

後方杭式水中ストラット工法による 標津漁港-4.0m耐震岸壁の設計・施工

THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF EARTHQUAKE PROOF BERTH BY "UNDER WATER STRUTTED STEEL STRUCTURE SYSTEM THAT HAVE THE PILES BEHIND THE WALL" AT SHIBETU FISHERY HARBOR

佐藤光一¹・林克恭²・工藤悟²・田中則男³・佐々木真哉⁴・服部和憲⁵
Koichi SATOH, Katuyasu HAYASHI, Satoru KUDO, Norio TANAKA, Shinya SASAKI, Kazunori HATTORI

¹正会員 新日本製鐵株式会社 北海道支店 (〒060-0002 札幌市中央区北2条西4丁目)

²正会員 株式会社アルファ水工コンサルタンツ (〒063-0629 札幌市西区発寒9条14丁目516)

³北海道 水産林務部 漁港漁村課 (〒060-8588 札幌市中央区北3条西6丁目)

⁴北海道釧路土木現業所 中標津出張所 (〒086-1045 標津郡中標津町東5条西6丁目)

⁵正会員 北海道稚内土木現業所 利尻出張所 (〒097-0401 利尻郡利尻町沓形字泉町68)

In recent years, several large-scale earthquake occurred in Japan. Many port structures and fishery harbor structures were damaged.

In the such social background, the -4.0m earthquake proof berth was designed and constructed at Shibetu fishery harbor. "Under water strutted steel structure system that have the piles behind the berth" was adopted for the structural model of the -4.0m earthquake proof berth. The adoption of this structural model is first in Japan.

This paper gave, "the design and construction of -4.0m earthquake Proof berth", "the details of this structural model adoption", "The technical characteristics of this structural model".

Key Words: Earthquake, earthquake proof berth, Under water strutted steel structure system

1. はじめに

我が国は地震の多発地帯に位置し、近年では平成5年釧路沖地震、平成6年北海道東方沖地震、そして平成7年兵庫県南部地震が記憶に新しい。現在、全国の港湾や漁港においては、このような大地震に遭遇したときにも十分な輸送機能を確保できるように、耐震岸壁の計画あるいは建設が推進されている。

このような中、北海道東部の標津漁港では、-4.0m耐震岸壁の建設が計画され、現在、施工が進められている。標津漁港-4.0m耐震岸壁の構造決定に際しては、各種工法に対するレベル2地震動を想定した断面設計と動的応答解析及び経済性や施工性に関する比較検討が行われ、「後方杭式水中ストラット工法」が選定されている。この構造形式の実構造物への設計・施工は我が国で初めてのことである。

本論文では、①標津漁港-4.0m耐震岸壁の設計・施工の内容を中心に、②本工法を採用した経緯と、③本工法の技術的特徴について述べる。

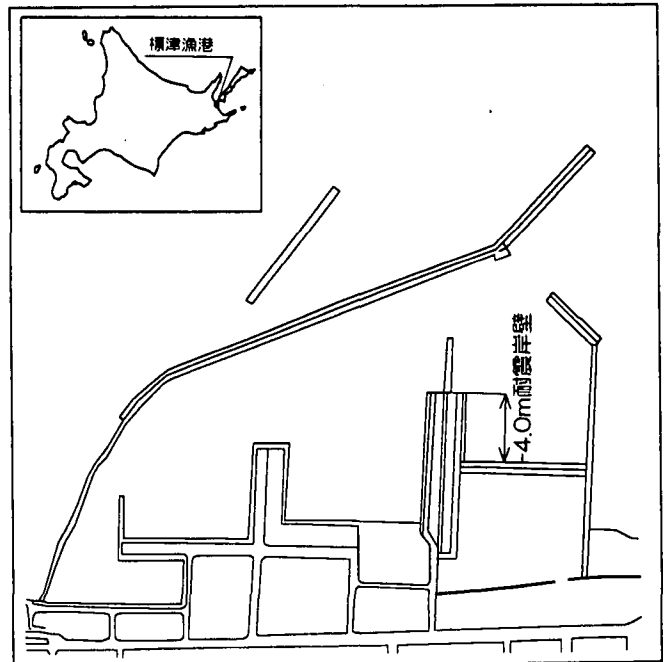


図-1 標津漁港平面図

2. 後方杭式水中ストラット工法の概要と特徴

(1) 後方杭式水中ストラット工法の概要

最近、運輸省により開発された水中ストラット工法は、鋼矢板や鋼管矢板からなる土留壁体の海側前方に鋼管杭や水中ストラット部材が配置されている。そして、土留壁体、前方鋼管杭及び水中ストラット部材の頭部は法線直角方向RC梁や法線方向RC梁により連結されている（この構造形式を前方杭式水中ストラット工法と称する、図-2参照）¹⁾²⁾。一方、今回、標津漁港-4.0m耐震岸壁に適用された後方杭式水中ストラット工法は、鋼管杭や水中ストラット部材が土留壁体背後の裏込土の中に埋設されている。そして、土留壁体、水中ストラット部材及び後方鋼管杭の頭部は法線直角方向に配置された鉄骨梁と連結されている。土留壁体及び後方鋼管杭の頭部は法線方向RC梁により連結されている（図-3）

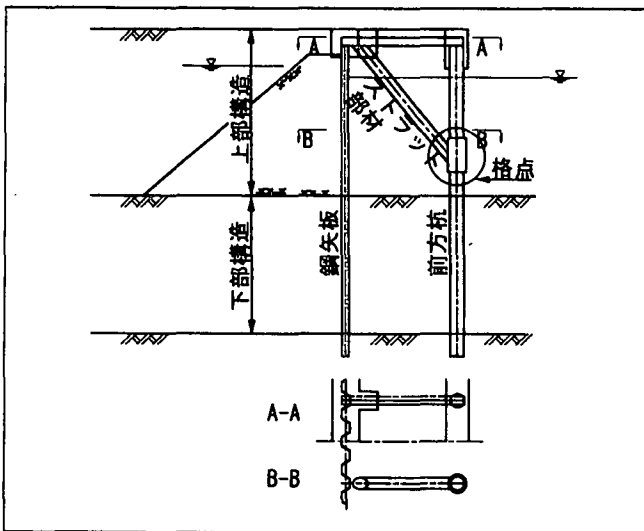


図-2 前方杭式水中ストラット工法の概念図

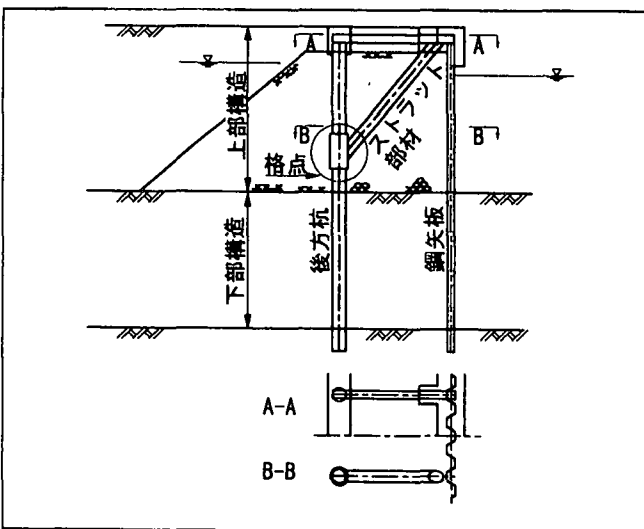


図-3 後方杭式水中ストラット工法の概念図

(2) 後方杭式水中ストラット工法の特徴

後方杭式水中ストラット工法は従来の前方杭式水中ストラット工法と比較して以下に示す特徴がある。

- ①土留壁体に作用する主働土圧等の水平外力により土留壁体には押込力が、また後方杭には引抜力が発生する。一方、水中ストラット部材にはその上部に存在する裏込土の重量が鉛直下向きに作用するため、水平外力により後方杭に発生する引抜力を緩和することができる。
- ②後方杭及び水中ストラット部材は裏込土の中に埋設されるため、腐食代による腐食対策が可能である。重防食や電気防食等の腐食対策を必要とするのは土留壁体の海側半面のみである。このため、腐食対策費用の縮減が可能となる。
- ③鉄筋コンクリート工は土留壁体及び後方杭の頭部を各々法線方向に連結するRC梁（笠コン）のみであり、法線直角方向のRC梁が省略（鉄骨梁のみを配置）されているため、施工が容易で施工期間を短縮でき、かつ建設コストを縮減できる。
- ④遊水室が存在しないため揚圧力が作用しない。反面、遊水室を活用して反射波対策機能を付与することができない。

3. 標津漁港における後方杭式水中ストラット工法の設計

(1) 常時、地震時（震度法）に対する設計

a) 常時、地震時（震度法の設計条件）

本岸壁の設計条件（地震時、震度法）を表-1に、地盤条件及び標準断面を図-4に示す。

表-1 設計条件

□ 諸元

計画水深 D.L-4.00
 設計水深 D.L-4.60
 天端高 C.H+2.20
 岸壁延長 100.0m

□ 利用条件

牽引力 245kN/ヶ所
 上載荷重 常時 9.8kN/m²
 地震時 4.9kN/m²

□ 自然条件

設計震度 空中震度 0.25
 水中震度 見かけの震度
 潮位 H.W.L +1.60
 L.W.L ±0.00
 残留水位 R.W.L ±1.10

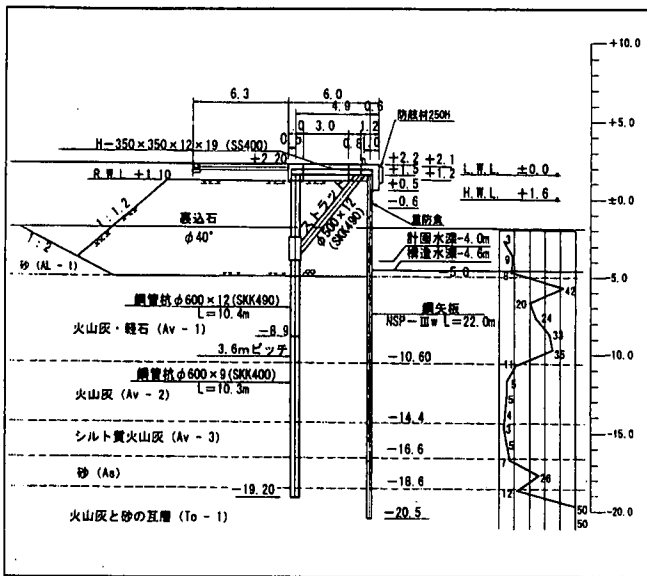


図-4 標津漁港-4.0m耐震岸壁標準断面図

b) 設計上の問題点と対策

後方杭式水中ストラット工法を設計する上でいくつかの問題点に対しては、下記に示す方法で対応している。その際、安全側の設計となるように配慮している。

①水中ストラット部材に作用する裏込土荷重

土留壁体背後の裏込土に発生する主動崩壊面は水中ストラット部材を横切る。これと類似の現象は斜め控え杭式鋼矢板壁においても発生する。

斜め控え杭と対応するのが水中ストラット部材及び格点を介して水中ストラット部材と結合された後方杭である。斜め控え杭式鋼矢板壁の設計法で最も大きな問題となっているのは、土留壁体と斜め控え杭が主動土圧をどのように分担しあうかということである。これについては、石黒ら³⁾、大島ら⁴⁾により荷重分担に関する提案がなされているが、設計法として確立されるには至っていない。土留壁体背後に発生する主動崩壊面との係わりからみると、後方杭式水中ストラット工法は斜め控え杭式鋼矢板壁よりもより複雑な関係にあると考えられ、石黒らの方法を準用することも困難である。本岸壁の設計では便法として次に示す方法を採用している。

- ・主動土圧は全て土留壁体に作用させる。
- ・水中ストラット部材には、その上に上載している裏込土の重量を鉛直下向きに作用させる。裏込土の鉛直荷重強度については、ジャケット式鋼製護岸設計指針(案)⁵⁾を参考にSpangle⁶⁾の方法により算定する。

②後方杭に対する仮想地盤面

土留壁体背後の裏込土に発生する主動崩壊面は後方杭の前面または後方杭を横切る(図-3)。仮想地盤面以深の後方杭を弾性床上の梁として設計しようとする場合、後方杭に対する仮想地盤面の設定が問題となる。そこで、本岸壁の設計では便法として次に示す方法を採用している。

- ・後方杭に対する仮想地盤面は土留壁体に対する仮

想地盤面(DL-4.60m)と同一とする。後方杭に対する地盤反力は仮想地盤面以深に作用するものとする。・後方杭の軸方向支持力の算定についても①で設定した仮想地盤面以深のみを考慮する。

c) 設計の基本

表-2に今回採用した後方杭式水中ストラット工法の設計の基本を示す。

表-2 設計の基本

① 断面力及び変形の算定:

上部構造(仮想地盤面以浅)と下部構造(仮想地盤面以深、杭基礎)を一体とした骨組構造として、断面力及び変形を算定する。

② 部材の支配方程式

上部構造の構成部材は通常の梁部材、下部構造の構成部材は弾性床上の梁部材としての支配方程式を採用する。

③ 主動土圧及び残留水圧の作用深度

土留壁体背後に作用させる主動土圧の作用深度は仮想地盤面まで、残留水圧の作用深度は土留壁体の下端までとする。

④ 格点の設計

格点の詳細設計はAPI-PR2Aに準拠する。

⑤ 水中ストラット部材に作用する裏込土荷重

前記b)①の通りとする。

⑥ 後方杭に対する仮想地盤面

前記b)②の通りとする。

⑦ 耐震設計

震度法により決定した断面に対して動的応答解析により安定性を照査する。

d) 設計結果

変形及び断面力の算定は変位法による骨組構造解析プログラムにより行っている。構造計算結果を表-3に示す。

表-3 構造計算結果

		常時	地震時
変位 [mm]	天端	9.77	23.71
	仮想地盤面 鋼管杭	7.56	15.72
	鋼矢板	4.74	8.96
支持力 [kN]	鋼管杭押込力	618.2	225.0
	<	<	<
	(933.9)	(1555.9)	
鋼矢板押込力	820.7	1194.4	
	<	<	
	(2219.0)	(3698.4)	
応力 度 比	鋼管杭	0.803	0.724
	鋼矢板	0.481	0.517
	ストラット部材	0.875	0.697
	H形鋼	0.809	0.701

※応力度の照査: 応力度比 (<1.0)

() 内数値: 許容値

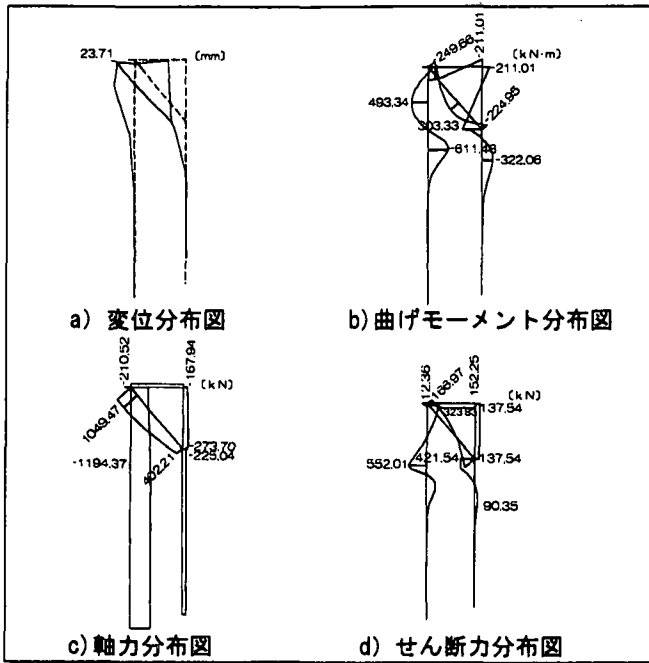


図-5 変位分布図及び断面力分布図 (地震時)

表-4 格点の設計結果

	常時	地震時
付着応力度 [kN/m ²]	188.3 (<687.5)	26.9 (<932.0)
パンチングシャー [曲げ] [軸力+曲げ]	0.75<(1.0)	0.20<(1.0) 0.61<(1.0)

※ () 内数値 : 許容値

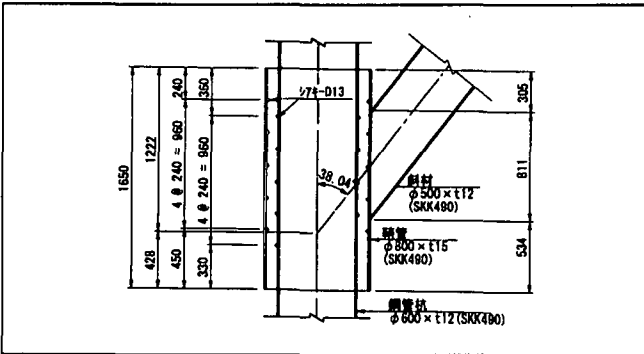


図-6 格点構造仕様

e) その他の設計

標津漁港の耐震岸壁の構造決定に際しては、「後方杭式水中ストラット工法」の他に、重力式構造として「コンクリート単塊式混成堤」、矢板式構造として「タイロッド式矢板工法」、その他の構造として「前方杭式水中ストラット工法」の断面設計を行い、比較検討した。設計基準は、基本的には「漁港の技術指針」⁷⁾を適用している。なお、「後方杭式水中ストラット工法」も含め、全ての構造の断面設計の際には、ハンドブック⁸⁾で述べられている液状化対策範囲に対し、経済的に最も安価となる割石を用いた置換工法による液状化対策を行うことを前提

とした。

以上に述べた対象構造に対し、設計震度 $K=0.25$ を用いて設計を行っている。各構造別に概算工事費の算定結果を安価な順に並べると、「後方杭式水中ストラット工法」、「コンクリート単塊式混成堤」、「タイロッド式矢板工法」、「前方杭式水中ストラット工法」の順となった。しかし、概算工事費の算定結果は僅差であり、最も安価な「後方杭式水中ストラット工法」と最も高価な「前方杭式水中ストラット工法」の価格比は0.85である。このため、各構造の優位差を明らかにするために、上記の構造全てについて動的応答解析を実施した。

(2) 動的応答解析による検討

a) 動的応答解析のための設計条件

本検討の動的応答解析には、運輸省港湾技術研究所において開発された有限要素法を用いた有効応力解析プログラム「FLIP (Ver. 3.3)」を用いた。

「FLIP」は、せん断に関する応力-ひずみ関係については、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとして、これらのせん断面に対するモデルを、過剰間隙水圧の発生については、塑性せん断仕事の関数として与えるモデルをそれぞれ構成則として取り入れている⁹⁾。

この「FLIP」を用いて動的応答解析を行う場合、砂の動的変形特性を示す4つのパラメータ (せん断弾性係数 G_{ma} 、体積弾性係数 K_{ma} 、内部摩擦角 ϕ_f 、履歴減衰の上限値 h_{max}) と液状化特性を示す6つのパラメータ (変相角 ϕ_p 、液状化特性全体を規定するパラメータ w_1 、液状化特性の前半を規定するパラメータ p_1 、液状化の後半を規定するパラメータ p_2 、液状化発生の下限値を規定するパラメータ c_1 、液状化の終局状態を規定するパラメータ S_1) を設定する必要がある。これらのパラメータを設定するためには、PS検層、繰り返し三軸試験等の詳細な試験が必要となる。しかし、本検討を行うための既知データは、標準貫入試験による N 値である。このため、文献¹⁰⁾で示されたモデルパラメータの簡易設定法を基本としてパラメータを設定した。

次に、実際に設定したパラメータの妥当性を確認するために、今回設計を行った-4.0m耐震岸壁の背後に位置する既設-4.0m岸壁 (タイロッド式矢板工法) について、「平成6年北海道東方沖地震」の被害状況をもとにした変形解析を行った。この変形解析では、液状化の対象範囲を盛土 (Ba) と上層の砂層 (A1-1) とし、また、せん断弾性係数を補正し $G_{ma}=6301N^{0.66}$ (kN/m²) とすることにより被災状況と整合性の取れた解析結果が得られている¹¹⁾。なお、現地の土層には、中間土である火山灰も見られるが、変形解析の結果が実際の被害状況と良く一致していたため、この火山灰の動的特性値についても、以上に述べたせん断弾性係数の補正式に包括されていると解釈している。

動的応答解析に用いた入力地震動については、地域防災計画で定められた想定地震「北海道東部地震

(M8.25)の断層パラメータをもとに標津漁港地点の最大基盤加速度を求め(Acor=372Gal),地震のマグニチュードと断層面距離の関係から対象地震はプレート境界型地震と判断し,地震波形については,八戸波(S-252 NS Base)と大船渡波(S-1210 E41S)を用いることとした。

b)解析上の仮定

動的応答解析に用いた「FLIP (Ver3.3)」は,解析上の仮定として①間隙水の排水が考慮されない,②矢板等の構造部材のモデル化には線形要素を使用しているため降伏点以降の非線形な挙動は基本的に評価できない,③変形に応じた荷重の再計算を行わない,④二次元解析の特性上,杭の取り扱いが難しい等が挙げられる。今回,動的応答解析の対象とした構造形式は,「後方杭式水中ストラット工法」,「コンクリート単塊式混成堤」,「タイロッド式矢板工法」,「前方杭式水中ストラット工法」であるが,以上の解析上の仮定に対し,①については前述の「平成6年北海道東方沖地震」の被害状況をもとにした既設-4.0m岸壁(タイロッド式矢板工法)の変形解析結果により,現実に合った残留変形量を得ることが可能であると考えられること,②については構造部材に発生する残留変形時の応力について降伏点を超える応力が発生していないこと,③については①と同様の理由により,さらに④については文献¹²⁾における直杭式横棧橋に対する適用例に準拠していることから「FLIP」の適用が可能と判断した。

c)解析結果の評価

解析結果は,「漁港の技術指針」⁷⁾に記述されている「構造上の観点から見た係船岸のはらみ出し量およびエプロンの最大沈下量の参考値」および「使用上の観点から見た変形照査の参考値」を指標値とし,これらの指標値との比較により各構造について評価を行った。なお,以上の参考値は,表-5,表-6に示すとおりで,「後方杭式水中ストラット工法」と「前方杭式水中ストラット工法」については,土圧の受圧面が矢板壁であることから,表-5の矢板式係船岸の値を適用した。

表-5 構造上の観点から見た係船岸のはらみ出し量およびエプロンの最大沈下量の参考値

	最大はらみ出し量, エプロンの最大沈下量	
	重力式係船岸	矢板式係船岸
水深(m)	-7.5~-2.5	
変形量(cm)	50	30

表-6 使用上の観点から見た変形照査の参考

構造物	項目	変形量
構造物本体	沈下量	25cm
	傾斜角	3度
	法線の出入り	25cm
エプロン	沈下量	30cm
	傾斜角	3度

以上の指標値に対し,解析結果を表-7に示す。なお,表-7に示した値は,変形量が卓越する八戸波に対する値である。表-7に示すとおり,動的応答解析の結果として残留変形量について見た場合,全ての構造が指標値を満足する結果となり,各構造間において耐震性能に対し特に優劣は認められなかった。結果として,標津漁港の-4.0m耐震岸壁については,震度法(設計震度K=0.25)で設計した構造断面について,比較対象とした全ての構造は残留変形量の安全指標を満足し,レベル2地震動に対し安全性が確保できるものと判断される。なお,3.(1)e)で述べたように液状化対策として割石による置換工法を採用したことで動的応答解析においても液状化の影響は殆ど発生していないとともに,「後方杭式水中ストラット工法」,「タイロッド式矢板工法」,「前方杭式水中ストラット工法」のモデル化した各構造部材の残留変形時における発生応力度は,全て降伏点を下回る結果となっている。

表-7 動的応答解析による各構造の残留変形量

入力地震動:八戸波

工法	指標値	工法	工法	工法	工法	
		①※	②※	③※	④※	
構造上の観点	最大はらみ出し量(cm)	50又は30	12	9	15	9
	エプロン最大沈下量(cm)	50又は30	10	8	13	8
使用上の観点①(構造本体)	沈下量(cm)	25	3	6	1	1
	傾斜角(度)	3	1.0	0.8	1.3	0.8
	法線出入(cm)	25	12	9	15	9
使用上の観点②(エプロン)	沈下量(cm)	30	10	8	13	8
	傾斜角(度)	3	0.7	0.2	1.1	0.7

※工法①:後方杭式水中ストラット工法,工法②:コンクリート単塊式混成堤,工法③:タイロッド式矢板工法,工法④:前方杭式水中ストラット工法

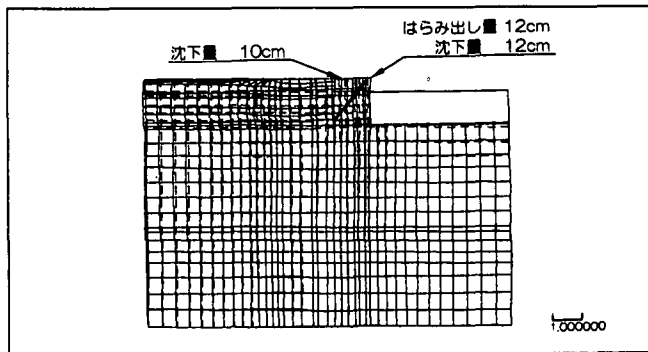


図-7 後方杭式水中ストラット工法の残留変形図

4. 標津漁港における後方杭式水中ストラット工法の施工

(1) 施工フロー

図-8に主な工種の施工フローを示す。

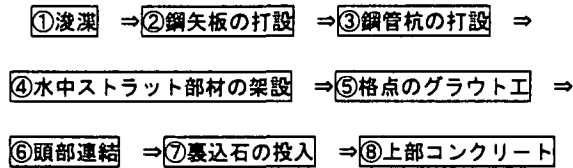


図-8 後方杭式水中ストラット工法の施工フロー

(2) 施工概要

①浚渫：グラブ浚渫船により海底地盤（-1.9m）を所定深度（-4.0m）まで浚渫した。

②鋼矢板の打設：広幅鋼矢板（SP-Ⅲw, 22.0m）は90kwのバイプロハンマーにより所定深度まで打設した。施工能率は1日当たり約8枚であった。

③鋼管杭の打設：鋼管杭（φ600×12/9t, 20.7m）は、90kwのバイプロハンマーにより所定深度まで打設した。施工能率は1日当たり約6本であった。

④水中ストラット部材の架設：工場で製作した水中ストラット部材は、陸上輸送の都合上、パーツ（『鞘管+斜材』、『上方水平梁材（H形鋼）』、『仮設支保部材』、『グラウト配管部材』）に分割した状態で現地に搬入した。パーツの組立は架設現場近くのヤードで実施した。ヤード面積の制約から1日当たり約7セットを組み立てた。水中ストラット部材（重量：約2.7tf/セット）の架設はクローラークレーンにより行った。1日当たり約7セットを架設した。

⑤格点のグラウト工：格点へのグラウト充填は水中ストラット部材の斜材に沿って配置されたグラウト用配管を利用して海上部よりポンプ車により行った。グラウト材には表-8に示す配合のモルタルを使用した。1格点当たりの正味の充填量は約0.3m³であり、1日当たり約7格点を充填した。

表-8 格点の充填モルタルの配合

水・セメント比 W/C[%]	水 W	早強セメント C	砂 S	水中不 分離性 混和剤	流動化 剤 [l]	スラング α- [cm]
40	2452	6141	12282	18.6	10~15	55±5

⑥頭部結構：水中ストラット部材の斜材頭部と鋼矢板の頭部にせん断補強プレート等を溶接し互いに結合した。

⑦裏込石の投入：裏込石の投入は水中ストラット部材に損傷を与えないように注意深く行った。

⑧上部コンクリート工：鋼矢板の頭部や鋼管杭の頭部を法線方向に連結するRC梁の施工は、タイロッド式鋼矢板壁の笠コンを施工する要領で実施した。

5. さいごに

後方杭式水中ストラット工法の実構造物への適用は今回の工事が初めてであったため、設計上の未解明事項については安全側と考えられる仮定を設けて設計を行った。土留壁体と裏込土の中に配置される水中ストラット部材等との荷重の分担割合、後方杭に対する仮想地盤面の設定は構造物と地盤との相互作用の問題であるため、斜め控え杭式鋼矢板壁の設計法の改良も踏まえ実験的研究を主体に解決を図るべきものと考えられる。

動的応答解析については、「平成6年北海道東方沖地震」の際に実際に被災を受けた岸壁について再現計算を行うことにより、少ない土質データにおいても解析条件の検証を行うことが可能であったが、一般的には詳細な土質調査結果をもとに検討を行うことが望まれる。

参考文献

- 1) 得永道彦, 関野高志, 高橋邦夫, 清宮理, 塩見正樹, 佐藤光一, 白井博己: 釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁について, 海洋開発論文集, 第8巻, pp. 355 - 360, 1992.
- 2) 高橋邦夫, 清宮理, 佐藤光一: 水中ストラット式構造物の実大規模構造体水平載荷試験について, 海洋開発論文集, 第9巻, pp. 367 - 372, 1993.
- 3) 石黒健, 高橋邦夫: 横荷重を受ける杭と矢板の縦梁解法, 山海堂, 1992.
- 4) 大島実, 杉山道彦: 斜控杭式矢板壁の設計法について, 土と基礎, 13-3, March 1965.
- 5) 鋼製護岸研究委員会, (社)日本港湾協会: ジャケット式鋼製護岸設計指針(案), 1948.
- 6) M. G. Spangle: Underground Conduits-Appraisal Modern Reserch-Trans, A. S. C. E., 1948.
- 7) 水産庁監修, (社)全国漁港協会: 漁港の技術指針, 1999
- 8) 運輸省港湾局監修, (財)沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック(改定版), 1997
- 9) 井合 進, 松永康男, 亀岡都知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティの地震による被害から計画地点の土質条件を設定モデル, 港湾技術研究所報告, 第29巻 第4号, pp. 27-56, 1990
- 10) 森田年一, 井合 進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料, No. 869, 1997.
- 11) 神原一雄, 田中則男, 服部和憲, 林克恭, 鈴木将之: 北海道東方沖地震により被害を受けた漁港岸壁の変形解析, 海洋開発論文集, 第15巻, pp. 261~266, 1999.
- 12) 南兼一郎, 高橋邦夫, 園山哲夫, 横田 弘, 川端規之, 関口宏二, 辰見ター: 神戸港における横棧橋の被害調査と動的相互作用解析, 第24回地震工学研究会発表会, 土木学会地震工学委員会, pp. 693~696, 1997.