theta_1 = \frac{H_0(1+2\beta h_0)}{2EI \cdot \beta^2} = \frac{40.23 \times (1 - 2 \times 0.576 \times 1.40)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6} \times 0.576^2} = 3.960 \times 10^{-3}\mathrm{rad}$$

$$M_{max} = -M_0 \cdot \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta h_0} \cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\beta h_0}\right)}$$

$$= -56.29 \times \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.576 \times 1.40)^2 + 1}}{2 \times 0.576 \times 1.40} \times e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\times 0.576\times 1.40}\right)} = -67.74\mathrm{kN \cdot m}$$

(2) 地震時；

$$\delta_1 = \frac{54.68 \times (1 + 0.576 \times 1.80)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6} \times 0.576^3} = 0.0073\mathrm{m} = 0.73\mathrm{cm}$$

$$\theta_1 = \frac{54.68 \times (1 - 2 \times 0.576 \times 1.80)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 200 \times 10^{-6} \times 0.576^2} = 6.331 \times 10^{-3}\mathrm{rad}$$

$$M_{max} = -98.18 \times \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.576 \times 1.80)^2 + 1}}{2 \times 0.576 \times 1.80} \times e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\times 0.576\times 1.80}\right)} = -111.73\mathrm{kN \cdot m}$$

3. 頭部変位の検討

前記の計算結果より鋼矢板壁の頭部変位δを求めます。

常　時；　$\delta = \delta_1 + \theta_1 h + \delta_3 = 0.48 + 3.690 \times 10^{-3} \times (300 + 44) + 0.35 = 2.19\mathrm{cm} \leqq 5.0\mathrm{cm}$

地震時；　$\delta = 0.73 + 6.331 \times 10^{-3} \times (300 + 116) + 0.89 = 4.25\mathrm{cm} \leqq 7.5\mathrm{cm}$

4. 応力度の検討

前記の計算結果より鋼矢板壁の応力度を求めます。

常　時；　$\delta = \dfrac{|M_{max}|}{Z} = \dfrac{67.74 \times 10^6}{132 \times 10^4} = 51.3\,N/\mathrm{mm^2} \leqq 180\,\mathrm{N/mm^2}$

地震時；　$\delta = \dfrac{111.73 \times 10^6}{132 \times 10^4} = 84.6\,\mathrm{N/mm^2} \leqq 270\,\mathrm{N/mm^2}$

5. 鋼矢板長の検討

鋼矢板天端の標高を+1.75mとして鋼矢板長lを求めます。また、根入れ長を算定するときの鋼矢板の断面性能は腐食前のものを用います。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{17{,}600 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 244 \times 10^{-6}}} = 0.547\mathrm{m}^{-1}$$ （根入れ長計算用）

常　時；　$l \geqq 2.75 + 0.44 + \dfrac{3}{0.547} = 8.67\mathrm{m}$

地震時；　$l \geqq 2.75 + 1.16 + \dfrac{3}{0.547} = 9.39\mathrm{m}$

以上の結果より使用鋼矢板は25H　l=9.5mとします。

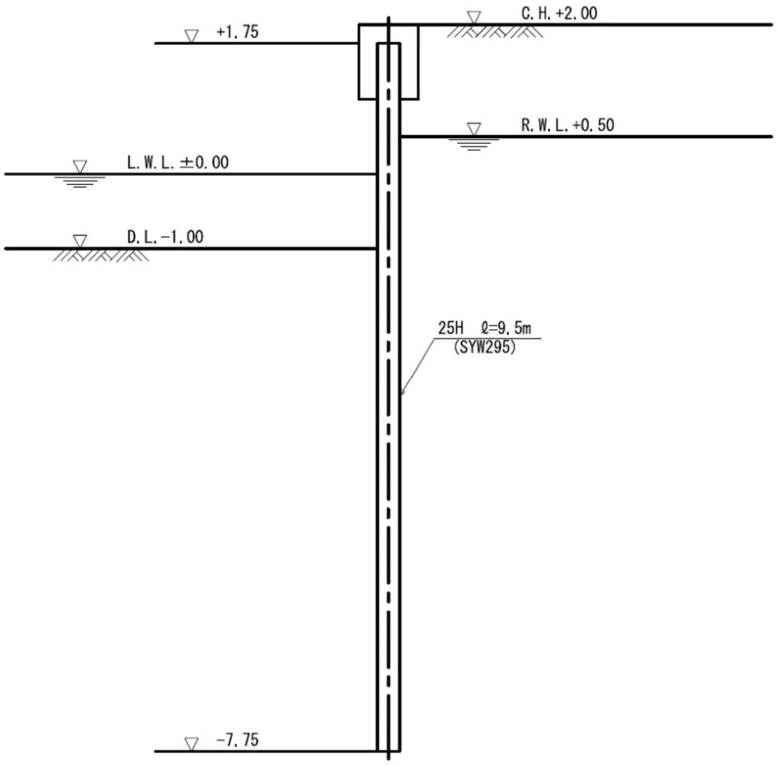


図6.15　標準断面図

第７章　参考資料

7.1　鋼矢板の形状・断面性能

7.2　鋼矢板の腐食時断面性能

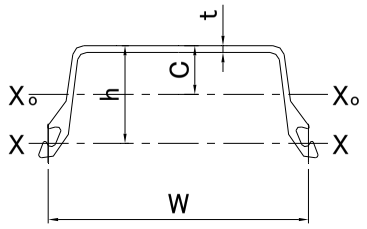
7.3　鋼管矢板の腐食時断面性能

7.1　鋼矢板の形状・断面性能

7.1.1　U形鋼矢板（ラカワナ系）

種類		寸法			質量		断面積		表面積		重心位置	断面二次モーメント		断面係数	
		W	h	t	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り	C	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り
		mm	mm	mm	kg/m	kg/m^2	cm^2	cm^2/m	m^2	m^2/m	mm	cm^4	cm^4/m	cm^3	cm^3/m
YSP-Ⅰ	Ⅰ	400	75	8.0	36.5	91.2	46.49	116.2	1.15	1.44	26.4	429	3820	66.4	509
YSP-Ⅱ　NKSP-Ⅱ	Ⅱ	400	100	10.5	48.0	120	61.18	153.0	1.24	1.55	36.2	986	8690	121	869
YSP-Ⅲ　NKSP-Ⅲ	Ⅲ	400	125	13.0	60.0	150	76.42	191.0	1.33	1.66	47.2	1920	16400	196	1310
YSP-Ⅳ　NKSP-Ⅳ	Ⅳ	400	155	15.5	76.1	190	96.99	242.5	1.47	1.84	58.5	3690	31900	311	2060
YSP-Ⅴ	Ⅴ	420	175	22.0	105	250	134.0	319.0	1.59	1.99	61.5	5950	55200	433	3150
YSP-U_5　NKSP-U_5	U_5	400	80	7.6	35.5	88.8	45.21	113.0	1.17	1.47	27.8	454	4220	64.7	527
YSP-U_9　NKSP-U_9	U_9	400	110	9.3	43.2	108	55.01	137.5	1.29	1.61	38.6	1070	9680	120	880
YSP-U_{15}　NKSP-U_{15}	U_{15}	400	150	12.2	58.4	146	74.40	186.0	1.43	1.78	57.1	2700	22800	238	1520
YSP-U_{23}　NKSP-U_{23}	U_{23}	400	175	14.7	74.0	185	94.21	235.5	1.56	1.94	65.1	4380	39400	330	2250

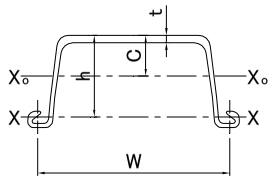
注）網掛け部は、2021年3月末現在、製造が中止されている



7.1.2　U形鋼矢板（ラルゼン系）

種類			寸法			質量		断面積		表面積		重心位置	断面二次モーメント		断面係数	
			W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m^2	1枚当り cm^2	壁幅1m当り cm^2/m	1枚当り m^2	壁幅1m当り m^2/m	C mm	1枚当り cm^4	壁幅1m当り cm^4/m	1枚当り cm^3	壁幅1m当り cm^3/m
FSP-Ⅱ SKSP-Ⅱ NKSP-Ⅱ	JFESP-2 NS-SP-Ⅱ KSP-Ⅱ	Ⅱ	400	100	10.5	48.0	120	61.18	153.0	1.33	1.66	40.4	1240	8740	152	874
FSP-Ⅲ SKSP-Ⅲ NKSP-Ⅲ	JFESP-3 NS-SP-Ⅲ	Ⅲ	400	125	13	60.0	150	76.42	191.0	1.44	1.80	49.0	2220	16800	223	1340
KSP-Ⅲ			400	130	13	60.0	150	76.40	191.0	1.45	1.81	52.5	2320	17400	232	1340
FSP-Ⅳ SKSP-Ⅳ NKSP-Ⅳ	JFESP-4 NS-SP-Ⅳ KSP-Ⅳ	Ⅳ	400	170	15.5	76.1	190	96.99	242.5	1.61	2.01	64.5	4670	38600	362	2270
FSP-$Ⅰ_A$ SKSP-$Ⅰ_A$ NKSP-$Ⅰ_A$	JFESP-1_A KSP-$Ⅰ_A$	$Ⅰ_A$	400	85	8	35.5	88.8	45.21	113.0	1.21	1.51	34.5	598	4500	88.0	529
FSP-$Ⅱ_A$ SKSP-$Ⅱ_A$ NKSP-$Ⅱ_A$	JFESP-2_A KSP-$Ⅱ_A$	$Ⅱ_A$	400	120	9.2	43.2	108	55.01	137.5	1.34	1.68	47.2	1460	10600	160	880
FSP-$Ⅲ_A$ SKSP-$Ⅲ_A$ NKSP-$Ⅲ_A$	JFESP-3_A KSP-$Ⅲ_A$	$Ⅲ_A$	400	150	13.1	58.4	146	74.40	186.0	1.44	1.80	58.4	2790	22800	250	1520
FSP-$Ⅳ_A$ SKSP-$Ⅳ_A$ NKSP-$Ⅳ_A$	JFESP-4_A KSP-$Ⅳ_A$	$Ⅳ_A$	400	185	16.1	74.0	185	94.21	235.1	1.57	1.96	74.5	5300	41600	400	2250
FSP-V_L SKSP-V_L NKSP-V_L	JFESP-5_L NS-SP-V_L KSP-V_L	V_L	500	200	24.3	105	210	133.8	267.6	1.75	1.75	69.4	7960	63000	520	3150
FSP-$Ⅵ_L$ SKSP-$Ⅵ_L$ NKSP-$Ⅵ_L$	JFESP-6_L NS-SP-$Ⅵ_L$ KSP-$Ⅵ_L$	$Ⅵ_L$	500	225	27.6	120	240	153.0	306.0	1.83	1.83	80.9	11400	86000	680	3820
NSP-$Ⅱ_W$ SKSP-$Ⅱ_W$	JFESP-2_W NS-SP-$Ⅱ_W$	$Ⅱ_W$	600	130	10.3	61.8	103	78.7	131.2	1.71	1.43	46	2110	13000	203	1000
NSP-$Ⅲ_W$ SKSP-$Ⅲ_W$	JFESP-3_W NS-SP-$Ⅲ_W$	$Ⅲ_W$	600	180	13.4	81.6	136	103.9	173.2	1.90	1.58	63	5220	32400	376	1800
NSP-$Ⅳ_W$ SKSP-$Ⅳ_W$	JFESP-4_W NS-SP-$Ⅳ_W$	$Ⅳ_W$	600	210	18	106	177	135.3	225.5	1.98	1.65	73	8630	56700	539	2700

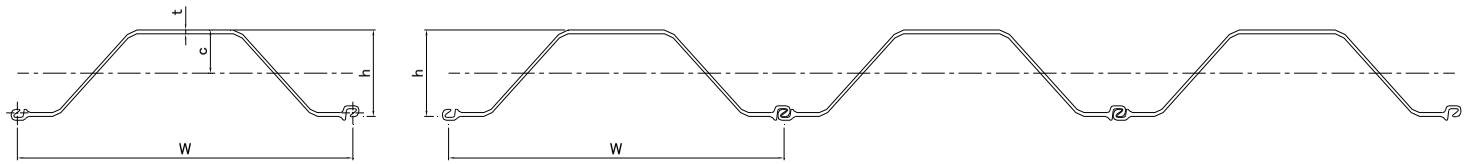
注）網掛け部は、2021年3月末現在、製造が中止されている



7.1.3　ハット形鋼矢板

種類			寸法			質量		断面積		表面積		重心位置	断面二次モーメント		断面係数	
			W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m^2	1枚当り cm^2	壁幅1m当り cm^2/m	1枚当り m^2	壁幅1m当り m^2/m	C mm	1枚当り cm^4	壁幅1m当り cm^4/m	1枚当り cm^3	壁幅1m当り cm^3/m
NSP-10H SKSP-10H	JFESP-10H NS-SP-10H	10H	900	230	10.8	86.4	96.0	110.0	122.2	2.42	1.34	116.1	9430	10500	812	902
NSP-25H SKSP-25H	JFESP-25H NS-SP-25H	25H	900	300	13.2	113	126	144.4	160.4	2.73	1.51	148.3	22000	24400	1450	1610

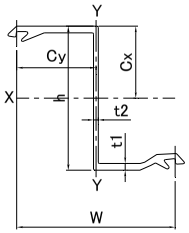
注）網掛け部は、2021 年 3 月末現在、製造が中止されている

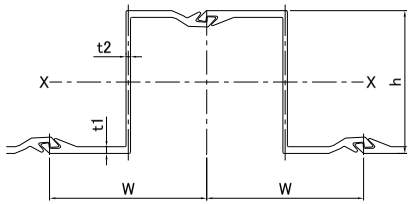


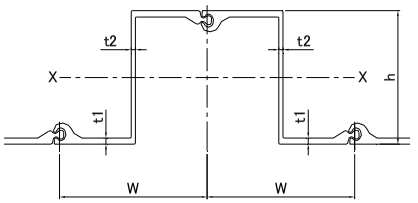
7.1.4　Z形鋼矢板

種類			寸法				質量		断面積		表面積		重心位置		断面二次モーメント		断面係数	
			W	h	フランジ厚t1	ウエブ厚t2	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り	Cx	Cy	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り
			mm	mm	mm	mm	kg/m	kg/m^2	cm^2	cm^2/m	m^2	m^2/m	mm	mm	cm^4	cm^4/m	cm^3	cm^3/m
YSP-Z_{14}		Z_{14}	400	235	9.4	8.2	51.9	130	66.06	165.2	1.42	1.77	117	200	6480	16200	552	1380
FSP-Z_{25}	YSP-Z_{25}	Z_{25}	400	305	13	9.6	74	185	94.32	235.8	1.61	2.01	153	200	15300	38300	1000	2510
NKSP-Z_{25}	KSP-Z_{25}																	
FSP-Z_{32}	YSP-Z_{32}	Z_{32}	400	344	14.2	10.4	84.5	211	107.7	269.2	1.70	2.13	172	195	22000	55000	1280	3200
NKSP-Z_{32}	KSP-Z_{32}																	
FSP-Z_{38}	YSP-Z_{38}	Z_{38}	400	364	17.2	11.4	96	240	122.3	305.5	1.72	2.16	182	195	27700	69200	1520	3800
NKSP-Z_{38}	KSP-Z_{38}																	
FSP-Z_{45}	YSP-Z_{45}	Z_{45}	400	367	21.9	13.2	116	290	148.2	370.5	1.76	2.20	184	200	33400	83500	1820	4550
NKSP-Z_{45}	KSP-Z_{45}																	

注）網掛け部は、2021年3月末現在、製造が中止されている







(YSP-Z_{45}のみ)

7.2　鋼矢板の腐食時断面性能

7.2.1　鋼矢板の腐食時断面性能の算定方法

図 7.1 のように鋼矢板壁の片面に t_1、残る片面に t_2 の腐食代を考慮した場合の鋼矢板壁の断面性能の算出方法を以下に示します。

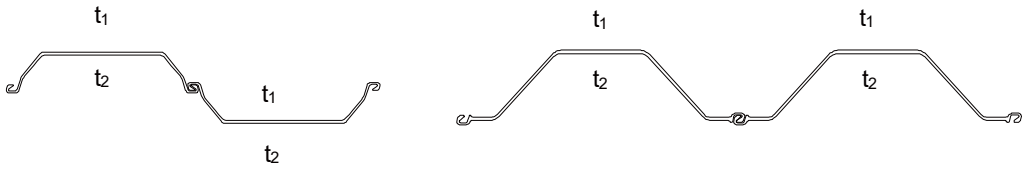


図 7.1　鋼矢板各面の腐食代の定義（左：U形鋼矢板、右：ハット形鋼矢板）

①　断面性能低減率 η の読み取り

該当する鋼矢板型式の算定図（7.2.2～7.2.5）を用いて、横軸の腐食代 t_1 より垂線を上げ、該当する α の斜線との交点から縦軸の断面性能低減率 η を読み取ります。なお η は、小数点以下を四捨五入して丸めます。

t_1, t_2　：鋼矢板各面の腐食しろ　(mm)

α　：t_1 と t_2 の比　$\alpha = t_1/t_2$

η　：腐食時の鋼矢板断面性能低減率　(%)

②　腐食代を考慮した場合の断面性能I、Zの算定

①によって得られた断面性能低減率 η を公称断面性能（I_0，Z_0）に乗じて、腐食代を考慮した場合の断面性能（I，Z）を算定します。得られた断面性能は、4 桁目を四捨五入して、有効数字 3 桁に丸めます。

$I = I_0 \cdot (\eta/100)$、$Z = Z_0 \cdot (\eta/100)$

I　：壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板壁の断面二次モーメント　$(\mathrm{cm}^4/\mathrm{m})$

I_0　：壁幅 1m あたりの腐食前の鋼矢板壁の断面二次モーメント　$(\mathrm{cm}^4/\mathrm{m})$

Z　：壁幅 1m あたりの腐食時の鋼矢板壁の断面係数　$(\mathrm{cm}^3/\mathrm{m})$

Z_0　：壁幅 1m あたりの腐食前の鋼矢板壁の断面係数　$(\mathrm{cm}^3/\mathrm{m})$

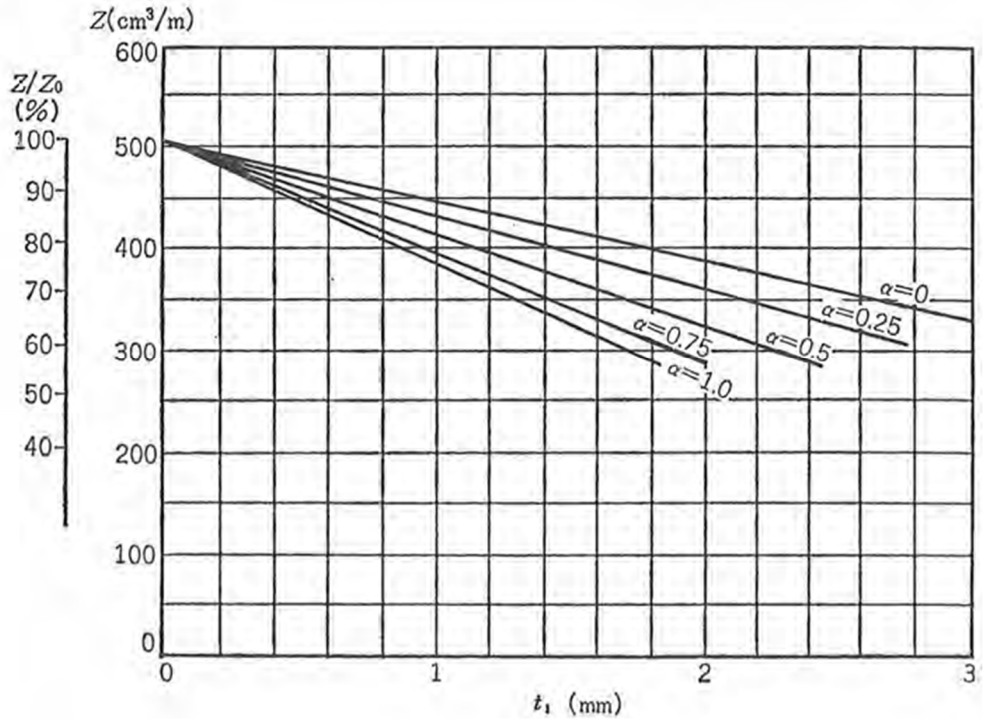
表 7.1 に、腐食代として前背面 1㎜ ずつ（両面で 2㎜）を考慮した場合の鋼矢板型式別の断面性能を示します。

表 7.1　腐食代として前背面 1㎜ずつ（両面で 2㎜）を考慮した場合の断面性能

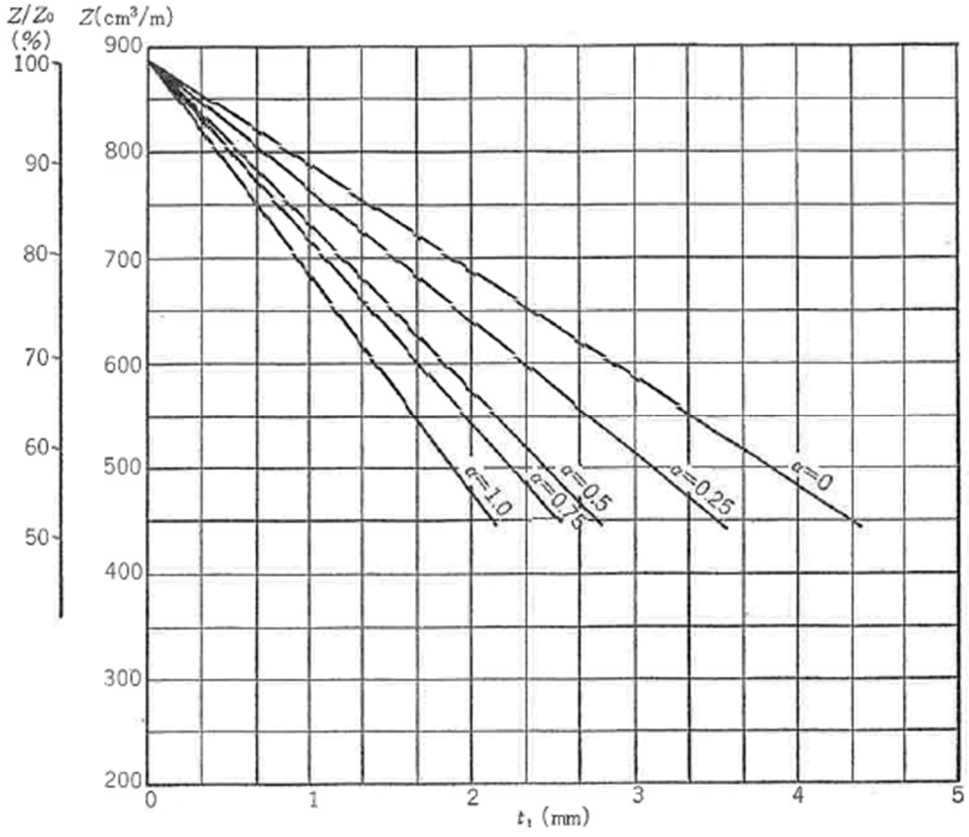
型式		公称値（腐食前）		前背面 1㎜ずつ腐食時		
		断面二次モーメントI_0 (cm^4/m)	断面係数Z_0 (cm^3/m)	低減率η (%)	断面二次モーメントI (cm^4/m)	断面係数Z (cm^3/m)
U形（ラカワナ系）	Ⅰ	3,820	509	76	2,900	387
	Ⅱ	8,690	869	78	6,780	678
	Ⅲ	16,400	1,310	82	13,400	1,070
	Ⅳ	31,900	2,060	86	27,400	1,770
	Ⅴ	55,200	3,150	88	48,600	2,770
	U_5	4,220	527	76	3,210	401
	U_9	9,680	880	78	7,550	686
	U_{15}	22,800	1,520	82	18,700	1,250
	U_{23}	39,400	2,250	84	33,100	1,890
U形（ラルゼン系）	Ⅱ	8,740	874	81	7,080	708
	Ⅲ	16,800	1,340	85	14,300	1,140
	Ⅳ	38,600	2,270	86	33,200	1,950
	$Ⅰ_A$	4,500	529	76	3,420	402
	$Ⅱ_A$	10,600	880	78	8,270	686
	$Ⅲ_A$	22,800	1,520	84	19,200	1,280
	$Ⅳ_A$	41,600	2,250	87	36,200	1,960
	$Ⅴ_L$	63,000	3,150	91	57,300	2,870
	$Ⅵ_L$	86,000	3,820	92	79,100	3,510
	$Ⅱ_W$	13,000	1,000	81	10,500	810
	$Ⅲ_W$	32,400	1,800	85	27,500	1,530
	$Ⅳ_W$	56,700	2,700	88	49,900	2,380
ハット形	10H	10,500	902	79	8,300	713
	25H	24,400	1,610	82	20,000	1,320
Z形	Z_{25}	38,300	2,510	86	32,900	2,160
	Z_{32}	55,000	3,200	88	48,400	2,820
	Z_{38}	69,200	3,800	92	63,700	3,500
	Z_{45}	83,500	4,550	91	76,000	4,140

7.2.2　U形（ラカワナ系）

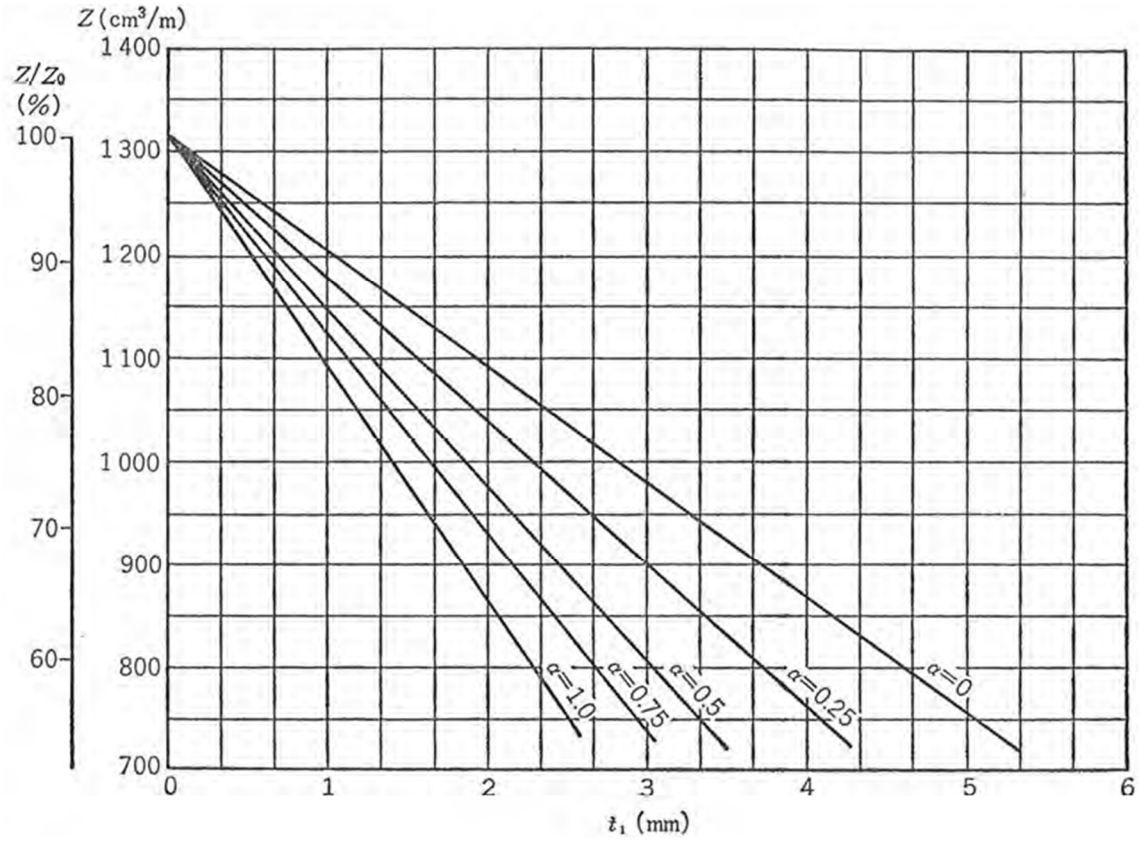
1.　SP-Ⅰ（出典 7-①）



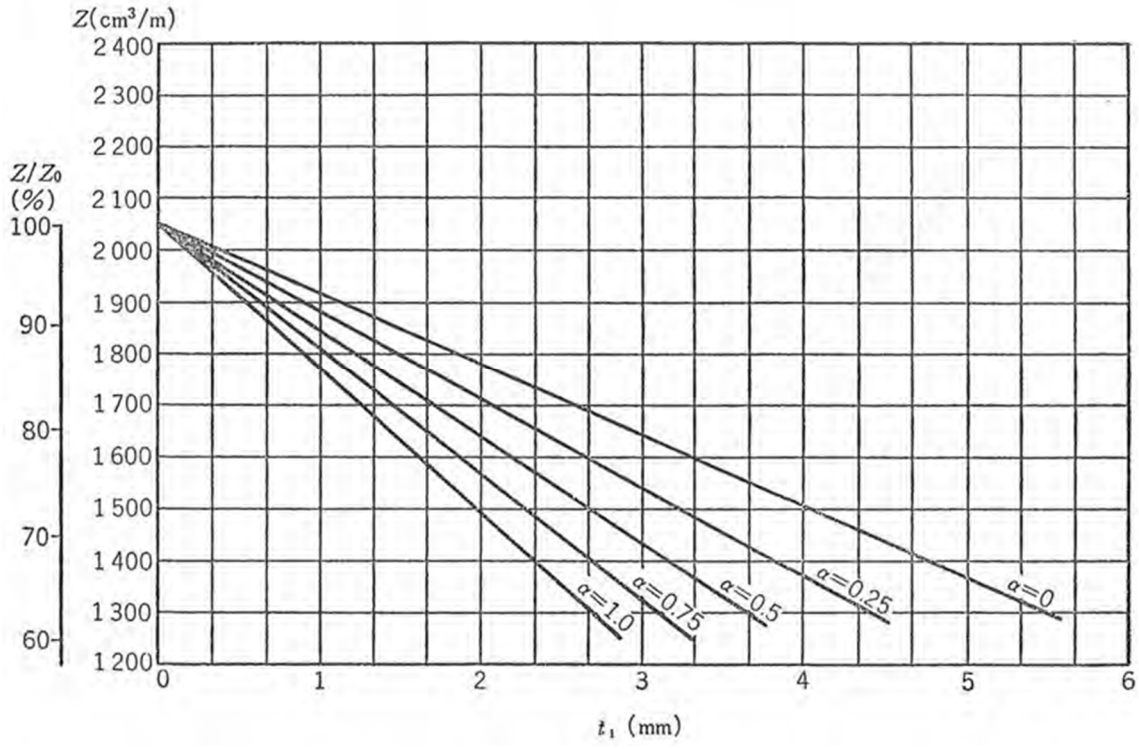
2.　SP-Ⅱ（出典 7-①）



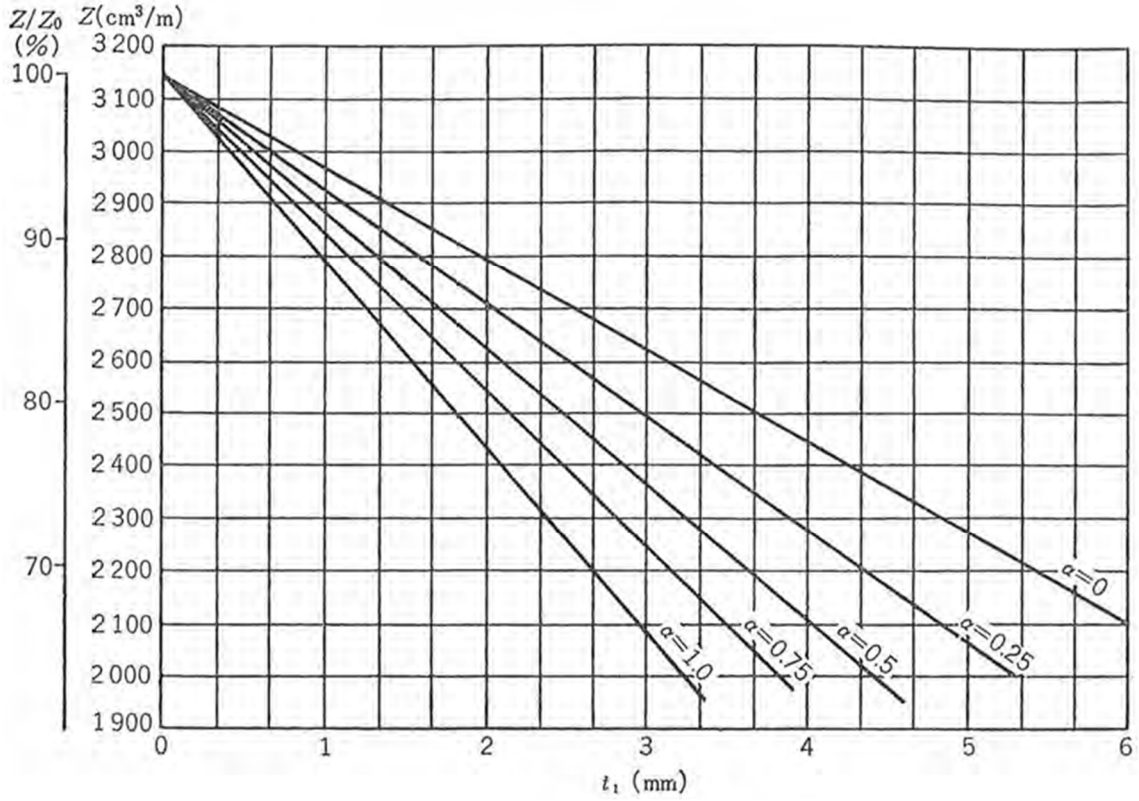
3. SP-Ⅲ（出典 7-①）



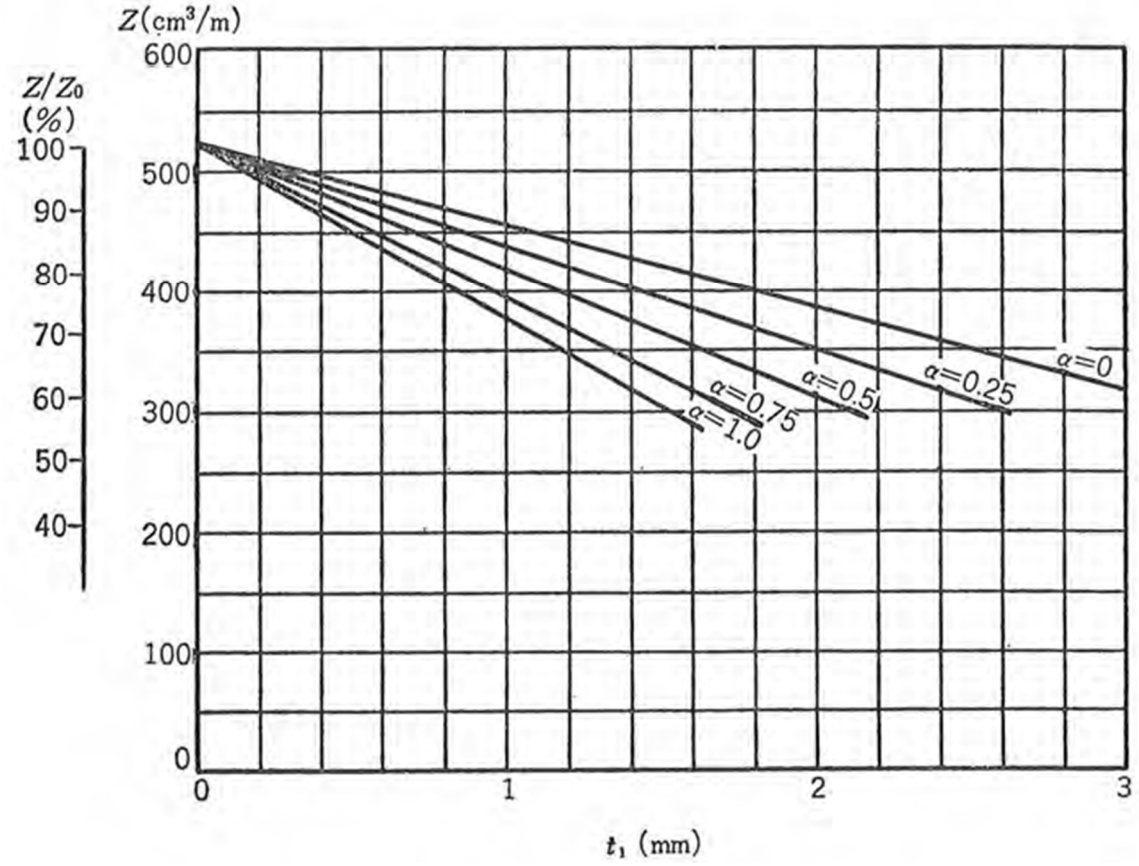
4. SP-Ⅳ（出典 7-①）



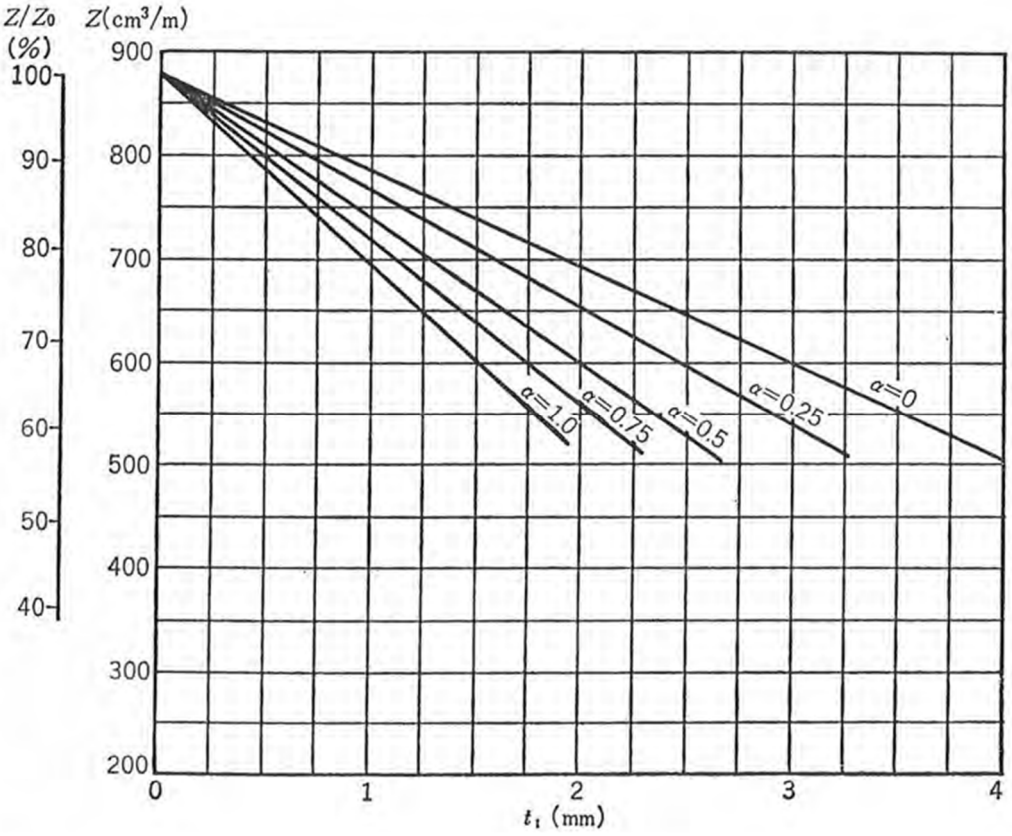
5. SP-Ⅴ（出典 7-①）



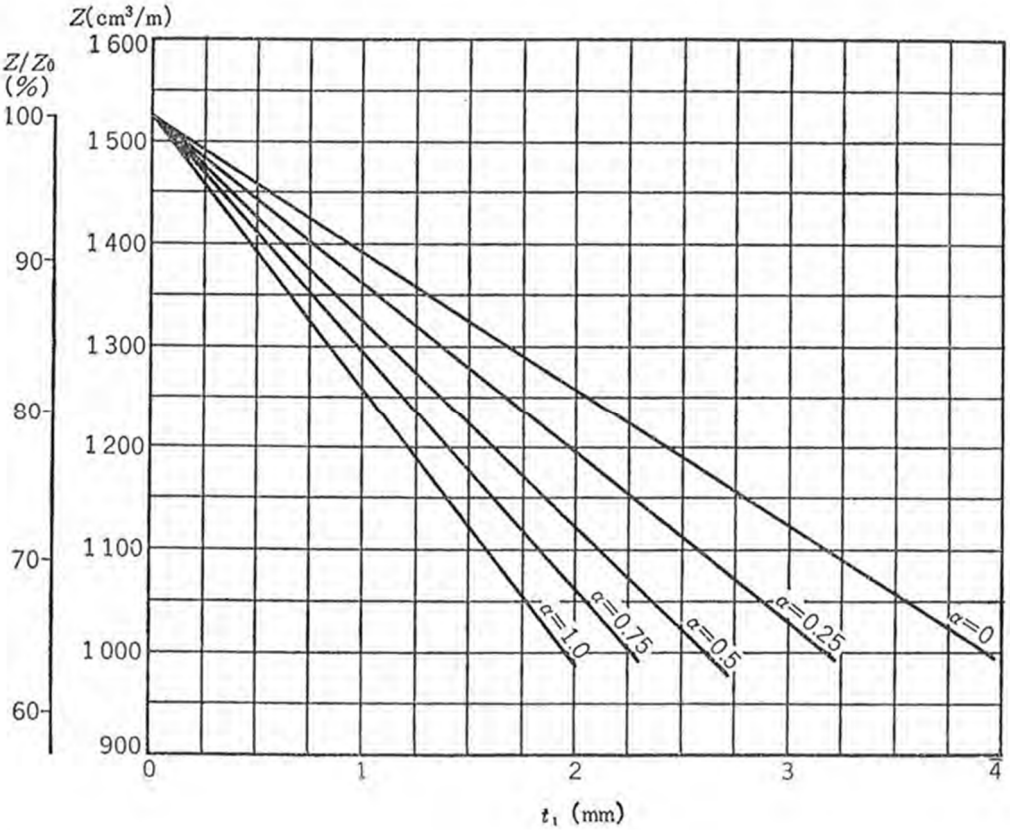
6. SP-U_5（出典 7-①）



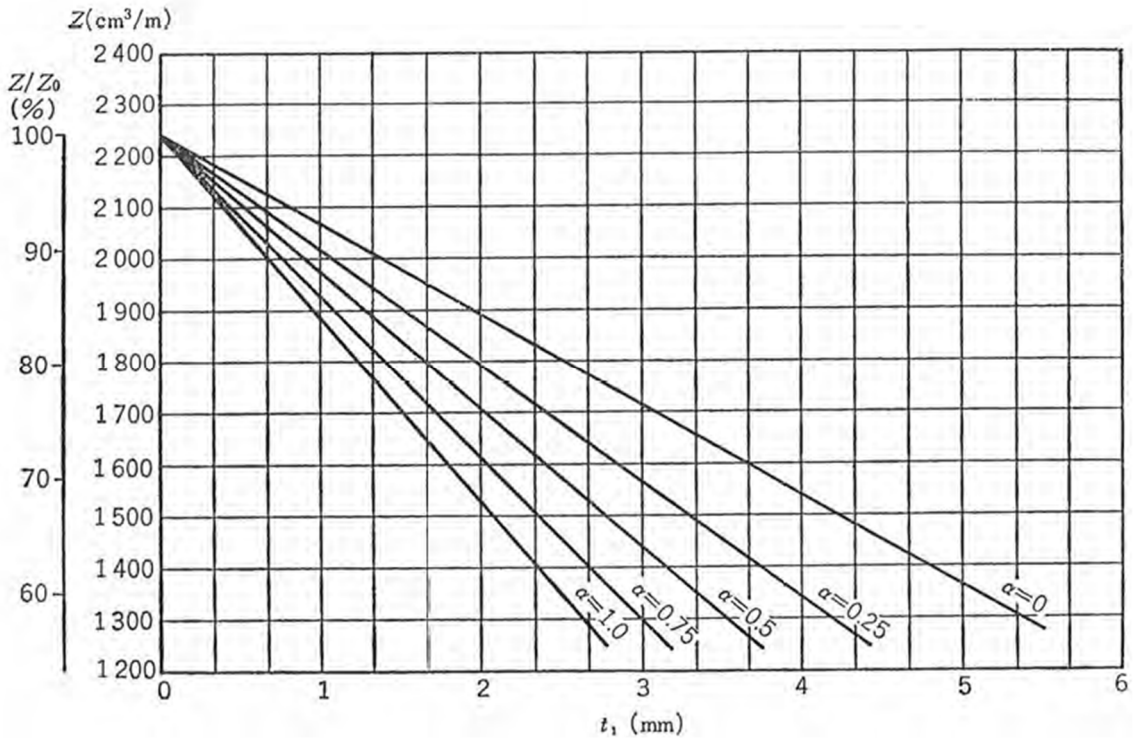
7. SP-U_9（出典 7-①）



8. SP-U_{15}（出典 7-①）

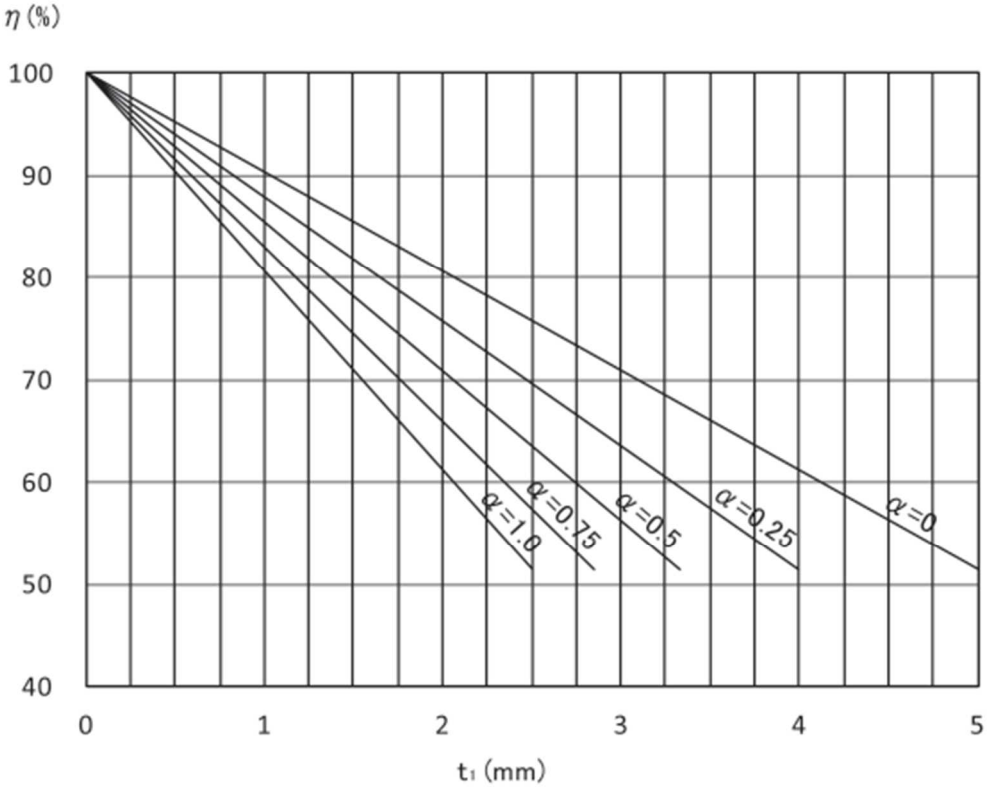


9. SP-U_{23}（出典 7-①）

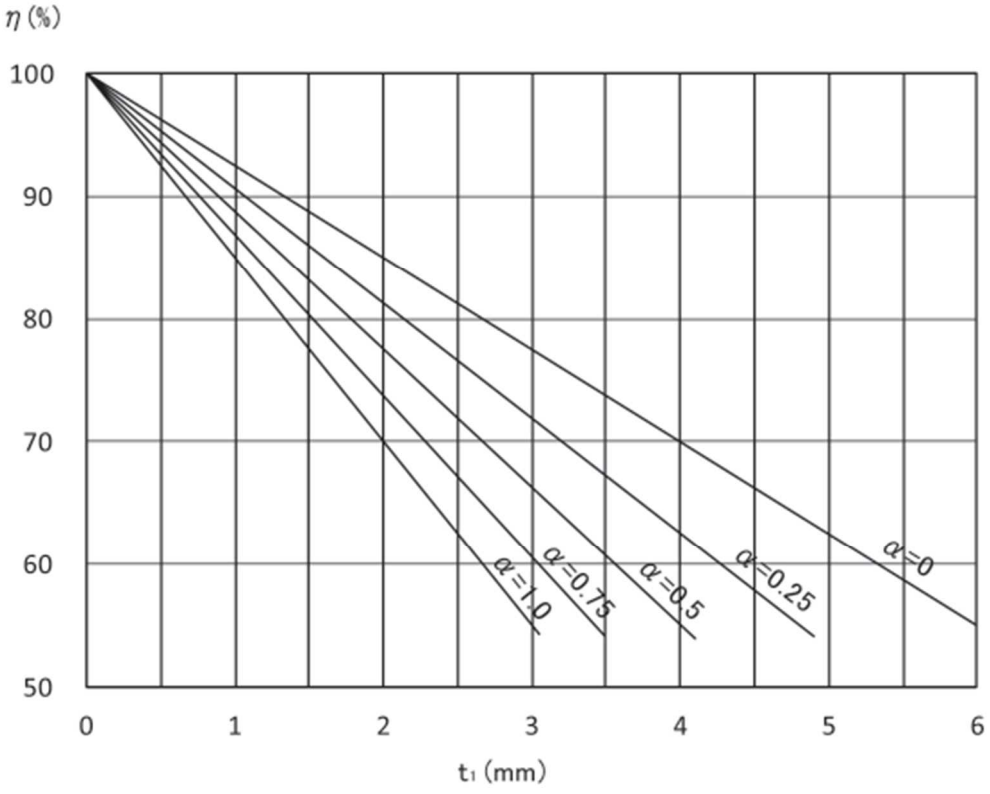

Z(cm³/m)
Z/Z₀ (%)
2 400
2 300
2 200
2 100
2 000
1 900
1 800
1 700
1 600
1 500
1 400
1 300
1 200
100
90
80
70
60
0
1
2
3
4
5
6
t₁ (mm)
α=1.0
α=0.75
α=0.5
α=0.25
α=0

7.2.3　U形（ラルゼン系）

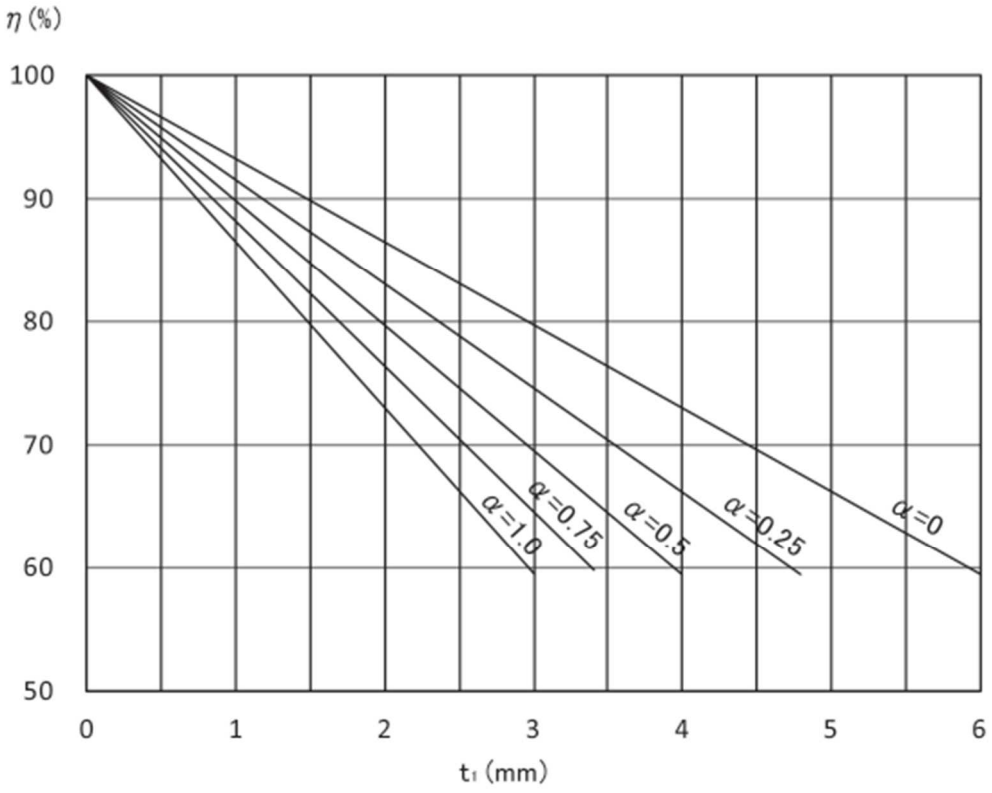
1.　SP-Ⅱ（出典 7-④）



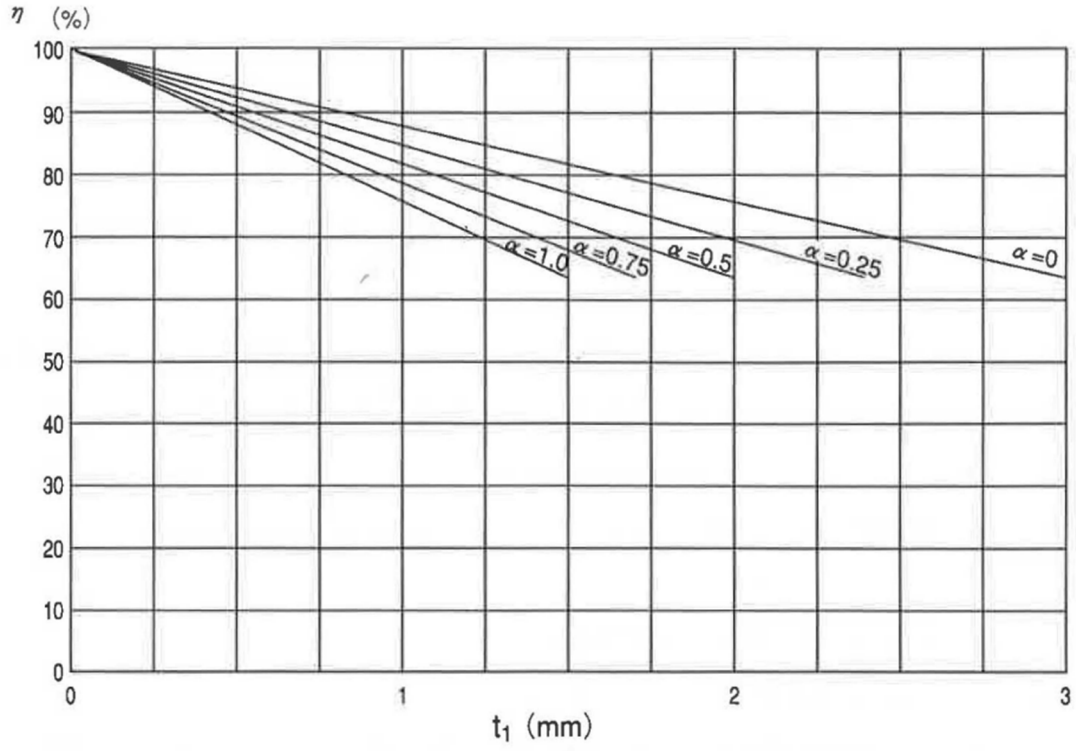
2.　SP-Ⅲ（出典 7-④）



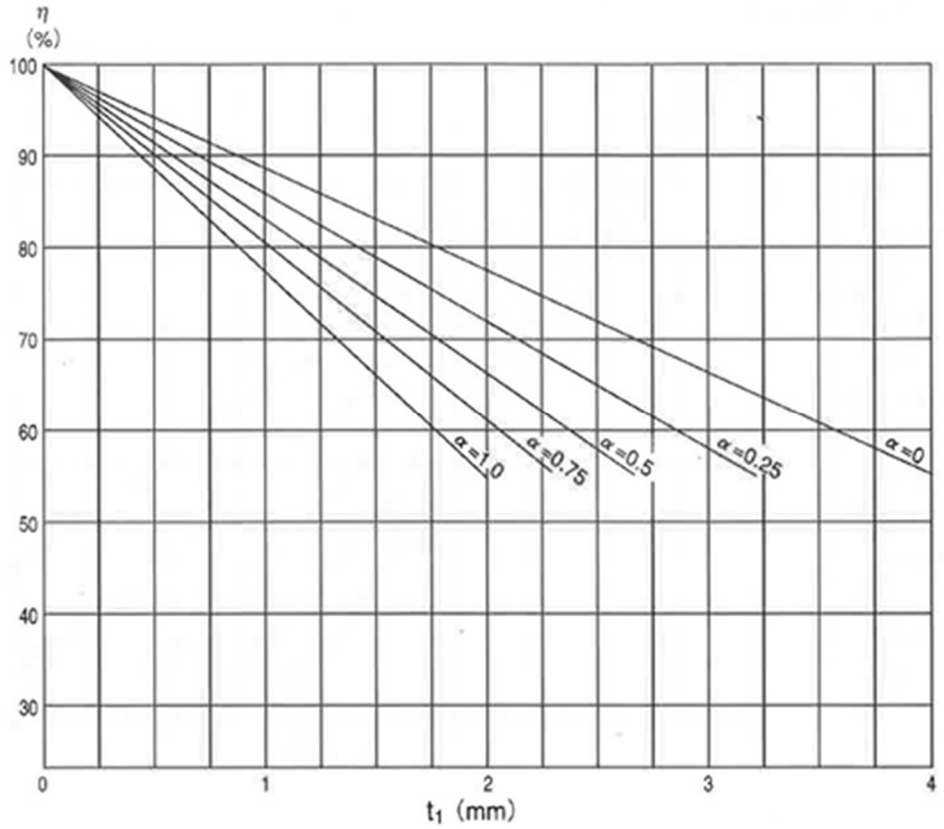
3. SP-Ⅳ（出典 7-④）



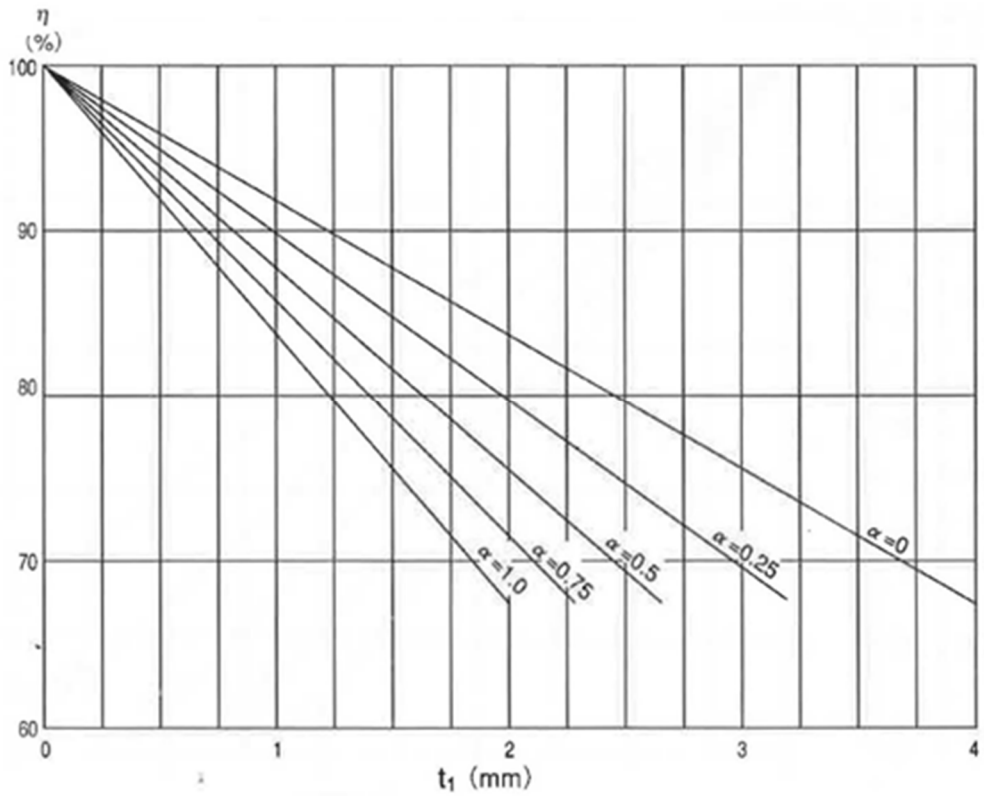
4. SP-I_A（出典 7-③）



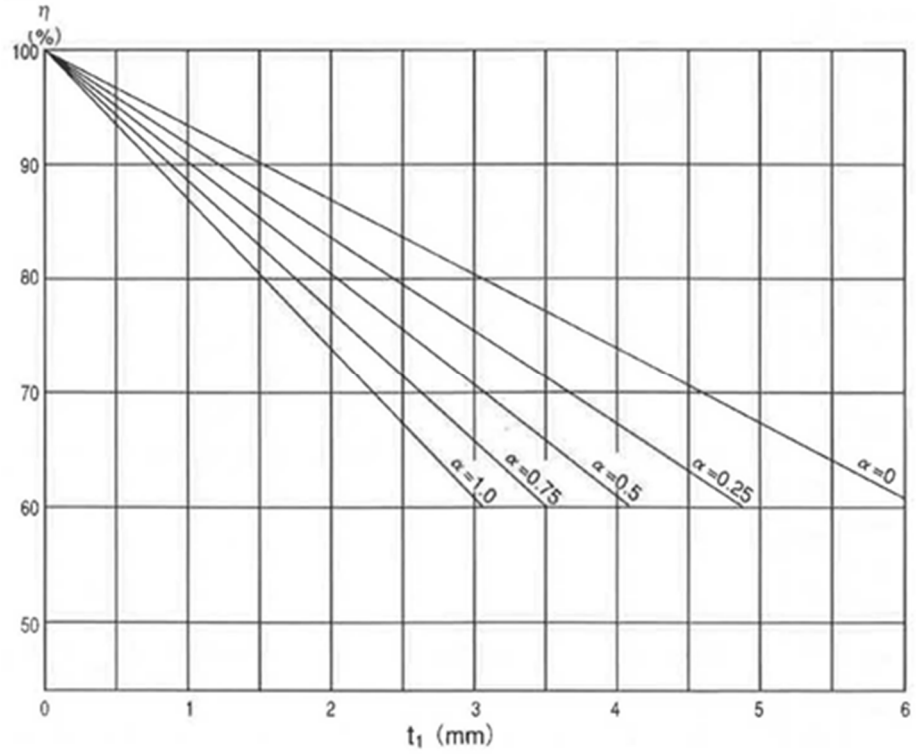
5. SP-ⅡA（出典 7-②）



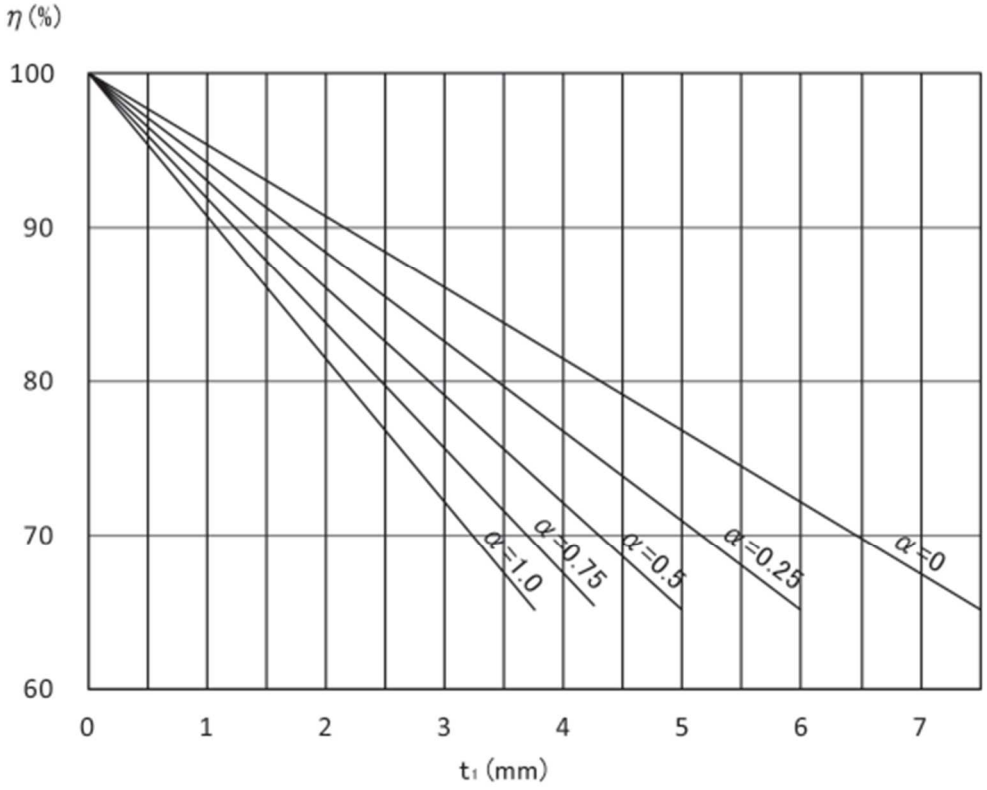
6. SP-ⅢA（出典 7-②）



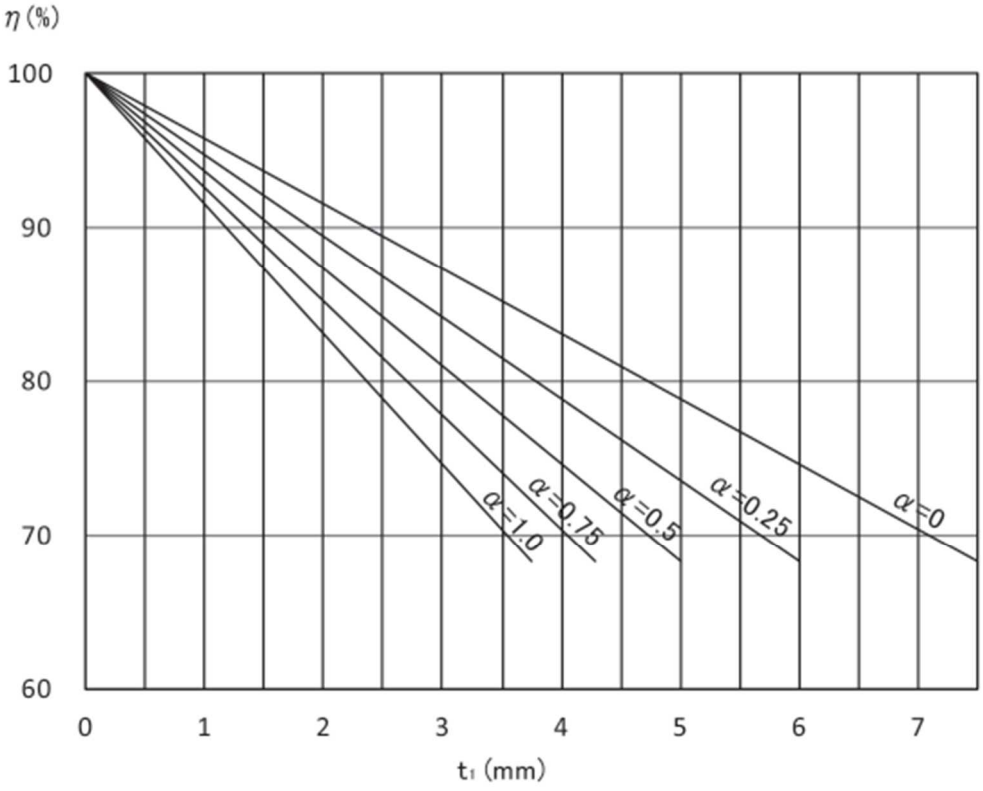
7. SP-$\mathrm{IV_A}$（出典 7-②）



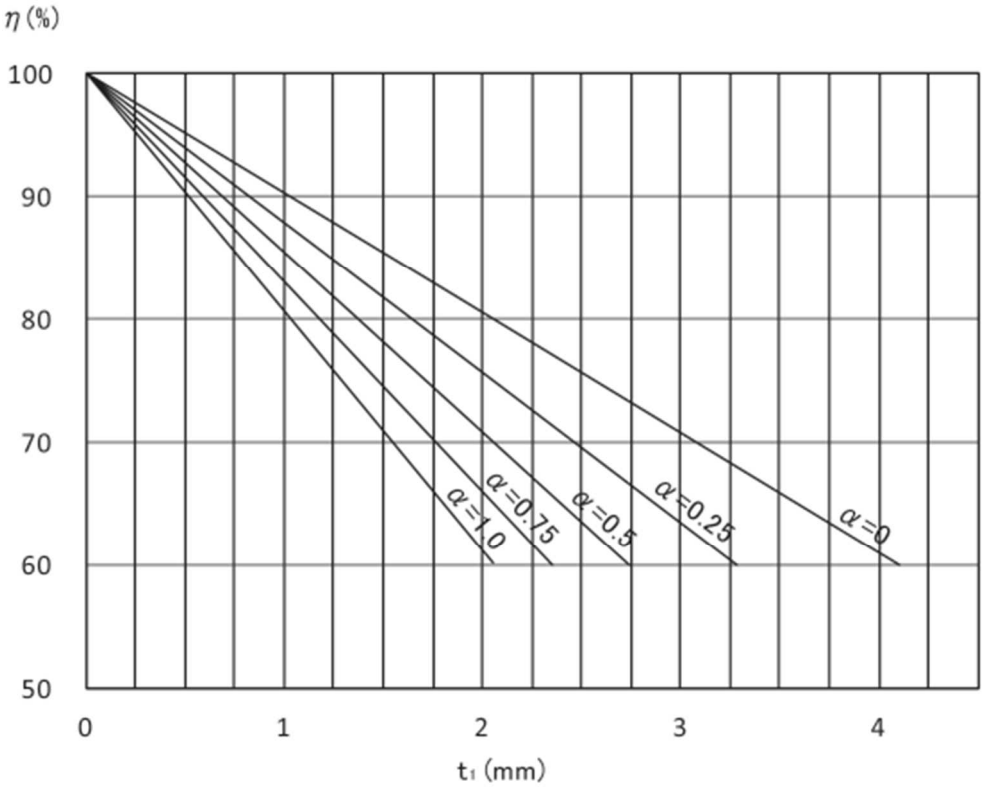
8. SP-$\mathrm{V_L}$（出典 7-④）



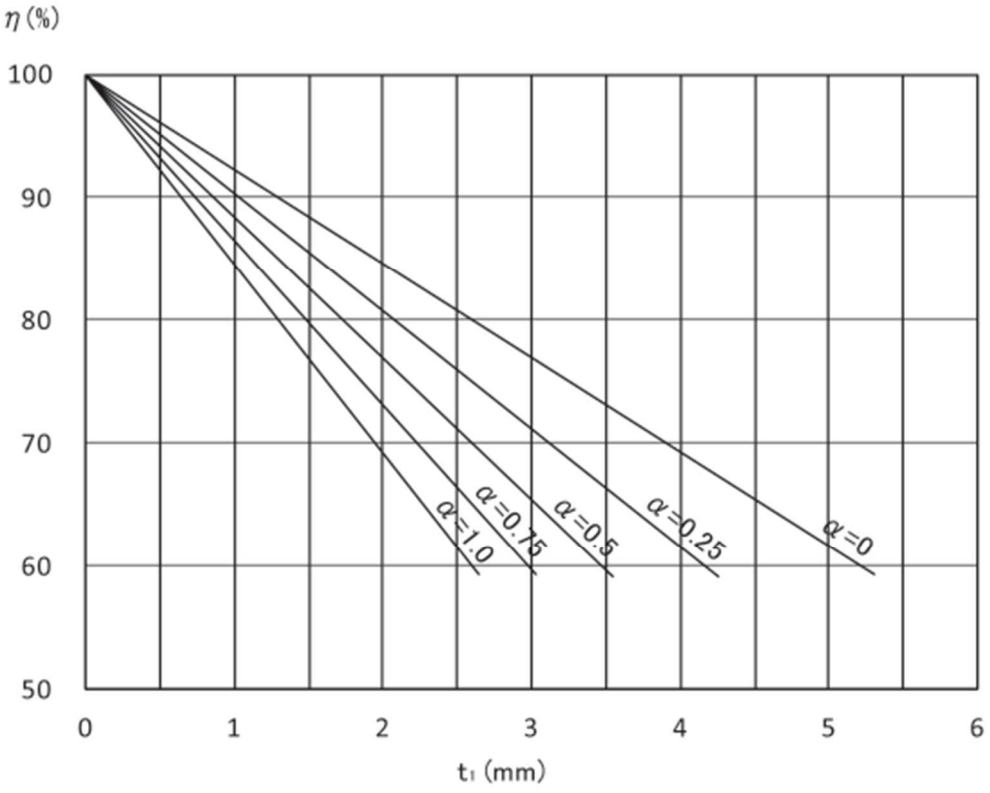
9. SP-VI_L（出典 7-④）



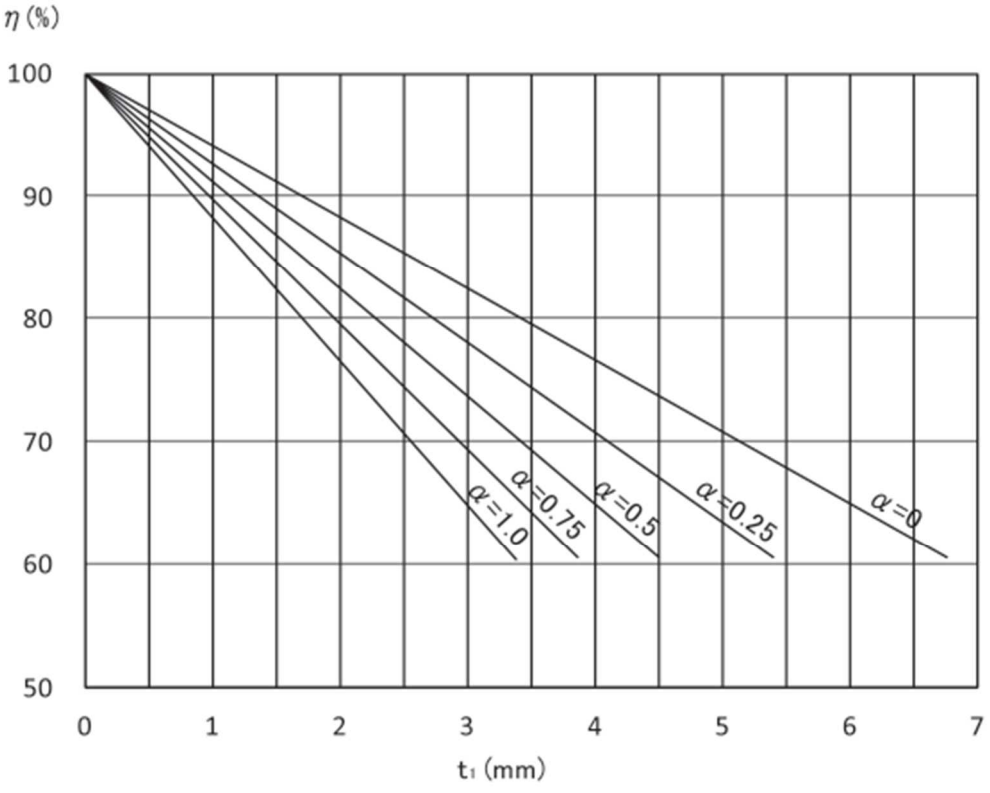
10. SP-II_W（出典 7-④）



11. SP-ⅢW（出典 7-④）

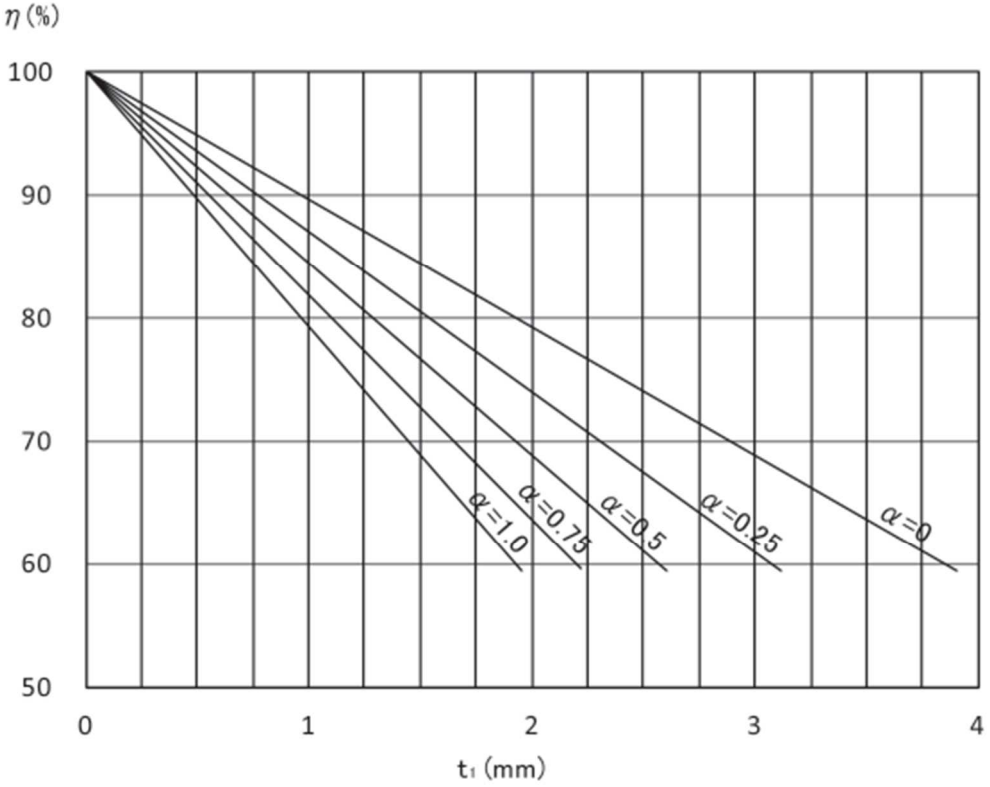


⑫SP-ⅣW（出典 7-④）

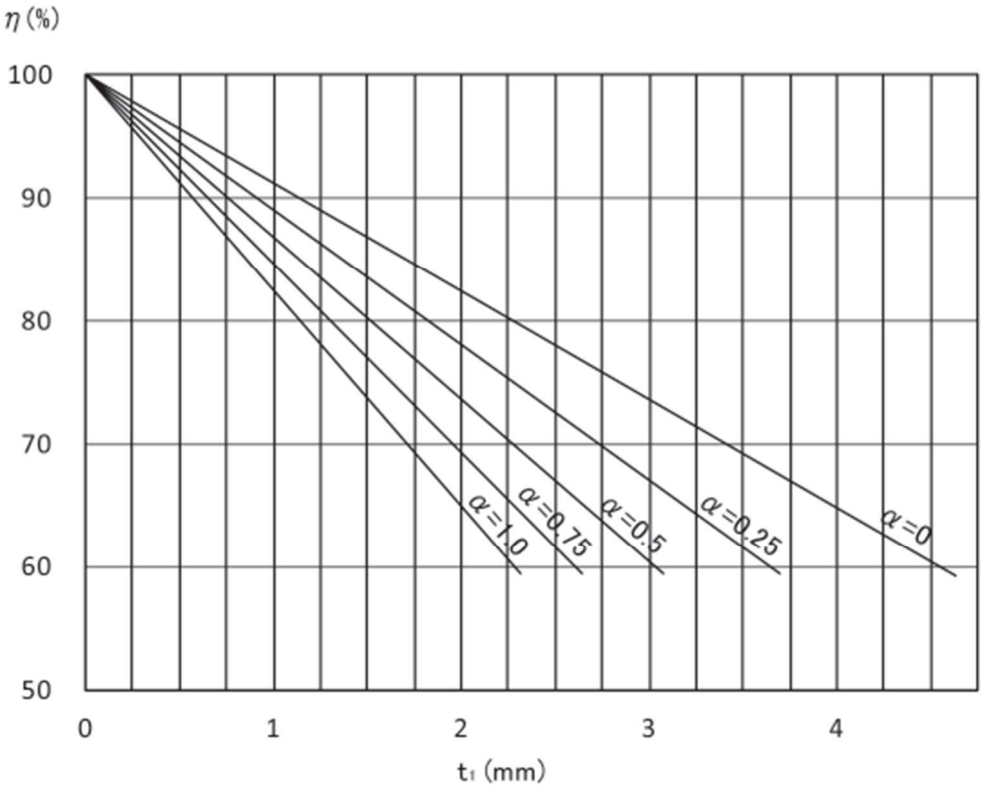


7.2.4　ハット形鋼矢板

1.　SP-10H（出典 7-④）

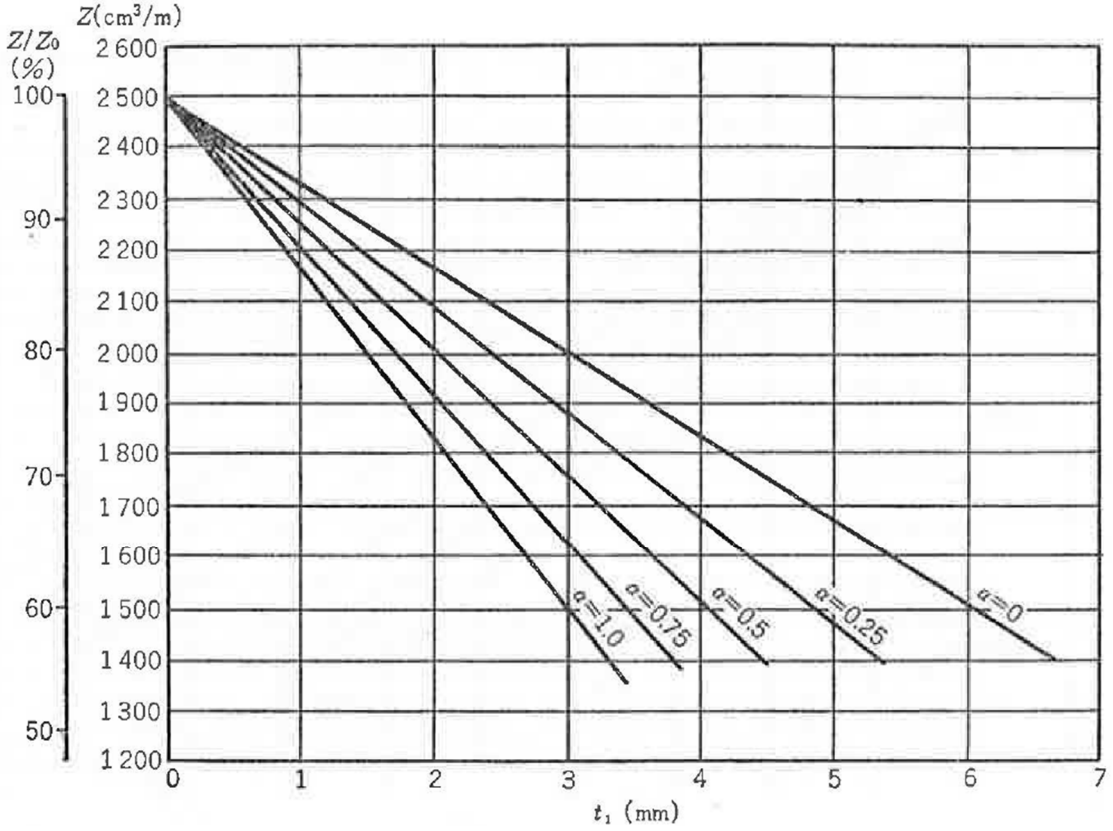


2.　SP-25H（出典 7-④）

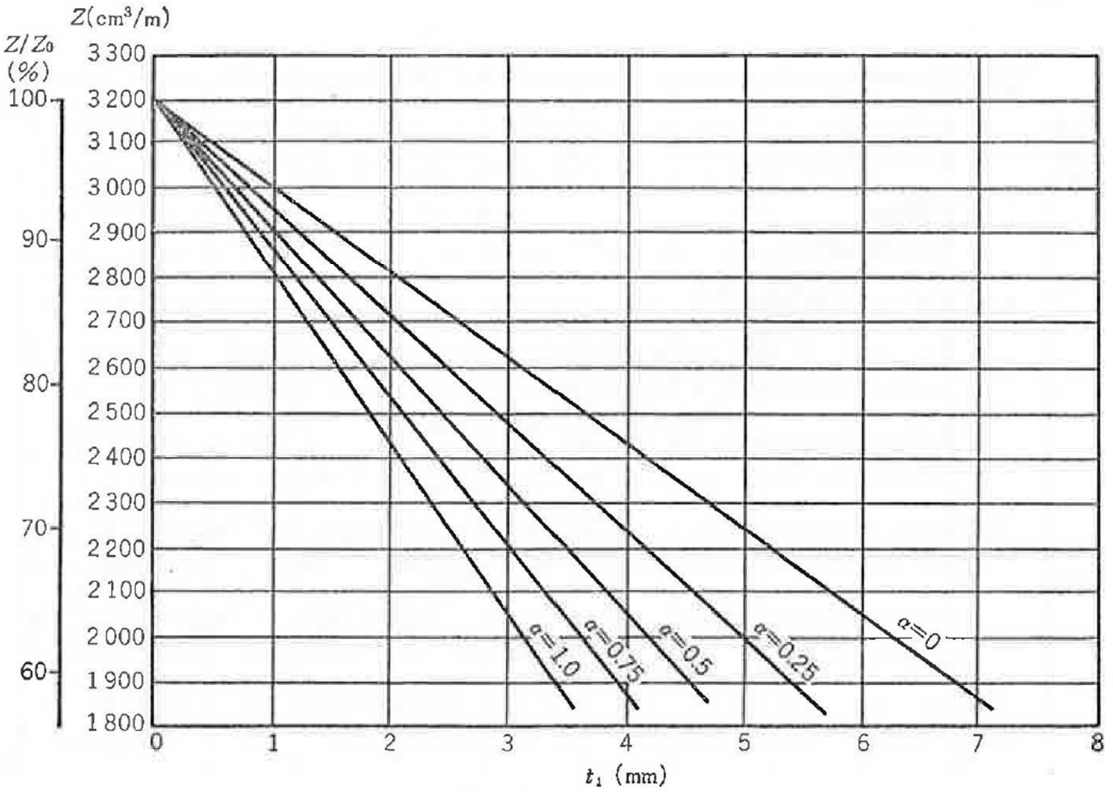


7.2.5　Z形鋼矢板

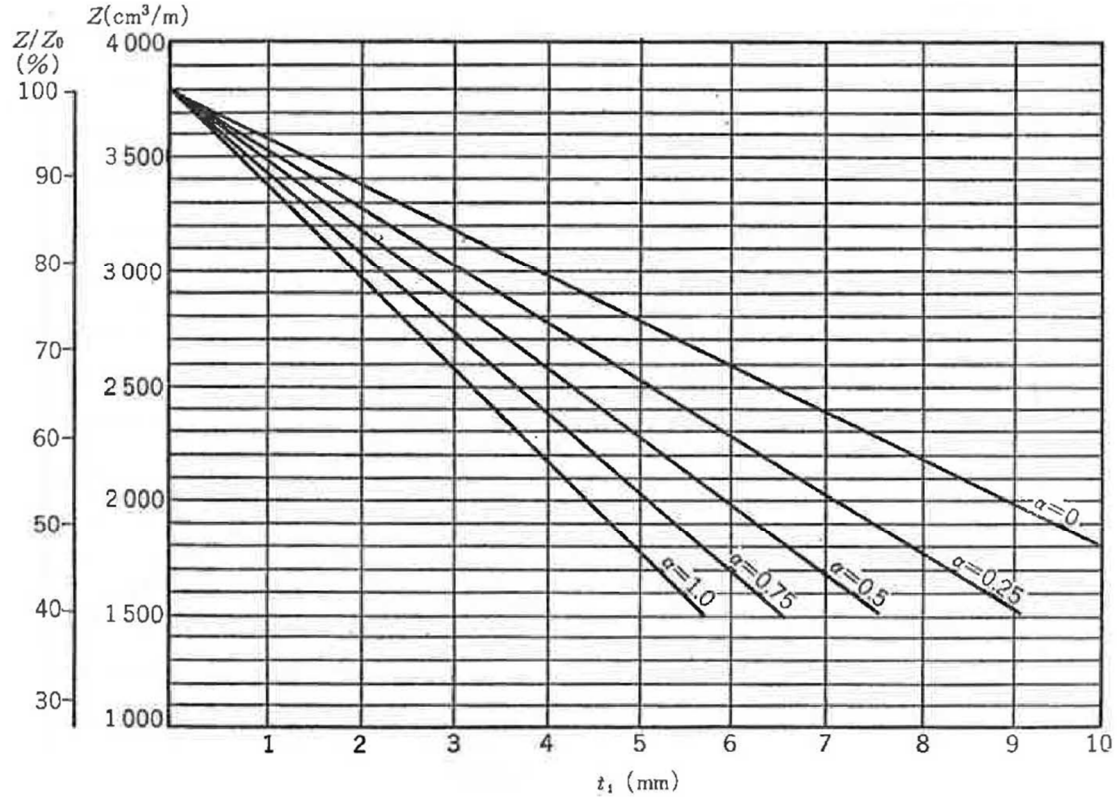
1.　SP-Z_{25}（出典 7-①）



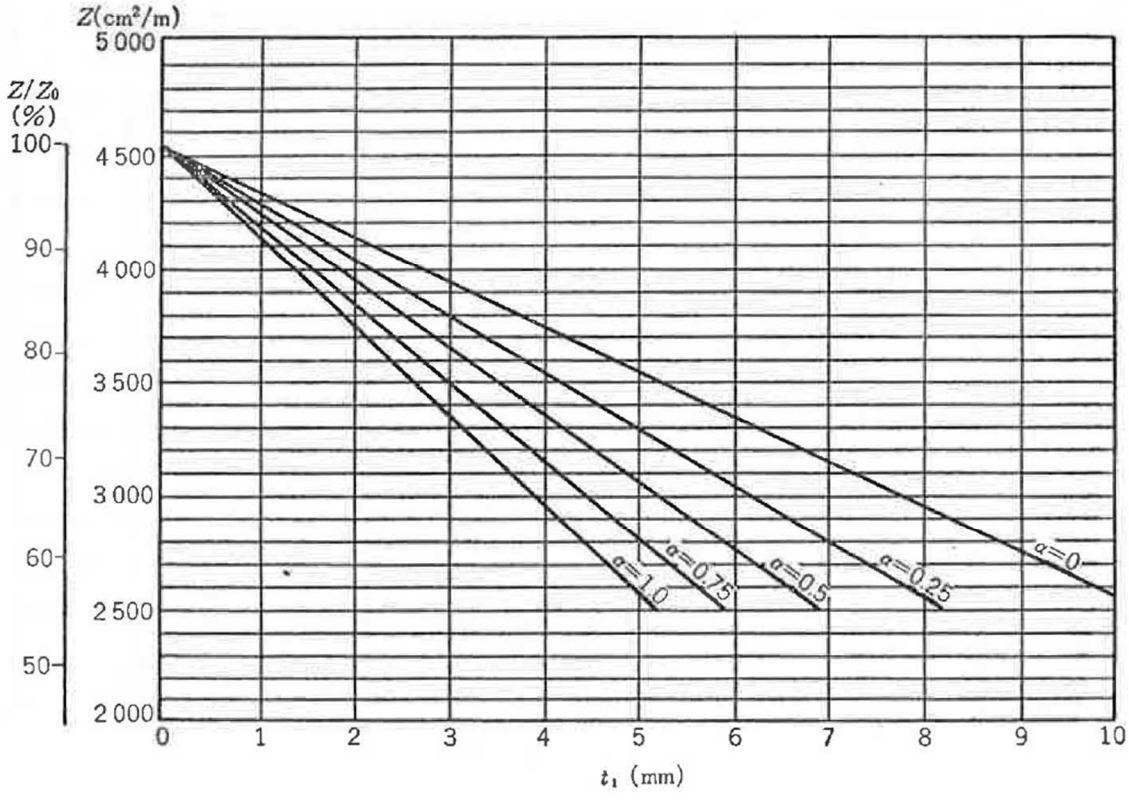
2.　SP-Z_{32}（出典 7-①）



3. SP-Z_{38}（出典 7-①）



4. SP-Z_{45}（出典 7-①）



7.3　鋼管矢板の腐食時断面性能

鋼管矢板壁幅 1m 当りの断面性能計算式は以下によります。

なお、断面 2 次モーメント、断面係数は継手による増加は小さいものとし、無視しています。

質量$W = (W_0 + W') \times \dfrac{100}{D+B}$　(kg/m)　※腐食しろは考慮せず

断面積$A = (A_0 + A') \times \dfrac{100}{D+B}$　(cm^2/m)

断面 2 次モーメント$I = I_0 \times \dfrac{100}{D+B}$　(cm^4/m)

断面係数$Z = Z_0 \times \dfrac{100}{D+B}$　(cm^3/m)

ここに、

W_0　：鋼管本体の 1 本当たりの質量　(kg/m)

$W_0 = 0.02466T(D-T)$

D　：鋼管の外径　(cm)

T　：鋼管の肉厚　(cm)

W'　：継手一組 1m 当たりの質量　(kg/m)

・L－T 型(L-65×65×8、T-15×9)　：28.0 kg/m

・L－T 型(L-75×75×9、T-15×9)　：32.6 kg/m

・P－T 型(φ165.2×9、CT-76×85×9×9)　：45.6 kg/m

・P－P 型(φ165.2×11)　：83.6 kg/m

・P－P 型(φ165.2×9)　：69.4 kg/m

B　：継手間隔　(cm)

・L－T 型(65 型)　：$\left(\dfrac{D}{2} + 76 + \sqrt{\left(\dfrac{D}{2}\right)^2 - 80^2}\right) - D$

・L－T 型(75 型)　：$\left(\dfrac{D}{2} + 85.5 + \sqrt{\dfrac{D^2}{2} - 90^2}\right) - D$

・P－T 型　：18.0cm

・P－P 型　：24.78cm

A_0　：鋼管本体の 1 本当たりの断面積　(cm^2)

$A_0 = \dfrac{\pi}{4}\left\{(D-2S)^2 - \left(D - 2T\right)^2\right\}$

S　：鋼管の腐食しろ　(cm)

A'　：継手一組の断面積　(cm^2)

・L－T 型(L-65×65×8、T-15×9)　：35.71cm^2

・L－T 型(L-75×75×9、T-15×9)　：41.57cm^2

・P－T 型(φ165.2×9、CT-76×85×9×9)　：58.11cm^2

・P－P 型(φ165.2×11)　：106.5cm^2

・P－P 型(φ165.2×9)　：88.4cm^2

I_0　：鋼管本体の 1 本当たりの断面 2 次モーメント　(cm^4)

$$I_0 = \frac{\pi}{64}\{(D-2S)^4-(D-2T)^4\}$$

Z_0　：鋼管本体の 1 本当たりの断面係数　(cm^3)

$$Z_0 = \frac{\pi}{32}\frac{(D-2S)^4-(D-2T)^4}{D-2S}$$

出典

7－①　鋼矢板工法(下)，山海堂，1982,5

7－②　鋼矢板　設計から施工まで，鋼管杭協会(現　一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会)，2000.3

7－③　鋼矢板　設計から施工まで，鋼管杭協会(現　一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会)，2007.4

7－④　鋼矢板　設計から施工まで，一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会，2014.10

付録

付録－1.　補強②：既設自立式鋼矢板護岸の控え式への構造変更

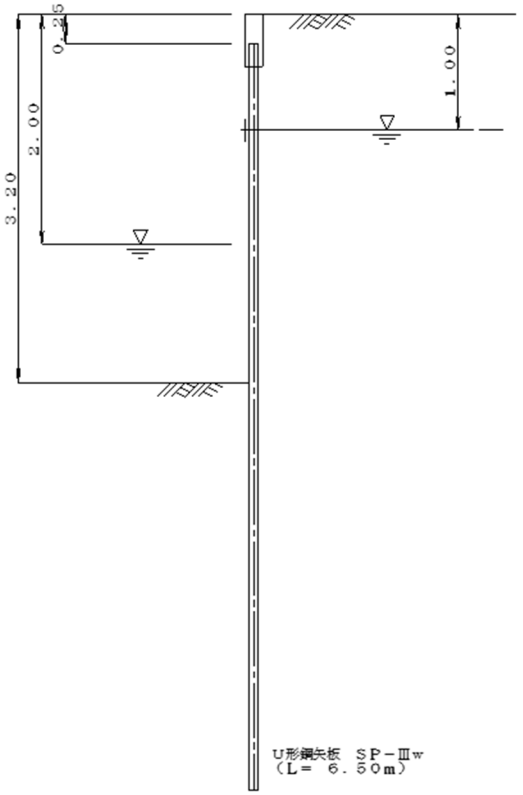
付録－2(1).　補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強（既設護岸の残存耐力照査）

付録－2(2).　補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強（鋼板による鋼矢板の補強計算）

付録－1.　補強②：既設自立式鋼矢板護岸の控え式への構造変更

1.　設計条件

⑴　構造図



深度（m）	土質名	γ（kN／m3）	φ（度）	C（kN／m2）
	砂質土	18.0	30.0	0.0

⑵ 構造寸法

設計面	$H = 3.20$ m
突出長	$H_0 = 0.00$ m
矢板天端位置	$H_{lt} = 0.25$ m
内水位	$L_{wa} = 1.00$ m(常時)
	$L_{wa}' = 1.00$ m(地震時)
外水位	$L_{wp} = 2.00$ m(常時)
	$L_{wp}' = 2.00$ m(地震時)
タイ材設置位置	$H_t = 1.00$ m
タイ材水平間隔	$l = 2.40$ m
タイ材取付角度	$\theta = 0.00000$ °
前面矢板の計算方法	フリーアースサポート法
仮想支持点	設計面深さ× 0.2を単純梁の支点とする

⑶ 設計定数

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0$ kN/m^3
水圧タイプ	台形水圧
側 圧 強 度	自動計算する
側圧計算式	河川
検討ケース	常時，地震時
設計震度 (空気中)	$k = 0.100$
(水中)	各層の見掛けの震度を入力する
地震時の動水圧	考慮しない
船舶のけん引力	作用しない
任意荷重	作用しない
タイ材取付点以浅の側圧	考慮する
最小崩壊角	$\zeta_0 = 10$ °
粘性土の崩壊角	粘性土の式で求める
控え工設置位置の計算における粘性土の受働崩壊角	
	$\zeta = 45$ °(常時)
	$\zeta = 45$ °度(地震時)
圧密平衡係数	$K_c = 0.50$(地震時は考慮しない)
根入れ長の安全率	フリーアースサポート法 1.50(常時)
	1.20(地震時)

⑷ 横方向地盤反力係数

算出式	$K_h = 6{,}910 \times \mathrm{N}'^{0.406}$
横方向地盤反力係数	層毎に平均N値からK_hを求め、仮想地盤面から深さ$1/\beta$までの平均K_hとする

⑸ 上載荷重

換算荷重　　計算せずに上載荷重を入力する

主働側の上載荷重　　$Q_a = 10.0\ \mathrm{kN/m^2}$(常時)

$Q_a' = 5.0\ \mathrm{kN/m^2}$(地震時)

受働側の上載荷重　　$Q_p = 0.0\ \mathrm{kN/m^2}$(常時)

$Q_p' = 0.0\ \mathrm{kN/m^2}$(地震時)

⑹ 土質定数

土質定数

No	深度(m) (突出長含む)	層厚(m) (突出長除く)
1	10.00	10.00

No	深度 (m)	土質	N値	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	a	k'	ζ(°)		K_h(kN/m³)	
										常時	地震時	常時	地震時
1	10.00	S	10.0	18.00	10.00	30.0	0.0	0.0	0.200	自動	自動	自動	自動

深度　：矢板天端から土層下面までの深さ　　C　：土の粘着力

土質　：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)　　a　：土の粘着力の傾き

N値　：層の平均N値　　k'　：設計震度(水中)

γ　：土の湿潤単位体積重量　　ζ　：主働崩壊角

γ'　：土の水中単位体積重量　　K_h　：地盤反力係数

φ　：土の内部摩擦角

壁面摩擦角

δ(°)	常時	地震時
主働側	15.00	15.00
受働側	-15.00	0.00

⑺ 矢板材料

材料名　　U 形鋼矢板 SP-Ⅲw

ヤング率　　$E = 200{,}000\ \mathrm{N/mm^2}$

断面二次モーメント　　$I_0 = 32{,}400\ \mathrm{cm^4}$ (腐食前)

断面係数　　$Z_0 = 1{,}800\ \mathrm{cm^3}$ (腐食前)

腐食代　　$t_1 = 2.00$ mm（前面側），$t_2 = 2.00$ mm（背面側）

腐食率(Z_0に関して)　　$\eta = 0.69$　※腐食代からの自動計算

継手効率(Z_0に関して)　　$\mu = 1.00$

長さの丸め値　　0.50 m

許容応力度　　$\sigma_a = 180\ \mathrm{N/mm^2}$(常時)

$\sigma_a' = 270\ \mathrm{N/mm^2}$(地震時)

材料の低減　　応力度計算時のZ_0を低減する

⑻ タイ材

タイ材径	必要径を自動計算する
腐食	考慮する(1.20 mm)
許容応力度	$\sigma_a = 176$ N/mm^2(常時)
	$\sigma_a' = 264$ N/mm^2(地震時)

⑼ 腹起し

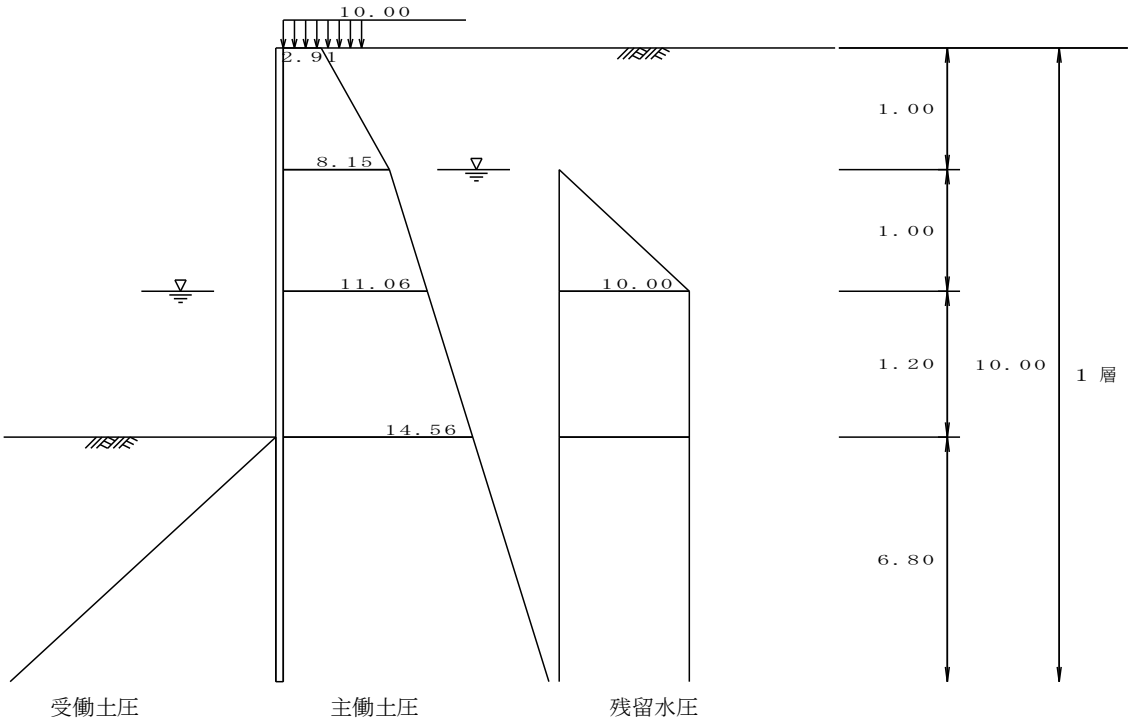
材料名	2 − [150x75x6.5x10
断面係数	230.0 cm^3
腐食	考慮する(1.20 mm)
腐食率	$\eta = 0.750$
許容応力度	$\sigma_a = 140$ N/mm^2(常時)
	$\sigma_a' = 210$ N/mm^2(地震時)

⑽ 控え直杭

計算方法	Chang の式（埋め込み杭として設計する）
控え工天端高さ	0.30 m（タイ材取付点からの高さ）
控え工設置位置	自動計算する
主働崩壊線の始点	設計面とする
材料名	H − 200x200x8x12x13
寸法	200.0 × 200.0 × 8.0 × 12.0 mm
ヤング率	$E = 200{,}000$ N/mm^2
断面二次モーメント	$I_0 = 4{,}720$ cm^4(腐食前)
断面係数	$Z_0 = 472$ cm^3(腐食前)
腐食代	$t_1 = 1.20$ mm（前面側），$t_2 = 1.20$ mm（背面側）
長さの丸め値	0.50 m
許容応力度	$\sigma_a = 140$ N/mm^2(常時)
	$\sigma_a' = 210$ N/mm^2(地震時)
許容変位	$\delta_a = 50.0$ mm(常時)
	$\delta_a' = 75.0$ mm(地震時)
材料断面係数の低減	横方向地盤反力係数計算時のI_0を低減する
	根入れ長計算時のI_0を低減しない
	断面力・変位計算時のI_0を低減する
	応力度計算時のZ_0を低減する

2. 側圧の計算

(1) 常時



図中の点線は圧密平衡係数を用いた主働土圧強度P_{a2}を示す。

1) 主働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h + Q_a$ (kN/m²)	K_a	$K_a \times \cos\delta$
1	0.00～1.00	砂質土	18.0	30.0	—	10.000 28.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
2	1.00～2.00	砂質土	10.0	30.0	—	28.000 38.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
3	2.00～3.20	砂質土	10.0	30.0	—	38.000 50.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
4	3.20～10.00	砂質土	10.0	30.0	—	50.000 118.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115

砂質土の主働土圧係数(K_a)は以下の式で求める。

$\delta = 15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°,\ \theta = 0.00\,°$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

2) 受働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h + Q_p$ (kN/m²)	K_p	$K_p \times \cos\delta$
4	3.20～ 10.00	砂質土	10.0	30.0	—	0.000 68.000	4.97650 4.97650	4.80693 4.80693

砂質土の受働土圧係数(K_p)は以下の式で求める。

$\delta = -15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°,\ \theta = 0.00\,°$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

3) 側圧強度

No	深さ (m)	主働側			残留水圧	受働側
		P_{a1} (kN/m²)	P_{a2} (kN/m²)	P_a (kN/m²)	P_w (kN/m²)	P_p (kN/m²)
1	0.00～ 1.00	2.91 8.15	—	2.91 8.15	—	—
2	1.00～ 2.00	8.15 11.06	—	8.15 11.06	0.00 10.00	—
3	2.00～ 3.20	11.06 14.56	—	11.06 14.56	10.00 10.00	—
4	3.20～ 10.00	14.56 34.36	—	14.56 34.36	10.00 10.00	0.00 326.87

主働土圧の算定式

砂質土　$P_{a1} = K_a \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_{a1} = \Sigma\gamma h + Q - 2C$

$P_{a2} = K_c \cdot (\Sigma\gamma h + Q)$

K_c：圧密平衡係数，$K_c = 0.50$

P_{a1}，P_{a2}のいずれか大きい値をとり、主働土圧とする。

中間土　$P_{a1} = \left[K_a(\Sigma\gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}\right] \cdot \cos\delta$

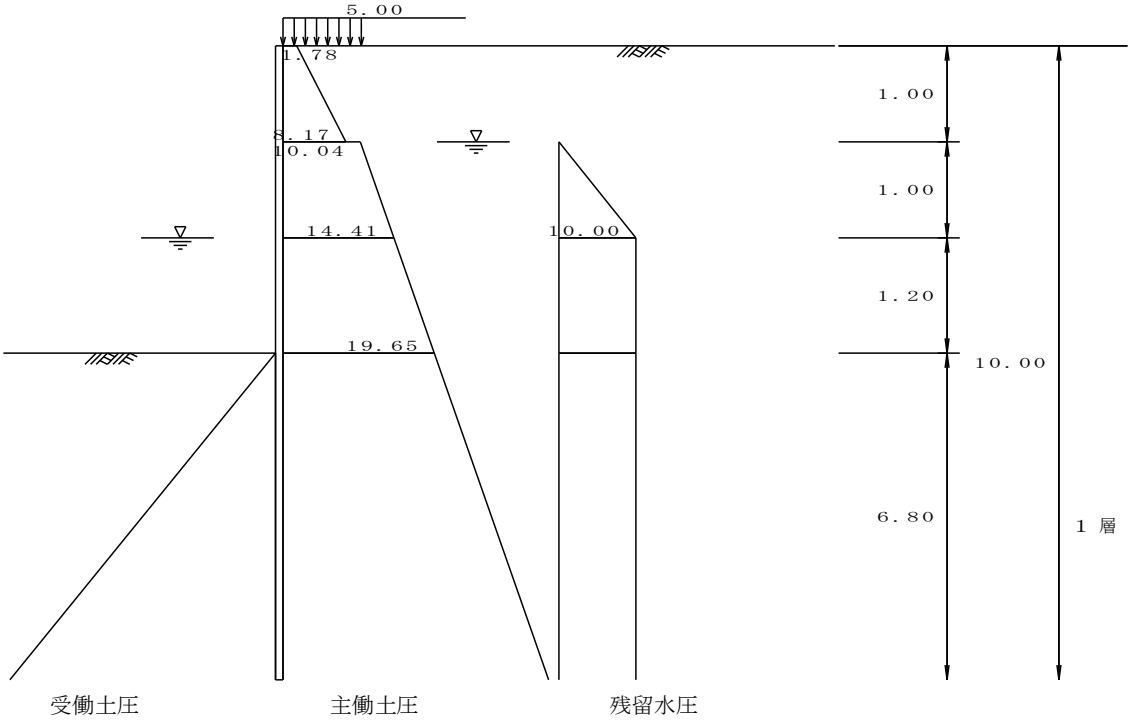
受働土圧の算定式

砂質土　$P_p = K_p \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_p = \Sigma\gamma h + Q + 2C$

中間土　$P_p = \left[K_p(\Sigma\gamma h + Q) + 2C\sqrt{K_p}\right] \cdot \cos\delta$

⑵ 地震時



1) 主働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h + Q_a$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	K_a	$K_a \times \cos\delta$	ζ (°)
1	0.00～ 1.00	砂質土	18.0	30.0	—	5.00 23.00	0.00 0.00	0.100 0.100	5.71 5.71	0.36790 0.36790	0.35537 0.35537	—
2	1.00～ 2.00	砂質土	10.0	30.0	—	23.00 33.00	0.00 10.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
3	2.00～ 3.20	砂質土	10.0	30.0	—	33.00 45.00	10.00 22.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
4	3.20～ 10.00	砂質土	10.0	30.0	—	45.00 113.00	22.00 90.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—

砂質土の主働土圧係数は以下の式で求める。

$\delta = 15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°$

地震合成角$\theta = \tan^{-1} k$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

2) 受働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h + Q_p$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	K_p	$K_p \times \cos\delta$
4	3.20～ 10.00	砂質土	10.00	30.0	—	0.000 68.000	0.00 68.00	0.200 0.200	11.31 11.31	2.62913 2.62913	2.62913 2.62913

砂質土の受働土圧係数(K_p)は以下の式で求める。

$\delta = 0.00\,°,\ \beta = 0.00\,°$

地震合成角$\theta = \tan^{-1} k$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

3) 側圧強度

No	深さ (m)	主働側	残留水圧	受働側
		P_a (kN/m^2)	P_w (kN/m^2)	P_p (kN/m^2)
1	0.00～ 1.00	1.78 8.17	—	—
2	1.00～ 2.00	10.04 14.41	0.00 10.00	—
3	2.00～ 3.20	14.41 19.65	10.00 10.00	—
4	3.20～ 10.00	19.65 49.34	10.00 10.00	0.00 178.78

主働土圧の算定式

砂質土　$P_a = K_a \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_a = \dfrac{(\Sigma\gamma h + Q) \cdot \sin(\theta + \zeta)}{\cos\theta \cdot \sin\zeta} - \dfrac{C}{\cos\zeta \cdot \sin\zeta}$

中間土　$P_a = \left[K_a(\Sigma\gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}\right] \cdot \cos\delta$

受働土圧の算定式

砂質土　$P_p = K_p \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_p = \Sigma\gamma h + Q + 2C$

中間土　$P_p = \left[K_p(\Sigma\gamma h + Q) + 2C\sqrt{K_p}\right] \cdot \cos\delta$

3. 根入れ長の計算

矢板壁の根入れ長は、$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w + \Sigma M_{dw} + \Sigma M_t) \leq \Sigma M_p$となる設計面からの深さとする。ここで、

ΣM_a　：主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_w　：残留水圧によるタイ材取付点に関するモーメント

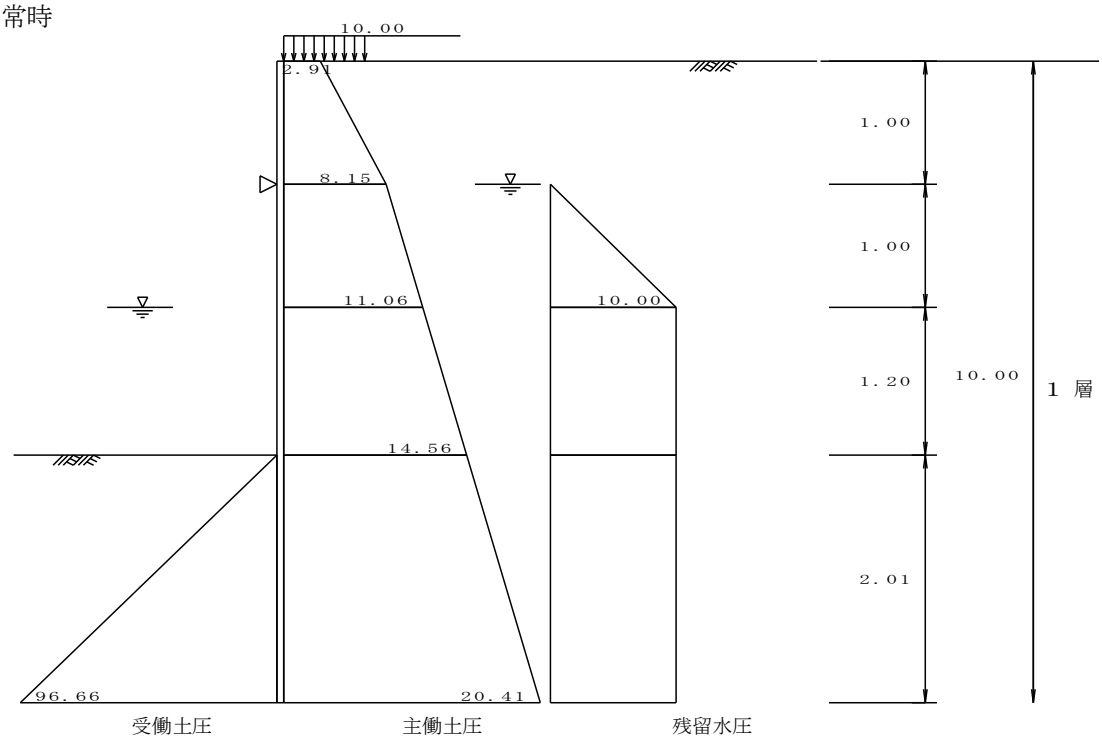
ΣM_p　：受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_{dw}　：地震時の動水圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_t　：任意荷重によるタイ材取付点に関するモーメント

F_s　　：安全率(常時= 1.50、地震時= 1.20)

⑴ 常時



設計面からの根入れ長を、2.01 mと仮定してタイ材取付点に関するモーメントを計算する。

1) 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	S_a (kN/m)	Y (m)	M_a (kN·m/m)
1	砂質土	0.00～	2.91	1.46	−0.67	−0.97
		1.00	8.15	4.08	−0.33	−1.36
2	砂質土	1.00～	8.15	4.08	0.33	1.36
		2.00	11.06	5.53	0.67	3.69
3	砂質土	2.00～	11.06	6.64	1.40	9.29
		3.20	14.56	8.73	1.80	15.72
4	砂質土	3.20～	14.56	14.64	2.87	42.01
		5.21	20.41	20.52	3.54	72.66
主働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_a = 142.41$

P_a　：主働土圧強度

S_a　：主働土圧による水平力$(S_a = P_a \times$ 層厚$/2)$

Y　　：タイ材取付点からのアーム長

M_a　：主働土圧によるモーメント$(M_a = S_a \times Y)$

2) 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_w (kN/m^2)	S_w (kN/m)	Y (m)	M_w (kN・m/m)
2	砂質土	1.00～	0.00	0.00	0.33	0.00
		2.00	10.00	5.00	0.67	3.33
3	砂質土	2.00～	10.00	6.00	1.40	8.40
		3.20	10.00	6.00	1.80	10.80
4	砂質土	3.20～	10.00	10.05	2.87	28.86
		5.21	10.00	10.05	3.54	35.60
残留水圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_w = 86.99$

P_w ：残留水圧強度

S_w ：残留水圧による水平力$(S_w = P_w \times$ 層厚$/2)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_w ：残留水圧によるモーメント$(M_w = S_w \times Y)$

3) 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_p (kN/m^2)	S_p (kN/m)	Y (m)	M_p (kN・m/m)
4	砂質土	3.20～	0.00	0.00	2.87	0.00
		5.21	96.66	97.19	3.54	344.09
受働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_p = 344.09$
受働土圧の合計						$\Sigma S_p = 97.19$

P_p ：受働土圧強度

S_p ：受働土圧による水平力$(S_p = P_p \times$ 層厚$/2)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_p ：受働土圧によるモーメント$(M_p = S_p \times Y)$

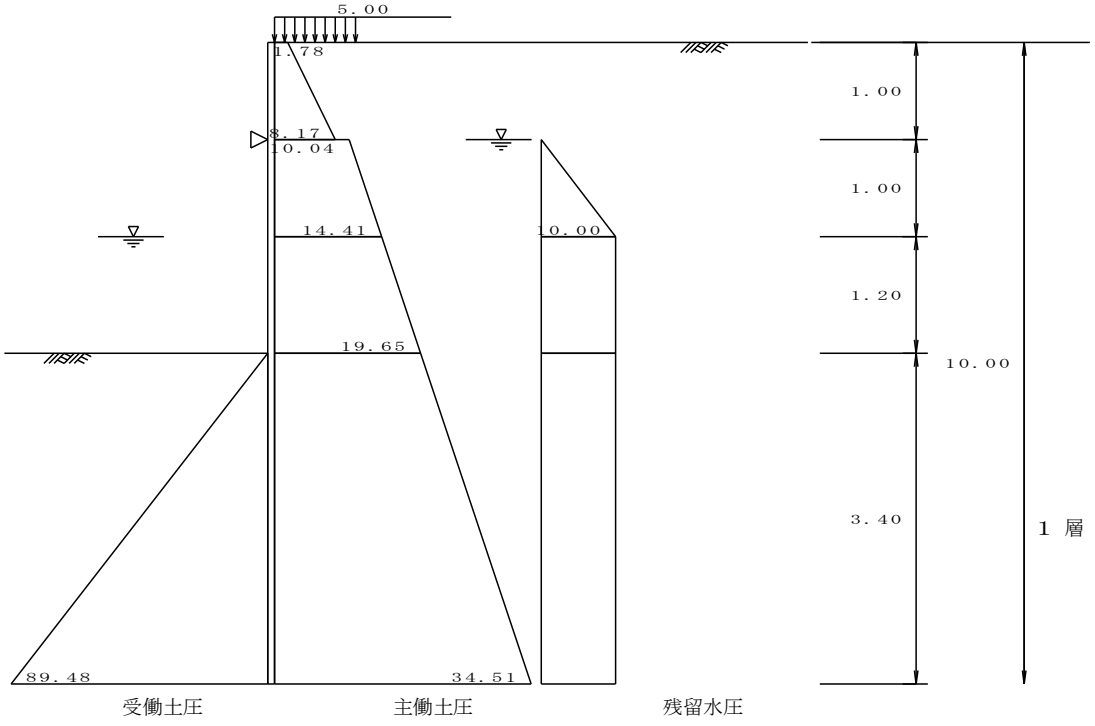
4) 根入れ長

$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.50 \times (142.41 + 86.99) - 344.09 = 0$

よって、設計面からの根入れ長(D)は、

根入れ長　$D = 2.01$ m

⑵ 地震時



設計面からの根入れ長を、3.40 mと仮定してタイ材取付点に関するモーメントを計算する。

1) 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	S_a (kN/m)	Y (m)	M_a (kN·m/m)
1	砂質土	0.00～ 1.00	1.78 8.17	0.89 4.09	−0.67 −0.33	−0.59 −1.36
2	砂質土	1.00～ 2.00	10.04 14.41	5.02 7.20	0.33 0.67	1.67 4.80
3	砂質土	2.00～ 3.20	14.41 19.65	8.65 11.79	1.40 1.80	12.10 21.22
4	砂質土	3.20～ 6.60	19.65 34.51	33.44 58.73	3.34 4.47	111.50 262.45
主働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_a = 411.79$

P_a ：主働土圧強度

S_a ：主働土圧による水平力$\left(S_a = P_a \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_a ：主働土圧によるモーメント$(M_a = S_a \times Y)$

2) 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_w (kN/m²)	S_w (kN/m)	Y (m)	M_w (kN・m/m)
2	砂質土	1.00～	0.00	0.00	0.33	0.00
		2.00	10.00	5.00	0.67	3.33
3	砂質土	2.00～	10.00	6.00	1.40	8.40
		3.20	10.00	6.00	1.80	10.80
4	砂質土	3.20～	10.00	17.02	3.34	56.75
		6.60	10.00	17.02	4.47	76.05
残留水圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_w = 155.33$

P_w ：残留水圧強度

S_w ：残留水圧による水平力$\left(S_w = P_w \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_w ：残留水圧によるモーメント$(M_w = S_w \times Y)$

3) 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_p (kN/m²)	S_p (kN/m)	Y (m)	M_p (kN・m/m)
4	砂質土	3.20～	0.00	0.00	3.34	0.00
		6.60	89.48	152.28	4.47	680.54
受働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_p = 680.54$
受働土圧の合計						$\Sigma S_p = 152.28$

P_p ：受働土圧強度

S_p ：受働土圧による水平力$\left(S_p = P_p \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_p ：受働土圧によるモーメント$\left(M_p = S_p \times Y\right)$

4) 根入れ長

$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.20 \times (411.79 + 155.33) - 680.54 = 0$

よって、設計面からの根入れ長(D)は、

根入れ長$D = 3.40$ m

5) 矢板全長

矢板の根入れ長(D)は、

常時　　$D = 2.01$ m

地震時　　$D = 3.40$ m

設計面$= 3.20$ m、矢板天端位置$= 0.25$ mであることから、矢板全長(L)は、

$L = \left(3.20 - 0.25\right) + 3.40 = 6.35\text{m}$

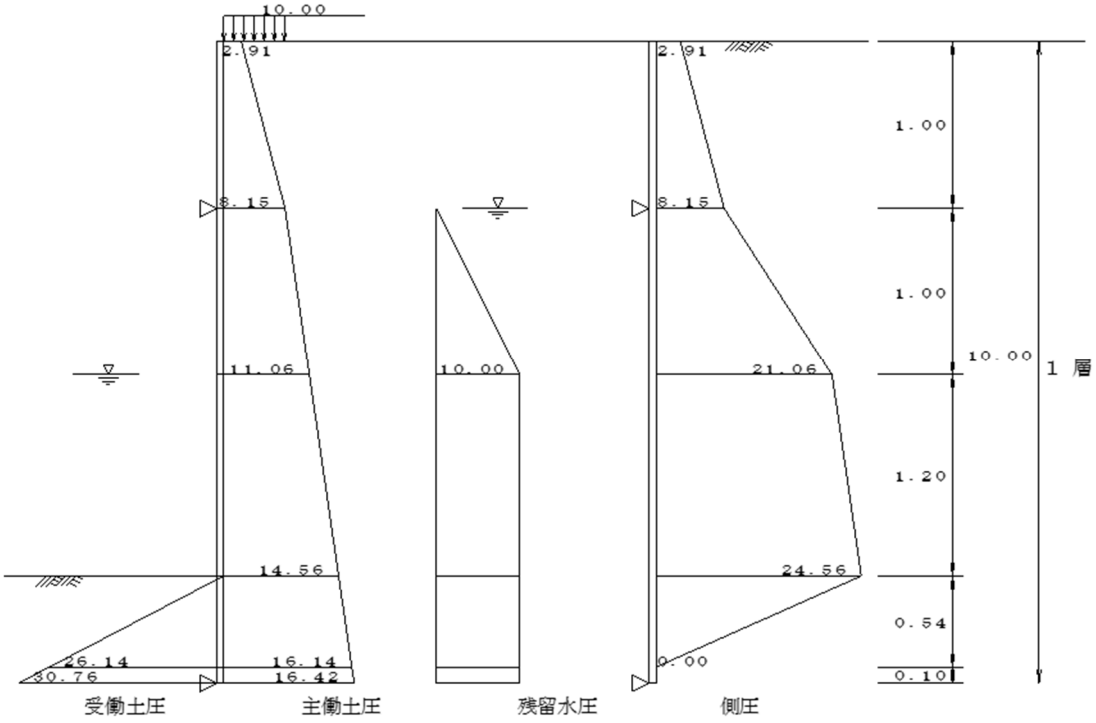
よって、長さの丸め値0.50 mより、矢板全長は6.50 mとする。

4. 断面力の計算

矢板壁に生じる断面力は、タイ材取付点と仮想支持点を支点とする単純梁として計算する。

設計面から仮想支持点までの深さは、$0.2H = 0.64$ mとする。

⑴ 常時



1) 側圧

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m^2)	P_w (kN/m^2)	P_p (kN/m^2)	P_S (kN/m^2)	S (kN/m)	Y (m)	M (kN・m/m)
1	砂質土	0.00～ 1.00	2.91 8.15	—	—	2.91 8.15	1.46 4.08	−0.67 −0.33	−0.97 −1.36
2	砂質土	1.00～ 2.00	8.15 11.06	0.00 10.00	—	8.15 21.06	4.08 10.53	0.33 0.67	1.36 7.02
3	砂質土	2.00～ 3.20	11.06 14.56	10.00 10.00	—	21.06 24.56	12.64 14.73	1.40 1.80	17.69 26.52
4	砂質土	3.20～ 3.74	14.56 16.14	10.00 10.00	0.00 26.14	24.56 0.00	6.68 0.00	2.38 2.56	15.90 0.00
5	砂質土	3.74～ 3.84	16.14 16.42	10.00 10.00	26.14 30.76	0.00 −4.34	0.00 0.00	2.78 2.81	0.00 0.00
							$\Sigma S = 54.19$,	$\Sigma M = 66.17$	

P_a ：主働土圧強度

P_w ：残留水圧強度

P_p ：受働土圧強度

P_S ：側圧強度$\left(P_S = P_a + P_w - P_p \geq 0\right)$

S ：側圧$\left(S = P_S \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からの深さ

M ：各層の側圧によるモーメント$(M = S \times Y)$

2) 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力　R_b

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{66.17}{2.840} = 23.30\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点の反力　R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 54.19 - 23.30 = 30.89\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点より上方の張出し部の曲げモーメント($M_{max}{}'$)

$$M_{max}{}' = -2.33\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

タイ材取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント(M_{max})

最大曲げモーメントの生じる位置をXとすると、

$2.000 \leq 2.000 + \text{X} \leq 3.200$ mの範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_X = -0.485X^3 - 10.532X^2 + 10.752X + 16.802$$

$$\frac{d}{dX} M_X = -1.456X^2 - 21.064X + 10.752$$

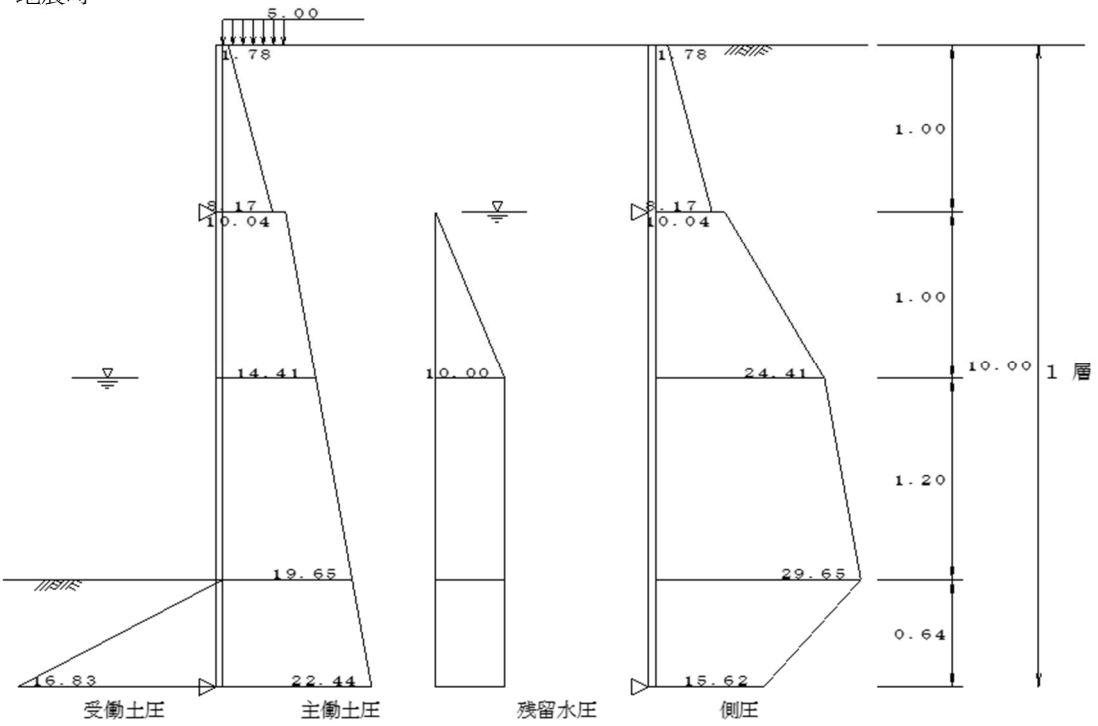
$\frac{d}{dX} M_X =$ を解くと、$X = 0.494$ m

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、$2.000 + 0.494 = 2.494$ mで、

その時の曲げモーメント(M_{max})は、

$$M_{max} = -0.485 \times 0.494^3 - 10.532 \times 0.494^2 + 10.752 \times 0.494 + 16.802 = 19.49\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑵ 地震時



1) 側圧

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	P_w (kN/m²)	P_p (kN/m²)	P_S (kN/m²)	S (kN/m)	Y (m)	M (kN・m/m)
1	砂質土	0.00～ 1.00	1.78 8.17	—	—	1.78 8.17	0.89 4.09	−0.67 −0.33	−0.59 −1.36
2	砂質土	1.00～ 2.00	10.04 14.41	0.00 10.00	—	10.04 24.41	5.02 12.20	0.33 0.67	1.67 8.14
3	砂質土	2.00～ 3.20	14.41 19.65	10.00 10.00	—	24.41 29.65	14.65 17.79	1.40 1.80	20.50 32.02
4	砂質土	3.20～ 3.84	19.65 22.44	10.00 10.00	0.00 16.83	29.65 15.62	9.49 5.00	2.41 2.63	22.90 13.13
									$\Sigma S = 69.12,\ \Sigma M = 96.40$

P_a ：主働土圧強度

P_w ：残留水圧強度

P_p ：受働土圧強度

P_S ：側圧強度$\left(P_S = P_a + P_w - P_p \geq 0\right)$

S ：側圧$\left(S = P_S \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からの深さ

M ：各層の側圧によるモーメント$(M = S \times Y)$

2) 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力　R_b

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{96.40}{2.840} = 33.94\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点の反力　R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 69.12 - 33.94 = 35.18\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点より上方の張出し部の曲げモーメント($M_{max}{}'$)

$$M_{max}{}' = -1.95\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

タイ材取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント(M_{max})

最大曲げモーメントの生じる位置をXとすると、

$2.000 \leq 2.000 + \text{X} \leq 3.200$ mの範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_X = -0.728X^3 - 12.204X^2 + 12.975X + 20.830$$

$$\frac{d}{dX}M_X = -2.183X^2 - 24.409X + 12.975$$

$\frac{d}{dX}M_X =$ を解くと、$X = 0.508$ m

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、$2.000 + 0.508 = 2.508$ mで、

その時の曲げモーメント(M_{max})は、

$$M_{max} = -0.738 \times 0.508^3 - 12.204 \times 0.508^2 + 12.975 \times 0.508 + 20.830 = 24.18\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

5. 応力度の計算

応力度照査時の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	U 形鋼矢板 SP-Ⅲw
腐食代	$t_1 = 2.00$ mm（前面側），$t_2 = 2.00$ mm（背面側）
腐食率	$\eta = 0.69$
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 1{,}800\ \text{cm}^3$(低減前)
	$Z = 1{,}242\ \text{cm}^3$(腐食代、継手による低減後)

⑴ 常時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{19.49 \times 10^6}{1{,}242 \times 10^3} = 16\ \text{N/mm}^2 \leq \sigma_a = 180\ \text{N/mm}^2$$

⑵ 地震時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{24.18 \times 10^6}{1{,}242 \times 10^3} = 19\ \text{N/mm}^2 \leq \sigma_a = 270\ \text{N/mm}^2$$

6. タイ材の計算

タイ材に作用する張力は、最大曲げモーメント算出時におけるタイ材取付点の反力(R_a)に、タイ材の水平間隔を乗じて計算する。ただし、船舶のけん引力(P)が係船柱に作用する場合は、その$1/4$をタイ材張力に加えて計算し、その時の許容応力度は地震時扱いとする。

タイ材の水平間隔	$l = 2.40$ m
タイ材が水平となす角度	$\theta = 0.00000$ °
タイ材表面の腐食代	$t_c = 1.20$ mm
一箇所の係船柱に作用する牽引力の水平成分	$P = 0.00$ kN

⑴ タイ材張力および必要径の計算

1) 常時

タイ材張力(T_p)は、

$$T_p = R_a \cdot l \cdot \sec\theta = 30.89 \times 2.40 \times \sec 0.00000° = 74.14 \text{ kN}$$

必要径(d_r)は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4 \cdot T_p}{\sigma_a \cdot \pi}} + 2 \cdot t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 74.14 \times 10^3}{176 \cdot 3.14}} + 2 \cdot 1.20 = 25.6 \text{ mm}$$

2) 地震時

$$T_p = R_a \cdot l \cdot \sec\theta = 35.18 \times 2.40 \times \sec 0.00000° = 84.42 \text{ kN}$$

必要径(d_r)は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4 \cdot T_p}{\sigma_a \cdot \pi}} + 2 \cdot t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 74.14 \times 10^3}{264 \cdot 3.14}} + 2 \cdot 1.20 = 22.6 \text{ mm}$$

⑵ 応力度の計算

タイ材は、φ28mmを用いる。

タイ材の腐食後の断面積(A_t)は、

$$A_t = \frac{\pi}{4}(23 - 2 \cdot 1.20)^2 = 515 \text{mm}^2$$

1) 常時

$$\sigma = \frac{T_p}{A} = \frac{74.14 \times 10^3}{515} = 144 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$$

2) 地震時

$$\sigma = \frac{T_p}{A} = \frac{84.42 \times 10^3}{515} = 164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 264 \text{ N/mm}^2$$

7. 腹起しの計算

タイ材の水平間隔　　$l = 2.40$ m

一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分　$P = 0.00$ kN

⑴ 最大曲げモーメントの計算

1) 常時

$$M_{max} = \frac{1}{10} \cdot R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} \cdot 30.89 \cdot 2.40^2 = 17.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 地震時

$$M_{max} = \frac{1}{10} \cdot R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} \cdot 35.18 \cdot 2.40^2 = 20.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

⑵ 応力度の計算

材料名	2－[150x75x6.5x10
腐食代	$t_c = 1.20$mm
腐食率	$\eta = 0.750$
断面係数	$Z_0 = 230.0$ cm^3(低減前)
	$Z = 172.5$ cm^3(腐食代、継手による低減後)

1) 常時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{17.79 \times 10^6}{172.5 \times 10^3} = 103 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 140\text{N/mm}^2$$

2) 地震時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{20.26 \times 10^6}{172.5 \times 10^3} = 117 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 210\text{N/mm}^2$$

8. 横方向地盤反力係数

⑴ 横方向地盤反力係数の算出式

横方向地盤反力係数は、仮想地盤面から$1/\beta$の範囲を平均化して算出する。

横方向地盤反力係数は、以下の式で算出する。

$$K_h = 6{,}910 \times \mathrm{N}'^{0.406}$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}}$$

材料名	H－200x200x8x12x13
単位幅	B = 0.2000 m

腐食代	$t_1 = 1.50$ mm（前面側），$t_2 = 1.50$ mm（背面側）
ヤング率	$E = 200{,}000$ N/mm^2
断面二次モーメント	$I_0 = 4{,}720$ cm^4(低減前)
	$I = 3{,}375$ cm^4(腐食代、継手による低減後)
	$EI = 200{,}000 \times 10^3 \times 3{,}375 \times 10^{-8} = 6.749 \times 10^3$

⑵ 常時

$K_h = 17{,}599$ kN/m^{3}と仮定すると、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}} = 0.601 \text{ m}^{-1}$$

$$L = \frac{1}{\beta} = 1.66\text{m}$$

よって、タイ材取付点から1.66 mの範囲を平均化して求める。

タイ材取付点はGL − 1.00 mであることから、GL − 1.00 m~GL − 2.66 mまでの範囲で計算する。

No	深さZ (m)	層厚h (m)	N値	K_h (kN/m^3)	層厚× K_h
1	1.00	1.66	10.0	17,599	29,287.79
				Σ(層厚 × K_h) =	29,287.79

平均的$K_h = 29{,}287.79/1.66 = 17{,}598.60$ kN/m^3

以上より、仮定したK_hと再計算で求めたK_hが等しくなるので、

横方向地盤反力係数$K_h = 17{,}599$ kN/m^3(常時)とする。

⑶ 地震時

$K_h = 17{,}599$ kN/m^{3}と仮定すると、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}} = 0.601 \text{ m}^{-1}$$

$$L = \frac{1}{\beta} = 1.66\text{m}$$

よって、タイ材取付点から1.66 mの範囲を平均化して求める。

タイ材取付点はGL − 1.00 mであることから、GL − 1.00 m~GL − 2.66 mまでの範囲で計算する。

No	深さZ (m)	層厚h (m)	N値	K_h (kN/m^3)	層厚× K_h
1	1.00	1.66	10.0	17,599	29,287.79
				Σ(層厚 × K_h) =	29,287.79

平均的$K_h = 29{,}287.79/1.66 = 17{,}598.60$ kN/m^3

以上より、仮定したK_hと再計算で求めたK_hが等しくなるので、

横方向地盤反力係数$K_h = 17{,}599$ kN/m^3(地震時)

9. 控え直杭の計算

控え直杭の計算は、Chang の式で計算する。

控え直杭の材料および、腐食率・継手効率は、以下の値とする。

材料名	H－200x200x8x12x13
単位幅	$B = 0.2000$ m
腐食代	$t_1 = 1.20$ mm（前面側），$t_2 = 1.20$ mm（背面側）
ヤング率	$E = 200{,}000$ N/mm^2
断面二次モーメント	$I_0 = 4{,}720$ cm^4(低減前)
	$I = 3{,}620$ cm^4(腐食代、継手による低減後)
断面係数	$Z_0 = 472$cm^3(低減前)
	$Z = 366$ cm（腐食代、継手による低減後）
	$EI = 200{,}000 \times 10^3 \times 3{,}620 \times 10^{-8} = 7.240 \times 10^3$

⑴ 設計水平力

控え直杭はタイ材と同間隔に設置するものとする。

控え直杭に作用する設計水平力は、タイ材張力の水平成分とする。

常時	$T = R_a \cdot l = 30.89 \times 2.40 = 74.14$ kN
地震時	$T = R_a \cdot l = 35.19 \times 2.40 = 84.42$ kN

⑵ 最大曲げモーメント、変位の計算(Chang 方式)

地中に埋め込まれた杭に対する最大曲げモーメントおよび、タイ材取付点の変位は下式で求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}}$$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{T}{\beta}$$

$$\delta = \frac{T}{2EI\beta^3}$$

1) 常時

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{17{,}599 \times 0.2000}{4 \times 2.00 \times 10^5 \times 3{,}620 \times 10^{-5}}} = 0.590\ \mathrm{m^{-1}}$$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{74.14}{0.590} = -40.48\ \mathrm{kN \cdot m}$$

$$\delta = \frac{74.14}{2 \cdot 2.0 \times 10^5 \cdot 3{,}620 \times 10^{-5} \cdot 0.590^3} = 0.02249\mathrm{m} = 24.9\mathrm{mm} \leq \delta_a = 50\mathrm{mm}$$

2) 地震時

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{17{,}599 \times 0.2000}{4 \times 2.00 \times 10^5 \times 3{,}620 \times 10^{-5}}} = 0.590\ \mathrm{m^{-1}}$$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{84.42}{0.590} = -46.10\ \mathrm{kN \cdot m}$$

$$\delta = \frac{84.42}{2 \cdot 2.0 \times 10^5 \cdot 3{,}620 \times 10^{-5} \cdot 0.590^3} = 0.0283\mathrm{m} = 28.3\mathrm{mm} \leq \delta_a = 75\mathrm{mm}$$

⑶ 応力度の計算

1) 常時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{40.48 \times 10^5}{366 \times 10^3} = 110\text{N/mm}^2 \leq \sigma_a = 140\text{N/mm}^2$$

2) 地震時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{46.10 \times 10^5}{366 \times 10^3} = 126\text{N/mm}^2 \leq \sigma_a = 210\text{N/mm}^2$$

⑷ 根入れ長(Chang 式)

控え工の根入れ長計算時は、腐食代を考慮しない。

断面二次モーメント$I = 4{,}720\ \text{cm}^4$

1) 常時

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{17{,}599 \times 0.2000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 4{,}720 \times 10^{-8}}} = 0.533\ \text{m}^{-1}$$

$D = 3/\beta = 3/0.553 = 5.43$ m（根入れ長）

$l_{m1} = \pi/\beta = 3.14/0.553 = 5.69$ m（曲げモーメント第１ゼロ点深さ）

2) 地震時

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{17{,}599 \times 0.2000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 4{,}720 \times 10^{-8}}} = 0.533\ \text{m}^{-1}$$

$D = 3/\beta = 3/0.553 = 5.43$ m（根入れ長）

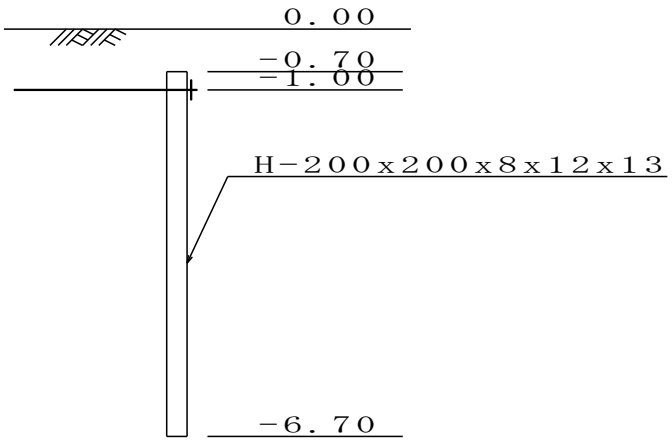
$l_{m1} = \pi/\beta = 3.14/0.553 = 5.69$ m（曲げモーメント第１ゼロ点深さ）

タイ材取付点より上の控え工天端高さ(H_u)は、$H_u = 0.30$ mであるから、

控え工の根入れ長(D)と全長(L)は以下となる。

$L = H_u + D = 0.30 + 5.43 = 5.73$ m

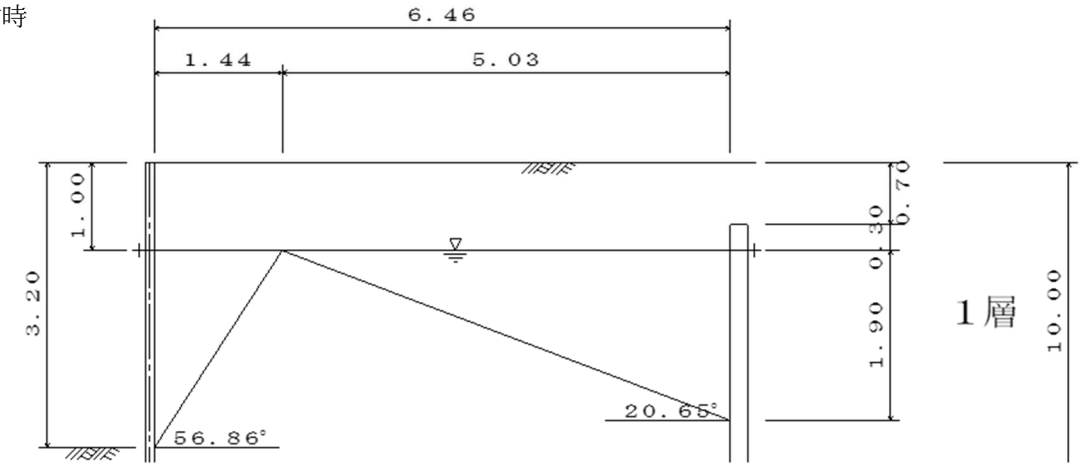
よって、控え工全長は、6.00 mとする。



10. 控え工の設置位置の計算

控え直杭の設置位置は、前面矢板から引いた主働崩壊面と、杭とタイ材の取付点より$l_{m1}/3$の深さから引いた受働崩壊面の交点が、タイ材の取付点を含む水平面以下で交わらないように決定する。

⑴ 常時



1）主働崩壊角

No	深さ (m)	土質名	φ (°)	δ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	ζ (°)
1	3.20～1.00	砂質土	30.0	15.00	—	—	—	—	—	56.86

砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90° - \tan^{-1}\frac{-\sin(\varphi+\delta) + \sqrt{\dfrac{\cos(\delta+\theta)\cdot\sin(\varphi+\delta)}{\sin(\varphi-\theta)}}}{\cos(\varphi+\delta)}$$

粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1}\sqrt{1 - \frac{\Sigma\gamma h + 2Q}{2C}\cdot\tan\theta}$$

粘性土の常時の主働崩壊角(ζ)は、$\theta = 0°$のため、$\zeta = 45°$となります。ここで、

ζ：主働崩壊角(°)　（ただし、$\zeta \geq 10.00°$）

φ：内部摩擦角(°)

δ：壁面摩擦角(°)

θ：地震合成角(°)

$\theta = \tan^{-1} k$または、$\theta = \tan^{-1} k'$

γ：土の単位体積重量(kN/m³)（水位以下では浮力を考慮）

h：層厚(m)

Q：上 載 荷 重(kN/m²)

C：土の粘着力(kN/m²)

2) 受働崩壊角

No	深さ (m)	土質名	φ (°)	δ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	ζ (°)
1	2.90～1.00	砂質土	30.0	−15.00	—	—	—	—	—	20.65

砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

$$\zeta = 90° - \tan^{-1}\frac{\sin(\varphi-\delta) + \sqrt{\dfrac{\cos(\delta-\theta)\cdot\sin(\varphi-\delta)}{\sin(\varphi-\theta)}}}{\cos(\varphi-\delta)}$$

粘性土の受働崩壊角

粘性土の受働崩壊角(ζ)は、$\zeta = 45°$とする。ここで、

ζ：主働崩壊角(°)　（ただし、砂質土は$\zeta \geq 10.00°$）

φ：内部摩擦角(°)

δ：壁面摩擦角(°)

θ：地震合成角(°)

$\theta = \tan^{-1} k$または、$\theta = \tan^{-1} k'$

γ：土の単位体積重量(kN/m³)（水位以下では浮力を考慮）

h：層厚(m)

Q：上 載 荷 重(kN/m²)

C：土の粘着力(kN/m²)

3) 設置位置の照査

主働崩壊線の始点をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

主働崩壊線の始点深さ	3.20 m
タイ材が水平となす角度	0.00000 °
タイ材取付点の深さ(前面矢板)	1.00 m
タイ材取付点の深さ(控え工)	1.00 m
タイ材取付点から控え工崩壊面までの深さ	1.90 m

No	深さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ_a (°)	dX (m)	ΣX (m)	ζ_p (°)	dX (m)	ΣX (m)
1	1.00～2.90	2.20	1.90	56.86	1.24	1.44	20.65	5.03	1.44
2	2.90～3.20	0.30	0.30	56.86	0.20	0.20	—	—	6.46
3	3.20	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

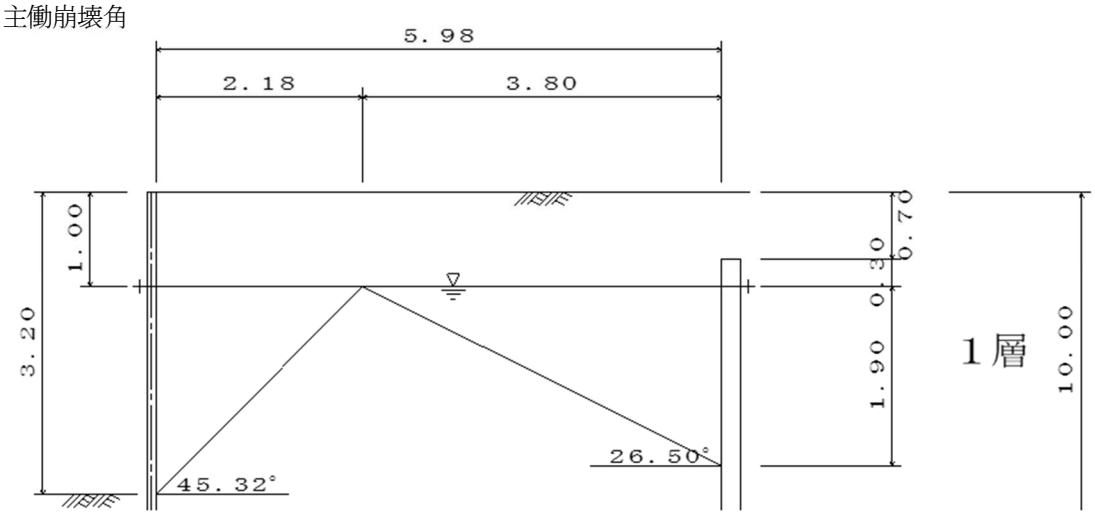
dX：各層の崩壊線の幅($dX = Z \cdot \cot\zeta$)

ΣX：前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、d = 6.46 m以上必要。(常時)

⑵ 地震時

1) 主働崩壊角



No	深さ (m)	土質名	φ (°)	δ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	ζ (°)
1	3.20～1.00	砂質土	30.0	15.00	—	—	22.00	0.200	11.31	45.32

砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90° - \tan^{-1}\frac{-\sin(\varphi+\delta) + \sqrt{\dfrac{\cos(\delta+\theta)\cdot\sin(\varphi+\delta)}{\sin(\varphi-\theta)}}}{\cos(\varphi+\delta)}$$

粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1}\sqrt{1 - \frac{\Sigma\gamma h + 2Q}{2C}\cdot\tan\theta}$$

ここで、

ζ：主働崩壊角(°)　（ただし、$\zeta \geq 10.00°$）

φ：内部摩擦角(°)

δ：壁面摩擦角(°)

θ：地震合成角(°)

$\theta = \tan^{-1} k$または、$\theta = \tan^{-1} k'$

γ：土の単位体積重量(kN/m³)（水位以下では浮力を考慮）

h：層厚(m)

Q：上 載 荷 重(kN/m²)

C：土の粘着力(kN/m²)

2) 受働崩壊角

No	深さ (m)	土質名	φ (°)	δ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h$ (kN/m²)	$\gamma_w hw$ (kN/m²)	k (k')	θ (°)	ζ (°)
1	2.90～1.00	砂質土	30.0	0.00	—	—	18.95	0.200	11.31	26.50

砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

$$\zeta = 90° - \tan^{-1}\frac{\sin(\varphi-\delta) + \sqrt{\dfrac{\cos(\delta-\theta)\cdot\sin(\varphi-\delta)}{\sin(\varphi-\theta)}}}{\cos(\varphi-\delta)}$$

粘性土の受働崩壊角

粘性土の受働崩壊角(ζ)は、$\zeta = 45°$とする。ここで、

ζ：主働崩壊角(°)　（ただし、砂質土は$\zeta \geq 10.00°$）

φ：内部摩擦角(°)

δ：壁面摩擦角(°)

θ：地震合成角(°)

$\theta = \tan^{-1} k$または、$\theta = \tan^{-1} k'$

γ：土の単位体積重量(kN/m^3)（水位以下では浮力を考慮）

h：層厚(m)

Q：上 載 荷 重(kN/m^2)

C：土の粘着力(kN/m^2)

3) 設置位置の照査

主働崩壊線の始点を XY 原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

主働崩壊線の始点深さ　3.20 m

タイ材が水平となす角度　0.00000 °

タイ材取付点の深さ(前面矢板)　1.00 m

タイ材取付点の深さ(控え工)　1.00 m

タイ材取付点から控え工崩壊面までの深さ　1.90 m

No	深さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ_a (°)	dX (m)	ΣX (m)	ζ_p (°)	dX (m)	ΣX (m)
1	1.00～2.90	2.20	1.90	45.32	1.87	2.18	26.50	3.80	2.18
2	2.90～3.20	0.30	0.30	45.32	0.30	0.30	—	—	5.98
3	3.20	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

dX：各層の崩壊線の幅($dX = Z \cdot \cot\zeta$)

ΣX：前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、$d = 5.98$ m以上必要。(地震時)

3) 設置位置の決定

控え工の設置位置(d)は、

常時　$d =$ 6.46 m 以上

地震時　$d =$ 5.98 m 以上

よって、$d =$ 6.46 m 以上とする。

11. 計算結果一覧表

前面矢板　　U 形鋼矢板 SP－Ⅲw

				常時	地震時
断面二次モーメント	I	(cm^4)	32,400		
断面係数	Z	(cm^3)	1,800		
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m/m)		19.49	24.18
応力度	σ	(N/mm^2)		16 (180)	19 (270)
根入れ長	D	(m)		2.01	3.40
矢板全長	L	(m)	6.50		

タイ材　　φ28mm

				常時	地震時	けん引時
張力	T_p	(kN)		74.14	84.42	—
応力度	σ	(N/mm^2)		144 (176)	164 (264)	—

腹起し　　2－[150x75x6.5x10

				常時	地震時	けん引時
断面係数	Z	(cm^3)	230			
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m/m)		17.79	20.26	—
応力度	σ	(N/mm^2)		103 (140)	117 (210)	—

控え直杭　　H－200x200x8x12x13

				常時	地震時	けん引時
断面二次モーメント	I	(cm^4)	4,720			
断面係数	Z	(cm^3)	472			
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m)		40.48	46.10	—
応力度	σ	(N/mm^2)		110 (140)	126 (210)	—
水平変位	δ	(mm)		24.87 (50.0)	28.32 (75.0)	—
根入れ長	D	(m)		5.43	5.43	—
全　　長	L	(m)	6.00			

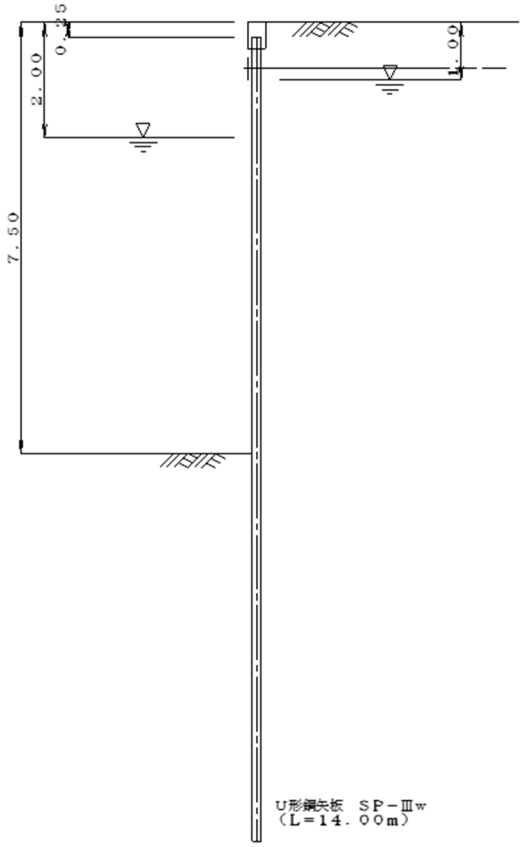
控え工設置位置

				常時	地震時
控え工設置位置	d	(m)		6.46	5.98

付録－2(1).　補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強(既設護岸の残存耐力照査)

1.　設計条件

(1)　構造図



深度(m)	土質名	γ(kN/m3)	φ(度)	C(kN/m2)
	砂質土	18.0	30.0	0.0

⑵ 構造寸法

設計面	$H = 7.50$ m
突出長	$H_0 = 0.00$ m
矢板天端位置	$H_{lt} = 0.25$ m
内水位	$L_{wa} = 1.00$ m(常時)
	$L_{wa}{}' = 1.00$ m(地震時)
外水位	$L_{wp} = 2.00$ m(常時)
	$L_{wp}{}' = 2.00$ m(地震時)
タイ材設置位置	$H_t = 0.80$ m
タイ材水平間隔	$l = 2.40$ m
タイ材取付角度	$\theta = 0.00000$ °
前面矢板の計算方法	フリーアースサポート法
仮想支持点	設計面深さ× 0.2を単純梁の支点とする

⑶ 設計定数

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0$ kN/m^3
水圧タイプ	台形水圧
側 圧 強 度	自動計算する
側圧計算式	河川
検討ケース	常時，地震時
設計震度（空気中）	$k = 0.100$
（水中）	各層の見掛けの震度を入力する
地震時の動水圧	考慮しない
船舶のけん引力	作用しない
任 意 荷 重	作用しない
タイ材取付点以浅の側圧	考慮する
最小崩壊角	$\zeta_0 = 10$ °
粘性土の崩壊角	粘性土の式で求める

控え工設置位置の計算における粘性土の受働崩壊角

	$\zeta = 45$ °(常時)
	$\zeta = 45$ °(地震時)
圧密平衡係数	$K_c = 0.50$(地震時は考慮しない)
根入れ長の安全率	フリーアースサポート法　1.50(常時)
	1.20(地震時)

⑷ 横方向地盤反力係数

算出式	$K_h = 6{,}910 \times \mathrm{N}'^{0.406}$
横方向地盤反力係数	層毎に平均N値からK_hを求め、仮想地盤面から深さ$1/\beta$までの平均K_hとする

⑸ 上載荷重

換算荷重　　計算せずに上載荷重を入力する

主働側の上載荷重　　$Q_a = 10.0\ \mathrm{kN/m^2}$(常時)

$Q_a' = 5.0\ \mathrm{kN/m^2}$(地震時)

受働側の上載荷重　　$Q_p = 0.0\ \mathrm{kN/m^2}$(常時)

$Q_p' = 0.0\ \mathrm{kN/m^2}$(地震時)

⑹ 土質定数

土質定数

No	深度(m) (突出長含む)	層厚(m) (突出長除く)
1	20.00	20.00

No	深度 (m)	土質	N値	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	a	k'	ζ(°)		K_h(kN/m³)	
										常時	地震時	常時	地震時
1	20.00	S	10.0	18.00	10.00	30.0	0.0	0.0	0.200	自動	自動	自動	自動

深度　：矢板天端から土層下面までの深さ　　C　：土の粘着力

土質　：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)　　a　：土の粘着力の傾き

N値　：層の平均N値　　k'　：設計震度(水中)

γ　：土の湿潤単位体積重量　　ζ　：主働崩壊角

γ'　：土の水中単位体積重量　　K_h　：地盤反力係数

φ　：土の内部摩擦角

壁面摩擦角

δ(°)	常時	地震時
主働側	15.00	15.00
受働側	-15.00	0.00

⑺ 矢板材料

材料名　　U 形鋼矢板 SP-Ⅲw

ヤング率　　$E = 200{,}000\ \mathrm{N/mm^2}$

断面二次モーメント　　$I_0 = 32{,}400\ \mathrm{cm^4}$ (腐食前)

断面係数　　$Z_0 = 1{,}800\ \mathrm{cm^3}$ (腐食前)

腐食代　　$t_1 = 2.00$ mm（前面側），$t_2 = 2.00$ mm（背面側）

腐食率(Z_0に関して)　　$\eta = 0.69$　※腐食代からの自動計算

継手効率(Z_0に関して)　　$\mu = 1.00$

長さの丸め値　　0.50 m

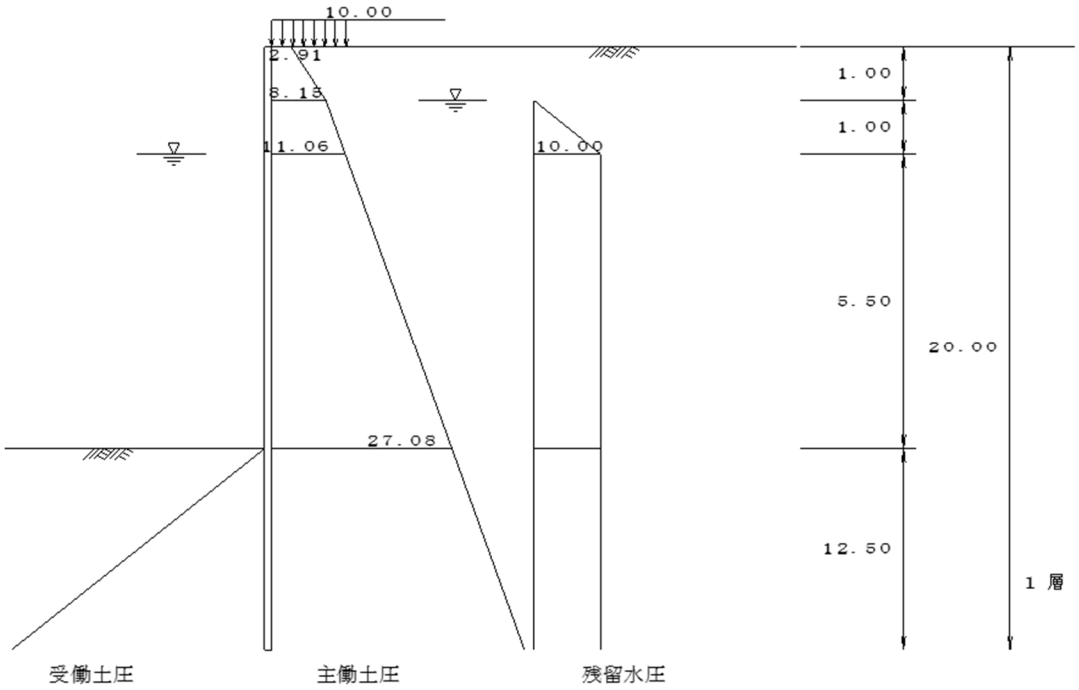
許容応力度　　$\sigma_a = 180\ \mathrm{N/mm^2}$(常時)

$\sigma_a' = 270\ \mathrm{N/mm^2}$(地震時)

材料の低減　　応力度計算時のZ_0を低減する

2. 側圧の計算

(1) 常時



図中の点線は圧密平衡係数を用いた主働土圧強度P_{a2}を示す。

1) 主働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m^3)	φ (°)	C (kN/m^2)	$\Sigma\gamma h + Q_a$ (kN/m^2)	K_a	$K_a \times \cos\delta$
1	0.00～ 1.00	砂質土	18.0	30.0	—	10.000 28.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
2	1.00～ 2.00	砂質土	10.0	30.0	—	28.000 38.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
3	2.00～ 7.50	砂質土	10.0	30.0	—	38.000 93.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
4	7.50～ 20.00	砂質土	10.0	30.0	—	93.000 218.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115

砂質土の主働土圧係数(K_a)は以下の式で求める。

$$\delta = 15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°,\ \theta = 0.00\,°$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta+\theta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\theta)\cdot\cos(-\beta)}}\right]^2}$$

2) 受働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m³)	φ (°)	C (kN/m²)	$\Sigma\gamma h + Q_p$ (kN/m²)	K_p	$K_p \times \cos\delta$
4	7.50～ 20.00	砂質土	10.0	30.0	—	0.000 125.000	4.97650 4.97650	4.80693 4.80693

砂質土の受働土圧係数(K_p)は以下の式で求める。

$\delta = -15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°,\ \theta = 0.00\,°$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta-\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi-\delta)\cdot\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\cos(\delta-\theta)\cdot\cos(-\beta)}}\right]^2}$$

3) 側圧強度

No	深さ (m)	主働側			残留水圧	受働側
		P_{a1} (kN/m²)	P_{a2} (kN/m²)	P_a (kN/m²)	P_w (kN/m²)	P_p (kN/m²)
1	0.00～ 1.00	2.91 8.15	—	2.91 8.15	—	—
2	1.00～ 2.00	8.15 11.06	—	8.15 11.06	0.00 10.00	—
3	2.00～ 7.50	11.06 27.08	—	11.06 27.08	10.00 10.00	—
4	7.50～ 20.00	27.08 63.47	—	27.08 63.47	10.00 10.00	0.00 600.87

主働土圧の算定式

砂質土　$P_{a1} = K_a\cdot\left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right]\cdot\cos\delta$

粘性土　$P_{a1} = \Sigma\gamma h + Q - 2C$

$P_{a2} = K_c\cdot(\Sigma\gamma h + Q)$

K_c：圧密平衡係数，$K_c = 0.50$

P_{a1}，P_{a2}のいずれか大きい値をとり、主働土圧とする。

中間土　$P_{a1} = \left[K_a(\Sigma\gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}\right]\cdot\cos\delta$

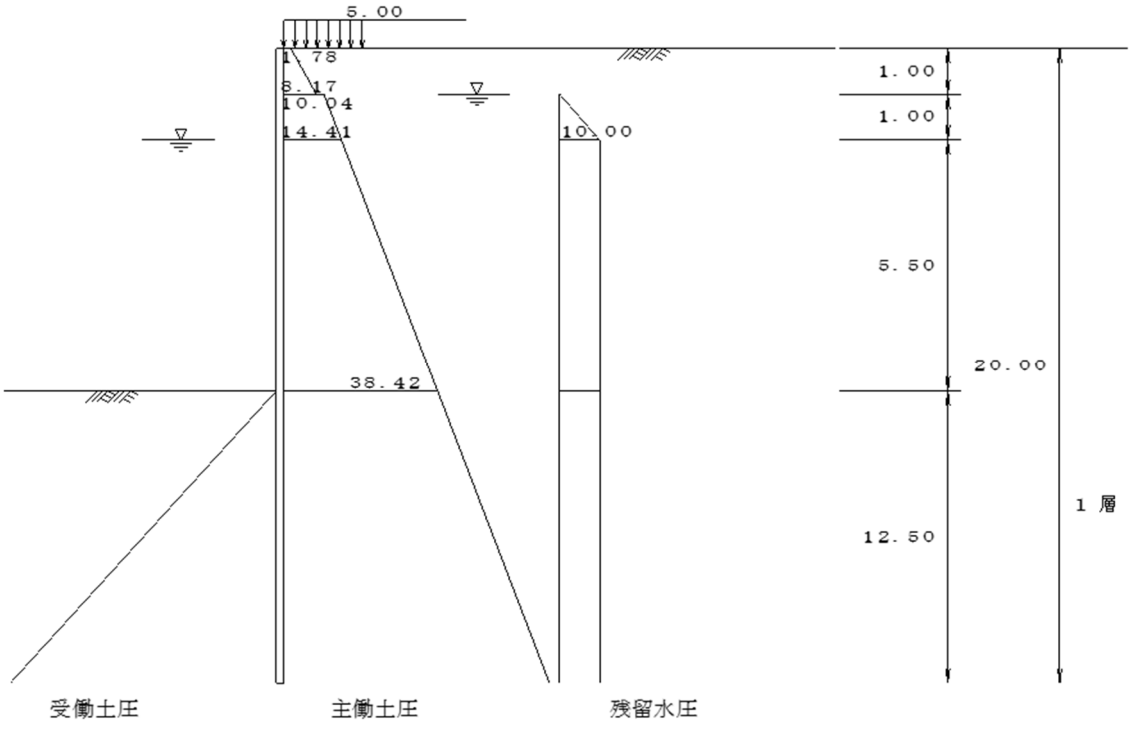
受働土圧の算定式

砂質土　$P_p = K_p\cdot\left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right]\cdot\cos\delta$

粘性土　$P_p = \Sigma\gamma h + Q + 2C$

中間土　$P_p = \left[K_p(\Sigma\gamma h + Q) + 2C\sqrt{K_p}\right]\cdot\cos\delta$

⑵ 地震時



1) 主働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m^3)	φ (°)	C (kN/m^2)	$\Sigma\gamma h + Q_a$ (kN/m^2)	$\gamma_w hw$ (kN/m^2)	k (k')	θ (°)	K_a	$K_a \times \cos\delta$	ζ (°)
1	0.00～ 1.00	砂質土	18.0	30.0	—	5.00 23.00	0.00 0.00	0.100 0.100	5.71 5.71	0.36790 0.36790	0.35537 0.35537	—
2	1.00～ 2.00	砂質土	10.0	30.0	—	23.00 33.00	0.00 10.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
3	2.00～ 7.50	砂質土	10.0	30.0	—	33.00 88.00	10.00 65.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
4	7.50～ 20.00	砂質土	10.0	30.0	—	88.00 213.00	65.00 190.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—

砂質土の主働土圧係数は以下の式で求める。

$\delta = 15.00\,°,\ \beta = 0.00\,°$

地震合成角$\theta = \tan^{-1} k$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

2) 受働側の土質定数

No	深さ (m)	土質名	γ (kN/m^3)	φ (°)	C (kN/m^2)	$\Sigma\gamma h + Q_p$ (kN/m^2)	$\gamma_w hw$ (kN/m^2)	k (k')	θ (°)	K_p	$K_p \times \cos\delta$
4	7.50～ 20.00	砂質土	10.00	30.0	—	0.000 125.000	0.00 125.00	0.200 0.200	11.31 11.31	2.62913 2.62913	2.62913 2.62913

砂質土の受働土圧係数(K_p)は以下の式で求める。

$\delta = 0.00\,°,\ \beta = 0.00\,°$

地震合成角$\theta = \tan^{-1} k$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}}\right]^2}$$

3) 側圧強度

No	深さ (m)	主働側 P_a (kN/m²)	残留水圧 P_w (kN/m²)	受働側 P_p (kN/m²)
1	0.00～ 1.00	1.78 8.17	—	—
2	1.00～ 2.00	10.04 14.41	0.00 10.00	—
3	2.00～ 7.50	14.41 38.42	10.00 10.00	—
4	7.50～ 20.00	38.42 93.00	10.00 10.00	0.00 328.64

主働土圧の算定式

砂質土　$P_a = K_a \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_a = \dfrac{(\Sigma\gamma h + Q) \cdot \sin(\theta + \zeta)}{\cos\theta \cdot \sin\zeta} - \dfrac{C}{\cos\zeta \cdot \sin\zeta}$

中間土　$P_a = \left[K_a(\Sigma\gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}\right] \cdot \cos\delta$

受働土圧の算定式

砂質土　$P_p = K_p \cdot \left[\Sigma\gamma h + \dfrac{Q}{\cos(-\beta)}\right] \cdot \cos\delta$

粘性土　$P_p = \Sigma\gamma h + Q + 2C$

中間土　$P_p = \left[K_p(\Sigma\gamma h + Q) + 2C\sqrt{K_p}\right] \cdot \cos\delta$

3. 根入れ長の計算

矢板壁の根入れ長は、$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w + \Sigma M_{dw} + \Sigma M_t) \leq \Sigma M_p$となる設計面からの深さとする。ここで、

ΣM_a　：主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_w　：残留水圧によるタイ材取付点に関するモーメント

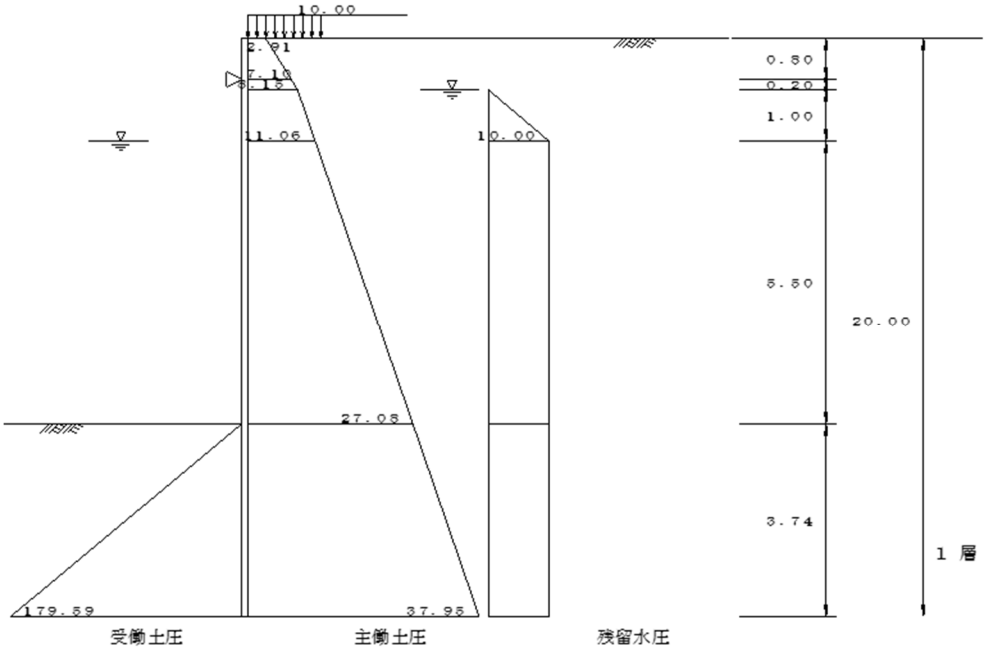
ΣM_p　：受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_{dw}　：地震時の動水圧によるタイ材取付点に関するモーメント

ΣM_t　：任意荷重によるタイ材取付点に関するモーメント

F_s　　：安全率(常時= 1.50、地震時= 1.20)

(1)　常時



設計面からの根入れ長を、3.74 mと仮定してタイ材取付点に関するモーメントを計算する。

1) 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m^2)	S_a (kN/m)	Y (m)	M_a (kN・m/m)
1	砂質土	0.00～ 0.80	2.91 7.10	1.16 2.84	−0.53 −0.27	−0.62 −0.76
2	砂質土	0.80～ 1.00	7.10 8.15	0.71 0.82	0.07 0.13	0.05 0.11
3	砂質土	1.00～ 2.00	8.15 11.06	4.08 5.53	0.53 0.87	2.17 4.79
4	砂質土	2.00～ 7.50	11.06 27.08	30.42 74.46	3.03 4.87	92.29 362.38
5	砂質土	7.50～ 11.24	27.08 37.95	50.58 70.90	7.95 9.19	401.88 651.63
主働土圧によるモーメントの合計						ΣM_a = 1,513.93

P_a　：主働土圧強度

S_a　：主働土圧による水平力$\left(S_a = P_a \times 層厚/2\right)$

Y　　：タイ材取付点からのアーム長

M_a　：主働土圧によるモーメント$(M_a = S_a \times Y)$

2) 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_w (kN/m²)	S_w (kN/m)	Y (m)	M_w (kN・m/m)
3	砂質土	1.00～	0.00	0.00	0.53	0.00
		2.00	10.00	5.00	0.87	4.33
4	砂質土	2.00～	10.00	27.50	3.03	83.42
		7.50	10.00	27.50	4.87	133.83
5	砂質土	7.50～	10.00	18.68	7.95	148.43
		11.24	10.00	18.68	9.19	171.69
残留水圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_w = 541.70$

P_w ：残留水圧強度

S_w ：残留水圧による水平力$(S_w = P_w \times$ 層厚$/2)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_w ：残留水圧によるモーメント$(M_w = S_w \times Y)$

3) 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_p (kN/m²)	S_p (kN/m)	Y (m)	M_p (kN・m/m)
5	砂質土	7.50～	0.00	0.00	7.95	0.00
		11.24	179.59	335.49	9.19	3,083.44
受働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_p = 3{,}083.44$
受働土圧の合計						$\Sigma S_p = 335.49$

P_p ：受働土圧強度

S_p ：受働土圧による水平力$(S_p = P_p \times$ 層厚$/2)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_p ：受働土圧によるモーメント$(M_p = S_p \times Y)$

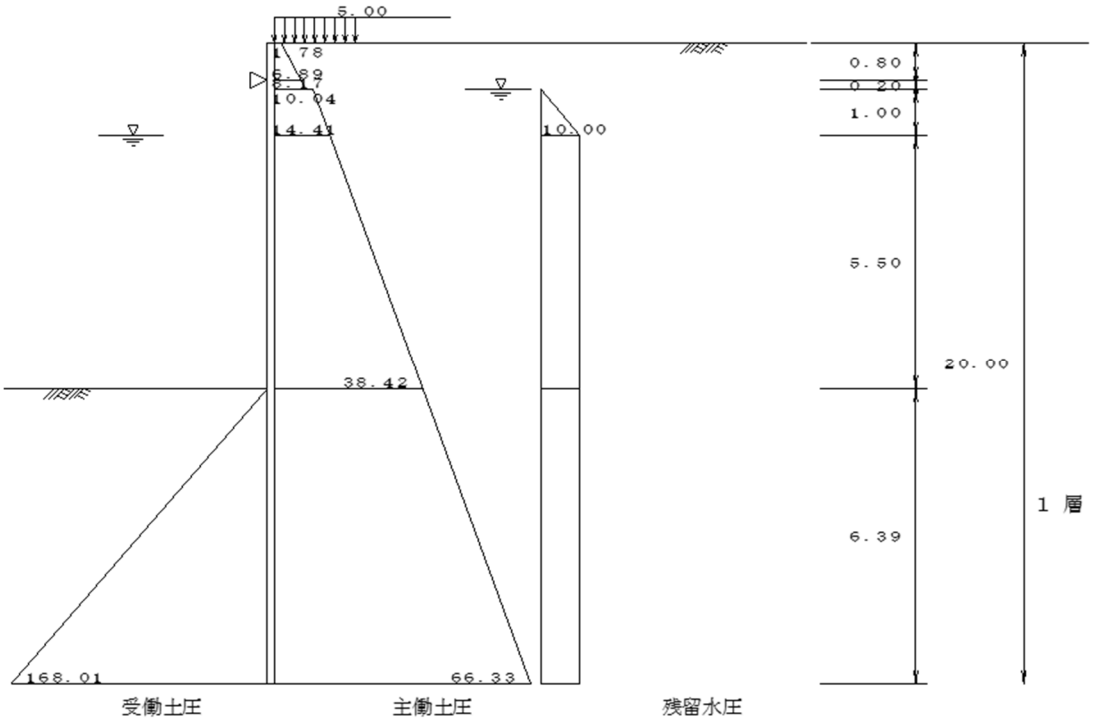
4) 根入れ長

$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.50 \times (1{,}513.93 + 541.70) - 3{,}083.44 = 0$

よって、設計面からの根入れ長(D)は、

根入れ長　$D = 3.74$ m

⑵ 地震時



設計面からの根入れ長を6.39mと仮定してタイ材取付点に関するモーメントを計算する。

1) 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	S_a (kN/m)	Y (m)	M_a (kN・m/m)
1	砂質土	0.00～	1.78	0.71	−0.53	−0.38
		0.80	6.89	2.76	−0.27	−0.74
2	砂質土	0.80～	6.89	0.69	0.07	0.05
		1.00	8.17	0.82	0.13	0.11
3	砂質土	1.00～	10.04	5.02	0.53	2.68
		2.00	14.41	7.20	0.87	6.24
4	砂質土	2.00～	14.41	39.62	3.03	120.19
		7.50	38.42	105.66	4.87	514.23
5	砂質土	7.50～	38.42	122.77	8.83	1084.07
		13.89	66.33	211.92	10.96	2322.72
主働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_a = 4{,}049.18$

P_a ：主働土圧強度

S_a ：主働土圧による水平力$\left(S_a = P_a \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_a ：主働土圧によるモーメント$(M_a = S_a \times Y)$

2) 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_w (kN/m^2)	S_w (kN/m)	Y (m)	M_w (kN・m/m)
3	砂質土	1.00～ 2.00	0.00 10.00	0.00 5.00	0.53 0.87	0.00 4.33
4	砂質土	2.00～ 7.50	10.00 10.00	27.50 27.50	3.03 4.87	83.42 133.83
5	砂質土	7.50～ 13.89	10.00 10.00	31.95 31.95	8.83 10.96	282.14 350.20
残留水圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_w = 853.92$

P_w ：残留水圧強度

S_w ：残留水圧による水平力$\left(S_w = P_w \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_w ：残留水圧によるモーメント$(M_w = S_w \times Y)$

3) 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ (m)	P_p (kN/m^2)	S_p (kN/m)	Y (m)	M_p (kN・m/m)
5	砂質土	7.50～ 13.89	0.00 168.01	0.00 536.82	8.83 10.96	0.00 5,883.72
受働土圧によるモーメントの合計						$\Sigma M_p = 5{,}883.72$
受働土圧の合計						$\Sigma S_p = 536.82$

P_p ：受働土圧強度

S_p ：受働土圧による水平力$\left(S_p = P_p \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からのアーム長

M_p ：受働土圧によるモーメント$\left(M_p = S_p \times Y\right)$

4) 根入れ長

$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.20 \times (4{,}049.18 + 853.92) - 5{,}883.72 = 0$

よって、設計面からの根入れ長(D)は、

根入れ長$D = 6.39$ m

5) 矢板全長

矢板の根入れ長(D)は、

常時　　$D = 3.74$ m

地震時　　$D = 6.39$ m

設計面$= 7.50$ m、矢板天端位置$= 0.25$ mであることから、矢板全長(L)は、

$L = \left(7.50 - 0.25\right) + 6.39 = 13.64\text{m}$

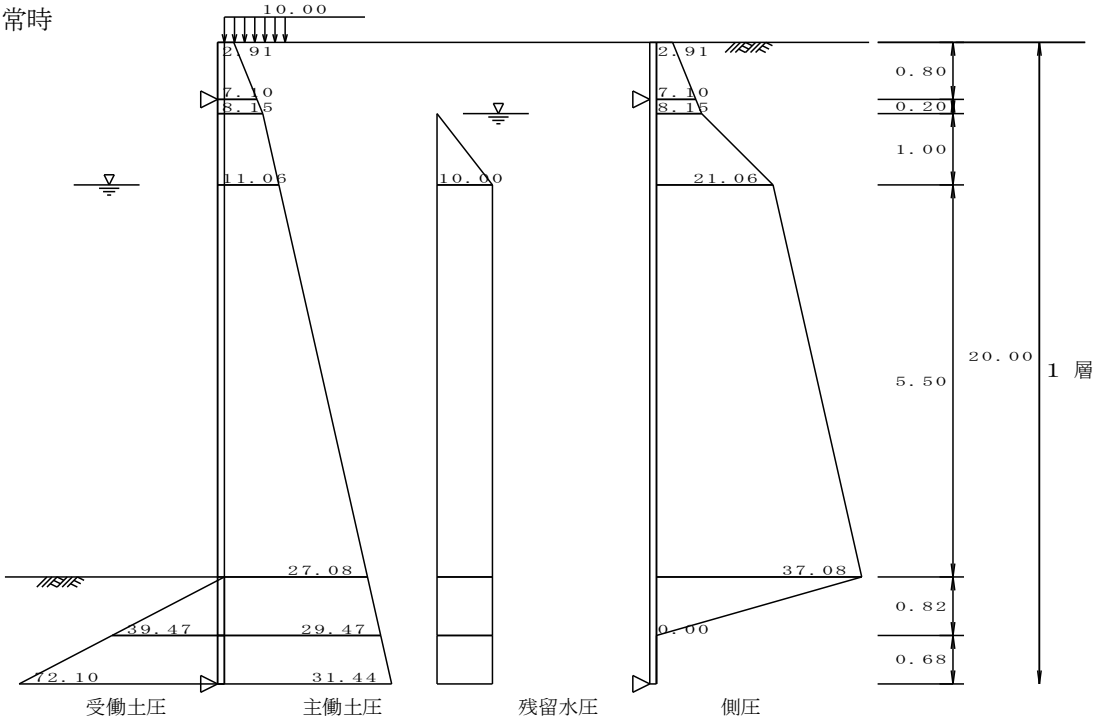
よって、長さの丸め値0.50 mより、矢板全長は14.00 mとする。

4. 断面力の計算

矢板壁に生じる断面力は、タイ材取付点と仮想支持点を支点とする単純梁として計算する。

設計面から仮想支持点までの深さは、$0.2H = 1.50$ mとする。

⑴ 常時



1) 側圧

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	P_w (kN/m²)	P_p (kN/m²)	P_S (kN/m²)	S (kN/m)	Y (m)	M (kN·m/m)
1	砂質土	0.00～	2.91	—	—	2.91	1.16	−0.53	−0.62
		0.80	7.10			7.10	2.84	−0.27	−0.76
2	砂質土	0.80～	7.10	—	—	7.10	0.71	0.07	0.05
		1.00	8.15			8.15	0.82	0.13	0.11
3	砂質土	1.00～	8.15	0.00	—	8.15	4.08	0.53	2.17
		2.00	11.06	10.00		21.06	10.53	0.87	9.13
4	砂質土	2.00～	11.06	10.00	—	21.06	57.92	3.03	175.71
		7.50	27.08	10.00		37.08	101.96	4.87	496.21
5	砂質土	7.50～	27.08	10.00	0.00	37.08	15.22	6.97	106.14
		8.32	29.47	10.00	39.47	0.00	0.00	7.25	0.00
6	砂質土	8.32～	29.47	10.00	39.47	0.00	0.00	7.75	0.00
		9.00	31.44	10.00	72.10	−30.66	0.00	7.97	0.00
								$\Sigma S = 195.25$,	$\Sigma M = 788.14$

P_a ：主働土圧強度

P_w ：残留水圧強度

P_p ：受働土圧強度

P_S ：側圧強度$\left(P_S = P_a + P_w - P_p \geq 0\right)$

S ：側圧$\left(S = P_S \times \text{層厚}/2\right)$

Y ：タイ材取付点からの深さ

M ：各層の側圧によるモーメント$(M = S \times Y)$

2) 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力　R_b

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{788.14}{8.200} = 96.11\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点の反力　R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 195.25 - 96.11 = 99.13\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点より上方の張出し部の曲げモーメント($M_{max}{}'$)

$$M_{max}{}' = -1.38\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

タイ材取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント(M_{max})

最大曲げモーメントの生じる位置をXとすると、

$2.000 \leq 2.000 + \text{X} \leq 7.500$ mの範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_X = -0.485X^3 - 10.532X^2 + 78.992X + 104.869$$

$$\frac{d}{dX} M_X = -1.456X^2 - 21.064X + 78.992$$

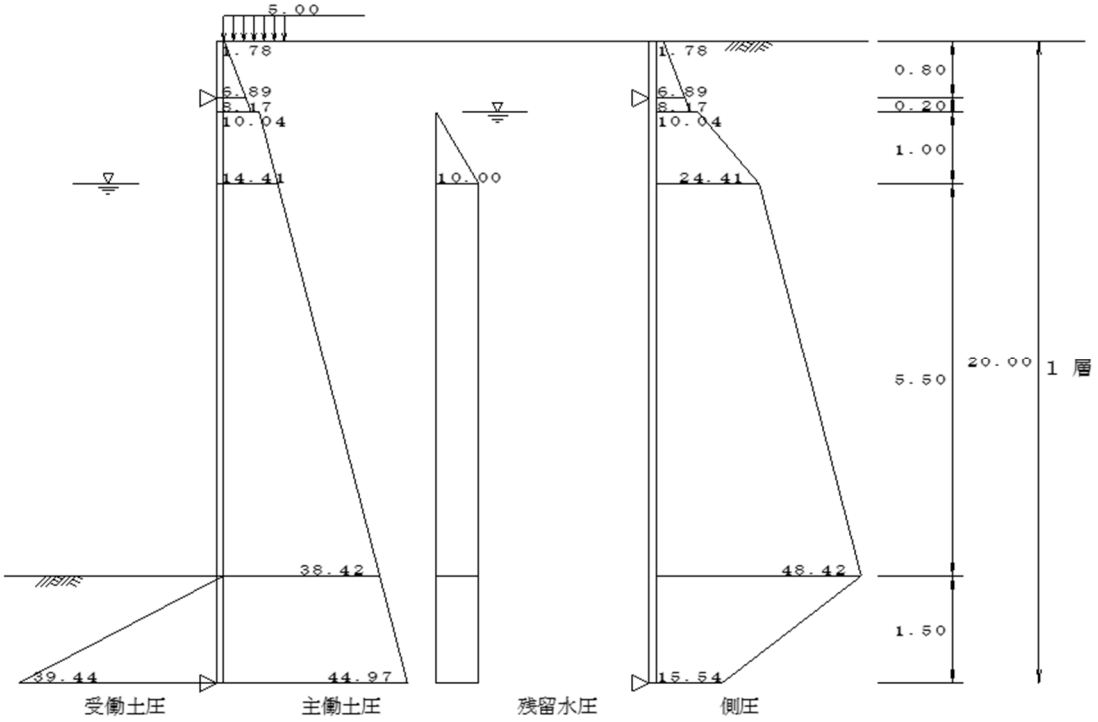
$\frac{d}{dX} M_X =$ を解くと、$X = 3.090$ m

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、$2.000 + 3.090 = 5.090$ mで、

その時の曲げモーメント(M_{max})は、

$$M_{max} = -0.485 \times 3.090^3 - 10.532 \times 3.090^2 + 78.992 \times 3.090 + 104.869 = 234.08\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑵　地震時



1) 側圧

No	土質名	深さ (m)	P_a (kN/m²)	P_w (kN/m²)	P_p (kN/m²)	P_S (kN/m²)	S (kN/m)	Y (m)	M (kN·m/m)
1	砂質土	0.00～ 0.80	1.78 6.89	—	—	1.78 6.89	0.71 2.76	−0.53 −0.27	−0.38 −0.74
2	砂質土	0.80～ 1.00	6.89 8.17	—	—	6.89 8.17	0.69 0.82	0.07 0.13	0.05 0.11
3	砂質土	1.00～ 2.00	10.04 14.41	0.00 10.00	—	10.04 24.41	5.02 12.20	0.53 0.87	2.68 10.58
4	砂質土	2.00～ 7.50	14.41 38.42	10.00 10.00	—	24.41 48.42	67.12 133.16	3.03 4.87	203.61 648.07
5	砂質土	7.50～ 9.00	38.42 44.97	10.00 10.00	0.00 39.44	48.42 15.54	36.32 11.65	7.20 7.70	261.49 89.72
							$\Sigma S = 270.46$,	$\Sigma M = 1{,}215.18$	

P_a　：主働土圧強度

P_w　：残留水圧強度

P_p　：受働土圧強度

P_S　：側圧強度$\left(P_S = P_a + P_w - P_p \geq 0\right)$

S　：側圧$\left(S = P_S \times \text{層厚}/2\right)$

Y　：タイ材取付点からの深さ

M　：各層の側圧によるモーメント$(M = S \times Y)$

2) 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力　R_b

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{1{,}215.18}{8.200} = 148.19\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点の反力　R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 270.46 - 148.19 = 122.27\ \text{kN/m}$$

タイ材取付点より上方の張出し部の曲げモーメント($M_{max}{}'$)

$$M_{max}{}' = -1.11\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

タイ材取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント(M_{max})

最大曲げモーメントの生じる位置をXとすると、

$2.000 \leq 2.000 + \text{X} \leq 7.500$ mの範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_X = -0.728X^3 - 12.204X^2 + 100.066X + 132.374$$

$$\frac{d}{dX} M_X = -2.183X^2 - 24.409X + 100.066$$

$\frac{d}{dX} M_X =$ を解くと、$X = 3.190$ m

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、$2.000 + 3.190 = 5.190$ mで、

その時の曲げモーメント(M_{max})は、

$$M_{max} = -0.738 \times 3.190^3 - 12.204 \times 3.190^2 + 100.066 \times 3.190 + 132.374 = 24.18\ \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

5. 応力度の計算

応力度照査時の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	U 形鋼矢板 SP-Ⅲw
腐食代	$t_1 = 2.00$ mm（前面側），$t_2 = 2.00$ mm（背面側）
腐食率	$\eta = 0.69$
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 1{,}800\ \text{cm}^3$(低減前)
	$Z = 1{,}242\ \text{cm}^3$(腐食代、継手による低減後)

⑴ 常時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{234.08 \times 10^6}{1{,}242 \times 10^3} = 188\ \text{N/mm}^2 > \sigma_a = 180\ \text{N/mm}^2 \qquad \text{*** OUT ***}$$

⑵ 地震時

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{303.77 \times 10^6}{1{,}242 \times 10^3} = 245\ \text{N/mm}^2 \leq \sigma_a = 270\ \text{N/mm}^2$$

6. 計算結果一覧表

前面矢板　　U 形鋼矢板 SP－Ⅲw

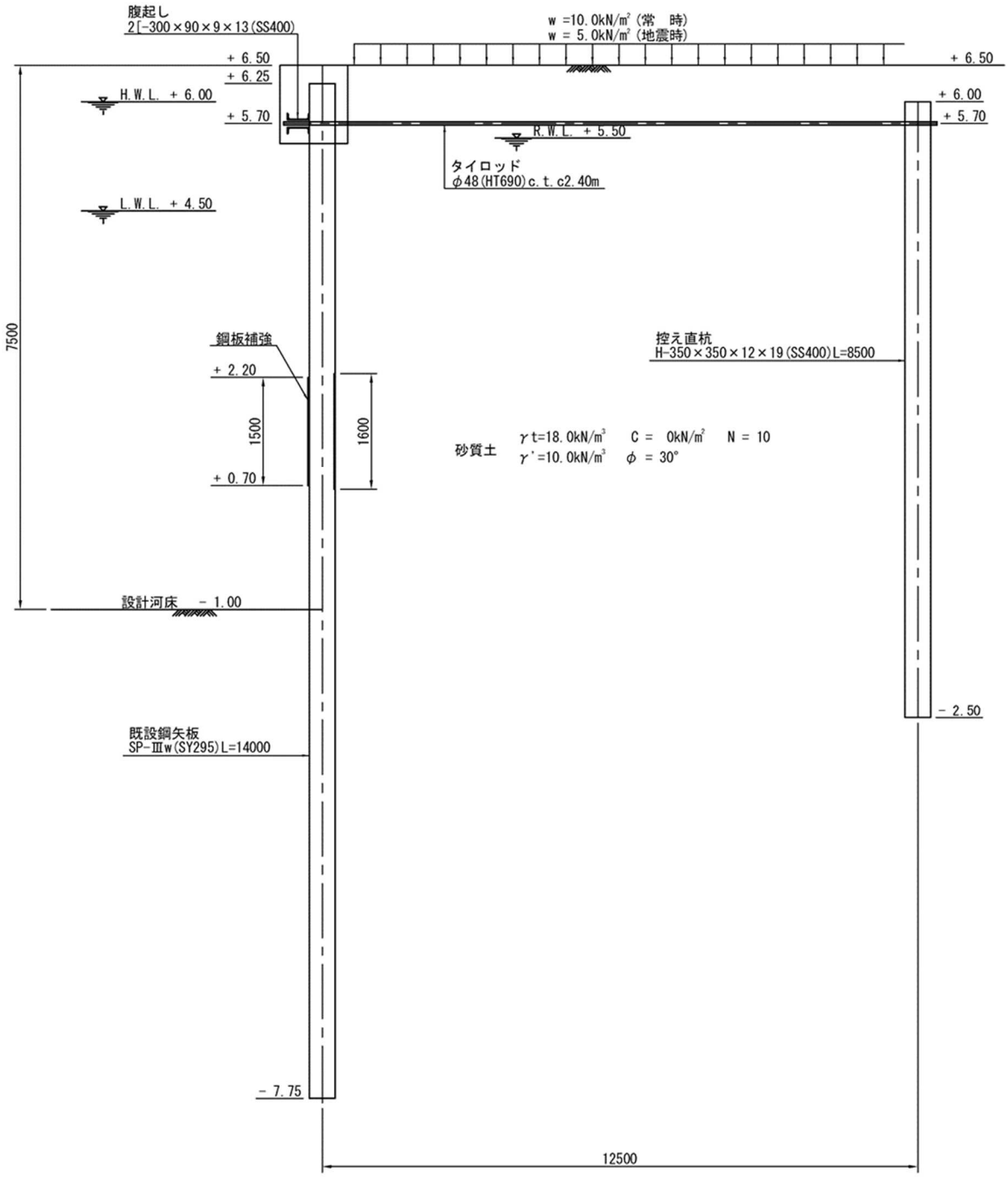
				常時	地震時	
断面二次モーメント	I	(cm^4)	32,400			
断面係数	Z	(cm^3)	1,800			
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m/m)		234.08	303.77	
応力度	σ	(N/mm^2)		188（ 180）	245（ 270）	*OUT
根入れ長	D	(m)		3.74	6.39	
矢板全長	L	(m)	14.00			

既設鋼矢板が応力度照査で OUT となるため、鋼板補強の検討を行う。

付録－2(2).　補強⑨：既設控え式鋼矢板護岸の当て板補強(鋼板による鋼矢板の補強計算)

1.　設計条件

(1)　検討断面図



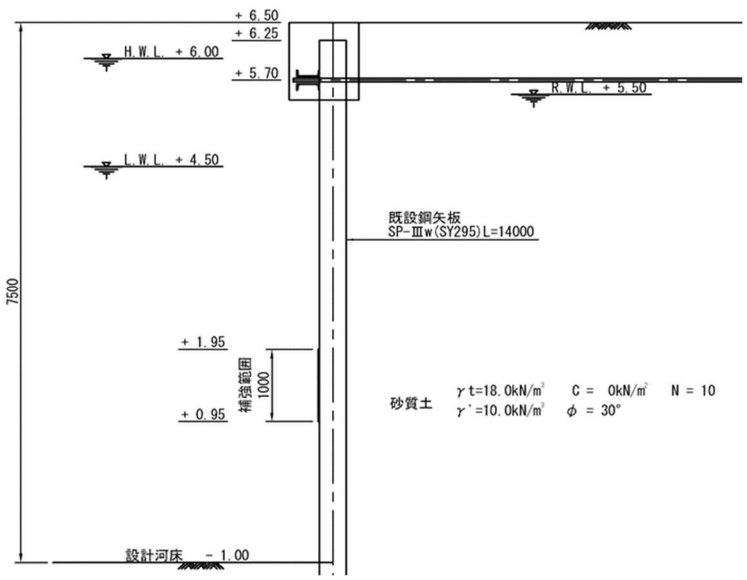
⑵　構造物の形状寸法

補強範囲

DL　1.95 m

〜

DL　0.95 m



⑶　鋼矢板の諸元および使用材料

1) 鋼矢板の断面諸元

型式	材質	有効幅 b (mm)	有効高 h (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (cm²/枚)	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ I (cm⁴/枚)	断面係数 Z (cm³/枚)
SP-Ⅲw	SY295	600	180	13.4	103.9	5,220	376

2) 鋼材の許容応力度

鋼矢板	SY295	許容曲げ応力度	180 N/mm²
		許容せん断応力度	100 N/mm²
鋼板	SM490	許容曲げ応力度	185 N/mm²
		許容せん断応力度	105 N/mm²
溶接部		水中溶接のため工場溶接の	70%

※地震時は上記の1.5倍

3) 腐食代

腐食速度　0.03 mm/年　(海側)

0.03 mm/年　(陸側)

経過年数　30 年

耐用年数　50 年

⑶　補修範囲、形状の設定

箇所、幅　：　凸側鋼矢板のウェブ区間(幅250 mm)

凹側鋼矢板のウェブ区間(幅250 mm)

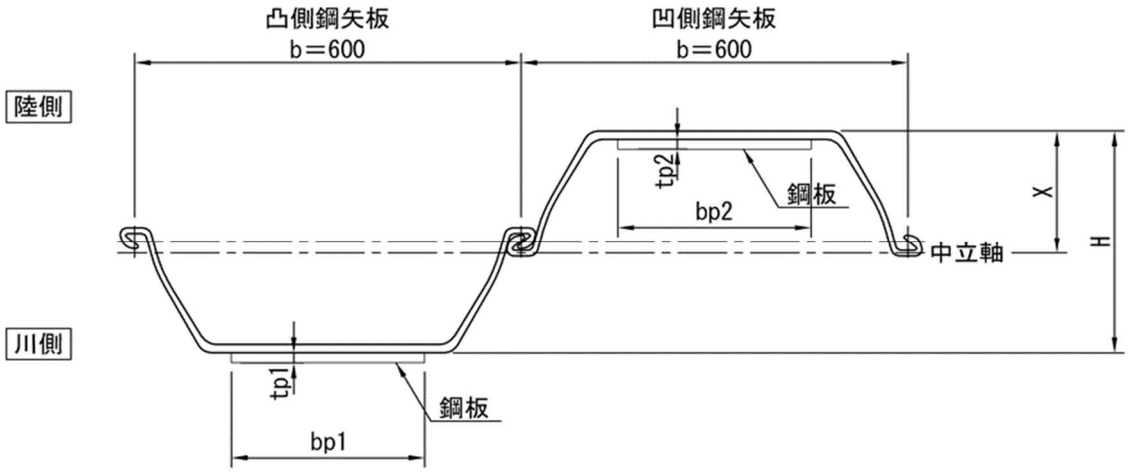
位置、長さ　：　DL 1.95 m~0.95 m　(長さ1,000 mm)

形状　：　凸側鋼矢板　幅250 mm×長さ1,000 mm

凹側鋼矢板　幅250 mm×長さ1,000 mm

2. 補強断面の検討

⑴ 補強範囲



⑵ 補強検討に使用する断面力

常時　$M = 234.08\ \mathrm{kN \cdot m/m}$

地震時　$M = 303.77\ \mathrm{kN \cdot m/m}$

⑶ 補強後の断面性能

・凸側鋼矢板、凹側鋼矢板とも残存肉厚が9.4mmであるため、鋼矢板の残存耐力を考慮するものとする。

・鋼板による補強後にペトロラタム被覆を行うため、施工後の海側の腐食代は考慮しない。

1) 鋼矢板の断面諸元

鋼矢板の残存板厚を9.4mmと設定し、腐食しろを

海側　$t_1 = 2.00\ \mathrm{mm}$

陸側　$t_2 = 2.00\ \mathrm{mm}$

合計　$t_1 + t_2 = 4.00\ \mathrm{mm}$

と仮定する。

$b = 600\ \mathrm{mm}$

$h = 178\ \mathrm{mm}$（凹側鋼矢板）

$h = 178\ \mathrm{mm}$（凸側鋼矢板）

$t = 9.4\ \mathrm{mm}$

$A_s = 6{,}594\ \mathrm{mm^2/枚}$

$I_s = 134{,}400{,}000\ \mathrm{mm^4/枚}$

2) 凸側鋼矢板の補強鋼板の断面諸元

$b_{p1} = 300\ \mathrm{mm}$(設定値)

$t_{p1} = 14.5\ \mathrm{mm}$(設定値)　(腐食代1.5 mm考慮，元板厚$t_{p1} = 16.0\ \mathrm{mm}$)

$A_{p1} = 4{,}350\ \mathrm{mm^2/枚}$

$I_{p1} = 76{,}216\ \mathrm{mm^4/枚}$

3) 凹側鋼矢板の補強鋼板の断面諸元

$b_{p2} = 300$ mm(設定値)

$t_{p2} = 14.5$ mm(設定値) (腐食代1.5 mm考慮, 元板厚$t_{p2} = 16.0$ mm)

$A_{p2} = 4{,}350\ \mathrm{mm}^2$/枚

$I_{p2} = 76{,}216\ \mathrm{mm}^4$/枚

4) 組合せ後の形状寸法

$H = 180\ \mathrm{mm} - 2.00\ \mathrm{mm} + 180\ \mathrm{mm} - 2.00\ \mathrm{mm} = 356\ \mathrm{mm}$

5) 組合せ後の中立軸の計算

$$X = \frac{A_{p1}\left(H + \frac{t_{p1}}{2}\right) + A_{p2}\left(t + \frac{t_{p2}}{2}\right)}{A_{p1} + A_{p2}} = \frac{4{,}350 \times \left(356 + \frac{14.5}{2}\right) + 4{,}350 \times \left(9.4 + \frac{14.5}{2}\right)}{4{,}350 + 4{,}350} = 190.0\mathrm{mm}$$

6) 組合せ後の断面二次モーメントの計算

$$I_j = I_{p1} + I_{p2} + A_{p1}\left(H - X + t_{p1}/2\right)^2 + A_{p2}\left(X - t + t_{p2}/2\right)^2 + 2I_s + 2As(X - h)^2$$

$$= 76{,}216 + 76{,}216 + 4{,}350 \times (356 - 190 + 14.5/2)^2 + 4{,}350 \times (190 - 9.4 - 14.5/2)^2$$

$$+2 \times 134{,}400{,}000 + 2 \times 6{,}594 \times (190 - 178)^2 = 532{,}137{,}668\ \mathrm{mm}^4$$

⑷ 応力度照査

1) 凸側鋼矢板の補強鋼板の応力度照査

鋼板上側

常時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times \left(H - X + t_{p1}\right) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{234.08 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (356 - 190 + 14.5)$$

$= 95.3\ \mathrm{N/mm^2} \leq 185\ \mathrm{N/mm^2}$ *** OK ***

地震時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times \left(H - X + t_{p1}\right) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{303.77 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (356 - 190 + 14.5)$$

$= 123.6\ \mathrm{N/mm^2} \leq 277.5\ \mathrm{N/mm^2}$ *** OK ***

鋼板下側

常時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times \left(H - X + t_{p1}\right) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{234.08 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (356 - 190 + 14.5)$$

$= 95.3\ \mathrm{N/mm^2} \leq 185\ \mathrm{N/mm^2}$

地震時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times \left(H - X + t_{p1}\right) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{303.77 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (356 - 190 + 14.5)$$

$= 123.6\ \mathrm{N/mm^2} \leq 277.5\ \mathrm{N/mm^2}$

2) 凹側鋼矢板の補強鋼板の応力度照査

鋼板上側

常時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times (X - t) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{234.08 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (190 - 9.4) = 95.3\ \mathrm{N/mm^2} \leq 185\ \mathrm{N/mm^2}$$

地震時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times (X - t) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{303.77 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (190 - 9.4) = 123.7\ \mathrm{N/mm^2} \leq 277.5\ \mathrm{N/mm^2}$$

鋼板下側

常時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times (X - t) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{234.08 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (190 - 9.4) = 95.3\ \mathrm{N/mm^2} \leq 185\ \mathrm{N/mm^2}$$

地震時

$$\sigma = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{M}{I_j} \times (X - t) = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{303.77 \times 10^6}{532{,}137{,}668} \times (190 - 9.4) = 123.7\ \mathrm{N/mm^2} \leq 277.5\ \mathrm{N/mm^2}$$

⑸ 溶接長の検討

1) 溶接仕様

すみ肉溶接(水中溶接)とし、溶接脚長は、6 mm以上かつ部材の板厚未満とする。

2) 必要溶接長の計算

中立軸に関するのど厚の断面二次モーメントI_w（矢板 1 組当り）

$I_w = \Sigma nal y^2$

ここに

n：溶接箇所数(箇所)

a：溶接のど厚(mm)

l：有効溶接長(mm)

y：中立軸からすみ肉溶接の位置までの距離(mm)

$$\tau = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{\alpha M}{I_w} \times y \leq \tau_a (= 100 \times 0.7 = 70\ \mathrm{N/mm^2})$$

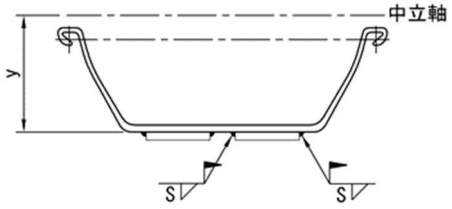
$$l \geq \frac{2b\alpha M}{1{,}000 \times \Sigma nay \times \tau_a}$$

3) 凸側鋼矢板の補強鋼板の溶接長の計算

脚長$S = 9$ mm(設定値)，のど厚$a = 6.3$ mm，腐食代1.5 mm

$y = H - X = 356 - 190 = 166$ mm

$n_1 = 4$箇所(鋼板上側)，$n_2 = 4$箇所(鋼板下側)



$I_{w1} = 4 \times 4.8 \times l \times 166^2 = 529{,}075 \times l$ mm^4(鋼板上側)

$I_{w2} = 4 \times 4.8 \times l \times 166^2 = 529{,}075 \times l$ mm^4(鋼板下側)

鋼板の曲げモーメント分担率α

凸側鋼板の断面二次モーメント

$$I_{p1}{}' = I_{p1} + A_{p1}\left(H - X + \frac{t_{p1}}{2}\right)^2 = 76{,}216 + 4{,}350 \times \left(356 - 190 + \frac{14.5}{2}\right)^2 = 130{,}643{,}913 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{p1}{}'}{I_j} = \frac{130{,}643{,}913}{532{,}137{,}668} = 0.246$$

<u>鋼板上側</u>

常時

$$l_1 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 6.3 \times 166 \times 70} = 235.5 \text{ mm}$$

地震時

$$l_1 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 6.3 \times 166 \times 105} = 203.7 \text{ mm}$$

以上より、鋼板上側の溶接長は、$l_1 = 250$ mmとする。

$I_{w1} = 529{,}075 \times 250 = 1.32 \times 10^8$ mm^4

<u>鋼板下側</u>

常時

$$l_2 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 6.3 \times 166 \times 70} = 235.5 \text{ mm}$$

地震時

$$l_2 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 6.3 \times 166 \times 105} = 203.7 \text{ mm}$$

以上より、鋼板上側の溶接長は、$l_2 = 250$ mmとする。

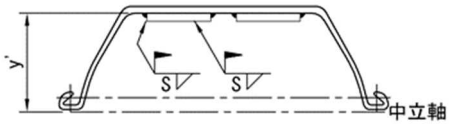
$I_{w2} = 529{,}075 \times 250 = 1.32 \times 10^8$ mm^4

4) 凹側鋼矢板の補強鋼板の溶接長の計算

脚長$S = 9$ mm(設定値)，のど厚$a = 6.3$ mm，腐食代1.5 mm

$y = X - t = 190 - 9.4 = 180.6$ mm

$n_1 = 4$箇所(鋼板上側)，$n_2 = 4$箇所(鋼板下側)



$I_{w1} = 4 \times 4.8 \times l \times 180.6^2 = 626{,}234 \times l$ mm^4(鋼板上側)

$I_{w2} = 4 \times 4.8 \times l \times 180.6^2 = 626{,}234 \times l$ mm^4(鋼板下側)

鋼板の曲げモーメント分担率α

凹側鋼板の断面二次モーメント

$$I_{p2}{}' = I_{p2} + A_{p2}\left(X - t + \frac{t_{p2}}{2}\right)^2 = 76{,}216 + 4{,}350 \times \left(356 - 190 + \frac{14.5}{2}\right)^2 = 130{,}794{,}684 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{p2}{}'}{I_j} = \frac{130{,}794{,}684}{532{,}137{,}668} = 0.246$$

<u>鋼板上側</u>

常時

$$l_1 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 4.8 \times 180.6 \times 70} = 284.4 \text{ mm}$$

地震時

$$l_1 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 4.8 \times 180.6 \times 105} = 246.1 \text{ mm}$$

以上より、鋼板上側の溶接長は、$l_1 = 300$ mmとする。

$I_{w1} = 626{,}234 \times 300 = 1.88 \times 10^8$ mm^4

<u>鋼板下側</u>

常時

$$l_2 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 4.8 \times 180.6 \times 70} = 284.4 \text{ mm}$$

地震時

$$l_2 = \frac{2 \times 600 \times 0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1{,}000 \times 4 \times 4.8 \times 180.6 \times 105} = 246.1 \text{ mm}$$

以上より、鋼板下側の溶接長は、$l_2 = 300$ mmとする。

$I_{w2} = 626{,}234 \times 300 = 1.88 \times 10^8$ mm^4

⑹ 溶接部の鋼板の応力度照査

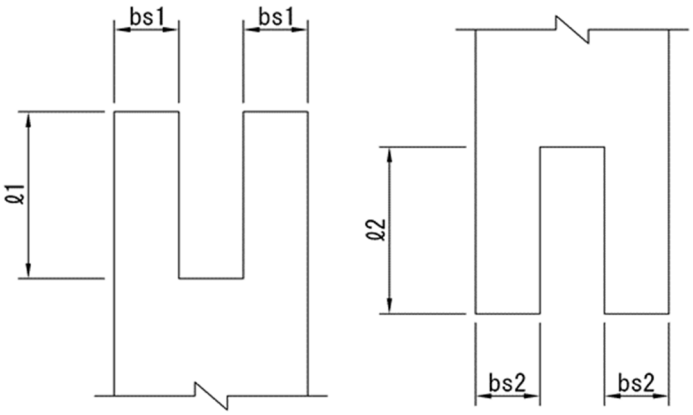
1) 応力度照査式

溶接部に作用する引張応力度σ_w

$$\sigma_w = \frac{2b}{1{,}000} \times \frac{\alpha M}{I_w} \times y$$

溶接部の鋼板に作用する引張応力度σ_p

$$\sigma_p = \frac{2al\sigma_w}{b_s t_p}$$



2) 凸側鋼矢板の溶接部鋼板の応力度照査

$t_{p1} = 14.5$ mm

$b_{s1} = 125$ mm(鋼板上側)，$b_{s2} = 125$ mm(鋼板下側)

$l_1 = 250$ mm(鋼板上側)，$l_2 = 300$ mm(鋼板下側)

$a = 4.8$ mm

$y = 166$ mm

$I_{w1} = 1.32 \times 10^8$ mm^4，$I_{w2} = 1.88 \times 10^8$ mm^4

<u>鋼板上側</u>

常時

$$\sigma_w = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1.32 \times 10^8} \times 166 = 86.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{2 \times 6.3 \times 250 \times 86.55}{125 \times 14.5} = 150.4 \text{ N/mm}^2 \leq 185 \text{ N/mm}^2$$

地震時

$$\sigma_w = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1.32 \times 10^8} \times 166 = 112.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{2 \times 6.3 \times 250 \times 112.32}{125 \times 14.5} = 195.2 \text{ N/mm}^2 \leq 277.5 \text{ N/mm}^2$$

<u>鋼板下側</u>

常時

$$\sigma_w = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{0.246 \times 234.08 \times 10^6}{1.88 \times 10^8} \times 180.6 = 66.37 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{2 \times 6.3 \times 300 \times 66.37}{125 \times 14.5} = 138.4 \text{ N/mm}^2 \leq 185 \text{ N/mm}^2$$

地震時

$$\sigma_w = \frac{2 \times 600}{1{,}000} \times \frac{0.246 \times 303.77 \times 10^6}{1.88 \times 10^8} \times 180.6 = 86.13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{2 \times 6.3 \times 300 \times 86.13}{125 \times 14.5} = 179.6 \text{ N/mm}^2 \leq 277.5 \text{ N/mm}^2$$

3. 結果図

凸側鋼矢板の補強鋼板

鋼板　PL－300×16×1,500 (SM490)

溶接　脚長$S = 9$ mm　鋼板上側　4 箇所　溶接長　$l_1 = 250$ mm

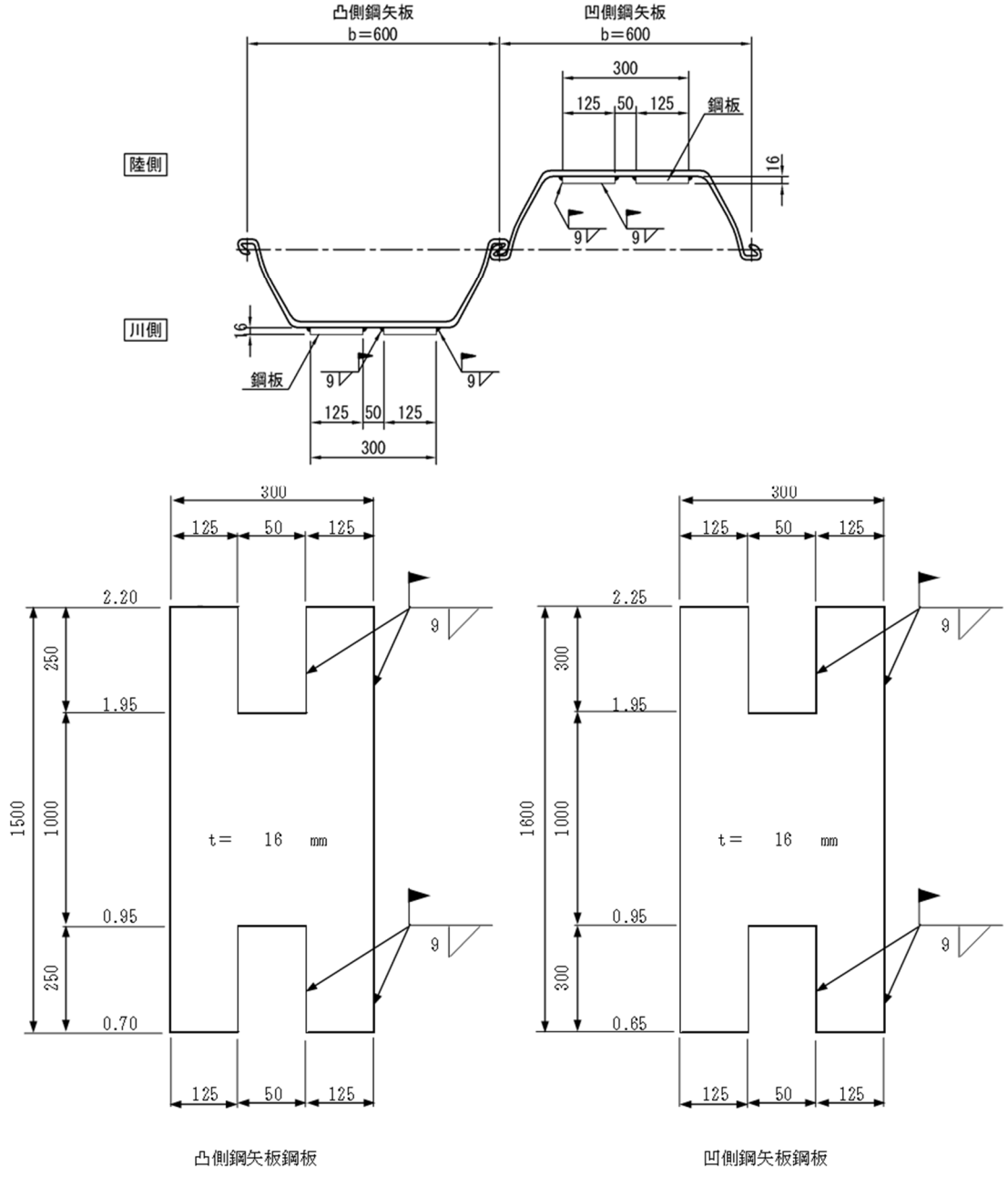
鋼板下側　4 箇所　溶接長　$l_2 = 250$ mm

凹側鋼矢板の補強鋼板

鋼板　PL－300×16×1,600 (SM490)

溶接　脚長$S = 9$ mm　鋼板上側　4 箇所　溶接長　$l_1 = 300$ mm

鋼板下側　4 箇所　溶接長　$l_2 = 300$ mm



鋼矢板護岸の補修・補強・更新マニュアル

【Edition 1.0】

港湾・河川技術委員会

河川チーム

チーム長	西山　輝樹	（日　本　製　鉄　㈱）
委　　員	及川　　森	（日　本　製　鉄　㈱）
委　　員	芥川　博昭	（ＪＦＥスチール㈱）
委　　員	松原　秀和	（ＪＦＥスチール㈱）
委　　員	吉澤　幸仁	（鋼管杭・鋼矢板技術協会）

＜改訂履歴＞

【Edition 1.0】　：　2021 年 10 月　初版発行

発　行　　一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

〒103-0025　東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10　鉄鋼会館 6 階

☎０３（３６６９）２４３７（代表）

URL　http://www.jaspp.com/