

垂直控えグイ式鋼矢板工法の設計と施工

かん 野 たつ お
管 野 辰 男*
ふ け たつ お**
福 家 竜 男**

1 まえがき

岸壁・護岸・擁壁などの構造型式には種々のものがあるが、これらのうち鋼矢板を用いた構造物は現在最も一般的に広く採用せられている。鋼矢板を用いた構造型式にも自立式、タイロッドアンカーウォール式、柵式、斜め控えグイ式など数多くの設計、施工例がある。鋼矢板は自立式のようにそれ自体の剛性によって土留めの働きを果たすことも可能であるが、この場合は横変位が大きくなるので水深の浅い護岸・簡易な仮設物にしか使用されていない。したがって一般的にはなんらかの型式でアンカーをとっている。たとえばタイロッドアンカーウォール式では鋼矢板壁の背後に鉄筋コンクリートあるいは別な鋼矢板で壁体を設け、壁体前面の受働抵抗によってアンカーしており、斜め控えグイ式では地中部に深く根入れした斜めグイの引抜き抵抗力にアンカーを求めている。タイロッドアンカーウォール式は非常に古くから設計・施工され、現在までの工法としては最も安定したものであるが、アンカーをアンカーウォールの受働抵抗に頼るため前面の鋼矢板壁とアンカーウォール間に広い面積を必要とし、鋼矢板背後近くに上屋、道路などがあり施工面積を制限されている場合には採用できない場合もある。また、埋立て地において背後の埋立てをある期間経た後に行なうようなときは埋立て期間中の波浪の状況によって施工できない場合も生じてくる。斜め控えグイ式はタイロッドアンカーウォール式の短所を比較的良好に補っており、埋立て造成地造りが盛んな現在しばしば用いられている。しかしながら、斜め控えグイ式はアンカーを斜めグイの引抜き抵抗に頼っているため地盤によっては非常に深い根入れを必要とし、タイロッドアンカーウォール式に比べて使用鋼材の大幅な増加となって不経済になることも多い。また、設計計算も鋼矢板と斜め控えグイに作用する土圧が明確な仮定の下に配分され、鋼矢板と斜めグイの結合点の変位条件があいまいであるので設計法の相違によって部材断面が異なったものにな

* 東京都港湾局工務部設計第二課長

** 八幡製鉄(株)建材開発部相模原研究開発室



写真-1

るのが普通である。

本工法はアンカーウォール、斜め控えグイのかわりに垂直のクイを海底面まで打込み、このクイの横抵抗にアンカーを求めるものである。この海底面まで打込んだデッドマン型のクイの横抵抗でアンカーすることから次の長所を持たせることが可能となる。まず、前面鋼矢板と控えグイの間隔は控えグイが横抵抗を發揮できるだけの間隔があればよいのでタイロッドアンカーウォール式に比べて非常に短くすることができる。次に設計はクイの横抵抗理論で行なうが横抵抗理論はすでに各種の試験が行なわれ、現在では一応確立せられたものと考えてよいので信頼のおける設計を行なうことができる。また、控えグイの根入長はクイとしての必要根入長があればよいので、斜め控えグイ式に比べれば非常に経済的でありタイロッドアンカーウォール式とほぼ同等の工費で岸壁・護岸などを築造することが可能である。最後に施工は垂直にクイを打つというすでに習熟した作業が主体であるからきわめて簡単であり、圧縮・圧密沈下などに対してもその影響を他工法より軽減することが可能である。

2 本工法の用途

本工法は次の三つの構造型式をとらせることにより非常に適用範囲を広くすることができる。

(a) 現地盤が浅いところにあり、岸壁施工完了後前面をシュンセツする場合

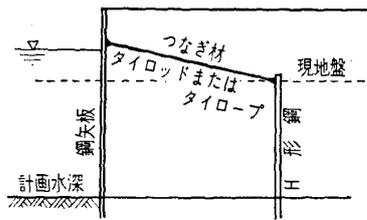


図-1 (a)

○つなぎ材はタイロッドまたはタイロープのいずれでもよい。

○タイロッドを使用する時は控えグイを打設した後で取付ける。

(b) 現地盤と計画水深がほぼ同一で水深がかなり深く施工時前面から波浪のない場合。

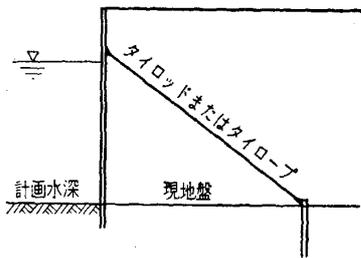


図-1 (b)

○つなぎ材はタイロープを使用し、控えグイにタイロープを取付けてヤットコを用いて打込む。

○タイロッドを使用する時はロッドの一部を控えグイとともに打込み、その後ロッドを海面上に引上げてターンバックル、リングジョイントなどにより次のロッドに連絡する。

(c) 施工時前面から波浪のある場合

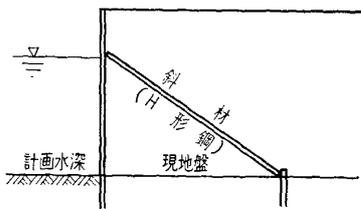


図-1 (c)

○つなぎ材はH形鋼あるいは鋼管を斜材として使用する。斜材は特殊ケーシングあるいは特殊金具を用い、斜材と控えグイを一体化して打込み、その後斜材を前傾させて、鋼矢板に連結する。

3 設計法

3.1 設計方針

設計は原則としてクイの横抵抗理論によって行なうのがよいが良質な砂地盤の場合には従来の設計法に準じて行なってよい。アンカーをクイの横抵抗に頼る以上アンカーとしての控えグイの横変位は避けることができず、鋼矢板はつなぎ材取付け点A点でバネ支承された状態になると考えられる。したがって、設計はこの点を考慮し

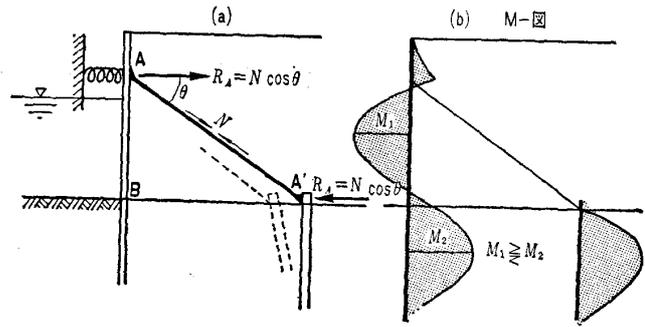


図-2 設計法の説明

て行なわれるが、クイの横抵抗理論はチャン (Y.L. Chang) 法を適用する。

設計はつぎの手順にしたがって進めればよい。

- (i) 鋼矢板、控えグイの断面を仮定し、土の横方向反力係数その他必要な土の定数を定める。
- (ii) つなぎ材の軸力 N を未知数とする。
- (iii) 鋼矢板および控えグイをおのおの独立のクイとし、鋼矢板に $N \cos \theta$ と土圧および残留水圧、控えグイに $N \cos \theta$ が作用するときのおのおののつなぎ材取付け位置の変位量を求める。
- (iv) 変形条件を考慮してつなぎ材取付け位置 (A, A' 点) の変位量が等しいことから N を求める。
- (v) 鋼矢板には $N \cos \theta$ と土圧および残留水圧の作用するクイとして M を求め、控えグイは $N \cos \theta$ のはたらくクイとして M を求める。
- (vi) 図-2(b) の M_1 と M_2 は地盤の状態、控えグイの自由長の有無によって $M_1 \geq M_2$ の三様の状態をとる。

本工法をもっとも経済的に設計するためには控えグイに自由長を持たせないことが大切である。

3.2 設計計算式の誘導

設計計算式は背面からの土圧に対する設計として誘導するが、前面から波圧が作用する場合もまったく同様であるので省略する。

使用記号

Suffix 1. 鋼矢板

2. 控えグイ

N : つなぎ材の軸力

R_A : つなぎ材取付け点の水平反力 (A, A' に働く)

$$R_A = N \cos \theta$$

E : 鋼の弾性係数

I : 断面二次モーメント

P_0 : 外力 (土圧, 残留水圧) の合力

V_B : 前面矢板の海底面上の外力による水平力

$$V_B = P_0$$

M_B : 前面矢板の海底面上の外力による曲げモーメント

$$M_B = P_0 \cdot h_A$$

V_0 : 前面矢板の海底面上のせん断力

$$V_0 = R_A - V_B$$

M_0 : 前面矢板の海底面上の曲げモーメント

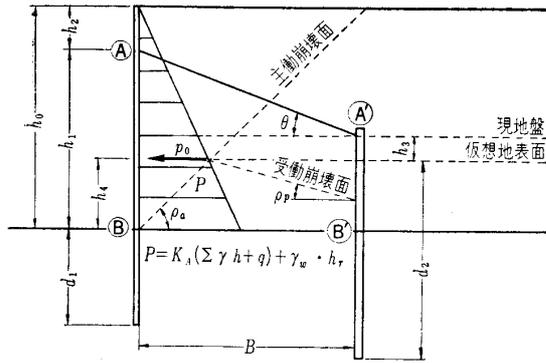


図-3 使用記号説明図

$$M_0 = R_A h_1 - M_B$$

$E_{s,n} = k_h \cdot D$, D : クイ幅 k_h : 土の横方向反力係数

β : 特性値 ($\beta = \sqrt[4]{E_{s,n}/4EI_n}$) n : suffix ($n=1, 2$)

鋼矢板の(A)点の水平変位 η

$$\eta = f_{B1} + h_1 \theta_{B1} + f_{h1}$$

$$f_{B1} = \frac{1}{2EI_1 \beta_1^2} \left(\frac{V_0}{\beta_1} + M_0 \right)$$

$$\theta_{B1} = \frac{1}{2EI_1 \beta_1} \left(\frac{V_0}{\beta_1} + 2M_0 \right)$$

f_{h1} : 片持ちバリとしてのタワミ (海底面を固定点とする)

f_{B1} : 海底面のクイとしての横変位 (B点)

θ_{B1} : 海底面のクイとしての接線角 (B点)

控えグイの変位 λ

控えグイ自由長を h_3 とすると, 控えグイの横変位は (A) 点で

$$\lambda = \frac{R_A}{3EI_2 \beta_2^3} \left\{ (1 + \beta_2 h_3)^3 + \frac{1}{2} \right\}$$

となる。

また, つなぎ材の伸びを ω とすれば

$$\omega = \frac{N \cdot B \sec \theta}{A_\omega E_\omega} = \frac{R_A \cdot B}{A_\omega E_\omega \cos^2 \theta}$$

ただし,

A_ω, E_ω : つなぎ材の断面積, 弾性係数

B : 前面鋼矢板と控えグイとの距離

図-4 の変形条件を考慮して

$$\eta = \lambda + \omega \sec \theta \text{ から}$$

R_A を求める。

R_A が求められれば海底面上の矢板の最大曲げモーメントは図-

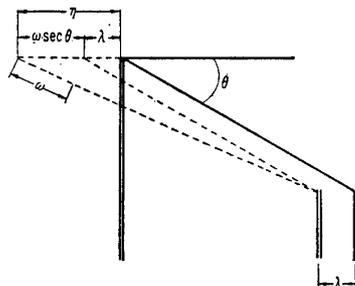


図-4 変形条件の図

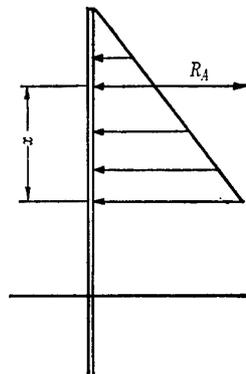


図-5 $M_x = R_A x - M_{px}$
 M_{px} : x点までの外力による曲げモーメント

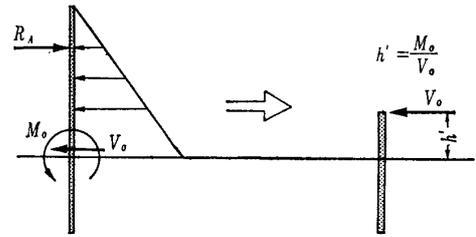


図-6

5 の M_x から求められる。

海底面下の曲げモーメントは図-6 のように等価なクイに置換して求める。すなわち, 海底面に関しそれより上の外力によるモーメント M_0 およびせん断力 V_0 を求め, その比 M_0/V_0 を計算し, その値を h' とする。前面矢板に作用する種々の外力による矢板の海底面下の応力状態を正しく計算することは非常にめんどろであり, また精度の高いものが要求されないので簡便法によって計算する。すなわち h' なる自由長を有するクイの頭部に V_0 なる水平力が作用する単グイの横抵抗の計算を行なう。この方法は厳密解に比較して 10~15% の過大な曲げモーメント値を与える。

図-3 の場合, 控えグイの曲げモーメントは自由長 h_3 を有するクイ頭自由クイに水平外力 R_A が作用するものとして求める。この時, 受働崩壊面を引く点はクイ頭から曲げモーメント第1零点の 1/3 のところとする。

鋼矢板と垂直控えグイ間の距離 B について

この距離が設計に及ぼす影響については港湾技術研究所久保氏らの模型試験結果から図-7 のように定める。

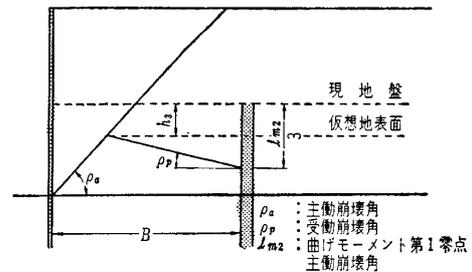


図-7

すなわち, 前面鋼矢板の海底面から主働崩壊角 (ρ_a) を引く。つぎに控えグイの曲げモーメント第1零点 (図-7 の場合は現地盤に埋込まれたクイとして) の 1/3 の点から受働崩壊角 (ρ_p) を引き, 先の主働崩壊角との交点を求める。この交点が現地盤上にくる時はクイを自由長零として設計してよいが, 現地盤以下にくる時は現地盤から交点までの垂直距離を自由長 (図-7 の場合では h_3) とするクイとして設計する。もっとも経済的な設計を行なうためには現地盤と仮想地表面が一致するように B を定めることが大切である。

根入長について

鋼矢板, 控えグイとも根入無限長のクイの横抵抗理論で設計を行なっているのでクイとしての必要根入長があ

No. 478

れば十分である。

したがって、鋼矢板 $d_1 = \pi/\beta_1$
 控えグイ $d_2 = \pi/\beta_2$

4 設計計算例

-5.5 m 岸壁

4.1 設計条件

テンバ高	+3.5 m
水深	-5.5 m
H.W.L	+1.5 m
L.W.L	±0.0 m
R.W.L	+1.0 m
上載荷重	
常時	1.0 t/m ²
地震時	0.5 t/m ²
震度	0.2

(水中見かけ震度 0.4)

その他 図-8 のとおり

海底面下の地盤は中位の砂地盤とし、標準貫入試験値 N の分布は $N=10+2Z$ とする。ただし、前面から波力は作用しないとする。

許容応力度

	常時	地震時	備考
鋼矢板	1,600 kg/cm ²	2,400 kg/cm ²	SS 50
控えグイ	1,400 kg/cm ²	2,100 kg/cm ²	SS 41

つなぎ材はタイロープを使用する。

4.2 設計断面の仮定

-5.5 m の鋼矢板岸壁 (タイロッド式) の最大曲げモーメントは、地震時約 35 t-m/m であり、所要断面係数 $Z = \frac{3,500,000}{2,400} = 1,460 \text{ cm}^3/\text{m}$ よって YSP U-15 とする。控えグイは矢板と断面二次モーメントをほぼ等しくするものを選択する。タイロープ取付け位置は矢板 +

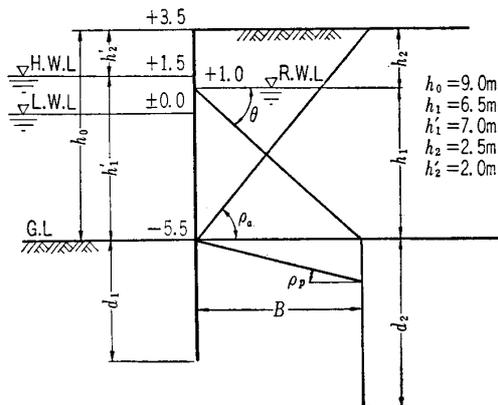


図-9 設計断面

表-1 断面性能表

区分	仮定サイズ	単位	I cm ⁴	Z cm ³	A cm ²
鋼矢板	YSP U-15	1 m	22,800	1,520	186
控えグイ	434×299×10/15 (ピッチ 1.6 m)	1 本	46,800	2,160	135
		1 m	29,300	1,350	84.3

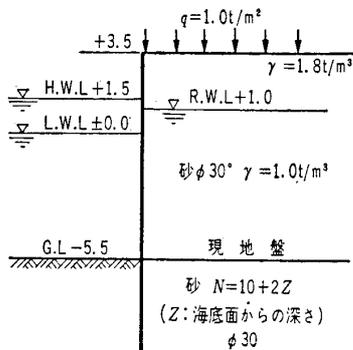


図-8

1.0, 控えグイ -5.5 m とし、控えグイピッチは 1.6 m とする。

$N=10$ のとき $k_h=2.0 \text{ kg/cm}^{3*1}$

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI_1}} = \sqrt[4]{\frac{2 \times 100}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 22,800}}$$

$$= 5.68 \times 10^{-3} (1/\text{cm}) = 0.568 (1/\text{m})$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI_2}} = \sqrt[4]{\frac{2 \times 30}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 46,800}}$$

$$= 3.51 \times 10^{-3} (1/\text{cm}) = 0.351 (1/\text{m})$$

B は控えグイの自由長を零とする距離を取る。

$$l_{m2}^{*2} = \frac{\pi}{\beta_2} = \frac{3.14}{0.351} = 8.95 \text{ m}, \quad \frac{l_{m2}}{3} = 2.98 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{l_{m2}}{3} \cot \rho_p \quad \rho_p = 30^\circ \text{ として}$$

$$\geq 2.98 \times 1.83 = 5.43 \text{ m}$$

よって、 $B=7.0 \text{ m}$ とする。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{6.5}{7.0} = 42^\circ 50'$$

4.3 外力計算

表-2 土圧係数

内部摩擦角		地震時	
		水上	水中
30°	土圧係数	0.33	0.48
	崩壊角	60°	50°

ただし、壁面摩擦角は 0° とする。水中見かけ震度は 0.4 とする。

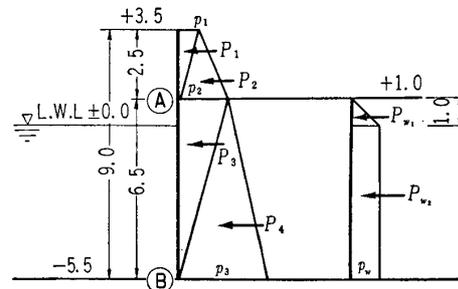


図-10 土圧、残留水圧図

表-3 土圧、残留水圧強さ

区分	$\Sigma \gamma h + q$	常時		$\Sigma \gamma h + q$	地震時	
		K_A	強さ t/m ²		K_A	強さ t/m ²
p_1	1.0	0.33	0.33	0.5	0.48	0.24
p_2	$1.0 + 1.8 \times 2.5 = 5.5$	0.33	1.82	$0.5 + 1.8 \times 2.5 = 5.0$	0.48	2.4
p_3	$5.5 + 1.0 \times 6.5 = 12$	0.33	3.96	$5 + 1.0 \times 6.5 = 11.5$	0.70	8.05
p_w	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表-4 外力

	常時 t/m	地震時 t/m
P_1	$\frac{1}{2} \times 0.33 \times 2.5 = 0.41$	$\frac{1}{2} \times 0.24 \times 2.5 = 0.3$
P_2	$\frac{1}{2} \times 1.82 \times 2.5 = 2.28$	$\frac{1}{2} \times 2.4 \times 2.5 = 3.0$
P_3	$\frac{1}{2} \times 1.82 \times 6.5 = 5.92$	$\frac{1}{2} \times 2.4 \times 6.5 = 7.8$

*1 H形鋼デザインマニュアル 棧橋ドルフィン編, 八幡製鉄KK p. 87

*2 自由長が零のグイの曲げモーメント第一零点は π/β_2 となる。

P_4	$\frac{1}{2} \times 3.96 \times 6.5 = 12.9$	$\frac{1}{2} \times 8.05 \times 6.5 = 26.2$
$P_{\omega 1}$	$\frac{1}{2} \times 1.0 \times 1.0 = 0.5$	0.5
$P_{\omega 2}$	$1.0 \times 5.5 = 5.5$	5.5
計	$\Sigma = 27.5$	$\Sigma = 43.3$

表-5 海底面周りのモーメント M_B

常 時			地 震 時		
P_n	B点からのアーム長	M_B	P_n	B点からのアーム長	M_B
$P_1 = 0.41$	$6.5 + \frac{2}{3} \times 2.5 = 8.17$	3.3	0.3	8.17	2.45
$P_2 = 2.28$	$6.5 + \frac{1}{3} \times 2.5 = 7.33$	16.7	3.0	7.33	22.0
$P_3 = 5.92$	$\frac{2}{3} \times 6.5 = 4.34$	25.7	7.8	4.34	33.9
$P_4 = 12.9$	$\frac{1}{3} \times 6.5 = 2.17$	28.0	26.2	2.17	56.9
$P_{\omega 1} = 0.5$	$5.5 + \frac{1}{3} \times 1.0 = 5.8$	2.9	0.5	5.6	2.8
$P_{\omega 2} = 5.5$	$\frac{1}{2} \times 5.5 = 2.75$	15.1	5.5	2.75	15.1
M_B		91.7	M_B		133

タイロップ取付け点の反力 R_A の計算

τ の計算

$$\tau = f_{B1} + h_1 \theta_{B1} + f_{h1}$$

	$V_0 = R_A - V_B$	$M_0 = R_A h_1 - M_B$
常 時	$R_A - 27.5$	$6.5 R_A - 91.7$
地 震 時	$R_A - 43.3$	$6.5 R_A - 133$

$$f_{B1} = (V_0 / \beta_1 + M_0) / 2 EI_1 \beta_1^2 = (2.73 V_0 + 1.55 M_0) / EI_1$$

$$\theta_{B1} = (V_0 / \beta_1 + 2 M_0) / 2 EI_1 \beta_1 = (1.55 V_0 + 1.76 M_0) / EI_1$$

から 常 時 地 震 時

$$f_{B1} = (12.8 R_A - 217) / EI_1 \quad f_{B1} = (12.8 R_A - 324) / EI_1$$

$$\theta_{B1} = (13.0 R_A - 204) / EI_1 \quad \theta_{B1} = (13.0 R_A - 301) / EI_1$$

f_{h1} の計算

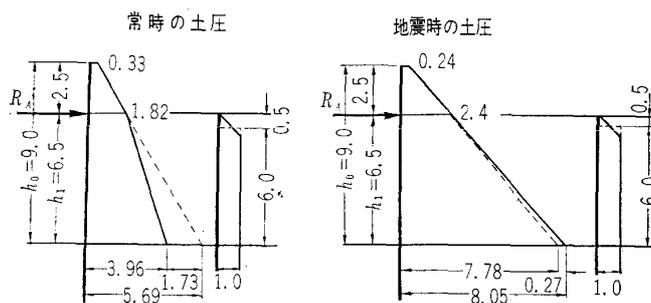


図-11

荷重図	常 時	地 震 時
	$f_{h1}^{(1)} = \frac{Ph_0^4}{24 EI_1} (3 - 4 \bar{x} + \bar{x}^4) = \frac{P}{EI_1} \left(\frac{9^4 \times 1.88}{24} \right) = 513 \frac{P}{EI_1}$ $f_{h1} = 513 \times \frac{0.33}{EI_1} = \frac{169}{EI_1}$	$\bar{x} = \frac{h_0 - h_1}{h_0} = \frac{2.5}{9.0} = 0.278$ $f_{h1} = 513 \times \frac{0.24}{EI_1} = \frac{123}{EI_1}$
	$f_{h1}^{(2)} = \frac{Ph_0^4}{120 EI_1} (4 - 5 \bar{x} + \bar{x}^5) = \frac{P}{EI_1} \left(\frac{9^4 \times 2.62}{120} \right) = 143 \frac{P}{EI_1}$ $f_{h1} = 143 \times \frac{569 - 0.33}{EI_1} = \frac{766}{EI_1}$	$\bar{x} = 0.278$ $f_{h1} = 143 \times \frac{8.05 - 0.24}{EI_1} = \frac{1120}{EI_1}$
	$f_{h1}^{(3)} = \frac{Ph_1^4}{30 EI_1} = \frac{P}{EI_1} \left(\frac{6.5^4}{30} \right) = 59.7 \frac{P}{EI_1}$ $f_{h1} = 59.7 \times \frac{1.73}{EI_1} = \frac{103}{EI_1}$	$f_{h1} = 59.7 \times \frac{0.27}{EI_1} = \frac{16.1}{EI_1}$
	$f_{h1}^{(4)} = \frac{\alpha^3 P \omega h_1^4}{24 EI_1} (4 - \alpha)$ $\alpha = \frac{h_2}{h_1} = \frac{6.0}{6.5} = 0.923$ $f_{h1} = \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{0.923^3 \times 1.0 \times 6.5^4 \times (4 - 0.923)}{24} \right\} = \frac{180}{EI_1}$	
	$f_{h1}^{(5)} = \frac{R_A h_1^3}{3 EI_1} = \frac{R_A}{EI_1} \left(\frac{6.5^3}{3} \right) = 91.7 \frac{R_A}{EI_1}$	
f_{h1} の 値	$f_{h1} = f_{h1}^{(1)} + f_{h1}^{(2)} + f_{h1}^{(3)} + f_{h1}^{(4)} + f_{h1}^{(5)}$ $f_{h1} = \frac{1}{EI_1} (-169 - 766 + 103 - 180 + 91.7 R_A)$ $= -\frac{1}{EI_1} (91.7 R_A - 1012)$	$f_{h1} = \frac{1}{EI_1} (-123 - 1120 - 16.1 - 180 + 91.7 R_A)$ $= \frac{1}{EI_1} (91.7 R_A - 1440)$

図-12 f_{h1} 片持ちバリのタワミ計算

No. 478

以上から

$$\text{常時 } \eta = \{12.8 R_A - 217 + 6.5(13.0 R_A - 204) + 91.7 R_A - 1012\} / EI_1 = (189 R_A - 2550) / EI_1$$

$$\text{地震時 } \eta = \{12.8 R_A - 324 + 6.5(13.0 R_A - 301) + 91.7 R_A - 1440\} / EI_1 = (189 R_A - 3720) / EI_1$$

控えグイのタイロープ取付け点の変位 λ

控えグイは中埋込みクイとなるから

$$\lambda = R_A / 2 EI_2 \beta_2^3 = 11.6 R_A / EI_2$$

タイロープの伸び ω

タイロープ張力を 30 t と仮定し $\phi 32$ を用いる。

$$\omega = R_A \cdot B \cdot 1.6 / A_\omega E_\omega \cos^2 \theta = 3.04 \times 10^4 R_A / E_\omega$$

$$A_\omega = 6.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\eta = \lambda + \omega \sec \theta$ から

$$\text{常時 } \frac{1}{EI_1} (189 R_A - 2550) = 11.6 \frac{R_A}{EI_2}$$

$$+ 3.04 \times 10^4 \frac{R_A}{E_\omega} \times 1.36$$

$$R_A = 12.1 \text{ t/m} \quad E_\omega = 1.6 \times 10^7 \text{ t/m}^2, \\ E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

地震時 $R_A = 17.7 \text{ t/m}$

水平変位量は η あるいは $\lambda + \omega \sec \theta$ から求められる。

$$\text{常時 } \eta = (189 \times 12.1 - 2550) / 2.1 \times 10^7 \times 2.28 \times 10^{-4} = -0.0543 \text{ m} = -5.43 \text{ cm}$$

$$\text{地震時 } \eta = (189 \times 17.7 - 3720) / 2.1 \times 10^7 \times 2.28 \times 10^{-4} = -0.0773 \text{ m} = -7.73 \text{ cm}$$

矢板および控えグイの曲げモーメントと軸力

矢板の最大曲げモーメント

海底面上の $M_{\max.1}$

$$P_x = 0.329 x$$

$$Mx^{*1} = 12.1 x - 0.413(x+2) \times 2.5/3 - 2.28 \times (x+2.5/3) - (1.82+1.0) x^2/2 - 0.329 x^3/6 \\ = -2.59 + 9.45 x - 1.41 x^2 - 0.0548 x^3$$

$$M_x' = 0 \text{ から } x = 2.87 \text{ m}$$

よって, $M_{\max.1} = 11.6 \text{ tm/m}$

海底面下の $M_{\max.1}$

$$M_0 = 6.5 \times 12.1 - 91.7 = -12.8 \text{ tm/m}$$

$$V_0 = 12.1 - 27.5 = -15.4 \text{ t}$$

$$\text{から } h' = 12.8 / 15.4 = 0.83 \text{ m}$$

$$M_{\max.1} = M_0 \{ \sqrt{(1+2\beta_1 h')^2 + 1/2\beta_1 h'} \} \exp \times (-\tan^{-1} 1/1+2\beta_1 h') = M_0 \psi_m(\beta_1 h')^{*2}$$

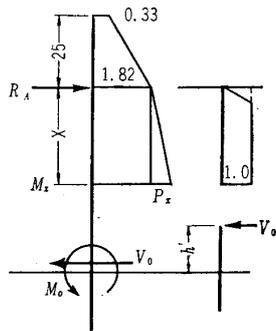


図-13 常時の矢板の曲げモーメント

$\beta_1 h' = 0.568 \times 0.83 = 0.47$ から $\psi_m(\beta_1 h') = 1.44$ を得る。上式に代入すると

$$M_{\max.1} = -12.8 \times 1.44 = -18.4 \text{ tm/m}$$

$$l_{\max.1} = \beta_1^{-1} \tan^{-1}(1/1+2\beta_1 h') = 0.84 \text{ m}$$

$l_{\max.1}$: $M_{\max.1}$ の発生位置

控えグイの最大曲げモーメント $M_{\max.2}$

$$M_{\max.2}^* = -0.3224 R_A / \beta_2 = -11.2 \text{ tm}$$

$$l_{\max.2} = \pi/4 \beta_2 = 2.24 \text{ m}$$

地震時も同様にして求められる。

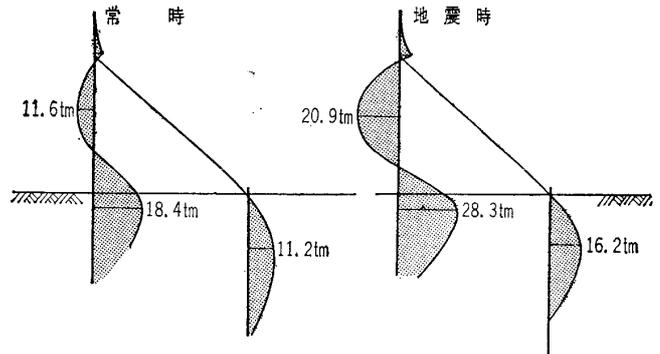


図-14 曲げモーメント図

タイロープの軸力 $N = R_A \sec \theta \times 1.6$ $\theta = 42^\circ 50'$ (控えグイピッチ 1.6 m)

$$\text{常時 } N = 12.1 \times 1.36 \times 1.6 = 26.5 \text{ t}$$

$$\text{地震時 } N = 17.7 \times 1.36 \times 1.6 = 38.6 \text{ t}$$

矢板の押込力 N_1 , 控えグイの引抜き力 N_2

$$\text{常時 } N_1 = N_2 = 12.1 \tan \theta = 11.3 \text{ t}$$

$$\text{地震時 } N_1 = N_2 = 17.7 \tan \theta = 16.4 \text{ t}$$

矢板と控えグイの最大応力 $\sigma_{1\max}$ $\sigma_{2\max}$

常時海底面下の M_{\max} から

$$\text{矢板 } \sigma_{1\max} = \frac{M_{\max}}{Z_1} + \frac{N_1}{A_1} = \frac{1,840,000}{1,520} + \frac{11,300}{186} = 1,273 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{控えグイ } \sigma_{2\max} = \frac{M_{\max}}{Z_2} + \frac{N_2}{A_2} = \frac{1,120,000}{1,350} + \frac{11,300}{84.3} = 959 \text{ kg/cm}^2$$

地震時海底下の M_{\max} から

$$\text{矢板 } \sigma_{1\max} = \frac{M_{\max}}{Z_1} + \frac{N_1}{A_1} = \frac{2,830,000}{1,520} + \frac{16,400}{186} = 1,952 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{控えグイ } \sigma_{2\max} = \frac{M_{\max}}{Z_2} + \frac{N_2}{A_2} = \frac{1,620,000}{1,350} + \frac{16,400}{84.3} = 1,397 \text{ kg/cm}^2$$

いずれも許容応力以内にある。

根入長

クイの横抵抗理論から

*1 水圧の計算は簡略のため形状として行なっている。

*2 H型鋼デザインマニュアル 八幡製鉄KK p. 100

* 鋼グイの設計と施工, 山海堂, 横山幸満 p. 123

$$\text{矢板 } d_1 = \frac{\pi}{\beta_1} = \frac{3.14}{0.568} = 5.53 \text{ m}$$

$$\text{控えグイ } d_2 = \frac{\pi}{\beta_2} = \frac{3.14}{0.351} = 8.95 \text{ m}$$

よって、鋼矢板根入長は 6.0 m とする。

控えグイの根入れは引抜き力に対して検討する。ただし、地震時で検討する。

控えグイの引抜き力 $N_2 = 38.6 \sin \theta = 26.3 \text{ t}$

マイヤホフ (Meyerhof) 公式にて

$$R_u = \frac{1}{5} \bar{N}_s A_s$$

$$\bar{N}_s = \frac{10 + 30}{2} = 20$$

$$A_s = 2(0.3 + 0.43) \times 10 = 14.6$$

$$R_u = \frac{1}{5} \times 20 \times 14.6 = 58.5 \text{ t}$$

$$\frac{2}{3} R_u = 39 \text{ t} > N_2 = 26.3 \text{ t} \quad \therefore \text{O.K.}$$

控えグイの根入れは 10.0 m とする。

タイロープ

タイロープの安全率 常時 4, 地震時 3 とすれば

ロープの所要破断強さ 常時 $26.5 \times 4 = 104 \text{ t}$

地震時 $38.6 \times 3 = 116 \text{ t} \approx 110 \text{ t}$

よって、 $\phi 36$ を使用する ($\phi 36$ の破断強さ 110 t)

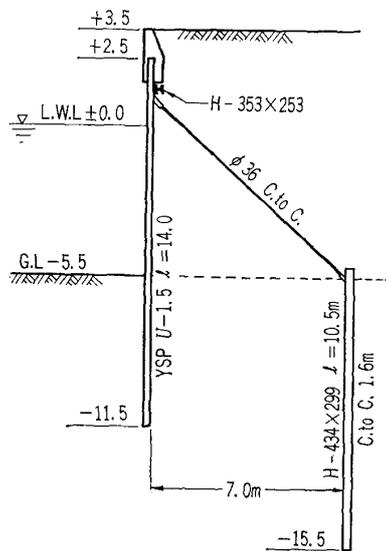


図-16 標準断面図および材料表

材料表 (壁幅 1 m あたり)

材 料	寸 法	重 量
鋼 矢 板	YSP U-15 $l=14.0 \text{ m}$	2.05 t
控 え グ イ	H-434x299 $l=10.5 \text{ m}$	0.73 t
腹 起 こ し	H-353x253	0.108 t
ロ ー プ	$\phi 36$	0.043

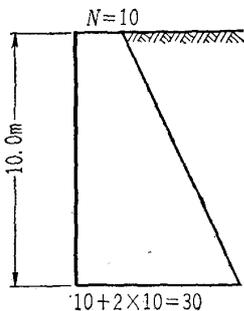


図-15

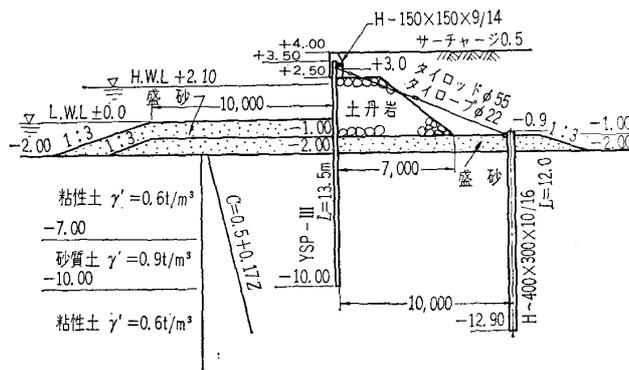


図-17 東京港 12 号地 ±0 m 護岸一般標準断面図

5 施 工

施工法は従来のタイロッドアンカーウォール式の施工法と大同小異であり、改めて詳述する必要もないが東京港 12 号地での施工法を参照しつつ写真によって説明する。護岸の一般標準断面図は図-17 のとおりである。

写真-2 鋼矢板の建込みと打込み

鋼矢板の建込みは 20~30 枚の矢板を一度に建込むのがよい。建込み時の矢板の根入れは 2~3 m が普通である。建込みは 0.5 t 程度のドロップハンマーを使用し、打込みにはディーゼルハンマー (D-12) を用いて 2~3 段に分けて打つ。また打込みは必ず 2 枚打とする。導材工は従来用いられている方法でよく、導わくは尺角を、導グイは末口 15 cm 程度の松丸太を用いる。

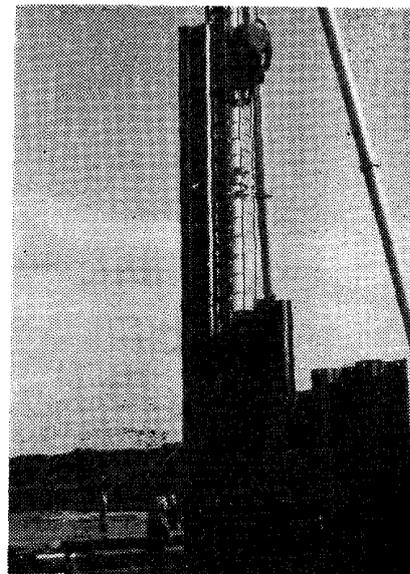


写真-2

写真-3 控えグイの建込みと打込み

控えグイも海上打ちとなるので尺角の導わくを用い

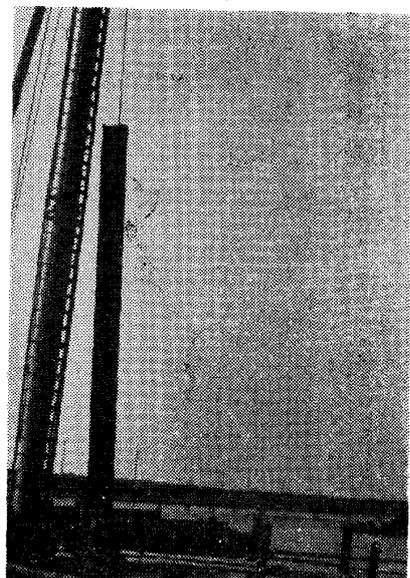


写真-3

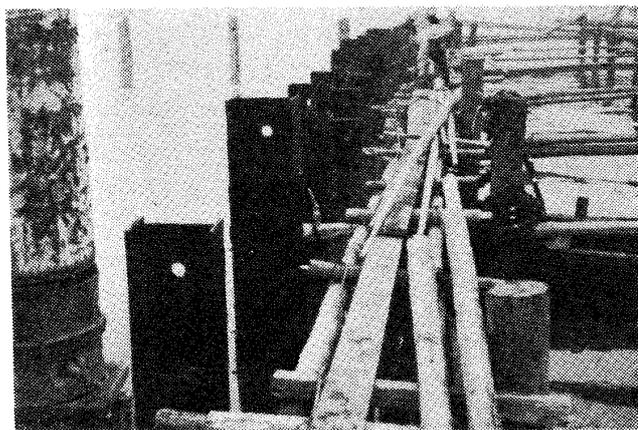


写真-4

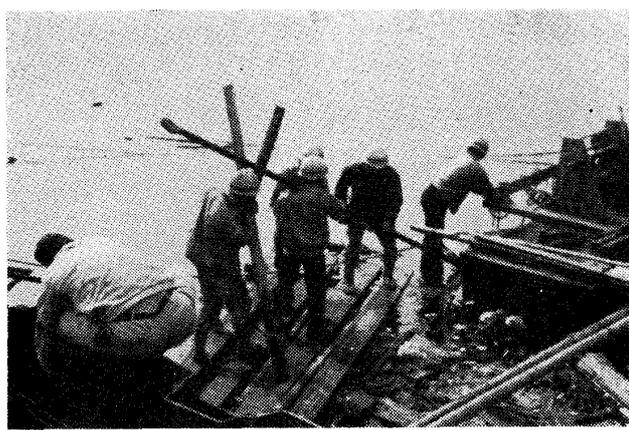


写真-6

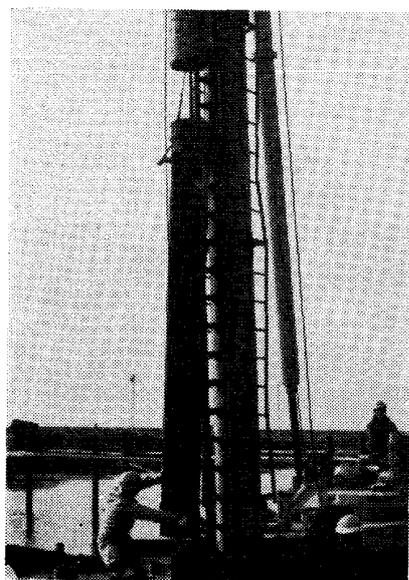


写真-5



写真-7

るのがよい。控えグイはつなぎ材取付け金具を取付けるため海面付近で一度打込みを中止する。

写真-4 控えグイのつなぎ材（タイロッド）取付け金具の取付け

海面上付近で打止められた控えグイに導わくを利用して取付け金具を取付ける。ここでは現場溶接を行なったが、他にボルト締めも考えられる。

写真-5 控えグイの海底面までの打込み

取付け金具の取付けが終わった控えグイはタイロッド

の一部を取付け、海底面まで打下げる。この打込みにはヤットコを使用すれば簡単に打込むことができる。この作業と並行して鋼矢板には腹起こしを取付ける。

写真-6 タイロッドの接続

つなぎ材にタイロッドを使用した場合は控えグイとともにタイロッドの一部を打込んでおき、それを海面上まで引上げターンバックルまたはリングジョイントで次のロッドに連結する。タイロープを使用する場合はこの作業を行なう必要がない。

写真-7 つなぎ材（タイロッド）の取付け終了

この後、写真-1 に示すように土丹岩の投入が行なわれる。頭部コーピングの後、背面の埋立てが行なわれ護岸ができ上がる。

