

土と基礎に関する構造物の挙動

3. 軟弱地盤における護岸の挙動と実測例

 \mathbf{z}_{λ} \mathbf{x}_{0} \mathbf{x}_{0} \mathbf{z}_{0} \mathbf{z}_{0}

3.1 はじめに

今日までにわが国において施工されてきた護岸の延長は 膨大なものであり,破壊例もかなりの数にのぼっているは ずである。さらに最近は埋め立てられたあとなどの軟弱地 盤に護岸を建設する場合も多く,その規模も大きいため多 くの問題を抱えているものに遭遇する。破壊した場合など はその性状が複雑で,原因は握がなかなかむずかしい。破 壊にまで至らない場合でも,完成後かなり長期間にわたり 変位・変形が進行し,なんらかの補強を余儀なくされたり, 完成の時期が遅れてしまうような場合も見受けられる。

一方,護岸の設計法についての標準化は進んでいるもの の,埋立てによる軟弱地盤の場合は標準設計と最適設計が 必ずしも一致するとは限らない。安全すぎる設計になって はいないか,あるいは危険な設計ではないかなどと常に悩 みがつきまとう。それに対処するため,施工中から必要に 応じては完成後まで,護岸構造そのものおよびその周辺地 盤の挙動を現場計測により経時的にとらえて,すみやかに 設計・施工・維持管理に反映,役立たせる方法が必要であ り,以下,それらについて筆者らの実測例を中心に述べて みよう。

3.2 護岸の設計の考え方

設計の一般的な考え方については参考書¹⁾に譲るとして, ここでは筆者らの経験した実施例について紹介する。

3.2.1 実施場所

岡山県倉敷市の水島臨海工業地帯の一角で図-3.1 にそ の位置を示す。水島地区は瀬戸内海に面し高粱川の河口部 にあって水島灘に面している。その中に約 1,100 万m² の 広大な土地を埋め立てて一貫製鉄所が建設されている。

3.2.2 自然条件

(1) 地盤構成と土質

水島の地盤は全体的にみて大きな変化はなく,基盤層は 比較的浅く M.P.(水島港基準面)-13m~-18m 程度で, 北から南へ向かってゆるやかな傾斜になっている。この基

掛長

* 川崎製鉄(株)エンジニアリングセンター建設開発部課長



図-3.1 水島製鉄所とボーリング位置



図-3.2 土質柱状図

盤層は洪積性の砂レキ層でN値は50以上になっており,層 厚は50~100m 程度である。ところどころ,レンズ状にN 値30~40の砂層が介在しているが,全体からみると問題に はならない。その基盤層の上は4m 程度の層厚の洪積性の

請座

粘土層がおおっているが、これは南部ではみられないところもある。さらにそれらの上に高粱川から運ばれてきたチュウ積性の粘性土がタイ積しており、この上面が埋立て以前の旧海底地盤面になっている。その上に近くの海底からシュンセツにより土地造成を行なった。図一3.2 は上記図一3.1 の標準的な土質柱状図(④点)と、今回説明しようとしている護岸の位置の土質柱状図(⑧点)を記したものである。

(2) 気象および海象

護岸の施工にあたり気象および海象の影響が大きいこと は言うまでもない。したがって今回の設計に際しては特に 海象の影響を考慮した構造の採択にもつながったほどであ る。

3.2.3 設計の方針

かなりの広範囲におよび,かつ自然条件の異なるところ に護岸をつくる場合,そのタイプは必ずしも一種類に限ら れることなく,いろいろなものがあって当然であろう。護 岸のタイプを決めるには,つぎに示すような条件を考慮し なければならない。なおそれらの条件を考慮して設計した いくつかのタイプを総合判断した結果,最終的なタイプを 決定することになる。このような設計上考慮すべき判断基 準となる条件とは

- (1) 自然条件(気象・海象・土質)
- (2) 護岸規模(前面水深・天端高さ・背面上載荷重)
- (3) 工 期(使用開始時期など)
- (4) 重要度(本護岸か仮護岸か耐震構造かなど)
- (5) 周辺の条件(たとえば,すでに旧護岸や障害物がある場合など)
- (6) 新しい護岸構造の開発 などである。

(1)の自然条件のうち土質は特に重要で,在来地盤の高さお よび荷重履歴など特に注意を要するものが多い。(6)の新し い護岸構造の開発なども心がけておくべきものと思われる。 っづいて総合判断とは

- (1) 経済的であること(通常延長が長い)
- (2) 安定性のよい構造であること
- (3) 施工が簡易であること
- (4) 維持管理が容易であること

などを判断することである。

3.2.4 設計

3.2.3 設計の方針に基づいて設計した結果を水島製鉄所 を例にとって護岸のタイプ別に表わしたものが表-3.1 で ある。護岸のタイプそれぞれについて紙数の都合で詳しく 述べることができないので,今回はそれらを代表して二重 矢板式護岸²⁾の実例について述べることにする。

二重矢板式護岸の設計にあたって考えた条件は, ③高梁川沿いの護岸と比べて風波が小さく気象海象条件に 恵まれている ①在来の海底地盤は比較的よく,埋立てに も良質の砂を持ってこれる ②在来の海底地盤高が比較的

表-3.1 水島製鉄所におけるタイプ別護岸および岸壁護岸一覧表

構造名称	延 長 (m)	設計水深M•P(m)
Hブロック護岸	1, 838	+ 2.0~- 1.5
鋼管矢板組グイ式護岸岸壁	1 , 8 10	- 3.0~-18.0
鋼矢板組グイ式護岸	2, 613	$+ 2.1 \sim - 2.8$
控え矢板式護岸	10, 152	+ 1.0~- 7.0
二重矢板式護岸	1, 072	- 5.0
鋼管矢板ウエル岸壁	889	-11.5
タナ式岸壁	3, 311	$+ 0.7 \sim -18.0$
自立式鋼管矢板護岸	164	- 1.5
捨石護岸	155	- 3.0~- 7.0
計	22,007	





深い ④背面が道路用地で重量物が通行する⑥背面にはコ ルゲートルセによる旧護岸があるが,護岸法線との距離が 大きい,などであり,さらに経済性と施工性を優先して総 合判断した結果,図-3.3 に示すような護岸タイプとなっ た。

土と基礎, 24-6 (220)

なおそのときの設計手順は図-3.4 に示すとおりで設計 計算方法,安全率などについてはすべて港湾構造物設計基 準¹¹に準拠した。 鋼矢板の根入れ長は Free-Earth-Support 法により決め,かつ沈下防止のために支持層に根入れする ことを原則とした。控え矢板についても5枚に1枚の割合 で長くして支持層に根入れした。

ところがこの護岸の設計・施工段階において

- (1) 設計土圧と実際の土圧との差異
- (2) 鋼矢板継手部のずれによる断面剛性への影響

(3) タイブルに作用する張力が施工の順序により変わってくるのではないか などの未解明な問題があったため、これらの解明のために各種の計測を行なうことにした。それらについて以下に述べる。

3.3 施工中の挙動の計測方法について

表-3.1 に示した種々なタイプの護岸についてそれぞれ いろいろな計測を実施しているのであるが、ここでは二重 矢板式護岸についてのみ詳述することにする。

3.3.1 計測の主な目的

すでに述べたとおり完全な設計法が確立されていない現 状では、実際に施工しながら各種の計測を行なうことによ り、構造物の全体的な挙動および矢板・タイロッドなど主 要な構造部材の応力・変形状況をキャッチし、できる限り 早い時期に設計にフィードバックさせる必要がある。この 二重矢板式護岸の場合では当初設計の時点から以下にあげ るような問題点が痛感されていた。すなわち

(1) 設計時の主働土圧および受働土圧と実際の土圧の差がどの程度なのか

(2) 鋼矢板の変形および発生応力がどの程度のものになるのか さらには鋼矢板継手部のズレによる断面性能への 影響があるのかどうか

(3) タイブルの張力が施工時および完成後においてどの ように変わるのかなどである。これらの問題点の解明を通 じて構造物の経済性および安全施工(=情報化施工)を行 なうことを計測の主な目的とした。

3.3.2 計器とその取付け位置および取付け方法

各種使用計器を一覧表にしたものが表-3.2で,それらの取付け位置を示したものが図-3.5である。以下それらについて詳述する。

(1) 土圧計・間ゲキ水圧計

土圧計の受圧板と鋼矢板の表面が「つらいち」になるよ うに仕上げた。これをインジケーターで土圧の発生状況を チェックしながら、鋼矢板をバイブロハンマーにて打ち込 んで設置した。なお設置時に受働土圧を受けて初期値が大 きくなり過ぎないようにするため、同一状態に製作したダ ミーの鋼矢板を事前に設置、引抜きしたあとに打ち込んだ。 (2) 鋼矢板応力計

June, 1976

表-3.2 二重矢板式護岸に使用した計測器仕様一覧表

測定項目	測定計器	取付け場所	数量
全土圧	差動トランス型 土 圧 計	前面矢板の海側と陸側, 控え海 側	21個
間ゲキ水圧	差動トランス型 間ゲキ水圧計	"	21 //
曲げ応力	差動トランス型 ひずみ計	前面矢板2枚、控え1枚	26 //
タイブル張力	センターホール ロ ー ド セ ル	タイブル2本の両端	4″
潮 位	差動トランス型 水 圧 計	前面矢板海側	1″
水平変位	ローラー型 傾斜計	ヒズミ計取付け矢板前側,陸側 各1個所	2個所



図-3.5 計測器取付け位置

鋼矢板の内側に取り付け少しでも設置時の外圧を避ける と同時に鋼板(9mm厚)にて計器を保護した。なお設置 方法は土圧計と同じ方法をとった。

(3) 傾斜計

鋼矢板に 75mm×75mm のガイド用の角形ステンレス パイプを事前に取り付けておき,必要なときにローラー式 スライド型傾斜計をそう入しながら1m ピッチに傾斜角を 往復計測した。なおそれらの値を積分して鋼矢板の変形を 求める際,いちばん下の測定結果を固定点であるとし,頭 部の変位の初期値はタイブルのプレテンション後の値とし た。

(4) タイブル張力

計器内部に差動トランス型ヒズミ計3個を内蔵したセン ターホールロードセル(容量 260 t)を,鋼矢板との取り 付け部付近に取り付けた。なお耐水性構造で長期計測に耐 えられるよう特に配慮した。

(5) 潮位計

波浪の影響を受けないような構造にした。上記の計測に あたって,傾斜計を除いてはすべて自動的にデジタル量に てプリントアウトするものとし,オートスキャニング方式

第 座

の自動計測システム³⁾を採用した。

3.3.3 施工順序

構造物の施工順序は 図-3.3において,(1)海側鋼矢板打 込み(2)陸側鋼矢板打込み(3)タイブル受台用クイの打 込み(4)タイブル設置(5)土砂の埋立て(6)胸壁コンクリ ート打設,の順である。なお土砂の埋立てについては①~ ⑧の順に行なわれた。鋼矢板壁内は海上から①~⑤まで投 入し,これを通路として背面に鉱さいを⑤~⑦の順に埋め 立てた。この①~⑧を一つの作業の区切りと考え,それぞ れの状態における各種計測の結果を考えてみることにする。

3.3.4 計測結果と考察

前述のように計測の結果については, 図-3.3に基づき 土砂の埋立て順序①~⑧に区切って表わした。

(1) 土圧および間ゲキ水圧について

図-3.6 は(有効土圧=全土圧一間ゲキ水圧)として両 鋼矢板の断面に対応させて示したものである。これよりわ かることは,(i)前面鋼矢板陸側の有効主働土圧は,深さと ともに増大するというような傾向を示していない。(i)前面 鋼矢板海側の有効受働土圧は鋼矢板の変形量に比例して増 大するような傾向がみられ,受働土圧の発生のメカニズム を鮮明に打ちだしている。なお受働側で変形の最大になっ ている海底面に近い所でも,なお弾性限界内を保っている のが⑤~⑦の状態からもわかる。この変形がさらに大きく なると上部から順次弾性限界を越えていくものと思われる。 (i)背面鋼矢板は当初前面鋼矢板の陸側と同じ傾向を示して いたが,海側への変形が大きくなるにつれて海側鋼矢板の 受働土圧とほとんど同じ傾向を示しはじめた。

(2) 鋼矢板に発生する曲げ応力について

鋼矢板に発生する曲げ応力を示したものが図-3.7 であ る。これは図-3.3 の①~⑧に対し非常に敏感に反応して おりつぎのことがいえる。(i)前面鋼矢板の応力は正負がほ とんど対称になっており,軸力が作用していないことを示 すと同時に計測の正確さも示している。(i)埋立ての進行に 伴い鋼矢板に発生する応力のゼロ点レベルが若干上昇する 傾向にある。(i)背面鋼矢板については図-3.3 において, 二重鋼矢板内の①~⑥の埋立て中は前面鋼矢板と同じ傾向 を示しているが,背面の埋戻し⑦のときは応力が減少して いる。なお⑧についても同様の傾向を示しているのは⑧の 土砂を埋め立てたためよりも,図-3.3 からもわかるよう に放置期間が長かったために,⑦の影響を引き続き経時的 に受けていたためと思われる。(i)鋼矢板が埋立ての影響を 受けやすいのは,両鋼矢板とも①~③など埋立て量の大き いときよりも,④~⑥などのように量は少なくともレベル の喜い位置の埋立て時のほうが大きいことがわかる。これ

の高い位置の埋立て時のほうが大きいことがわかる。これ は変形を起こすための荷重の大きさ,作用位置などの影響 が大きいためであろう。

(3) 鋼矢板の変形について

鋼矢板の変形を①~⑧の段階に基づいて表わしたものが

当初設計值-M.P. ± v+2.000 ① ~ m000. 20-3 4 ④ ◊--0 560m **(5)** .500m=7. 6 7 5@1 ①~⑦は図-3.3による Ē m 000m 眯 有効受働土圧(t/m²) .500m @ 2.500 有効主働土圧(t/m²) 有効受働土圧 (t/m²) 図-3.6 二重鋼矢板の有効土圧分布 背面矢板応力(kg/cm²) 前面矢板応力 (kg/cm²) 0 -1000 1000 500 -500<u>-15</u>00 -500<u>500</u> +4+2) ±0 É (W.P.) 当初設計値 。 夏 御 8 ە (1) -0 <u>②</u>ь <u>عه (</u>3) --10-0 (4) ◊ 12 6 ➡ (完成時) -14 ①~⑧は図-3.3による -16

図-3.7 二重鋼矢板の曲げ応力分布

図-3.8 である。これよりつぎのような考察がなされる。 (i)両鋼矢板とも中間部は外側にたわみ,頭部は内側に回転 する傾向がある。(i)⑥~⑧では構造系全体が海側に移動し ている。これは背面の埋立てによることや長期間放置され たためのクリープ的な現象と考えられる。(i)変形のゼロ点 は主働土圧が増加するに従い下降している。これは鋼矢板 の受働バネの増加の傾向(図-3.6)ともよく一致している。

(4) タイブル張力について

タイブルに作用している張力の時間的経過を示したもの が図-3.9 である。考察として、(i)海側と陸側の張力は必 ずしも一致していない。今回の場合は陸側の張力のほうが 海側より大きくなっている。これは海側に向かってタイブ ルを土砂が引張っている現象を示している。二重鋼矢板の 中を埋め立てた場合は、中の土砂がすぐには安定しないこ

土と基礎,24-6(220)



図-3.9 タイブル張力の設計値と経時的実測値の比較



図-3.10 10号地埋立て護岸の標準断面と計測器取付け位置

とや、今回の場合のように海側鋼矢板のほうが、陸側鋼矢 板のタワミよりも全体的に大きいことからも、土砂が海側 ヘずり落ちる傾向(=側方変位の傾向)にあることがよく わかる。

June. 1976

なお参考までに図-3.10は、東京湾内10号埋立て地に護 岸を建設したときの計測例⁴⁹である。構造は両者ともよく 似ており、10号埋立て地護岸の場合のほうが地盤が悪かっ たが、在来地盤高さが比較的浅かったため、既存の地盤に 鋼矢板を打設したあとタイブルを緊張した。このような場 合は海側の張力のほうが陸側より大きく出ている。これは 二重鋼矢板内の土砂がタイブルにとっては、陸側に引っ張 る役目をしている例である。

(5) 潮位の影響

詳細については別の報告²⁾を参考にしていただくとよい。 主な傾向として,(i)前面側の鋼矢板の応力は潮位の影響を 敏感に受けているが,背面側鋼矢板はタイブルも含めてほ とんど受けていない。(i)間ゲキ水圧についても,(i)と全く 同じ傾向を示している。したがって(1)~(4)の各データにつ いては可能な限り満潮時の計測結果を使用することにして, 潮位の影響を補正して考察を加えた。

3.4 完成時の設計との対比とその後の管理方法 について

3.4.1 当初の設計値と計測結果との対比

(1) 土圧について

前述のように当初の設計は主働土圧,受働土圧を次式に よった。

主働土臣	$E = K_A \cdot \cos \delta(\sum \gamma h + q) \cdots$	砂質土の場合
11	$=\sum \gamma h + q - 2c$	粘性土の場合
受働土国	$E = K_p \cdot \cos \delta(\sum \gamma h + q) \cdots$	砂質土の場合
11	$=\sum \gamma h + q + 2c$	粘性土の場合

図-3.2[®]点に示した土質柱状図により,土質条件を図-3.11のように仮定して土圧を計算し護岸を設計した。それ に対して実測された完成時の主働および受働土圧は3.3.4 (1)ですでに述べた。図-3.6 において主働土圧について対 比してみると,設計値(点線)が三角形分布を表わしてい るのに対して,実測値はかなり異なった形状を示している。 さらにその絶対値の差も大きい。これは施工順序にも支配 されることではあるが,今回のような場合には少なくとも 主働土圧は,当初の設計では大きく見積もり過ぎていたも のと思われる。あるいはすこし見方を変えて,壁体の変形



講座



図-3.12 IV型矢板の断面諸元とヒズミ計取付け位置



図-3.13 矢板応力の実測値と計算値の比較

に伴って土圧が低減していくメカニズム⁵⁾が実現されてい るものとも考えられる。一方前面鋼矢板の受働土圧は分布 形状が正反対であり絶対値もかなり異なる。また控え鋼矢 板もほぼ似た傾向を示している。以上のような結果である からといって,筆者らは別に従来の設計法を否定するもの ではなく,従来の設計法もそれなりに多くの実績をもって おり,全体としてはバランスのとれた設計法になっている と思っている。しかし今回のような構造系でこのような施 工順序に従った場合は,後にも述べる鋼矢板の変形とあわ せて考えると,少なくとも受働側については変形バネによ る設計法⁶⁾を用いるのが妥当である。

(2) 鋼矢板に発生する曲げ応力について

設計時の鋼矢板応力と実測による応力との対比を図-3. 7 に示した。鋼矢板の根入れ部では応力の性状が異なって おり最大値も設計値のほうがかなり大きくなっている。こ の違いの理由の一つは図-3.12に示すように,ヒズミ計の 取付け位置が鋼矢板表面からずれているためである。この 問題をさらに複雑にしているのは鋼矢板継手のずれからく る断面剛性への影響である。この解明の手がかりを示した のが図-3.13であり,今回のように埋め立てていく場合に は,継手のずれによって変形が大きくなり,応力の発生は 断面剛性が低下しているような現象となって現われること を示している。

(3) 鋼矢板の変形について

設計当初の鋼矢板の変形と実測結果は図一3.8 に示して ある。大きな違いは当初の設計が変形を考慮した方法でな



図-3.14 新しい設計法の計算モデル



図-3.15 新しい設計法による計算結果と実測値の比較

いため,構造系全体の水平変位を考えていない点である。 (4) タイブルの張力について

当初の設計時点の考え方は、タイブルの張力はその位置 に関係なく、一定であると考えていたが、実測の結果では 位置によって異なっている。これは 3.3.4(4) でも述べたよ うに在来地盤の状況、施工順序によって異なる。今回の場 合は大して問題にならなかったが、軟弱地盤で沈下量が大 きく発生するときはもっと複雑になる。東京湾10号地の護 岸の場合(図-3.10) はタイブルの沈下状況を計測し、解 析にあたってはこれを考慮した。

(5) 設計法の提案

(1)~(4)までを総合して図-3.14に示すような計算モデル が今回の設計には適切であると思われる。しかしこの場合 はバネ定数の決定に際してはプレシオメーター,ベーンテ ストなどの原位置試験や各種の室内試験を十分行なう必要 がある。なお有限要素法による設計法も適切であることは 言うまでもないが,土の性質を表わす諸条件(たとえば弾 性係数*E*,ポアソン比 ν など)の決定に際しかなり精度の

土と基礎,24-6(220)

座

3.5.1 組グイ式護岸の例"

図-3.17は組グイ式護岸の標準断面,土質状況および計 測器の配置を示したものである。それらの計測結果のうち の主なものを示したものが図一3.18である。図中押さえ盛 土とあるのは、途中の段階で応力、変形ともに予想以上に 大きくなってきたため、押さえ盛土を前面にすることによ り構造物の安定を図ったものである。それでも斜グイの応 力は最終的に 3,000 kg/cm²,変形は 11 cm 程度になった。 詳細については文献を参考にしていただきたい。



図-3.17 組グイ式護岸の標準断面と計測器の配置



図-3.16 10号地埋立て護岸の計測結果

高い室内試験、現位置試験が重要である。

なお図-3.14において設計条件をつぎのように決めた。 タイブルのバネ定数: K=800 kg/cm

地盤反力係数 : $k_h = 0 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^3$ ($2 \text{ htt} k_h \neq 0$) ものを三角形分布と考え①点で kn=0, ②点で kn=0.5 kg/cm³とした。)

断面 2 次モーメント: I=11,913 cm4

これに基づいて今回の計算をしてみると図-3.15のよう になり、かなり適切な設計法といえる。

3.4.2 完成後の管理

今回述べている二重矢板式護岸の場合は完成までにかな

りの放置期間もあったし、さらに 地盤が比較的よかったため、完成 と同時に問題なしとして計測は打 ち切った。軟弱地盤が深い場所に 建設した東京湾10号地の護岸の実 測結果を示したものが図-3.16で ある。この場合は完成後といえど も鋼矢板の変形、応力の増大、タ イブルの張力増加、鋼矢板および 地盤の沈下が進行しているのがわ かる。この場合の対策としては、 ①海側矢板背面の水圧を低減させ るための水抜き孔の設置と, ②二 重矢板間海側矢板背面土の一部撤 去とを行なった結果,安定の方向 に傾いた。このような対策が講ぜ られたのも現場計測結果からの判 断にほかならない。

3.5 2~3の計測例

今まで主として二重矢板式護岸 について述べてきたが、参考まで

 $\nabla + 2.00$ 埋戻し BER BER 押え盛土 **∇**-3.70 +4.00m +3.00m <u>(5)</u>115 П ④83 H , +2.00m 93~113日 +1.00m 327H ±0.00m ②13H ①7日 1.00m AT KONHITE IN LECON 埋戻し順序 2000 直グイの変形 (mm) +5.00 40 0 **华**古前 (C) 3.70 5 砂 6.00 课者方向 砂質シルト 9.40 (0) シルト Ē -12.80 -14.10 シルト混じり砂 砂レキ (a)

図-3.18 組グイ式護岸の計測結果





図-3.19 Hブロック護岸の標準断面と計測器の配置

ック式矢板護岸などについて、計測による工事管理を述べ てきた。いずれの場合も構造物の安定,不安定の決め手は これらの計測の結果によるところがほとんどである。これ により二重矢板式護岸の場合は安全のうちに工事が完了し, 以後の維持管理にもなんら問題がないことがは握できた。 また組グイ式矢板護岸やHブロック式矢板護岸においては, 途中において危険な状態が事前にとらえられたため,それ 以後の工事に時間を長くかけたり,押さえ盛土をすること により無事完成に至った。以上のことより現場計測の持つ 意義が護岸工事においても非常に大きいと言える。



図-3.20 Hブロック護岸の計測結果

Ж

3.5.2 Hブロック護岸の計測例⁸⁾

護岸の標準断面,土質状況および計測器の配置を示した ものが図-3.19である。それらの計測結果を示したものが 図-3.20である。図-3.19において下部の捨石は従来から あった旧護岸の一部で,撤去が大変なためこのようなタイ プの護岸になった。また沈下が予想より大きかったため, 背面盛土を+4mにて一時ストップしたが,図-3.20のデ ータはそのときのものである。その後しばらくは放置して 現在はすでに完成をみている。

3.6 おわりに

二重矢板式護岸を中心にして組グイ式矢板護岸、Hブロ

参考文献

- 1) 日本港湾協会:港湾構造物設計基準,など
- 2) 富永真生・新村和規・木村保:二重鋼矢板壁の応力・変形の 測定,第10回土質工学研究発表会講演集,pp.835~838
- 3) 富永真生・長野昌雄・中田茂之助:鋼管矢板ウエル式岸壁の 応力,変位測定について,第8回土質工学研究発表会,1973, pp.729~732
- 4) 川崎製鉄(新・清水建設)(特): 川崎製鉄(新東京10号地第二期岸壁 築造工事における挙動)(現定工事「報告書」, 1976.2
- 5) 松尾稔·富永真生: 土圧, 鹿島出版, 1975. pp. 25~31
- 6) 松尾稔·富永真生: 土圧, 鹿島出版, 1975. pp. 57~59
- 7) 肱黒和彦・富永真生・橋本正治:鋼グイ(斜グイ)の側方変 位について[第2報],第10回土質工学会研究発表会講演集, pp.541~544
- 8)長野昌雄・新村和規・吉倉敬治: 鋼製プレハブ護岸工法の実施例,第9回土質工学研究発表会講演集,pp.833~836 (原稿受理 1976.3.12)

*

Ж