

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.901

March 2016

控え矢板式岸壁の永続状態における目標安全性水準 に関する諸考察

松原 弘晃・竹信 正寛・宮田 正史

Considerations Related to the Target Safety Level
for Anchored Sheet Pile Quaywall in Permanent Situation

Hiroaki MATSUBARA, Masahiro TAKENOBU, Masafumi MIYATA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

控え矢板式岸壁の永続状態における目標安全性水準に関する諸考察

松原弘晃*・竹信正寛**・宮田正史***

要 旨

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）」（以下、現行基準という。）では、防波堤や係留施設の全体安定性の照査に対して、レベル 1 信頼性設計法（部分係数法）が導入された。本研究の最終目的は、現行基準の次期改訂に向けて、控え矢板式岸壁の永続状態における矢板根入れ長、矢板壁本体の応力、タイ材の応力、の照査に対する新たな部分係数を提示することにある。本研究では、控え矢板式岸壁の永続状態における部分係数の見直しに向けて、現行基準と平成 11 年度基準により設定される最小断面や実際に建設された断面が保有している安全性を、安全率を指標として比較・評価することにより、目標とすべき安全性水準について検討した。

本検討の結果、矢板根入れ長については、現行基準は平成 11 年度基準に比べてより大きな根入れ長を必要とするものの、過去の設計断面で根入れ長不足による破壊に至っていない実績を踏まえ、目標とする安全性水準は平成 11 年度基準による断面が保有していた水準とすることを提案している。

永続状態で必要とされる矢板断面（矢板壁本体およびタイ材（タイロッド））については、現行基準は平成 11 年度基準に比べてより小さな断面で成立するものの、この断面諸元は、我が国の港湾構造物の耐震設計の下限として決まる最小断面（照査用震度 0.05 によって決まる断面）より小さな断面であり、実際に設計・建設されることがない低い水準であった。これは、平成 11 年度基準から現行基準への移行にともない、実質的に矢板断面の安全性水準の下限値が引き下げられたことになる。以上のことから、現行基準による設計事例を全国から収集し、照査用震度 0.05 から 0.10 程度で設計された断面について、鋼材の降伏強度に対する永続状態における実質的な安全率を指標として、その安全性水準の設定実績を整理した。この結果、これらの検討結果や設計モデルの誤差、実績数がまだ十分でないこと等を踏まえ、本研究では矢板の永続状態における鋼材応力に関する目標安全性水準として、当面、今回調査した設計実績の範囲における実質的な安全率の上限値付近（矢板は 1.4 程度、タイ材は 2.0 程度）とすることを提案する。

キーワード：レベル1信頼性設計法，目標安全性水準，控え矢板式岸壁，永続状態

* 港湾研究部 港湾施設研究室 交流研究員（株式会社エコー）
** 港湾研究部 港湾施設研究室 主任研究官
*** 港湾研究部 港湾施設研究室 室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所
電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: takenobu-m83ab@mlit.go.jp

Considerations of Target Safety Level for Anchored Sheet Pile Quay Wall in Permanent Design Situation

Hiroaki MATSUBARA*
Masahiro TAKENOBU**
Masafumi MIYATA***

Synopsis

The level 1 reliability design method (partial factor design method) was introduced as a performance verification method for the whole stability of breakwaters and mooring facilities, according to the Japanese design standard for port facilities entitled "Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan (2007)". The final purpose of this study is to reassign new partial safety factors for an anchored sheet pile quay wall in permanent design situation, which are required for verifications of the embedment length of the sheet pile wall, stress of the wall and stress of the tie bar.

As a first step of the study towards the reassignment of the partial factors, we assessed the difference in the safety level between the past design method (safety factor and allowable stress method) and the current design method (partial factor method) and also assessed the range of safety levels of actual design examples across the nation that were designed by the current design method. The safety level is evaluated based on a converted safety factor with respect to the limit state for the verifications of embedment length, stress of the wall and stress of the tie bar. Using these results, we proposed an appropriate target safety level of anchored the sheet pile quay wall in permanent situation as shown below.

Regarding the embedment length of the sheet pile wall, we proposed that the target safety level can be readjusted and reduced to the same level as the past design methods. On the other hand, for the stress of the sheet pile wall and tie material, we proposed that the target safety level should be readjusted and increased to a certain level within the range of the safety level of the current design safety level (lower safety level) to the past design safety level (higher level safety level). In this paper, reasons for this proposal are described in detail.

Keywords : Level 1 reliability design method, Target Safety Level, Anchored Sheet Pile Wall in Permanent Design Situation,

* Exchanging Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM (ECOH Co., Ltd)
(ECOH CORPORATION)

** Senior Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM

*** Head, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-44-5028 Fax : +81-468-44-5081 e-mail: takenobu-m83ab@mlit.go.jp

目 次

1. 本研究の目的と構成	1
1.1 研究の背景および目的	1
1.2 本論文の構成	1
2. 控え矢板式岸壁の設計法の概説	2
2.1 本章の概要	2
2.2 控え矢板式岸壁に対する設計法の全体整理	2
2.3 フリーアースサポート法および仮想ばり法を用いた設計手法	5
3. 控え矢板式岸壁の永続状態に関する目標安全性水準の考察	8
3.1 本章の概要	8
3.2 検討条件	8
3.3 矢板の根入れ長に関する基準間比較および考察	9
3.4 矢板本体およびタイ材の応力に関する基準間比較および考察	14
3.5 控え矢板式岸壁の永続状態における矢板の根入れ長，矢板本体およびタイ材応力の 安全性水準に関する考察	21
4. 結論	27
謝辞	28
参考文献	28
付録A ロウの補正を用いた設計法	29
付録B たわみ曲線法を用いた設計法	31
付録C 地盤ばねモデルを用いた設計法	31
付録D 控え矢板式係船岸の安全率法を用いた設計手法の変遷	33
付録E 本資料の検討に用いた設計パラメータの設定根拠	36
付録F 全国の設計事例における検討モデル図	41
付録G 施工時に実測が行われた事例	60

1. 本研究の目的と構成

1.1 研究の背景および目的

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）¹⁾」（以下、これまでの表現に従い単に「現行基準」といい、本資料では同解説部分を指すこととする。）では、防波堤や係留施設の全体安定性の照査に対して、現行基準すなわち同解説部分に関してレベル1信頼性設計法（部分係数法）が導入された。本研究の最終目的は、現行基準の次期改訂に向けて、同解説部分の控え矢板式岸壁の永続状態における矢板根入れ長、矢板壁の応力、タイ材（ここでは、タイロッド）の応力のそれぞれの照査に対する新たな部分係数を提示することにある。

本研究では、その緒端の検討として、控え矢板式岸壁の設計法について、昭和25年の設計基準から現時点に至るまでの各種の設計法を網羅的に調べ、体系的に取りまとめた（地震応答解析による変形照査は除く）。その上で、控え矢板式岸壁の永続状態における部分係数の見直しに向けて、現行基準と平成11年度基準（安全率法，許容応力度法）により設定される最小断面や実際に建設された断面が保有している安全性を，安全率を指標として比較・評価することにより，目標とすべき安全性水準について検討した。

1.2 本論文の構成

図-1.1に控え矢板式岸壁に対するレベル1信頼性設計法による部分係数の決定に必要な検討の全体フローを示す。なお，図中の番号は，各検討項目と対応する本資料の章節を示したものである。

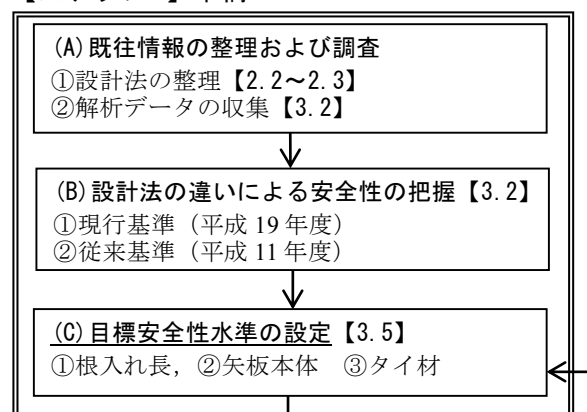
図中のステップ1では，まず，控え矢板式岸壁の設計法に対する全体整理を実施する。その上で，既存の技術基準および現行の技術基準で決定される控え矢板式岸壁の断面諸元およびその安全性水準について幅広い条件下で俯瞰し，部分係数の決定の前提となる目標安全性水準の設定を行う。本研究では，この俯瞰作業に関しては，砂質土を中心としたモデル地盤および全国の設計事例の収集結果による地盤断面を用いて検討を行っている。本稿は，部分係数の算定のための必要な条件であるステップ1の目標安全性水準の設定までを対象としている。なお，続くステップ2の部分係数の決定については，次稿に掲載する予定であり，本論文の対象外ではあるが，研究全体の流れを明示することにより本論文の位置づけが明確になるため，以下に続けて説明をおこなう。

続くステップ2では，破壊確率を算定するために必要となる性能関数を設定(D)し，設計パラメータに対する確率

変数を設定(E)の上，モンテカルロシミュレーションを用いて，部分係数の算定に用いる断面（キャリブレーションの対象断面）に対する破壊確率を算定する(F)。

この後，本稿に示すステップ1で提案する控え矢板式岸壁の各照査モード別に設定された目標安全性水準を基に，この水準に対応する破壊確率となるように部分係数を設定する(G)。さらに，仮設定した部分係数を用いた試設計結果が，(C) で設定した目標安全性水準と合致することを確認(H)し，控え矢板式岸壁に対する最終的な部分係数を設定する(I)という手順となる。

【ステップ 1】 本稿



【ステップ 2】 次稿

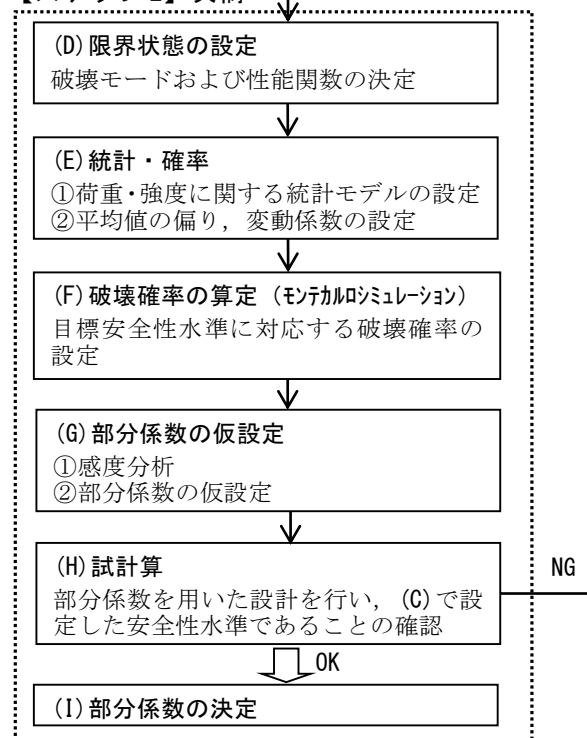


図-1.1 控え矢板式岸壁の永続状態における部分係数の設定フロー

2. 控え矢板式岸壁の設計法の概説

2.1 本章の概説

控え矢板式岸壁（図-2.1）に関する設計法については、これまで様々な設計法が提案されているが、次期基準改訂に向けた部分係数法の新たな設定にあたり、設計法の変遷や最新動向などを整理した上で、進める必要がある。このため、本章では、控え矢板式岸壁の設計法について、昭和25年の設計基準から現時点に至るまでの各種の設計法を網羅的に調べ（地震応答解析による変形照査は除く）、その結果を体系的に取りまとめている（2.2）。また、その上で、本研究で対象とする設計法の範囲を明確にしている。さらに、2.3では、3章で検討を行う目標安全性水準の設定に用いたフリーアースサポート法および仮想ばり法について概説し、3章を読み進む上での基礎情報を提示している。

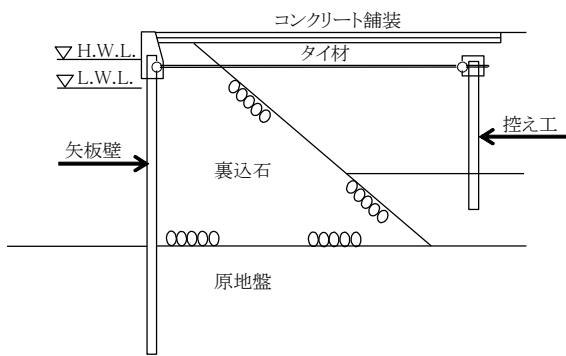


図-2.1 標準モデル図（控え矢板式岸壁）

2.2 控え矢板式岸壁に対する設計法の全体整理

(1) 既往の設計法の整理

図-2.2、表-2.1および表-2.2は、控え矢板式岸壁に対する、各照査項目に対する、これまでに提案されている設計法を整理したものである。特に、図-2.2は、控え矢板式岸壁の一般的な断面決定の手順の全体像がわかるように工夫して整理したものである。

以下1)から4)において、図-2.2、表-2.1および表-2.2に記載している4種類の設計法①～④の概要を示す。なお、前述したとおり、2.3では設計法①の詳細内容を整理している。また、その他の設計法②～④の詳細内容については、それぞれ付録A～付録Cに整理した。

1) 設計法①（2.3参照）

設計法①は、古典的な土圧理論に基づき、最も古くから用いられている手法、かつ一般的に用いられている手法で

ある。根入れ長については、矢板の根入れ部の下端において、矢板本体に生じるタイ材取り付け点回りの曲げモーメントがゼロと仮定して解く「フリーアースサポート法」を適用している。また、矢板の本体応力およびタイ材応力については、海底面とタイ材取り付け点を支点とし、上面の土圧と残留水圧を分布荷重として作用させ、単純ばりとして仮定して応力を算出する「仮想ばり法」を適用している。この両者の手法により、矢板断面を決定する手法である。

2) 設計法②（付録A参照）

設計法②²⁾は、近年、岸壁の大水深化に伴い、控え工を有する矢板壁として鋼管矢板のような剛性の高い矢板が多く用いられるようになったことから開発された手法である。仮想ばり法は、高剛性の矢板壁には適用が難しいため、1993年に設計法①の結果に対して、砂質土を対象として、矢板の断面剛性と地盤強度の影響を反映（補正）する設計法として提示された。なお、この設計法は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成11年）」³⁾（以下、H11基準という。）から同解説部分に記載されている。これ以降、設計法②は、設計法①と組み合わせて設計することが一般的な手法となっている。（文献1参照）

3) 設計法③（付録B参照）

設計法③は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年）」⁴⁾（以下、H元年基準という。）において、軟弱地盤上における矢板式係船岸の設計法が紹介されている節で、主に粘性土を対象とした設計法として引用されている。この設計法は、矢板が地盤中に固定されている（フィクストアースサポート）と仮定して、断面諸元を決定する方法である。ただし、当該設計法を適用する場合においても、設計法①や②で決定する断面と比較を行い、安全側となる諸元を選択することが一般的である。

4) 設計法④（付録C参照）

設計法④は、近年開発されたものであり、設計法②による設計法を更に改善するため、地盤ばねモデルを採用し、根入れ長・矢板本体の応力・タイ材の応力を計算する手法である。設計法①、②とは矢板本体に作用する外力の算定法が異なり、土圧ではなく地盤ばねモデルによる算定手法を用いている。本稿執筆時点では、設計法の実地盤への適用性等について研究が進められている段階である。

2) 地盤種別毎の適用条件

控え矢板式岸壁の設計法は、上記のとおりいくつかの手法が提案されているが、本来、地盤種別によって採用すべ

き設計法が異なる。表-2.1および表-2.2に、採用すべき設計法を地盤種別毎に整理した。

矢板の根入れ長および矢板本体の応力、タイ材の応力に対して、矢板を打設する原地盤の地盤種別によって採用すべき設計法が異なる。表-2.1に原地盤の地盤種別と設計法を示す。この表では、過去の設計法から現在開発されている設計法までを抽出し、各地盤種別に対して○印を付けた設計法を採用することが一般的である。（文献1参照）

表-2.1 矢板の根入れ長に関する設計法

原地盤の地盤種別	設計法①	設計法②	設計法③	設計法④
	フリーアースサポート法	ロウの補正による方法	たわみ曲線法	地盤ばねモデルを用いた方法
砂質土系地盤	○	○	—	○
粘性土系地盤	○	—	○	○
多層地盤	○	○	—	○

表-2.2 矢板本体およびタイ材の応力に関する設計法

原地盤の地盤種別	設計法①	設計法②	設計法③	設計法④
	仮想ばり法	ロウの補正による方法	たわみ曲線法	地盤ばねモデルを用いた方法
砂質土系地盤	○	○	—	○
粘性土系地盤	○	—	○	○
多層地盤	○	○	—	○

また、現地盤の地盤種別については、以下の点に留意して判断する必要がある。

① 砂質土系地盤とする場合

矢板の根入れを行う地盤を砂質土と判断する基準は、以下の条件の場合である。

- ・原地盤が全て砂質土で構成されている場合
- ・砂質土と粘性土の多層地盤で、砂質土の層厚が大きい場合。ただし、根入れ先端付近が粘性土の場合は、適切な設計法により設定する必要がある。
- ・高橋・菊池ら²⁾によると、設計法②のロウの補正については、地盤反力係数 k_h を決定する際、付録AのDr（第一反力区間）における平均的なN値または内部摩擦角 ϕ を基に設定すればよいとされている。

② 粘性土系地盤とする場合

矢板の根入れを行う地盤を粘性土と判断する基準は、以

下の条件の場合である。

- ・原地盤が全て粘性土で構成されている場合
- ・砂質土と粘性土の多層地盤で粘性土の層厚が大きい場合

なお、粘性土系地盤については、H元年基準において“硬い粘性土系地盤中に打ちこまれた鋼矢板を対象とする”という記述がある。硬い粘性土系地盤とは、鋼矢板の根入れの安定性が確保される地盤をいい、一般に以下の式を満足しなければならないとされている。これは、海底面直下もしくはそれ以下の粘性土に対して、受働土圧強度が主働土圧強度より大きいことが成立条件という解釈である。

$$4c > \Sigma \gamma h + w + \gamma_w h_w \quad \text{式-2.1}$$

ここに、

c : 海底の土の粘着力 (kN/m²)

w : 上載荷重 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) .

ただし、残留水位以下では水中単位体積重量。

H : 海底面より上の土の層厚 (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 残留水位と前面潮位との水位差 (m)

H11基準以降においては、粘性土系地盤中に矢板を打設する際の留意事項に関する上記の記載については見られないが、式-2.1に関する記載はそのまま存在しているため、海底地盤が軟弱で式-2.1を満たさない場合、基本的には地盤改良の設計を行った上で控え矢板式を採用するべきであると考えられる。

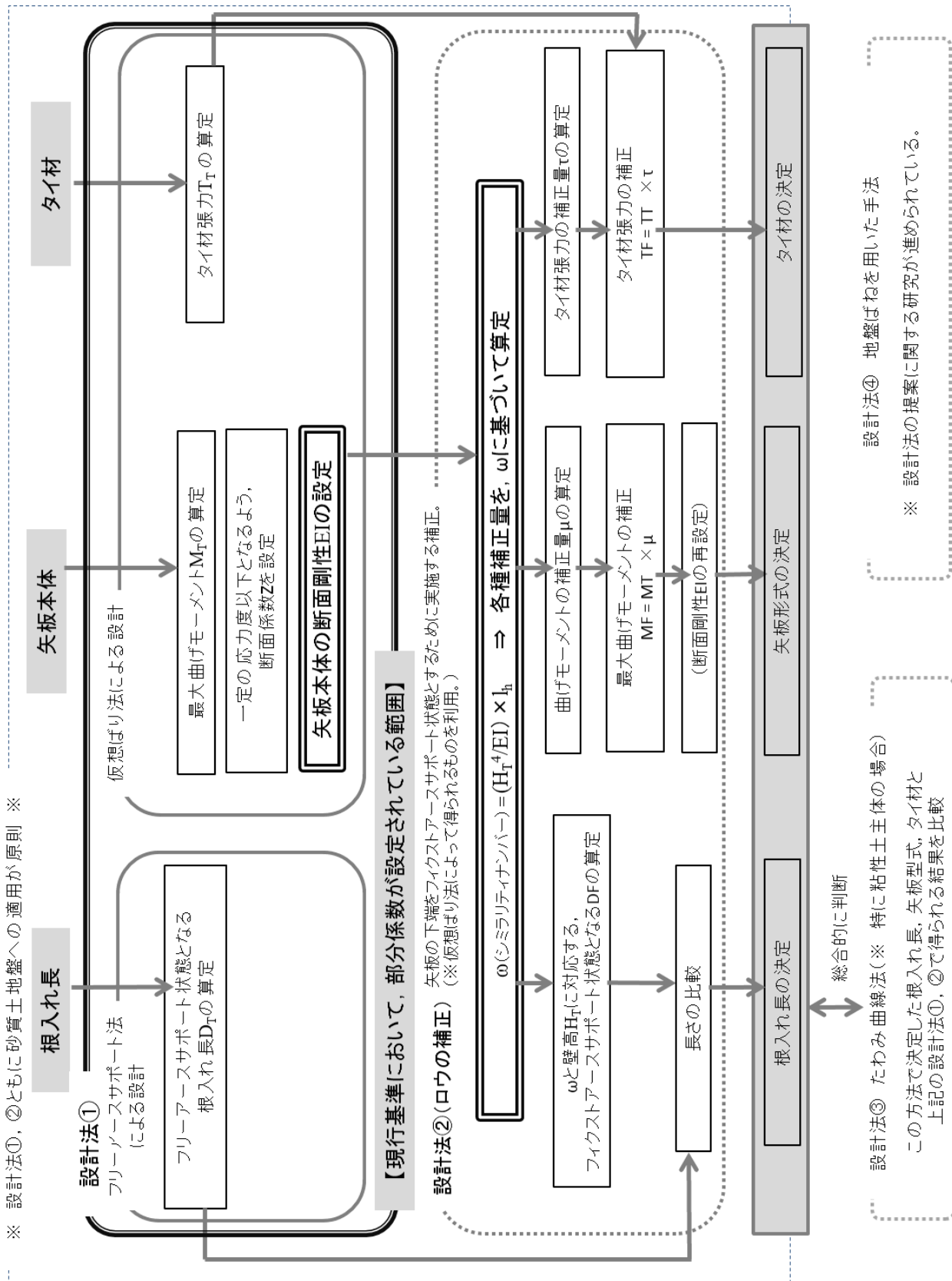


図-2.2 控え矢板式岸壁の設計法

2.3 フリーアースサポート法および仮想ばり法を用いた設計手法（設計法①）

(1) 本節の概要

根入れ長および矢板本体およびタイ材の設計手法は、前述したように、フリーアースサポート法と仮想ばり法を組み合わせで設計されてきた。本設計手法は、H11基準までは根入れ長に対しては安全率法、矢板本体の応力およびタイ材応力に関しては、許容応力度法に基づく手法が示されていた。また、現行基準においては、部分係数法に基づく設計手法に変更された。

本節においては、まず、根入れ長の照査に関するフリーアースサポート法、および仮想ばり法の一般的な概要を示し、H11基準および現行基準に示されている安全率（または許容応力度）、部分係数を用いた設計法について解説する。

(1) フリーアースサポート法

① 設計法の概要

フリーアースサポート法では、矢板の根入れ下端において、タイ材取り付け点回りの曲げモーメントがゼロとなるような根入れ長を決定する。図-2.3に示す荷重図からタイ材取り付け点回りのモーメントを算定し（式-2.2）、受働土圧合力によるモーメント R と主働土圧合力と残留水圧合力によるモーメント S の比をとる。

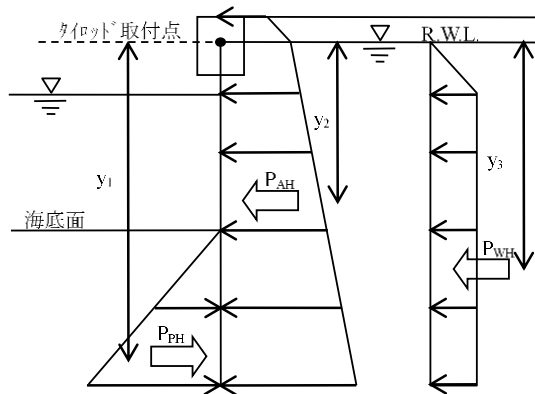


図-2.3 荷重図（根入れ長照査）

$$R = P_{PH} \cdot y_1$$

$$S = P_{AH} \cdot y_2 + P_{WH} \cdot y_3$$

式-2.2

ここに、

P_{PH} : 矢板に作用する受働土圧の水平合力

P_{AH} : 矢板に作用する主働土圧の水平合力

P_{WH} : 矢板に作用する残留水圧

y_{1-3} : タイロッド取付位置から荷重作用位置までの高さである。

② 安全率法による矢板の根入れ長の照査

H11基準による安全率法では、タイ材取り付け点回りの受働土圧合力によるモーメントの合計値 R と主働土圧合力と残留水位合力（地震時の場合は更に壁体前面に作用する動水圧合力を考慮する。）によるモーメントの合計値 S との比が許容安全率以下となることを照査する（式-2.3）。表-2.3にH11基準における許容安全率を示す。この値については、昭和42年の「港湾構造物設計基準」に示されている値からH11基準まで変化していない。

なお、表-2.3の常時とは、現行基準での永続状態に相当する状態である。

$$F_s = R/S \quad \text{式-2.3}$$

ここに、 F_s : 安全率である。

表-2.3 既往の基準における許容安全率(矢板根入れ長)

	支配的な土質	
	砂質土系地盤	粘性土系地盤
常時	1.5	1.2
地震時	1.2	1.2

③ 部分係数法による矢板の根入れ長の照査

現行基準においては、矢板の根入れ長照査は、表-2.4に示す部分係数を用いた照査を実施する。基本的には図-2.3に示す荷重図に準じて、タイ材取り付け点回りの受働土圧合力によるモーメントの合計値 R_d （添字 d は設計用値）と主働土圧合力等によるモーメントの合計値 S_d を算定し、 $R_d / S_d \geq 1.0$ となるように照査する。

この際、各種作用によるモーメントを算定する場合は、以下に示すように、地盤の特性値に部分係数を乗じた各種設計用値によって算定する必要がある。

例えばせん断抵抗角の正接 $\tan\phi$ であれば、式-2.4に示すとおりせん断抵抗角の特性値 $\tan\phi_k$ （添字 k は特性値を示す。）に部分係数 $\gamma_{\tan\phi}$ を乗じることにより算出する。

$$\tan\phi_d = \gamma_{\tan\phi} \tan\phi_k \quad \text{式-2.4}$$

また、矢板本体に作用する土圧の設計用値は、上に示した土のせん断抵抗角の他、粘着力、単位体積重量、壁面摩擦角、上載荷重、残留水位などの特性値に対して、部分係数を乗じた値を用いて計算を行う。根入れ長照査に用いる部分係数を表-2.4に示す。表中 α 、 μ/Xk 、 V は、それぞれの設計パラメータの感度係数、平均値の偏り、変動係数である。同表に示すとおり、現行基準の部分係数は砂質土系地盤と粘性土系地盤に対してそれぞれ設定されている。

これらの設計用値を用いた上で、さらに以下の式によつ

て、左辺 $\geq$ 右辺となるような根入れ長を決定する。

$$aP_{pd} \geq \gamma_a(bP_{ad} + cP_{wd} + dP_{dwd}) \quad \text{式-2.5}$$

ここに、

P_p : 矢板に作用する受働土圧合力(kN/m)

P_a : 矢板に作用する主働土圧合力(kN/m)

P_w : 壁体に作用する残留水圧合力(kN/m)

P_{dw} : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m)

$a \sim d$: タイロッド取付位置から合力の作用点
までの距離

γ_a : 構造解析係数

である。

表-2.4 控え矢板式岸壁における根入れ長に関する
部分係数（耐震強化施設以外）

目標システム信頼性指標 β T				2.7			
目標システム破壊確率PfT				4.0×10^{-3}			
				γ	α	μ / X_k	V
矢板壁の根入れ長	砂質土系地盤	$\gamma_{\tan \phi'}$	せん断抵抗角の正接	0.75	1.000	1.000	0.100
		$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00	0.000	1.000	0.100
		$\gamma_{w'}$	有効単位体積重量	1.00	0.000	1.000	0.050
		γ_{δ}	壁面摩擦角	0.90	0.300	1.000	0.100
		γ_q	上載荷重	1.00	-	-	-
		γ_{RWL}	残留水位	1.00	0.000	1.000	0.050
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-
	粘性土系地盤	$\gamma_{\tan \phi'}$	せん断抵抗角の正接	0.80	1.000	1.000	0.100
		$\gamma_{c'}$	粘着力	0.80	0.000	1.000	0.100
		$\gamma_{w'}$	有効単位体積重量	1.05	0.000	1.000	0.050
		γ_{δ}	壁面摩擦角	0.95	0.300	1.000	0.100
		γ_q	上載荷重	1.00	-	-	-
		γ_{RWL}	残留水位	1.00	0.000	1.000	0.050
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-

なお、地震時については、表-2.4の部分係数はすべて1.0とされている。ただし、構造解析係数 γ_a が1.2とされているため、実質的に安全率法と変わらない照査体系となっている。

(2) 仮想ばり法

① 設計法の概要

仮想ばり法とは、タイ材取付点と海底面を支点とし、矢板に海底面から上の土圧と残留水圧が分布荷重として作用する単純ばりと仮定する手法である。この仮想的なはり（矢板）に対して、海底面から上面の主働土圧を算定し、矢板本体に発生する発生最大モーメントあるいはタイ材取り付け点反力から算定されるタイ材張力に基づいて、矢板本体およびタイ材を決定する設計手法である。

② 許容応力度法による矢板本体の応力とタイ材の応力照査

H11基準における許容応力度法では、矢板本体の応力は、矢板本体に作用する最大曲げモーメントを矢板の断面係数で除した値が、鋼材毎に定められた許容曲げ応力度以下になることを確認する（式-2.6）。

$$\sigma_a \leq M_{max} / Z \quad \text{式-2.6}$$

ここに、

σ_a : 鋼材の許容曲げ応力度(N/mm²)

M_{max} : 矢板に作用する最大曲げモーメント(kN・m)

Z : 矢板の断面係数(m³)

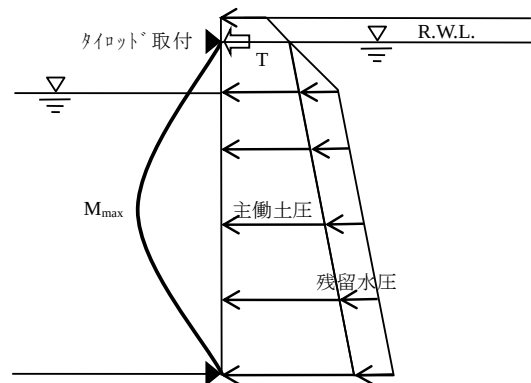


図-2.4 仮想ばり法の概念図

また、タイ材の応力は、タイ材取付点反力をタイ材に作用する張力としてこれをタイ材断面積で除した値（発生応力）が、鋼材毎に定められた許容引張応力度以下になることを確認する（式-2.7）。

$$\sigma_a \leq T_{max} / A \quad \text{式-2.7}$$

ここに、

σ_a : 鋼材の許容引張応力度(N/mm²)

T_{max} : タイ材張力(kN)

A : タイ材の断面積(mm²)

なお、表-2.5に示すとおり、H11基準における矢板応力ならびにタイ材応力の地震時の応力照査については、常時における許容応力度の5割増しの応力度が許容値として用いられている。（文献4参照）

表-2.5 鋼材の許容応力度

	矢板 (SY390)	タイ材 (HT740)
常時	235N/mm ²	216N/mm ²
異常時（地震時）	352.5N/mm ²	324N/mm ²

③ 部分係数法による矢板の応力とタイ材の応力照査

現行基準における部分係数法では、式-2.8および式-2.9に示すように、部分係数を用いた照査を実施し、作用耐力比が1.0を下回るよう、矢板本体およびタイ材を選択する。以下の式において、添字 d は設計値を示す。

(矢板本体応力)

$$\sigma_{yd} \geq \gamma_a (M_{dmax} / Z) \quad \text{式-2.8}$$

ここに、

- σ_y : 鋼材の曲げ降伏応力度(N/mm²)
 M_{max} : 矢板に作用する最大曲げモーメント(kN・m)
 Z : 矢板の断面係数(mm³)
 γ_a : 構造解析係数

(タイ材応力)

$$\sigma_{yd} \geq \gamma_a (T_{max} / A) \quad \text{式-2.9}$$

ここに、

- σ_y : 鋼材の降伏応力度(N/mm²)
 T_{max} : タイ材張力(kN)
 A : タイ材の断面積(mm²)
 γ_a : 構造解析係数

表-2.6 控え矢板式岸壁における矢板壁およびタイ材の応力に関する部分係数（耐震強化施設以外）

目標システム信頼性指標 βT				2.7			
目標システム破壊確率PfT				4.0×10^{-3}			
矢板壁の 応力	砂質土系 地盤	$\gamma_{\tan \phi'}$	せん断抵抗角の正接	0.85	0.760	1.000	0.100
		$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00	0.000	1.000	0.100
		$\gamma_{w'}$	有効単位体積重量	1.05	-0.320	1.000	0.050
		γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00	0.000	1.000	0.100
		γ_q	上載荷重	1.00	-	-	-
		γ_{RWL}	残留水位	1.00	0.000	1.000	0.050
		$\gamma_{\sigma y}$	SY295, SY390, KY490	1.00	0.720	1.200	0.065
		$\gamma_{\sigma y}$	SKY400	1.00	0.720	1.260	0.073
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-
	粘性土系 地盤	$\gamma_{\tan \phi'}$	せん断抵抗角の正接	0.85	0.500	1.000	0.100
		$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00	0.000	1.000	0.100
		$\gamma_{w'}$	有効単位体積重量	1.05	-0.250	1.000	0.050
		γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00	0.000	1.000	0.100
		γ_q	上載荷重	1.00	-	-	-
		γ_{RWL}	残留水位	1.00	0.000	1.000	0.050
		$\gamma_{\sigma y}$	SY295, SY390, KY490	1.00	1.000	1.200	0.065
		$\gamma_{\sigma y}$	SKY400	1.00	1.000	1.260	0.073
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-
タイ材の 応力	砂質土系 地盤	$\gamma_{\sigma y}$	HT690	0.65	0.750	1.130	0.070
		$\gamma_{\sigma y}$	SS400	0.70	0.750	1.260	0.073
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-
	粘性土系 地盤	$\gamma_{\sigma y}$	HT690	0.60	0.940	1.130	0.070
		$\gamma_{\sigma y}$	SS400	0.70	0.940	1.260	0.073
		γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-

上式に示した M_{dmax} および T_{max} の算定にあたっては、矢板の根入れに関する照査と同様に、特性値に対して表-

2.6に示す部分係数を乗じて設計用値を算定する必要がある。

また、現行基準においては、H11基準までに用いられてきた許容応力度に代わって、降伏応力度を基準として安全性が照査されることとなっている。なお、降伏応力度についても、部分係数を乗じた設計用値を利用する必要がある。なお、地震時における部分係数は、全て1.0であるが、構造解析係数として矢板本体応力に関しては $\gamma_a=1.12$ 、タイ材応力については $\gamma_a=1.67$ として設定されている。

ここまで示した、控え矢板式岸壁の安全率法および許容応力度法を用いた設計手法や安全率の変遷については、付録Dに詳細を示す。

3. 控え矢板式岸壁の永続状態に関する目標安全性水準の考察

3.1 本章の概要

本章では、控え矢板式岸壁の永続状態における部分係数の見直しに向けて、現行基準とH11基準（安全率法、許容応力度法）により設定される最小断面と実際に建設された断面が保有している安全性を、安全率を指標として比較・評価することにより、目標とすべき安全性水準について検討した。

以下、本検討にあたっての検討条件（3.2）、矢板の根入れ長に関する基準間比較と考察の結果（3.3）、矢板本体およびタイ材の応力に関する同様の結果（3.4）について、順を追って示す。その上で、最後に、控え矢板式岸壁の永続状態における安全性水準の提案および部分係数の再設定に向けた今後の課題を示す（3.5）。

3.2 検討条件

(1) 断面設定の概要

検討対象とした断面は、安全率法の常時条件で決定される断面と現行基準の永続状態における部分係数法により決定される控え矢板式岸壁の断面諸元の違いを比較検討するために、二種類のアプローチにより断面を設定した。一つは、一般的な砂質土地盤における控え矢板式岸壁を網羅するよう、モデル断面を幅広い条件で設定することとした（以下、標準モデルという。）。もう一つは、現行基準で設計された全国の設計事例を追加して、粘性土地盤および互層（多層地盤）においても検討対象とした（以下、設計事例モデルという。）。

(2) 標準モデルの検討ケース

図-3.1に、一般的な砂質土地盤の検討に対する基本断面を示す。また、表-3.1に、検討に用いた設計パラメータの条件を示す。標準モデルとしては、表-3.1から現実的に考え得る設計パラメータの組合せを設定し、表-3.2に示すケース1-12の合計12ケースについて検討を行った。なお、ここで設定したパラメータは、付録Eに示す過去の研究資料を根拠としている。

(3) 設計事例モデルの検討ケース

① 対象断面の抽出の考え方

全国の設計事例の断面については、現行基準で設計されていることを前提条件とし、レベル2地震動で断面が決定されていないこと、さらに粘性土地盤などの固化処理を行っていない断面を検討対象とした。この理由として、前

者については、基準に記載のある照査式とは異なる手法で、数値解析的な手法で決定されている可能性がある点、また、後者については、固化処理を行った地盤は、本研究で用いている古典的な土圧算定（特に受働土圧の算定）の適用可否について不明なところがあるためである。

② 対象断面の抽出結果

筆者らは、全国の地方整備局等から設計に関する報告書入手し、上述の選定基準に合致した全19ケースを選定した。検討条件は表-3.2に示すケース13-31とし、各検討条件に対応する欄に○印を付した。また、検討断面図および○印を付けた箇所土質条件について、付録Fに整理した。

(4) 安全性水準の検討骨子

(2)および(3)に示した全ての検討条件に対して（合計31ケース）、H11基準における常時条件および現行基準における永続状態の部分係数を用いた場合に必要となる矢板の根入れ長、および矢板本体の応力、タイ材応力の上限を計算した。さらに、現行基準では港湾施設の設計において、永続状態のほか、耐震設計の下限值についても安全性を有する断面を必要としている。このため、上記の項目について、同じ設計条件下で、我が国の耐震設計の下限值 $k_h=0.05$ を用いた場合の決定断面も設定し、比較を行った。また、設計事例による断面においては、実設計で適用されていた照査用震度に加えて、上述した下限値 $k_h=0.05$ を用いた震度で決まる断面についても設定し、比較した。

以上で整理した検討断面に対して、H11基準（常時）、現行基準（永続状態）、耐震設計の下限值 $k_h=0.05$ および上記の設計事例で実際に設計された照査用震度を用いて設定する断面を計算した。なお、計算結果を示す一覧表とグラフの凡例は、それぞれH11常時、H19永続、H11&H19（ $k_h=0.05$ ）および設計事例の照査用震度とした。

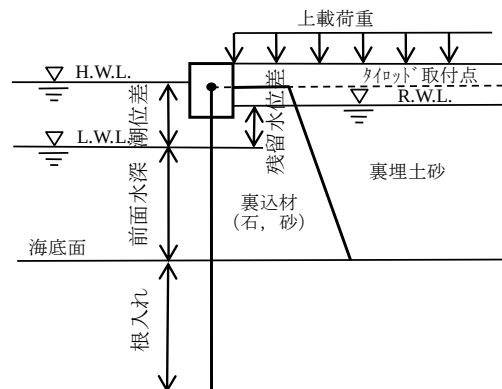


図-3.1 検討断面諸元

表-3.1 検討に用いた設計パラメータの一覧

設計因子	条 件	備 考
潮位差	0.3m 1.8m 4.5m	
残留水位差	0.2m 1.2m 3.0m	潮位差0.3mのとき 潮位差1.8mのとき 潮位差4.5mのとき
天端高 (水面からの高さ)	2.0m 4.0m 6.0m	潮位差0.3mのとき 潮位差1.8mのとき 潮位差4.5mのとき
前面水深 (L. W. L. の水深)	4.5m 7.5m 10.0m 16.0m	
裏込石の飽和単位体積重量	20kN/m ³	
裏込石の湿潤単位体積重量	18kN/m ³	
内部摩擦角	40° 35°	裏込石 原地盤
壁面摩擦角	15°	
上載荷重	30kN/m ²	
根入れ長	必要最小長	※別途計算
矢板	必要最小断面	SY390, SKY490
タイ材	必要最小径	HT740

表-3.2 検討条件一覧

モデル	ケース	水深 (m)	潮位差 (m)	残留 水位 (m)	天端高 (m)	壁体高 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)						上載 荷重 (kN/m ²)	照査用 震度 (k _h)	内部摩擦角 (°)					粘着力 (kN/m ²)		矢板壁の 根入れ長	矢板壁の 応力	タイ材の 応力
							裏埋土 裏込石		砂質土		粘性土				壁面 摩擦角	裏埋土	裏込石	背後 地盤	原地 盤	背後 地盤	原地 盤			
							飽和	湿潤	飽和	湿潤	飽和	湿潤												
砂質土地盤モデル	1	4.5	0.3	0.2	2.0	6.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	2	4.5	1.8	1.2	4.0	8.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	3	4.5	4.5	3.0	6.0	10.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	4	7.5	0.3	0.2	2.0	9.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	5	7.5	1.8	1.2	4.0	11.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	6	7.5	4.5	3.0	6.0	13.5	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	7	10.0	0.3	0.2	2.0	12.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	8	10.0	1.8	1.2	4.0	14.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	9	10.0	4.5	3.0	6.0	16.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	10	16.0	0.3	0.2	2.0	18.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	11	16.0	1.8	1.2	4.0	20.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	12	16.0	4.5	3.0	6.0	22.0	20.0	18.0	20.0	18.0	-	-	30.0	0.05	15	30	40	-	35	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
全国の設計事例のモデル	13	6.1	0.5	0.33	2.3	8.4	-	-	○	○	○	○	20.0	0.05	15	-	-	○	○	-	○	粘性土系	砂質土系	砂質土系
	14	6.1	0.5	0.33	2.3	8.4	-	-	○	○	○	○	10.0	0.05	15	-	-	○	○	-	○	粘性土系	砂質土系	砂質土系
	15	3.5	1.51	1.1	2.8	6.3	-	-	○	○	○	○	10.0	0.06	15	-	-	○	○	-	○	粘性土系	砂質土系	砂質土系
	16	8.1	0.5	0.33	2.3	10.4	-	-	○	○	○	○	20.0	0.06	15	-	-	○	○	○	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	17	8.1	0.5	0.33	2.3	10.4	-	-	○	○	○	○	20.0	0.06	15	-	-	○	○	○	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	18	3.6	0.5	0.33	2.3	5.9	-	-	○	○	○	-	10.0	0.05	15	-	-	○	○	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	19	10.7	1.8	1.2	3.0	13.7	-	-	○	○	○	○	20.0	0.17	15	-	-	○	○	○	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	20	11.4	1.8	1.2	3.0	14.4	-	-	○	○	○	○	20.0	0.18	15	-	-	○	○	○	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	21	10.2	1.7	1.13	3.4	13.6	-	-	○	○	○	○	30.0	0.17	15	-	-	○	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	22	10.2	1.7	1.13	3.4	13.6	-	-	○	○	○	○	30.0	0.18	15	-	-	○	○	○	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	23	13.6	1.7	1.13	3.4	17	-	-	○	○	○	○	30.0	0.18	15	-	-	○	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	24	7.0	2.09	1.6	3.5	10.5	○	○	○	○	○	-	10.0	0.09	15	-	○	○	○	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	25	7.0	2.09	1.6	3.5	10.5	○	○	○	○	○	-	10.0	0.09	15	-	○	○	○	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	26	9.6	3.82	2.63	5.2	14.8	○	○	○	○	○	○	20.0	0.09	15	○	○	-	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	27	10.6	3.82	2.63	5.1	15.7	○	○	○	○	○	○	20.0	0.10	15	○	-	○	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	28	10.6	3.82	2.63	5.1	15.7	○	○	○	○	○	○	20.0	0.10	15	○	-	○	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	29	10.0	3.82	2.63	5.1	15.1	○	○	○	○	○	○	20.0	0.10	15	○	○	-	○	-	○	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	30	10.9	3.82	2.63	5.1	16	○	○	○	○	○	-	20.0	0.10	15	○	○	-	○	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系
	31	10.9	3.82	2.63	5.1	16	○	○	○	○	○	-	20.0	0.10	15	○	○	-	○	-	-	砂質土系	砂質土系	砂質土系

3.3 矢板の根入れ長に関する基準間比較および考察

(1) 検討に用いる指標

① 根入れ長の設定方法

矢板の必要根入れ長は、矢板の根入れ部の下端において曲げモーメントがゼロと仮定して解くフリーアースサポート法によって算定する。H11基準については、表-2.3に示す許容安全率を満たす最小の根入れ長を算定した。

一方、現行基準は、地盤特性値に部分係数を乗じて得られる設計用値を使って算定される、受働土圧によるモーメントと主働土圧によるモーメントの比である耐力作用比が1.0を上回る最小の根入れ長を算定した。

② 実質的な安全率による評価

両者の基準によって決定される根入れ長について相対

比較するため、本研究では、現行基準の算定法によって得られる根入れ長に対し、H11基準による安全率法の算定法と同様な方法を適用して、根入れ長の実質的な安全率（以下、実質安全率）を算定した。この際、現行基準の根入れ長を安全率によって評価する場合の地盤の物性値は、特性値を用いて評価した。

また、現行基準の永続状態で決定される根入れ長の実質安全率と、耐震設計で決定される根入れ長の実質安全率の比較を行い、永続状態で決定する根入れ長が、どの程度の照査用震度に相当するかという点に関しても検討を行った。なお、H11基準と現行基準においては、設計震度（照査用震度）の算定方法を除き、耐震設計の手法自体に変化はない。ただし、耐震設計で決定した根入れ長を、永続状態での実質安全率に換算する際の土圧は、地震時土圧ではなく、永続状態（常時）の土圧として評価した。

(2) 根入れ長に関する結果の整理および考察

表-3.3に、検討結果の一覧を示す。表において、ケース1-12は砂質土系地盤のモデル断面による検討結果を、ケース13-31は設計事例の断面に基づく検討結果である。

図-3.2に、表中に示す全ケースに対する各条件における根入れ長の実質安全率を、検討条件毎にプロットしたものを示す。

1) H11基準と現行基準における永続状態に根入れ長の実質安全率に関する比較

① モデル断面の比較

まず、図-3.2により、モデル断面による結果（ケース1-12）について、永続状態に関する基準間の必要根入れ長に対する比較検討（図中の凡例における、×および●の比較。）を行う。モデル断面による検討は、全て砂質土系地盤であるため、H11基準の根入れ長に対する安全率はすべて1.5である。これに対して、現行基準を用いて算出した根入れ長の実質安全率は、1.89-2.10と大きく算定される。

② 設計事例断面の比較

次に、設計事例による結果（ケース13-31）についても、根入れ長に関する実質安全率の基準間比較を行う。

ケース13-15については、粘性土系地盤である。このため、当該ケースにおけるH11基準の根入れ長に対する安全率は1.2である。これらのケースに対する根入れ長の実質安全率は、1.14-1.35であり、粘性土に関する値入れ長の実質安全率はH11基準、現行基準ともにモデル地盤に比較すると変化は小さい。

また、設計事例に対する残りのケース16-31については、砂質土系地盤または互層地盤（砂質土が支配的と判定）であり、H11基準の根入れ長は安全率1.5である。これに対して、現行基準による実質安全率は1.39-1.97と算定され、やはりH11基準の安全率に対して高い安全率を示す傾向にある。ただし、ケース26、27については、現行基準を適用した場合の根入れ長の安全率は、他のケースと比べて小さくそれぞれ1.39、1.48と算定されている。この理由については、③において説明する。

③ 地盤条件の影響

上記において、粘性土と砂質土に対して、H11年基準と現行基準の間で根入れ長の実質安全率の傾向に差が生じているが、これは、以下の要因によるものと考えられる。

表-2.4の部分係数表によると、根入れ長照査では砂質土系地盤の場合は内部摩擦角が1.0以下として減じられているが粘着力の部分係数が1.0のままであるため、粘性土の層厚が大きくなるとランキン土圧式で計算される主働土圧強度が小さく、また受働土圧強度が大きく計算される。この結果、根入れ長は砂質土の層厚が多い地盤に比べて、抵抗側の受働土圧強度が大きく計算され根入れ長は小さくなるためである。

以上より、現行基準の部分係数法を用いた場合の、砂質土が支配的と判断した地盤において、粘性土がある程度の割合で分布すると根入れ長が小さくなる状況が確認された。

2) 耐震設計で決定される根入れ長と現行基準における永続状態に関する比較

① モデル断面の比較

まず、図-3.2により、ケース1-12のモデル断面の現行基準における永続状態で決定する根入れ長および照査用震度($k_h=0.05$)で決定する根入れ長について比較する（図-3.2の凡例●および□）。モデル地盤を用いた検討において、現行基準における永続状態で決定する根入れ長は、耐震設計の下限值で決定する根入れよりも長いことがわかる。

② 設計事例断面の比較

一方、実際の設計事例による断面を用いた検討においても、モデル地盤を用いた検討と同様に、現行基準における永続状態で決定する根入れ長は、やはり耐震設計の下限值で決定する根入れよりも長い。なお、ケース13-31については、実際の設計事例であるため、実際の設計に用いられた照査用震度に対して計算された根入れ長の実質安全率も

同図中にプロットした。

3) その他、岸壁水深と根入れ部の土層厚に関する比較

比較する指標を変えた場合の実質安全率の比較を行うために、図-3.3に岸壁水深、図-3.4に根入れ部の土層厚比について整理した。

① 岸壁水深の影響

岸壁水深と根入れ長の関係を整理にするため、図-3.3に、岸壁水深に対する根入れ長の実質安全率の関係を示す。ここでは、岸壁水深の違いによる根入れ長の安全率の違いは明確に得られなかった。

② 根入れ部の土層厚比の影響

図-3.4に設計事例の19ケースを対象に根入れ部の土層厚に対する安全率を示した。なお、ここでの根入れ部とは、現行基準で算定した根入れ長の結果に対する土層厚の比とした。これによると、砂質土と粘性土の層厚が同じ層厚比1.0までは、現行基準の永続状態では砂質土の安全率に近いことがわかる。砂質土の層厚が粘性土よりも上回ると安全率が下がる傾向が示唆された。

また、粘性土の層厚が大きい層厚比3.6以上の場合は、安全率がほぼ一定値となる。

以上から、根入れ部の土層構成と安全率の関係は、砂質土と粘性土の層厚が同等までは砂質土系地盤とみなすことができ、これよりも粘性土の層厚が砂質土より大きくなると粘性土系地盤と判断できる。

表-3.3 検討結果一覧（矢板の根入れ長）

モデル	ケース	水深 (m)	天端高 (m)	HWL (m)	LWL (m)	RWL (m)	上載 荷重 (kN/m ²)	設計時の 照査用震度	根入れ部						根入れ長(H11基準を用いた安全率)			
									層厚(m)			土層に対する割合			H11常時	H19永続	設計時の 照査用震度	k _h =0.05
									① 砂質土	② 粘性土	③ 根入れ部全長 (①+②)	④ 砂質土 (①/③)	⑤ 粘性土 (②/③)	⑥ 層厚比(粘性 土/砂質土) (②/①)				
砂質土地盤モデル	1	4.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.07	-	1.38
	2	4.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.94	-	1.39
	3	4.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.92	-	1.39
	4	7.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.08	-	1.43
	5	7.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.98	-	1.42
	6	7.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.89	-	1.40
	7	10.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.09	-	1.38
	8	10.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.00	-	1.43
	9	10.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.91	-	1.42
	10	16.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.10	-	1.54
	11	16.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	2.02	-	1.50
	12	16.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	-	1.50	1.93	-	1.50
全国の設計事例のモデル	13	6.1	2.3	0.5	0.0	0.33	20	0.05	0.50	2.57	3.07	0.16	0.84	5.14	1.20	1.14	1.20	1.20
	14	6.1	2.3	0.5	0.0	0.33	10	0.05	0.50	1.80	2.30	0.22	0.78	3.60	1.20	1.18	1.32	1.32
	15	3.5	2.8	1.6	0.09	1.1	10	0.06	0.89	3.60	4.49	0.20	0.80	4.04	1.20	1.35	1.08	1.08
	16	8.1	2.3	0.5	0.0	0.33	20	0.06	2.34	1.20	3.54	0.66	0.34	0.51	1.50	1.73	1.47	1.38
	17	8.1	2.3	0.5	0.0	0.33	20	0.06	2.46	1.20	3.66	0.67	0.33	0.49	1.50	1.75	1.47	1.38
	18	3.6	2.3	0.5	0.0	0.33	10	0.05	2.66	0.00	2.66	1.00	0.00	0.00	1.50	1.94	1.46	1.46
	19	10.7	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.17	12.10	1.20	13.30	0.91	0.09	0.10	1.50	1.74	3.14	1.51
	20	11.4	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.18	18.21	0.00	18.21	1.00	0.00	0.00	1.50	1.74	3.96	1.49
	21	10.2	3.4	1.7	0.0	1.13	30	0.17	9.54	1.20	10.74	0.89	0.11	0.13	1.50	1.93	2.69	1.45
	22	10.2	3.4	1.7	0.0	1.13	30	0.18	8.60	3.80	12.40	0.69	0.31	0.44	1.50	1.81	2.49	1.40
	23	13.6	3.4	1.7	0.0	1.13	30	0.18	20.31	2.30	22.61	0.90	0.10	0.11	1.50	1.86	3.92	1.60
	24	7.0	3.5	2.3	0.21	1.6	10	0.09	4.42	0.00	4.42	1.00	0.00	0.00	1.50	1.96	1.76	1.48
	25	7.0	3.5	2.3	0.21	1.6	10	0.09	4.44	0.00	4.44	1.00	0.00	0.00	1.50	1.95	1.76	1.46
	26	9.6	5.2	3.9	0.08	2.63	20	0.09	5.10	4.72	9.82	0.52	0.48	0.93	1.50	1.39	1.63	1.38
	27	10.6	5.1	3.9	0.08	2.63	20	0.1	5.73	4.10	9.83	0.58	0.42	0.72	1.50	1.48	1.81	1.40
	28	10.6	5.1	3.9	0.08	2.63	20	0.1	4.83	3.10	7.93	0.61	0.39	0.64	1.50	1.69	1.72	1.40
	29	10.0	5.1	3.9	0.08	2.63	20	0.1	5.93	2.70	8.63	0.69	0.31	0.46	1.50	1.46	1.57	1.36
	30	10.9	5.1	3.9	0.08	2.63	20	0.1	7.13	0.00	7.13	1.00	0.00	0.00	1.50	1.93	1.81	1.44
	31	10.9	5.1	3.9	0.08	2.63	20	0.1	6.60	0.00	6.60	1.00	0.00	0.00	1.50	1.97	1.80	1.45

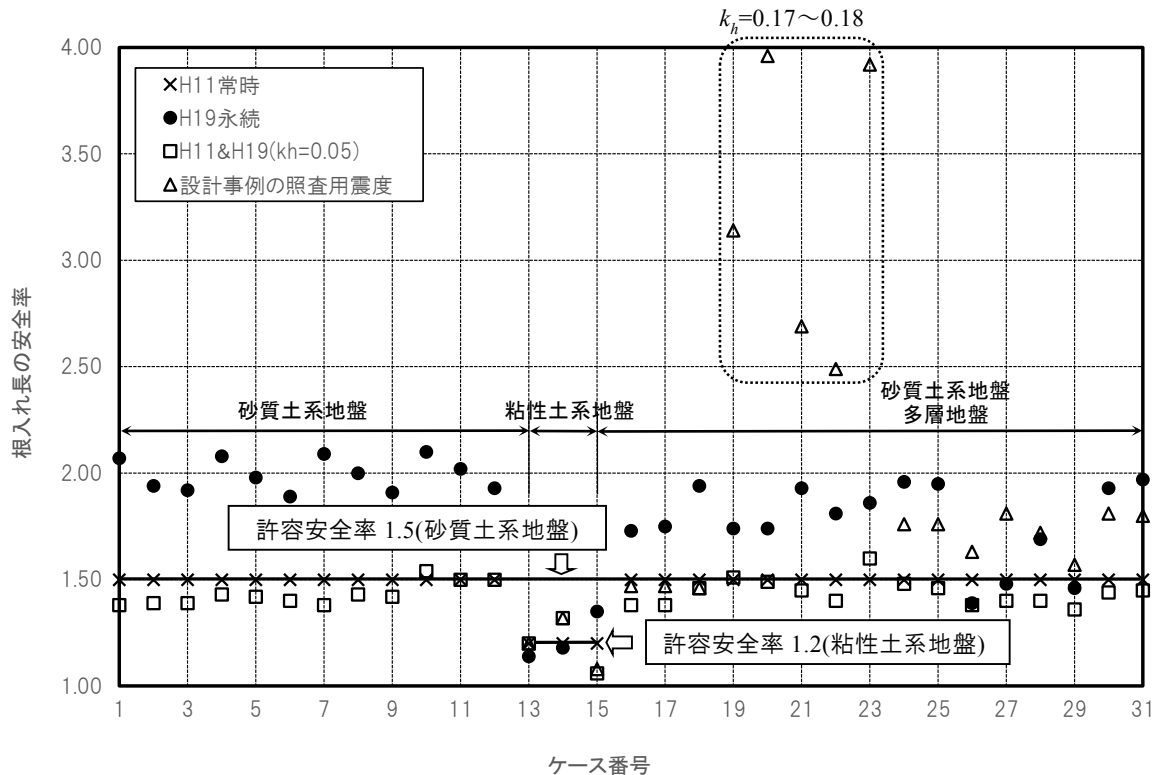


図-3.2 各ケースに対する根入れ長の安全率

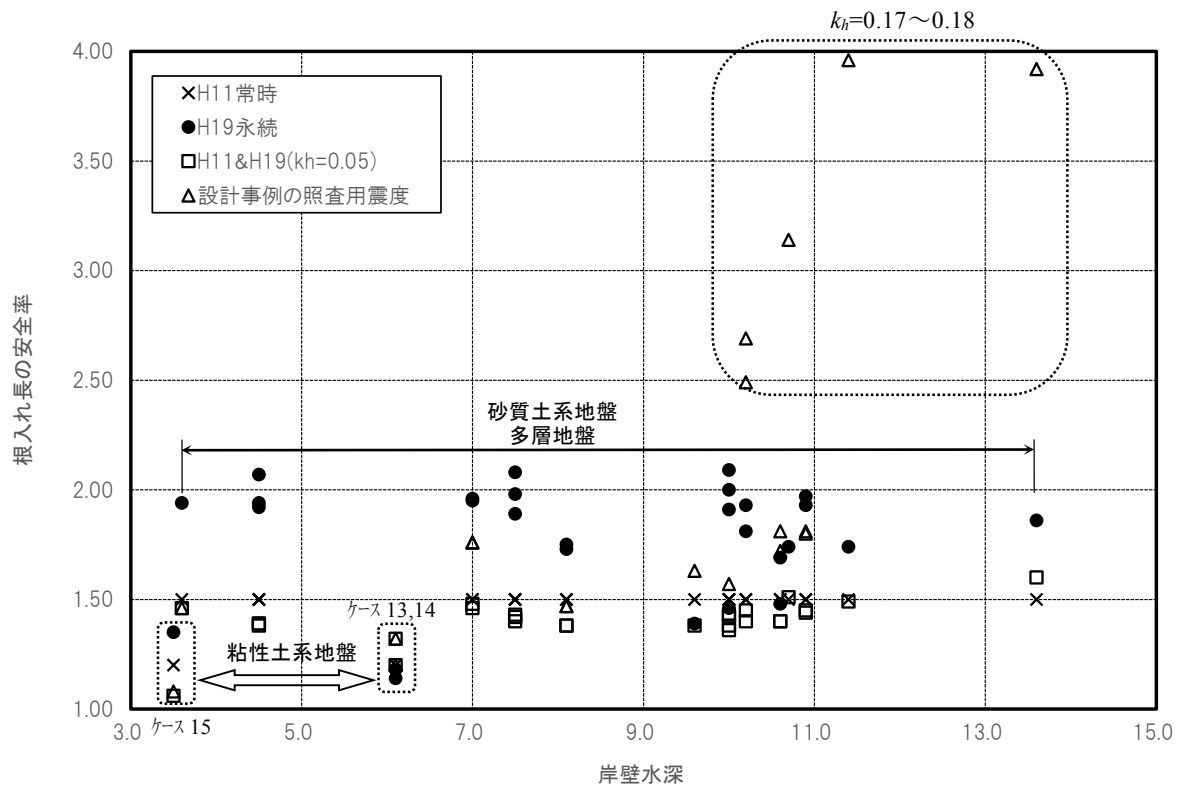


図-3.3 岸壁水深に対する根入れ長の安全率

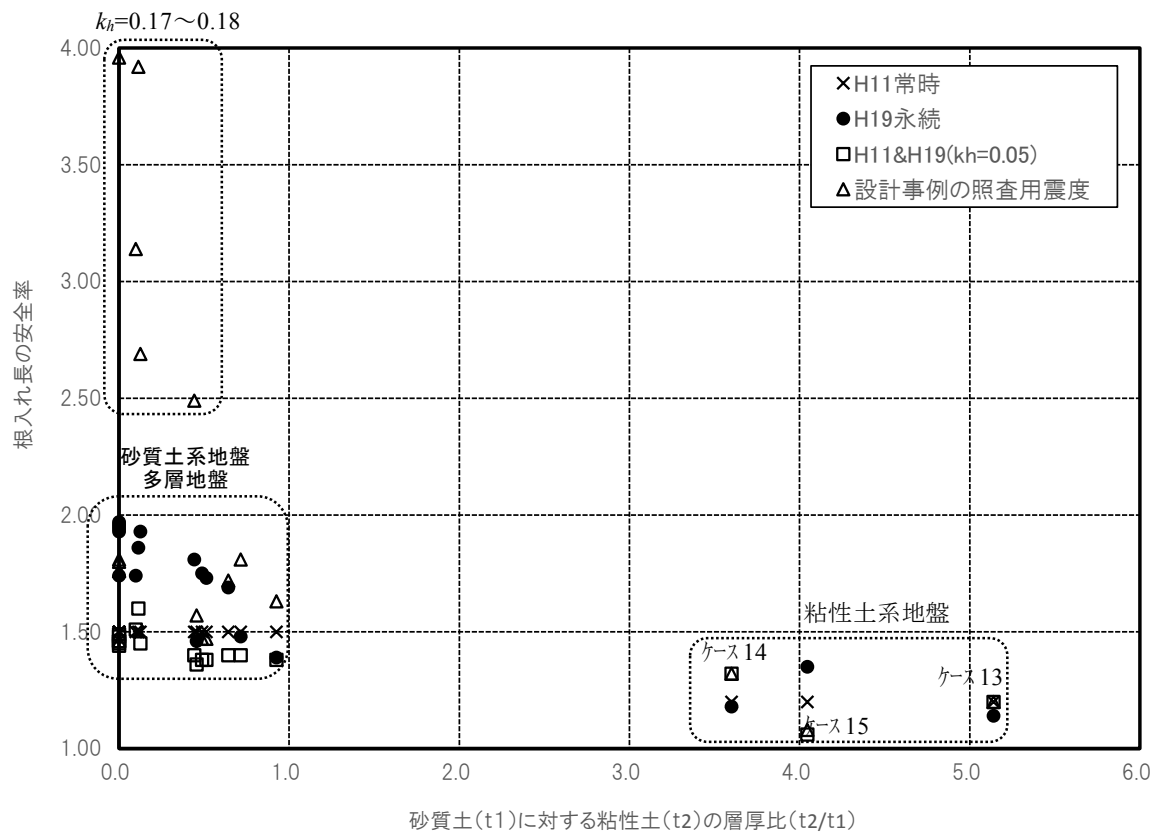


図-3.4 土層厚比に対する根入れ長の安全率

3.4 矢板本体およびタイ材の応力に関する基準間比較および考察

(1) 検討に用いる指標

矢板本体およびタイ材の応力の照査は、2.3に示したように、タイロッド取付点と海底面を固定点と仮定した仮想ばり法によって、矢板に作用する最大曲げモーメントとタイ材張力を算定し、各設計基準で定められる応力度以下になるよう断面を設定する。

ここで、基準応力度とは、許容応力度や降伏応力度など、各設計基準で閾値としている応力度を示す。各基準の応力度の算定式は、以下に示すとおりである。

(矢板の本体応力)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} \quad \text{式-3.1}$$

ここに、

σ : 基準応力度 (N/mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (kN・m/m)

Z : 断面係数 (m³/m)

(タイ材応力)

$$\sigma = \frac{T_{max}}{A_p} \quad \text{式-3.2}$$

ここに、

σ : 基準応力度 (N/mm²)

T_{max} : 最大張力 (kN/本)

A_p : タイ材の断面積 (m²/本)

1) H11基準の常時

H11基準の常時の応力照査においては許容応力度による照査を用いている。ここで、許容応力度とは、長期荷重に対する許容値とし、JISに規定された降伏点強度に対して鋼矢板は0.6倍、タイ材は0.4倍の強度と規定されている。

矢板の応力照査では、地盤の物性値から計算される土圧等の特性値によって応力度を算定し、その応力度が許容応力度を下回ることを確認する。本検討では、特性値で計算された最大曲げモーメントに対して許容応力度ぎりぎりになる断面係数を算定する。なお、ケース1-12の砂質土系地盤モデルは、鋼材の規格はSY390 (許容応力度 235N/mm²) を基本とし、一般的に使用されているU型鋼矢板の最大規格VI_L型の断面係数を超えた場合は、鋼管矢板SKY490 (許容応力度 185N/mm²) に対して計算を行う。

タイ材の応力照査では、特性値で計算された最大張力に

対して許容応力度ぎりぎりになる断面積を算定する。なお、ケース1-12の砂質土系地盤モデルは、タイ材の規格はタイロッドHT740 (許容応力度 216N/mm²) を基本とした。

2) H11基準および現行基準の地震時

地震時においては基準間の違いはなく、許容応力度の5割増しを基準応力度としている。ただし、現行基準では、構造解析係数を用いることで、結果的に許容応力度を割増しした照査を行っている。計算手法は、①と同じ手法をとる。

3) 現行基準の永続状態

現行基準の応力照査においては、地盤の物性値に部分係数を用いて計算される土圧等の設計用値および部分係数を乗じた降伏応力の設計用値を比較し、作用耐力比が1.0を下回ることを確認する。

上記に示すように、設計基準や検討条件に応じて、照査に用いる応力の閾値が異なる。本節においては、基準間比較のための指標を統一するため、各基準または検討条件を用いて決定した矢板またはタイ材に対し、H11基準の常時と同じ設計法を適用した上で、各断面に発生する応力 σ' (各設計基準の応力度) を鋼材の降伏応力度 σ_y で除して算定される応力度の比率 F_s を、実質的な安全率 (以下、実質安全率) として算定した。この実質安全率を用いて、各基準によって決定する矢板またはタイ材に関する応力の安全性に関する比較を行った。

この際、現行基準を用いて算定した断面に対して、実質安全率を算定する場合の地盤の物性値は、特性値を用いて評価した。また、耐震設計で決定する断面に対して、実質安全率を算定する場合の土圧は、地震時土圧ではなく、永続状態 (常時) の土圧として評価した。

$$F_s = \frac{\sigma_y}{\sigma'} \quad \text{式-3.3}$$

ここに、

F_s : 安全率

σ_y : 鋼材の降伏応力度 (N/mm²)

σ' : 各設計基準の応力度 (N/mm²)

(2) 断面設定のルール

各基準を適用して設計を実施する際、選定する矢板断面のルールについては、以下のとおりとした。

① 各基準において、仮想ばり法を用いて矢板本体に生

じる最大曲げモーメント、およびタイ材取り付け点に生じる反力を算定する。

② ①で得られた値を用いて、各基準で照査する応力度となるような矢板の断面係数、タイ材の断面積を算定する。

③ ①のH11基準で得られた最大曲げモーメントおよびタイ材に作用する反力の特性値と②で得られた断面係数を用いて、各基準で照査した実質的な応力度を算定する。

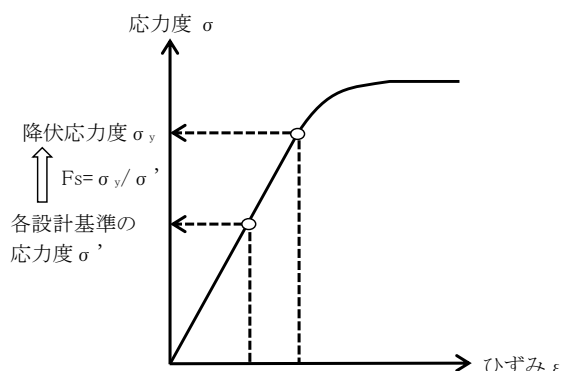


図-3.5 鋼材の安全率算定図

なお、タイ材は、一般的に鋼矢板であれば4枚に1本設置することが多い。本検討では、矢板の型式（鋼矢板、鋼管矢板）によらず分担幅を一律2mとして計算を行った。この理由は、設計基準間で鋼矢板の型式、鋼管矢板の径が変わり、枚数や本数で規定した場合は各基準で基本単位が変わり作用幅が基準毎に変わるため、同じ作用幅として比較するためである。

(3) 矢板本体の応力に関する検討結果

1) H11基準と現行基準における永続状態に関する比較

表-3.4に、矢板本体応力に関する検討結果の一覧を示す。表において、ケース1-12はモデル断面による検討結果を、ケース13-31は設計事例の断面に基づく検討結果である。また、図-3.6に、全ケースに対する各条件における矢板本体の発生応力に関する実質安全率を、検討条件毎にプロットしたものを示す。また、比較する指標を変えた場合の実質安全率の比較を行うために、図-3.7に岸壁水深、図-3.8に土層厚比について整理した。

① モデル断面の比較

まず、モデル断面であるケース1-12について検討する。H11常時における、矢板応力に関する実質安全率は、降伏応力に対する許容応力度そのものであり約1.7 (1.66) である。これに対して、現行基準を用いた場合の矢板応力の実

質安全率は、上記の矢板応力に関する整理と同様に、H11基準の実質安全率よりかなり小さく、1.12-1.26であった。

② 設計事例断面の比較

次に、全国の設計事例であるケース13-31について検討する。ケース16, 17, 19, および20-22は、矢板背後が砂質土と粘性土の互層断面となっている。それ以外のケースは、海底面より上は全て裏込石もしくは砂質土で構成されている。設計事例の検討断面においても、実質安全率は1.04-1.19の範囲であり、モデル地盤と同様に、H11基準の安全率よりもかなり小さいことがわかる。ただし、海底地盤より上面の地盤構成と、矢板応力の実質安全率に関する関係は、明瞭ではない。

2) 耐震設計および現行基準における永続状態で決定される矢板断面に対する発生応力に関する実質安全率の比較

① モデル断面の比較

まず、ケース1-12のモデル断面の永続状態で決定する矢板応力の実質安全率と、照査用震度($k_h=0.05$)で決定する矢板応力の実質安全率について比較する。(図-3.6の凡例●および□。)図-3.6のケース1-12より、モデル地盤を用いた検討において、永続状態で決定する矢板断面の実質安全率は、ほとんどのケースにおいて、耐震設計の下限値0.05で決定する断面の実質安全率を下回っている。

② 設計事例断面の比較

実際の設計事例であるケース13-31においても同様の傾向を示しているが、我が国においては、照査用震度 $k_h=0.05$ に対する耐震性は最低限の水準として設定されているため、少なくとも、今回検討対象とした断面については、矢板本体が、現行基準における永続状態で決定されるケースはないことが判明した。

3) その他、岸壁水深と海底面上の土層厚に関する比較

① 岸壁水深の影響

岸壁水深と矢板本体の応力の関係を整理にするため、図-3.7に、岸壁水深に対する矢板本体の応力の実質安全率の関係を示した。ここでは、岸壁水深の違いによる根入れ長の安全率の違いは明確に得られなかった。ただし、実際に設計された照査用震度 $k_h=0.05\sim0.10$ の安全率は永続状態の安全率に比べ大きいことがわかる。

② 海底面上の土層厚の影響

図-3.8に設計事例の19ケースを対象に海底面以上の土層厚に対する安全率を示した。これによると、砂質土と粘性土の層厚比の違いによる傾向はみられなかった。

表-3.4 検討結果一覧（矢板本体の応力）

モデル	ケース	水深 (m)	天端高 (m)	HWL (m)	LWL (m)	RWL (m)	上載 荷重 (kN/m ²)	設計時の 照査用震度	海底面上					矢板壁の応力(降伏応力度に対する実質的な安全率)			
									層厚(m)				土層に対する割合	H11常時	H19永続	設計時の 照査用震度	k _b =0.05
									① 裏込石	② 砂質土	③ 粘性土	④海底面上 全長 (①+②+③)					
砂質土地盤 モデル	1	4.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.22	-	1.20
	2	4.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.15	-	1.20
	3	4.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.26	-	1.16
	4	7.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.23	-	1.24
	5	7.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.17	-	1.21
	6	7.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.12	-	1.17
	7	10.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.23	-	1.30
	8	10.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.66	1.17	-	1.23
	9	10.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	1.70	1.13	-	1.19
	10	16.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.70	1.24	-	1.37
	11	16.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	1.70	1.19	-	1.28
	12	16.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	1.70	1.14	-	1.28
全国の設計事例の モデル	13	6.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.05	0.0	8.9	0.0	8.9	0.0	1.64	1.19	1.23	1.23
	14	6.1	2.3	0.5	0.0	0.3	10	0.05	0.0	8.9	0.0	8.9	0.0	1.64	1.19	1.31	1.31
	15	3.5	2.8	1.6	0.1	1.1	10	0.06	0.0	6.3	0.0	6.3	0.0	1.64	1.04	1.15	1.12
	16	8.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.06	0.0	8.9	1.5	10.4	0.2	1.64	1.18	1.31	1.25
	17	8.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.06	0.0	8.9	1.5	10.4	0.2	1.64	1.19	1.29	1.23
	18	3.6	2.3	0.5	0.0	0.3	10	0.05	0.0	5.9	0.0	5.9	0.0	1.64	1.18	1.27	1.27
	19	10.7	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.17	3.1	3.5	7.1	13.7	1.1	1.70	1.09	2.07	1.20
	20	11.4	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.18	0.0	7.1	7.3	14.4	1.0	1.70	1.11	2.31	1.20
	21	10.2	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.17	0.0	13.6	0.0	13.6	0.0	1.70	1.16	1.86	1.24
	22	10.2	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.18	0.0	10.8	2.8	13.6	0.3	1.70	1.11	1.80	1.17
	23	13.6	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.18	0.0	17.0	0.0	17.0	0.0	1.70	1.17	2.04	1.27
	24	7.0	3.5	2.3	0.2	1.6	10	0.09	10.5	0.0	0.0	10.5	0.0	1.64	1.14	1.43	1.27
	25	7.0	3.5	2.3	0.2	1.6	10	0.09	10.1	0.4	0.0	10.5	0.0	1.64	1.14	1.43	1.27
	26	9.6	5.2	3.9	0.1	2.6	20	0.09	13.0	1.8	0.0	14.8	0.0	1.70	1.08	1.30	1.18
	27	10.6	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	0.0	15.7	0.0	15.7	0.0	1.70	1.09	1.34	1.19
	28	10.6	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	0.0	15.7	0.0	15.7	0.0	1.70	1.09	1.34	1.19
	29	10.0	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	1.7	0.0	15.1	0.0	1.70	1.08	1.34	1.18
	30	10.9	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	2.6	0.0	16.0	0.0	1.70	1.09	1.36	1.20
	31	10.9	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	2.6	0.0	16.0	0.0	1.70	1.09	1.36	1.20

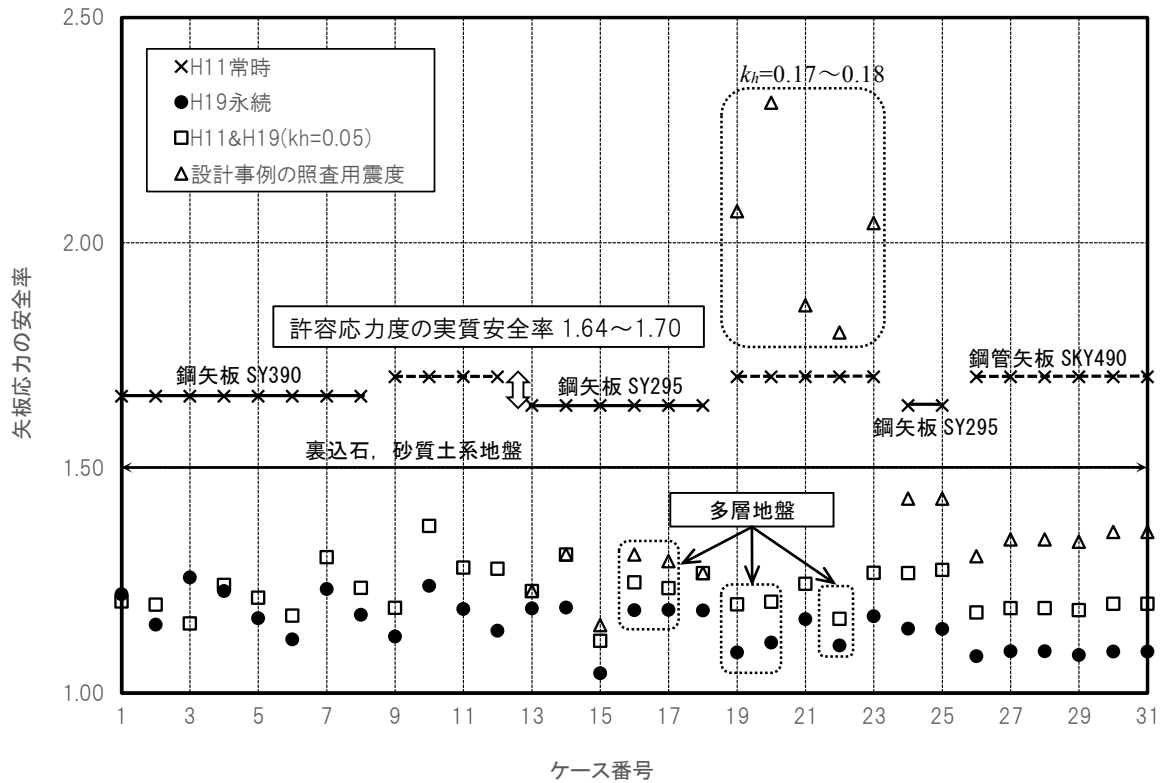


図-3.6 各ケースに対する矢板応力の安全率

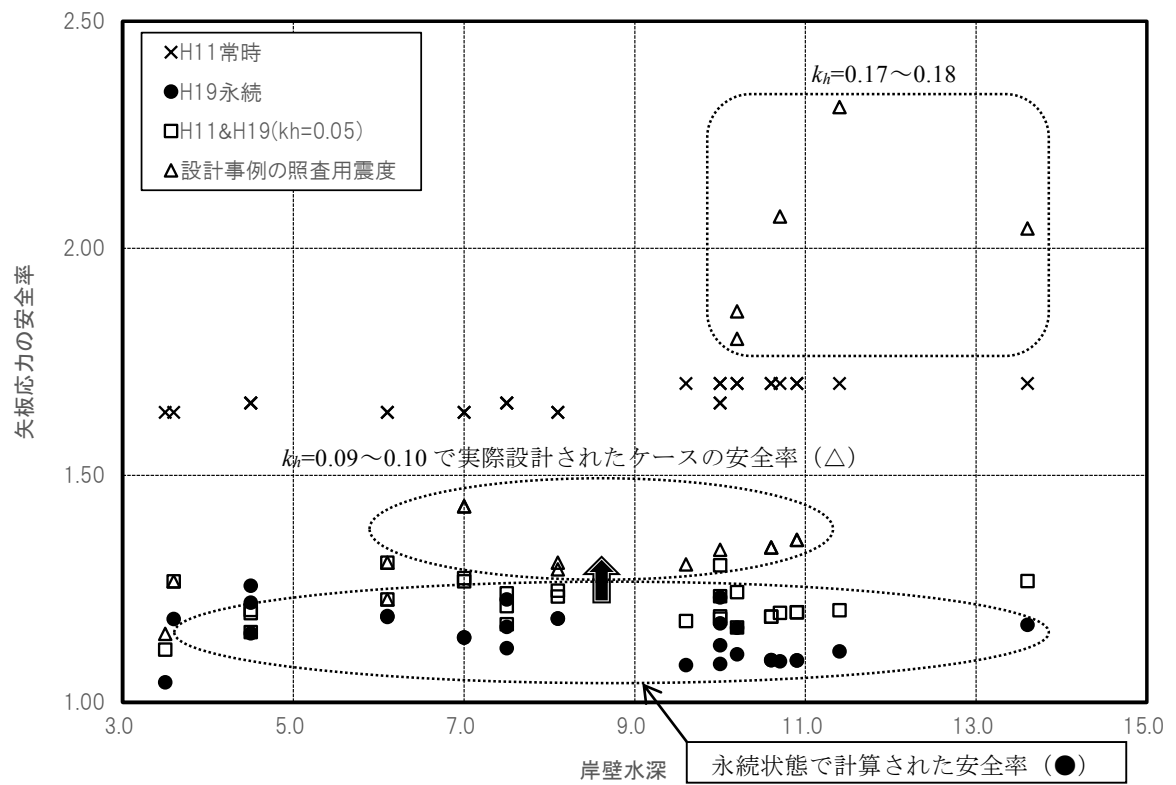


図-3.7 岸壁水深に対する矢板応力の安全率

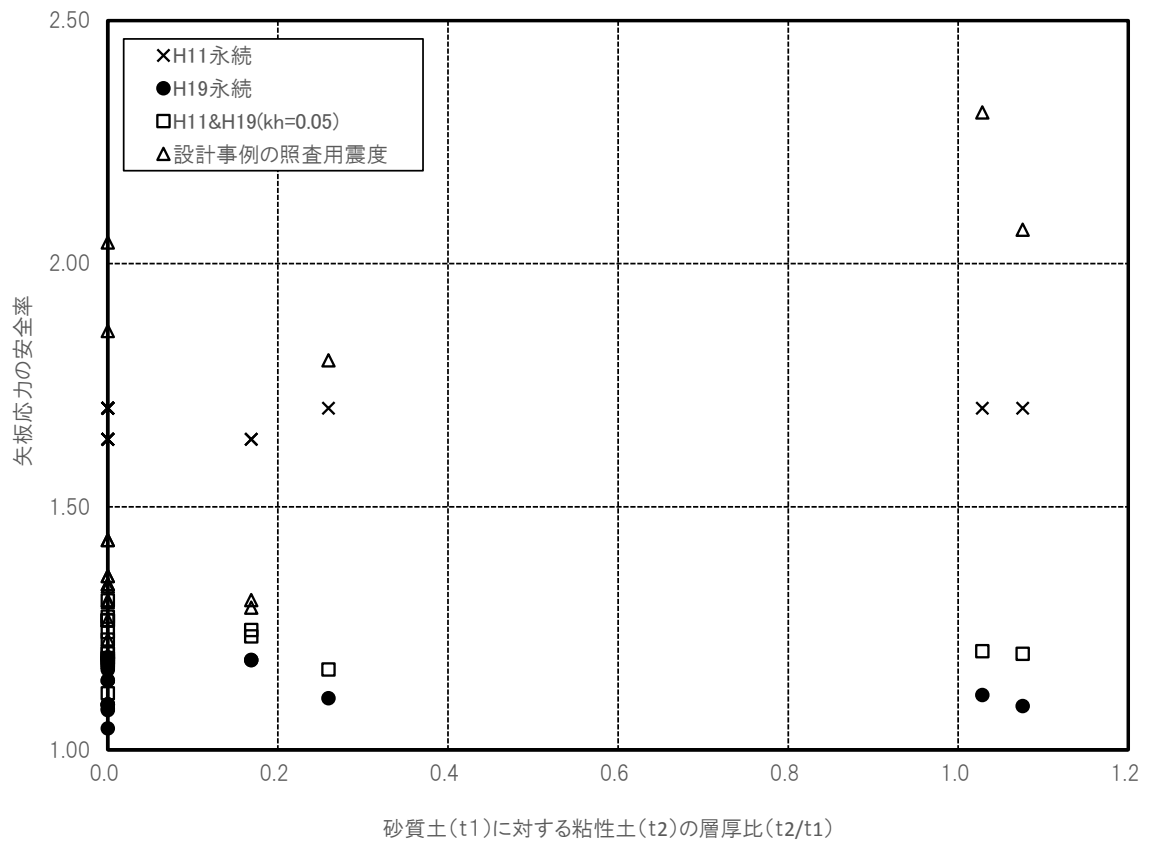


図-3.8 土層厚比に対する矢板応力の安全率

(4) タイ材の応力に関する検討結果

1) H11基準と現行基準における永続状態に関する比較

表-3.5に、タイ材応力に関する検討結果の一覧を示す。表において、ケース1-12はモデル断面による検討結果を、ケース13-31は設計事例の断面に基づく検討結果である。また、図-3.9に、全ケースに対する各条件におけるタイ材の発生応力に関する実質安全率を、検討条件毎にプロットしたものを示す。また、比較する指標を変えた場合の実質安全率の比較を行うために、図-3.10に岸壁水深、図-3.11に土層厚比について整理した。

ただし、ケース13, 14, 16~18については、タイ材がタイロープとして設計されているため、ここでの検討対象外とした。また、ケース19, 20はグラウンドアンカーが採用されているが、検討条件を同じにするためタイ材の種類は他の設計事例と同等のタイロッドHT690 (1本/2m) とした。

① モデル断面の比較

まず、モデル断面であるケース1-12について検討する。H11 (常時) のタイ材応力に関する実質安全率は、降伏応力に対する許容応力度の比そのもので2.5である。これに対して、現行基準を用いた場合のタイ材応力の実質安全率がこれよりも小さく1.75-1.89となった。

② 設計事例断面の比較

設計事例の検討断面 (ケース13-31) においても、実質安全率は1.40-1.84の範囲であり、モデル断面と同様に、H11基準の安全率よりも小さいことがわかった。

2) 耐震設計および現行基準における永続状態で決定されるタイ材断面に対する発生応力に関する実質安全率の比較

矢板応力に関する検討と同様に、ケース1-12のモデル断面の永続状態で決定するタイ材応力の実質安全率と、照査用震度 ($k_h=0.05$) で決定するタイ材応力の実質安全率について比較する。(図-3.9の凡例●および□。)

① モデル断面の比較

図-3.9のケース1-12より、モデル地盤を用いた検討において、永続状態で決定するタイ材応力の実質安全率は、耐震設計の下限值0.05で決定するタイ材応力の実質安全率とほぼ同等か、若干上回る程度となっている。

② 設計事例断面の比較

この傾向は、実際の設計断面 (ケース13-31) も同様となっている。

3) その他、岸壁水深と海底面上の土層厚に関する比較

① 岸壁水深の影響

岸壁水深とタイ材の応力の関係を整理するため、図-3.10に、岸壁水深に対するタイ材の応力の実質安全率の関係を示した。ここでは、岸壁水深の違いによる根入れ長の安全率の違いは明確に得られなかった。ただし、永続状態の安全率のばらつきは大きく、実際に設計された照査用震度 $k_h=0.05\sim0.10$ の安全率と大きくは変わらない。

② 海底面上の土層厚の影響

また、図-3.11に設計事例の19ケースを対象に海底面以上の土層厚に対する安全率を示した。これによると、砂質土と粘性土の層厚比の違いによる傾向はみられなかった。

表-3.5 検討結果一覧（タイ材の応力）

モデル	ケース	水深 (m)	天端高 (m)	HWL (m)	LWL (m)	RWL (m)	上載 荷重 (kN/m ²)	設計時の 照査用震度	海底面上					タイ材の応力(降伏応力度に対する実質的な安全率)			
									層厚(m)				土層に対する割合 ⑤ 層厚比(粘性土/ 裏込石+砂質土) (③/(①+②))	H11常時	H19永続	設計時の 照査用震度	k _H =0.05
									① 裏込石	② 砂質土	③ 粘性土	④海底面上 全長 (①+②+③)					
砂質土地盤モデル	1	4.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.88	-	1.54
	2	4.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.83	-	1.59
	3	4.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.66	-	1.63
	4	7.5	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.88	-	1.67
	5	7.5	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.81	-	1.67
	6	7.5	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.76	-	1.67
	7	10.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.89	-	1.78
	8	10.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.83	-	1.74
	9	10.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.75	-	1.71
	10	16.0	2.0	0.3	0.0	0.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.89	-	1.93
	11	16.0	4.0	1.8	0.0	1.2	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.82	-	1.85
	12	16.0	6.0	4.5	0.0	3.0	30	0.05	-	-	-	-	-	2.50	1.76	-	1.79
全国の設計事例のモデル	13	6.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.05	0.0	8.9	0.0	8.9	0.0	-	-	-	-
	14	6.1	2.3	0.5	0.0	0.3	10	0.05	0.0	8.9	0.0	8.9	0.0	-	-	-	-
	15	3.5	2.8	1.6	0.1	1.1	10	0.06	0.0	6.3	0.0	6.3	0.0	2.50	1.40	1.63	1.44
	16	8.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.06	0.0	8.9	1.5	10.4	0.2	-	-	-	-
	17	8.1	2.3	0.5	0.0	0.3	20	0.06	0.0	8.9	1.5	10.4	0.2	-	-	-	-
	18	3.6	2.3	0.5	0.0	0.3	10	0.05	0.0	5.9	0.0	5.9	0.0	-	-	-	-
	19	10.7	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.17	3.1	3.5	7.1	13.7	1.1	2.50	1.71	2.81	1.72
	20	11.4	3.0	1.8	0.0	1.2	20	0.18	0.0	7.1	7.3	14.4	1.0	2.50	1.75	3.02	1.71
	21	10.2	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.17	0.0	13.6	0.0	13.6	0.0	2.50	1.84	2.50	1.75
	22	10.2	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.18	0.0	10.8	2.8	13.6	0.3	2.50	1.75	2.43	1.66
	23	13.6	3.4	1.7	0.0	1.1	30	0.18	0.0	17.0	0.0	17.0	0.0	2.50	1.79	2.66	1.75
	24	7.0	3.5	2.3	0.2	1.6	10	0.09	10.5	0.0	0.0	10.5	0.0	2.50	1.77	2.03	1.82
	25	7.0	3.5	2.3	0.2	1.6	10	0.09	10.1	0.4	0.0	10.5	0.0	2.50	1.77	2.03	1.82
	26	9.6	5.2	3.9	0.1	2.6	20	0.09	13.0	1.8	0.0	14.8	0.0	2.50	1.52	1.65	1.53
	27	10.6	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	0.0	15.7	0.0	15.7	0.0	2.50	1.56	1.76	1.57
	28	10.6	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	0.0	15.7	0.0	15.7	0.0	2.50	1.56	1.76	1.57
	29	10.0	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	1.7	0.0	15.1	0.0	2.50	1.53	1.72	1.54
	30	10.9	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	2.6	0.0	16.0	0.0	2.50	1.41	1.76	1.57
	31	10.9	5.1	3.9	0.1	2.6	20	0.1	13.4	2.6	0.0	16.0	0.0	2.50	1.41	1.76	1.57

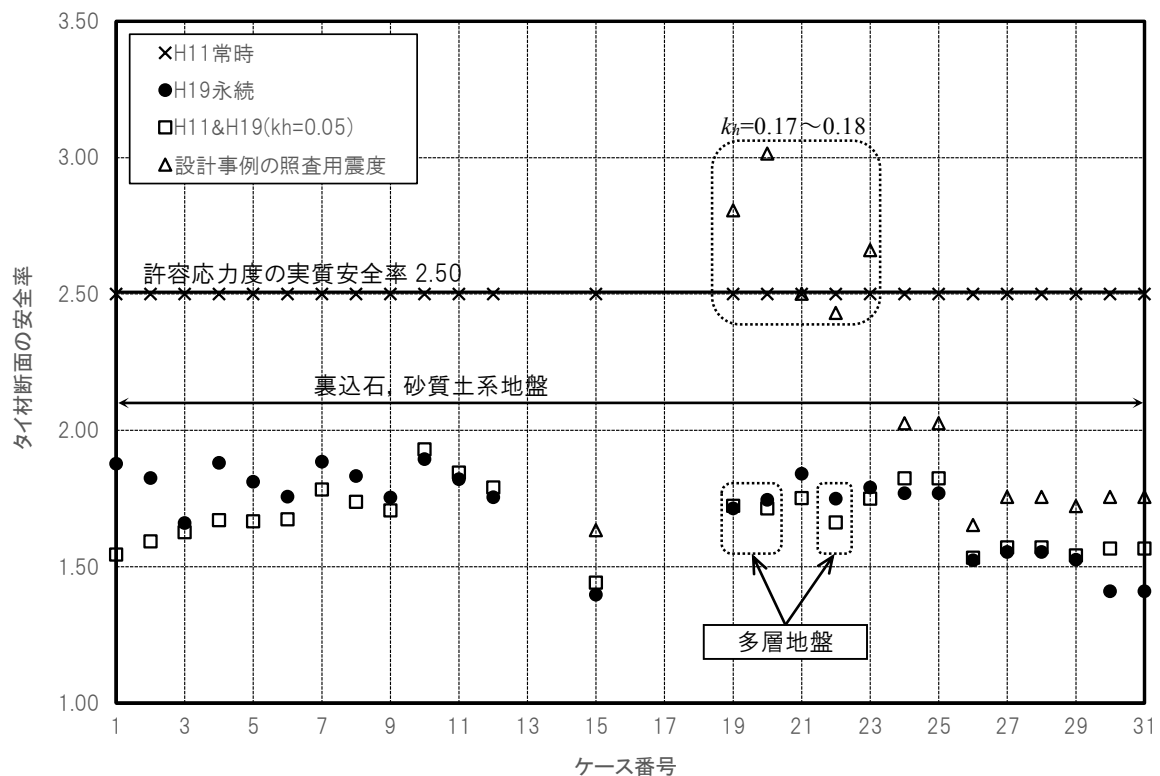


図-3.9 各ケースに対するタイ材応力の安全率

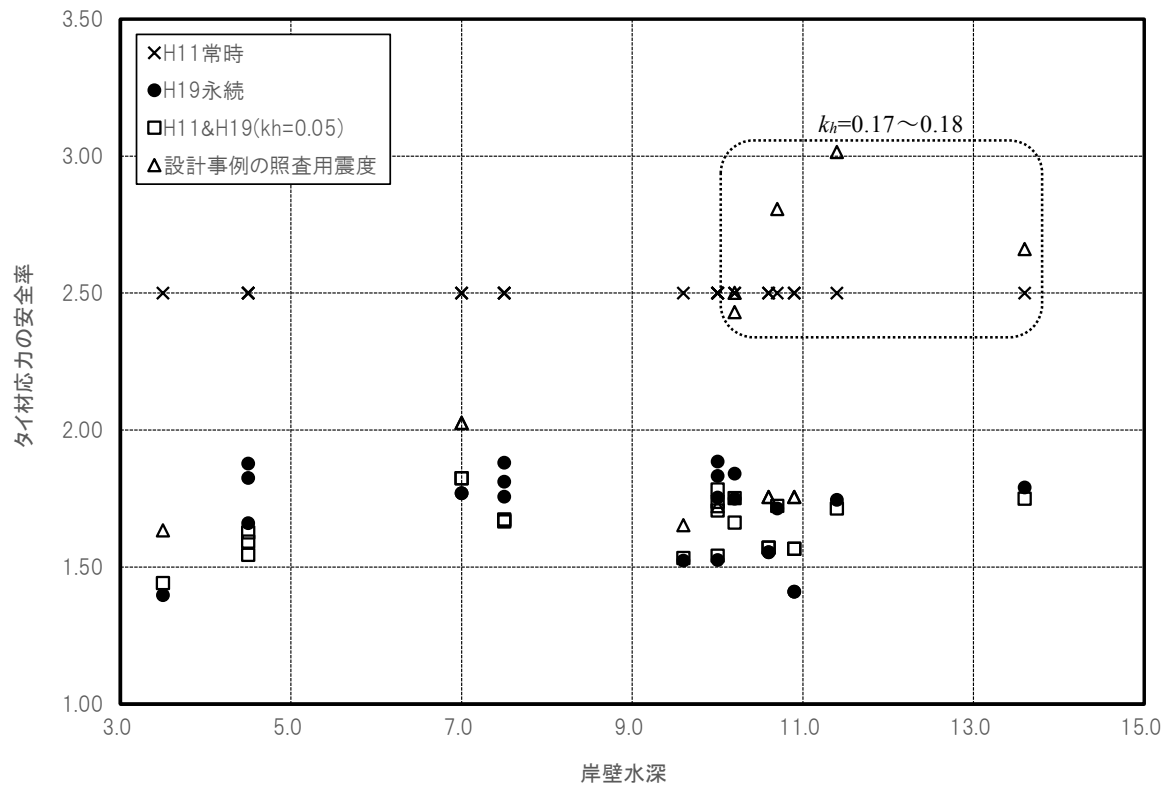


図-3.10 岸壁水深に対するタイ材応力の安全率

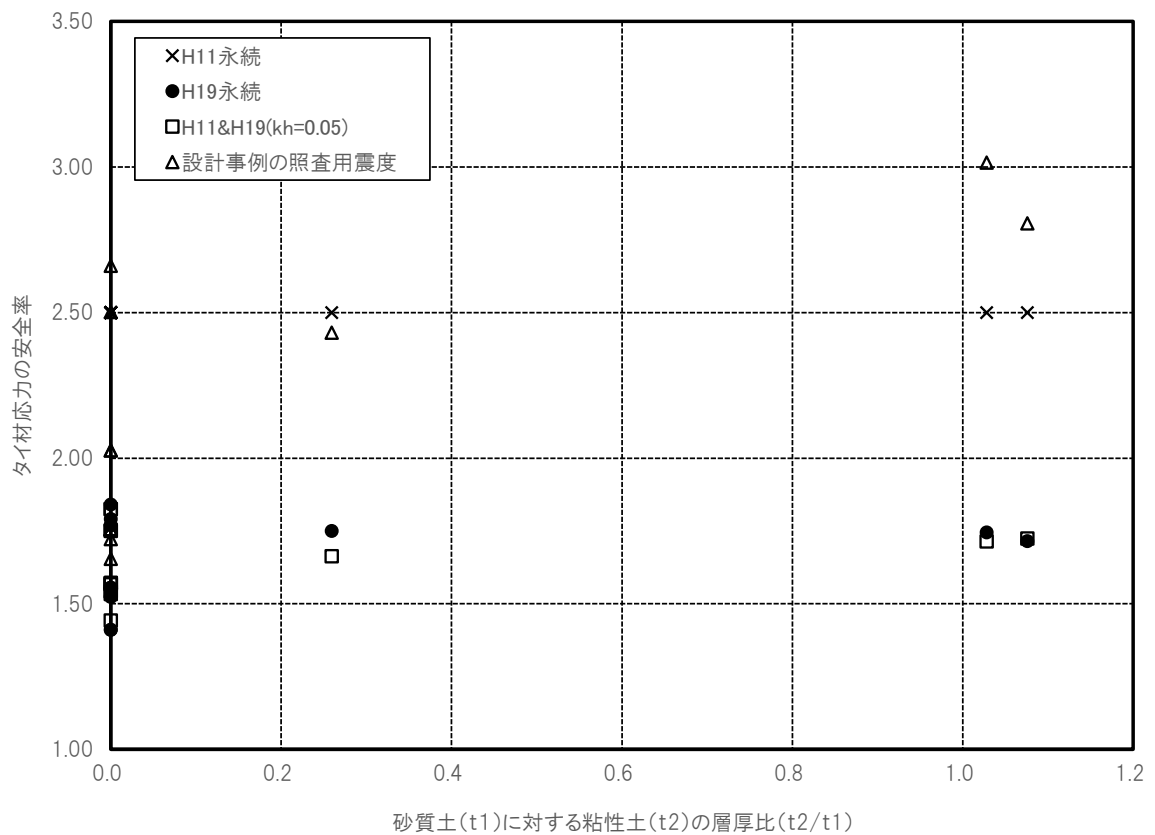


図-3.11 土層厚比に対するタイ材応力の安全率

3.5 控え矢板式岸壁の永続状態における矢板の根入れ長、矢板本体およびタイ材応力の安全性水準に関する考察

3.3および3.4における検討結果より、安全率法および許容応力度法と現行基準の部分係数法によって決定される矢板の断面諸元の結果を踏まえ、控え矢板式岸壁の永続状態に対して適切であろうと考える安全性水準について、以下考察を行う。

(1) 矢板の根入れ長

現行基準における部分係数法で決定される永続状態の矢板の根入れ長は、安全率法（常時）で決定される根入れ長よりも、ほぼ全検討ケースで長くなっていることが判明した。

1) 実質安全率による比較

安全率法で決定される根入れ長は、現行基準の部分係数法で得られる根入れ長より小さいが、安全率法で設計された控え矢板式岸壁が根入れ長不足で永続状態で被災した事例は報告されていない。（フリーアースサポート法における根入れ長の許容安全率は昭和42年～平成19年の間で変化していない。）つまり、これまでの施工実績として安全率法で決まった根入れ長は、少なくとも常時（永続状態）において断面破壊がないという状況を考慮すると、既存の安全率法で決定される根入れ長でも、特段の問題は無いということを示している。

また、現行基準で決定される根入れ長を、耐震設計で決定される根入れ長と比較すると、図-3.13に示すとおり現行基準で決定される根入れ長は、耐震設計において、 $k_h=0.10$ 相当で決定する根入れ長とほぼ同等、またはそれ以上の水準であり、竹信らの目標安全率⁸⁾と同様の考察を実施すると、特に照査用震度（または、旧基準における設計震度）が小さな地域においては、今後案件が増大すると想定される改良設計の実施の際におけるコスト増の要因にもつながる。

2) 絶対値としての根入れ長としての比較

ここで、安全率とは別の指標を用いて、標準モデルおよび全国の設計事例モデルについて、実際の根入れ長に関する比較を行った。図-3.14にH11基準に対する各基準の計算値を図化した。これにより、安全率と同様に現行基準はH11基準に比べ根入れ長は全体の傾向として大きいことがわかる。

以上より、根入れ長の目標安全性水準をH11基準の常時の安全率とすることを提案する。

(2) 矢板本体およびタイ材の応力

矢板本体とタイ材に関しては、現行基準における部分係数法で決定される永続状態の応力に関する実質安全率は、H11基準の常時条件における実質安全率よりも、全検討ケースで小さくなる結果となった。これは、現行基準の安全性水準を、初期建設費に破壊可能性と破壊時の費用を乗じた値を加えた費用により定義される期待総費用最小化という考え方^{6) 7)}を用いて、つまり、既往の安全率法とは異なる枠組みを用いて決定された結果である。

本研究にて得られた結果と以下の図-3.12に示す設計法と実施におけるモデル化誤差に着目し、著者らは以下の理由から、控え矢板式岸壁に対する永続状態の安全性水準は、過去に設計された実績の安全性を尊重する立場を取り、各照査項目の目標安全性水準を提案する。

1) 矢板本体の応力

a) 実質安全率による考察

耐震設計で決定する矢板本体の応力の実質安全率と、永続状態で決定する矢板本体の応力の実質安全率を比較するため、図-3.15に、照査用震度とそれに対する矢板応力の実質安全率の関係を示す。

図に示すように、H11基準の矢板応力に対する実質安全率は、鋼材の曲げに関する許容応力度と降伏応力度の比率で表され約1.7であるのに対して、現行基準の永続状態に対する矢板応力の実質安全率は、1.04-1.19であり、H11基準の実質安全率と比べて大幅に低下している。

一方、港湾施設に対しては、レベル1地震動に対する設計震度 $k_h=0.05$ を用いて決定する断面を、我が国の耐震設計に要求する最低水準としている。ここで、設計震度 $k_h=0.05$ を用いて設計した断面に対して、永続状態に関する照査手法を適用した場合の矢板応力に関する実質安全率は1.12-1.31となった。

ここで、H19年以降に設計された断面（ケース13～31）に対して、現行基準の永続状態と $k_h=0.05$ で決定される断面の実質安全率について比較する。

図-3.6に示すように、各断面の実質安全率は、設計震度 $k_h=0.05$ の場合の実質安全率が、現行基準における実質安全率より全てのケースで上回るという結果となっていることから、現行基準の永続状態で決定される断面諸元は存在しない可能性が高いことが判明した。すなわち、現行基準の永続状態に要求される矢板応力の安全性水準は、実際には設定されることのない水準である。

矢板応力の実質安全率を、安全性を示す一つの数値とした場合、永続状態に対する矢板応力の安全性水準をどこに設定すべきか、という点について、上述の点を踏まえて以

下検討を行う。本検討では、設計震度が比較的小さな断面が保有するそれぞれの実質安全率について着目し整理する。

図-3.15より、現行基準の発刊以降に設計された、設計震度が比較的小さな($k_h=0.05$ - 0.10 程度)断面に対する、実質安全率は1.1-1.4程度である。この実質安全率は、H11基準の実質安全率よりも小さな値であるが、これらの断面は実際に設計された断面であり、実際の永続状態において特段の問題は発生していない。このことから、次期基準における矢板の本体応力の永続状態の安全性水準としては、この付近の実質安全率となるように設定することが考えられる。

ここで、矢板の設計では、設計法自体などに誤差が生じていることが過去に報告されている。例えば、付録Gに示した「平成13年度 北海道十勝港人工地震による振動実験」の事例を図-3.12に示す。この実験では、矢板の設計法に仮想ばり法、ロウの補正の方法および弾塑性法を用いて矢板に作用する曲げモーメントの数値(M2)を算出している。一方、現地では矢板に歪ゲージを取り付け、歪の計測値からモーメント(M1)を算出している。ここで、設計値と計測値の比(M1/M2)は2.0である。このように、設計法と実施工では誤差が大きくなるケースも存在する。

このため、現行基準で施工された断面の安全性に対する実績を尊重する立場をとると、上述のように矢板の応力に対する永続状態の安全性水準は、実質安全率として1.1-1.4程度の数値のいずれかを選択することが可能とも考えられるが、上述のように設計モデルの誤差、実績数がまだ十分でないこと等を踏まえ、矢板の応力の目標安全性水準を安全率1.4程度とすることを提案する。

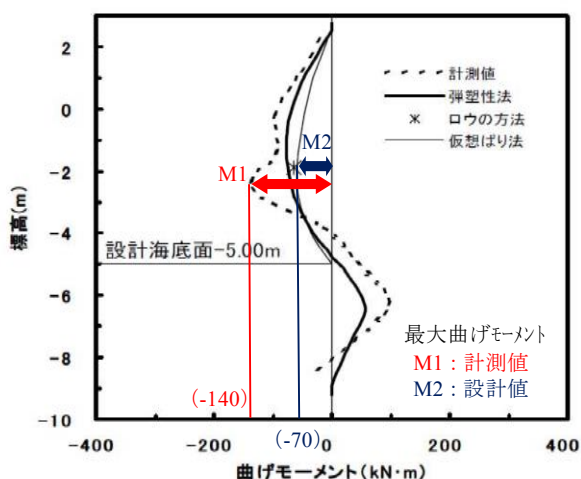


図-3.12 設計値と計測値の比較 付録D
(H11基準(常時))

b) 断面係数を用いた考察

ここで、安全率とは別の指標を用いて、モデルケースおよび全国の実績断面について、実際の矢板の断面係数に関する比較を行った。図-3.16にH11基準に対する各基準の計算値を図化した。これにより、安全率と同様に現行基準はH11基準に比べ矢板の断面係数は全体の傾向として小さいことがわかる。この図からは、H11基準で設計された断面係数が増加するにつれて、現行基準で必要となる断面係数が相対的に小さくなっている。これは岸壁水深が大きくなり矢板本体に必要な応力が増すにも関わらず、現行基準ではH11基準に比べてスペックダウンさせているということを意味している。これに対して筆者らは、現行基準で設定されている安全性を次期基準改訂では岸壁水深の変化に対しても一定の安全性水準を設定することが望ましいと判断した。

2) タイ材の応力

a) 実質安全率による考察

タイ材の応力についても、上記に示した矢板本体の応力と同様の傾向を示している。これまでの整理と同様に、耐震設計で決定するタイ材応力の実質安全率と、永続状態で決定するタイ材応力の実質安全率を比較するため、図-3.17に、照査用震度とそれに対するタイ材応力の実質安全率の関係を示す。

図に示すように、H11基準のタイ材の応力に対する実質安全率は、鋼材の引張に関する許容応力度と降伏応力度の比率で表され2.5であるのに対して、現行基準の永続状態に対するタイ材の矢板応力の実質安全率は、1.40-1.84となっており、H11基準の実質安全率と比べて大幅に低下している。

一方、港湾施設に対しては、レベル1地震動に対する設計震度 $k_h=0.05$ を用いて決定する断面を、我が国の耐震設計に要求する最低水準としている。ここで、設計震度 $k_h=0.05$ を用いて設計した断面に対して、永続状態に関する照査手法を適用した場合のタイ材の応力に関する実質安全率は1.44-1.84となった。

ここで、H19年以降に設計された断面（ケース13～31）に対して、現行基準の永続状態と $k_h=0.05$ で決定される断面の実質安全率について比較する。

図-3.9に示すように、各断面の実質安全率は、設計震度 $k_h=0.05$ の場合の実質安全率が、現行基準における実質安全率より全てのケースで上回るという結果となっていることから、現行基準の永続状態で決定される断面諸元は存在しない可能性が高いことが判明した。すなわち、現行基準の永続状態に要求されるタイ材の応力の安全性水準は、

実際には設定されることのない水準である。

タイ材の応力の実質安全率を、安全性を示す一つの数値とした場合、永続状態に対するタイ材の応力の安全性水準をどこに設定すべきか、という点について、上述の点を踏まえて以下検討を行う。本検討では、設計震度が比較的小さな断面が保有するそれぞれの実質安全率について着目し整理する。

図-3.17 より、現行基準の発刊以降に設計された、設計震度が比較的小さな($k_h = 0.05-0.10$ 程度)断面に対する、実質安全率は 1.4-2.0 程度である。この実質安全率は、H11 基準の実質安全率よりも小さな値であるが、これらの断面は実際に設計された断面であり、実際の永続状態において特段の問題は発生していない。このことから、次期基準における矢板の本体応力の永続状態の安全性水準としては、この付近の実質安全率となるように設定することが考えられる。

以上より、矢板本体の応力と同様に、現行基準で施工された断面の安全性に対する実績を尊重する立場を取ることを基本とし、タイ材の応力に対する永続状態の安全性水準は、実質安全率として 1.6-2.0 程度の数値のいずれかを選択することが可能であると考えられるが、設計モデルの誤差、実績数がまだ十分でないこと等を踏まえ、タイ材の応力の目標安全性水準を安全率 2.0 程度とすることを提案する。

a) 断面積を用いた考察

ここで、安全率とは別の指標を用いて、モデルケースおよび全国の実績断面について、実際のタイ材の断面積に関する比較を行った。図-3.18 に H11 基準に対する各基準の計算値を図化した。これにより、安全率と同様に現行基準は H11 基準に比べタイ材の断面積は全体の傾向として小さいことがわかる。この図からは、矢板の断面係数と同様に、H11 基準で設計された断面係数が増加するにつれて、現行基準で必要となるタイ材の断面積が相対的に小さくなっている。これは岸壁水深が大きくなりタイ材に必要となる応力が増すにも関わらず、現行基準では H11 基準に比べてスペックダウンさせているということを意味している。これに対して筆者らは、現行基準で設定されている安全性に疑問をもち、次期基準改訂では岸壁水深の変化に対しても一定の安全性水準を設定することが望ましいと判断した。

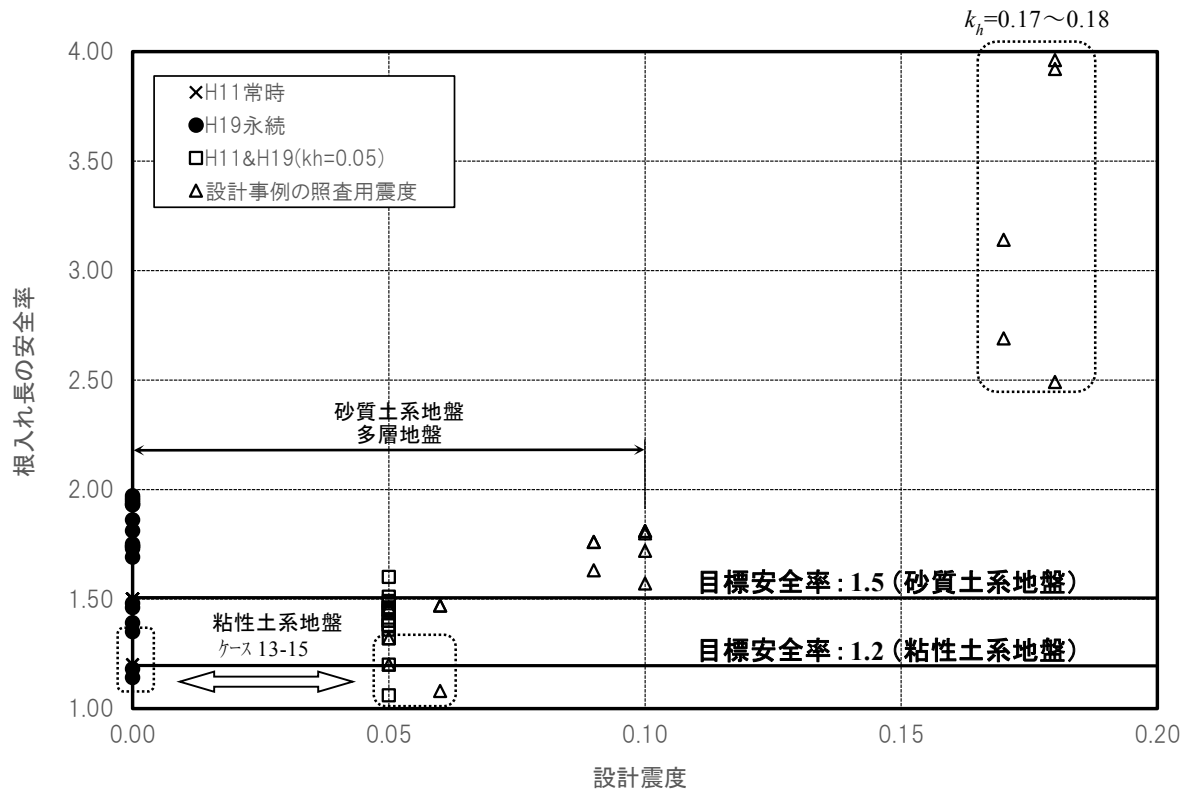


図-3.13 設計震度に対する根入れ長の安全率

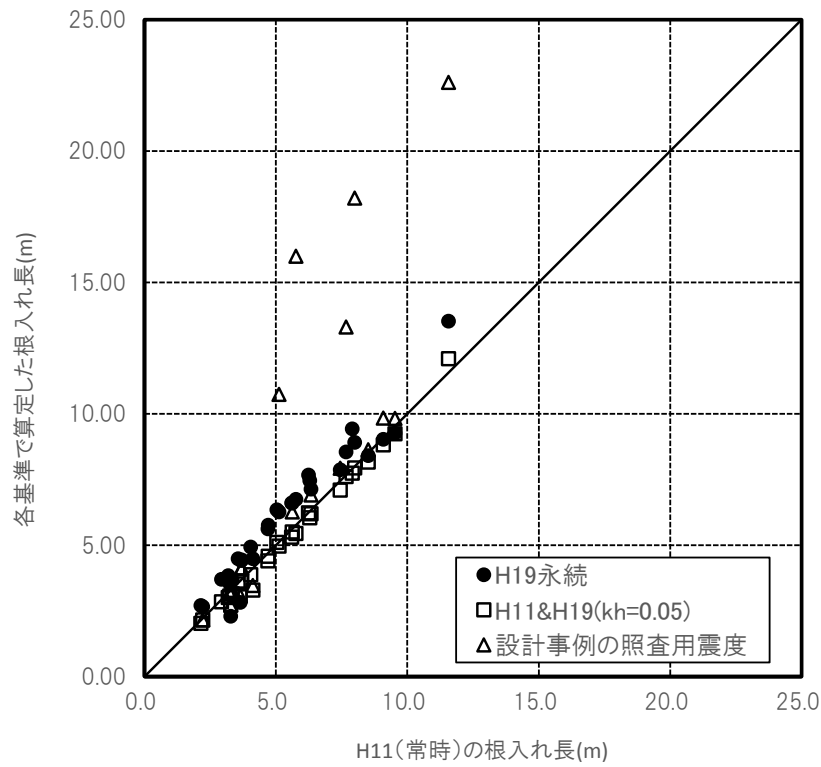


図-3.14 H11 (常時) の矢板の根入れ長に対する各基準で算定した根入れ長

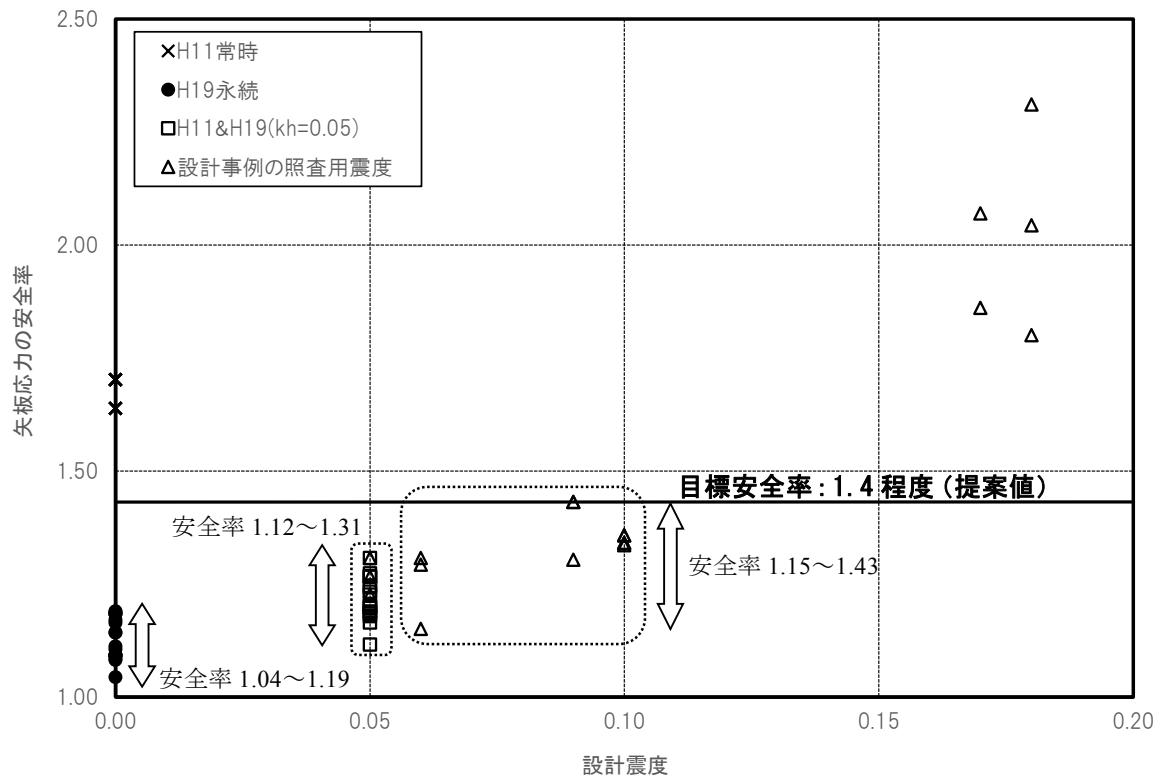


図-3.15 設計震度に対する矢板応力の安全率

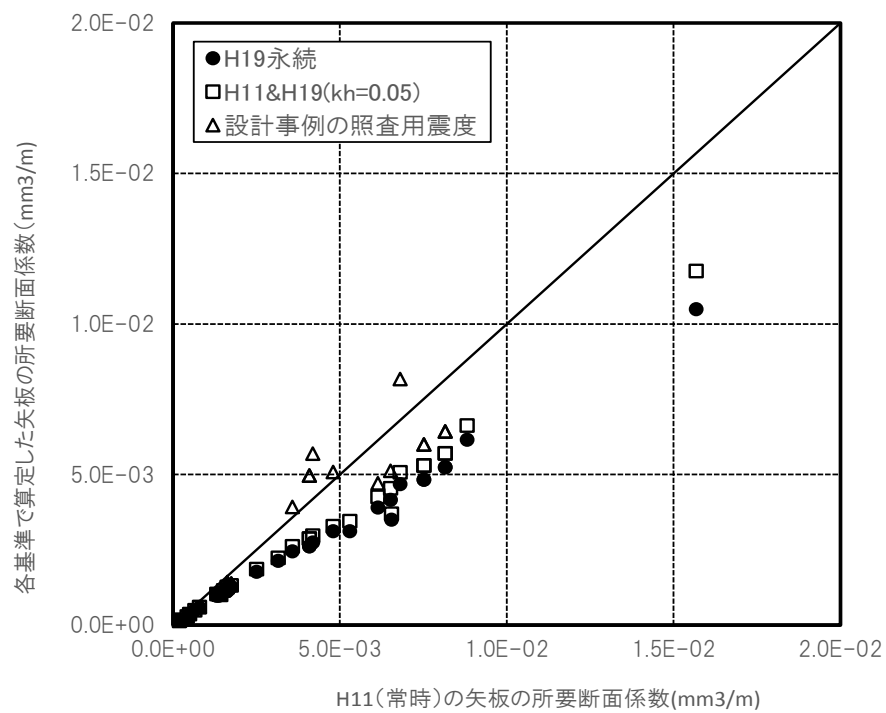


図-3.16 H11 (常時) に対する各基準で算定した矢板本体の所要断面係数

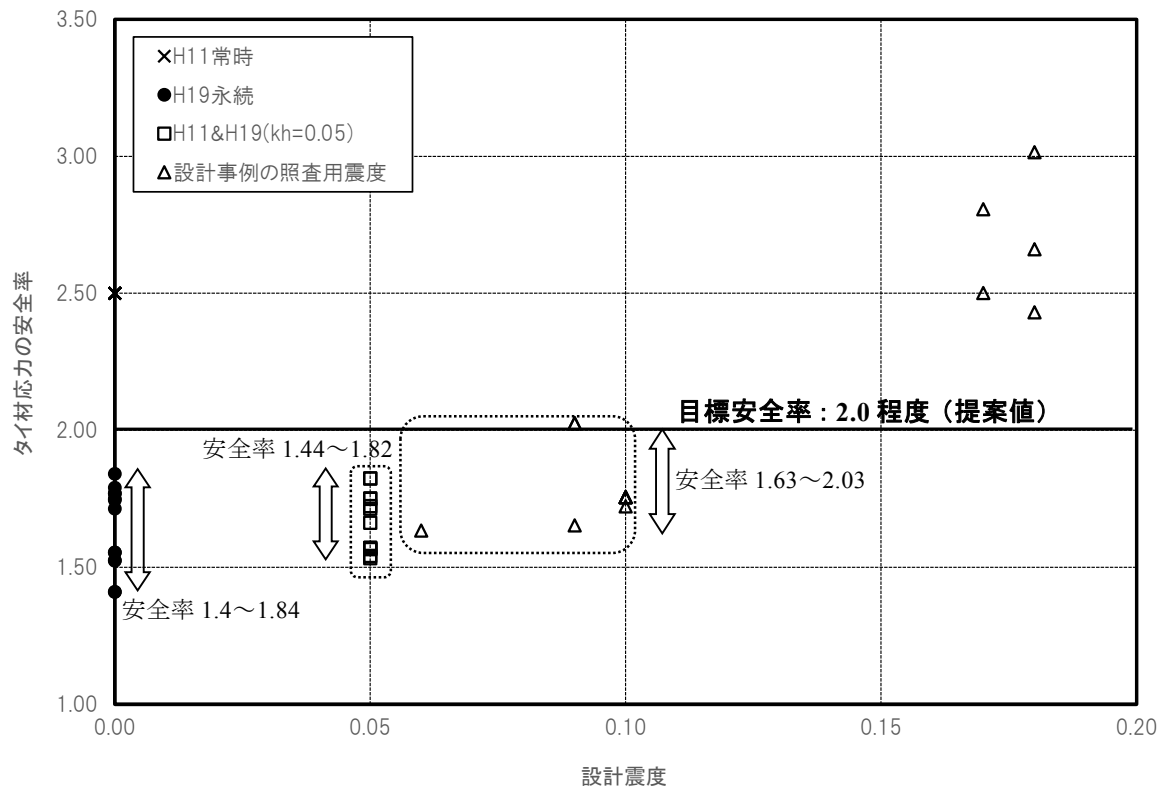


図-3.17 設計震度に対するタイ材応力の安全率

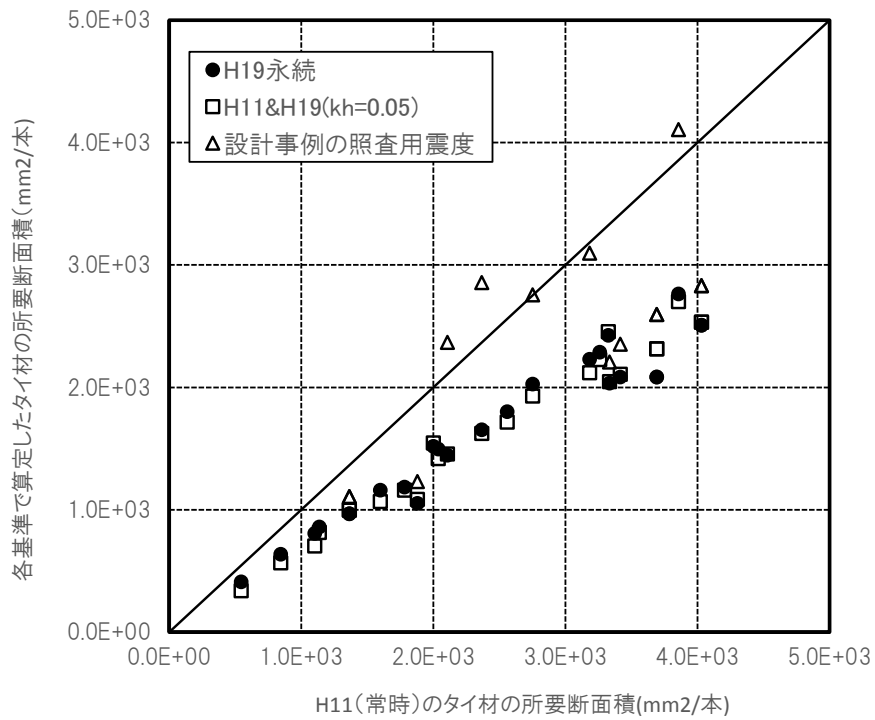


図-3.18 H11 (常時) に対する各基準で算定したタイ材の所要断面積

(3) レベル1信頼性設計法の構築に向けた課題

ここまで、標準的なモデルケースと全国的设计事例を対象として目標安全性水準の設定に関して考察を行った。ここで提案した目標安全性水準は図-1.1の(C)にあたり、次稿ではこの安全性水準に対して、目標破壊確率および部分係数を設定する。これらの設定にあたっては以下の課題が考えられる。

- ① ロウの補正を用いた設計法の結果との整合性
- ② 一定の目標破壊確率の設定(土層構成による場合分け)
- ③ 全国的设计事例の施工までの追跡調査
- ④ 施工時の矢板のひずみ、タイ材の張力の測定

①は、本研究で提案した目標安全性水準は、フリーアースサポート法と仮想ばり法の結果を基に設定している。実際の設計断面は、ロウの補正を用いた方法で矢板の剛性と地盤反力を考慮した断面となっているため、部分係数を用いた設計断面が実際の設計断面と比較してどの程度の水準であるかを確認し、設定した目標安全性水準が狙った目標値にコントロールされているかを確認しておく必要がある。

②は、様々な地盤条件に対して31ケースの検討を行い、一律の目標安全性水準の提案を行っている。破壊確率の算定では、地盤の物性値等の各設計因子にばらつきを与えているため、目標破壊確率を一定にするためには、地盤の土層構成によっては場合分けを行う必要が考えられる。例えば、根入れ長の算定では、図-3.4に示すように砂質土と粘性土の層厚比によって実質的な安全率がばらついているため、目標安全性水準を一定の安全率とした場合では、逆に破壊確率がばらつくことが想定される。

③は、全国的设计事例は当時の設計書を基に再現しているため、実際施工された断面が設計書どおりとは限らない。そこで、施工までの追跡調査を行い最終断面の確認を行う必要がある。

④は、設計法のもつモデル化誤差を把握し、設計値と実測値を比べ目標安全性水準の設定の精度を上げるために実施する。

4. 結論

本研究では、控え矢板式岸壁の設計法の概説と原地盤の地盤種別による設計法の適用条件について整理した。また、現行基準による部分係数法に関し、次期基準改訂に向けて見直すための方向性を検討し、目標安全性水準の提案を行った。本研究で得られた結論を以下に示す。

1) 第2章では、控え矢板式岸壁の設計法について、安全率法、許容応力度法および現行基準の部分係数法、さらにロウの補正の方法、たわみ曲線法および地盤ばねモデルによる方法について概説を行った。また、原地盤の土質分類別に適用できる設計法を体系的に整理し、設計法の全体像をフロー化した。

2) 第3章では、現行基準の部分係数法と従来の安全率法を用いて、原地盤が砂質土の場合の標準モデルと全国的设计事例を対象に31ケースの断面諸元の比較を行った。比較対象は、根入れ長、矢板およびタイ材の応力とした。

・現行基準(永続状態)で設計される根入れ長は、砂質土を対象とした場合、安全率1.4~2.1となり、一部粘性土を多く含むケースを除き、安全率法(常時:1.5)で設計された断面に比べ長くなることがわかった。粘性土についても同様に、安全率1.2~1.4となり安全率法(常時:1.2)以上の根入れ長であった。この結果、過去的设计断面で根入れ長不足による破壊に至っていない実績を踏まえ、目標とする安全性水準はH11基準による断面が保有していた水準(砂質土の安全率1.5、粘性土の安全率1.2)とすることを提案した。

・永続状態で必要とされる矢板断面(矢板壁本体およびタイ材)については、現行基準はH11基準に比べてより小さな断面で成立するものの、この断面諸元は、我が国の港湾構造物の耐震設計の下限として決まる最小断面(照査用震度0.05によって決まる断面)より小さな断面であり、実際に設計・建設されることがない低い水準であった。一方、H11基準による最小の矢板断面は、照査用震度0.1以上で決まる断面と同程度であった。このため、H11基準から現行基準への移行にともない、実質的に矢板断面の安全性水準の下限値が引き下げられたことになる。以上のことから、現行基準による設計事例を全国から集め、照査用震度0.05から0.10程度で設計された断面について、鋼材の降伏強度に対する永続状態における実質的な安全率を指標として、その安全性水準の設定実績を整理した。この結果、安全性水準の引き下げにより、矢板壁応力については鋼材応力の実質的な安全率として1.1~1.4程度の実績(H11基準:約1.7)、タイ材の応力については1.5~2.0程度の実績(H11基準:約2.5)があることがわかった。これらの検討結果や設計モデルの誤差、実績数がまだ十分でないこと等を踏まえ、本研究では矢板の永続状態における鋼材応力に関する目標安全性水

準として、当面、今回調査した設計実績の範囲における実質的な安全率の上限値付近（矢板は1.4程度、タイ材は2.0程度）とすることを提案した。

（2016年2月16日受付）

謝辞

本稿をとりまとめるにあたり、信頼性設計法について岐阜大学の本城勇介名誉教授、新潟大学の大竹雄准教授より、また、控え矢板式岸壁の設計法について、東京理科大学の菊池喜昭教授、港湾空港技術研究所の森川嘉之チームリーダーより懇切丁寧なご指導および適切なご助言、様々な参考情報を頂きました。

また、春日井康夫副所長、小泉哲也港湾部長をはじめ、港湾施設研究室の交流研究員である佐藤健彦氏、西岡悟史氏、村上和康氏、川俣秀樹氏、高野向後氏、および松本英雄港湾情報システム研究官、福永勇介主任研究官には、本稿の執筆方針および検討内容に対して貴重な意見を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2) 高橋邦夫，菊池喜昭，朝木裕次：タイロッド式矢板壁の力学特性の解析，港湾技研資料，No.756，1993，pp3～32
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 5) チェボタリオフ（石井靖丸訳）：チェボタリオフの土質力学，技報堂，1957，pp262
- 6) 長尾毅，柴崎隆一，尾崎竜三：経済損失を考慮した期待総費用最小化のための岸壁の常時のレベル1信頼性設計法，構造工学論文集，Vol.51A，2005.
- 7) 長尾毅，菊池喜昭，宮田正史：矢板式係船岸の永続状態に関するレベル1信頼性設計法，国土技術政策総合研究所資料，No.480，2008.
- 8) 竹信正寛，西岡悟史，佐藤健彦，宮田正史：荷重抵抗係数アプローチによるレベル1信頼性設計法に関する基礎的研究～永続状態におけるケーソン式岸壁の滑動および転倒照査を対象に～，国土技術政策総合研究所資料，No.880，2015.

付録 A ロウの補正を用いた設計法

(1) 設計法が確立された経緯

平成元年に発刊された港湾の技術上の基準・同解説（以下、元年基準）では、フリーアースサポート法や仮想ばり法が基本となっていた。これは、砂質土地盤または比較的固い粘性土地盤中に打設されたたわみやすい鋼矢板が対象とされている。

仮想ばり法が成立する条件は、Tschebotarioffの模型実験から、良質の締まった砂質土地盤において、矢板が特定の剛性と特定の根入れ長でフィクストアースサポート状態にある時に限られ、その他の場合には仮想ばり法の仮定では誤差が大きくなることを明らかにしている。

つまり、この仮定が成立しない条件下においては、実際の曲げモーメントは仮想ばり法で求めた値より大きく上回る可能性がある。さらに、仮想ばり法では、タイロッド取付点と海底面を固定された条件を前提としているため、矢板の剛性が大きい場合や地盤が軟弱な場合は前提条件が崩れることになる。

岸壁の大水深化にともない鋼管矢板が採用される等、仮想ばりによる設計法の仮定が成立しない条件化での設計に対応するため、高橋、菊池ら²⁾は、矢板の横方向の変位及び海底面からの深さに比例する地盤反力を用いて、矢板の挙動を弾性床上的の梁として解いたロウの方法によって、フィクストアースサポート状態の矢板の挙動を解析した。この解析結果から、ロウの提唱したフレキシビリティナンバーを改善し、仮想ばり法の計算値に対する比から諸特性値を算出できる指標を提案している。

(2) ロウの補正を用いた解析法

1) タイロッド式矢板壁の解析法

矢板の根入れ地盤面以下の区間の深さ x の地点において、矢板壁面に作用する地盤反力 p と矢板の変位 y との間に式-1が成立する弾性床上的の梁の方程式を用いたものがロウの方法である。

$$p(x, y) = EI \frac{d^4 y}{dx^4} \quad \text{式-1}$$

ここに、

E : 鋼材の弾性係数

I : 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント

である。

高橋、菊池らは、砂地盤に根入れされた矢板の根入れ部について、矢板に作用する土圧を表すのにTerzaghiに従って、次式を用いている。

$$p(x, y) = p_{a0} + (K_{aD} - K_0') \cdot \gamma \cdot x - \frac{l_h}{D_R} \cdot x \cdot y \quad \text{式-2}$$

ここに、

p_{a0} : 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重

K_{aD} : 主働土圧係数

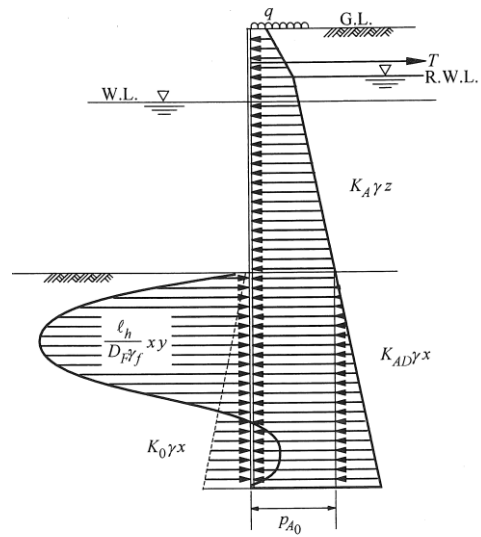
K_0' : 微小変位時の土圧係数 (=0.5)

l_h : 変位に比例する成分の土圧係数（地盤反力係数）

D_R : 第一反力区間長

γ : 土の有効単位体積重量

である。



付図 A-1 矢板壁の解析上の土圧分布²⁾

D_R は、式-2に示される p が根入れ部の浅部で最初に正となる区間の長さである。付図A-2～付図A-4は、矢板の根入れ長 D の変化に対する、最大曲げモーメント M_{max} および第一反力土圧作用区間長 D_R の変動状況の解析結果の一例である。付図A-3は、根入れ長の変化による最大曲げモーメント M_{max} の変動を表すのに、仮想ばり法による最大曲げモーメント M_I に対する比 $\mu = M_{max}/M_I$ を用いている。

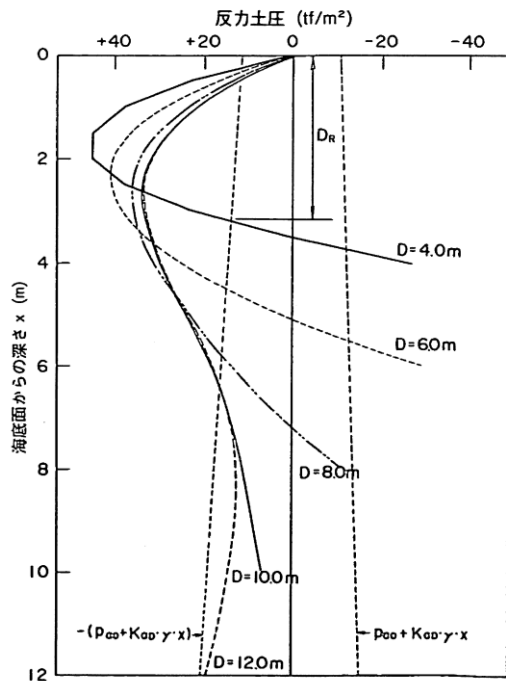
根入れ長が短い時には、根入れ長の変化によって最大曲げモーメントが大きく変化し、ある長さになると最大曲げモーメントは一定となる。これは、根入れが長くなると、次第にフィクストアースサポート状態に近づいていき、最終的には完全に達成されることを意味している。

また、 D_R は次のように分解し、収束根入れ長 D_F とその時の第一反力区間比 γ_f を試行錯誤によって求める方法をとっている。

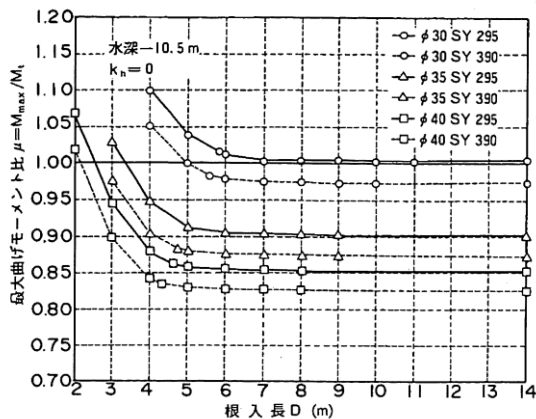
$$D_R = D_F \cdot \gamma_f \quad \text{式-3}$$

ここで、収束根入れ長 D_F の説明をする。矢板はある程度以上長くなると矢板は安定した状態とならない。このため、フリーアースサポート状態を達成する根入れ長 D_P からフィクストアースサポート状態で収束したと考えられる最大曲げモーメントとなる。この時の根入れ長を収束根入れ長 D_F という。また、 γ_F は D_R に対する D_F の比である。

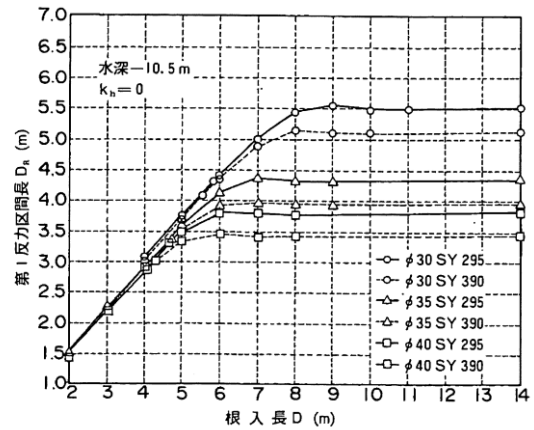
このように、設計では、完全なフィクストアースサポート状態を達成しているものと判断する収束根入れ長 D_F の時を基準とした補正に関して設計法を確立している。



付図A-2 反力土圧曲線の根入れ長による変化²⁾



付図A-3 根入れ長と最大曲げモーメント比（常時）²⁾

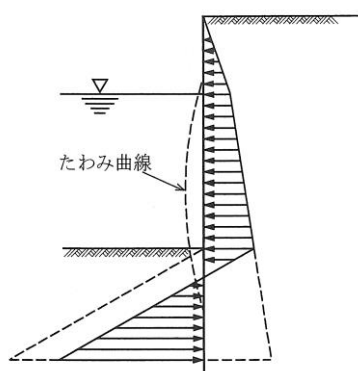


付図A-4 根入れ長と第一反力区間の関係（常時）²⁾

付録 B たわみ曲線を用いた設計法

(1) 設計法

軟弱地盤のような緩い粘性土地盤上における矢板の設計は、深い根入れをもつ矢板を対象とするたわみ曲線法がある。この方法は、根入れ下端およびタイ材取付点の変位がゼロ、また矢板下端部のたわみ角および曲げモーメントがゼロという境界条件を満たすものである。外力条件は、付図B-1に示すとおり、受働側については、受働土圧が荷重として左右するものとし、主働側については、主働土圧および残留水圧が荷重として左右するものである。



付図B-1 土圧およびたわみ曲線

(2) 根入れ長

矢板の根入れ長は、根入れ長を仮定し、タイ材と矢板の下端で支持される単純ばりとみなしたうえで、根入れ下端の変位およびたわみ角がゼロとなる深さを求める。根入れ長は、ここで求めた海底面からの深さに対して1.2倍の深さを根入れ長としている。なお、たわみ曲線法による矢板の根入れ長が、フリーアースサポート法による根入れ長より短い場合は、後者のフリーアースサポート法による根入れ長とする。

(3) タイ材に作用する反力および矢板に作用する最大曲げモーメント

矢板下端高が決まった段階で、単純ばりの計算を行い矢板下端の反力とタイ材取付点の反力を算定する。また、せん断力がゼロとなる時の曲げモーメントを最大曲げモーメントとする。

付録 C 地盤ばねモデルを用いた設計法

(1) 設計法が確立された経緯

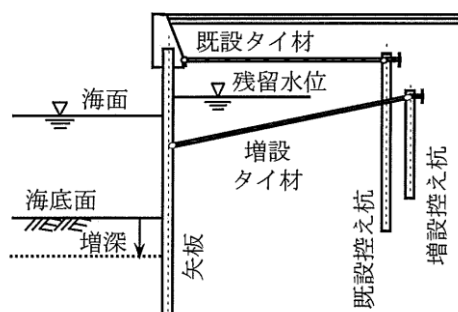
近年の岸壁の大水深化に伴い、既存岸壁の増進を行う上で控え工増設工法が提案されていた。しかし、この工法は控え工増設前後の矢板の曲げモーメントや矢板に作用する土圧の変化など設計上の取り扱いが難しく、設計法の確立まで至っていない状況であった。そこで、森川・菊池¹⁾は、控え工増設による矢板の負荷低減効果および矢板に作用する土圧の変化を把握し、弾性床土の梁理論を考慮した控え工増設工法の設計のための数値解析手法を開発した。

(2) 数値解析法

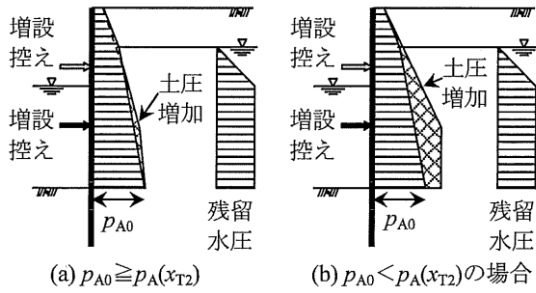
本設計法の概念図を付図C-1に示す。タイ材を増設することで、海底面上の矢板壁に作用する外力と矢板壁根入れ部に作用する土圧および地盤反力のモデルが提案されている。また、付図C-2に示すモデルは、タイ材を増設したことによって、海底面の土圧とタイ材増設点の反力の大小関係で直立部の背面土圧形状を示している。付図C-3に示すモデルは、海底面におけるタイ材増設による土圧増加を考慮し、港研方式のS型地盤を想定した横抵抗係数を導入している。また、付図C-4に示すパラメータに対して杭の横抵抗の有限要素解析に関する解析モデルの座標を設定している。

以上の検討を行い、控え杭の位置計算、矢板壁、控え杭およびタイ材の断面照査を実施する。また、矢板壁の曲げモーメントが収束するまで、その根入れ長を変化させて繰り返し計算を行うことで、根入れ長を設定する。

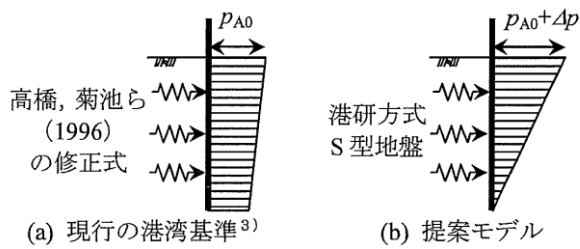
また、本設計法は、S型地盤に対する試算は実施されているが、C型地盤に対する検討が今後の課題とされている。



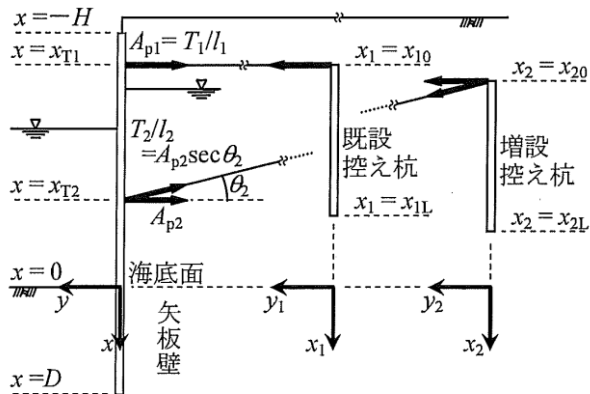
付図C-1 二段控え式矢板壁の概念図



付図C-2 数値解析に導入した直立部の背面土圧モデル



付図C-3 数値解析に導入した根入れ部の解析モデル



付図C-4 基本式定式化の際の座標

参考文献

- 1) 森川嘉之, 菊池喜昭, 水谷崇亮: 既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発, 港湾技研報告, Vol.50 No.4, 2011, pp118~124

付録 D 控え矢板式係船岸の安全率法を用いた設計手法の変遷

1. 設計法の変遷

前回の技術基準改訂（H19）では従来の安全率法，許容応力度法による設計から部分係数を用いた信頼性設計へ大きな変更が行われた。部分係数法は，荷重側，抵抗側両方の要素となる材料特性や荷重，土圧等の各々のばらつきに対して部分係数を考慮し，一定の破壊確率を満たすよう設計を行う方法である。この部分係数法による信頼性設計が用いられるようになって10年近くが経過したなかで設計実務者より種々の課題が指摘されている。ここではこれらの指摘より控え矢板式係船岸に係る技術基準改訂の検討状況を記述する。

付表D-1 港湾技術基準の変遷

昭和25年	港湾工事設計示方要覧
34年	港湾工事設計要覧
42年	港湾構造物設計基準
54年	港湾の施設の技術上の基準・同解説
平成元年	港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版）
11年	港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版）
19年	港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版）

港湾の技術基準は付表D-1のように昭和25年の「港湾工事設計示方要覧」¹⁾が設計手法をまとめた文献としては最も古いものであると考えられ，約10年毎に改訂がされている。控え矢板式係船岸については昭和25年の係船岸設計示方書に始まり，昭和34年，昭和42年の改訂でほぼ確立された。その後，平成19年の技術基準改訂まで安全率法および許容応力度法での設計が行われてきた。

控え矢板式係船岸の設計における断面計算は，根入れ長，矢板壁，控え工，腹起し，円弧すべりの5つが挙げられる。本付録では矢板壁に関する根入れ長および矢板断面，タイ材に係る安全率および許容応力度とその要素となる土圧，動水圧，残留水位，タイ材取付点に関する技術基準の変遷について記述する。

付表 D-2 矢板壁の根入れ長に関する設計法の変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○内部摩擦角（ ϕ ）が 20° を閾値として、照査式が異なる。 ○ $\phi > 20^\circ$ ：矢板下端において、正土圧と抵抗土圧によるモーメントの和がゼロとなる深さ ○ $\phi < 20^\circ$ ：ローマイヤーの図解法により矢板下端でひずみゼロとなる深さ
昭和 34 年	○フリーアースサポート法による、タイ材取付点における主働モーメントと受働モーメントのつりあう位置 ○上記、つりあい点から砂質土の場合は $1.2D'$ 、粘性土の場合は $1.5D'$ （ D' ；フリーアースサポート法で求めた限界根入れ長）
昭和 42 年	○フリーアースサポート法 ○安全率法： ・砂質土（常時 1.5、異常時 1.2） ・粘性土（常時、異常時ともに 1.2）
平成 11 年	○高橋、菊池らによるロウの補正の方法
平成 19 年	○部分係数法
以降～	○地盤ばねモデルによる方法

付表 D-3 矢板壁の応力する設計法の変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○タイ材取付点と海底面以下の固定点の連続桁として、最大曲げモーメントから許容応力度で除した値以上の断面（明確な記載がないため、推定）
昭和 34 年	○許容応力度法： タイ材取付点と海底面を固定した仮想ばり法により、最大曲げモーメントを受けた時に許容応力度に近くなるように断面を設定する。
平成元年	—
平成 11 年	○高橋、菊池らによるロウの補正の方法
平成 19 年	○部分係数法
以降～	○地盤ばねモデルによる方法

付表 D-4 タイ材の応力する設計法の変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○タイ材取付点と海底面以下の固定点の連続桁として、最大曲げモーメントから許容応力度で除した値以上の断面（明確な記載がないため、推定）
昭和 34 年	○許容応力度法： タイ材取付点と海底面を固定した仮想ばり法により、最大曲げモーメントを受けた時に許容応力度に近くなるように断面を設定する。
平成 11 年	○高橋、菊池らによるロウの補正の方法
平成 19 年	○部分係数法
以降～	○地盤ばねモデルによる方法

付表 D-5 土圧算定に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○土圧算定における土層区分： H.W.L. 以上、H.W.L. ～R.W.L.、R.W.L. 以下の 3 層に区分 ○土圧算定式： クーロンの土圧式 ○土圧の名称：正土圧、抵抗土圧 ○地震時の土圧：水平震度を用い、土圧算定式による
昭和 34 年	○土圧算定における土層区分： 計画天端高～R.W.L.、R.W.L. 以下の 2 層に区分 ○土圧算定式： 砂質土：クーロンの土圧式 粘性土：ランキン土圧式 ○地震時の土圧： 見掛けの震度を用い、土圧算定式による
昭和 42 年	○海底面以浅、以深で粘性土土圧強度（地震時）の取り扱いを追加 ○砂質土、粘性土の互層となる場合の土圧強度の取り方を追加
昭和 54 年	○見掛けの震度は、荒井・横井の提案式、二建の提案式
平成 11 年	○二建の提案式は削除
以降～	—

付表 D-6 残留水位に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○排水が普通の場合：1/2～1/4 ○排水が良好な構造物：1/4～1/5 ○排水が不良な構造物：3/4～1/2 ※潮差の割合を示す
昭和 34 年	○通常：前面潮位差 1/3～2/3
以降～	—

付表 D-7 裏込石に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○普通土砂：20～35° ○粘土：15～35° ○裏込粗石：25～40° ※壁面摩擦角：0°
昭和 34 年	○裏埋砂：30° ○裏込石：40° ※壁面摩擦角：±15～20°
以降～	—

付表 D-8 砂質土のせん断強度（ ϕ ）に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○土質調査結果による推定式は紹介されて無い（例えば N 値からの推定式）
昭和 42 年	○ダナムの式により N 値から推定
昭和 54 年	○ダナムの式に加えペック、マイヤホフの区分表が追加
平成 11 年	○有効土被圧と N 値を用いた算定式
以降～	—

付表 D-9 粘性土のせん断強度（ c ）に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○土質調査結果による推定式は紹介されて無い（例えば N 値からの推定式）
昭和 42 年	○一軸圧縮強さを用いた推定 ○圧密による強度増加 ○中間土の推定
以降～	—

付表 D-10 単位体積重量（ γ_t ）に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○普通土砂：1.6t/m ³ ○粘土：1.6 t/m ³ ○裏込粗石：t/m ³ （水中質量 1.0t/m ³ 、飽和質量 2.0t/m ³ ）
昭和 34 年	○砂質土、裏込石： 残留水位以上 1.8t/m ³ 残留水位以下 1.0t/m ³ ○粘土： L.W.L. 以上 1.7t/m ³ L.W.L. 以下 0.7t/m ³
平成 11 年	○砂質土、裏込石： 残留水位以上 18kN/m ³ 残留水位以下 10kN/m ³ ○粘土： L.W.L. 以上 17kN/m ³ L.W.L. 以下 7kN/m ³
以降～	—

付表 D-11 上載荷重（ q ）に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○上載荷重の明確な記載は無し ○地震時：常時の 1/2 とする
昭和 34 年	○積載荷重：安定計算では平均的な 0.5～1.5t/m ² 、部材計算では 1.0～3.0t/m ² ○群衆荷重：0.5t/m ² ○地震時：常時の 1/2 とする
昭和 42 年	○積載荷重：倉庫の積載荷重、バラ荷を詳細に記載
以降～	—

付表 D-12 地震時の水平震度（ k_h ）に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 25 年	○構造物の重要性、地理的状况を考慮した上で設定：0.05～0.3 ※補足：横浜港水深 10m 岸壁では 0.25、下関港九栄岸壁では 0.20
昭和 34 年	○構造物の種類、重要性、地盤の良否を考慮した上で設定：0.00～0.25
昭和 42 年	○地域別震度、地盤種別係数、重要度係数の掛け合わせ
昭和 54 年	○重要度係数の区別が明確化（特定、A～C 級）
平成 19 年	○照査用震度の導入
以降～	—

付表 D-13 液状化の判定に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 42 年	○判定方法：粒度による判定、N 値と地震の基盤最大加速度（基盤：推定）
平成 11 年	○判定方法：粒度による判定、SHAKE による等価 N 値と加速度
以降～	—

付表 D-14 動水圧に関する変遷

年代	主な設計法の変遷
昭和 42 年	○動水圧：ウェスターガードによる式
以降～	—

2. 根入れ長の安全率の検証

1968年（昭和43年）に発行された「港湾構造物設計基準にあたっての諸問題について（その2）港研資料No.59」では、それ以前の根入れ長に関する設計法に関する検証が行われている。前述したとおり、昭和25年、昭和34年の設計基準では、フリーアースサポート法で算定した根入れDに対して、砂質土と粘性土の地盤条件の区分を行い、Dに比率1.2～1.5倍を乗じて設定していた。先の資料では、この根入れ長に関して、安全率に換算した場合を常用法であるフリーアースサポート法と石黒法とで比較し取りまとめている。

昭和34年の設計では、タイロッド取付点に対して、主働土圧と受働土圧のモーメントのつり合い位置を算定し、それを限界根入れ長とし、割り増しするものである。（砂質土：2割、粘性土5割）

$$M_p = FM_a \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに M_a ；主働土圧および残留水圧によるタイロッド取付点に関するモーメント

M_p ；受働土圧によるタイロッド取付点に関するモーメント

F ；安全率

【結論】

砂質土地盤：

（常時）限界根入れ長1.5倍 ⇒安全率1.7～1.8

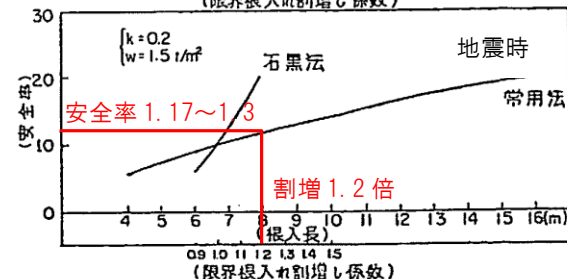
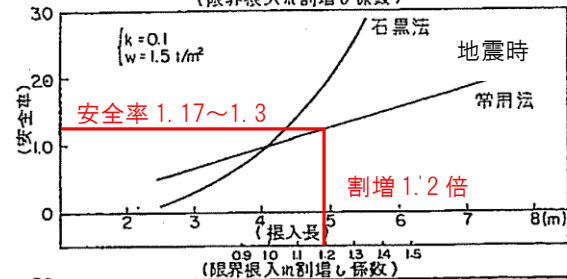
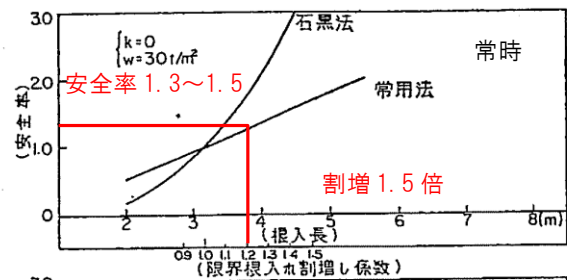
（地震時）限界根入れ長1.2倍 ⇒安全率1.17～1.3

粘性土地盤：

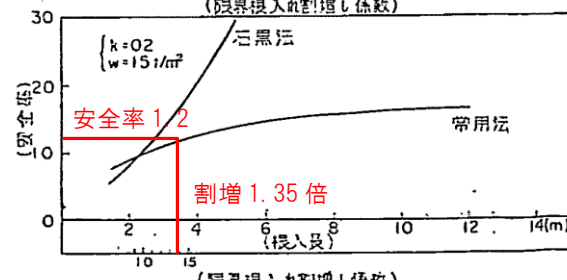
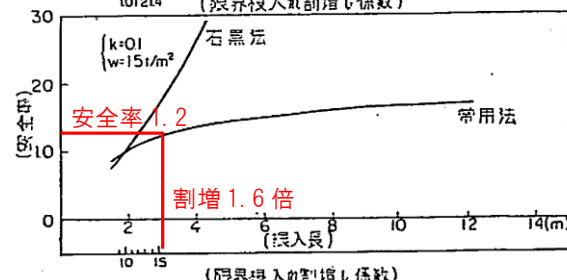
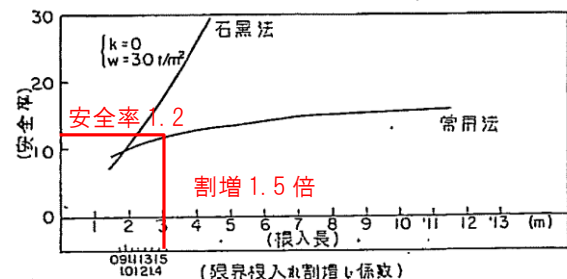
（常時）限界根入れ長1.5倍 ⇒安全率1.2

（地震時）限界根入れ長1.35～1.6倍 ⇒安全率1.2

砂質土：壁高 3.5m



粘性土：壁高 3.5m

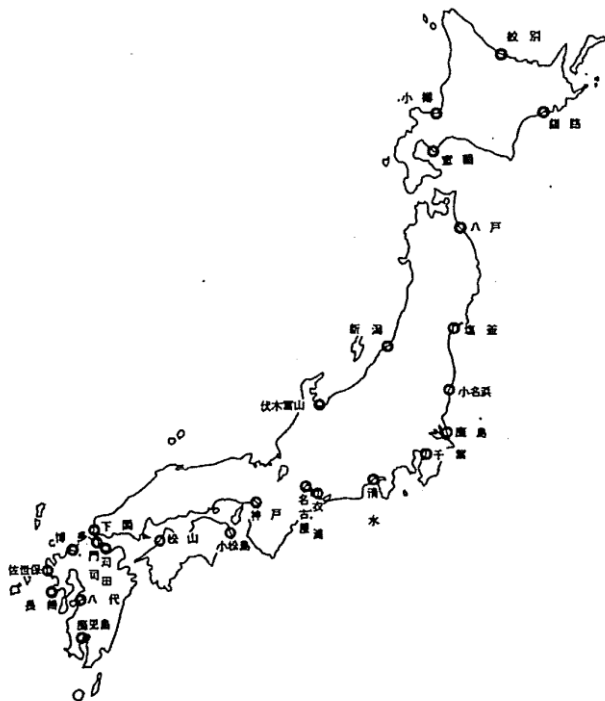


付録 E 本資料の検討に用いた設計パラメータの設定根拠

1. 各種設計パラメータ

①潮位（古戸井ら1977¹⁾，村上ら1992²⁾）

古戸井ら¹⁾は、全国の岸壁における潮位計測結果を取りまとめている。潮位計測位置は、付図E-1に示すとおり北海道（紋別港）から九州（鹿児島港）までの全26調査施設を対象としている。これらの施設の構造形式は、ケーソン式，L型ブロック式，横桟橋式，鋼矢板式などである。この調査では、岸壁の計画水深，H.W.L.，L.W.L.，R.W.L.が計測されている。これによると、潮位差は内湾域で最大4.5m，日本海側で最小0.4m，太平洋側で1.7m程度となっている。

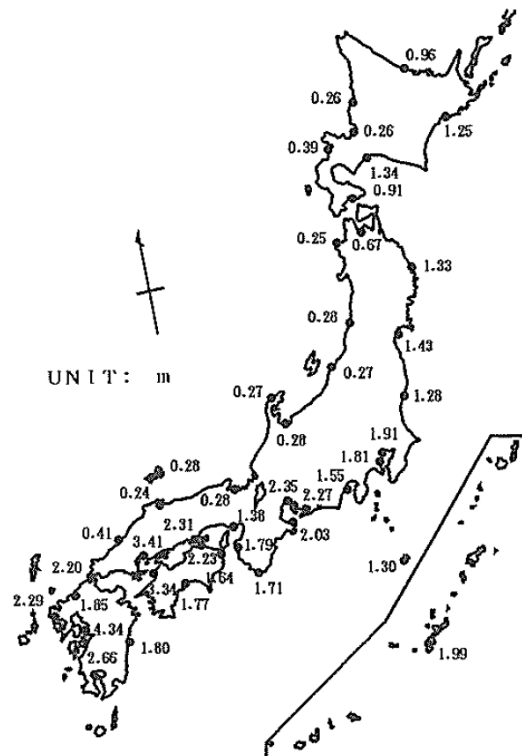


付図E-1 調査港湾分布図¹⁾

また、村上ら²⁾は、我が国沿岸の潮位，気圧，および海水の表層水温のデータを収集し、周辺海域の平均海面の長期的な変動傾向を求めた。付図E-2は、日本沿岸の大潮升を示したものであるが、収集データを分析したものと、データのない地点については、日本沿岸潮汐調和定数表（海上保安庁，1983）による値を示している。

これによると、潮汐の大きいところは瀬戸内海，有明海等の内湾域であり，有明海の潮位差は我が国で最も大きいとされ4.34mである。また，日本海側の潮位差は非常に小さく，例えば新潟では0.27mである。太平洋側の各地の潮位差は概して大きく，高知で1.77mとなっており，古戸井

ら（1977）と同様に地域ごとに潮位差が異なることが示されている。以上を参考に潮位差の最大，最小とその中間として，0.3m，1.8m，4.5mを設定した。



付図E-2 我国沿岸の大塩升

付表E-1 潮位差別のH.W.L.，L.W.L.

潮位差	H.W.L.	L.W.L.
潮位差（大）	+4.5m	±0.0m
潮位差（中）	+1.8m	±0.0m
潮位差（小）	+0.3m	±0.0m

②残留水位（古戸井ら1977）

古戸井ら¹⁾は、鋼矢板式の岸壁について残留水位を測定している。測定期間は3ヶ月間とし，測定期間中，毎月朔望の日から（朔望の月を含む）5日間の連続観測である。矢板式係船岸は，作用側の外力は主に土圧であるため，残留水位は土圧の作用位置付近である岸壁法線5～6mの位置で観測されている。観測結果は，L.W.L.に潮位差（H.W.L.－L.W.L.）の2/3を加えた潮位の妥当性が示されている。これは，「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年（以下，現行基準と呼ぶ）」における残留水位の計算手法と同等である。掘込型港湾の場合は，背後の地下水位が高い場合などがあるため透水性を考慮した指標を使うことを提案しているが，ここでの現場条件は正確に把握ができていない。

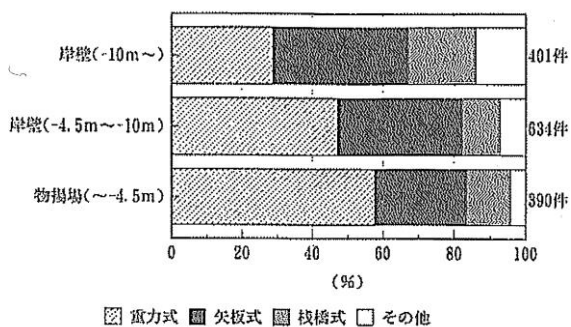
このため、本検討においては、埋立型港湾と掘込型港湾に対しては残留水位の設定に関しては区別しないものとし、一般的な残留水位を設定する。

$$\text{残留水位 (R.W.L.)} = \text{L.W.L.} + 2/3 \times (\text{H.W.L.} - \text{L.W.L.})$$

③計画水深（岩崎ら1994³⁾）

岩崎ら³⁾は、平成4年度までに設計された係留施設1590例の設計条件などをデータ整理・分析することで、矢板式係船岸が採用されることが多い設計条件を明らかにした。

付図E-3は、計画水深別の係留施設の構造様式を整理したデータである。これによると、計画水深が-4.5m以浅では、重力式が約60%を占め、矢板式は20%程度である。計画水深が大きくなるにつれて矢板式の占有率が大きくなり、-10m以深では約40%を超え、重力式を上回る結果である。



付図E-3 係留施設の構造様式（計画水深別）

さらに、日本では一般に、岸壁として最小水深となる水深を-4.5mとし、それ以下の水深の施設を物揚場として区別しているため、岸壁は-4.5m岸壁が最小と考えることができる。京浜・阪神港湾において見られるように、現状日本における供用中の岸壁の最大水深は-16.0mである（横浜港の一部で-18.0m以上が暫定供用中）。現在供用中の岸壁の最小水深4.5mと最大水深16.0m、その間に高頻度で出現する水深7.5mと水深10.0mの現実存在する4水深を検討対象水深とする。

計画水深: -4.5m, -7.5m, -10.0m, -16.0m

④天端高（基準・同解説⁰⁾）

岸壁の天端高は、現行基準 p.946より、標準的な天端高を設定する。対象船舶が特定できない場合にあっては、慣例的に付表E-2の値が一般的に多く用いられている。

なお、表中の値は、朔望平均満潮面を基準としている。

以上を参考に、潮位差0.3mのとき天端高L.W.L.+2.0m、潮位差1.8mのとき天端高L.W.L.+4.0m、潮位差4.5mのとき天端高L.W.L.+6.0mと設定した。

付表 E-2 係船岸余裕高

	潮差3.0m以上	潮差3.0m未満
大型係留施設 (水深4.5m以上)	+0.5~1.5m	+1.0~2.0m
小型係留施設 (水深4.5m未満)	+0.3~1.0m	+0.5~1.5m

⑤単位体積重量（現行基準）

(i) 裏込材（裏込石、裏埋土）

裏込材は、一般的な港湾施設では裏込石と裏埋土が使用されることが多い。ここでは、現行基準 p.458より、付表E-3に示す裏込材の特性値を準用し、裏込石は割石（一般のもの）、また裏埋土は次項に示す砂質土の特性値とする。

飽和単位体積重量: $\gamma_{sat} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
 湿潤単位体積重量: $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 水中単位体積重量: $\gamma' = 10.0 \text{ kN/m}^3$

付表 E-3 裏込材の特性値

	内部摩擦角 (°)	単位体積重量		法勾配
		残留水位上 (kN/m ³)	残留水位下 (kN/m ³)	
割石				
一般のもの	40	18	10	1:1.2
もろい材質のもの	35	16	9	1:1.2
切込砂利	30	18	10	1:2~1:3
玉石	35	18	10	1:2~1:3

(ii) 砂質土（現行基準）

砂質土および粘性土は、現行基準 p.299より付表E-4に示す代表的な単位体積重量を設定する。砂質土は湿潤単位体積重量(γ_t)が16~20kN/m³であるため中央値の18kN/m³とする。また、水中単位体積重量(γ')は、飽和単位体積重量 γ_{sat} を20kN/m³として、 γ_{sat} から浮力分(10kN/m³)を減じた10kN/m³とする。

付表E-4 代表的な土の単位体積重量と含水比

	沖積粘土	洪積粘土	砂質土
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	12~16	16~20	16~20
乾燥単位体積重量 γ_d (kN/m ³)	5~14	11~14	12~18
含水比 w (%)	150~30	60~20	30~10

飽和単位体積重量: $\gamma_{sat} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
 湿潤単位体積重量: $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 水中単位体積重量: $\gamma' = 10.0 \text{ kN/m}^3$

(iii) 粘性土（現行基準）

粘性土の湿潤単位体積重量(γ_t)は、沖積粘土が12~16kN/m³、洪積粘土が16~20kN/m³であるため、本検討では沖積粘土と洪積粘土の区別を行わず、両者の上限・下限値である16 kN/m³とする。また、水中単位体積重量(γ')は、飽和単位体積重量 γ_{sat} を16kN/m³として、 γ_{sat} から浮力分(10 kN/m³)を減じた6 kN/m³とする。

飽和単位体積重量： $\gamma_{sat} = 16.0 \text{ kN/m}^3$
湿潤単位体積重量： $\gamma_t = 16.0 \text{ kN/m}^3$
水中単位体積重量： $\gamma' = 6.0 \text{ kN/m}^3$

⑥上載荷重（現行基準，遠藤ら1977⁴⁾）

現行基準p.416には、一般雑貨ふ頭の場合、エプロン上の積載荷重の特性値として10~30kN/m²程度の値をとる例が多いと記載されている。なお、コンテナや鋼材などの重量の大きな貨物を取り扱うエプロンについては、利用形態を調査して積載荷重の大きさを決定することが望ましいとされている。

遠藤ら⁴⁾(1977)によると、貨物の種類、荷役形態などによって、エプロン上における雑貨の状況はかなり異なると報告されている。しかし、雑貨などの貨物を取り扱う係船岸の場合、20kN/m²~30kN/m²の雑貨がある場合は少なく、しかも、エプロン全体に貨物が積載されることもまず考えられないことから、設計における上載荷重は上記よりも低くなると考えられるということが報告されている。

以上を参考に、本検討では安全側の設計に配慮し、上載荷重は30kN/m²と設定する。なお、地震時については、基準・同解説にある部分係数0.5を考慮し、常時の1/2とする。

上載荷重:30kN/m²地震時:15kN/m²

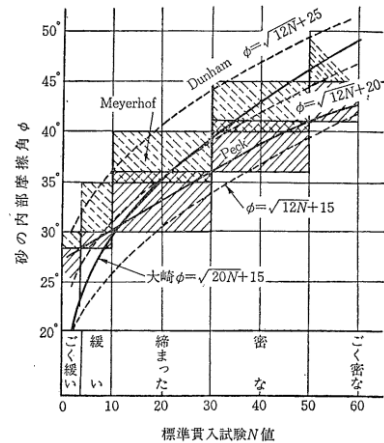
⑦砂質土の内部摩擦角 ϕ （土質調査法⁵⁾）

土質調査法⁵⁾ p.205では、付表E-5に示す「N値と砂の相対密度Drと内部摩擦角 ϕ との関係」が示されている。この表にある内部摩擦角 ϕ は、Peckの式とMeyerhofの式からN値を用いて算定されている。また、付図E-4は、砂のN値と相対密度、内部摩擦角との関係をグラフ化したものであり、Terzaghi, Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎らによる近似式との関係である。

本検討では、一般的な原地盤を想定し、軟弱地盤および基盤層と推定される相対密度が「非常に緩い」と「非常に密な」範囲は除外し、「緩い」、「中位」、「密な」の3種類を選択する。この場合、Peckの式とMeyerhofの式で算定された内部摩擦角の上限・下限値の境界値を採用し、付表E-6のとおり設定する。

付表E-5 砂の相対密度、内部摩擦角とN値の関係⁵⁾

N 値	相対密度 (Relative Density), $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	内部摩擦角 ϕ	
		ベックによる	マイヤーホフによる
0~4	非常に緩い (Very Loose)	0.0~0.2	28.5以下
4~10	緩い (Loose)	0.2~0.4	28.5~30
10~30	中位の (Medium)	0.4~0.6	30~36
30~50	密な (Dense)	0.6~0.8	36~41
50以上	非常に密な (Very Dense)	0.8~1.0	41以上



付図E-4 砂の内部摩擦角 ϕ とN値の関係⁵⁾

(Terzaghi, Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎)

付表E-6 砂質土の内部摩擦角 ϕ

N値	相対密度Dr	内部摩擦角 ϕ
4~10	緩い (0.2~0.4)	30°
10~30	中位 (0.4~0.6)	35°
30~50	密な (0.6~0.8)	40°

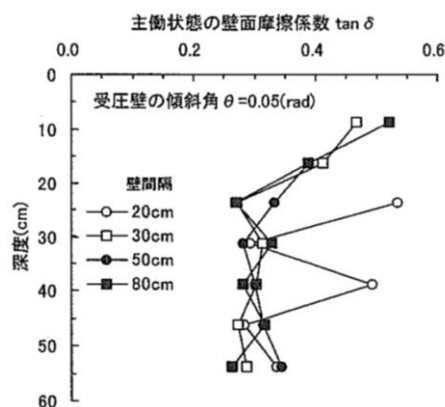
⑧壁面摩擦角（現行基準，菊池ら⁶⁾）

現行基準 p.373では、内部摩擦角は、通常、 $\pm 15 \sim 20^\circ$ の値を用いることができ、裏込材のせん断抵抗角の1/2程度を目安すると記載されている。

また、菊池ら⁶⁾(1998)は壁面摩擦に関する実験を行い、主働状態における壁面摩擦係数の実験結果を得ている（付図E-5）。深度30cm以深に着目すると、一部異常値も見られるが、壁面摩擦係数 $\tan \theta$ はおおよそ0.30（ $\delta = 16.7^\circ$ ）近傍に分布している。深度が浅いところでは、計測値が小さいこともあり、測定データの変動を受けやすい状況にあり、十分な議論ができる程の精度となっていないと考えられている。

以上を参考に、ここでは、主働土圧に関する壁面摩擦角を $\delta = 15^\circ$ 、受働土圧に関する壁面摩擦角を $\delta = -15^\circ$ と設定する。

主働土圧に関する壁面摩擦角： $\delta_a = +15^\circ$
受働土圧に関する壁面摩擦角： $\delta_p = -15^\circ$

付図E-5 壁間隔による主働状態の壁面摩擦係数の違い⁶⁾⑨鋼（管）矢板の降伏応力度 σ_y

現行基準p.431では、港湾の施設に使用する鋼材は、施設の要求性能を達成するために必要な品質を有するものでなければならない、またこの条件を満足する一例として、日本工業規格（JIS）に適合する鋼材が挙げられると記載されている。

本検討では、現行基準 p.432の一覧表から、鋼矢板および鋼管矢板に対してJIS規格にある材料を採用する。また、各鋼材に対する降伏応力度の特性値は、JISハンドブック⁷⁾より付表E-7に示すとおりとする。なお、本検討では降伏応力度が大きい規格を採用し、断面係数が小さく経済性となる断面とした。

付表E-7 鋼（管）矢板の降伏応力度の特性値（JIS）

JIS規格	名称	記号	曲げ圧縮降伏応力度
JIS A 5528	熱間圧延鋼矢板	SY390	390N/mm ²
JIS A 5530	鋼管矢板	SKY490	315N/mm ²

注）SY295, SKY400は対象外

⑩タイ材の降伏応力度 σ_y

(i) タイロッド

現行基準p.1010では、タイロッド材料の特性が取りまとめられている。鋼材の種類は、SS材（一般構造用圧延鋼材）と高張力鋼の2種類で、破断強度に応じて数種類に区分されている。本検討では、付表E-8に示すとおりSS材（最小の降伏応力度）と高張力鋼（最大の降伏応力度）を採用する。

付表E-8 タイロッド材料の特性値

種類	降伏応力度	伸び（%）
SS400	(径40mm以下) 235N/mm ²	24以上
	(径40mmを超えるもの) 215N/mm ²	
高張力鋼740	540 N/mm ² 以上	18以上

注）SS490, 高張力鋼490~690は本検討では対象外

⑪鋼材の腐食量

現行基準p.438では、鋼材の腐食速度の標準値⁸⁾が記載されている。鋼（管）矢板に発生する最大応力は、タイロッド取付点から海底面にあるため、海側の腐食環境はL.W.L.-1m~海底面までの腐食速度を0.15mm/年、陸側の腐食環境は土中（残留水位以下）の0.02mm/年とする。

ただし、海側は電気防食を行い、現行基準p.439の電気防食率の一覧表から海水浸せき率を100%（平均干潮面以下）の防食率として90%（腐食量は10%）を設定する。

設計供用期間（耐用年数）は、現行基準p.78のISO2394から、港湾施設は公共構造物であるため50年と設定される。これにより、50年後の腐食量は、以下のように算出できる。

【海側腐食量（L.W.L.-1.0m~海底面）】

$$0.15\text{mm/年} \times 50\text{年} \times 0.1 = 0.75\text{mm}$$

【陸側腐食量（土中（残留水位以下））】

$$0.02\text{mm/年} \times 50\text{年} = 1.0\text{mm}$$

【合計】

$$0.75\text{mm} + 1.0\text{mm} = 1.75\text{mm}$$

以上より、表裏合わせて1.75mmの腐食量を見込むものとする。

⑫タイ材の腐食量

現行基準p.438では、鋼材の腐食速度の標準値⁸⁾が記載されている。タイ材は残留水位程度の土中部に設置されるため、陸側の腐食環境は安全側の設計に配慮し、土中（残留水位以下）の0.02mm/年とする。

設計供用期間（耐用年数）は、現行基準p.78のISO2394から、港湾施設は公共構造物であるため50年と設定される。これにより、50年後の腐食量は、以下のように算出できる。

【腐食量（土中（残留水位以下））】

$$0.02\text{mm/年} \times 50\text{年} = 1.0\text{mm}$$

【合計】

$$1.0\text{mm} \times 2 = 2.0\text{mm}$$

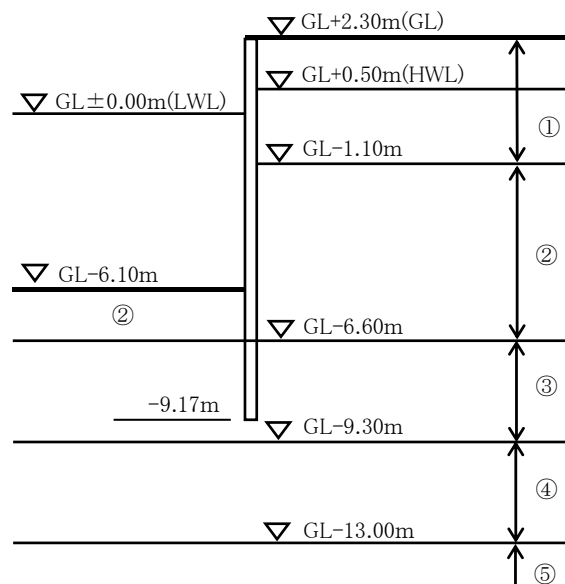
以上より、タイ材の径全体として2.0mmの腐食量を見込むものとする。

参考文献

- 1) 古戸井光昭, 片山猛雄: 残留水位測定調査, 港湾技研資料, No.115, 1971.
- 2) 村上和男, 山田邦明: 我国沿岸の潮位と平均海面の変動の解析, 港湾技術研究所報告, VOL.31, No.3, 1992.
- 3) 岩崎直晃, 長尾毅: 矢板式係船岸の構造諸元などに関する統計的分析, 港湾技研資料, No.780, 1994.
- 4) 遠藤博, 笹田彰, 石塚修次: 係船岸の上載荷重調査, 港湾技研資料, No.268, 1977.
- 5) 土質工学会: 土質調査法 -第2回改訂版-, 土質工学会編, 1982.
- 6) 菊池喜昭, 高橋邦夫, 小椋卓実: 土圧実験における土圧のばらつきと近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験, 港湾技研資料, No.811, 1995.
- 7) 日本規格協会: JISハンドブック 鉄鋼Ⅱ, 日本工業規格, 2002.
- 8) 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.

付録 F 全国の設計事例における検討モデル図
ケース 13

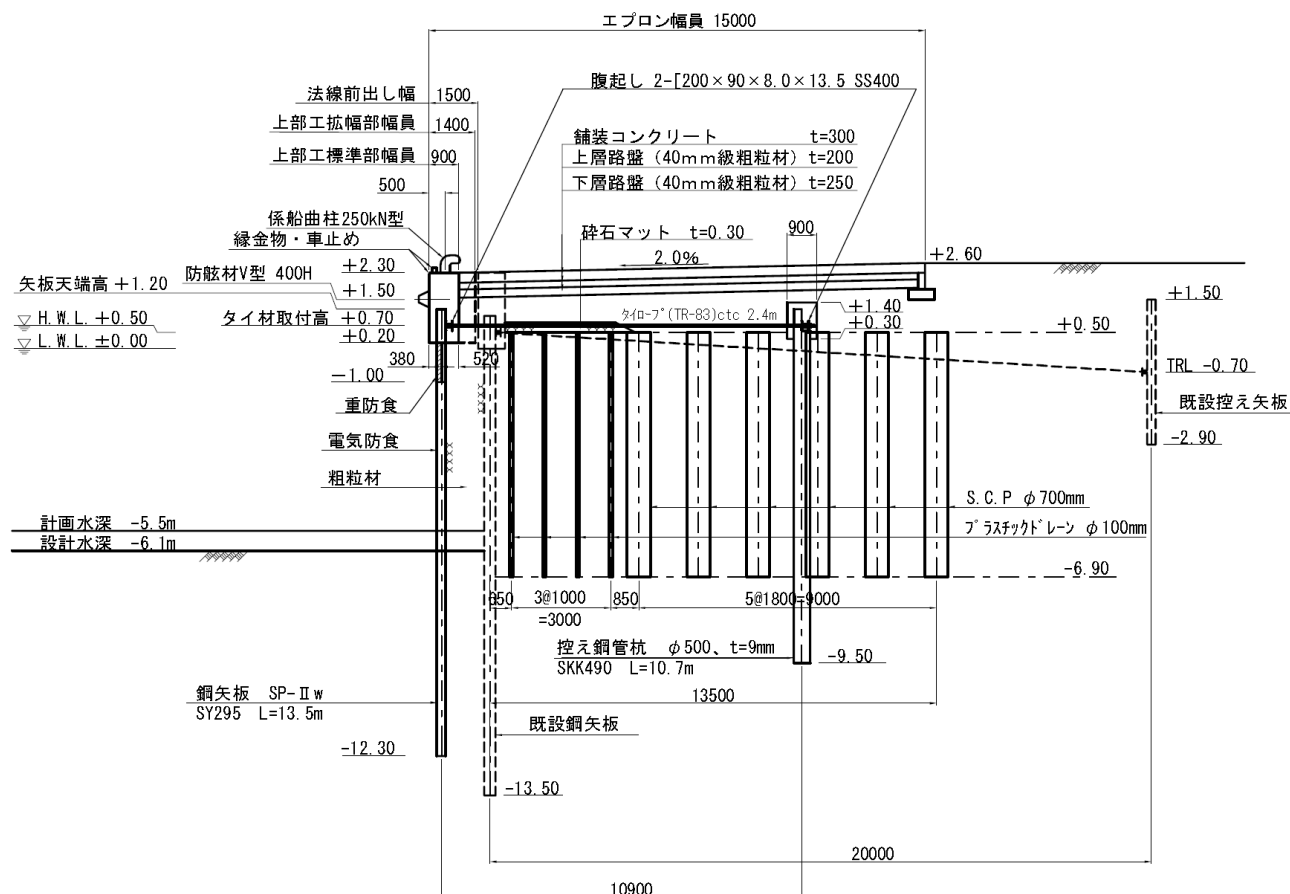
・土質条件



土層	性狀	$\phi (^{\circ})$	c (kN/m ²)	單位體積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	34.0	—	18.0	3.4
②	砂質土	33.0	—	18.0	5.5
③	粘性土	—	43.0	15.1	2.7
④	砂質土	39.0	—	18.0	3.7
⑤	砂質土	45.0	—	18.0	50.0

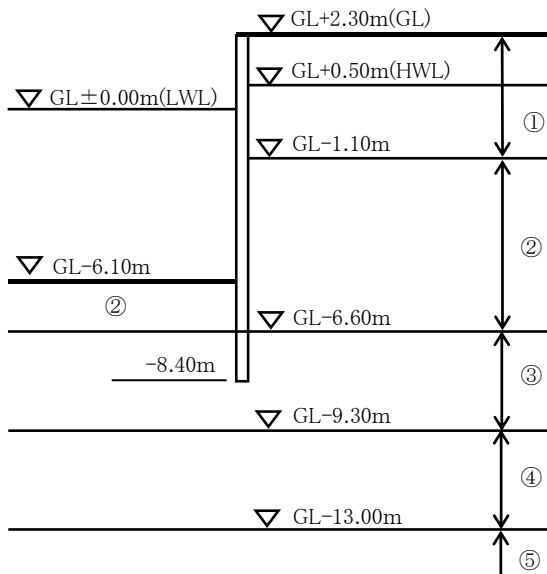
- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SY295 SP-Ⅱw
- ・タイ材 : タイロープ (TR-83)
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +0.70m

岸壁(-5.5m)(改良)本体A部



ケース 14

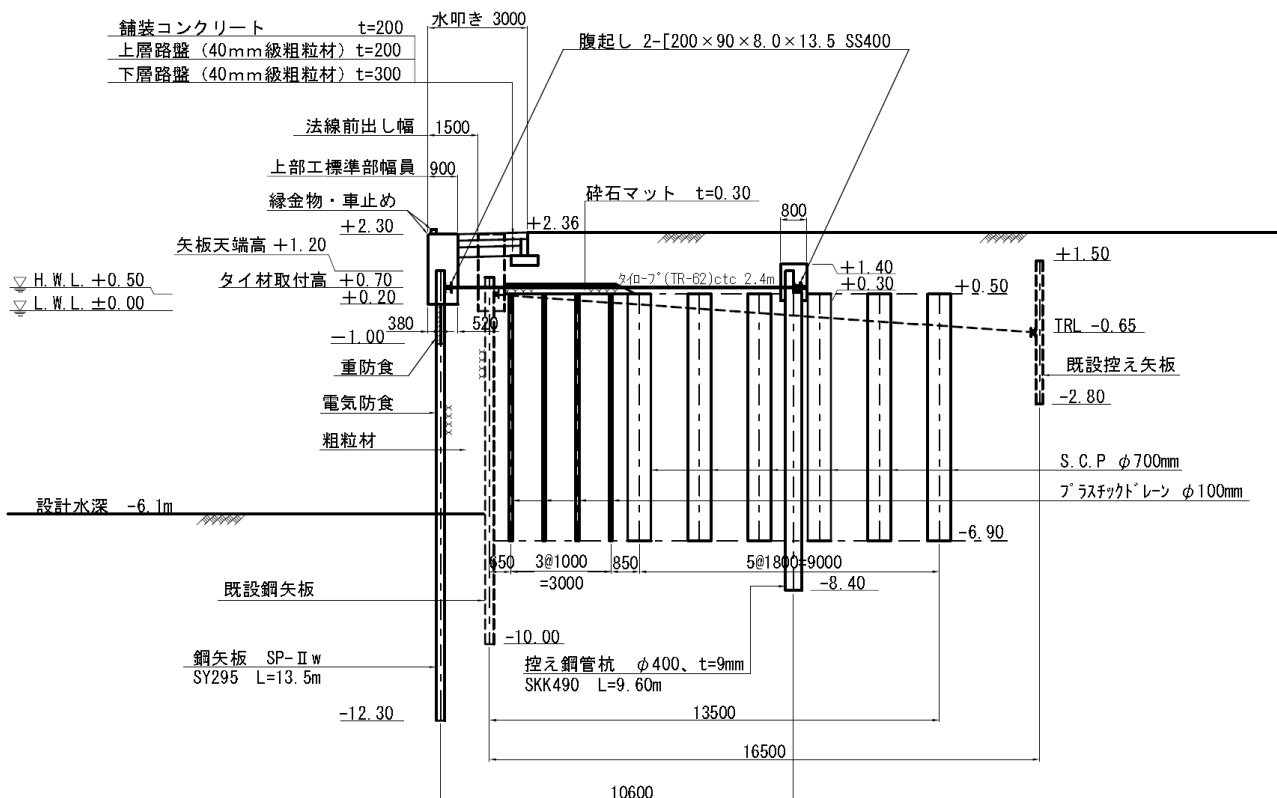
・土質条件



土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	34.0	-	18.0	3.4
②	砂質土	33.0	-	18.0	5.5
③	粘性土	-	43.0	15.1	2.7
④	砂質土	39.0	-	18.0	3.7
⑤	砂質土	45.0	-	18.0	50.0

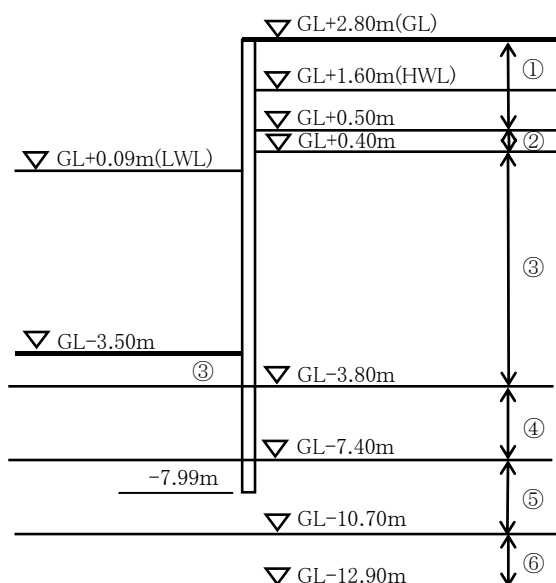
- ・上載荷重 : 10.0kN/m² (地震時は5.0kN/m²)
- ・矢板 : SY295 SP-II w
- ・タイ材 : タイロープ (TR-62)
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +0.7m

岸壁 (-5.5m) (改良) 取付B部



ケース 15

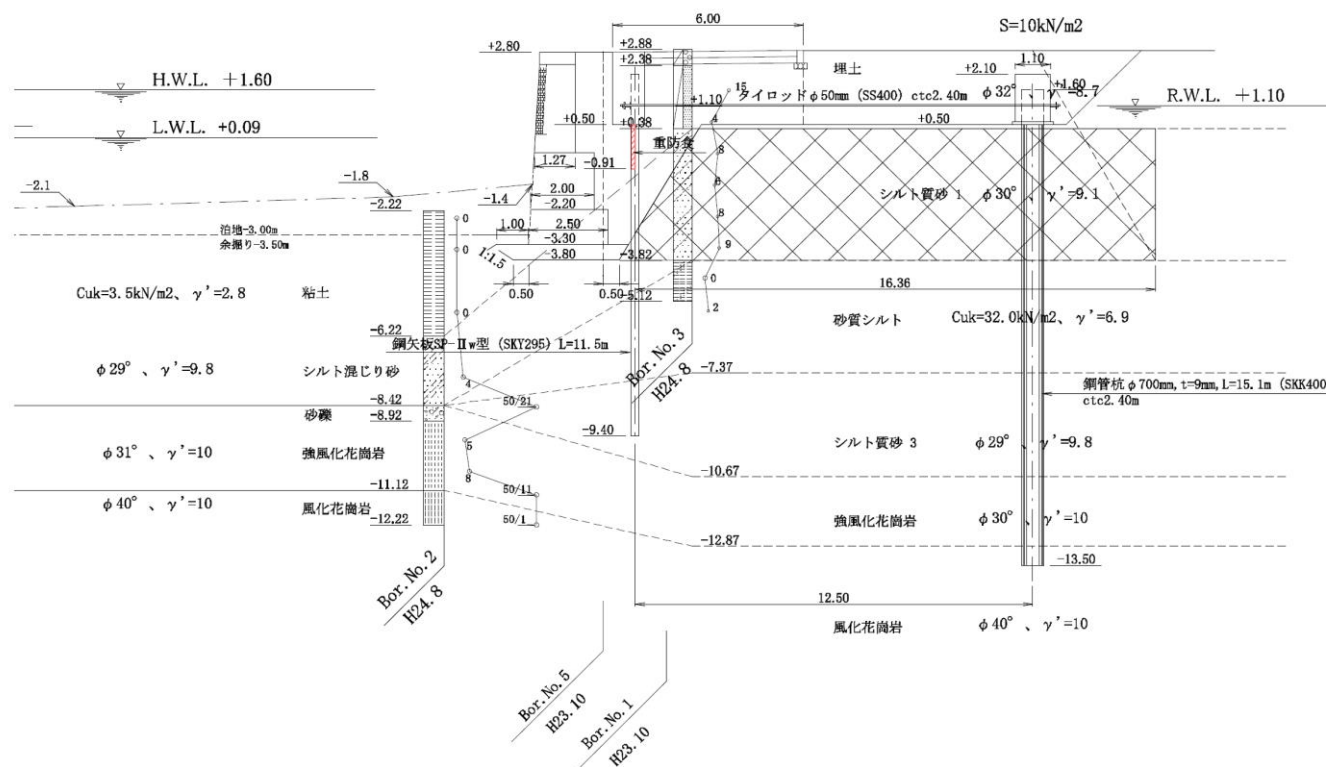
・土質条件



土層	性狀	$\phi (^{\circ})$	$c (\text{kN/m}^2)$	單位體積重量 (kN/m^3)	層厚 (m)
①	砂質土	32.0	—	18.7	2.3
②	砂質土	32.0	—	18.7	0.1
③	砂質土	30.0	—	19.1	4.2
④	粘性土	—	32.0	16.9	3.6
⑤	砂質土	29.0	—	19.8	3.3
⑥	砂質土	30.0	—	18.0	2.2

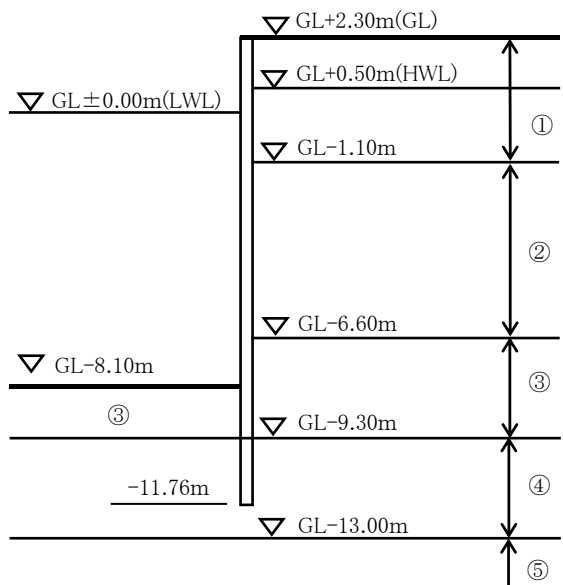
- ・上載荷重 : 10.0kN/m²(地震時は5.0kN/m²)
- ・矢板 : SY295 II w
- ・タイ材 : タイロッド SS400 φ 50
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +1.1m

・Bor.No.2(港内側)



ケース 17

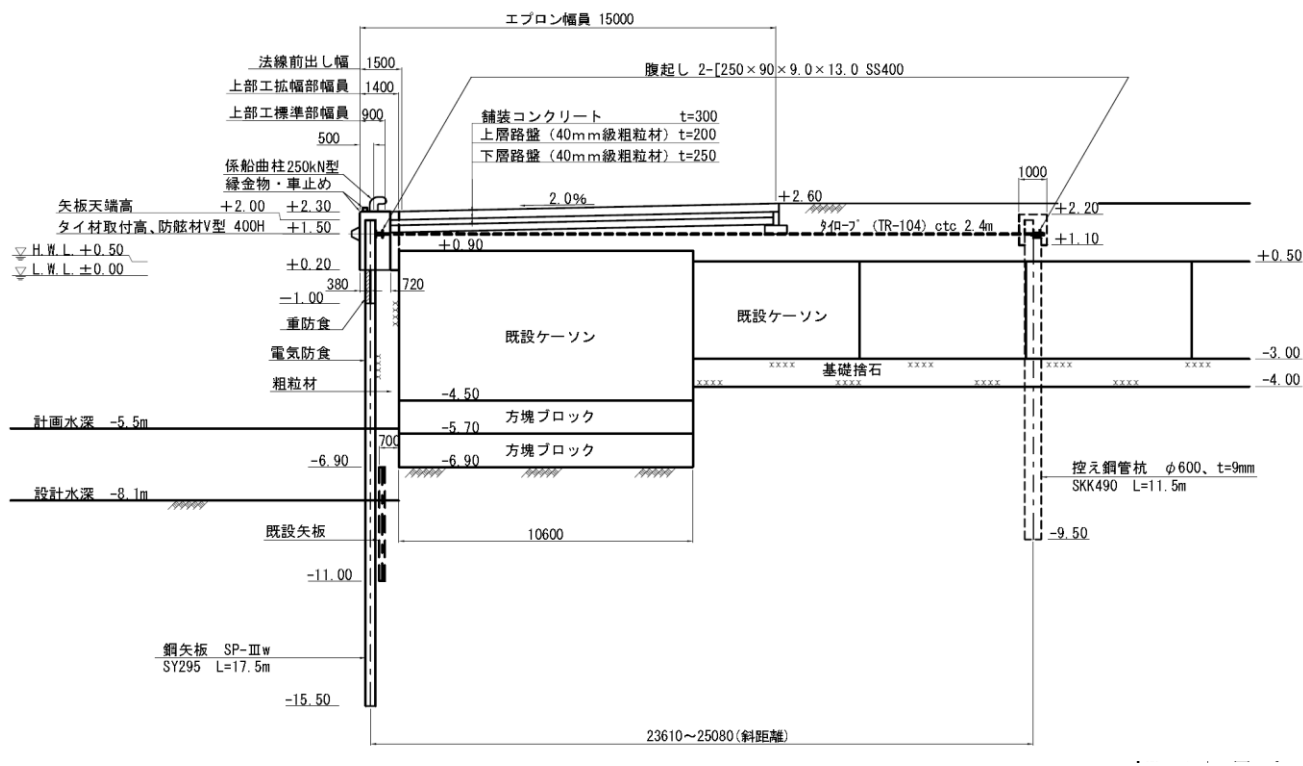
・土質条件



土層	性状	$\phi (^{\circ})$	$c (\text{kN}/\text{m}^2)$	単位体積重量 (kN/m^3)	層厚 (m)
①	砂質土	34.0	-	18.0	3.4
②	砂質土	33.0	-	18.0	5.5
③	粘性土	-	43.0	15.1	2.7
④	砂質土	39.0	-	18.0	3.7
⑤	砂質土	45.0	-	18.0	50.0

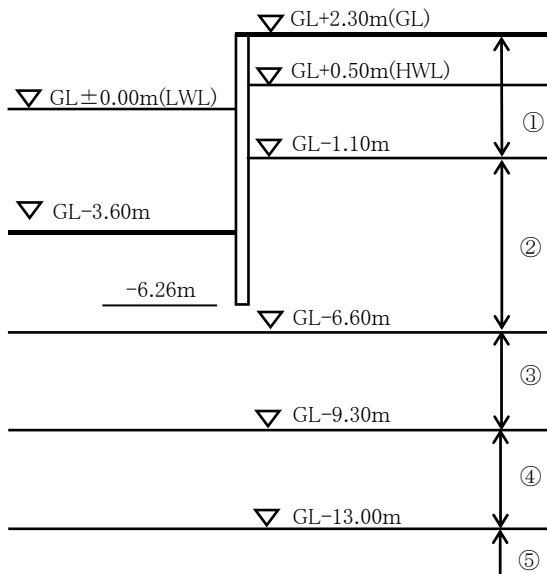
- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SY295 SP-IIIw
- ・タイ材 : タイロープ (TR-104)
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +1.5m

岸壁 (-5.5m) (改良) 本体B-2部



ケース 18

・土質条件

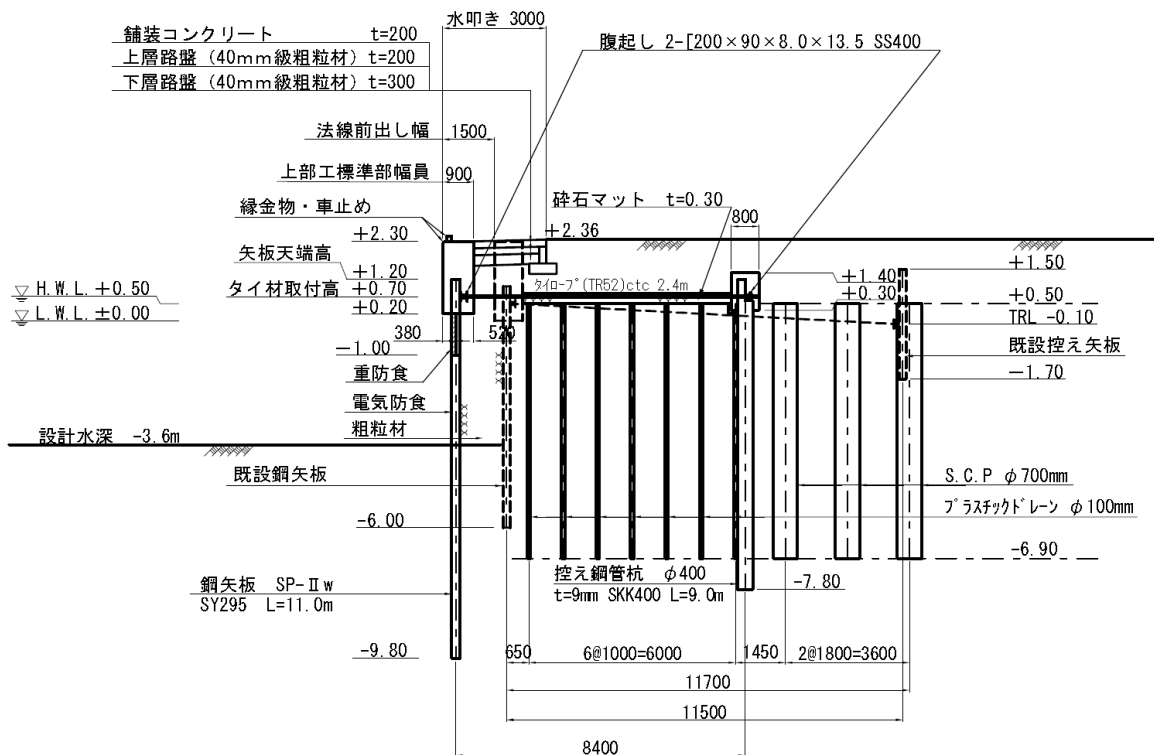


土層	性状	$\phi (^{\circ})$	$c (\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 (kN/m^3)	層厚 (m)
①	砂質土	34.0	-	18.0	3.4
②	砂質土	33.0	-	18.0	5.5
③	粘性土	-	43.0	15.1	2.7
④	砂質土	39.0	-	18.0	3.7
⑤	砂質土	45.0	-	18.0	50.0

- ・上載荷重 : 10.0 kN/m^2 (地震時は 5.0 kN/m^2)
- ・矢板 : SY295 SP-II w
- ・タイ材 : タイロープ (TR-52)
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +0.7m

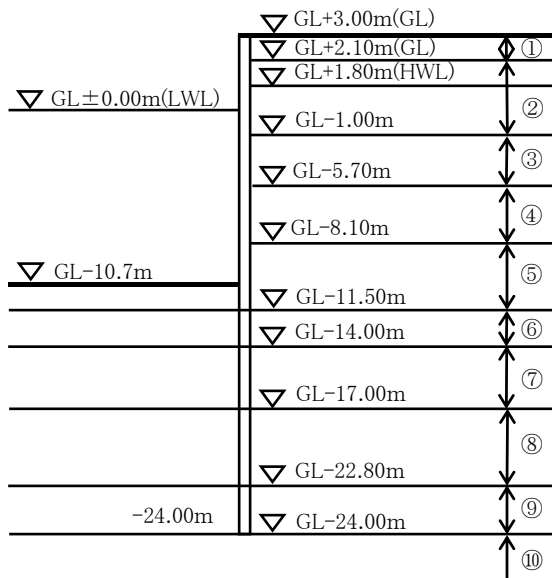
岸壁 (-5.5m) (改良) 取付 A 部

A-A 断面



ケース 19

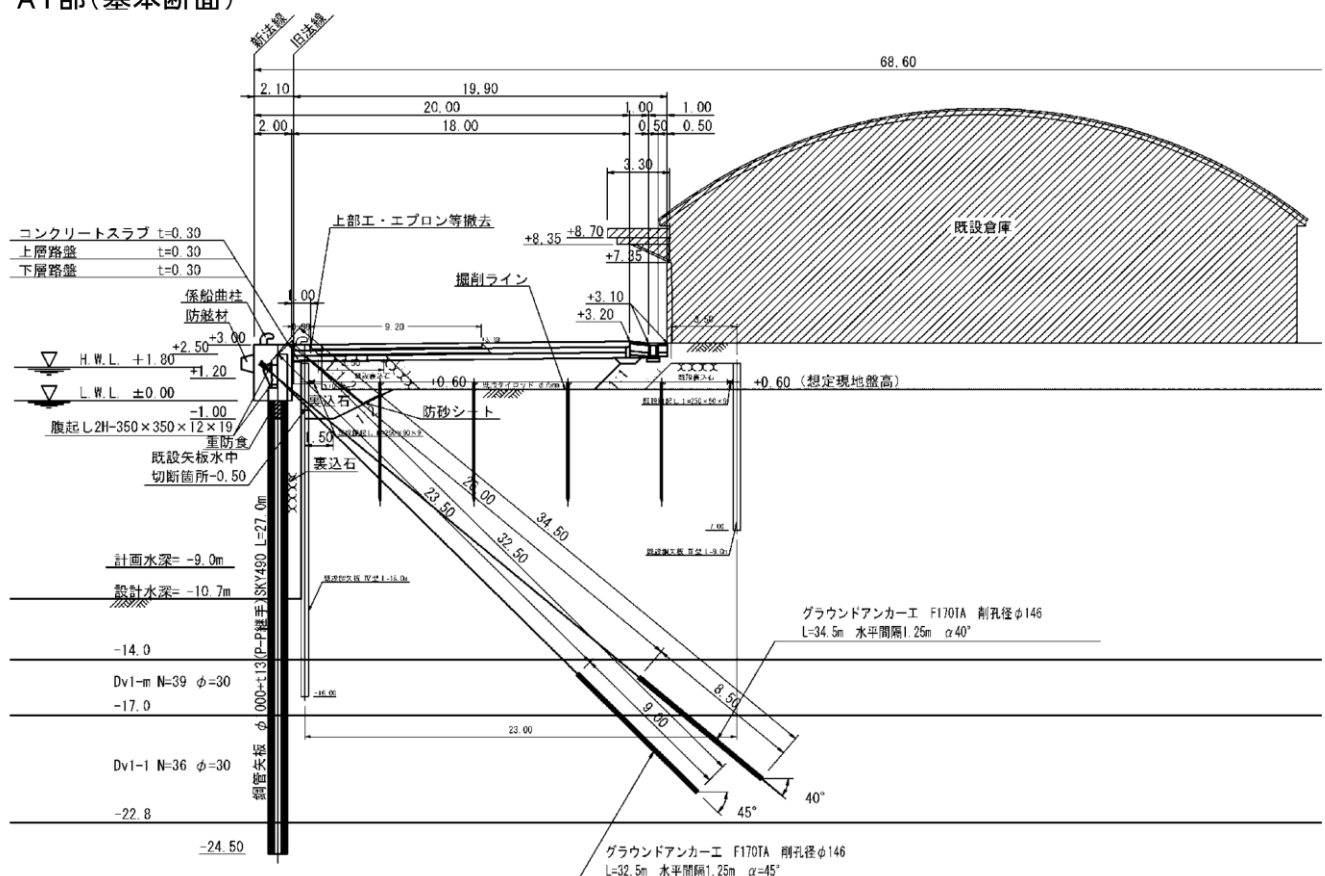
・土質条件



土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	0.9
②	裏込石	40.0	-	18.0	3.1
③	粘性土	-	45.0	17.4	4.7
④	粘性土	-	21.0	16.4	2.4
⑤	砂質土	30.0	-	15.5	3.4
⑥	砂質土	30.0	-	15.0	2.5
⑦	砂質土	30.0	-	15.3	3.0
⑧	砂質土	30.0	-	15.4	5.8
⑨	粘性土	-	116.0	15.8	1.2
⑩	砂質土	30.0	-	15.2	4.7

- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 ϕ 1000-t13 (P-P継手)
- ・タイ材 : グランドアンカー F170TA
- ・タイ材間隔 : 1.25m
- ・タイ材取付点 : +1.2m

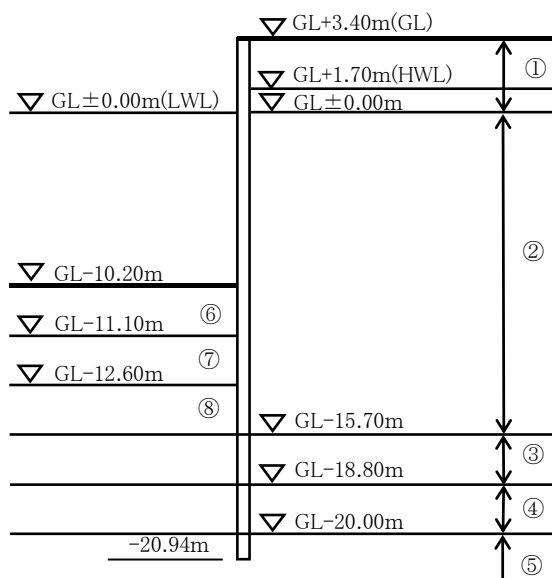
A1部(基本断面)



ケース 21

A 部

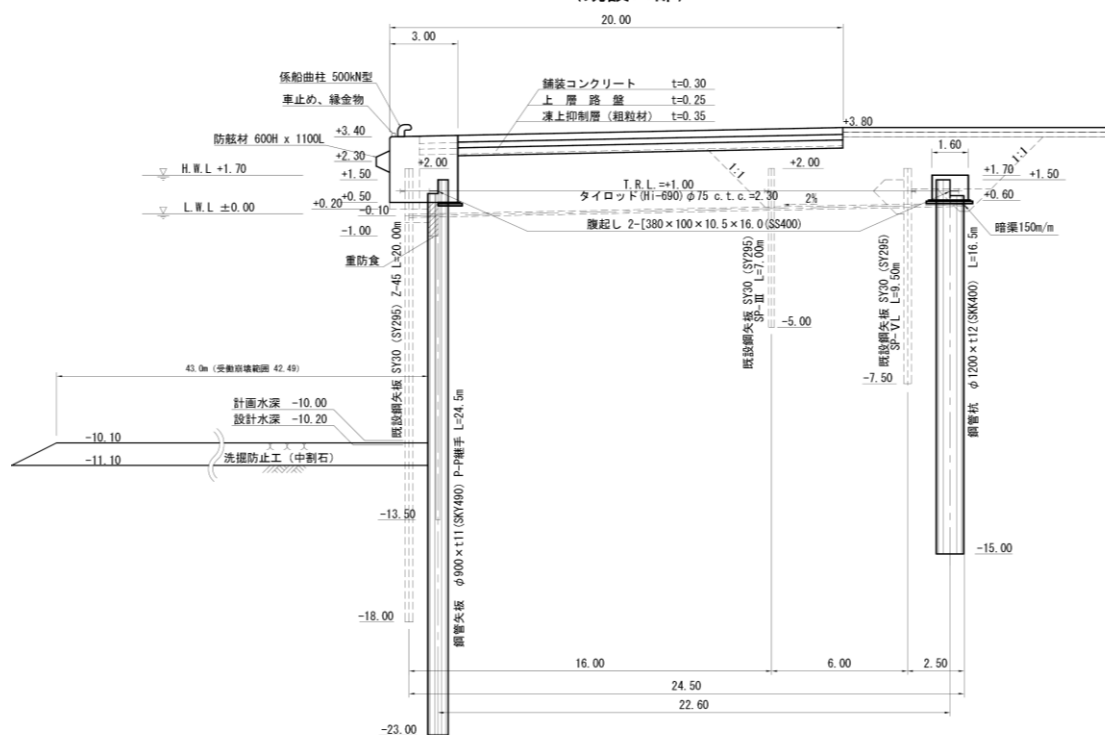
・土質条件



土層	性狀	ϕ (°)	c (kN/m ²)	單位體積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	32.0	—	18.0	3.4
②	砂質土	34.0	—	18.0	15.7
③	砂質土	32.0	—	16.1	3.1
④	粘性土	—	68.8	16.1	1.2
⑤	砂質土	31.0	—	16.1	9.5
⑥	基礎捨石	40.0	—	18.0	0.9
⑦	砂質土	30.0	—	18.0	1.5
⑧	砂質土	34.0	—	18.0	3.1

- ・上載荷重 : 30.0kN/m² (地震時は15.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 φ900-t11 (P-P継手)
- ・タイ材 : タイロッド HT690 φ75
- ・タイ材間隔 : 2.3m
- ・タイ材取付点 : +1.0m

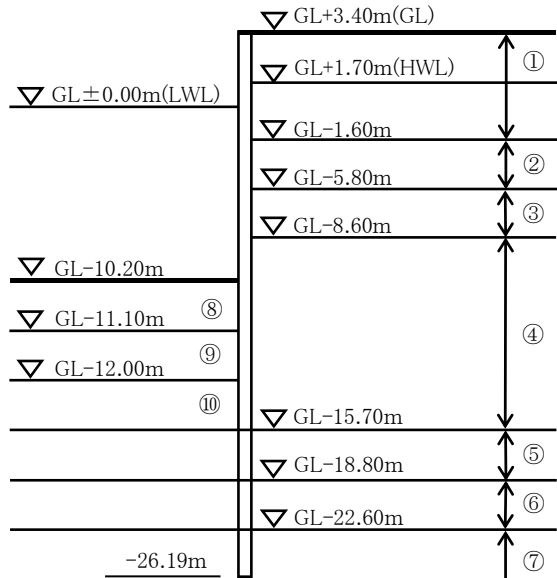
岸壁（勇払-10.0m）（改良）A部 標準断面図 S=1/200
（既設A部）



ケース 22

B 部

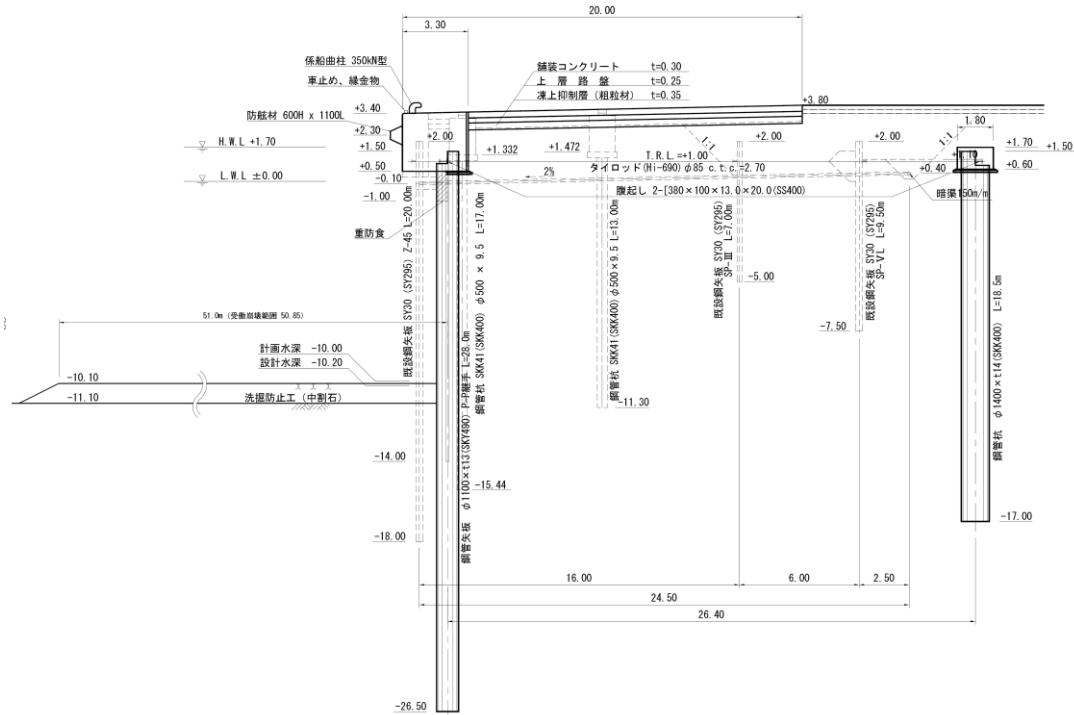
・土質条件



土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	34.0	-	18.0	5.0
②	砂質土	34.0	-	18.0	4.2
③	粘性土	-	31.3	16.3	2.8
④	砂質土	33.0	-	18.0	7.1
⑤	砂質土	31.0	-	15.7	3.1
⑥	粘性土	-	43.8	5.7	3.8
⑦	砂質土	30.0	-	15.7	6.9
⑧	基礎捨石	40.0	-	18.0	0.9
⑨	砂質土	30.0	-	18.0	0.9
⑩	砂質土	33.0	-	18.0	3.7

- ・上載荷重 : 30.0kN/m² (地震時は15.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 ϕ 1100-t13 (P-P継手)
- ・タイ材 : タイロッド HT690 ϕ 85
- ・タイ材間隔 : 2.7m
- ・タイ材取付点 : +1.0m

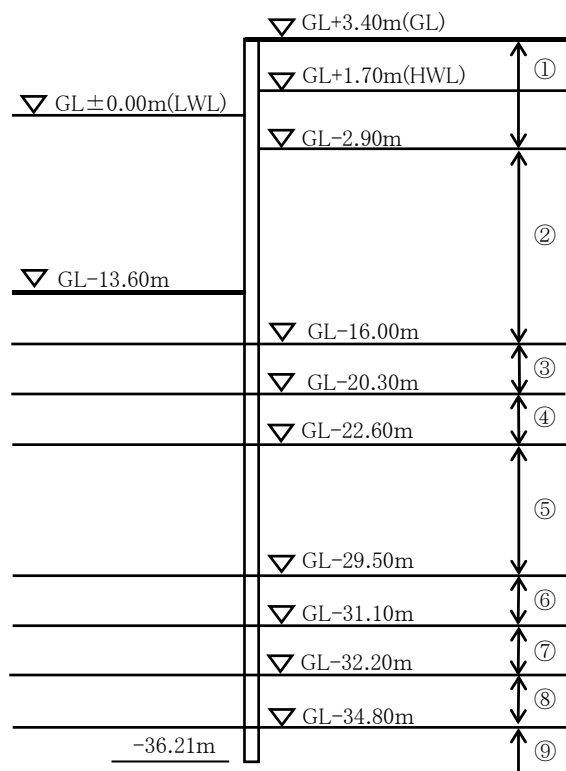
岸壁 (勇払-10.0m) (改良) B 部 標準断面図 S=1/200
(既設 C 部)



ケース 23

C 部

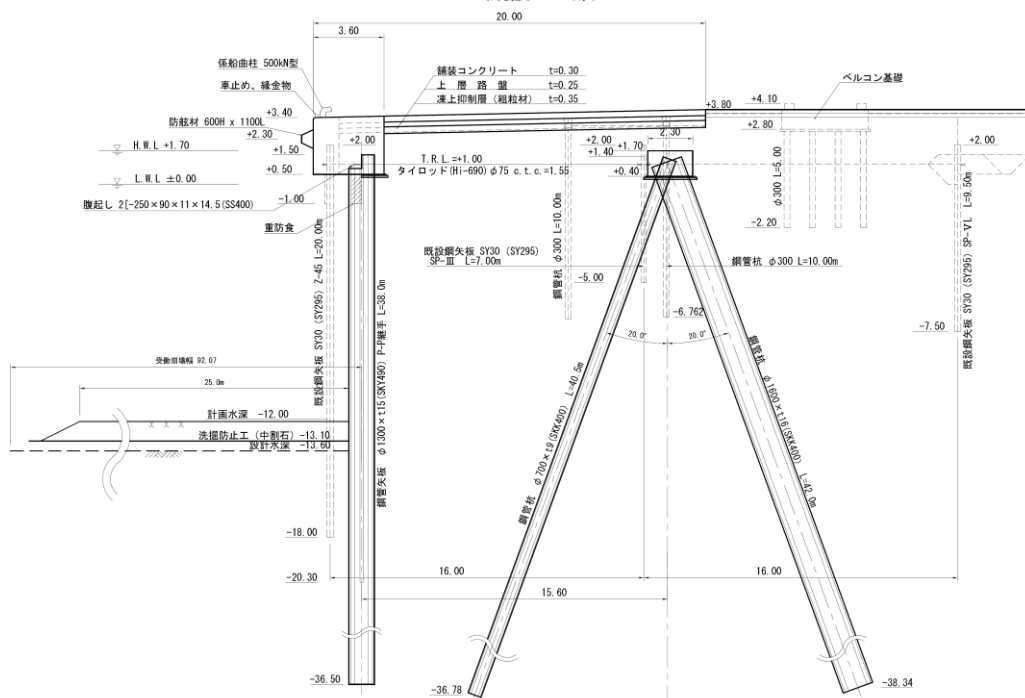
・土質条件



土層	性狀	$\phi (^{\circ})$	c(kN/m ²)	單位體積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	32.0	—	18.0	6.3
②	砂質土	34.0	—	18.0	13.1
③	砂質土	31.0	—	15.4	4.3
④	粘性土	—	31.3	15.4	2.3
⑤	砂質土	29.0	—	15.4	6.9
⑥	砂質土	33.0	—	18.4	1.6
⑦	砂質土	31.0	—	18.0	1.1
⑧	砂質土	29.0	—	13.1	2.6
⑨	砂質土	37.0	—	18.0	15.2

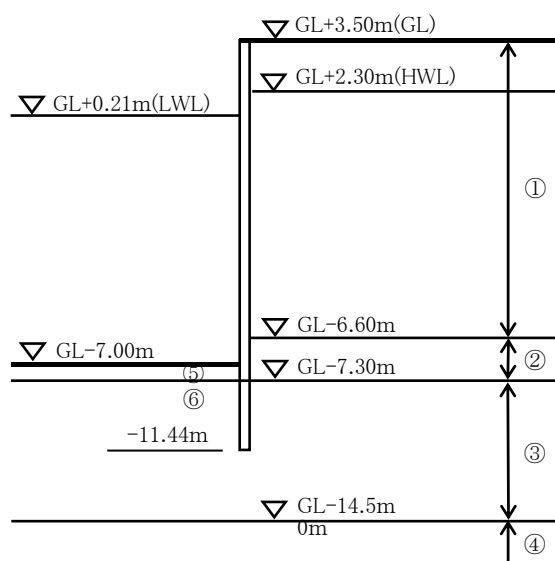
- ・上載荷重 : 30.0kN/m² (地震時は15.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 φ1300-t15 (P-P継手)
- ・タイ材 : タイロッド HT690 φ75
- ・タイ材間隔 : 1.55m
- ・タイ材取付点 : +1.0m

岸壁（勇払-10.0m）（改良）C部 標準断面図 S=1/200
（既設D1部）



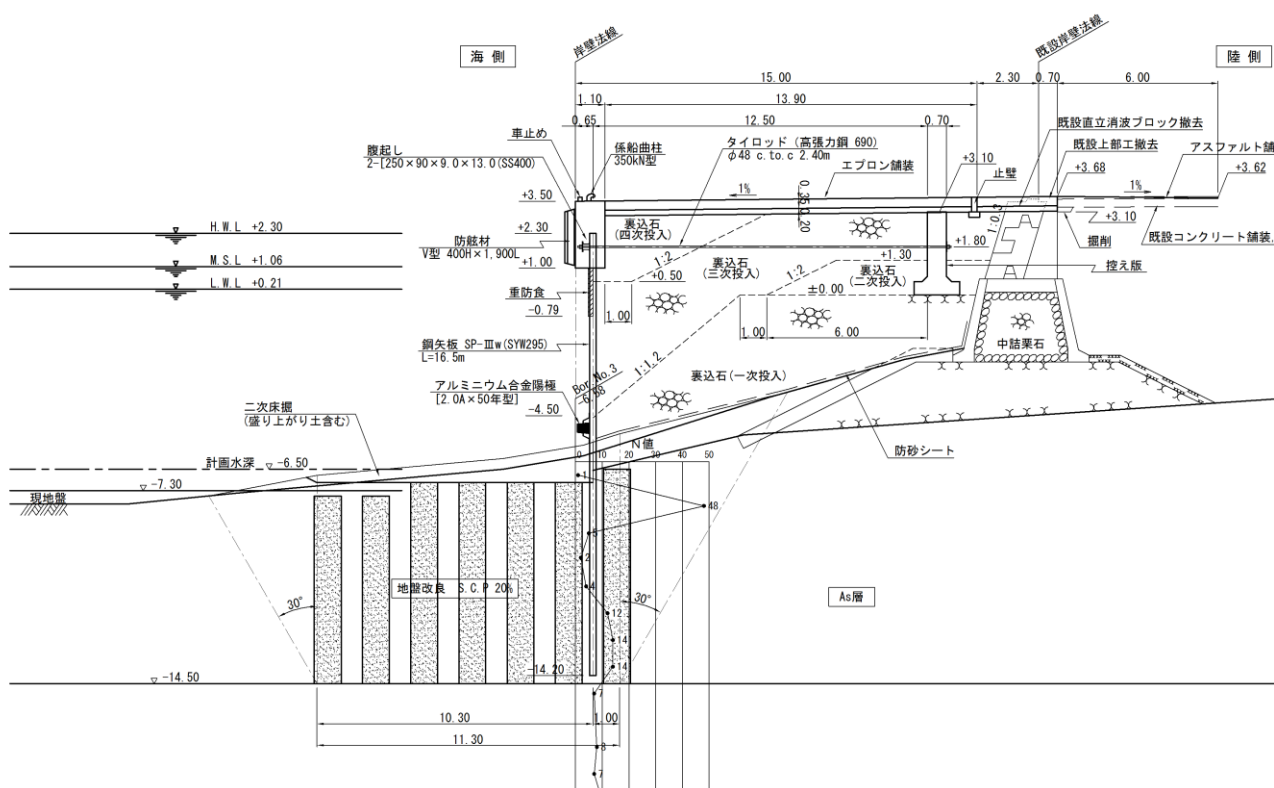
ケース 25

・土質条件



土層	性狀	$\phi (^{\circ})$	c(kN/m ²)	單位體積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	裏込石	40.0	—	18.0	10.1
②	砂質土	28.0	—	18.0	0.7
③	砂質土	32.0	—	18.0	7.2
④	粘性土	—	-45.5+9.1z	18.0	12.2
⑤	砂質土	33.1	—	18.0	0.3
⑥	砂質土	36.3	—	18.0	7.2

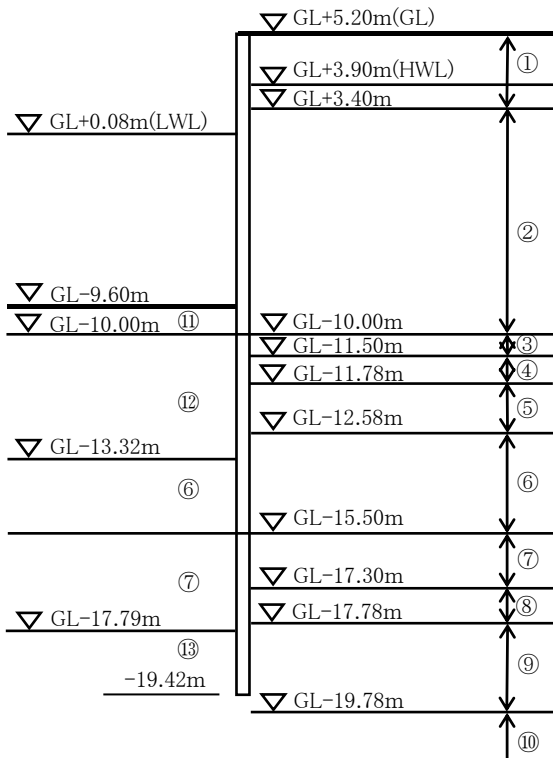
- ・上・下荷重 : 10.0kN/m² (地震時は5.0kN/m²)
- ・矢板 : SYW295 IIIw
- ・タイ材 : タイロッド HT690 φ48
- ・タイ材間隔 : 2.4m
- ・タイ材取付点 : +1.8m



控え矢板式岸壁の永続状態における目標安全性水準に関する諸考察
松原弘晃・竹信正寛・宮田正史

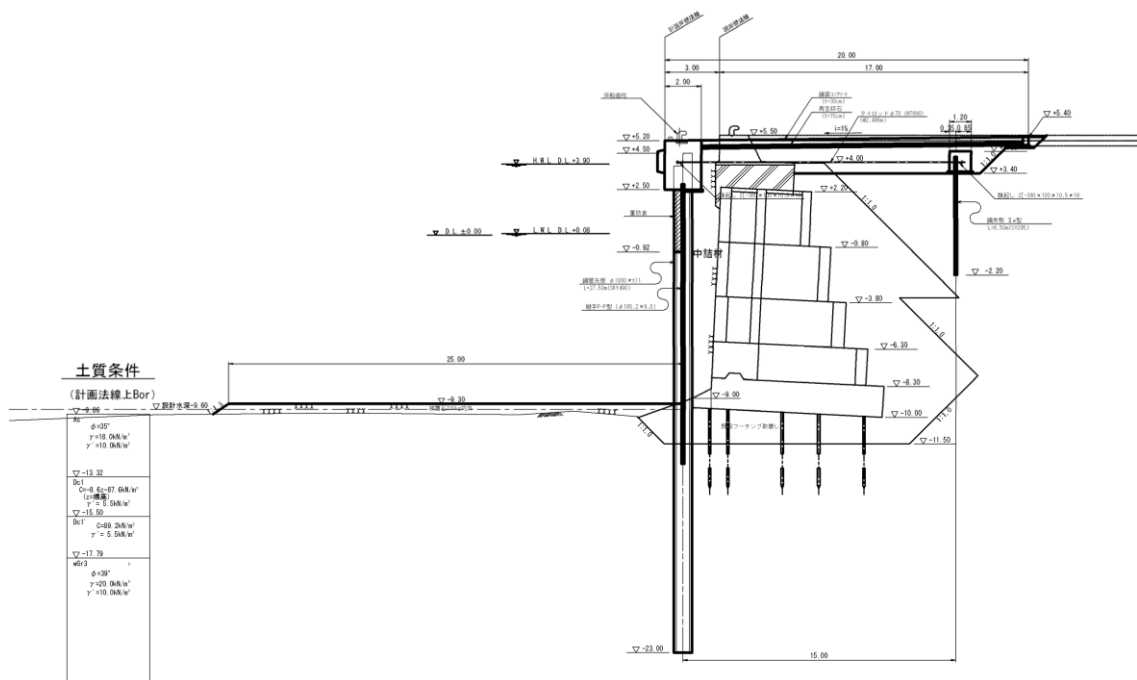
ケース 26

・土質条件



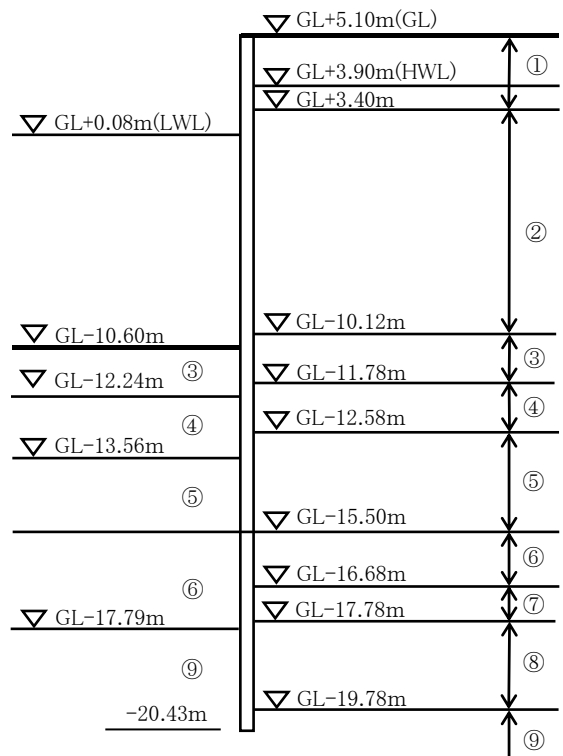
土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	1.8
②	裏込石	40.0	-	18.0	13.4
③	基礎捨石	40.0	-	18.0	1.5
④	砂質土	35.0	-	18.0	0.28
⑤	砂質土	36.0	-	18.0	0.8
⑥	粘性土	-	-133.6+8.61z	15.6	2.92
⑦	粘性土	-	89.2	15.6	1.8
⑧	砂質土	36.0	-	18.0	0.48
⑨	砂質土	38.0	-	18.0	2.0
⑩	砂質土	39.0	-	20.0	5.22
⑪	基礎捨石	40.0	-	18.0	0.4
⑫	砂質土	35.0	-	18.0	3.32
⑬	砂質土	39.0	-	20.0	7.21

- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 ϕ 1000-t11
- ・タイ材 : タイロッド HT690 ϕ 75
- ・タイ材間隔 : 2.496m
- ・タイ材取付点 : +4.0m



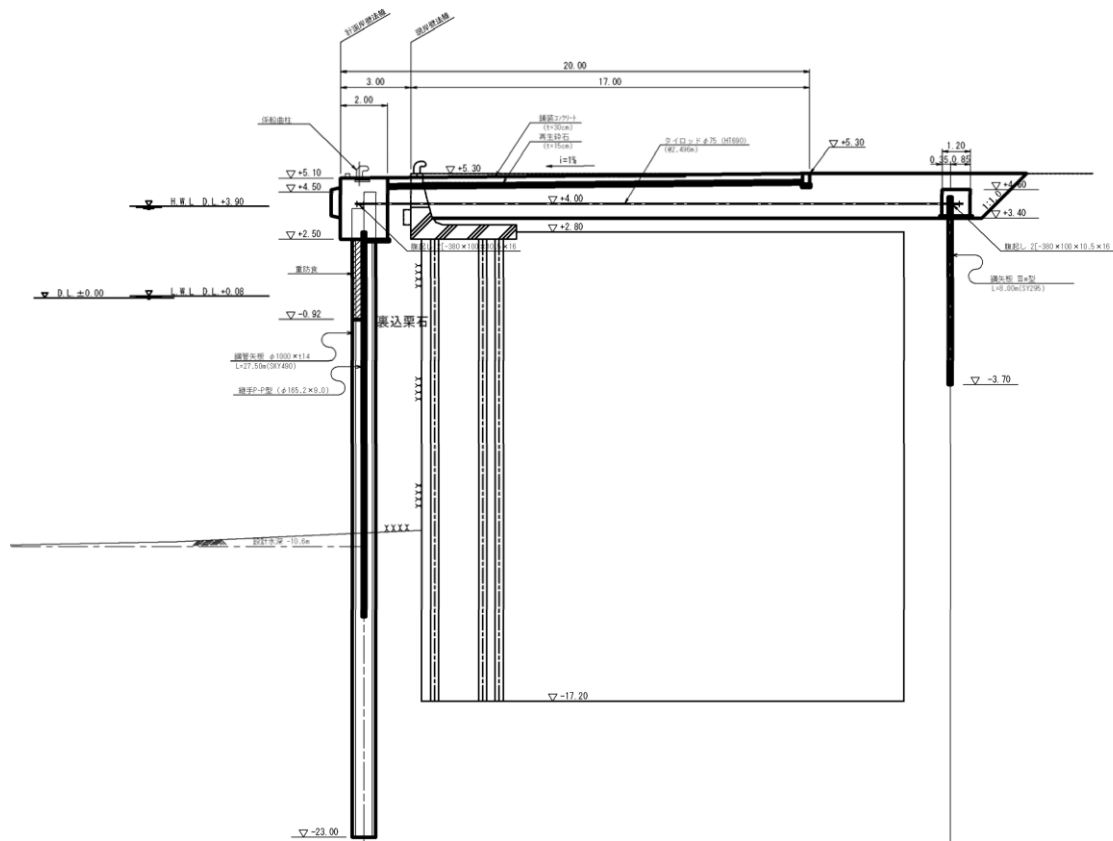
ケース 27

・土質条件



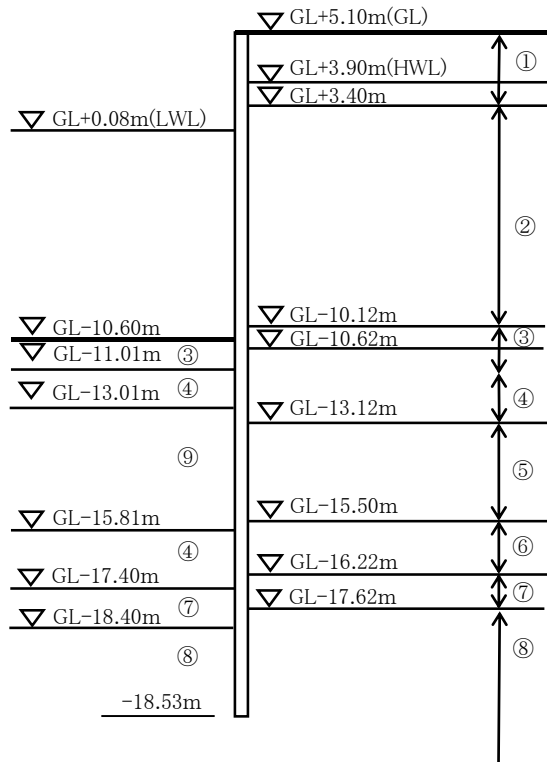
土層	性状	$\phi (^{\circ})$	$c (\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 (kN/m^3)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	1.7
②	裏込栗石	34.0	-	18.0	13.52
③	砂質土	35.0	-	18.0	1.66
④	砂質土	36.0	-	18.0	0.8
⑤	粘性土	-	$-133.6+8.61z$	15.6	2.92
⑥	粘性土	-	89.2	15.6	1.18
⑦	砂質土	36.0	-	18.0	1.1
⑧	砂質土	38.0	-	18.0	2.0
⑨	砂質土	39.0	-	20.0	10.22

- ・上載荷重 : 20.0 kN/m^2 (地震時は 10.0 kN/m^2)
- ・矢板 : SKY490 $\phi 1000$ -t14
- ・タイ材 : タイロッド HT690 $\phi 75$
- ・タイ材間隔 : 2.496m
- ・タイ材取付点 : +4.0m



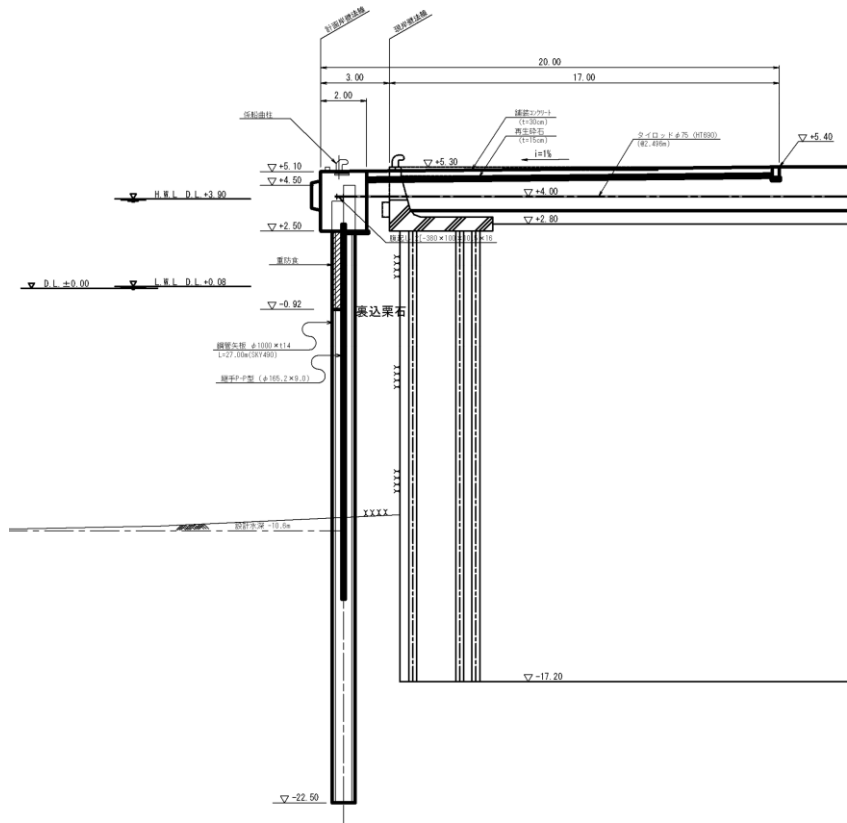
ケース 28

・土質条件



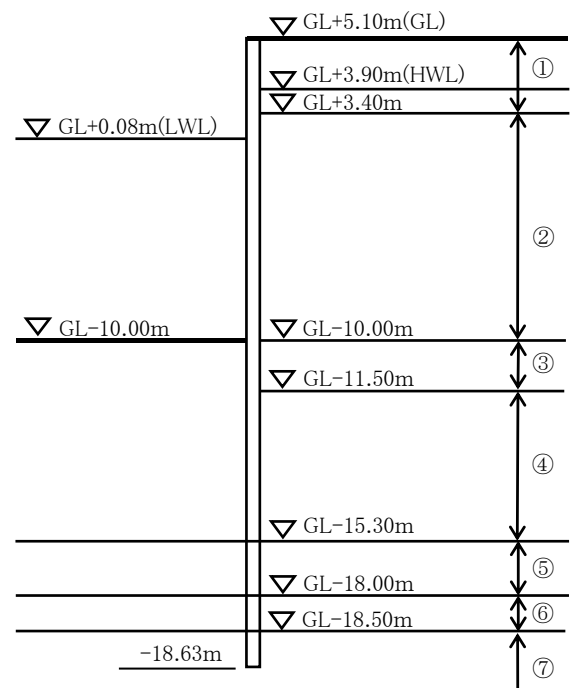
土層	性状	$\phi (^{\circ})$	$c (\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 (kN/m^3)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	1.7
②	裏込栗石	34.0	-	18.0	13.52
③	砂質土	35.0	-	18.0	0.5
④	砂質土	36.0	-	18.0	2.5
⑤	粘性土	-	-133.6+8.61z	15.6	2.38
⑥	粘性土	-	89.2	15.6	0.72
⑦	砂質土	38.0	-	18.0	1.4
⑧	砂質土	39.0	-	20.0	12.38
⑨	砂質土	34.0	-	18.0	2.8

- ・上載荷重 : 20.0 kN/m^2 (地震時は 10.0 kN/m^2)
- ・矢板 : SKY490 $\phi 1000$ -t14
- ・タイ材 : タイロッド HT690 $\phi 75$
- ・タイ材間隔 : 2.496m
- ・タイ材取付点 : +4.0m



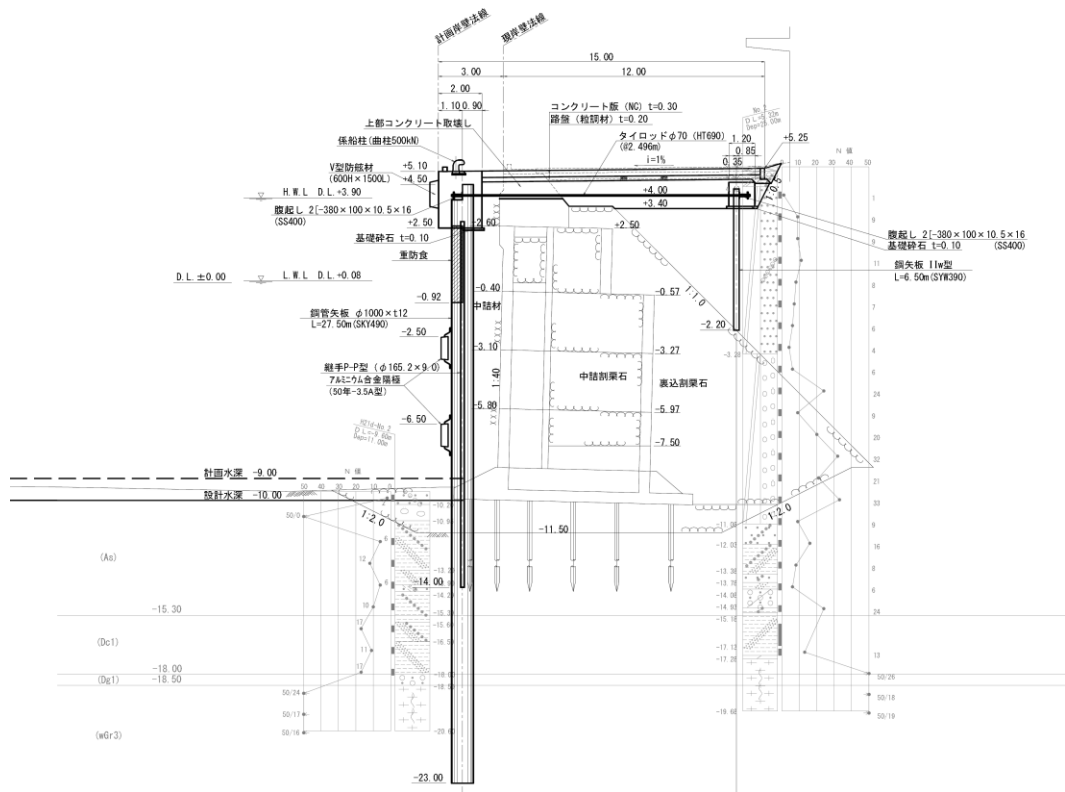
ケース 29

・土質条件



土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	1.7
②	裏込石	40.0	-	18.0	13.4
③	基礎捨石	40.0	-	18.0	1.5
④	砂質土	33.0	-	19.8	3.8
⑤	粘性土	-	79.3	17.9	2.7
⑥	砂質土	37.0	-	20.6	0.5
⑦	砂質土	39.0	-	20.5	11.5

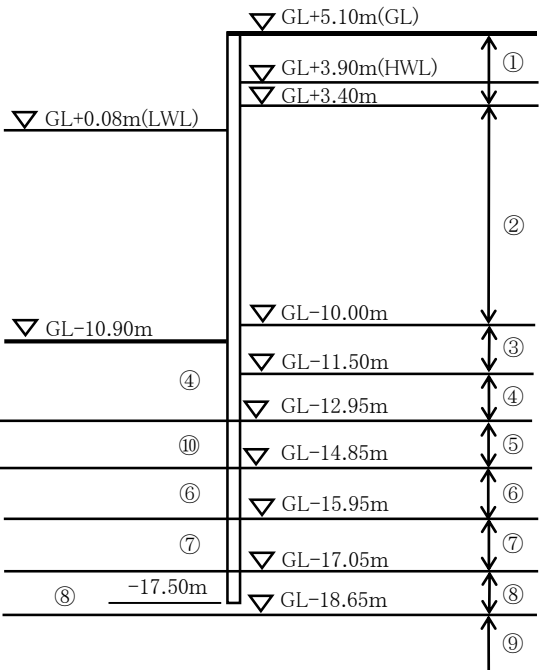
- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 ϕ 1000-t12
- ・タイ材 : タイロッド HT690 ϕ 70
- ・タイ材間隔 : 2.496m
- ・タイ材取付点 : +4.0m



ケース 31

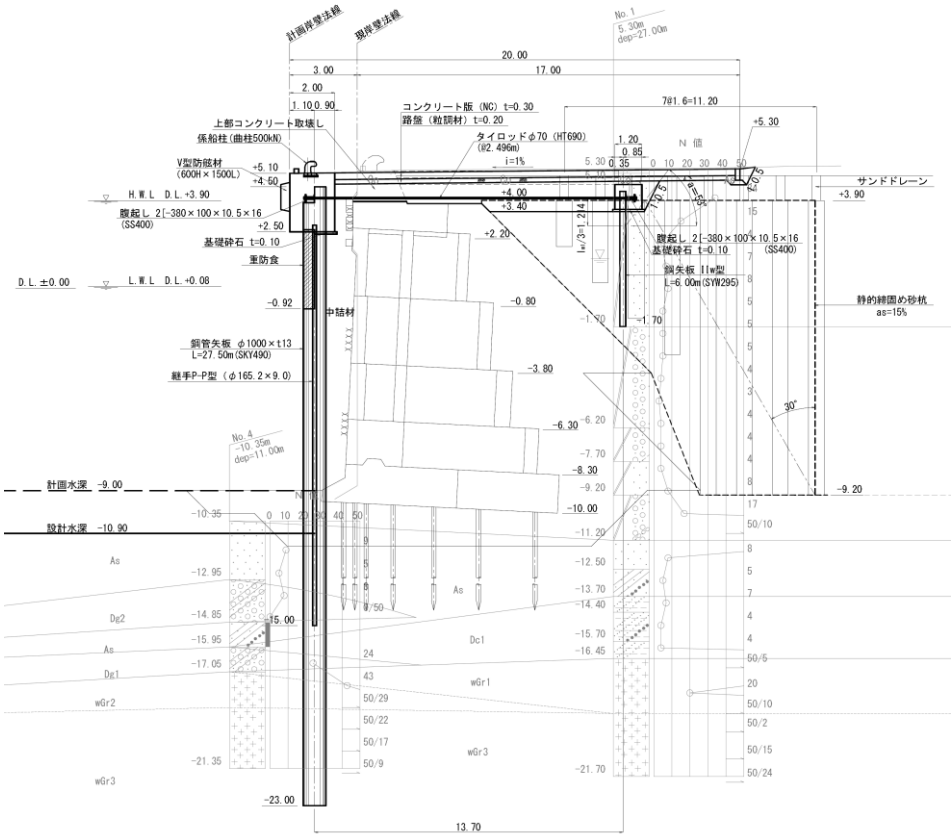
部地盤改良

・土質条件



土層	性状	ϕ (°)	c (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	層厚 (m)
①	砂質土	30.0	-	18.0	1.7
②	裏込石	40.0	-	18.0	13.4
③	基礎捨石	40.0	-	18.0	1.5
④	砂質土	33.0	-	19.8	1.45
⑤	砂質土	34.0	-	20.8	1.9
⑥	砂質土	33.0	-	19.8	1.1
⑦	砂質土	37.0	-	20.6	1.1
⑧	砂質土	38.0	-	21.7	1.6
⑨	砂質土	39.0	-	20.5	11.35
⑩	砂質土	39.0	-	22.8	1.9

- ・上載荷重 : 20.0kN/m² (地震時は10.0kN/m²)
- ・矢板 : SKY490 ϕ 1000-t13
- ・タイ材 : タイロッド HT690 ϕ 70
- ・タイ材間隔 : 2.496m
- ・タイ材取付点 : +4.0m

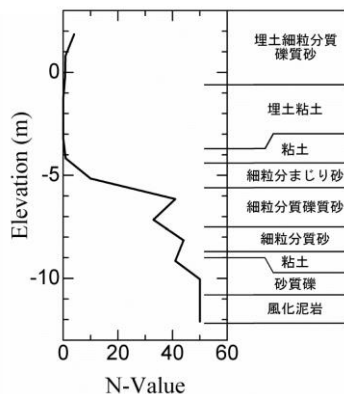


付録 G 施工時に実測が行われた事例

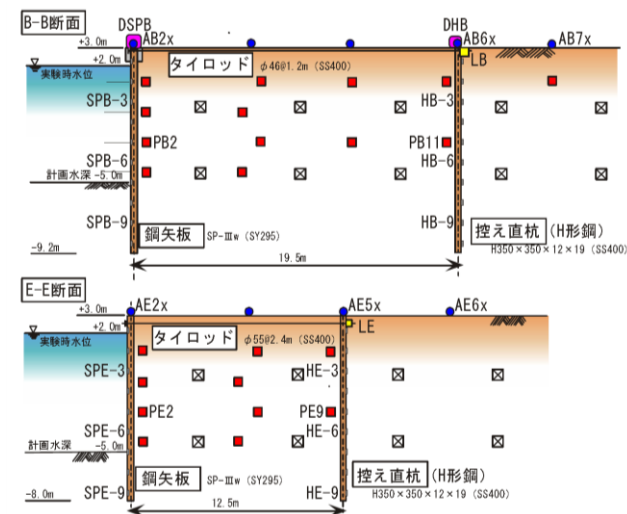
【事例 1：北海道十勝港人工地震による振動実験】

○概要

平成 13 年 11 月 13 日、北海道広尾町の十勝港埋立地において、(独)港湾空港技術研究所を始め日米 12 機関の共同研究としてエマルジョン爆薬の人工地震による「港湾・臨海部都市機能の耐震性向上に関する実物大実験」が行われた。矢板岸壁の地震時特性については、矢板と地盤・タイロッド・控杭と地盤の動的相互作用となることから、非常に複雑な安定機構となっている。耐震性の高い矢板構造物を経済的に建設するため、港湾空港技術研究所・(社)埋立浸濫協会・鋼管杭協会の 3 機関が協力し、地震時挙動の計測・データ解析・新しい耐震設計体系の構築のため基礎的資料を得ることを目的として本実験を実施した。計測は矢板の打設前から開始し、打設・前面掘削等に伴う発生ひずみから動的計測までを実施している。



付図 G-1 土層構成と N 値

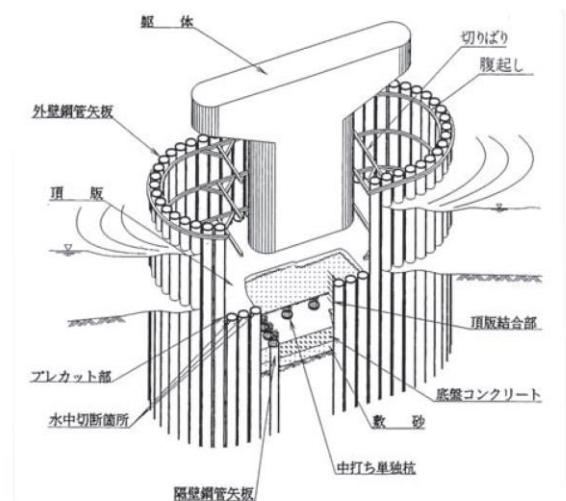


付図 G-2 実験断面図

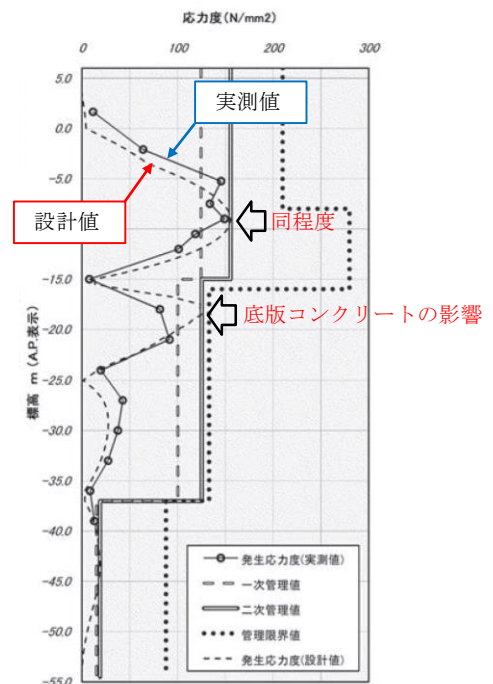
【事例 2：鋼管矢板基礎の計測施工 建設の施工企画 '10.4 日本建設機械化協会】

○概要

東京ゲートブリッジの橋梁基礎として仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎に対して、鋼管矢板の応力状況を把握しながら計測施工を行った事例である。ここでは、発生応力度に対して、設計値と実測値の差がほとんど見られていない。設計値と実測値が同じとなった事例である。



付図 G-3 仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎模型図

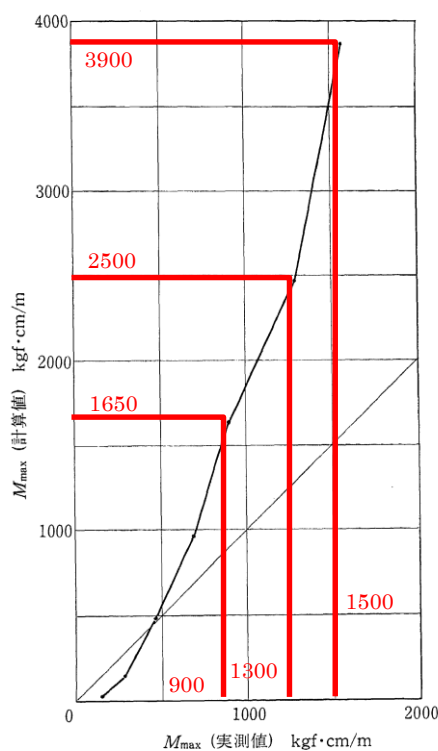


付図 G-4 鋼管矢板の応力分布

【事例 3：軟弱地盤における自立式鋼矢板壁の挙動に関する実験的研究 国土館大学工学部紀要 第 16 号（1983）】

○概要

自立矢板式鋼矢板について、港湾構造物設計基準（1968）で設計された断面を対象とし、最大曲げモーメントの設計値と実測値の比較検討を行っている。対象土層は、粘性土である。下図によると、実測値に比べ計算値が 1.8~2.6 倍大きく、土圧計算式が安全側の設計になっていることがわかった。

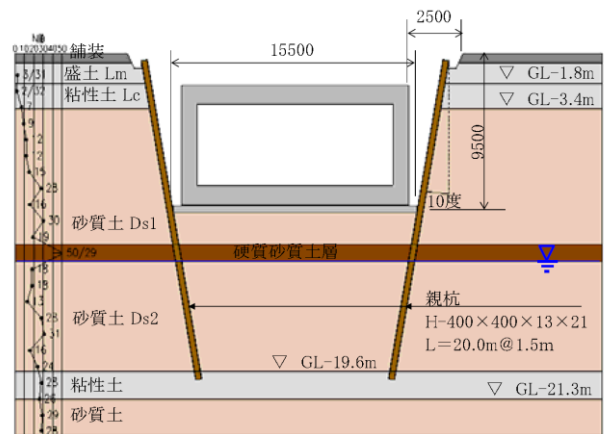


付図 G-5 最大曲げモーメント

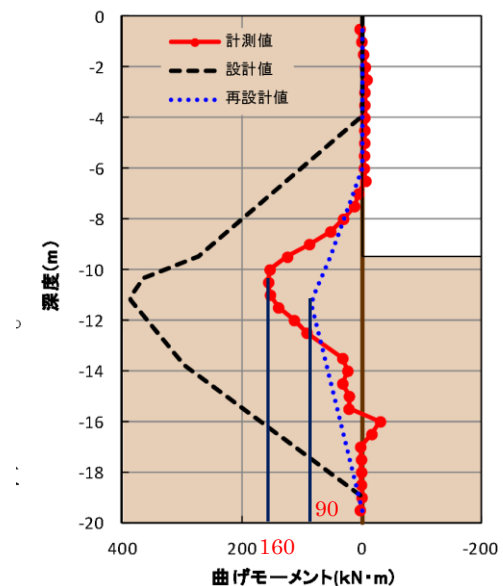
【事例 4：親杭横矢板形式による斜め自立土留めの設計および施工 地盤工学会 中部支部第 22 回調査設計施工技术報告会 平成 25 年 6 月】

○概要

本資料では、斜め自立土留壁工法（親杭横矢板）に対する曲げモーメントの設計値と実測値の計測結果がまとめられている。親杭の最大曲げモーメントは、実測値の方が設計値に比べ約 1.8 倍大きいことがわかった。



付図 G-6 断面図



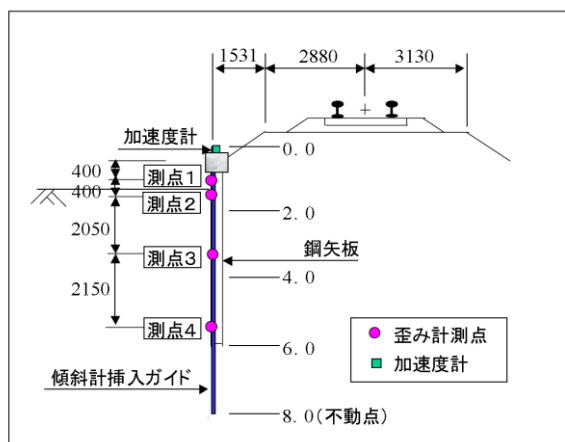
付図 G-7 親杭の曲げモーメント分布

【事例 5：鉄道本設土留に使用した鋼矢板土留壁の変形挙
動 土木学会第 57 回年次学術講演会 平成 14 年 9 月】

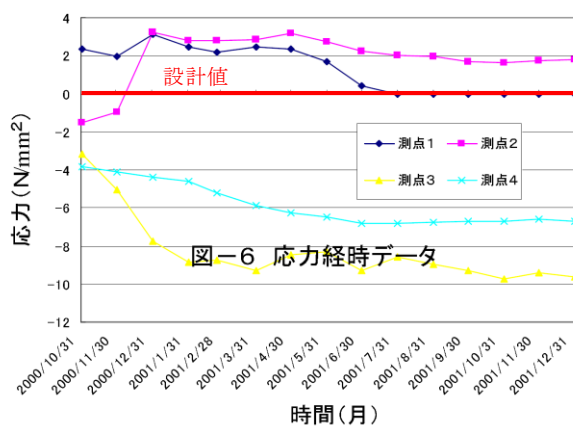
○概要

本資料は、鉄道構造物の本設土留に鋼矢板を使用した事例を基に、鋼矢板に発生する応力度に対して港湾基準（H11）による設計値と実測値を比較したものである。

これによると、静的計測の結果より、鋼矢板に作用する応力度は、設計曲げ応力度に対し小さい値となっていることがわかる。



付図 G-8 計測位置断面図



付図 G-9 応力の経時データ

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 901 March 2016

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019