

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 56 Sept. 1968

粘土地盤に根入れ部をもった

鋼矢板壁の設計計算の簡易化

北 島 昭 一 ・ 岸 正 平 ・ 降 旗 健 一

運 輸 省 港 湾 技 術 研 究 所



粘土地盤に根入れ部をもった

鋼矢板壁の設計計算の簡易化

目 次

要 旨

1. 粘土地盤に根入れ部をもつ矢板壁の設計上の問題点	4
2. 計算模型について	5
2.1 計算模型の力学的性質	5
2.2 仮想バリ伸長係数 α について	7
2.3 計算に用いた矢板壁の形状と地盤条件	8
3. 計算結果とその検討	13
3.1 仮想バリ伸長係数 α と海底面での粘着力 C_0 , 根入れ長壁高比 D , 壁高 h , 天端での背後圧 P_1 , 背後圧の増加係数 Ke , 地盤反力係数 k との関係	13
3.2 仮想バリ伸長係数 α と海底面での粘着力 C_0 との関係	16
3.3 仮想バリ伸長係数 α と根入れ長壁高比 D との関係	21
4. 設計に利用できる検討結果	29
4.1 仮想バリ伸長係数 α の簡易算定法	29
4.2 控え工反力を最小にするに必要な最短根入れ長および仮想バリ伸長係数 α_{min} の算定法	31
4.3 従来の設計例との比較	32
5. 現場応力測定結果との比較	40
参 考 文 献	66
付 録 1. 現行根入れ長決定法による計算図表	67
2. 日本沖積粘土の性質	70
3. 日本の土のプレシオメーター測定による弾性定数 E_p と単純圧縮試験結果との比較	76

On a Simple Calculation Method for Anchored Sheet Pile Walls in Clayey Layers

Shoichi Kitajima*

Shohei Kishi**

Kenichi Furuhata**

Synopsis

The Japanese design standard for harbour structures permits to calculate tension in tierods and the maximum bending moment of anchored sheet pile walls with the equivalent beam method, if they have their embedments in sand layers. It assumes that walls are equivalent to simple beams ended at the sea bottom, and that they are supported at sea bottom and connected points with anchors, which are applied under the same loads to walls. It, however, recommends that stresses of walls should be determined with the fixed earth support method, if their embedments are in clay. Because of its complicity, there is need to develop a simple one.

Assuming that clayey foundations around the embedment are elastic supports, and that their coefficients of lateral subgrade reaction are constant, we can gain simple equations for computing the stress. We, of course, cut off excess of the elastic reaction, if they become larger than the passive earth pressure. Comparing calculated bending moment diagrams with directly measured ones at construction sites, we find fairly good accordance between them. (refer to Figs. 5.9, 15, 16, 21)

Considering many kinds of calculations, we propose a new simpler method as follows. The stress of walls in clay may be determined with an equivalent method, too, which is almost the same to one for sandy foundation, except for a position of a lower support and distributed loads between sea bottom and a lower support. Its position is lower as ah the sea bottom, and they are the same to the lateral pressure at the bottom. The α_s are functions of embedment length d , cohesion of layers at the bottom C_0 , and lateral assumed pressures upon walls P_1 and P_2 . They distribute like a trapezoid between a connected point with anchor and sea bottom, and P_1 is pressure at an upper end and P_2 at a lower end. When embedment is enough to keep a wall stable, such as the safety factor n_p is 1.2 (refer to Fig. 4.1), α_0 is written as follows,

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{P_1 + 2P_2}{10C_0} \right)^3}$$

and when it is enough to deduce tierod tension and the maximum bending moment (refer to Fig. 4.6), α_{min} is expressed as follows,

$$\alpha_{min} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_1 + 2P_2}{10C_0} \right)^2$$

There is a following relation between both of above penetration, here the former is written as d_0 and the later as d_m . (refer to Fig. 4.5)

$$\frac{d_m}{h} = \sqrt{2 \frac{d_0}{h}}, \quad \text{if } 0.4 < d_0/h < 1.5$$

* Chief of Design Standard Section.

** Research Engineer, Design Standard Section.

粘土地盤に根入れ部をもった 鋼矢板壁の設計計算の簡易化

北 島 昭 一*
岸 正 平**
降 旗 健 一***

要 旨

港湾構造物設計基準によると、砂地盤に根入れがある矢板壁の控え工反力、矢板壁の最大曲げモーメントの計算は仮想バリ法によるものとしている。仮想バリは海底面以深の矢板を無視し、さらに控え工取付け点と海底面を支承とした単純バリで、その支点反力と最大曲げモーメントが矢板壁の控え工張力、最大曲げモーメントとみなされる。しかし、根入れ地盤が粘土地盤であるときはタワミ曲線法によるものとしている。だが、たわみ曲線法ははん雑であるので、砂地盤の場合に用いられるような仮想バリ法の提案が望まれる。

根入れ周辺の粘土地盤を弾性支承とみなし、さらに、粘土地盤の横方向地盤反力係数 k を定数とすると、矢板壁は単純な弾性模型に置き換えることができる。このため矢板壁各部の曲げモーメントや控え工反力は簡単な式で算出できる。この際、海底面附近ではたわみ量が大きいので地盤反力を単純に弾性反力とみなすと、海底面附近には大きな反力が作用することになるが、もちろん、矢板根入れ部への地盤反力は受働土圧より大きくなりえないものとしている。このような計算模型の示す矢板の曲げモーメント分布は、2、3の現場測定の実測分布とかなりよい一致を示し、この計算法の妥当性を明示している。(図—5.9, 図—5.15, 図—5.16, 図—5.21)

この計算模型を用いて粘土地盤に根入れのある矢板壁の簡易設計法を提案する。仮想バリの下部支承を海底面より ah だけ下方に移動させる。ここで、 a は仮想バリ伸長係数と呼ばれ、根入れの安全率 n_p が $n_p=1.2$ の場合は

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{P_1 + 2P_2}{10C_0}\right)^2}$$

であり(図—4.1参照)、控え工反力、最大曲げモーメントを最小とするに充分なほど根入れ長がある場合は

$$\alpha_{min} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_1 + 2P_2}{10C_0}\right)^2$$

となる(図—4.6参照)。ただし、 h は控え工取付け点と海底面までの距離、 C_0 は海底面での粘着力、 P_1 、 P_2 は矢板壁背後に働く水平荷重(換算台形荷重)の控え工取付け点、および海底面における圧力である。なお、 $n_p=1.2$ のときの根入れ長 d_0 が

$$0.4 < \frac{d_0}{h} < 1.5$$

の場合、控え工反力、矢板最大曲げモーメントを最小にするに充分な根入れ長 d_m は

$$\frac{d_m}{h} = \sqrt{2 \frac{d_0}{h}}$$

と表わされる(図—4.5参照)。

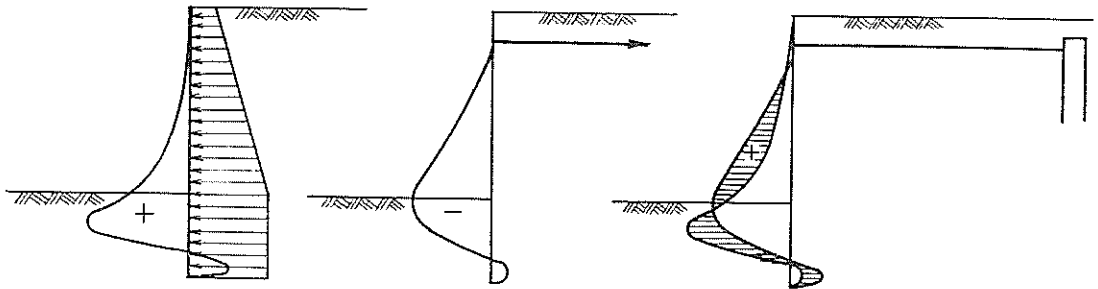
* 前設計基準課長 ** 前設計基準課 *** 設計基準課

1. 粘土地盤に根入れ部をもつ矢板壁の設計上の問題点

矢板を用いて土留壁とする方法はさまざまあるが、一番普通の形式は控え工のある矢板壁であり、単純な構造のものは自立式矢板壁である。このほか、斜め控えグイ式、二重控え工式などもある。これら構造物の共通性は矢板壁の曲げ剛性によって背後の土砂を支えていることであり、また、地盤に根入れ部をもっていることである。異なっている点は単に矢板壁の上部が移動しないように控え工で拘束しているか否か、あるいはどのような形式の控え工を用いているかである。

単純な自立式矢板壁を例にあげて、この構造物の土留

めの機構を説明すれば、矢板壁は片持ちバリーとして土圧、残留水圧を支えており、根入れ部周辺の地盤は弾性支承としてハリの固定端部を支持して、固定端に働くせん断力、固定モーメントと地盤水平反力とが釣り合っているといえる。矢板壁上端を控え工によって支持するとなると、当然矢板上部のたわみ量は非常に小さくなる。いいかえれば、控え工の効果は自立式矢板壁の上端附近を土圧、水圧など横圧が作用する以前の位置にまで押しもどす集中水平荷重を作用させることと同じといえよう。したがって、控え工のある矢板壁の曲げモーメントは自立式矢板壁の曲げモーメントと控え工反力を集中荷重として弾性支承で支持された片持ちバリーの曲げモーメントとの和であらわされる(図-1.1 参照)。当然のことではあ



(a) 自立式矢板壁の場合 (b) 矢板壁に集中荷重のかかる場合 (c) 矢板壁に控え工のある場合

図-1.1 自立式矢板壁および控え工のある矢板壁の曲げモーメント図

るが、2つの曲げモーメントは互いに打ち消しあって小さくなるので、控え工のある矢板壁は同一矢板断面であっても自立式矢板壁よりも大型につくることができる。

砂地盤を根入れ部とする鋼矢板の場合、海底面附近の曲げモーメントは0となることが多いといわれており、この種の矢板壁の最大曲げモーメント、控え工反力の算定は、控え工取付け点と海底面とを単純支承とした仮想バリーの最大曲げモーメントと上部支承反力の算定に準じてよいとされている¹⁾。しかし、矢板壁の剛度が地盤の弾性支承にくらべてつよい場合、あるいは、地盤の弾性支承が弱い場合は曲げモーメントが0である点は海底面より下方に移り、矢板壁の最大曲げモーメント、控え工反力は相対的に大きくなるといわれている。

粘土地盤の横方向地盤反力係数はほぼ同じたい積状態の砂地盤にくらべて小さく、また、地盤の最大抵抗力である受働土圧も粘土地盤の方が小さい。したがって、同じ形状の矢板岸壁であっても、根入れ部の地盤が粘土であると、砂地盤の場合にくらべて根入れ部のたわみ量は大きくなる。いいかえれば地盤の弾性は相対的に弱くなる。したがって根入れが粘土地盤にある場合は、矢板壁が鋼矢板壁であっても、砂地盤と同じ手法では最大曲げ

モーメント、控え工反力を算定できない。このため、港湾構造物設計基準では、根入れ部が粘土地盤にある矢板壁の設計はたわみ曲線法により行なうことを提案している。

しかし、たわみ曲線法は試行によって進めるので計算時間もかなり長くなり、手間もかかるので、砂地盤の仮想バリー法に準じた簡便な方法が提案されることが望まれている。

矢板壁の設計は単に矢板壁の断面(最大曲げモーメント)、タイの断面、控え工の形状(控え工反力)を決めるだけでなく、矢板の長さを決めることでもある。矢板の長さ、いいかえると矢板根入れ長は、普通、矢板下部のはねだし(控え工取付け点を回転の中心とした矢板壁の背後の横圧のモーメントと前面の抵抗モーメントとの比較)を防止するように決められている。しかし、従来の矢板壁の破壊例は控え版の滑動、タイロッドの切断など控え工の破壊が原因であることが多い。したがって、矢板根入れ長を決めるために行なう矢板下部のはねだしの現行の検討方法は安全度にかかなり余裕のある方法といえよう。

矢板壁背後に働く土圧など横圧は矢板根入れ部周辺の

地盤の弾性支承と控え工張力によって地盤に伝達されているので、根入れ長が短くなると、根入れ部周辺地盤から伝達される荷重反力は相対的に減少し、控え工反力は相対的に大きくなる。このように矢板根入れ長は矢板壁の現行設計法で一番余裕の少ない控え工に大きな影響を及ぼすのであるから、単にはねだしの検討だけでなく控え工張力への影響を考えて決めなければならない。このような観点に立って根入れ長を決めるためには、矢板根入れ長と控え工張力との数量的関係を知る必要がある。

2. 計算模型について

本来設計法の改良は若干の破壊例調査、構造物の現場観測、あるいは数多くの模型実験結果などを土台として検討すべきものである。しかし、粘土地盤に根入れ部をもつ矢板壁の施工例は少なく、破壊例もなく、また現場観測例もほとんどない。さらに、粘土を材料とした模型実験は、模型の製作が難かしく、時間もかかるので短時間で実用的な設計法の提案はむずかしい。このためとりあえず、今回は矢板壁と根入れ部周辺の地盤を力学的に単純な弾性体とみなして、数学的に矢板壁の曲げモーメント分布を示す式、控え工反力を与える式を求め、さらに壁高、土圧など種々な条件を実用的な範囲内でいろいろに変えて、最大曲げモーメント、控え工反力を示す簡単な代数式を求めることにした。したがって、本報告で提案される式は、今後、現場での応力測定や、模型実験などで慎重に検討する必要がある。

2.1 計算模型の力学的性質

矢板壁は断面2次モーメントが I 、ヤング率が E である一様な鉛直バネとし、その上端は単純支承で支えられ下部は海底面相当の点から下端まで弾性支承で支えられている。ここでは単純支承が控え工であり、根入れ部周辺の地盤が弾性支承であると考えている。地盤をバネで置き換えてしまうと、矢板壁のたわみに応じて、いかほど大きな反力でも生じうることになる。しかし、実際の地盤では受働土圧以上の横圧が作用すると、地盤は破壊して受働土けい(楔)が押しあげられる。したがって、われわれの計算模型でも、受働土圧以上の横圧が作用すると、弾性バネがこわれて受働土圧に相当する抵抗のみが働くとする(図-2.1参照)。

矢板壁背後に働く土圧は海底面上は天端で P_1 、海底面で P_2 なる台形分布とする。海底面以下には海底地盤の自重によって背後土圧は漸増するが、計算を簡単にするために一応無視し、 P_2 の等分布とする。このため、計

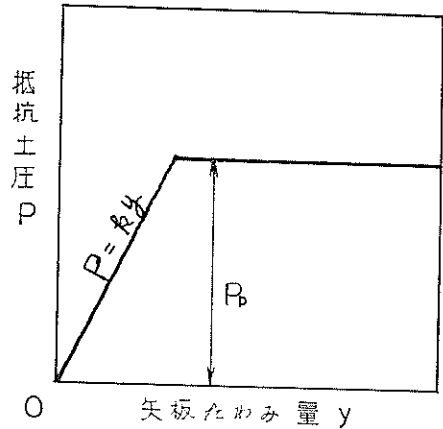


図-2.1 矢板のたわみ量と抵抗土圧の関係

算に用いるべき矢板壁前面に働く受働土圧は真の受働土圧より小さな値、つまり、真の受働土圧と海底地盤の自重による静止土圧との差を用いることにする。このように単純化した矢板壁模型は、図-2.2に示す通りである。

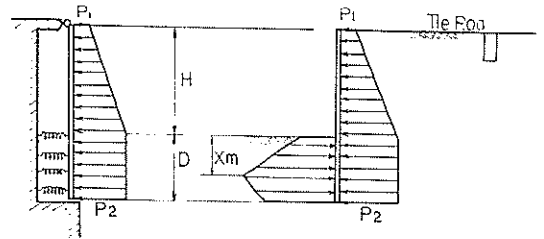


図-2.2 矢板壁の模型

模型を単純にするために控え工の取付け点を天端とする。矢板壁の天端から海底面まで高さ、いかえれば控え工取付け点から海底面までの距離を壁高 h とし、根入れ長を d とし、根入れ前面に働く地盤反力が受働土圧となっている区間を x_m で表わす。海底面を原点として下方が正となるような x 座標を定め、たわみを y 座標で表わすことにする。また、計算受働土圧 \tilde{P}_p は深度に応じて大きくなるから、

$$\tilde{P}_p = \lambda_0 + \lambda_1 x \dots\dots\dots(2.1)$$

と表わせるし、バネがこわれていない領域での地盤反力 P は、地盤のバネ定数を k とすると、

$$P = ky \dots\dots\dots(2.2)$$

と表わされる(図-2.3参照)。

矢板壁のハリ弾性方程式は、海底面より上、抵抗土圧が受働土圧と等しい領域、抵抗土圧が地盤バネ反力と釣り合っている領域の3区間でそれぞれ異なった形となる。 $d < x < x_m$ (抵抗土圧がバネ反力と釣り合っている区間)

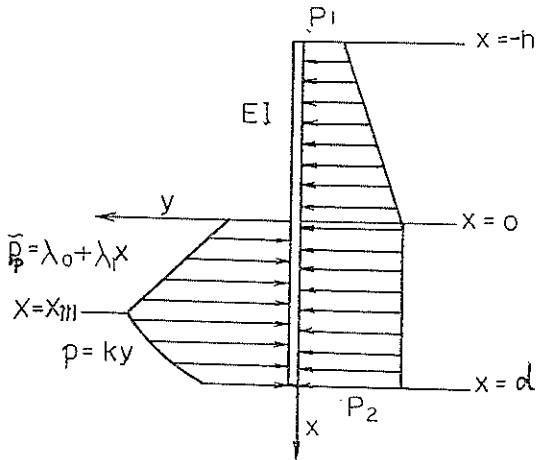


図-2.3 矢板壁の計算模型

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + ky_1 - P_2 = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 3)$$

$x_m > x > 0$ (抵抗土圧が計算受働土圧と釣り合っている区間)

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + (\lambda_0 + \lambda_1 x) - P_2 = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 4)$$

$0 > x > -h$ (海底面より上の区間)

$$EI \frac{d^4 y_3}{dx^4} - P_2 - (P_2 - P_1) \frac{x}{h} = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 5)$$

式(2.3), 式(2.4), 式(2.5)の微分方程式を解くと, 各区間の矢板のたわみ y を示す式が得られる。

$d > x > x_m$

$$y_1 = C_1 e^{\beta x} \cos \beta x + C_2 e^{\beta x} \sin \beta x + C_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + C_4 e^{-\beta x} \sin \beta x + \frac{P_2}{k} \quad \dots\dots\dots(2. 6)$$

ここで

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

$x_m > x > 0$

$$EI y_2 = -\frac{\lambda_1}{120} x^5 + \frac{P_2 - \lambda_0}{24} x^4 + \frac{C_5}{6} x^3 + \frac{C_6}{2} x^2 + C_7 x + C_8 \quad \dots\dots\dots(2. 7)$$

$0 > x > -h$

$$EI y_3 = \frac{P_2 - P_1}{120} x^5 + \frac{P_2}{24} x^4 + \frac{C_9}{6} x^3 + \frac{C_{10}}{2} x^2 + C_{11} x + C_{12} \quad \dots\dots\dots(2. 8)$$

ここで, $C_1 \sim C_{12}$ は積分定数である。

矢板壁各点のたわみ角 θ , 曲げモーメント M , セン断力 S と各点のたわみ y との間には次の関係が成り立つ。

$$\theta = \frac{dy}{dx} \quad \dots\dots\dots(2. 9)$$

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad \dots\dots\dots(2. 10)$$

$$S = -EI \frac{d^3 y}{dx^3} \quad \dots\dots\dots(2. 11)$$

一方, 3区間それぞれの接続点では矢板壁の連続性から両区間のたわみ角は等しくなり, また, 接続点には集中荷重もモーメントも作用していないので, 曲げモーメント, セン断力も等しくなければならない。矢板の上端は単純に支持されているので, たわみ, 曲げモーメントは0となり, 矢板下端は弾性支承の端部であるから, 曲げモーメント, セン断力が0となる。これらの条件を数式に示すと次のようになる。

$x = d$

$$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2 y_1}{dx^2} = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 12)$$

$$\frac{S}{EI} = -\frac{d^3 y_1}{dx^3} = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 13)$$

$x = x_m$

$$y_1 = y_2 \quad \dots\dots\dots(2. 14)$$

$$\theta = \frac{dy_1}{dx} = \frac{dy_2}{dx} \quad \dots\dots\dots(2. 15)$$

$$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2 y_1}{dx^2} = -\frac{d^2 y_2}{dx^2} \quad \dots\dots\dots(2. 16)$$

$$\frac{S}{EI} = -\frac{d^3 y_1}{dx^3} = -\frac{d^3 y_2}{dx^3} \quad \dots\dots\dots(2. 17)$$

$x = 0$

$$y_2 = y_3 \quad \dots\dots\dots(2. 18)$$

$$\theta = \frac{dy_2}{dx} = \frac{dy_3}{dx} \quad \dots\dots\dots(2. 19)$$

$$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2 y_2}{dx^2} = -\frac{d^2 y_3}{dx^2} \quad \dots\dots\dots(2. 20)$$

$$\frac{S}{EI} = -\frac{d^3 y_2}{dx^3} = -\frac{d^3 y_3}{dx^3} \quad \dots\dots\dots(2. 21)$$

$x = -h$

$$y_3 = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 22)$$

$$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2 y_3}{dx^2} = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 23)$$

式(2.7), 式(2.8)を式(2.18)~式(2.21)に代入すると,

$$C_5 = C_9, C_6 = C_{10}, C_7 = C_{11}, C_8 = C_{12} \quad \dots\dots\dots(2. 24)$$

となる。さらに, 式(2.6)~式(2.8), 式(2.9)~式(2.17), 式(2.22)~式(2.24)を整理すると,

$$e^{\beta d} (-C_1 \sin \beta d + C_2 \cos \beta d) + e^{-\beta d} (C_3 \sin \beta d - C_4 \cos \beta d) = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 25)$$

$$e^{\beta d} \{-C_1 (\sin \beta d + \cos \beta d) + C_2 (\cos \beta d - \sin \beta d)\} + e^{-\beta d} \{C_3 (\cos \beta d - \sin \beta d) + C_4 (\cos \beta d + \sin \beta d)\} = 0 \quad \dots\dots\dots(2. 26)$$

$$e^{\beta x_m} (C_1 \cos \beta x_m + C_2 \sin \beta x_m) + e^{\beta x_m} (C_3 \cos \beta x_m + C_4 \sin \beta x_m) + \frac{P_2}{k}$$

$$= -\frac{\lambda_1}{120} x_m^5 + \frac{P_2 - \lambda_0}{24} x_m^4 + \frac{C_5}{6} x_m^3 + \frac{C_6}{2} x_m^2 + C_7 x_m + C_8 \dots (2. 27)$$

$$+ \beta e^{\beta x_m} \{C_1(\cos \beta x_m - \sin \beta x_m) + C_2(\sin \beta x_m + \cos \beta x_m)\} + \beta e^{-\beta x_m} \{C_3(-\cos \beta x_m - \sin \beta x_m) + C_4(-\sin \beta x_m + \cos \beta x_m)\} = -\frac{\lambda_1}{24} x_m^4 + \frac{P_2 - \lambda_0}{6} x_m^3 + \frac{C_5}{2} x_m^2 + C_6 x_m + C_7 \dots (2. 28)$$

$$2\beta^2 \{e^{\beta x_m}(-C_1 \sin \beta x_m + C_2 \cos \beta x_m) + e^{-\beta x_m}(C_3 \sin \beta x_m - C_4 \cos \beta x_m)\} = -\frac{\lambda_1}{6} x_m^3 + \frac{P_2 - \lambda_0}{2} x_m^2 + C_3 x_m + C_6 \dots (2. 29)$$

$$2\beta^3 e^{2\beta x_m} \{C_1(-\sin \beta x_m - \cos \beta x_m) + C_2(\cos \beta x_m - \sin \beta x_m)\} + 2\beta^3 e^{-2\beta x_m} \{C_3(-\sin \beta x_m + \cos \beta x_m) + C_4(\cos \beta x_m + \sin \beta x_m)\} = -\frac{\lambda_1}{2} x_m^2 + (P_2 - \lambda_0)x_m + C_5 \dots (2. 30)$$

$$\frac{P_2 - P_1}{120} h^5 + \frac{P_2}{24} h^4 + \frac{C_5}{6} h^3 + \frac{C_6}{2} h^2 + C_7 h + C_8 = 0 \dots (2. 31)$$

$$\frac{P_2 - P_1}{6} h^3 + \frac{P_2}{2} h^2 + C_3 h + C_6 = 0 \dots (2. 32)$$

となる。式(2. 25)～式(2. 32)の $C_1 \sim C_8$ に関する 8 元 1 次連立方程式を解くことにより、 $C_1 \sim C_8$ を β , λ_0 , λ_1 , P_1 , P_2 , d , x_m , h の関数として表示することができる。

ここで、 β , λ , d , h はそれぞれ矢板壁模型の性格を示す量(壁の剛度と地盤バネ定数との関係、根入れ部の受働土圧、根入れ長、壁高)であり、互いに独立しているが、 x_m はこれら諸量に從属している量で任意には決められない。 x_m の点で受働土圧と地盤のバネ反力とが等しいことから、 y_{2m} を $x = x_m$ におけるたわみとすると

$$ky_{2m} = \lambda_0 + \lambda_1 x_m \dots (2. 33)$$

の関係が成立つ。 y_{2m} を消去すると、

$$hEI \left(-\frac{\lambda_1}{120} x_m^5 + \frac{P_2 - \lambda_0}{24} x_m^4 + \frac{C_5}{6} x_m^3 + \frac{C_6}{2} x_m^2 + C_7 x_m + C_8 \right) = \lambda_0 + \lambda_1 x_m \dots (2. 34)$$

となる。ここで、 C_5 , C_6 , C_7 , C_8 は β , λ , d , h , x_m の既知の関数である。したがって、式(2. 34)を満足する x_m を見い出せば、矢板壁各点のたわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、土圧を算出することができる。

矢板壁の最大曲げモーメントは海底面より上に生ずる。最大曲げモーメント M_{max} の発生する位置を x_0 とすれば、この点でのせん断力は 0 であるから、式(2. 8)式(2. 11)、式(2. 24)より

$$-S_0 = \frac{P_2 - P_1}{h} \frac{x_0^2}{2} + P_2 x_0 + C_5 = 0 \dots (2. 35)$$

となる。この式を変換すれば、

$$x_0 = \frac{h}{P_2 - P_1} \left\{ -P_2 + \sqrt{P_2^2 - 2(P_2 - P_1) \frac{C_5}{h}} \right\} \dots (2. 36)$$

となる。また、最大曲げモーメント M_{max} は式(2. 8)、式(2. 10)、式(2. 24)から、

$$-M_{max} = \frac{P_2 - P_1}{h} \frac{x_0^3}{6} + \frac{P_2}{2} x_0^2 + C_5 x_0 + C_6 \dots (2. 37)$$

と表わされる。

控え工反力 T は矢板壁上端でのせん断力と等しいから、式(2. 8)、式(2. 11)、式(2. 24)に $x = -h$ を代入して求められる。これらを整理すると、

$$T = \frac{h}{2}(P_1 + P_2) - C_5 \dots (2. 38)$$

となる。

2.2 仮想バリ伸長係数 α について

計算模型矢板壁の定数、 β , λ , d , h を決めれば矢板壁の最大曲げモーメント、控え工の反力をそれぞれ式(2. 37)、式(2. 38)によって算出できる。しかし、この計算は複雑であるから、電子計算機を利用しないかぎりとても計算できず、式(2. 37)、式(2. 38)を用いて矢板壁の最大曲げモーメント、控え工反力を算出することは実用的ではない。設計計算のさいに、手軽に利用できるためには、従来の矢板壁の設計法と同様に仮想バリ法に置き換えるべきである。

図-2.4 に示すように、仮想バリの支承位置を海底面におかず、 ah だけ海底面より下方にさげることによ

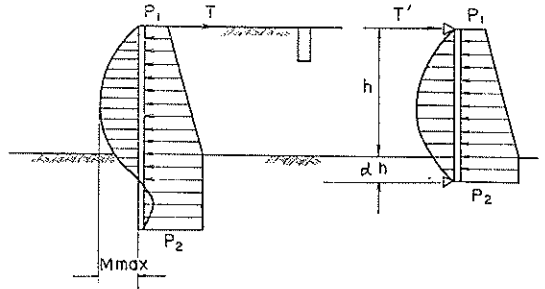


図-2.4 計算模型の仮想バリへの置換

て、仮想バリの最大曲げモーメントと控え工反力とを、模型矢板壁のそれぞれの値と等しくすることができる。このさい、当然仮想バリ矢板壁に働く海底面より上の土圧分布は計算模型の分布と等しくし、海底面以下の土圧分布は P_2 の等分布とする。ここで、係数 α は無次元量

であり、仮想バリ伸長係数と呼ぶ。

粘土地盤に根入れをもつ矢板壁の壁高、土圧、粘土地盤の粘着力、横方向地盤反力係数の値は当然各矢板壁によって異なり、それぞれさまざまな値を示すが、経済的構造物を設計するとなると、これらの量の変化する範囲にも自ら限界があるはずである。この範囲内の数値を用いて仮想バリ伸長係数 α を算出し、この計算結果を整理して α の値を表に示すか、あるいは単純な代数式で表示すれば、この種の矢板の設計は大いに単純化されることになる。

矢板壁の最大曲げモーメント、控え工反力と根入れ長との関係も、仮想バリ伸長係数 α と根入れ長壁高比 $D=d/h$ との関係を調べることによって求めることができる。

仮想バリ伸長係数 α は矢板壁の最大曲げモーメント計算用と控え工反力係数用と2種あることになるが、両者の計算結果を比較すると、すべてのケースにわたって両数値は全く等しく、とくに区別する必要がないことが分かった。したがって、伸長係数 α は兼用できるものとして今後は区別しない。

2.3 計算に用いた矢板壁の形状と地盤条件

計算模型を用いて設計作業に利用できる範囲内の仮想バリ伸長係数 α を算出するには、壁高 h 、根入れ長 d 、矢板壁背後に働く横圧 P_a 、粘土地盤の受働土圧 P_p 、地盤の横方向地盤反力係数 k 、矢板壁の剛度 EI を具体的に決めねばならない。今回の計算に用いた数値とその理由は次の通りである。

(1) 壁高 h

6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16m

(2) 根入れ長 d

根入れ長をそのまま計算に用いることもできるが、壁高との比、つまり、無次元量である根入れ長壁高比 $D=d/h$ の形で計算した方が便利なので、比で表示する。

0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4

設計条件が一般的なときは、根入れ長壁高比 D が0.7~0.9となる場合が多いので、設計に使うための α を算定するためには、 $D > 1.0$ の場合の計算はあまり必要ではないが、根入れ長と控え工反力との関係を調べるために、 $D < 1.4$ の範囲まで計算する。

(3) 矢板壁背後に働く横圧

計算を簡便にするため、海底面より上の矢板壁に働く背後圧を台形分布に単純化する。天端に働く背後圧を $P_1(t/m^2)$ とし、背後圧の増加係数を $K_e(t/m^2)$ とす

る。したがって海底面より上の背後圧 P_2 は

$$P_2 = P_1 + K_e h \dots\dots\dots(2.39)$$

となる。

計算に用いた P_1 、 K_e の値は次の通りである。

P_1 : 1, 2, 3, 4, 5, 6 t/m^2

K_e : 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6 t/m^3

海底面下の背後圧は等分布とする。前にのべたように根入れ部地盤の自重によって根入れ部の背後土圧は増加するが、計算を単純にするため等分布とみなす。この結果、この効果を考慮にいれて、計算に用いたみかけの受働土圧は真の受働土圧より小さくしている。

(4) 粘土地盤の受働土圧

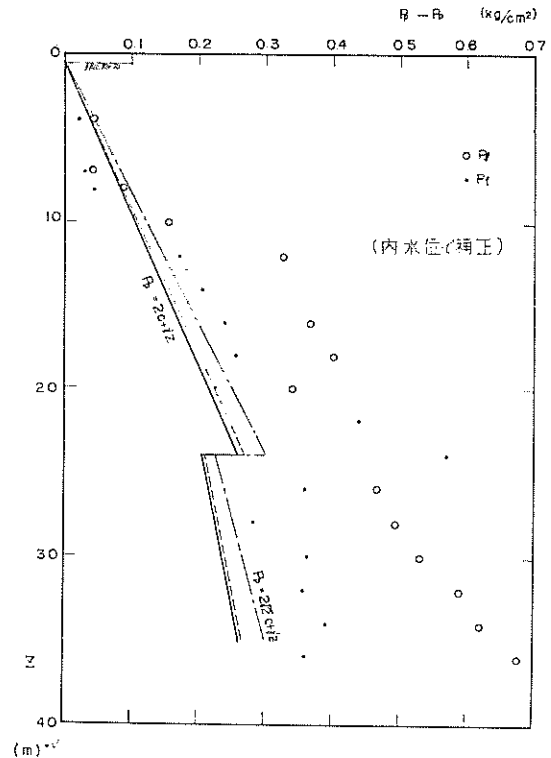
粘土地盤の受働土圧 P_p は一般に、

$$P_p = 2C + \sum \gamma'_i Z_i \dots\dots\dots(2.40)$$

と表わされている。ここで、 C は地盤の粘着力であり、 γ'_i 、 Z_i はその点より上層の土の浮力を考慮にいれた単位体積重量と層厚である。一方、壁面での付着力を粘着力と等しいとみなすと、受働土圧 P'_p は、

$$P'_p = 2\sqrt{2}C + \sum \gamma'_i Z_i \dots\dots\dots(2.41)$$

となる。粘土の受働土圧の実測例はないので、はっきりしていないが、粘土地盤に根入れをもつ矢板壁の根入れ



図—2.5 名古屋港金城埠頭におけるプレシオメーターの測定結果 (その1)

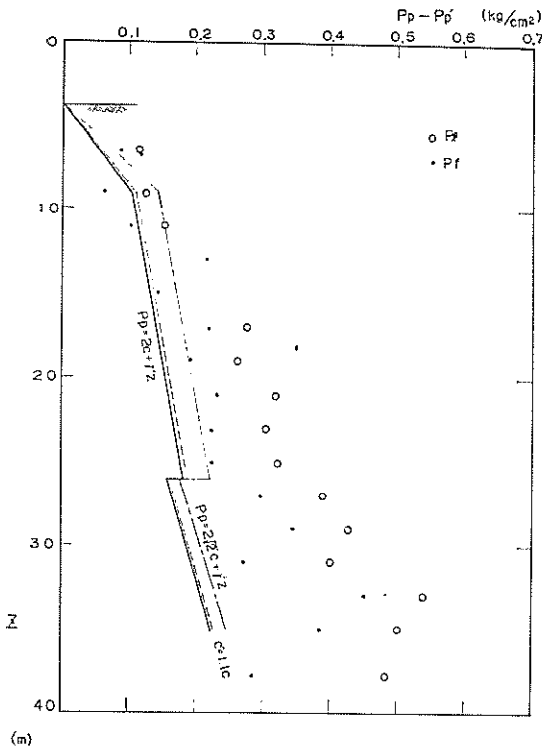


図-2.6 名古屋港金城埠頭におけるプレシオメーター測定結果 (その2)

のはねだしに関する安全率が1.2程度であっても、別段異常な変形をひきおこさないなどを勘案すると、我々が設計に用いている式(2.40)の受働土圧は過少評価しているものと思われる。直接、受働土圧を測定したのではないが、名古屋港金城埠頭の建設地点で行なったプレシオメーターの測定結果と計算された受働土圧を比較すると、式(2.4)の受働土圧でも少し安全側の値を与えている(図-2.5, 図-2.6 参照)。ここで、比較しているプレシオメーターの測定値 P_f , P_l はともに地盤のク

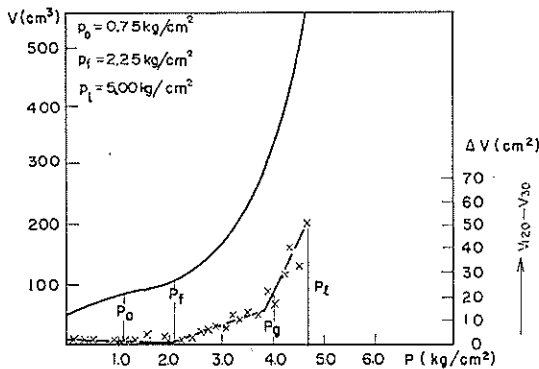


図-2.7 圧力クリープ曲線と圧力容積曲線

リーブ現象に関係のある値で、 P_f はクリープを起こし始める荷重強度であり、 P_l は極限荷重強度である(図-2.7参照)。この2つの事実から、根入れ部前面の受働土圧分布は式(2.41)で表わされるものとする。

式(2.41)は、当然のことではあるが、粘土地盤の受働土圧分布は地盤の粘着力と単位体積重量で表わされることを示している。さらに、粘着力 C 自体が深度 Z に応じて増大する性質がある。この関係を式で表わすと、

$$C = C_0 + \gamma' Z \frac{\Delta C}{\Delta P} \dots \dots \dots (2.42)$$

となる。ここで、深度が Z であるときの粘着力が C であり、 C_0 は海底面での粘着力、 γ' は浮力を考慮にいれた地盤の単位体積重量、 $\Delta C / \Delta P$ は粘着力増加係数である。式(2.41)に式(2.42)を代入し、整理すると、受働土圧分布は

$$P_p' = 2\sqrt{2}C_0 + \left(2\sqrt{2}\frac{\Delta C}{\Delta P} + 1\right)\gamma'Z \dots \dots (2.43)$$

と表わされる。さらに、矢板壁背後に働く土圧の増分を無視した影響の補正を行なうと、計算受働土圧 P_p'' は

$$P_p'' = 2\sqrt{2}C_0 + \left(2\sqrt{2}\frac{\Delta C}{\Delta P} + 1 - K_0\right)\gamma'Z \dots \dots \dots (2.44)$$

となる。ここで、 K_0 は背後土圧の土圧係数である。計算を簡便にするために、

$$\frac{\Delta C}{\Delta P} = 0.25$$

$$K_0 = 0.5$$

$$\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$$

とみなすと、計算受働土圧は

$$P_p'' = 2.8C_0 + 0.85Z \dots \dots \dots (2.45)$$

と表わされる。計算モデルでは計算受働土圧を式(2.1) ($P_p'' = \lambda_0 + \lambda_1 x$)として表わしているので、この表示で表わすと、

$$P_p'' = \lambda_0 + \lambda_1 x = 2.8C_0 + 0.85x \dots \dots \dots (2.46)$$

となる。

計算に用いる海底面での粘着力は次の通りである。

$$C_0 : 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0 \text{ t/m}^2$$

この計算モデルで粘着力増加係数 $\Delta C / \Delta P$, 粘土地盤の単位体積重量 γ' を一定としたが、実際に設計に用いられる数値はそれぞれ土質に応じて異なり、通常、 $\Delta C / \Delta P$ は0.25~0.3の範囲内にあり、 γ' は0.55~0.7である。このようにばらついている数値を一定値とみなした誤差は当然深度が大きくなるにつれて大きくなるが、矢板前面根入れに働く抵抗土圧が受働土圧である範囲は、通常、粘土地盤であれば、5m以内である(図-3.7参照)。一例、海底面より5mの点での誤差を検討すると、 $\Delta C / \Delta P$

による誤差は C_0 に換算して 0.2t/m^2 程度であり、 γ' のもたらす誤差は C_0 に換算して 0.3t/m^2 に過ぎず、ともに計算模型の C_0 の変化範囲、 4t/m^2 にくらべれば無視できるのでとくに補正する必要はない。

(5) 地盤の横方向地盤反力係数 k

砂地盤、粘土地盤に関係なく、地盤の横方向地盤反力係数 k と地盤の標準貫入試験値 N との間には、ある程度の誤差をもってはいるが、

$$k \approx 0.2N \quad (\text{kg/cm}^3) \dots\dots\dots(2. 47)$$

の関係が成り立っている²⁾。また、 N 値と粘着力 C との間には

$$C \approx \frac{5}{8}N \quad (\text{t/m}^2) \dots\dots\dots(2. 48)$$

の関係がほぼ成り立つといわれているので³⁾、両式をむすびつけると、粘着力と C と k の間には、

$$k \approx 320C \quad (k: \text{t/m}^3, C: \text{t/m}^2) \dots\dots\dots(2. 49)$$

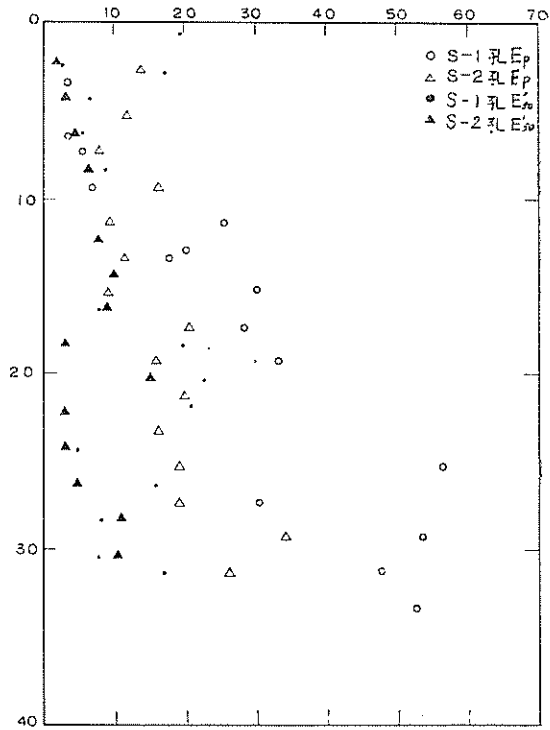
の関係がほぼ成り立つことになる。しかし、自然たい積したままの状態の沖積粘土地盤の N 値は 0~2 程度にすぎないし、 N 値を小数点以下まで表示するのも、標準貫入試験法を勘案すれば無意味であることは明らかであり、軟弱粘土の性質を N 値で表示することは難かしい。さらに式 (2. 48) の代わりに

$$C \approx 1 + \frac{3}{4}N \quad (\text{t/m}^2) \dots\dots\dots(2. 50)$$

の提案もあり⁴⁾、事実、軟弱粘土の場合、式 (2. 48) の示す粘着力は土質試験結果よりも小さすぎるが多いなど問題点が多い。したがって我々の計算模型に、式 (2. 49) を無批判に持ちこむことは危険である。

名古屋港金城埠頭建設地点で行なったプレソメーターによる粘性土地盤の弾性定数 E_p と単純圧縮試験より求めた変形係数 E'_{50} とを図一 2. 8 で比較してみる。2 つのボーリング孔でプレソメーターを用いて粘土地盤の変形係数を測定したが、 E'_{50} は両孔ともほぼ同じ値を示しているにもかかわらず、 E_p の値には多少の差異がみられる。しかし、全体として眺めると、 E'_{50} をもって E_p の代用とすることができそうである。沖積海底粘土のみでなく、 $L.L. > 50\%$ の日本の土の E'_{50} と E_p との関係を、参考のために、図一 2. 9 に示す。データはばらついてはいるが、 E'_{50} 、 E_p が小さいときは当然測定誤差が大きくなることを勘案すれば、一応、 $E'_{50} \approx E_p$ とみなしてもよからう。

横方向地盤反力係数 k と土のみかけの弾性定数 E_p との関係を考えてみよう。 k は地盤を横方向に単位長さを圧縮するに要する圧力の大きさであり、 E は地盤を単位の変形を起こさせるに要する圧力の大きさである。地盤



図一 2. 8 E_p 、 E'_{50} の測定値 (名古屋港金城埠頭) の鉛直面に P なる圧力が働いており、この荷重が $P + \Delta P$ に増大したとなると、当然、地盤は圧縮され鉛直面は移動する。この鉛直面の移動量を Δl とし、圧縮ヒズミを起こした地盤の範囲を l とする。さらに、鉛直表面近くの地盤の圧縮ヒズミを ε とし、かりに、地盤が一様に ε なるヒズミを起こして Δl なる変位を起こせしめたと仮定した場合、この仮想ヒズミが起きている範囲を l_e とする (図一 2. 10 参照)。

このような場合、 k 、 E_p は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{\Delta P}{\Delta l} \\ E_p &= \frac{\Delta P}{\varepsilon} = \Delta P / \frac{\Delta l}{l_e} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2. 51)$$

式 (2. 51) を整理すると、

$$k = E_p / l_e \dots\dots\dots(2. 52)$$

となる。かりに、 l_e を載荷板の $2/3$ と見込み、さらに矢板壁はたわみやすいので、有効載荷板幅としては矢板根入れの全長を考えず、根入れ長の $2/3$ のみ有効であると見込むと、式 (2. 52) は、

$$k \approx 2E_p / d \dots\dots\dots(2. 53)$$

となる。さらに $E_p \approx E'_{50}$ とみなせば、 k は

$$k \approx 2E'_{50} / d \dots\dots\dots(2. 54)$$

と表示することができる。

粘性土試料の単純圧縮試験でえられる応力ヒズミ曲線

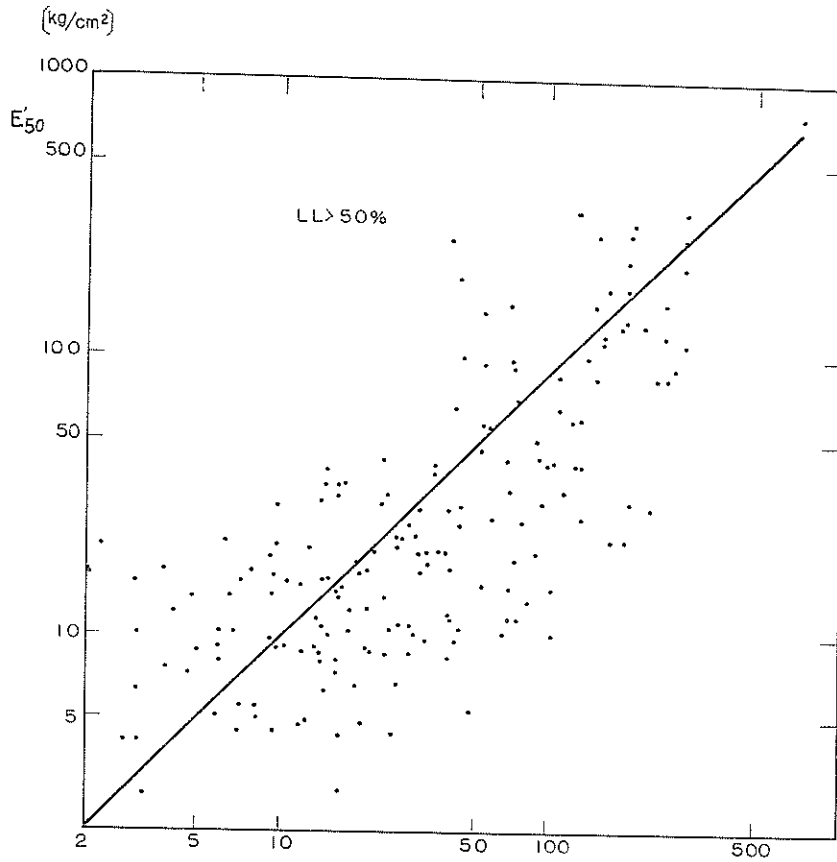


図-2.9 E'_{50} と E_p との関係 E_p [kg/cm²]

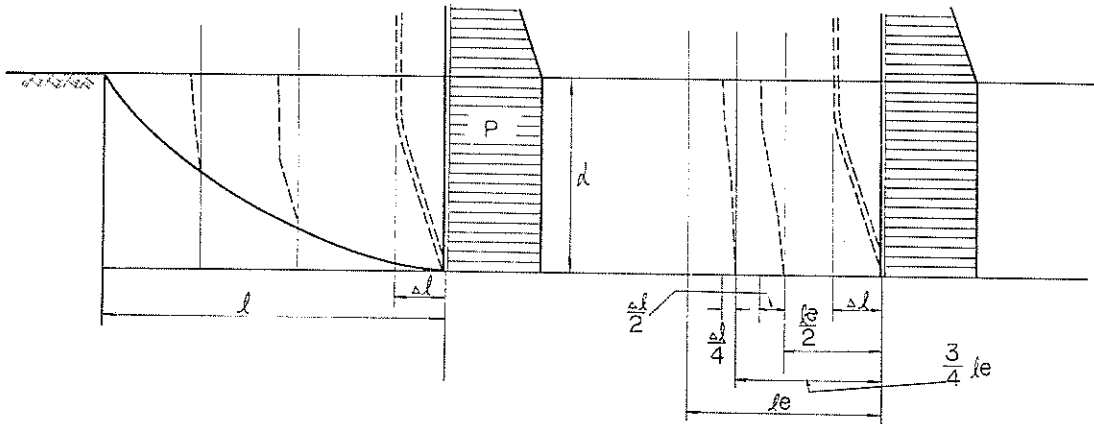


図-2.10 地盤と矢板の変形

の最大応力 q_u の 1/2 の応力を示す点における応力とヒズミの比を E'_{50} と呼んでいる。いいかえれば

$$E'_{50} = \frac{q_u}{2} / \varepsilon_{1/2} = C / \varepsilon_{1/2} \quad \dots \dots \dots (2. 55)$$

と表わされる。ここで $\varepsilon_{1/2}$ は応力が $q_u/2$ となったときの試料のヒズミ量である。この関係を用いると、式(2. 54) は

$$k = \frac{2}{\varepsilon_{1/2} d} C \quad \dots \dots \dots (2. 56)$$

と表わされる。日本各地の沖積粘土(青森港, 大船渡港, 塩釜港, 霞ヶ浦, 東京港, 羽田沖, 横浜港, 衣浦港, 名古屋港, 四日市港, 尼崎港, 神戸港, 広島港, 呉港, 荻田港, 八代港, 舞鶴港, 敦賀港, 七尾港)の性質

を調べよう。図-2・11に上記各地点の粘性土の $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ を

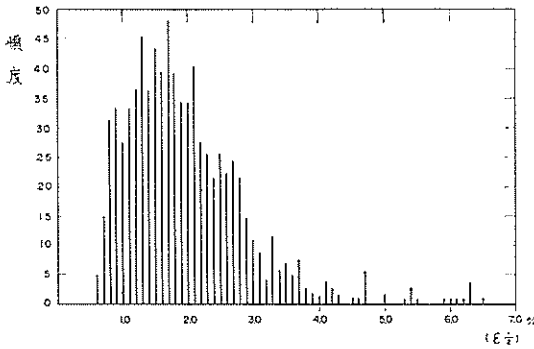


図-2.11 日本各地の $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ の頻度分布図

0.1% 大きみに分類して、各区分ごとの頻度分布を示してある。この図よりみると、 $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ は 0.5%~3% の範囲にあり、平均 1.7% であることが分かる。いかえると、日本の沖積粘土の E'_{50} と C の間には、

$$E'_{50} = 35C \sim 150C \quad \dots\dots\dots(2. 57)$$

の関係が成り立つといえる。

計算模型の k の値は式(2.56)に示すように、粘着力 C と $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ 、 d の関数である。一方、矢板の根入れ長 d は模型の基本的な量で、すでに与えられているが、 $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ も幅のある数値として与えざるをえないので、ここでは両者の積の形で模型に与えることにする。根入れ長は $d=Dh$ であり、 h は 6~16m、 D は 0.6~1.4 であるから計算する範囲は 3.6m~22m と広範囲に変化している。しかし、ここで用いている根入れ長は前にのべたように模型の根入れ長そのものでなく、図-2.10 に示す地盤のヒズミを生じている範囲に関係している矢板壁のある部分の長さである。 D が大きい模型では根入れ長全長がたわんで前面の粘土地盤を押し出すのではなく、単に上部の粘土のみ押し出すのであるから、このような模型では d は真の全長よりも小さくとるべきである。式(2.53)がそのまま成り立つのは $D < 0.8$ 程度の模型と思われるから、式(2.56)に適用できる d は 3.6m~11m 程度である。一方、 $\varepsilon_{\frac{1}{2}}$ は 0.005~0.03 であるから、計算に用いるべき k は、一応、

$$k = 6C \sim 100C \quad (k: t/m^3, C: t/m^2) \dots\dots\dots(2. 58)$$

となる。しかし、粘土の試料が乱れると、ヒズミ量 ε は大きくなるといわれており、事実、 E_p と E'_{50} の関係を示す図-2・9 のばらついているデータの大半は $\varepsilon_{\frac{1}{2}} > 0.02$ である。したがって、地盤の k 値としては式(2.58)の下限はもっと大きくなるであろう。

一方、式(2.47)と式(2.50)とを単純に結びつけると、

$$k = 270(C-1) \quad (k: t/m^3, C: t/m^2) \dots\dots\dots(2. 59)$$

となる。式(2.49)、式(2.58)、式(2.59)を勘案して、横方向地盤反力係数の計算する範囲は、

$$\frac{k}{C} = 20, 40, 100, 200, 400 \quad (1/m)$$

とする。

地盤の横方向反力係数 k が C に比例するというところは、深度に応じて増大することになる。一方、計算模型では根入れ部に作用する地盤のバネの強さが一定であるとして計算をすすめているので、計算模型にいれるバネの強さとしては、定数でなければならない。一応、根入れ平均深度の値を用いることにする。根入れ部平均の粘着力 C_{mean} は

$$C_{mean} = C_0 + \frac{1}{2} \frac{dC}{dP} \gamma' d \dots\dots\dots(2. 60)$$

であるから、地盤のバネ強さ k_{mean} は

$$\begin{aligned} \frac{k_{mean}}{C_{mean}} &= \frac{k_{mean}}{C_0 + \frac{1}{2} \frac{dC}{dP} \gamma' d} \\ &= \frac{k_{mean}}{C_0 + \frac{0.7}{8} d} \dots\dots\dots(2. 61) \\ &= 20, 40, 100, 200, 400(1/m) \end{aligned}$$

となる。

(6) 矢板の剛度 EI

矢板は鋼矢板壁であるから当然

$$E = 2.1 \times 10^7 t/m^2$$

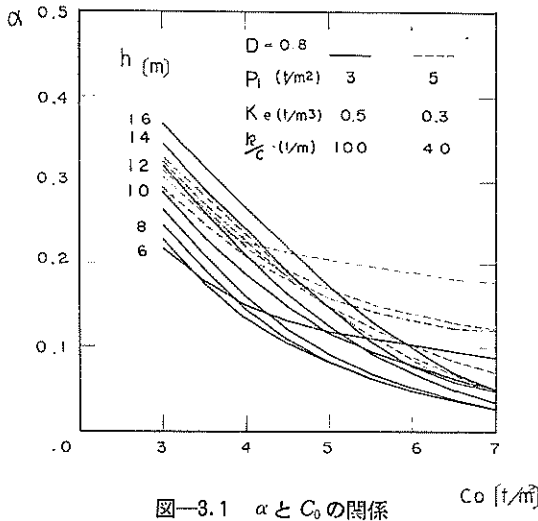
である。矢板壁の断面 2 次モーメントは実在の矢板の数値を用いたほうが実用的であるから、一応 Z 型、BOX 型鋼矢板シリーズを利用することにする。矢板の剛度が未定であれば仮想バネ伸長係数 α 、いかえれば矢板壁の曲げモーメントが算定できず、また、曲げモーメントが分からねば矢板の断面を決めることができない。この計算模型で、経済的でしかも安全な矢板壁の断面を決めるためには、試行によらねばならない。しかし、試行によって矢板壁の断面を決めるべき計算法を採用すると、計算時間が非常に長くなるのに反し、計算結果の精度の向上はあまり期待できないので、一応、つぎのような便法で矢板断面を事前に決めることにする。

この模型を用いた概略計算では、仮想バネの伸長係数 α はほぼ $\alpha=0.2$ であったので、一応、 $\alpha=0.2$ と仮定して各模型の最大曲げモーメントを計算し、矢板壁の応力が $\sigma_a=1,800kg/cm^2$ 以下になるような断面の矢板を選び出す。計算模型の I はこの矢板の数値を用いることにする。

3. 計算結果とその検討

3.1 仮想バリ伸長係数 α と海底面での粘着力 C_0 、根入れ長壁高比 D 、壁高 h 、天端での背後圧 P_1 、背後圧の増加係数 K_e 、地盤反力係数 k との関係

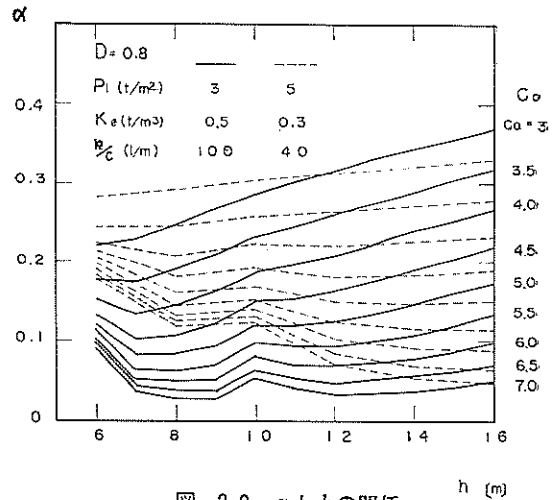
仮想バリ伸長係数 α は矢板壁の諸性質によっていろいろと変化している。これら諸性質のうち何が α に一番大きな影響を与えているか調べるために、 α と、海底面での粘着力 C_0 、根入れ長壁高比 D 、海底面からの控え工取付け高 h 、控え工取付け点での背後圧 P_1 、背後圧の増加係数 K_e 、地盤反力係数 k との関係を図示してみる。



図—3.1 α と C_0 の関係

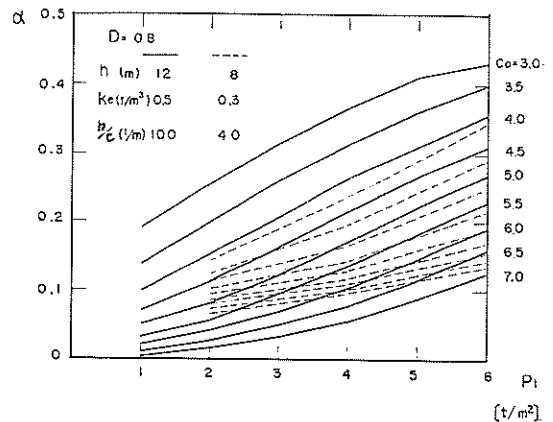
α と C_0 との関係を 図—3.1 に示す。この図では根入れ長控え工取付け高比 D を $D=0.8$ と一定として、控え工取付け高 h をパラメーターとして表わしている。さらに、 $P_1=3\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.5\text{t/m}^3$ 、 $k=100\text{Ct/m}^3$ の矢板模型シリーズと、 $P_1=5\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.3\text{t/m}^3$ 、 $k=40\text{Ct/m}^3$ の場合の矢板模型シリーズとの差異もあわせて比較している。図—3.1 を見ればあきらかなように、第一の模型シリーズでは粘着力が大きくなるにつれて α は減少しており、1、2 の例をのぞくとこの傾向は $\alpha > 0.1$ の範囲ではとくに顕著である。この限界は、海底面の粘着力 C_0 の面からみると 5.5t/m^2 程度に相当する。粘着力の変化が α の変化に顕著に影響する範囲では、粘着力が 1t/m^2 変化したために生ずる α の変化量は控え工取付け高を 6m 変化させたときの α の変化量に相当する。この傾向は第 2 の模型シリーズではさらに顕著である。いいかえると、 α に対して C_0 は他の要素よりも大きな影響を与える量といえる。

α と h との関係を明瞭にするために、図—3.1 と同じ内容を C_0 をパラメーターに変えて 図—3.2 に示す。第



図—3.2 α と h の関係

1 のシリーズでは、 $\alpha > 0.1$ の範囲であると C_0 の増加分と h の増加分との比は、 C_0 、 h の値には関係なくほぼ一定であることが分かる。この図で、 $h=6\text{m}$ 、 $h=10\text{m}$ の 2 カ所で α の値が他の控え工取付け高のときにくらべて大きくなっている。この現象はつぎのような理由によって起こる。矢板の断面 2 次モーメントを實在の矢板に限ったため、矢板の断面が壁高に応じて連続的に変化せず、段階的に変化することになる。控え工取付け高 $6, 7\text{m}$ の模型では、 $Z-25$ 、 h が $8, 9\text{m}$ のときはそれぞれ $Z-38$ 、 $Z-45$ 、 h が 10m 以上では BOX-74 であるから、 $h=6, 10\text{m}$ の模型よりも剛な矢板壁であるといえる。いいかえると地盤のパネを相対的に弱めたことにもなるし、根入れ部の拘束モーメントが低下することになり、 α が相対的に大きくなる。別の見方をすれば、許容応力を変えるなどして矢板の型を一段階変えると、 α の値は $2\sim 3\%$ 程度の変動を生ずるといえる。



図—3.3 α と P_1 の関係

控え工取付け高 $h=12\text{m}$, 背後圧の増加係数 $K_e=0.5$ t/m^3 横方向地盤反力係数 $k=100C\text{t/m}^3$ の模型の α , C_0 , P_1 (控え工取付け点での背後圧)との関係を 図-3.3 に示す。 P_1 は h とほぼ同じような影響を α に及ぼしている。 $\alpha > 0.1$ の範囲では, α はそれぞれ, C_0 , P_1 と直線関係にある。しかし, C_0 が 1t/m^2 変動したために生ずる α の変化分はほぼ 0.05 であり, P_1 にして 2t/m^2 弱に相当しており, P_1 よりも C_0 の方が支配的であるといえる。 $h=8\text{m}$, $K_e=0.5\text{t/m}^3$, $k/C=40$ $1/\text{m}$ の模型についても, α , C_0 , P_1 との関係を調べてみたが, 量的関係は多少異なるが上述の性質をもっていることがみとめられる。

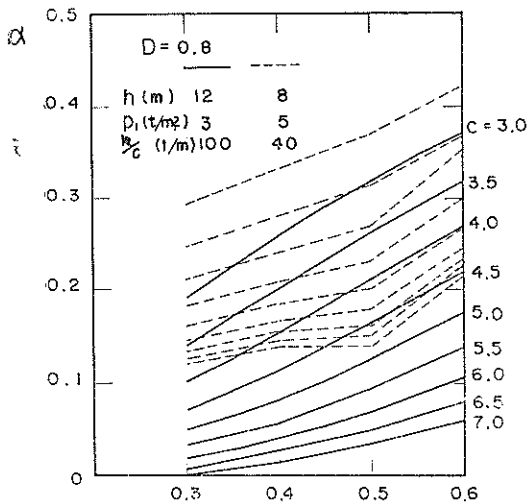


図-3.4 α と K_e の関係

$h=12\text{m}$, $P_1=3\text{t/m}^2$, $k=100C\text{t/m}^3$ の模型の α , C_0 , K_e (背後圧の増加係数) との間の関係を 図-3.4 に示す。この関係も h , P_1 と C_0 , α との間の関係とやはりよく似ている。 $\alpha > 0.1$ の範囲では C_0 , K_e とともに α と直線関係を保っている。この範囲内では, C_0 が 1t/m^2 変わると, α が約 0.1 変わり, この量は K_e にして 0.2t/m^2 弱に相当している。控え工取付け高をかりに $h=10\text{m}$ とみなすと, 控え工取付け点から海底面までの間に増大する背後圧は $P_e=10K_e$ であるから, $\Delta K_e=0.2\text{t/m}^3$ ということは, $\Delta P_e=0.2 \times 10\text{t/m}^2$ となり, ΔP_e の α に及ぼす影響は P_1 の影響とほぼ同じであるといえる。

$h=12\text{m}$, $P_1=3\text{t/m}^2$, $K_e=0.5\text{t/m}^3$ の模型シリーズと $h=8\text{m}$, $P_1=5\text{t/m}^2$, $K_e=0.3\text{t/m}^3$ の模型シリーズとの α , C_0 , k/C (粘土地盤の地盤反力係数と粘着力との比) との関係を 図-3.5 に示す。この関係は h , P_1 , K_e と α との関係とは非常に異なっている。 $C_0 < 4\text{t/m}^2$ の範囲では, α は h にはあまり関係なくほぼ一定である。

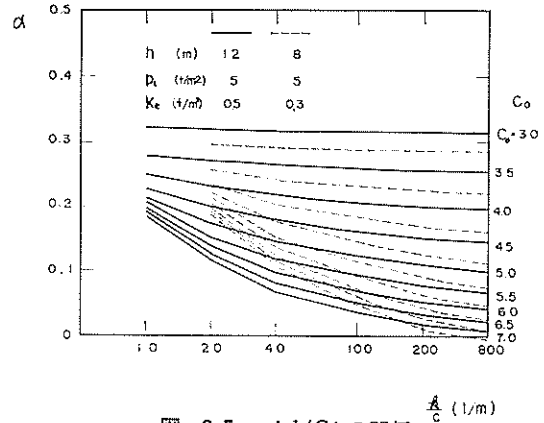


図-3.5 α と k/C との関係

$C_0 > 5.5\text{t/m}^2$ の範囲では, α は逆に C_0 の影響はあまりうけず, C_0 が 1t/m^2 変化しても α の値の変化量は 0.03 程度あるいはそれ以下であり k の値によって決まっている。 C_0 が小さいときは根入れ部の地盤反力の大部分が受働土圧と等しくなるために, 控え工反力, 矢板壁の最大曲げモーメントなどは k の影響はあまりうけない。しかし, C_0 が大きくなると, 根入れ部の下方の地盤反力は受働土圧より小さくなるので, α は C の影響より k の影響をうけるようになる。

計算模型の根入れ部の抵抗土圧のうち上部は受働土圧であり, 下部は地盤のパネ反力である。抵抗土圧の性質が変化する点の海底面からの距離を $d_0=D_0h$ とすると

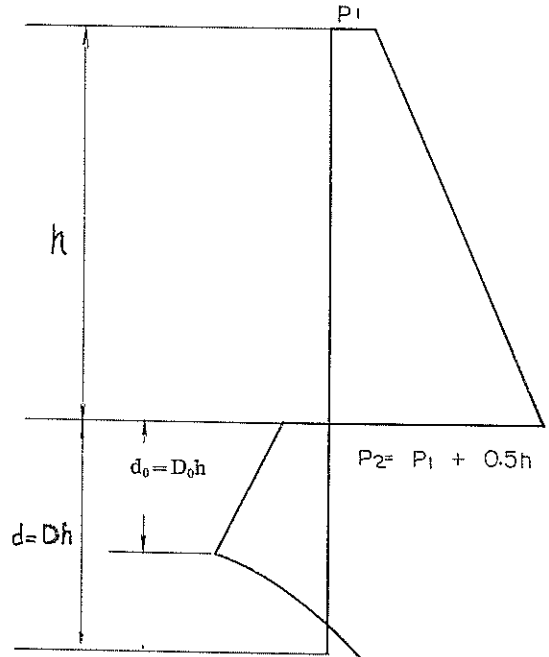


図-3.6 計算模型の根入れ部抵抗土圧

表-3.1 D_0/D の値

P_1	h	k/C	D																	
			10			20			40			100			200			400		
			0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0
3	8	3.0	—	55	25	—	45	35	—	60	50	—	70	60	—	80	70	—	85	75
		4.0	—	20	10	15	10	10	40	35	25	60	45	35	70	60	45	80	65	50
		5.0	—	10	5	15	5	5	20	15	10	40	30	20	55	40	30	65	45	35
	10	3.0	—	—	50	75	55	40	—	65	55	90	75	65	—	80	75	—	85	80
		4.0	—	—	30	30	20	15	50	40	30	65	55	45	75	65	50	80	70	60
		5.0	—	30	15	5	5	5	25	20	15	45	35	25	60	45	35	70	55	40
	12	3.0	—	70	50	70	75	60	90	85	70	90	85	80	—	90	85	95	90	90
		4.0	55	35	25	70	50	40	75	60	50	85	70	60	85	80	65	90	85	70
		5.0	15	10	5	40	30	25	55	45	35	65	55	40	75	65	45	80	70	50

(図-3.6 参照), $h=8, 10, 12m$, $P_1=3t/m^2$, $K_c=0.5 t/m^3$, $C_0=3, 4, 5 t/m^2$, $D=0.6, 0.8, 1.0$ のときの D_0/D の値は表-3.1に示す通りである。

$D=0.8$ の場合の D_0/D と k/C との関係を 図-3.7 に図示してある。

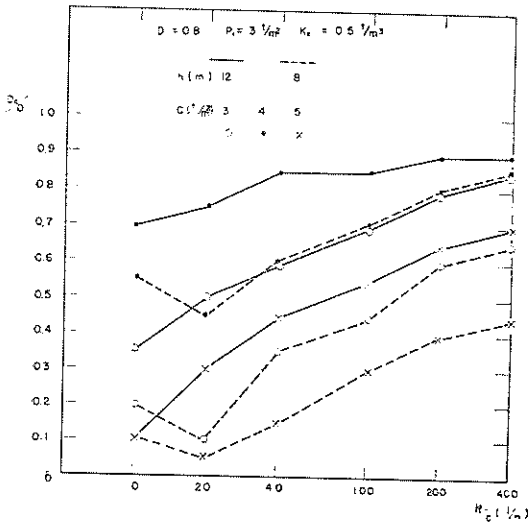


図-3.7 D_0/D と k/C の関係 ($D=0.8$)

粘着力が大きくなるにつれて、又地盤反力係数が小さくなるにつれて、受働土圧に支配される区域が減少することが分かり、さきの推定が正しいことが分かる。

今までの計算結果に対する検討は、 $D=0.8$ の場合に限っていたが、 α は D によっても当然変化する。この根入れ長壁高比の変化が α にどのような影響をもたらすかを調べるために、表-3.2に示すような種々の計算模型の α と D との関係を 図-3.8~図-3.12に示す。

全般的傾向として、 D が大きくなってゆくと、 D が小さい範囲内では、 α の値は増大するが、 D がある値より

表-3.2

$h(m)$	$P_1(t/m^2)$	$K_c(t/m^3)$	$k/C(1/m)$	備考
12	3	0.5	100	図-3.8
6	3	0.5	100	図-3.9
12	5	0.5	100	図-3.10
12	3	0.3	100	図-3.11
12	3	0.5	20	図-3.12

も大きくなると、むしろ、 α の値は減少する。この α を最大にする D の値は $C_0, h, P_1, K_c, k/C$ の値によって当然変化する。 h, P_1, K_c など背後土圧の合力に関係する量が大きくなると、この値は大きくなる。しかしながら、 C_0, k など抵抗土圧に関係する量が大きくなると、むしろ小さくなる。表-3.2に示す模型に限れば、 $C_0=3t/m^2$ の場合であっても、 α を最大にする D のうち一番大きな D はせいぜい $D=1.0$ (図-3.10参照) で

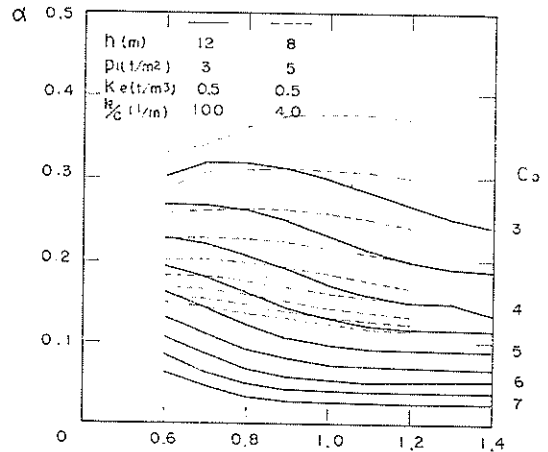


図-3.8 α と D の関係(その1)

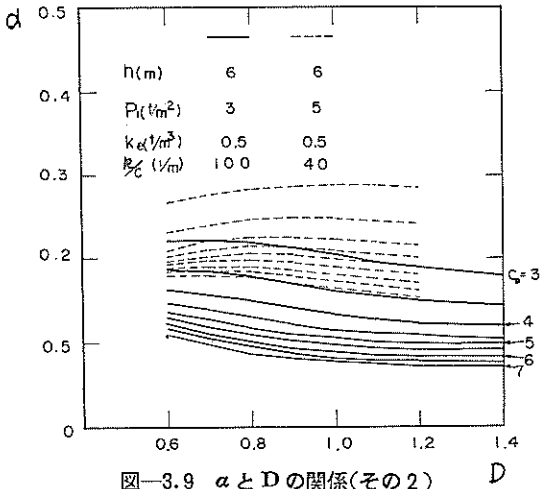


図-3.9 α とDの関係(その2)

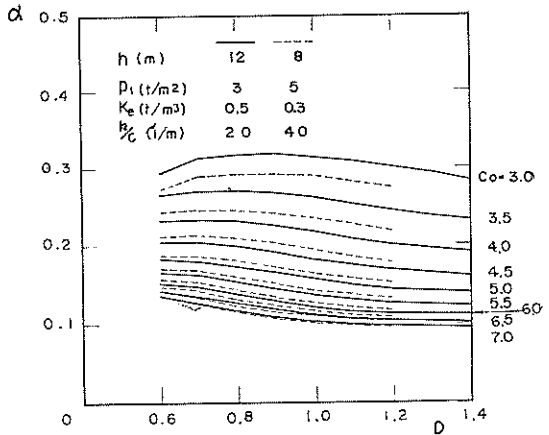


図-3.12 α とDの関係(その5)

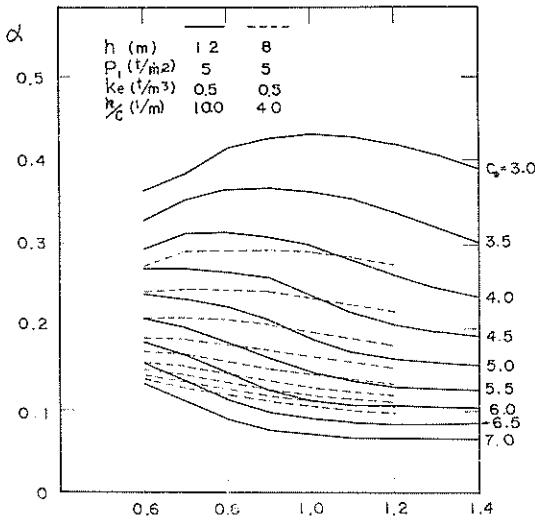


図-3.10 α とDの関係(その3)

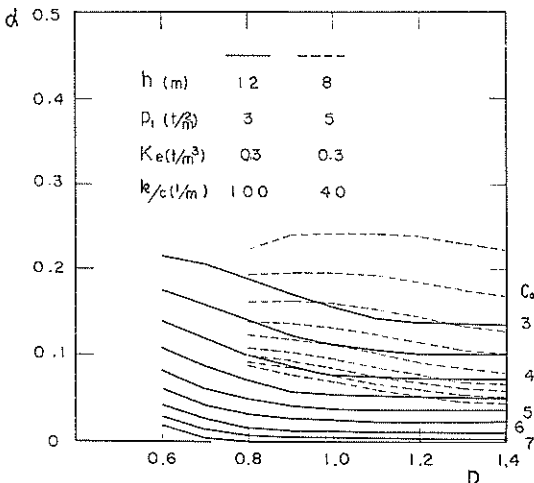


図-3.11 α とDの関係(その4)

あり、大部分の模型では $D > 0.6$ の範囲では D が大きくなるにつれて α は小さくなっている。

これら表-3.2 にあげた模型について D の変化による α の変動量を調べてみると、 $0.6 < D < 1.4$ の範囲内での α の変動量はせいぜい $\Delta\alpha < 0.1$ であり、 $\Delta\alpha \approx 0.05$ 程度の模型が多い。これらの値は、控え工取付け高を 6m 変化させた最大の影響が $\Delta\alpha \approx 0.1$ (図-3.8 と 図-3.9 との比較)、控え工取付け点の背後圧の差が $2t/m^2$ 生じた影響の最大値が $\Delta\alpha \approx 0.15$ (図-3.8 と 図-3.10 との比較)、背後圧の増加係数が $0.2t/m^3$ 変化したときの最大の影響は $\Delta\alpha \approx 0.15$ (図-3.8 と 図-3.11 との比較) にくらべると小さい。

2, 3 の例外をのぞけば、 $D=0.8$ のときの α の値は $0.6 < D < 1.4$ の範囲内の α の最大値でも最小値でもなく、中間の値を示していることからみて、 $D=0.8$ の場合の α と $C_0, h, P_i, K_e, k/C$ との関係を図示した 図-3.1~図-3.5 は単に $D=0.8$ における関係のみではなくある程度の誤差を容認すれば α に関する一般的な数量関係を示しているといえよう。

3.2 仮想バリ伸長係数 α と海底面での粘着力 C_0 との関係

α は $C_0, h, P_i, K_e, k/C, D$ の関数であり、これらの要素との数量関係は 図-3.1~図-3.12 に示すように複雑である。矢板壁を設計するに当って、これらの図を用いて α を算定しなければならないとなると、数多くのグラフが必要となり、いろいろと不便である。このような不便をなくすために、 α とこれら諸要素との間の関係を整理する必要がある。

$C_0, h, P_1, K_e, k/C, D$ の各要素のうち、背後圧の大きさを決める要素は h, P_1, K_e であり、根入れ部の抵抗を規定するものは $C_0, k/C$ である。矢板壁の安定に直接関係する背後圧の性格を表わす量としては、控え工取付け点での背後圧 P_1 、海底面での背後圧 $P_2 = P_1 + K_e h$ 、海底面より上の背後圧の平均圧 $P_{mean} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)$ 、海

底面より上の背後圧の合力、海底面より上の背後圧の形成するモーメントなど、いろいろな量があげられる。とりあえず、代表量として平均圧 P_{mean} をとりあげ、抵抗圧を示す量として C_0 を用い、両者の比 $\bar{\eta}$ と α との関係を図に表わしてみよう。

$$\bar{\eta} = \frac{2C_0}{P_1 + P_2} \dots \dots \dots (3. 1)$$

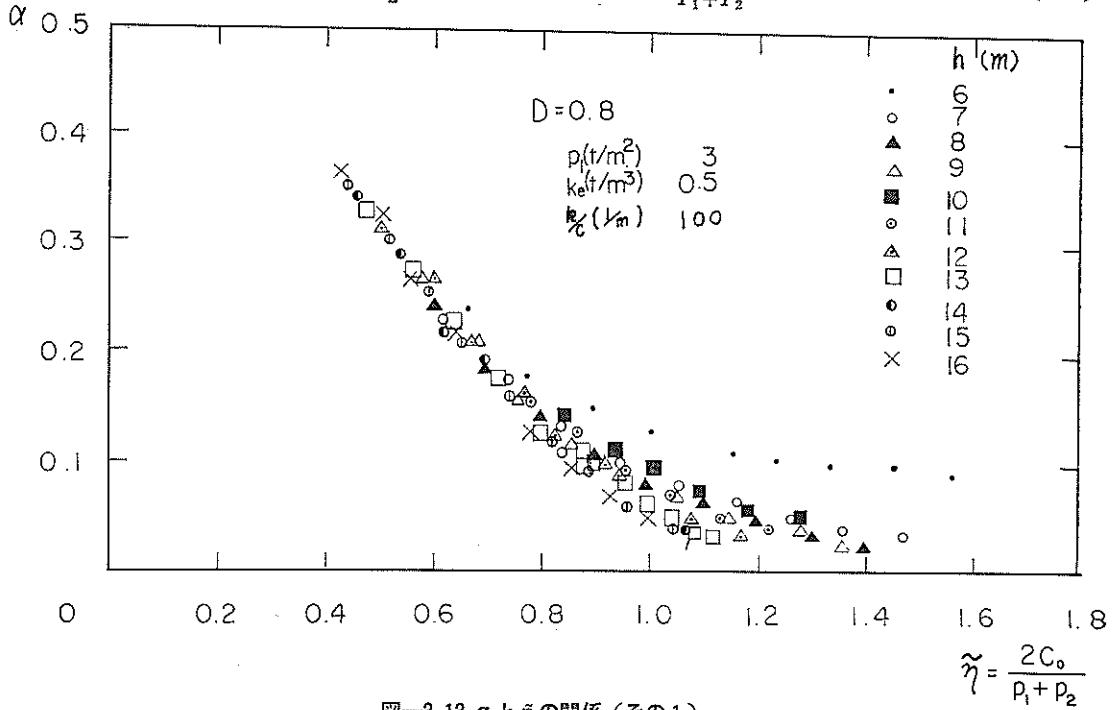


図-3.13 α と $\bar{\eta}$ の関係 (その1)

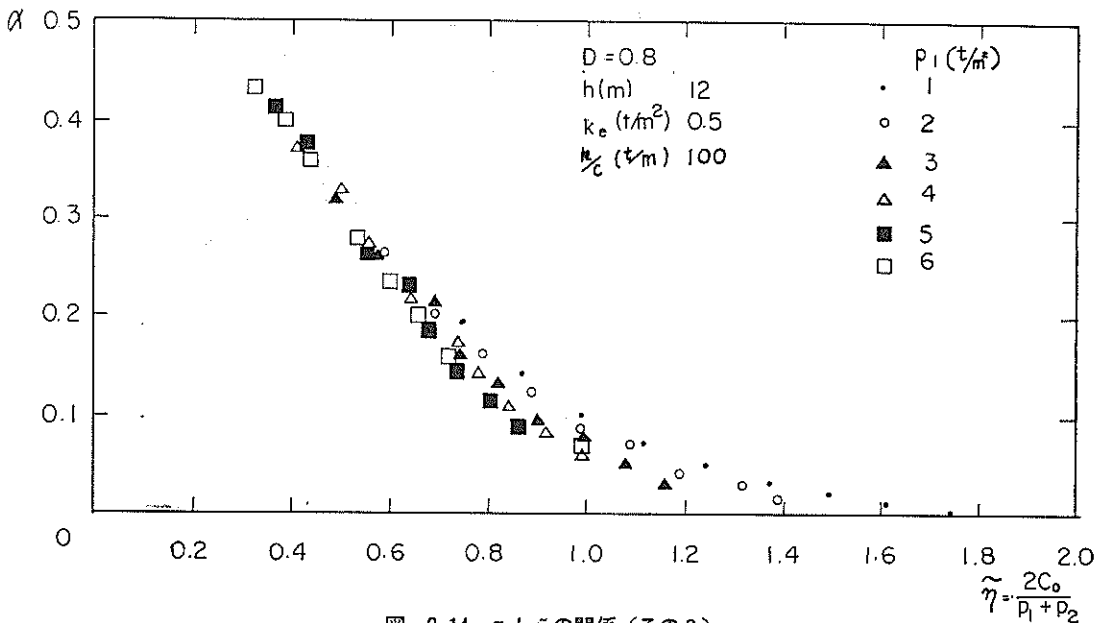


図-3.14 α と $\bar{\eta}$ の関係 (その2)

図-3.13に、 $D=0.8$, $P_1=3\text{ t/m}^2$, $K_e=0.5\text{ t/m}^3$, $h/C=100\text{ 1/m}$ で、 $C_0=3\sim 7\text{ t/m}^2$, $h=6\sim 14\text{ m}$ の模型群の α と η との関係を表示してある。 $h=6\text{ m}$ の値は他のものよりかけ離れてはいるが、その他の値は比較的よくまとまっている。とくに、 $h=13, 14, 15, 16$ 以外のものはほぼ完全に1本の滑らかな曲線の上にならんでいることが分かる。この事実より、ある程度の誤差を無視すれば、図-3.2 の数本の線は η を用いることにより h には無関係に1本の線で表わすことができる。

図-3.14に、 $D=0.8$, $h=12\text{ m}$, $K_e=0.5\text{ t/m}^3$, $h/C=100\text{ 1/m}$, $C_0=3\sim 7\text{ t/m}^2$, $P_1=1\sim 6\text{ t/m}^2$ の模型群の α と η との関係をグラフ化してある。 h を変化させた図-3.13と同様に $\alpha < 0.2$ の範囲では α は多少のばらつきを示すが、その他の範囲では図-3.13と同一の1本の曲線の上にならんでいる。 $\alpha < 0.2$ の範囲のばらつきにしても、ばらつきの範囲は α にして $\Delta\alpha \approx 0.05$ に過ぎない。

図-3.15 に、 $D=0.8$, $h=12\text{ m}$, $P_1=3\text{ t/m}^2$, $h/C=$

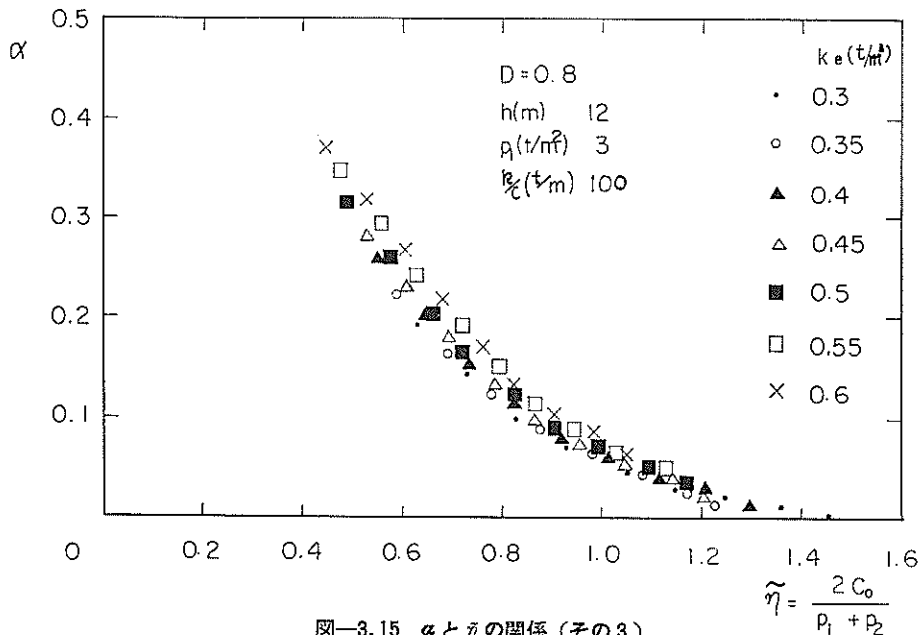


図-3.15 α と η の関係 (その3)

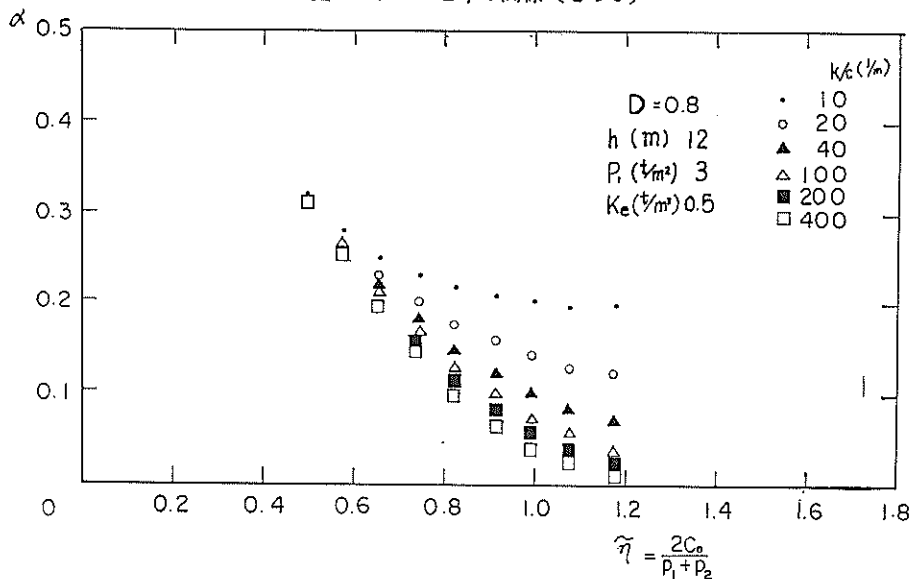
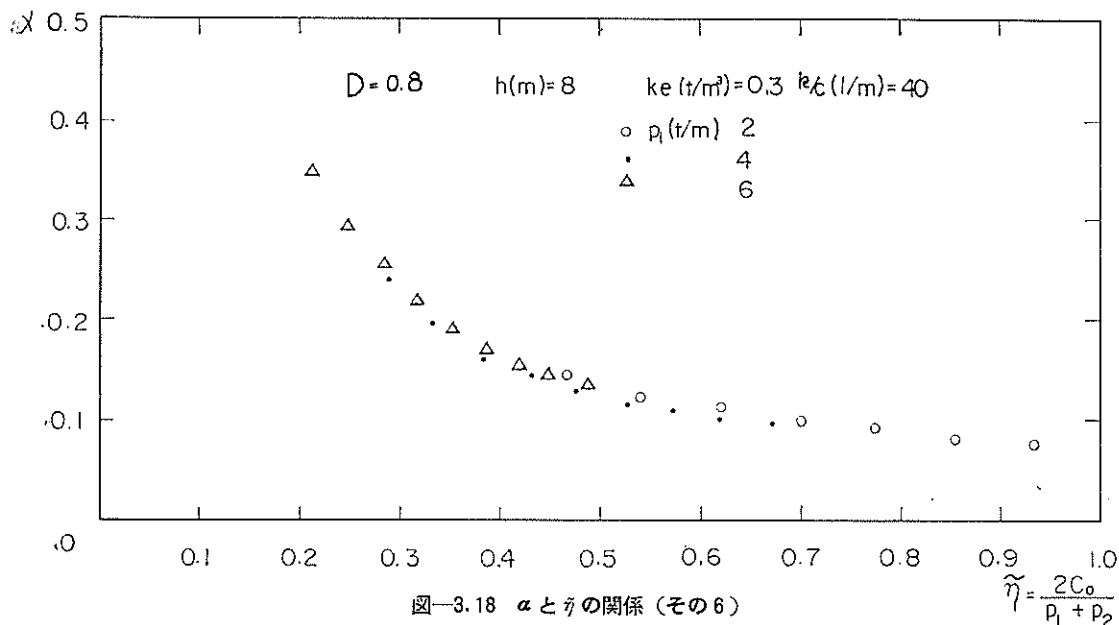
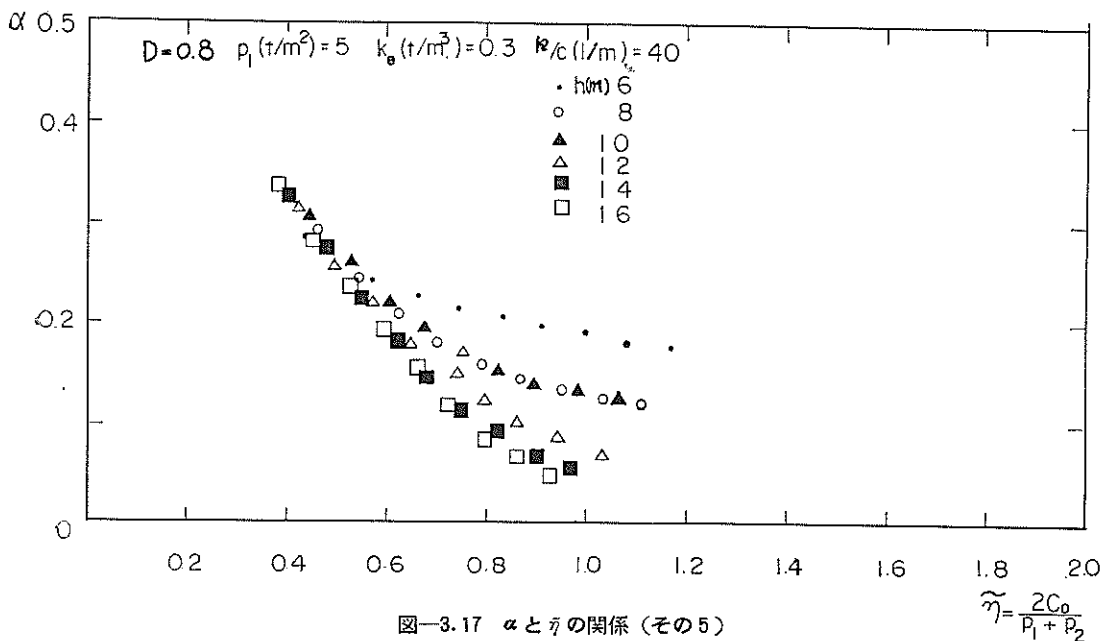


図-3.16 α と η の関係 (その4)

100 1/m, $C_0=3\sim 7\text{ t/m}^2$, $K_e=0.3\sim 0.6\text{ t/m}^3$ の模型群シリーズの α と $\bar{\eta}$ との関係を示す。 K_e が変化する模型群は P_1 が変化する模型群と異なって, $\alpha < 0.1$ の範囲ではほぼまともになっているが, $\alpha > 0.1$ の範囲ではばらついている。しかし, このばらつき量はやはり $\Delta\alpha \approx 0.05$ 度にすぎず全体としての α と $\bar{\eta}$ との関係は図-3.13, 図程-3.14 と非常によく似ている。

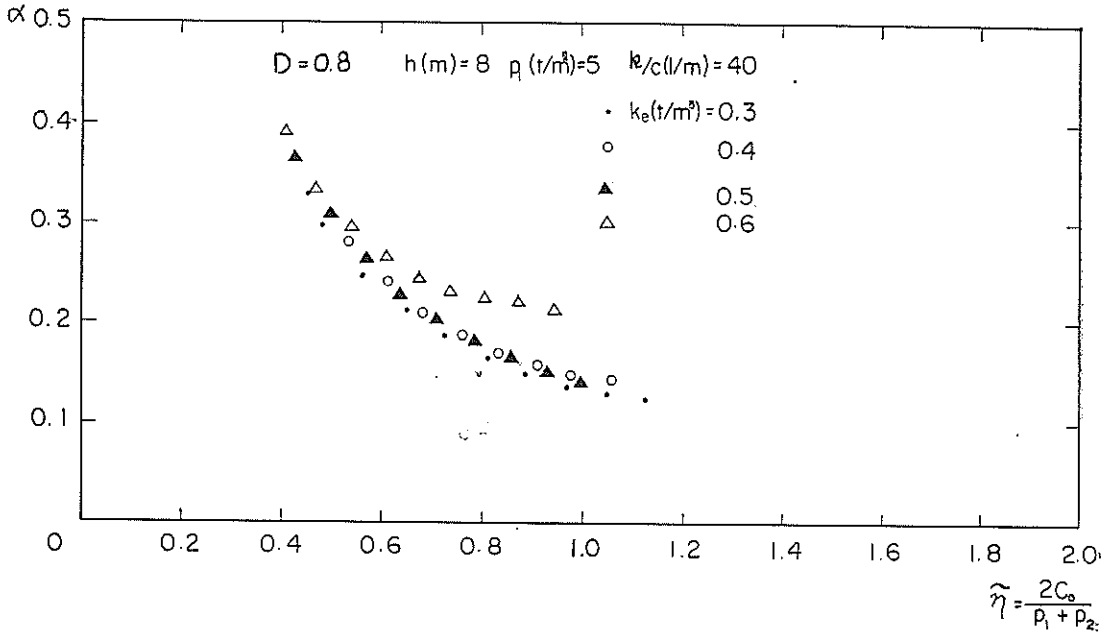
図-3.16に, $D=0.8$, $\eta=12\text{ m}$, $P_1=3\text{ t/m}^2$, $K_e=0.5\text{ t/m}^3$, $C_0=3\sim 7\text{ t/m}^2$, $k/C=10\sim 400\text{ 1/m}$ の模型群シリーズの α と $\bar{\eta}$ との関係を示す。この関係は今までの α と $\bar{\eta}$ との関係とは多少異なっている。 k/C の値によって α と $\bar{\eta}$ との関係は大幅に変化する。抵抗土圧は単に受働土圧だけではなく地盤のバネ反力との合成土圧であるにもかかわらず抵抗土圧の代表量として C_0 のみを取り出



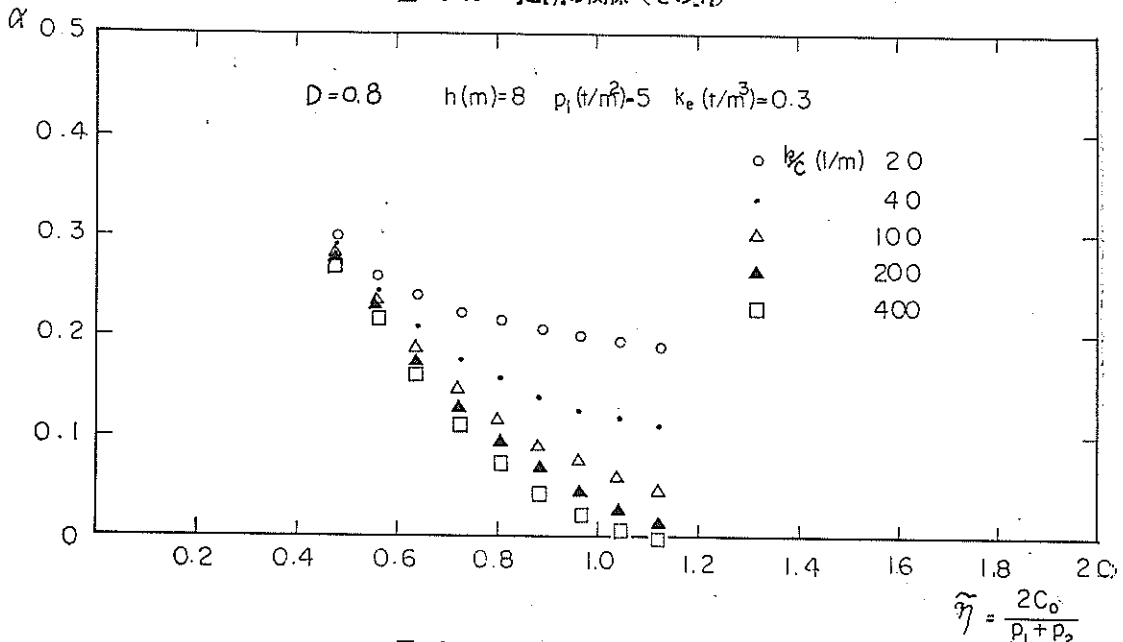
しているだけであるから、このような差異が生ずるのは当然である。しかし、 $k/C > 40$ 1/m の範囲にかぎればばらつきの範囲も狭くなり、 $\Delta\alpha \approx 0.05$ 程度におさまり、各点の形成する曲線の形状も上述の各曲線形と似かよってくる。

表—3.2 に示すような模型群の α と $\bar{\eta}$ との関係を図—3.17～図—3.20 に示す。これらの模型群の各要素 $h, P_1,$

$K_e, k/C$ は前述の模型群の値とかなり異なっているにもかかわらず、 α と $\bar{\eta}$ との関係は前述の図—3.13～図—3.16 に示す関係と比較的よく似ていることからみて、 α と $\bar{\eta}$ との関係は h, P_1, K_e の影響はあまりうけないといえよう。しかし、詳細に比較すると多少の差異がある。 h をパラメーターとした図—3.13 と図—3.17の間では、 $K_e = 0.3 \text{ t/m}^3, k/C = 40 \text{ 1/m}$ の模型群 (図—3.17) の方



図—3.19 α と $\bar{\eta}$ の関係 (その7)



図—3.20 α と $\bar{\eta}$ の関係 (その8)

が全体として小さな α の値($\Delta\alpha < 0.03$)を示しており、 $\alpha < 0.15$ の範囲では α の値はばらついている。 P_1 をパラメーターとしている図-3.14と図-3.18の間では、 $\alpha < 0.15$ の範囲では $K_e = 0.3 \text{ t/m}^3$ 、 $k/C = 40 \text{ 1/m}$ の模型群(図-3.18)の方が大きな α の値($\Delta\alpha < 0.08$)を示し、 $\alpha > 0.2$ の範囲では少し小さい α の値を示している。 K_e をパラメーターとした図-3.15と図-3.19の間では、 $\alpha > 0.2$ の範囲では両者はともにばらついてはいるが、その範囲は等しい。しかし、 $\alpha < 0.2$ の範囲では $k/C = 40 \text{ 1/m}$ の模型群(図-3.19)の方が大きな α の値($\Delta\alpha < 0.05$)を示している。 k/C をパラメーターとしている図-3.16と図-3.20の間では、 $\Delta\alpha < 0.25$ の範囲ではともにばらついており、その範囲はほぼ等しい。しかし、全体としては $K_e = 0.3 \text{ t/m}^3$ の模型群(図-3.20)の方が小さな α の値($\Delta\alpha < 0.03$)を示している。

今までに調べたことをとりまとめてみると、根入れ長壁高比 $D=0.8$ のときの α と γ との関係は、 $\alpha > 0.15$ の範囲では K_e の影響が他の要素にくらべて大きく K_e が、 $0.3 \sim 0.6 \text{ t/m}^3$ の間で変化すると、 α は 0.05 程度

変化し、 $\alpha < 0.15$ の範囲では k/C の影響が他の要素よりも大きく k/C が $40 \sim 400 \text{ 1/m}$ の間で変化すると、 α は 0.1 程度となる。

3.3 仮想バリ伸長係数 α と根入れ長壁高比 D との関係

矢板壁の根入れ長は根入れ部の抵抗土圧と背後の土圧、水圧との釣合いより決まる。現行の設計法では、控え工取付け点に関して根入れ部受働土圧の形成するモーメントが、背後土圧、水圧の形成するモーメントの 1.2 倍以上になるように、つまり根入れの安全率が $n=1.2$ となるように、根入れ長を決めるようになっている。したがって、ここで根入れの安全率が $n_p=1.2$ となるような根入れ長のときの、 α と γ との関係を調べてみよう。

根入れ部が粘土地盤にある矢板壁の根入れの安全率が $n_p=1.2$ のときの根入れ長 d は、付録 現行根入れ長決定法による計算図表 付図-2.2を用いれば簡単に求まる。今回、計算模型により α を算出した各模型の必要根入れ長壁高比 D を表-3.3に示す。

表-3.3(a) 計算模型の必要根入れ長壁高比

$C_0(\text{t/m}^2)$	$h(\text{m})$	$P_1=3\text{t/m}^2, K_e=0.5\text{t/m}^3, k/C=100 \text{ 1/m}$										$P_1=5\text{t/m}^2, K_e=0.3\text{t/m}^3, k/C=40 \text{ 1/m}$					
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	6	8	10	12	14
3.0	1.30	1.33	1.34	1.36	1.37	1.42	1.50	1.51	1.54	1.55	1.56	—	—	—	—	—	—
3.5	1.02	1.04	1.06	1.07	1.08	1.13	1.20	1.22	1.29	1.30	1.31	—	—	—	—	—	—
4.0	0.85	0.87	0.88	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.98	1.02	—	—	—	—	—	—
4.5	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.83	0.84	0.87	0.88	0.89	1.29	1.56	1.58	1.60	1.62	1.63
5.0	0.61	0.62	0.63	0.67	0.70	0.72	0.74	0.75	0.78	0.79	0.80	1.27	1.32	1.39	1.40	1.37	1.38
5.5	0.52	0.54	0.56	0.58	0.62	0.64	0.66	0.69	0.72	0.73	0.73	1.03	1.04	1.05	1.08	1.14	1.17
6.0	0.45	0.47	0.48	0.52	0.54	0.57	0.60	0.62	0.66	0.66	0.67	0.82	0.88	0.92	0.94	0.95	0.94
6.5	0.40	0.41	0.43	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.59	0.60	0.61	0.72	0.76	0.79	0.82	0.84	0.85
7.0	0.34	0.37	0.41	0.42	0.44	0.47	0.48	0.50	0.53	0.55	0.56	0.63	0.65	0.70	0.72	0.76	0.77

表-3.3(b) 計算模型の必要根入れ長壁高比

$C_0(\text{t/m}^2)$	$P_1(\text{t/m}^2)$	$h=12\text{m}, K_e=0.5\text{t/m}^3, k/C=100 \text{ 1/m}$						$h=8\text{m}, K_e=0.3\text{t/m}^3, k/C=40 \text{ 1/m}$		
		1	2	3	4	5	6	2	4	6
3.0	0.66	0.93	1.48	—	—	—	0.74	—	—	
3.5	0.58	0.81	1.18	—	—	—	0.60	1.67	—	
4.0	0.50	0.71	0.94	1.38	—	—	0.59	1.34	—	
4.5	0.45	0.63	0.84	1.14	1.65	—	0.43	1.00	—	
5.0	0.39	0.56	0.74	0.97	1.45	—	0.35	0.83	—	
5.5	0.35	0.50	0.66	0.88	1.18	1.58	0.31	0.72	1.45	
6.0	0.32	0.45	0.60	0.78	1.11	1.28	0.27	0.62	1.28	
6.5	0.29	0.41	0.53	0.70	0.94	1.17	0.24	0.54	1.07	
7.0	0.27	0.37	0.48	0.63	0.81	1.03	0.23	0.51	0.97	

表-3.3(c) 計算模型の必要根入長壁高比

$K_e(t/m^3)$ $C_0(t/m^2)$	$P_1=3t/m^2, h=12m, k/C=10\ 1/m$							$P_1=5t/m^2, h=8m, k/C=40\ 1/m$			
	0.3	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.30	0.40	0.50	0.60
3.0	1.42	1.45	1.46	1.50	1.54	1.53	1.55	—	—	—	—
3.5	1.10	1.13	1.14	1.18	1.20	1.21	1.24	—	—	—	—
4.0	0.83	0.88	0.89	0.94	0.95	0.95	0.99	—	—	—	—
4.5	0.74	0.77	0.79	0.83	0.84	0.85	0.88	1.54	1.55	1.57	1.59
5.0	0.64	0.67	0.69	0.73	0.74	0.75	0.78	1.10	1.11	1.13	1.30
5.5	0.57	0.60	0.61	0.65	0.66	0.68	0.70	1.03	1.04	1.06	1.10
6.0	0.51	0.54	0.56	0.59	0.60	0.62	0.64	0.88	0.89	0.94	0.98
6.5	0.44	0.47	0.49	0.52	0.53	0.54	0.57	0.76	0.78	0.83	0.90
7.0	0.39	0.43	0.45	0.47	0.48	0.49	0.53	0.72	0.76	0.79	0.85

表-3.3の根入れ長壁高比Dは付図-3.2により計算しているの、当然裏込め材の水中単位体積重量 γ' は $\gamma'=1.0\ t/m^3$ 、主働土圧係数は $K_a=1/3$ としている。根入れ長壁高比Dは海底面の粘着力 C_0 、控え工取付け点の横圧 P_1 によってかなり変化している。たとえば、 $P_1=3\ t/m^2$ 、 $K_e=0.5\ t/m^3$ のとき、 $C_0=3\ t/m^2$ の場合は $D=1.3\sim 1.6$ であるのに反し、 $C_0=7\ t/m^2$ の場合、 $D=0.3\sim 0.6$ となっている。 P_1 を変化させれば、Dの変化はさらに顕著になるので、 $n_p=1.2$ のときの α 、つまり α_0

は、単に $D=0.8$ のときの α を代用することができない。各模型シリーズごとに α_0 と η との関係をグラフ化すると、 $D=0.8$ の場合にくらべてばらつき幅が大きくなりまとまりがつかないので、この場合は、海底面の粘着力と裏込め圧の平均圧との比である η ではなく、海底面での粘着力と裏込め圧の合力の作用点における裏込め圧との比 η 、すなわち

$$\eta = \frac{3C_0}{P_1+2P_2} \dots\dots\dots(3.2)$$

と α_0 との関係をグラフに表示する。

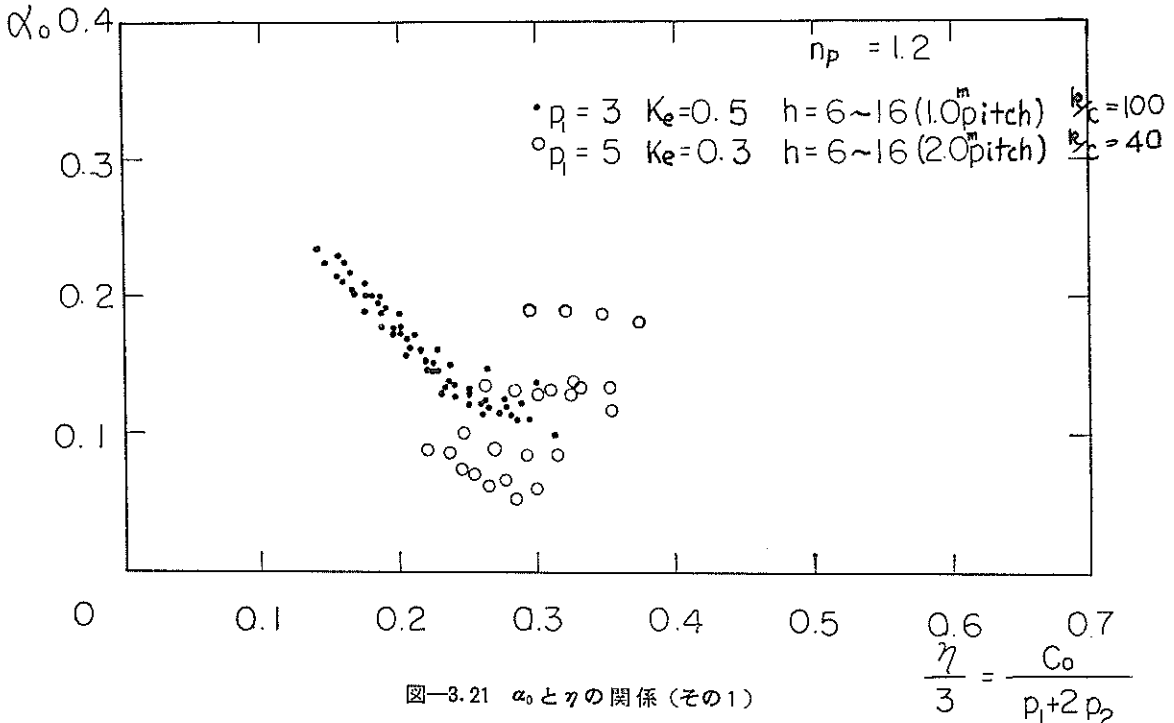


図-3.21 α_0 と η の関係(その1)

図-3.21には、 P_1 、 K_e を一定にして壁高 h ($h=6\sim 16\text{m}$)のみを変化させたときの α_0 と η との関係を示してある。図中の黒印は $P_1=3\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.5\text{t/m}^3$ 、 $h/C=100\text{ 1/m}$ の模型シリーズのデータであるが、これらのデータはかなりよくまとまっている。白印は $P_1=5\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.3\text{t/m}^3$ 、 $h/C=40\text{ 1/m}$ のシリーズの値で

あるが、かなりばらついている。とくに α_0 が他の値よりも大きく表われている一群のデータは $h=6\text{m}$ のデータである。白印のデータは $P_1=5\text{t/m}^2$ という異常に大きい横圧が作用している特殊な例であることを勘察すると、 α_0 と η との関係は h にはあまり関係なく一義的に関連づけられるようである。

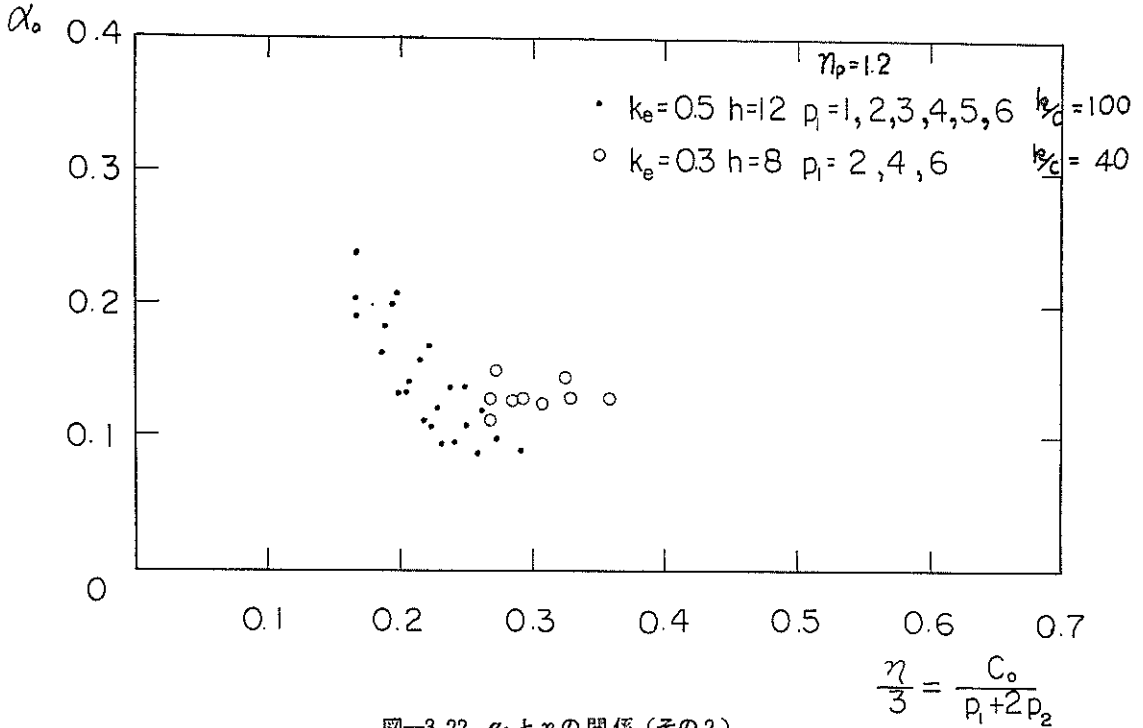


図-3.22 α_0 と η の関係(その2)

図-3.22には P_1 ($P_1=1\sim 6\text{t/m}^2$)を変化させたときの α_0 と η との関係を示す。 P_1 が大きくなると必要根入れ長壁高比 D は1.4よりも大きくなるのであるが、このように根入れ長壁高比が大きいときの α_0 は計算していないので、データは図-3.21にくらべて少なくなっている。この結果、図-3.21ほど明瞭な傾向が表われてはいないが、 α_0 と η の間にはほぼ同様な関係が見出される。

図-3.23に K_e ($K_e=0.3\sim 0.6\text{t/m}^3$)を変化させたときの α_0 と η との関係を示す。図-3.22と全く同じことがいえる。

前にのべたように、矢板壁の根入れ部は単に矢板の下部が押し出されるのを防ぐだけでなく、矢板の曲げモーメントを減少させる働きもあわせ持っている。根入れが長くなるにともなって、この曲げモーメント軽減効果は大きくなるが、ある限界以上になると軽減効果は増大しなくなる。一応、この限界として、 D が0.1増大しても

α の減少分が1%以下となる根入れ長壁高比とする。この限界根入れ長壁高比 D_m のときの α_{min} と η との関係を調べた結果が図-3.24~図-3.26である。

図-3.24に壁高 h ($h=6\sim 16\text{m}$)をパラメーターとした2群の模型シリーズ(黒印 $P_1=3\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.5\text{t/m}^3$ 、 $h/C=100\text{ 1/m}$ 、白印 $P_1=5\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.3\text{t/m}^3$ 、 $h/C=40\text{ 1/m}$)の α_{min} と η との関係を示す。図-3.21~図-3.23の α_0 の場合と異なって両模型シリーズの α_{min} と η との関係は全く同じ傾向を示し、しかも、比較的まとまった傾向を示している。1列だけ離れているデータは、 $h=6\text{m}$ のデータであり、このような傾向は図-3.13でも表われているが、矢板の断面剛性が階段的に変化するために生じた特殊な例であり、とくに考慮にいれる必要がない。

図-3.25に控え工取付け点での横圧 P_1 ($P_1=1\sim 6\text{t/m}^2$)をパラメーターとした2群の模型シリーズ(黒印 $h=12\text{m}$ 、 $K_e=0.5\text{t/m}^3$ 、 $h/C=100\text{ 1/m}$ 、白印 $h=8\text{m}$ 、 $K_e=0.3$

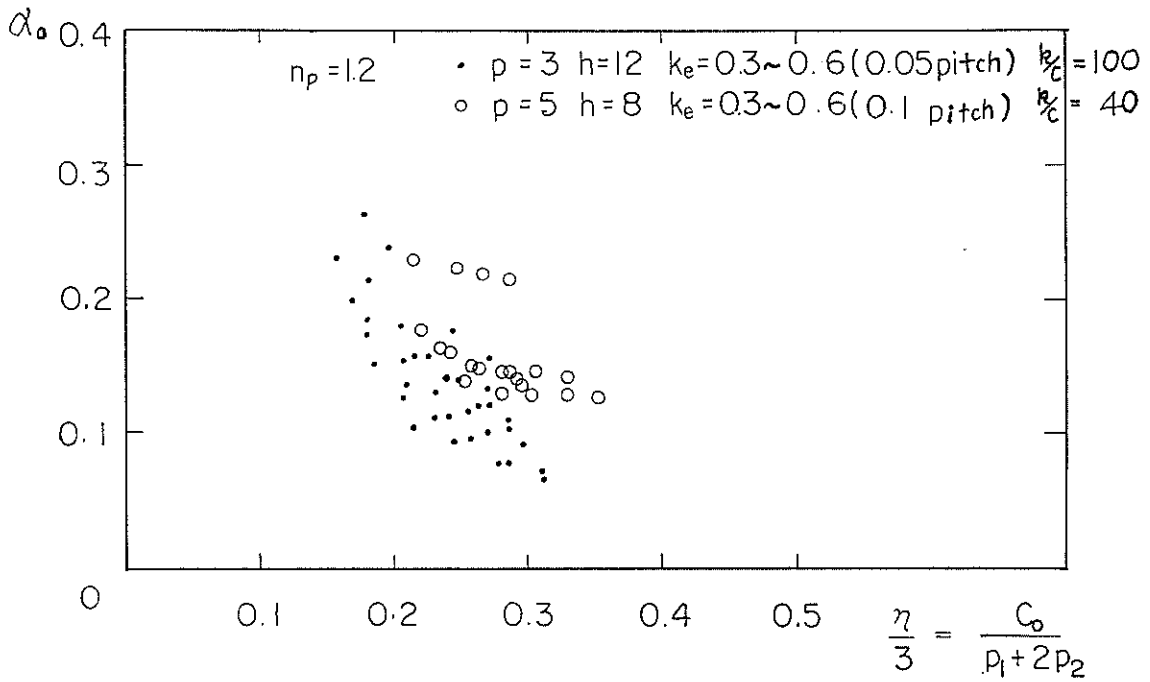


図-3.23 α_0 と η の関係 (その3)

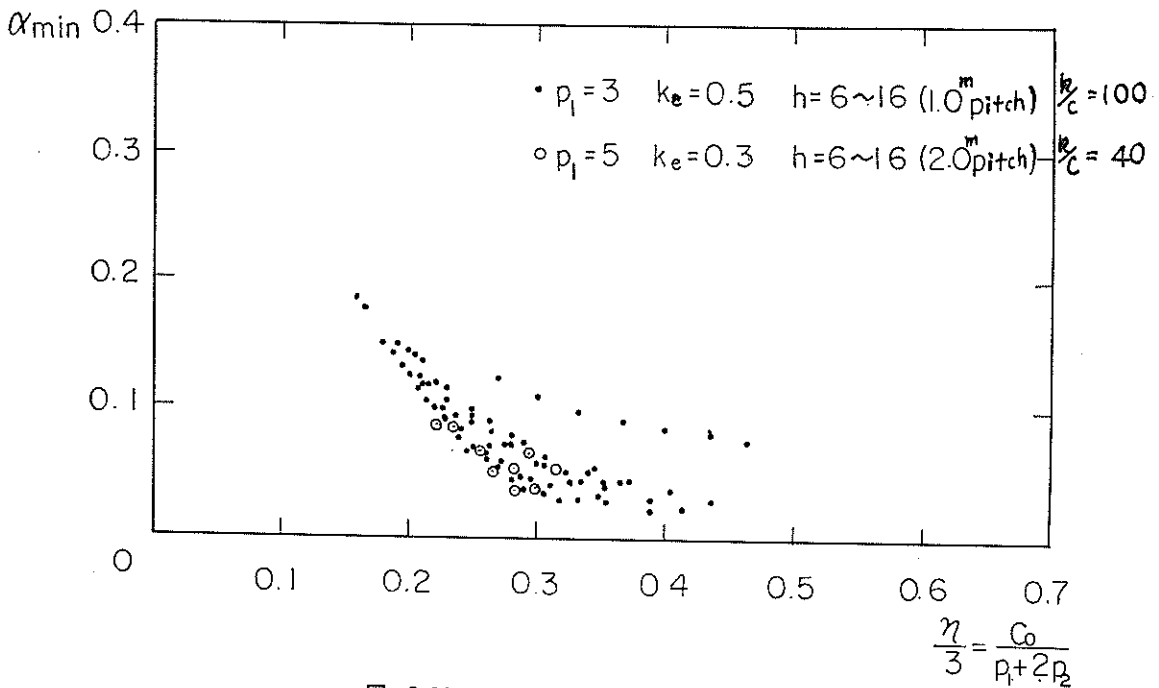


図-3.24 α_{min} と η の関係 (その1)

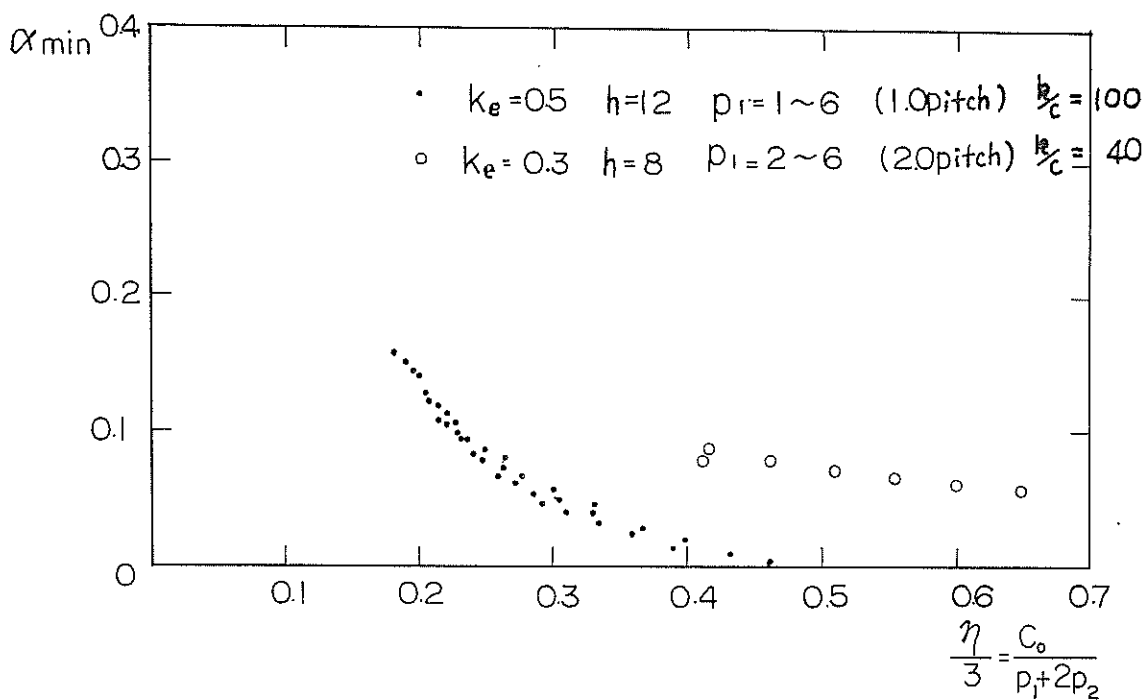


図-3.25 α_{min} と η の関係 (その2)

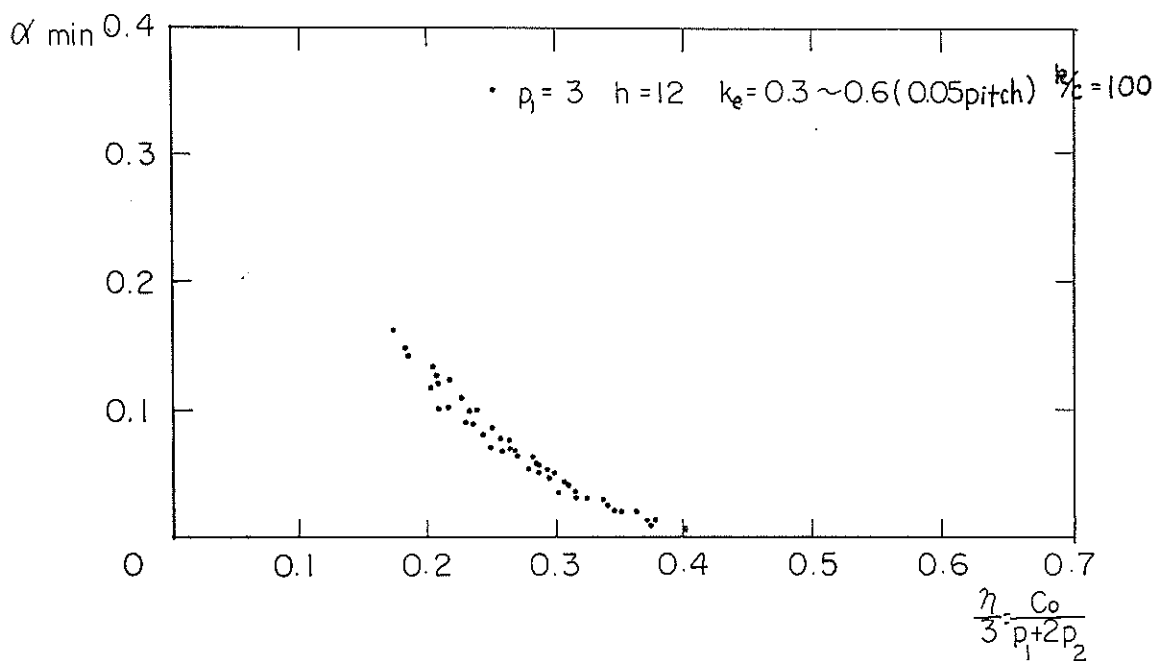


図-3.26 α_{min} と η の関係 (その3)

t/m³, k/C=40 1/m) の α_{min} と η との関係を示す。ここでは、2つのシリーズは異なる関係を示しているが、後者のシリーズは $P_1=2\text{ t/m}^2$ の1例のみであり、しかも、前者のシリーズの関係は図-2.24とよく似た関係であり、むしろ、よりまとまった関係を示しているところからみて、後者のシリーズは特殊な例とみなすことができる。

図-3.26に背後圧の増加係数 K_e ($K_e=0.3\sim 0.6\text{ t/m}^3$) をパラメーターとした、 $h=12\text{ m}$, $P_1=3\text{ t/m}^2$, $k/C=100\text{ 1/m}$ の模型シリーズの α_{min} と η との関係を示す。

α_{min} と η との関係はよくまとまっており、しかも、図-3.25の同種のシリーズの関係と全く一致している。

矢板壁の曲げモーメント軽減効果に対する限界根入れ長壁高比 D_m と C_0 , h , P_1 , K_e , k/C との関係 D_m を $\Delta D=0.1$ きざみに表示して表-3.4にとりまとめる。

この表を調べると、計算模型に関しては、いいかえれば、実用に供せられる矢板壁に関していえば、 D_m は $D_m < 1.0$ となることはほとんどありえないことが分かる。 D_m の意味を調べるために、根入れの安全率 n_p が $n_p=1.2$ となる根入れ長壁高比 D_0 との関係を図-3.27~図

表-3.4(a) D_m と C_0 , h , P_1 , K_e , k/C との関係 (<は以上)

$\Delta\alpha < 0.01$									
h (m)	12.0						8.0		
K_e (t/m ³)	0.5						0.3		
k/C (1/m)	100						40		
P_1 (t/m ²)									
C_0 (t/m ²)	1	2	3	4	5	6	2	4	6
3.0	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
3.5	1.3	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.0	1.2	1.3	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.5	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
5.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
5.5	1.1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.4 <	1.2	1.2 <	1.2 <
6.0	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.4	1.2	1.2 <	1.2 <
6.5	1.0	1.1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.2	1.2 <	1.2 <
7.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.3	1.1	1.2	1.2 <

表-3.4(b) D_m と C_0 , h , P_1 , K_e , k/C との関係 (<は以上)

$\Delta\alpha < 0.01$												
h (m)	12.0							8.0				
P_1 (t/m ²)	3.0							5.0				
k/C (1/m)	100							40				
K_e (t/m ³)												
C_0	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.3	0.4	0.5	0.6	
3.0	1.4	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
3.5	1.3	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
4.0	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
4.5	1.2	1.2	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
5.0	1.2	1.2	1.3	1.2	1.3	1.3	1.4	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
5.5	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
6.0	1.1	1.1	1.2	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
6.5	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	
7.0	0.8	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	

表-3.4(c) D_m と C_0 , h , P_1 , K_e k/C との関係

(< は以上)

$4a < 0.01$											
h (m)	12.0						8.0				
P_1 (t/m ²)	3.0						5.0				
K_e (t/m ³)	0.5						0.3				
k/C (1/m)	100						40				
C_0 (t/m ²)	10	20	40	100	200	400	20	40	100	200	400
3.0	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
3.5	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.0	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4	1.4	1.3	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.5	1.4 <	1.4 <	1.4	1.4	1.3	1.2	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2
5.0	1.4 <	1.4 <	1.4	1.3	1.2	1.1	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.1
5.5	1.4 <	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.1
6.0	1.4 <	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0	1.2 <	1.2 <	1.2	1.1	1.0
6.5	1.4 <	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.2 <	1.2 <	1.2	1.1	0.9
7.0	1.4 <	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	1.2 <	1.2	1.0	1.0	0.8

表-3.4(d) D_m と C_0 , h , P_1 , K_e k/C との関係

(< は以上)

$4a < 0.01$																	
P_1 (t/m ²)	3.0								5.0								
K_e (t/m ³)	0.5								0.3								
k/C (1/m)	100								40								
h (m)	100								40								
C_0 (t/m ²)	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	6	8	10	12	14	16
3.0	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
3.5	1.4 <	1.4 <	1.4	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.4 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.0	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
4.5	1.4	1.3	1.4	1.3	1.4	1.4	1.4	1.3	1.4	1.3	1.4	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
5.0	1.4	1.2	1.2	1.3	1.4	1.3	1.3	1.3	1.2	1.3	1.3	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <
5.5	1.3	1.2	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.2
6.0	1.3	1.2	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.2
6.5	1.3	1.1	1.1	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.2	1.1
7.0	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.2 <	1.2 <	1.2 <	1.2	1.1	1.1

3.30に示す。

図-3.27に壁高 h ($h=6\sim 12$ m) をパラメーターにして、 $P_1=3$ t/m², $K_e=0.5$ t/m³, $k/C=100$ 1/m の模型群の D_m と D_0 との関係を示し、図-3.28, 図-3.29には P_1 ($P_1=1\sim 6$ t/m²) をパラメーターに、図-3.30には K_e ($K_e=0.3\sim 0.6$ t/m³) をパラメーターにして $h=12$ m の図-3.26と同種の模型群の関係を示す。各グラフともかなりばらついているようにみえるが、 D_m を $\Delta D=0.1$ 単位で表示してある関係でこのような表示となる

ので、実際の誤差はかなり小さいはずである。このように見ると、3者とも D_0 と D_m との関係はほぼ同じものといえる。図に $D_0=D_m$ の関係を一点鎖線で表示してあるので、見れば分かるように、いずれの場合でも $D_m > D_0$ となっている。

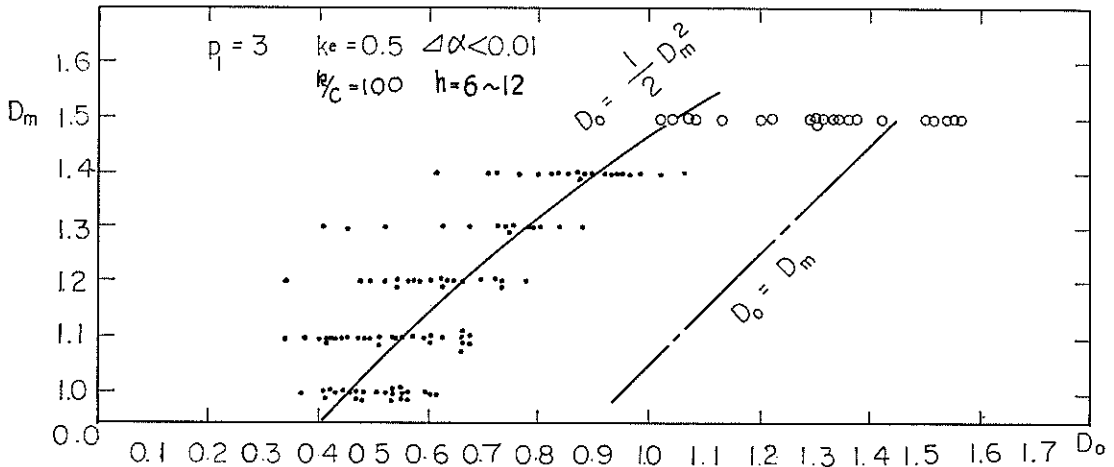


図-3.27 D_m と D_0 の関係 (その1)

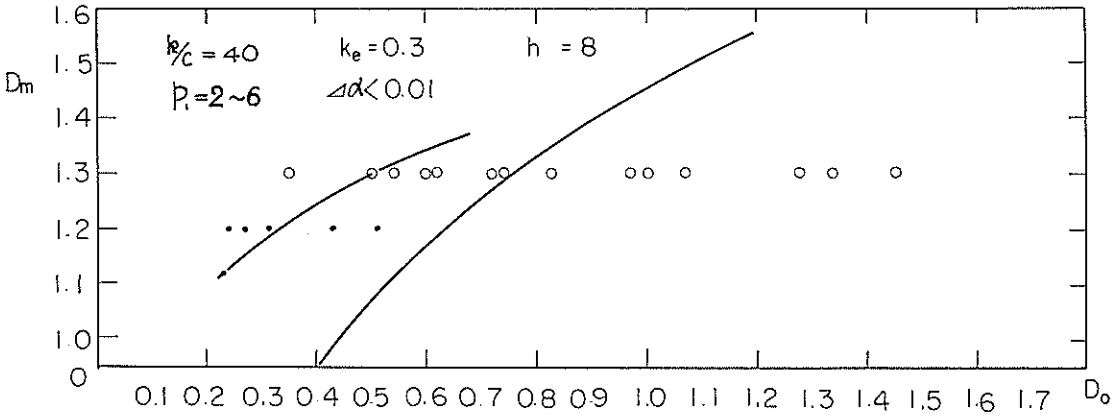


図-3.28 D_m と D_0 の関係 (その2)

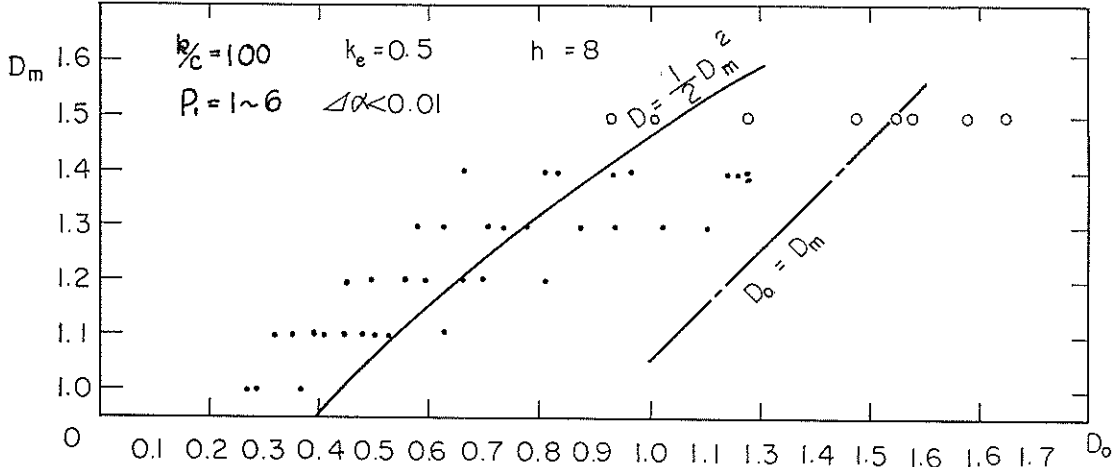
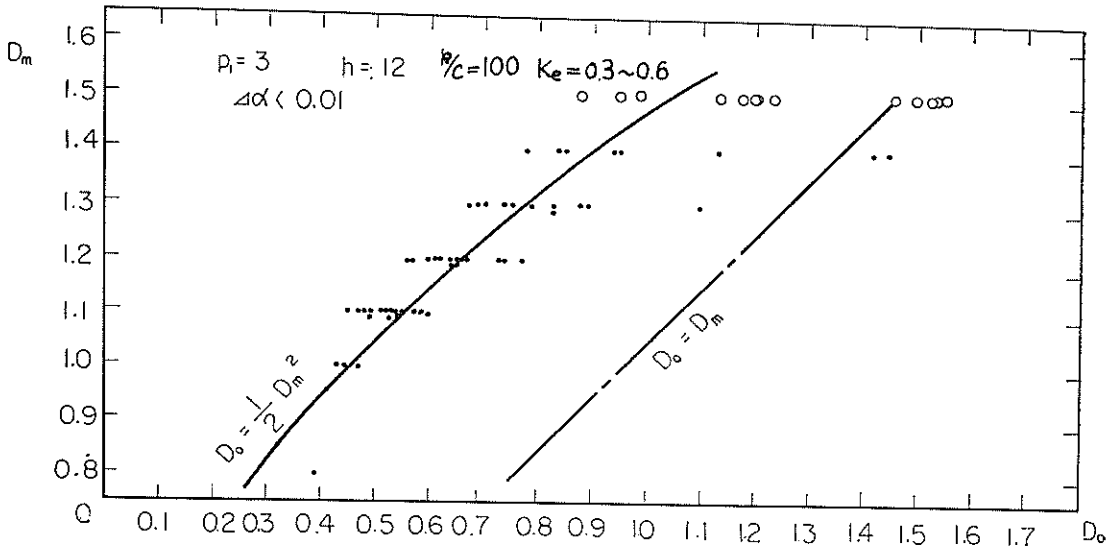


図-3.29 D_m と D_0 の関係 (その3)



図—3.30 D_m と D_0 の関係 (その4)

4. 設計に利用できる検討結果

4.1 仮想バリ伸長係数 α の簡易算定法

根入れ部が粘土地盤の場合、現行の矢板壁の設計法では、根入れの安全率 n_p を

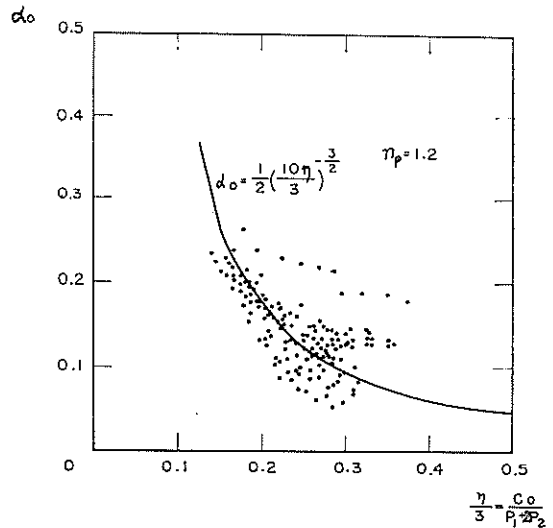
$$n_p \geq 1.2 \dots \dots \dots (4.1)$$

としている。当然のことながら、矢板壁の根入れ長は、 $n_p=1.2$ のときの必要根入れ長より長いはずである。また、根入れがこの程度あると、根入れが長くなるにしたがって、控え工反力 T 、矢板壁の最大曲げモーメント M_{max} が減少するので、 $n_p=1.2$ のときの仮想バリ伸長係数 α_0 を用いて、 T 、 M_{max} を算定しておけば普通の場合は安全である。いいかえれば、通常的设计の場合は α_0 を用いて T 、 M_{max} を算定すればよいわけである。

C_0 、 P_1 、 K_e 、 h を実際に起こりうる範囲内で変化させたときの α_0 と η との関係を表わしている 図—3.~21~図—3.23の各点を取りまとめたのが 図—4.1である ($C_0=3\sim 7\text{t/m}^2$ 、 $P_1=1\sim 6\text{t/m}^2$ 、 $K_e=0.3\sim 0.6\text{t/m}^3$ 、 $h=6\sim 16\text{m}$)。各データはばらついているが、 η が大きくなるにつれて α_0 は急減しているという一応の傾向を示しており、ばらつきの幅も大きい所で10%程度である。多少の誤差を無視してこの関係を簡単な代数式で表示すると

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{P_1+2P_2}{10C_0}\right)^3} \dots \dots \dots (4.2)$$

となる。ここで C_0 は海底面での粘着力で、 P_1 、 P_2 は控え工取付け点、海底面における矢板背後に作用する土圧、

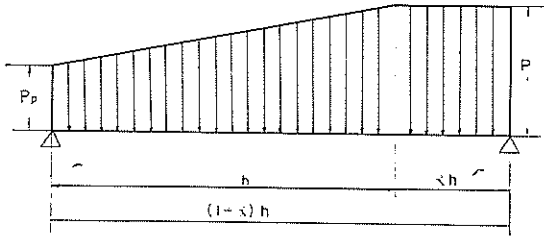


図—4.1 α_0 と η の関係のまとめ

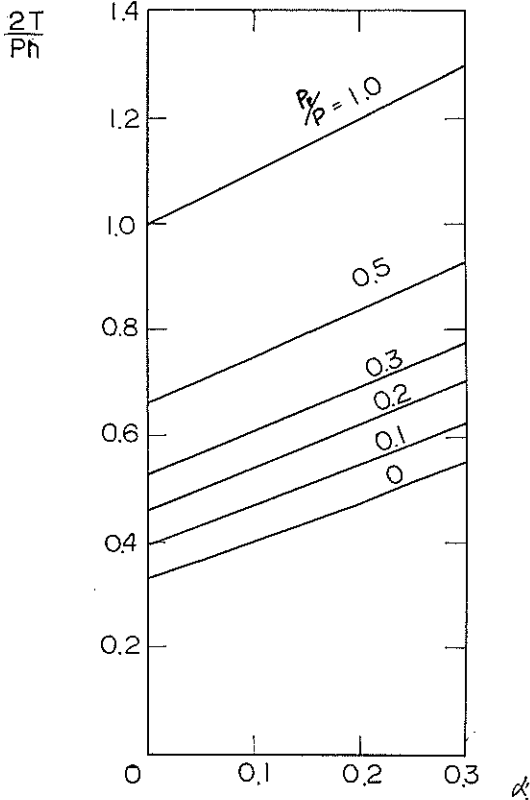
水圧の和である。図—4.1を見れば分かるように、式(4.2)の誤差 $\Delta\alpha_0$ は、 $\alpha_0 > 0.15$ の範囲では $\Delta\alpha_0 < 2\%$ にすぎないが、 $\alpha_0=0.1$ 前後では $\Delta\alpha_0 < 5\%$ にもなる。この程度の α_0 の誤差が控え工反力、矢板の曲げモーメントにどの程度の影響を及ぼすか調べてみよう。

図—4.2に示すような模型矢板に働く控え工反力 T と α 、矢板壁の最大曲げモーメント M_{max} と α との関係をそれぞれ図—4.3、図—4.4に示す。

この図より分かるように、 α_0 のこの程度の誤差を控え工反力 T に換算すると3~7%程度となる。この程度の誤差では設計の際にはあまり問題にはならない。曲げモーメント M_{max} に換算すると、7~15%になるが、我々



図—4.2 模型矢板

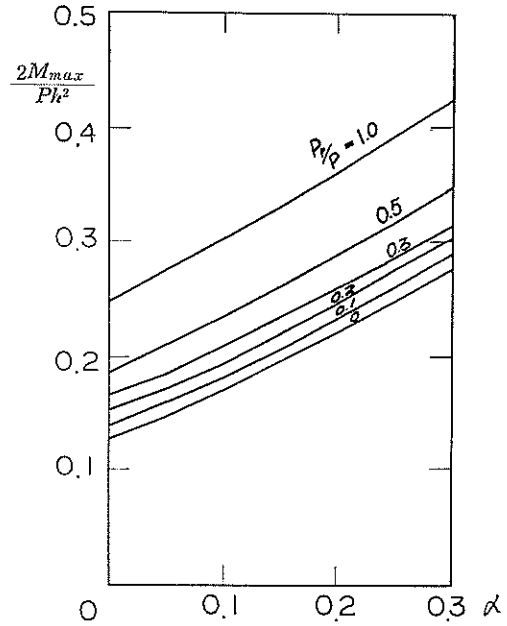


図—4.3 α と T の関係

表—4.1 Z型矢板の各矢板間の断面係数の差と断面係数の比

	$Z(\text{cm}^3/\text{m})$	$\Delta Z(\text{cm}^3/\text{m})$	$\Delta Z/Z(\%)$
Z—14	1,380	—	—
Z—25	2,510	1,130	45
Z—32	3,190	680	21
Z—38	3,800	610	16
Z—45	4,550	690	15

が利用できる矢板断面係数は連続的であるわけではなく、階段的なものであり、常に矢板応力を許容応力一ぱいとれるような経済的断面を利用することができないの



図—4.4 α と M_{max} の関係

で、この程度の誤差は事実上あまり問題にはならない。矢板壁のシリーズとして Z 型矢板を例にあげると、表—4.1 に示すように各矢板間の断面係数の差と断面係数との比 $\Delta Z/Z$ は 20% 前後であり、 $\Delta M/M$ の最大値はこれにくらべると小さいことが分かるであろう。

矢板控え工反力 T 、最大曲げモーメント M_{max} の算定は以下の要領で行なう。矢板根入れの安全率 n_p を $n_p \geq 1.2$ とする場合、まず式 (4.2) より α_0 を求め、仮想バリの下部支承の位置を海底面より $\alpha_0 h$ だけ下方にさげる。海底面より上方の荷重は矢板壁に働く荷重分布と全く同一にし、海底面と下部支承との間の荷重は海底面直下における荷重と同じ等分布荷重とする。このような仮想バリにより T 、 M_{max} を計算する。ここで、 h は控え工取付け点と海底面との距離であり、海底面下の背後圧としては P_2 の等分布荷重とする(図—2.4参照)。なお、 P_1 、 P_2 は設計計算に用いるべき荷重をそのまま用いず、控え工取付け点から海底面までの矢板に作用する設計荷重分布と同効果をあげるような台形分布に換算した台形分布荷重の上下端荷重を用いるのがのぞましい。この換算に際しては、 P_2 は海底面以下の粘土土圧の代表値でもあるので、この点も考慮にいれて設計海底面土圧よりあまり変えることはよくない。なお式 (4.2) は粘性土地盤の深度に対する強度増加率 $\Delta C/\Delta Z$ が

$$\Delta C/\Delta Z = 0.175 \text{ t/m}^3 \dots\dots\dots(4.3)$$

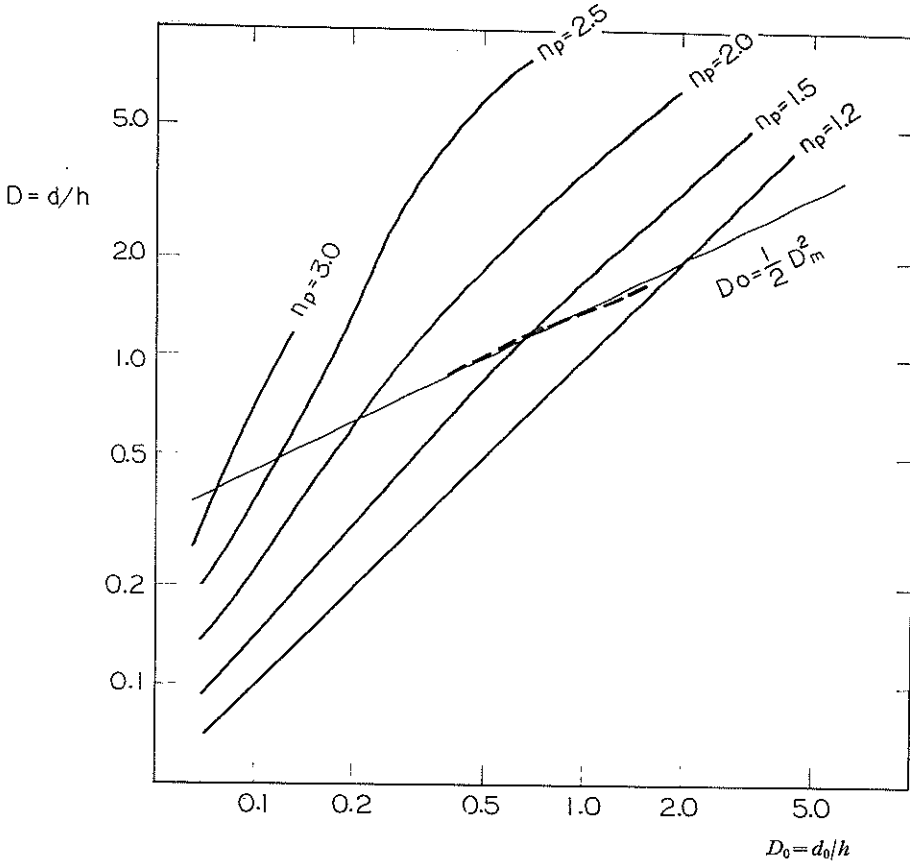
として算出されているので、粘性土地盤の強度が上載荷重による圧密以外の原因で増加しているような地盤には式(4.2)はそのまま成立しないことに注意しなければならない。

4.2 控え工反力を最小にするに必要な最短根入れ長および仮想バリ伸長係数 α_{min} の算定法

矢板の根入れ部が長いと矢板壁の下部を固定する度合が大きくなるので、相対的に矢板控え工の反力が小さくなり、海底面下の矢板曲げモーメントが大きく、海底面

上の曲げモーメントが小さくなる。しかし、ある値以上長くなると、この軽減効果の増大率は小さくなり、ある限度を越えると軽減効果はもはや変わらなくなる。今までの災害例を眺めると、矢板壁での弱点は控え工にあるので、釣合いのとれた設計としては控え工反力を軽減することが望ましい。

実際に用いられる粘着力、壁高、背後圧の範囲内での控え工反力を最小にするに必要な最短根入れ長壁高比 D_m と根入れの安全率 $n_p=1.2$ のときの根入れ長壁高比 D_0 との関係が図-3.26~図-3.28に示されているが、この関係を取りまとめて図-4.5に太い破線で示す。



・ 図-4.5 D_m と D_0 の関係のまとめ

この関係は

$$D_0 = \frac{1}{2} D_m^2 \dots\dots\dots(4.4)$$

と近似的に表わせる。ただし、根入れ長壁高比 D は根入れ長 d と控え工取付け点と海底面との距離 h との比

$$D = d/h \dots\dots\dots(4.5)$$

としている。 D_0 が、

$$0.4 < D_0 < 1.5 \dots\dots\dots(4.6)$$

の範囲内でこの関係が成り立っていることが確認されているが、 D_0 がいかなる値のときでも成り立つと仮りにみなすと、 $D_0=2.0$ のときに根入れの安全率が $n_p=1.2$ のときの根入れ長壁高比 D_0 と控え工反力を最少にするに必要な最短根入れ長壁高比 D_m とが等しいことになる。この結果式(4.4)の適用範囲は $D_0 < 2$ ともいえるが、図-3.26~図-3.28に示されている各点と式(4.4)とのばら

つきを考えると式(4.4)の適用範囲は式(4.6)の示す範囲内にとどめるべきであろう。実際に矢板根入れ長は特殊な場合をのぞいて $D=0.6\sim 0.9$ 程度であるが、この範囲の場合、 D_m は $n_p=1.5$ の根入れ長壁高比とほぼ等しくなっている(図-4.5参照)。大まかな表現をすれば、粘土地盤に根入れがあるとき、根入れの安全率 n_p を

$$n_p=1.5 \dots\dots\dots(4.7)$$

として矢板壁を設計するという事は、控え工反力、矢板曲げモーメントを効率よく軽減させる根入れ長を求め

ている作業であるといえよう。

根入れ長を充分にとったとき、控え工反力、矢板壁曲げモーメントがどの程度まで軽減されるかをとりまとめてみる。粘着力、壁高、背後圧などが実際におこりうる範囲内の場合で、最小控え工反力など算定に必要な仮想バリ伸長係数 α_{min} と海底面での粘着力 C_0 、背後圧 P_1 、 P_2 との関係が図-3.24~図-3.26に示してある。これらのデータを一枚のグラフにとりまとめたものが図-4.6である。

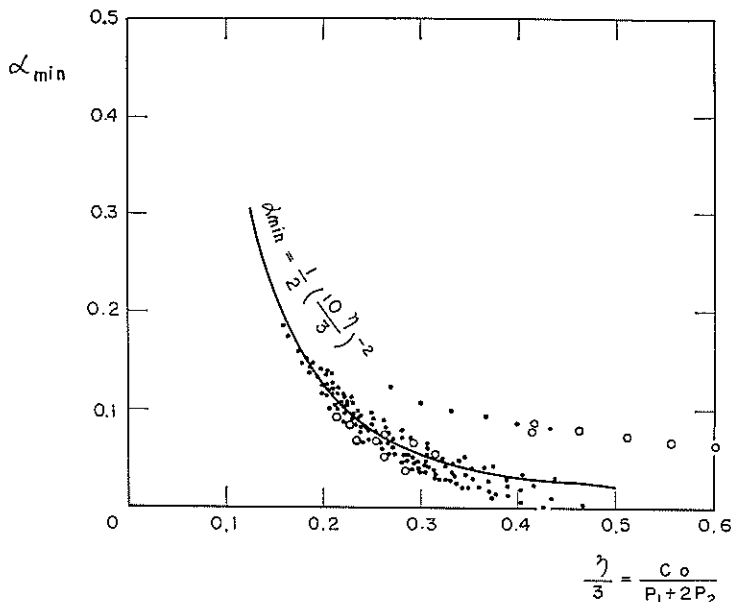


図-4.6 α_{min} と η の関係のまとめ

各点は比較的よくまとまっているので、単純な数式で表示すると

$$\alpha_{min} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_1 + 2P_2}{10C_0} \right)^2 \dots\dots\dots(4.8)$$

となる。図-4.6をみれば明らかなように、ごくわずかの例をのぞけば、式(4.8)の誤差はせいぜい $\Delta\alpha_{min} < 2\%$ 以下であり、式(4.8)はかなりよい精度をもっているといえよう。式(4.8)は式(4.2)と同じ条件の下で導き出してきたのであるから、式(4.8)に関する注意事項は式(4.2)と全く同じである。

4.3 従来の設計例との比較

最近建設された根入れ部が粘土地盤内にある矢板岸壁の設計例と本提案とを比較してみよう。

(1) 青森港 -7.5m 岸壁

この岸壁の標準断面を図-4.7に示す。

建設地点の海底は -7m 以浅には 3~5m 厚のゆるい砂層 ($1 < N < 11$) があり、この下には厚さ 5m のシルト

質砂層 ($0 < N < 7$) が、場所によっては厚さ 12m の軟弱シルト層がある。さきのシルト質層の下には軟弱なシルト層がやはり 10m 続いている。この軟弱シルト層の下方には砂層 ($3 < N < 25$)、粘土層 ($2 < N < 5$) があらわれその下 -30m より深い所には砂レキ層 ($5 < N < 40$) が続いている。軟弱シルト層の粘着力 C は土質試験結果より

$$C = 0.8 + 0.14 \Sigma \gamma' Z \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(4.9)$$

と表わされる。シルト層の下の粘土層の粘着力も同じ式で表わされる。ただし、砂では $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ 、シルト質砂では $\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$ 、シルトでは $\gamma' = 0.5 \text{ t/m}^3$ とし、 Z は海底面よりの深度とする。また、シルト質砂では $\phi = 25^\circ$ 、砂は $\phi = 30^\circ$ 、砂レキは $\phi = 40^\circ$ とする。

軟弱地盤の地盤改良を行ない粘着力が $C = 3.80 + 0.14Z$ (Z は -12m より) で表わされるように粘着力の増加をはかっている。設計者は仮想バリ法により矢板の最大曲げモーメントと控え工反力を計算している。この仮想バリの上部支承は当然控え工取付け点にとっているが、

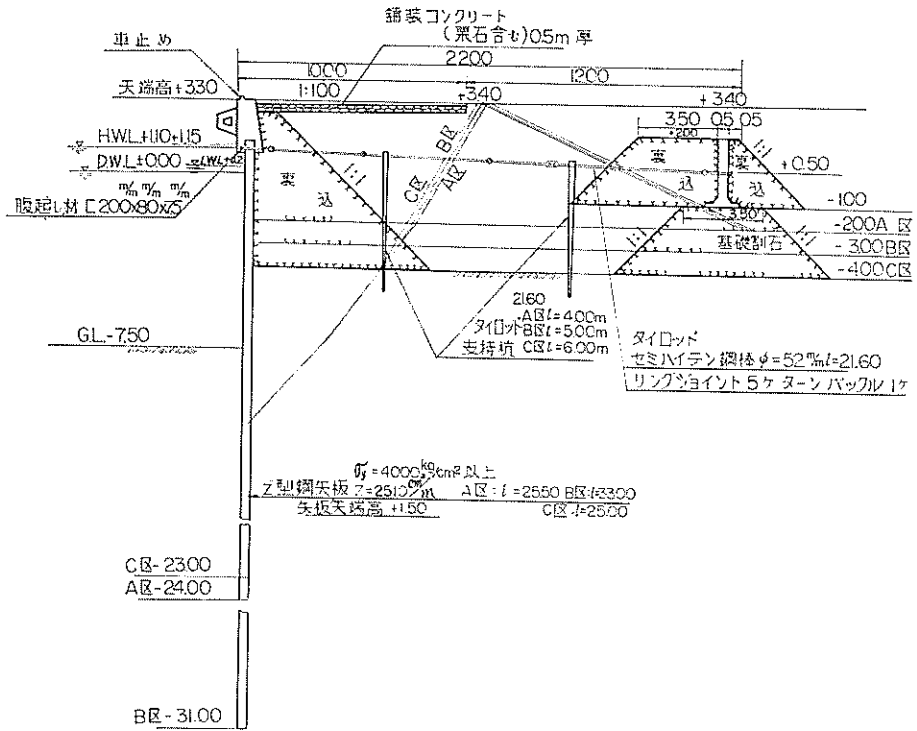


図-4.7 青森港 -7.5m 岸壁標準断面図

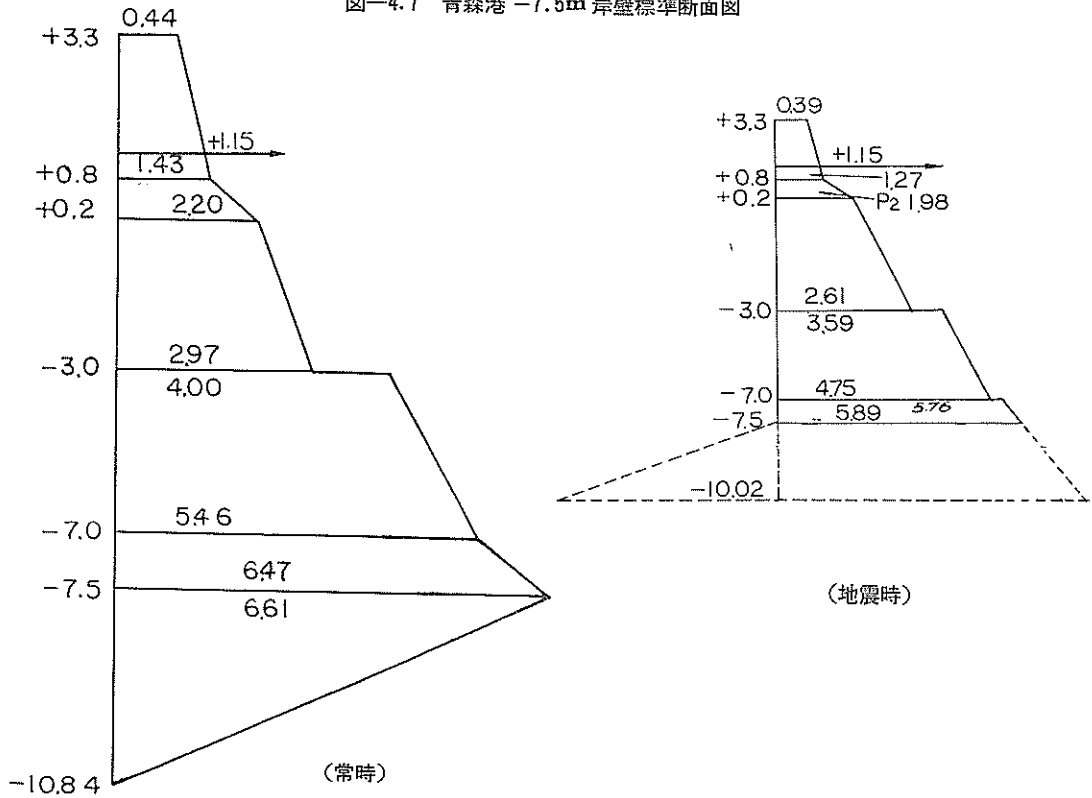


図-4.8 常時および地震時土圧水圧分布図 (青森港 -7.5m 岸壁 B 地区)

根入れ部が軟弱シルト層であることを考慮に入れて下部支承を背後の主働土圧、残留水圧との和を根入れ部に働く受働土圧とが等しくなる点にもうけている。仮想バりに働く荷重は背後の土圧、水圧と前面の受働土圧との差としており、常時土圧分布、地震時土圧分布を図-4.8に示す。

ただし、上載荷重は常時、地震時とも 2t/m^2 とし、設計震度は $k=0.05$ としている。また、残留水位は $+0.8\text{m}$ としている。このように考えると、支承の位置は常時で海底面から 2.5m 下に、地震時で 3.3m 下にとることになる。この距離はそれぞれ壁高の25%弱、30%に相当し、控え工取付け高(海底面よりの距離)の30%弱、40%弱に相当する。この計算法によると矢板壁の最大曲げモーメント M_{max} 、控え工反力 T は常時で

$$M_{max}=60\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}, T=18.3\text{t}/\text{m} \quad \dots\dots(4.10)$$

地震時で

$$M'_{max}=76\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}, T'=22.0\text{t}/\text{m} \quad \dots\dots(4.11)$$

となり、鋼矢板に第3種鋼材を用いた YSPZ-35、タイロッドにはセミハイテンの $\phi 52\text{mm}$ を用いているので、応力はそれぞれ、常時には

$$\sigma_s=2390\text{kg}/\text{cm}^2, \sigma_t=1750\text{kg}/\text{cm}^2 \quad \dots\dots(4.12)$$

地震時には

$$\sigma'_s=3030\text{kg}/\text{cm}^2, \sigma'_t=2770\text{kg}/\text{cm}^2 \quad \dots\dots(4.13)$$

となる。ただし、タイロッドは建設50年後には径が 0.5cm 腐食するものとみなしている。

矢板根入れ長は単に矢板の根入れとしての安定からではなく、円形すべりに対する安定からも検討して決めている。矢板壁を横切る円形すべり破壊は起こりえないと仮定し、円形すべりの安全率が所要の値に達するまで矢板を長くしている。円形すべりの安全率 n_s を $n_s \geq 1.5$ にするために、矢板下端を -31m まで打ち込むことにしている。根入れ長は 23.5m となり壁高の約2.1倍に達する。この時の根入れとしての安全率 n_p (ただし地震時)、円形すべりの安全率 n_s はそれぞれ

$$n'_p=1.67, n_s=1.57 \quad \dots\dots(4.14)$$

である。なお、参考のために矢板壁前後に働く海底面下における地震時の土圧、水圧分布を図-4.9に示す。

この設計を本提案に従って行なってみよう。

$-7\text{m} \sim -12\text{m}$ まではシルト質砂であるので、現設計では当然のことではあるがこの層を砂質層として計算している。しかし、本提案は粘性土層にのみしか適用できないので、一応、このシルト質砂層を -12m 以深のシルト層と同じ性質と仮定して計算する。図-4.8の海底面より上の土圧分布から、計算模型にいれるべき海底面の土圧 P_2 は常時、地震時それぞれ

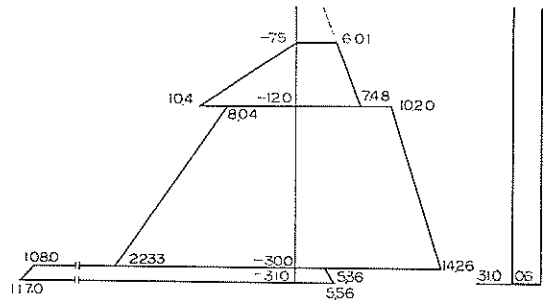


図-4.9 海底面より下の地震時土圧水圧分布図 (青森港-7.5m岸壁B地区)

$$P_2=5.89\text{t}/\text{m}^2, P'_2=6.47\text{t}/\text{m}^2 \quad \dots\dots(4.15)$$

となる。図-4.8に示す土圧分布と同じような土圧効果をもたらすような台形分布の土圧を考えると、控え工取付け点での土圧 P_1 はそれぞれ

$$P_1=1.46\text{t}/\text{m}, P'_1=1.72\text{t}/\text{m}^2 \quad \dots\dots(4.16)$$

となる。計画水深は -7.5m であり、 -12m での粘着力は $C_0=3.8\text{t}/\text{m}^2$ であるから、この場合の海底面での粘着力 C_0 は粘着力の増加率が $dC/dZ=0.14\text{t}/\text{m}^2$ の関係(式(4.9)参照)から逆算して求める。 $C_0=3.5\text{t}/\text{m}^2$ となるから、背後圧の合力作用点の背後圧の3倍 (P_1+2P_2) と粘着力 C_0 との比は

$$\frac{P_1+2P_2}{C_0}=3.79, \frac{P'_1+2P'_2}{C_0}=4.19 \quad \dots\dots(4.17)$$

となる。

矢板根入れ長を最小にしようとするれば、根入れの安全率は $n_p=1.2$ となり、このときの α 、つまり α_0 は式(4.2)に示されている。この関係を用いるとこの岸壁の仮想バリ伸長係数 α_0 は

$$\alpha_0=0.116, \alpha'_0=0.136 \quad \dots\dots(4.18)$$

となる。両者ともこの設計の下部支承と海底面との距離にくらべて小さいことが分かる。この仮想バりに働く荷重分布を図-4.10に示す。

根入れの安全率 $n_p=1.2$ のときのこの矢板岸壁の最大曲げモーメント \tilde{M}_{max} 、控え工反力 \tilde{T} は常時、地震時それぞれ

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{max} &= 46.1\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}, \tilde{M}'_{max} = 55.7\text{t}\cdot\text{m}/\text{m} \\ \tilde{T} &= 15.0\text{t}/\text{m}, \tilde{T}' = 17.6\text{t}/\text{m} \end{aligned} \quad \dots\dots(4.19)$$

となり、原設計計算にくらべてともに小さくなっている。

つぎに、矢板壁最大曲げモーメント、控え工反力を小さくする最小根入れ長壁高比 D_m を求めてみよう。原設計の地震時の根入れの安全率は式(4.14)に示すように $n'_p=1.67$ で根入れ長壁高比 $D=2.1$ であるから、図-4.5を用いると根入れの安全率 n_p が $n'_p=1.2$ のとき

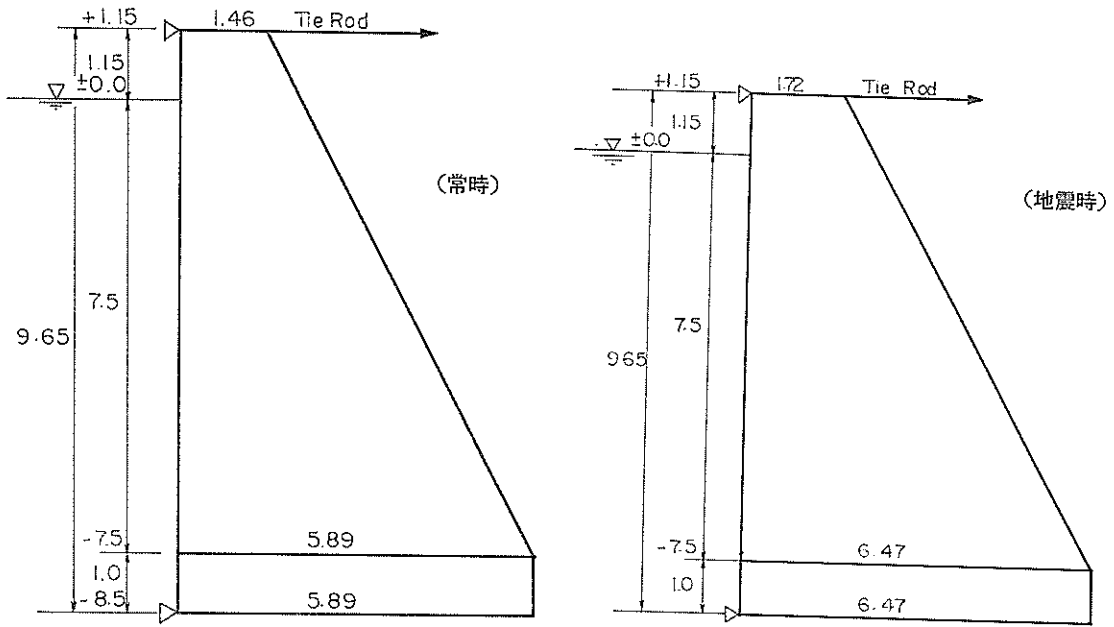


図-4.10 本提案による計算のための常時，地震時土圧水圧分布図（青森港 -7.5m 岸壁 B 地区）

の必要根入れ長壁高比 D_0 は $D'_0=0.88$ であることが分かる。したがって，式(4.4)より，控え工反力などを最小にするに必要な最小根入れ長壁高比 D'_m は

$$D'_m=1.33 \dots\dots\dots(4.20)$$

であることが分かる。現在の根入れ長壁高比 D は $D=2.1$ であるから，充分すぎる根入れ長であることは明らかである。このような状態での控え工反力，矢板壁最大曲げモーメントの算定に必要な仮想バリ伸長係数 α_{min} は式(4.8)より計算でき，常時土圧，地震時土圧それぞれに

対して

$$\alpha_{min}=0.072 \quad \alpha'_{min}=0.088 \dots\dots\dots(4.21)$$

となる。この場合の本提案による矢板壁の最大曲げモーメント \bar{M}_{max} ，控え工反力 \bar{T} は常時，地震時それぞれ

$$\bar{M}_{max}=41.5 \text{ t-m/m} \quad \bar{M}'_{max}=47.7 \text{ t-m/m}$$

$$\bar{T}=14.1 \text{ t/m} \quad \bar{T}'=16.2 \text{ t/m} \dots\dots\dots(4.22)$$

となり，当然のことながら，根入れの安全率 $n_p=1.2$ のときの値（式(4.19)参照）よりも小さくなっている。

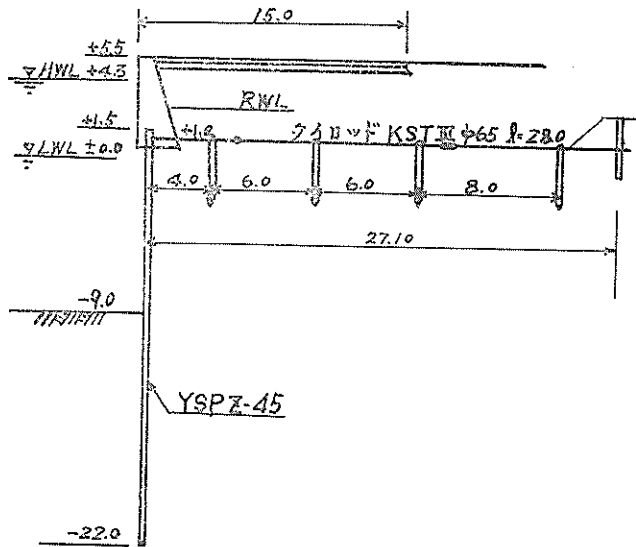


図-4.11 八代港 -9.0m 岸壁 30m 区間標準断面図

原設計にくらべて、本提案の控え工反力、矢板最大曲げモーメントが $n_p=1.2$ のときすら小さな値がでているのは、原設計の仮想バリの下部支承の位置が本提案にくらべてかなり深い点まで下げてあるからである。

(2) 八代港 -9.0m 岸壁

この岸壁の標準断面は 図-4.11 に示す通り、天端高 +5.5m、前面水深 -9.0 m、矢板下端 -22.5 m、控え工取付け位置 +1.0m であり、矢板は YSPZ-45、タイロッドは径 65 mm、長さ 27 m のセミハイテンション材 (KST III) である。在米地盤は地表面が +1.0~-1.3m で表層は厚さ 9 m 前後の細砂 ($N=2\sim9$) であり、その下に厚さ 3m 前後の砂質シルト層があり、さらにその下に軟弱シルト層が存在し、-25m 以深には粘土まじりのレキ、砂レキ層などがあらわれる。この軟弱シルト層の粘着力 \tilde{C} は

$$\tilde{C}=2.0+0.17 Z \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots(4.23)$$

である。ただし、深度 Z は -8m より測っている。-9.0 m の岸壁を建設するには地盤が軟弱なので、矢板の前後 54m 区間に砂グイを打設し、+12m の高さまで盛土して地盤改良をはかった。この結果岸壁法線上の地盤強度は 図-4.12 に示すように強化され原設計に用いる現地盤の粘着力 C は

$$C=5.0+0.17 Z \text{ (t/m}^2) \dots\dots\dots(4.24)$$

としている。ここでは Z は -9m より測るものとする。また、シルト層の水中単位体積重量 γ' は $\gamma'=0.8$ である。

矢板壁背後の裏込めの内部摩擦角は +2.0 m 以上で $\phi=35^\circ$ 、以下では $\phi=30^\circ$ とみなし、残留水位を +2.0 m とし、さらにシルト層の主働土圧係数 $K_a=0.5$ とし上載荷重は常時 $S=1.5 \text{ t/m}^2$ 、地震時 $S'=1.0 \text{ t/m}^2$ とすると、設計する際に想定する常時、地震時の矢板壁前後に作用する土圧、水圧は 図-4.13 に示すようになる。

ただし設計震度は $k=0.05$ とする。このような土圧、水圧が作用したときの矢板壁の根入れの安全率 n_p は常時、地震時それぞれ

$$n_p=1.16 \quad n'_p=1.19 \dots\dots\dots(4.25)$$

である。海底面での粘着力 C_0 が $C_0=5 \text{ t/m}^2$ と比較的しまっているのので、この設計では仮想バリの下部支承を砂地盤と同様に海底面に置いている。したがって、常時、地震時の矢板壁の最大曲げモーメント M_{max} 、控え工反力 T はそれぞれ

$$\begin{aligned} M_{max} &= 71.8 \text{ t-m/m}, & M'_{max} &= 77.4 \text{ t-m/m} \\ T &= 35.2 \text{ t/m} & T' &= 37.2 \text{ t/m} \end{aligned} \dots\dots\dots(4.26)$$

となる。矢板壁、タイロッドの常時、地震時の応力は、

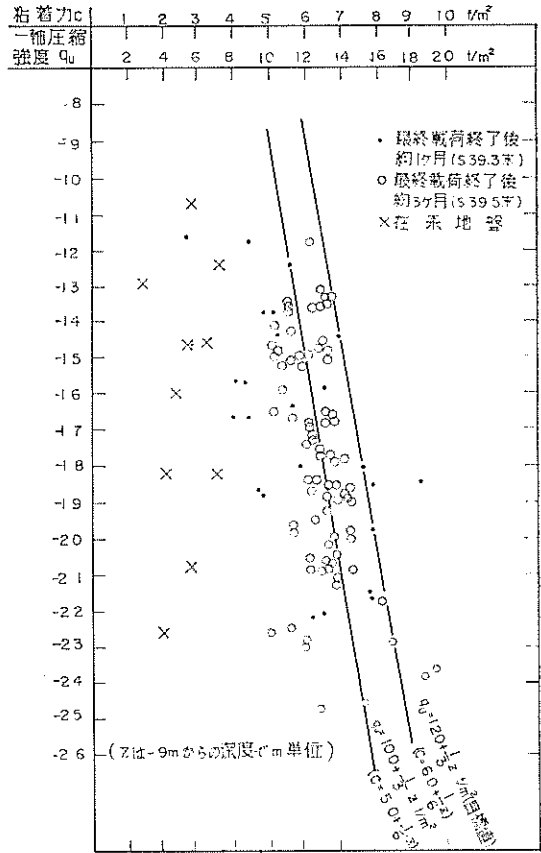


図-4.12 q_u と Z の関係 (-9.0 m 八代港岸壁)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= 1580 \text{ kg/cm}^2 & \sigma'_s &= 1700 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t &= 1990 \text{ kg/cm}^2 & \sigma'_t &= 2110 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots(4.27)$$

となる。ただし、タイロッドの径は50年以内では 0.5cm 腐食するものと仮定している。

この設計と本提案による矢板壁、タイロッドの応力と比較してみよう。 図-4.13 に示されている矢板壁背後の荷重分布から、換算台形分布荷重の下端では、

$$P_2=11.3 \text{ t/m}^2, P'_2=11.0 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots(4.28)$$

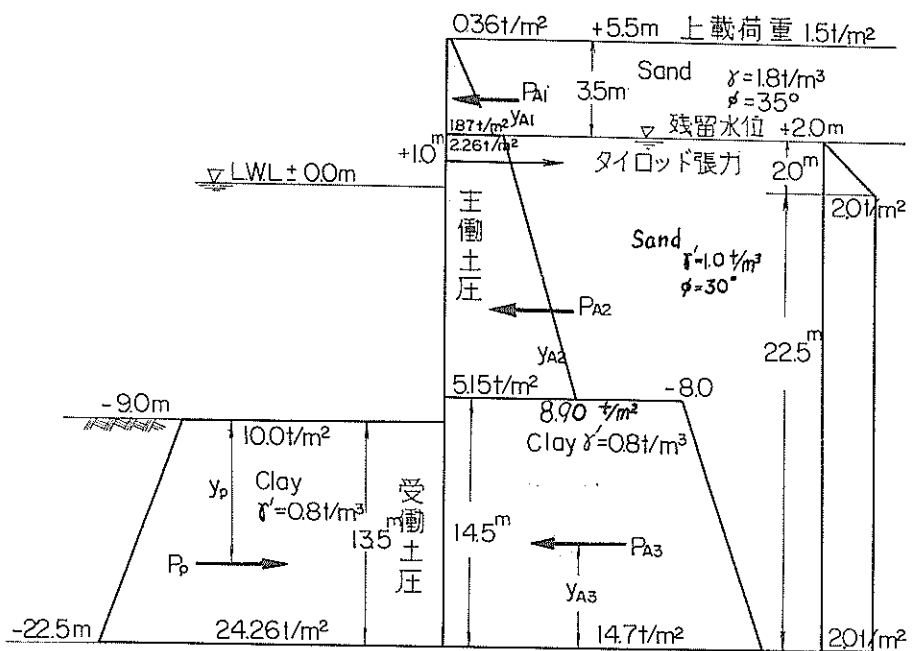
上端では

$$P_1=1.3 \text{ t/m}^2, P'_1=2.6 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots(4.29)$$

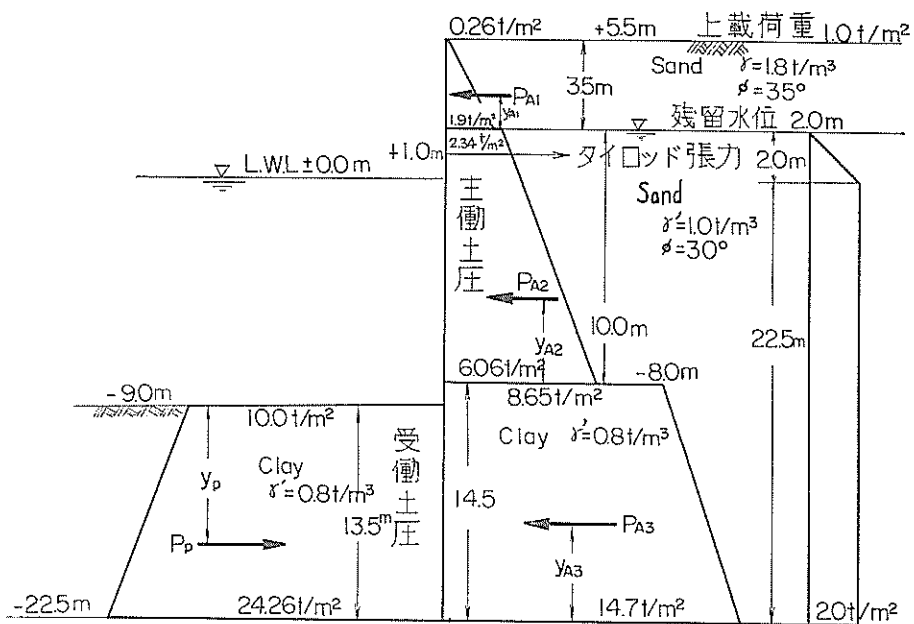
となる。海底面での粘着力 C_0 は $C_0=5 \text{ t/m}^2$ であるから、背後圧の合力作用点での背後圧の3倍と粘着力 C_0 との比は

$$\frac{P_1+2P_2}{C_0}=4.78, \quad \frac{P'_1+2P'_2}{C_0}=4.92 \dots\dots\dots(4.30)$$

となる。この岸壁の矢板の根入れ安全率 n_p は $n_p=1.2$ であるから、この場合の α は式(4.2)より算出しなければならぬ。つまり、 α_0 は



図—4.13 (a) 常時土圧および水圧分布図 (八代港 -9.0m 岸壁 30m 区間)



図—4.13 (b) 地震時土圧および水圧分布図 (八代港 -9.0m 岸壁 30m 区間)

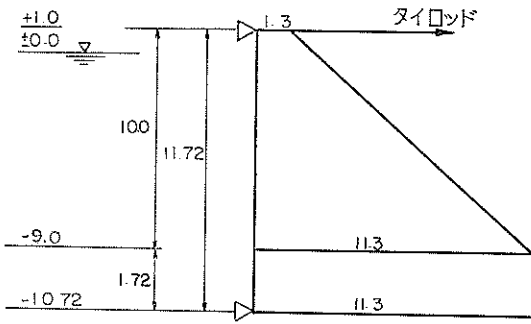


図-4.14 (a) 本提案による計算のための常時土圧水圧分布図(八代港-9.0m岸壁30m区間)

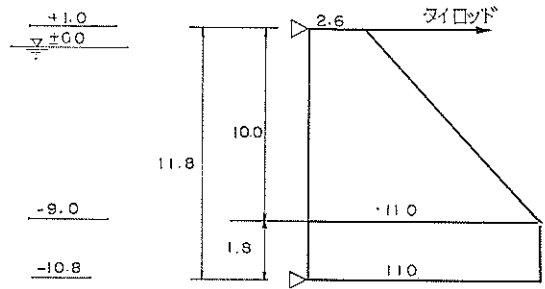


図-4.14 (b) 本提案による計算のための地震時土圧水圧分布図(八代港-9.0m岸壁30m区間)

$$\alpha_0 = 0.172 \quad \alpha'_0 = 0.180 \quad \dots (4.31)$$

となる。この仮想バりに働く荷重分布は図-4.14に示す通りである。

この結果、本提案によるこの矢板岸壁の控え工反力 \tilde{T} 矢板壁最大曲げモーメント \tilde{M}_{max} は、

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{max} &= 128.7 \text{ t-m/m} & \tilde{M}'_{max} &= 132.9 \text{ t-m/m} \\ \tilde{T} &= 31.1 \text{ t/m} & \tilde{T}' &= 34.8 \text{ t/m} \end{aligned} \quad \dots (4.32)$$

となり、タイロッド、矢板の応力は

$$\left. \begin{aligned} \tilde{\sigma}_s &= 2830 \text{ kg/cm}^2 & \tilde{\sigma}'_s &= 2920 \text{ kg/cm}^2 \\ \tilde{\sigma}_t &= 1780 \text{ kg/cm}^2 & \tilde{\sigma}'_t &= 1990 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots (4.33)$$

となり、ともに原設計の応力よりも大きくなっている。この原因は原設計が仮想バリの下部支承を海底面に仮定しているためである。

矢板の根入れを長くして、控え工反力、矢板曲げモーメントを軽減するには、式(4.4)によって与えられる D_m まで根入れ長壁高比を大きくせねばならない。この岸壁の場合、根入れ長と控え工取付け高との比 D_0 は

$$D_0 = 1.35 \quad \dots (4.34)$$

であるから、 D_m は

$$D_m = 1.64 \quad \dots (4.35)$$

となり、必要根入れ長 d_m は

$$d_m = 16.4 \quad \dots (4.36)$$

となる。このときの仮想バリ伸長係数 α_{min} は式(4.8)によって算出でき、常時、地震時それぞれ

$$\alpha_{min} = 0.114 \quad \alpha'_{min} = 0.121 \quad \dots (4.37)$$

となり、矢板壁最大曲げモーメント \bar{M}_{max} 、控え工反力 \bar{T} は、

$$\begin{aligned} \bar{M}_{max} &= 108.5 \text{ t-m/m} & \bar{M}'_{max} &= 116.1 \text{ t-m/m} \\ \bar{T} &= 27.9 \text{ t/m} & \bar{T}' &= 32.2 \text{ t/m} \end{aligned} \quad \dots (4.38)$$

となり、さらに、矢板壁、タイロッドの応力 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_t$ はそれぞれ

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= 2380 \text{ kg/cm}^2 & \bar{\sigma}'_s &= 2580 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_t &= 1350 \text{ kg/cm}^2 & \bar{\sigma}'_t &= 1550 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots (4.39)$$

となる。このような設計条件の場合、たとえ矢板下端を-22.5mまで下げても(当然、地盤改良範囲も矢板下端を下げるに応じて深くする必要がある)本提案によると、やはり、タイロッド、矢板の応力は原設計よりも大きくなる。

(3) 塩釜港 -4m 矢板取付け護岸

護岸の標準断面を図-4・15に示す。

護岸の天端高は+3.3m、前面水深-4.0m、控え工取付け点+1.6m、矢板下端-18.0m、矢板はYSPZ-38、タイロッドは $\phi 48\text{mm}$ 、長さ10mの構造用高張力鋼棒である。原地盤は海底面が $\pm 0\text{m}$ であり、海底地盤は図-4.16に示すようなかなり厚い軟弱粘土層であり、水中単位体積重量 γ' は

$$\gamma' = 0.4 \quad \dots (4.41)$$

である。粘着力 C は

$$C = 0.35 + 0.15Z \text{ (t/m}^2\text{)} \quad \dots (4.42)$$

と表わされる。ここで、深度は $\pm 0\text{m}$ より測るものとしている。軟弱層の下、-26mより下に土丹層が存在している。

裏込め材には土丹を用いたので、原設計では $\pm 0\text{m}$ より上方の裏込めは $\phi = 35^\circ$ 、 $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$ 、 $\gamma' = 0.5 \text{ t/m}^3$ として土圧計算を行なっている。なお、残留水位は+1.1mと仮定している。矢板前後に働く土圧、水圧分布を図-4.17に示す。

この矢板壁の設計はタワミ曲線法によって進めており、矢板壁最大曲げモーメント M_{max} 、控え工反力 T は $M_{max} = 50 \text{ t-m/m}$ 、 $T = 17.3 \text{ t/m}$ (4.43)

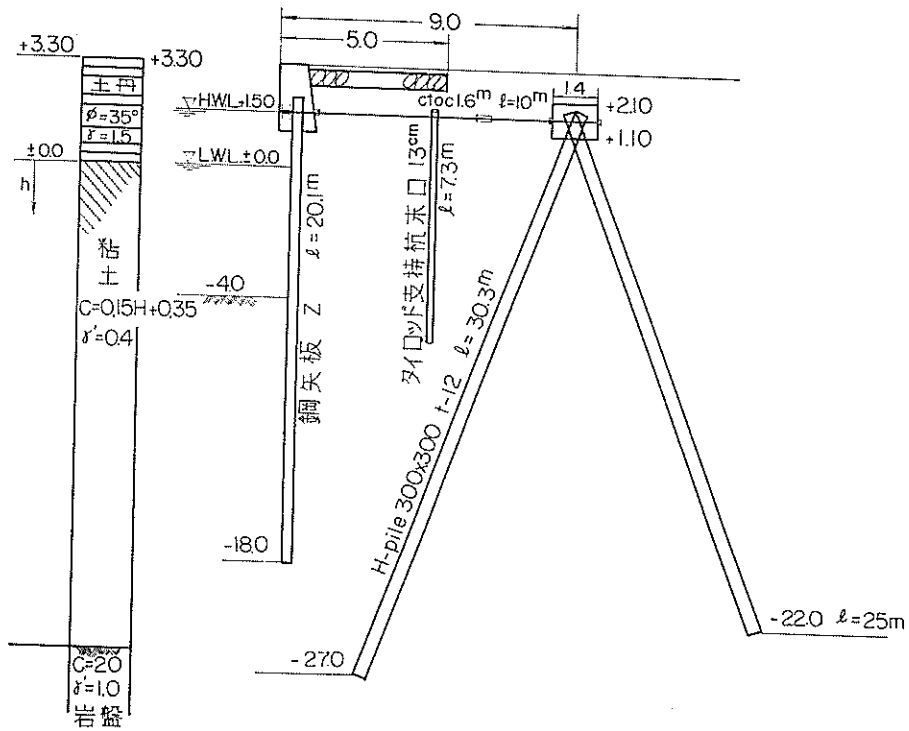


図-4.15 塩釜港 -4.0m 矢板取付け護岸標準断面図

と与えている。また、根入れの安全率 n_p は $n_p=1.2$ である。

本提案によって護岸矢板壁の応力を検討してみよう。

図-4.17の主働土圧および残留水圧分布から、換算台形分布荷重の下端では

$$P_2 = 4.6 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\dots (4.44)$$

上端では

$$P_1 = 1.4 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\dots (4.45)$$

となる。一方、海底面(-4.0m)での粘着力 C_0 は式(4.42)より $C_0=0.95 \text{ t/m}^2$ であるから、

$$\frac{P_1 + 2P_2}{C_0} = 11.2 \quad \dots\dots\dots (4.46)$$

となり、根入れの安全率 n_p が $n_p=1.2$ のときの仮想バリエーション係数 α_0 は式(4.2)より

$$\alpha_0 = 0.589 \quad \dots\dots\dots (4.47)$$

となる。この仮想バリエーション係数に傾く荷重分布を図-4.18に示す。

本提案による矢板の曲げモーメント \tilde{M}_{max} 、控え工反力 \tilde{T} は

$$\tilde{M}_{max} = 37.7 \text{ t-m/m} \quad \tilde{T} = 13.4 \text{ t/m} \quad \dots\dots\dots (4.48)$$

となり、原設計よりかなり小さい値となる。控え工反力

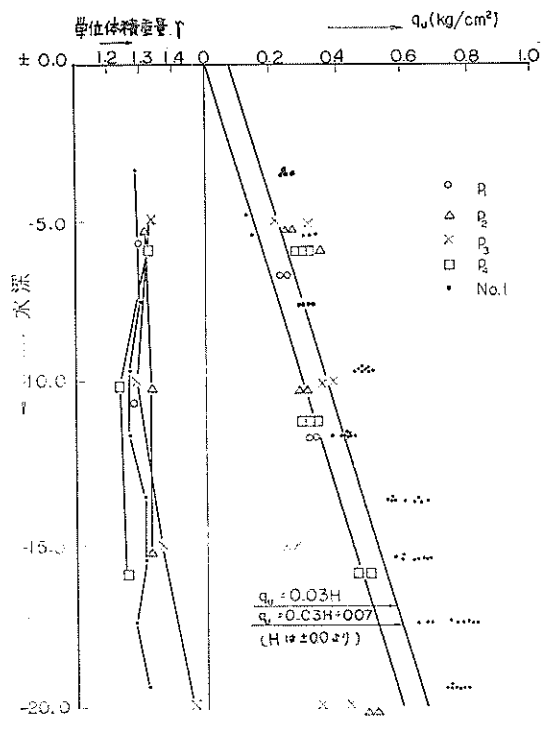
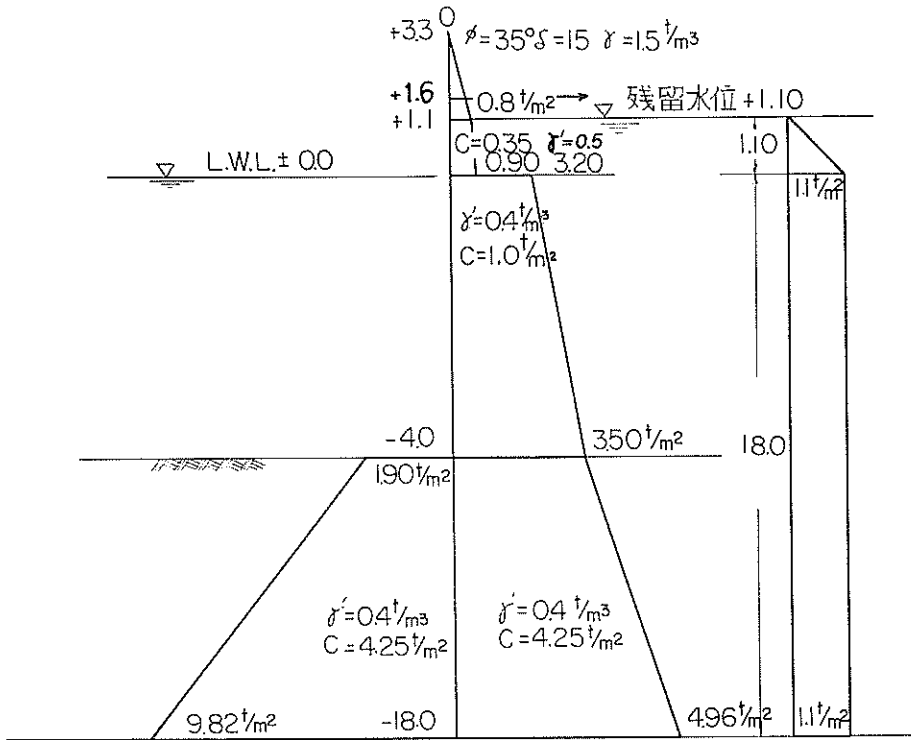
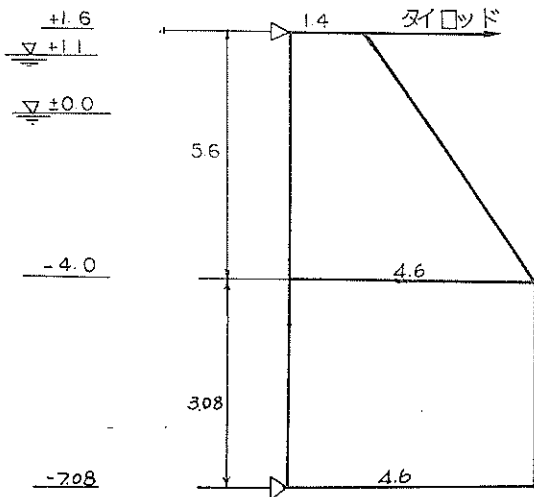


図-4.16 単位体積重量および q_u と Z との関係 (塩釜港 -4.0m 矢板取付け護岸)



図—4.17 常時土圧水圧分布図（塩釜港 -4.0m 矢板取付け護岸）



図—4.18 本提案による計算のための土圧水圧分布図（塩釜港-4.0m 矢板取付け護岸）

は24%，矢板の最大曲げモーメントでは25%，原設計よりも小さくなっている。

控え工反力，矢板最大曲げモーメントが最小の場合の仮想バリエーション係数 a_{min} は式 (4.8) を用いて計算でき

$$a_{min} = 0.622 \dots \dots \dots (4.49)$$

となる。このときの矢板壁最大曲げモーメント M_{max} および控え工反力 T は

$$\bar{M}_{max} = 37.7 \text{ t-m/m} \quad \bar{T} = 13.8 \text{ t/m} \dots \dots (4.50)$$

となり $n_p = 1.2$ のときの値とほぼ同じ値となる。

$$\eta/3 = \frac{C_0}{P_1 + 2P_2} = 0.090$$

a_0, a_{min} を求める式 (4.2)，式 (4.8) は $\eta/3 = 0.15$ 程度より大きい場合の計算模型に対する計算結果から求めたものである。この場合のように $\eta/3 = 0.090$ となると $\bar{M} \geq \bar{M}_{max}$ ， $\bar{T} \geq \bar{T}$ となる場合が生ずる。従って式 (4.2)，式 (4.8) の適用範囲についてはさらに検討する予定である。

5. 現場応力測定結果との比較

第2章で計算した粘土地盤に根入れをもつ矢板壁の計算模型の妥当性を検討するために，2，3の建設現場で行なわれた応力測定結果と計算結果とを対比してみた。

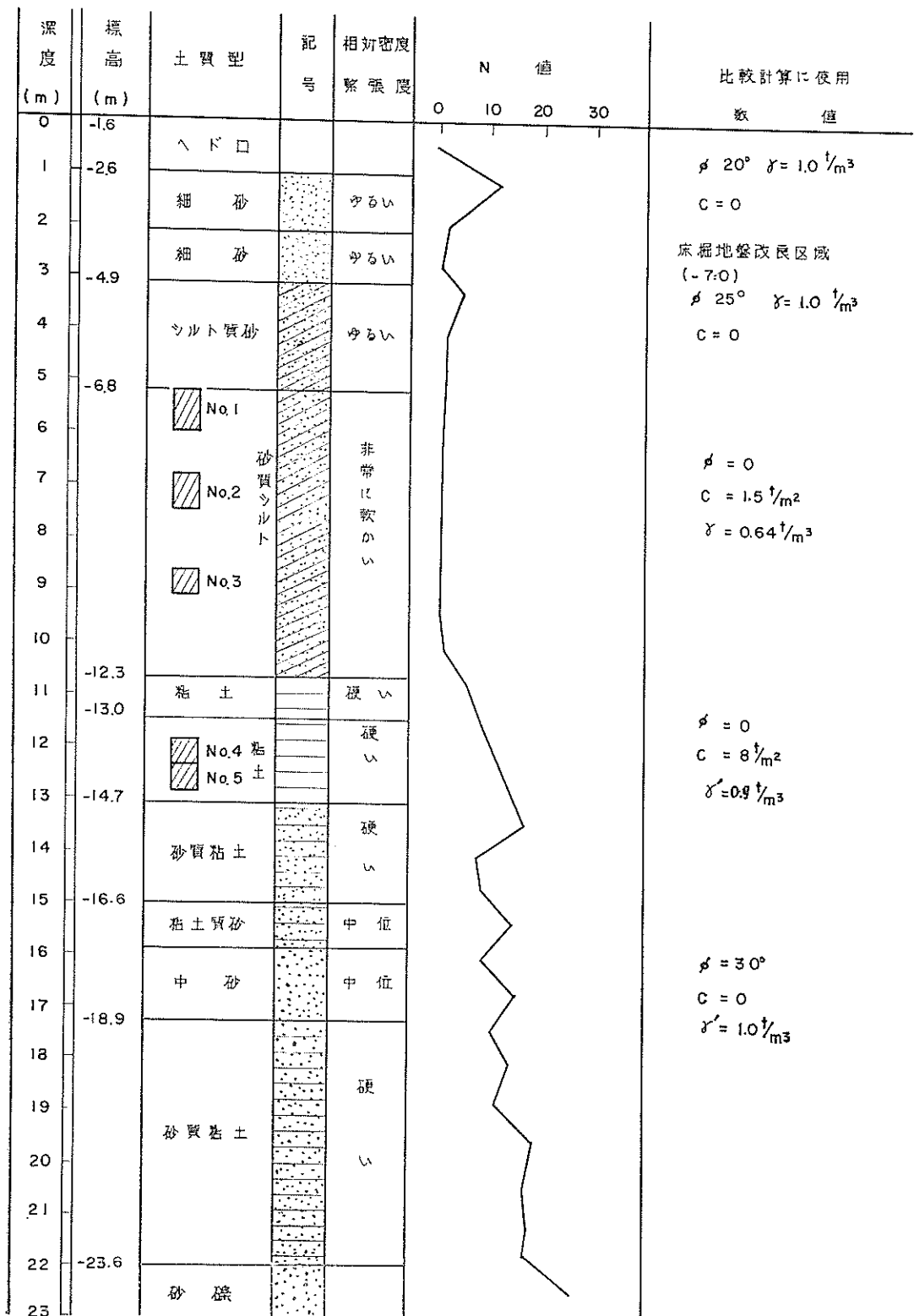


図-5.1 水島港-4.5m岸壁建設地点の土質柱状図

この比較はあとで示すようにかなりよく一致しており、計算模型が正しいものであることを示している。

(1) 水島港 -4.5m 岸壁

岡山県水島港玉島地区に昭和41年秋より -4.5m の鋼矢板岸壁が建設され、建設中の矢板壁とタイロッドの応力、控え版の移動とが観測された。

建設地点の土質は表層がゆるい砂質系の土層（厚さ 5 m）で、その下には非常に軟弱なシルト層（厚さ 5.5m）があり、さらに、その下にはかなり締まった粘土（ N 値が10前後）がある（図-5.1参照）。軟弱シルト層、粘土層の土質試験結果を表-5.1に示す。

表-5.1 軟弱シルト層粘土層の土質試験結果（水島港 -4.5m 岸壁）

項 目	試 料	試 料	試 料	試 料	試 料
	No.1(-7.3m)	No.2(-8.8m)	No.3(-10.3m)	No.4(-13.5m)	No.5(-14.0m)
含水比 $W_c(\%)$	54.0	49.3	70.7	35.4	27.9
湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	1.69	1.69	1.57	1.85	2.00
乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	1.10	1.13	0.92	1.37	1.57
飽 和 度 $S(\%)$	100	100	100	100	100
一軸圧縮強さ $q_u(kg/cm^2)$	0.395	0.335	0.164	1.160	2.740
間 隙 比 e	1.38	1.34	1.85	0.82	0.63
鋭 敏 比	—	—	—	7.7	8.1
先行荷重 (kg/cm^2)	—	0.85	—	1.48	—
圧縮指数 (cc)	—	0.480	—	0.265	—

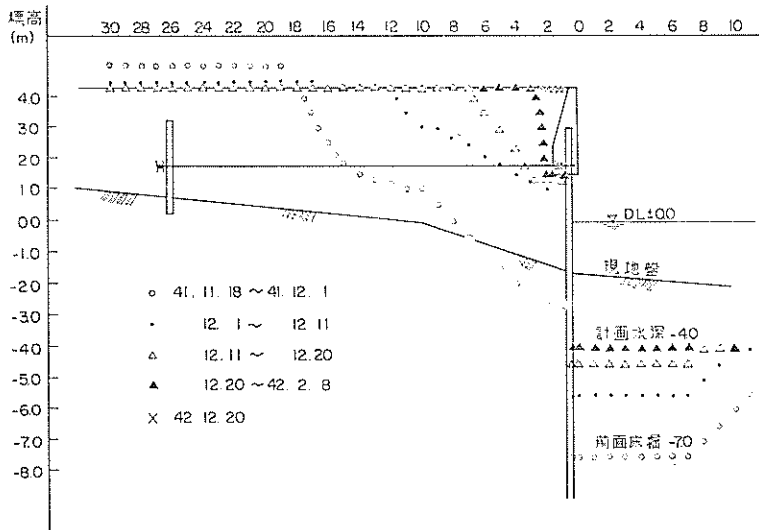


図-5.2 水島港 -4.5m 岸壁標準断面図および土工進行状況

この岸壁は図-5.2に示すように、天端高+4.3m、前面水深 -4.0m、矢板下端 -20.0m、タイロッド取付け高+1.8mで、鋼矢板は YSP-V 型であり、タイロッドは径55 mm、長さ 26m である。根入れ部の海底土が軟弱なので、矢板前面 7m までの範囲を -7.0m まで砂と

置き換えた。置き換えのための床掘、捨込み、背後の埋立など一連の土工の進行状況を図-5.2に示す。

鋼矢板の曲げヒズミは接着型ゲージで測定した。1枚の矢板での測点は矢板ウェブの内側中央部の +2.3m から -18.7m の間に1~2m 間隔で配置し、隣り合った3枚

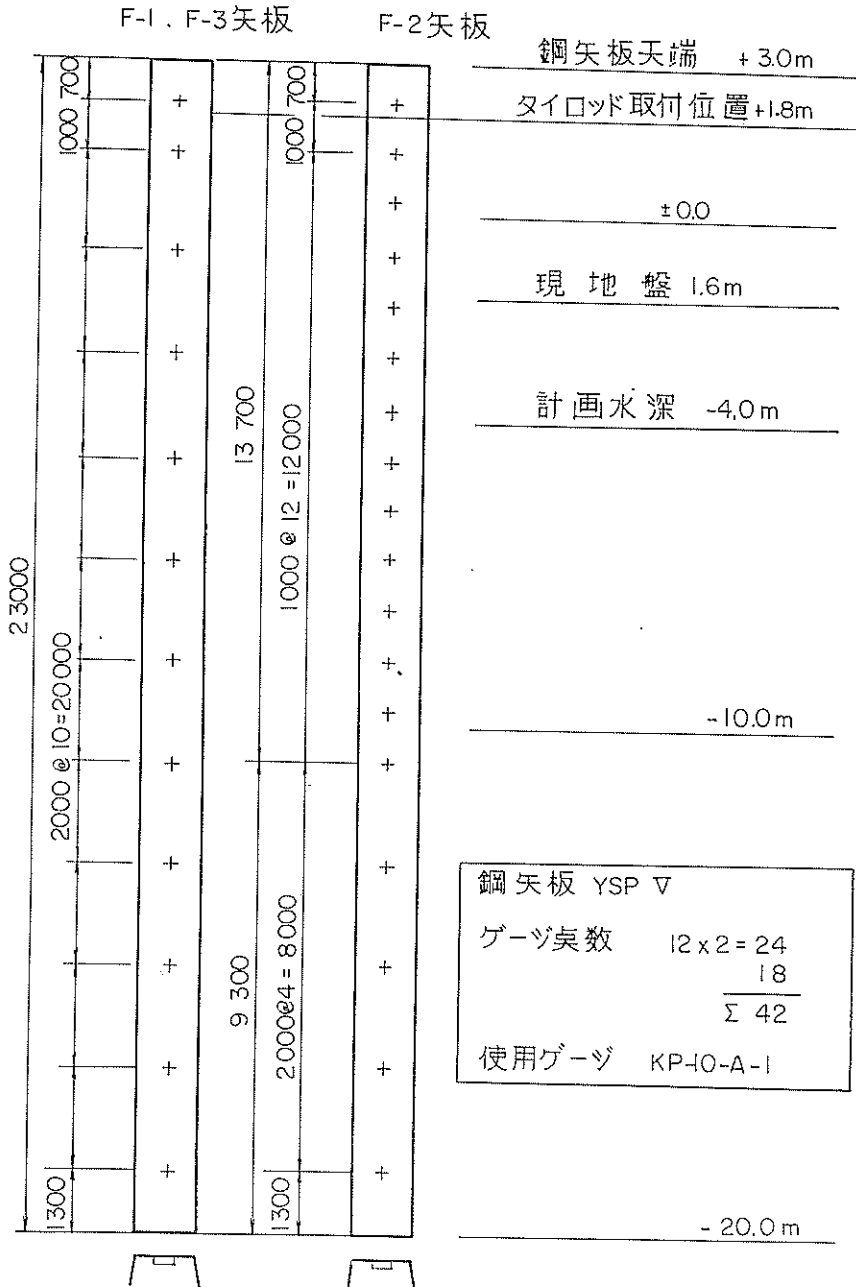
の矢板に計24点設けた（図—5.3, 図—5.4 参照）。

タイロッドのヒズミは矢板壁背後のリングジョイントより50cm 後方の点のタイロッドの上下両側に取り付けたカーソンヒズミ計により測定した（図—5.4, 図—5.5参照）。

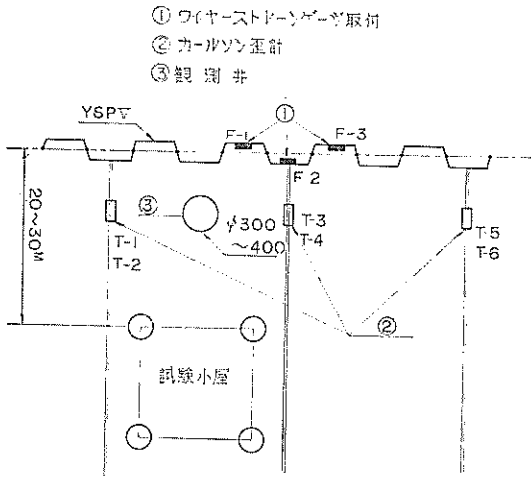
タイロッドにも曲げモーメントが生じるので、タイの

張力は2つのヒズミの平均値に比例するはずであり、正確な張力を知るためには、同一点において上下両側の2つのヒズミを測定しなければならない。

測定は前面の置換え背後の埋立て作業の途中段階にあった11月30日から前後8回行った。各測定時の矢板の曲げヒズミに相当する読みの分布と、観測地点附近の地



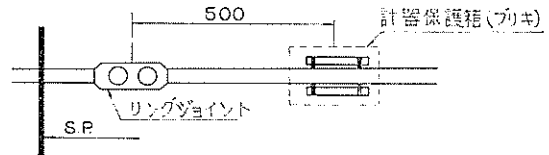
図—5.3 鋼矢板曲げひずみ測定のためのゲージ位置（水島港 -4.5m 岸壁）



図—5.4 鋼矢板曲げひずみ、タイロッドの歪測定のためのゲージ、ひずみ計の測定位置 (水島港 -4.5m 岸壁)

表の形状をあわせて、図—5.6に示す。

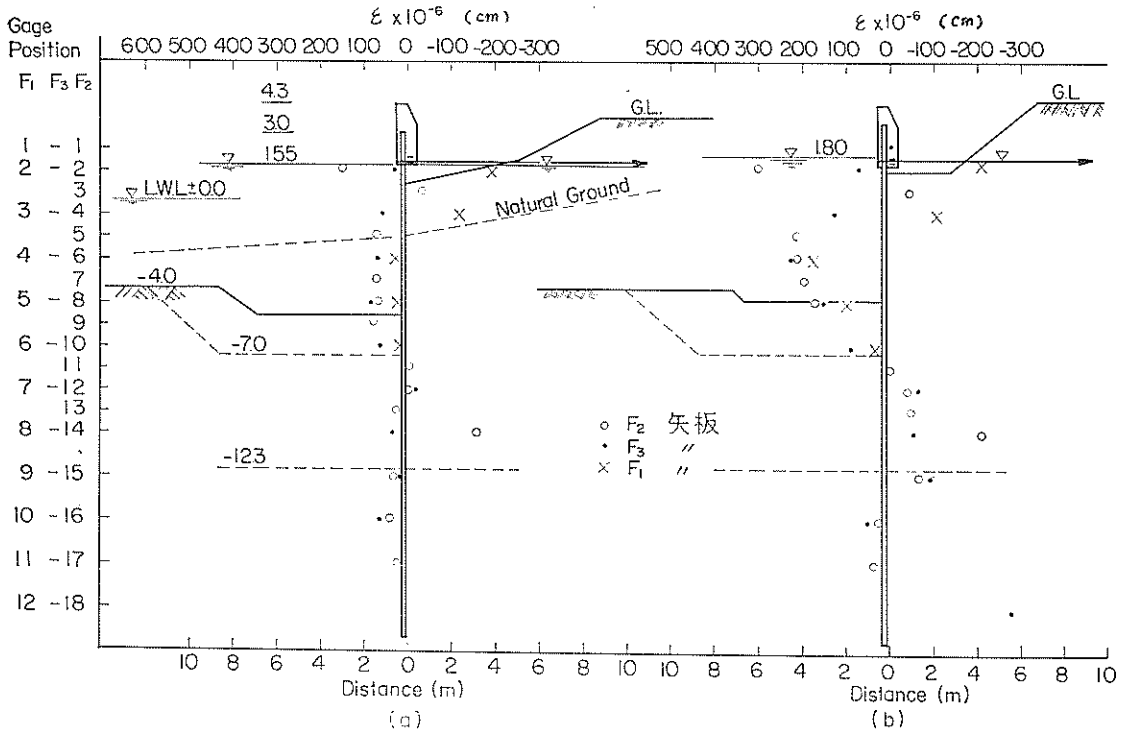
また、各測定時における各測定の曲げヒズミに相当する読み、その点での矢板外縁の曲げ応力、曲げモーメン



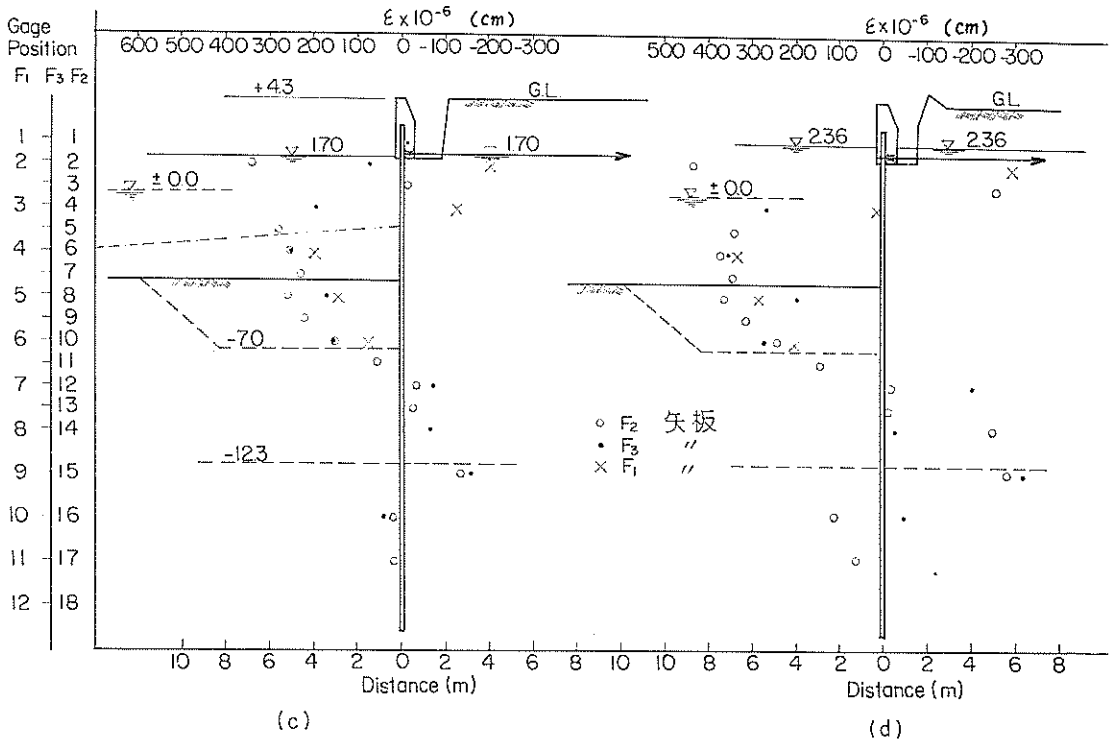
図—5.5 タイロッドのひずみ測定のためのひずみ計の位置 (水島港 -4.5m 岸壁)

トを表—5.2にとりまとめておく。測定の読み(曲げヒズミ)から外縁の曲げ応力の換算係数は矢板打込み前に行なった校正実験により求め、曲げ応力から曲げモーメントへの換算は2枚の矢板が中立軸ですべりを起こさず完全にせん断力を伝達できるものとして計算している。

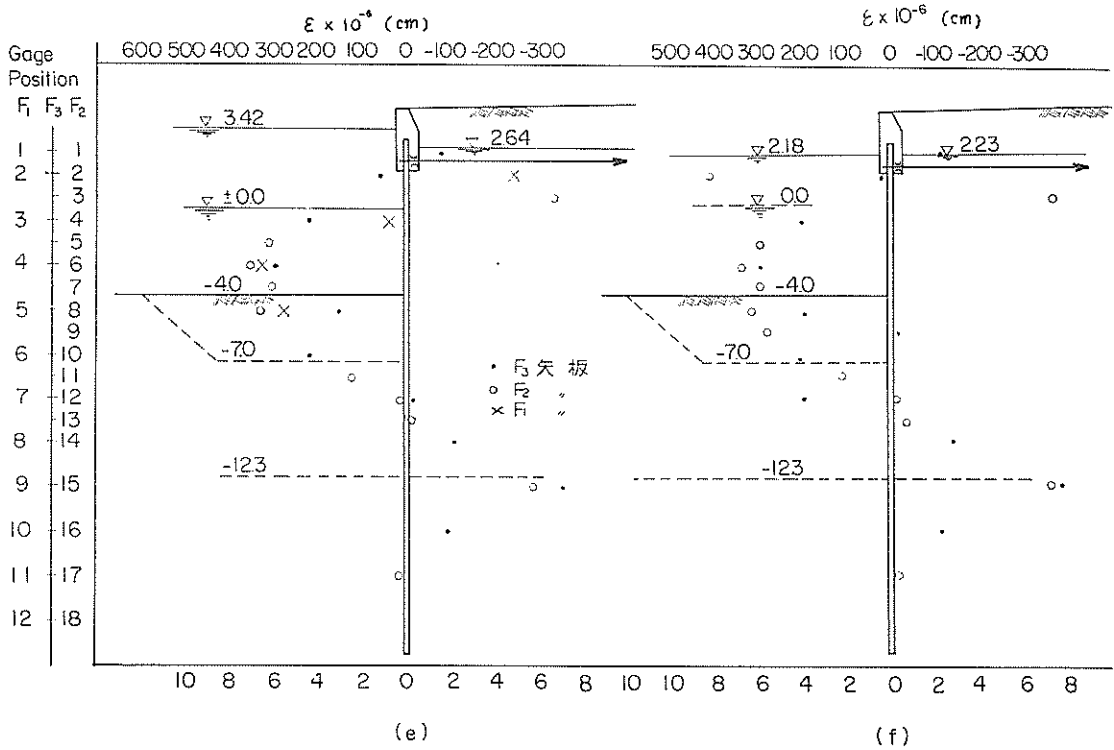
前面置換え、背後の埋立てが安全に終了したのが、2月20日である。その後約4カ月間観測を続けてはいるが、曲げモーメント分布はあまり変化していない。このことからみて、根入れ部、背後の盛土など矢板周辺の土が、施工後の時間経過により安定化することによって、矢板の曲げモーメント分布の変化は、数カ月という短時間では起こらないことが分かる。測定の性質上、ゲージ



図—5.6 鋼矢板の曲げひずみ分布と観測地点付近の地表形状 (水島港 -4.5m 岸壁)



图—5.6



图—5.6

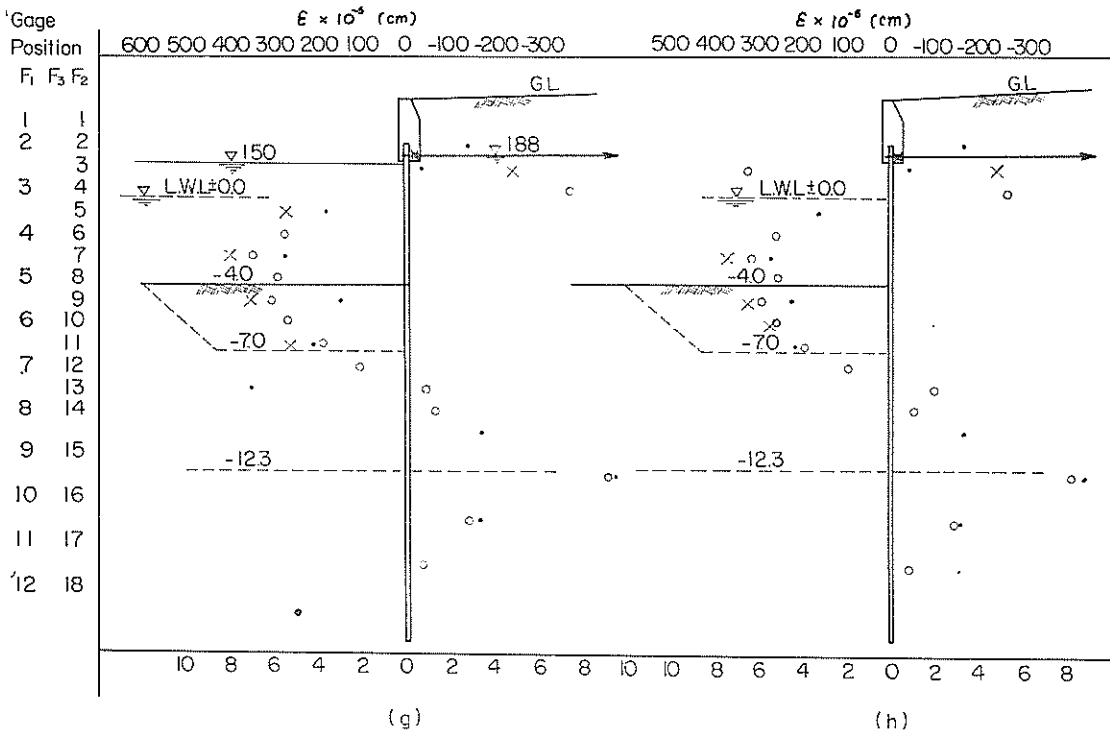


図-5.6

接着後時間が経過すると測定値が不安定となることもあるので、計算値と比較する代表的な曲げモーメント分布としては、工事終了後の観測期間の丁度中間の4月20日の分布を用いる(図-5.7参照)。

根入れ部の曲げモーメントのうち、-12.7m、-13.7mの两点での値は非常に大きいので、この値を無視するとこの矢板壁の曲げモーメント分布は図-5.7に示す点線のようなになる。

矢板壁前後の土の内部摩擦角、粘着力を図-5.1に示すような値とすると、矢板壁に働く主働土圧、受働土圧、残留水圧の分布は図-5.8に示す通りとなる。

この矢板壁の根入れ部前面上部には置換砂があり、さらに、矢板下端附近の土も締まった粘土層、砂層であるなど、根入れ部の土層は単純ではない。しかし、計算模型では根入れ部の地盤は一様なものと仮定しているので、計算結果が測定結果を正確に説明しうるものとは思えないが、一応、置換砂、下部良質層の存在などを無視して計算模型による曲げモーメント分布と測定された曲げモーメント分布とを比較してみよう。

計算模型に用いる根入れ部地盤の粘着力は海底面で
 $C_0 = 1.0 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots (5.1)$

とし、横方向地盤反力係数 k と粘着力との比 k/C は一応次のように変化させておく。

$$k/C = 50, 70, 90 \text{ 1/m} \dots\dots\dots (5.2)$$

矢板壁に働く土圧は図-5.8より、

$$P_1 = 1.5 \text{ t/m}^2 \quad P_2 = 4.3 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots (5.3)$$

とする。控え工取付け高は当然

$$h = 5.8 \text{ m} \dots\dots\dots (5.4)$$

であり、矢板根入れ長は下部良質層の存在を無視したので、一応、矢板下端が軟弱層の下面にまであるとき、(-12.1m)、この場合よりもさらに、1.2、2.4、3.5m 矢板が長い場合の4ケースについて曲げモーメント分布を算出した(表-5.3参照)。

$k/C = 90 \text{ 1/m}$ 、 $d = 8.1, 11.6 \text{ m}$ のときの曲げモーメント分布を図-5.7にあわせて表示してある。実線は、 $d = 11.6 \text{ m}$ 、1点鎖線は $d = 8.1 \text{ m}$ の値であるが、-6m 以浅では両者の値はほとんど同じであり、-6m 以深でも曲げモーメント分布はあまり変わっていないことからみて、矢板長を変化させても、曲げモーメント分布は変わらないものと思われる。表-5.3を調べれば分かるように、 d 、 k/C の値をこの範囲程度で変化させても、矢板壁の最大曲げモーメントの計算値間のばらつきは10%以下に

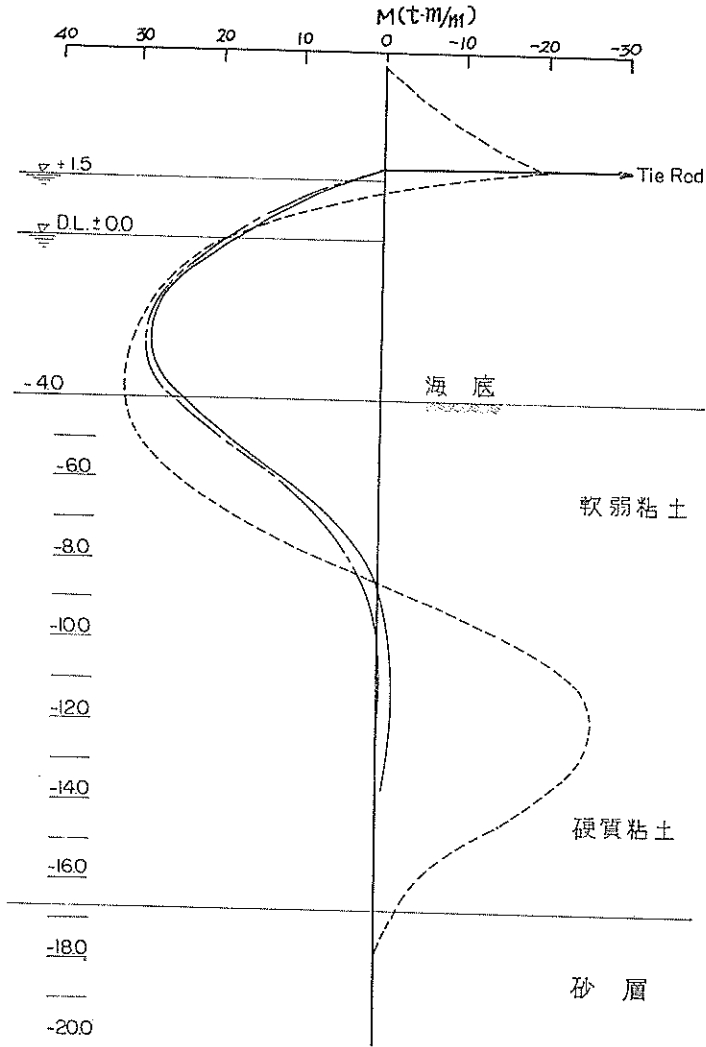


図-5.7 曲げモーメント分布図 (4月20日) (水島港 -4.5m 岸壁)

すぎず、測定値の測定誤差と比較すれば無視できるので計算模型の代表値としては、 $d=11.6$ m、 $k/C=90$ 1/m の値を用いる。

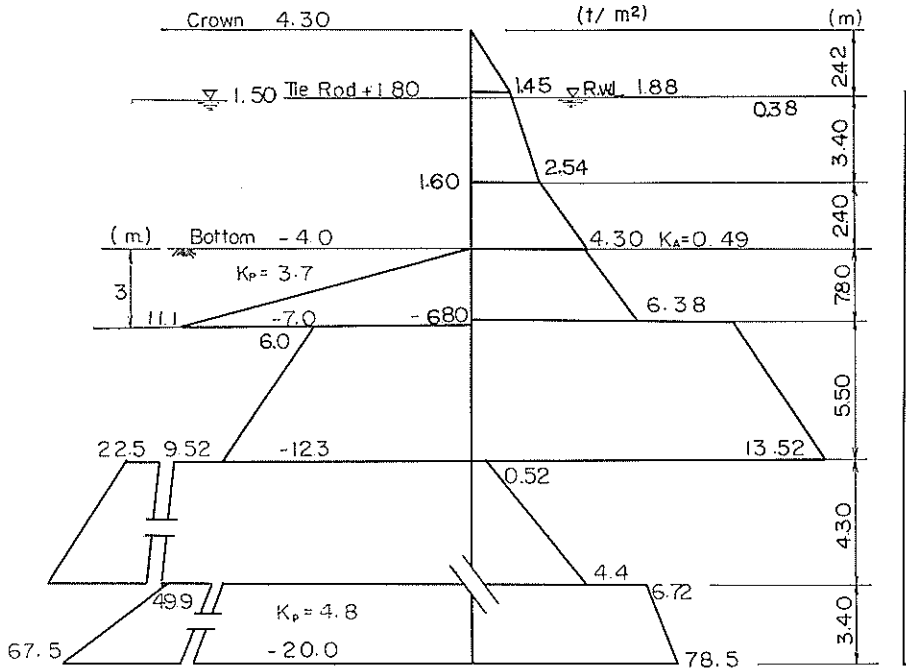
計算模型の曲げモーメント分布と実測値とは矢板の最大曲げモーメントを示す点附近より上方ではかなりよい一致を示しているが、下方では計算値の方が小さい値を示している。矢板壁の設計が最大曲げモーメントに耐える矢板を選ぶことに限られているかぎり、計算最大曲げモーメントと測定最大曲げモーメントとがかなりよい一致を示していることはこの計算法が妥当な設計法であることを示している。

参考までに、フリー・アース・サポート法、フィクスト・アース・サポート法、ブルムの方法による各曲げモ

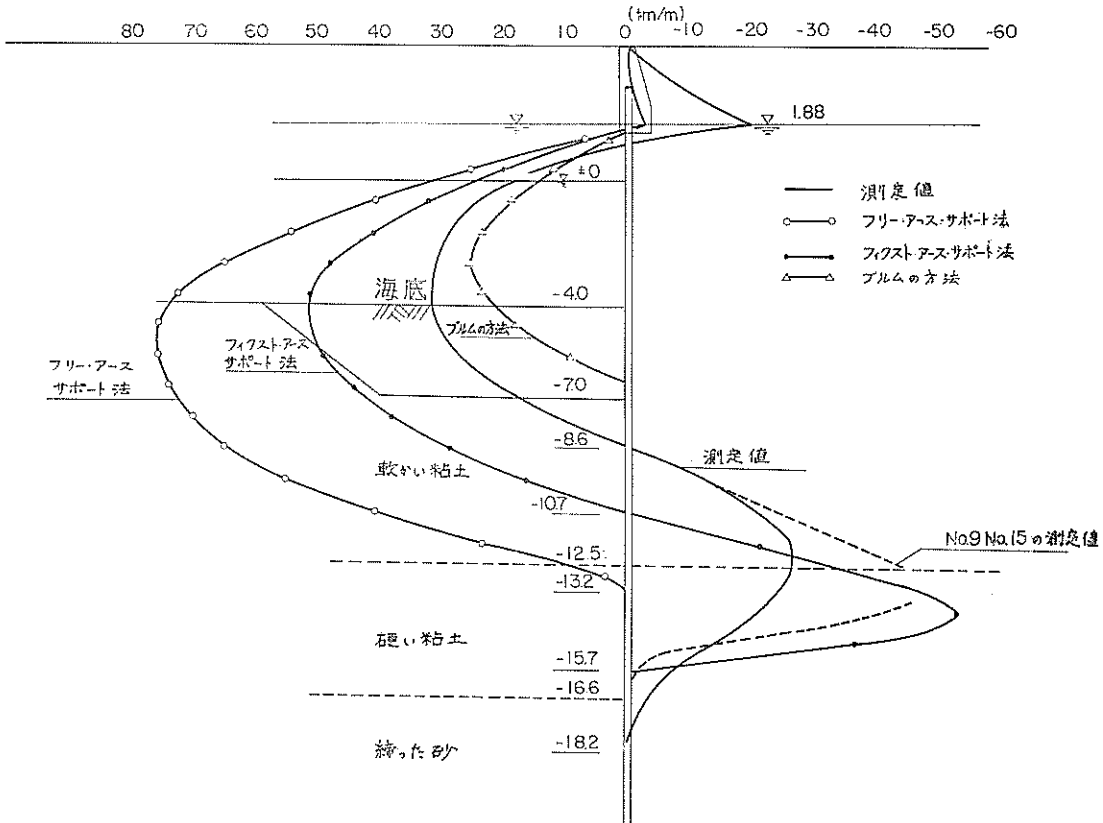
ーメント分布を、測定値とあわせて図-5.9に示す。

これらの諸方法のうち、フリー・アース・サポート法は大きな曲げモーメントを与え、最大曲げモーメントは測定値の2.5倍となっている。フィクスト・アース・サポート法でも最大曲げモーメントは測定値の1.6倍となり、やはり大きすぎる曲げモーメントを与えている。これらの諸法と比較すると、本計算模型による計算値は妥当な値を与えていることが分かる。

タイロッドのヒズミ測定も行なわれたが、測定結果によると、予想外に曲げヒズミが大きく引張りヒズミの10倍になっている。このため、引張りヒズミは測定誤差の影響を大きく受け、測定値の信頼性を欠くおそれがある。事実、控え版の移動が背後の埋立にともな



図—5.8 土圧水圧分布図 (水島港 -4.5m 岸壁)



図—5.9 各計算法による曲げモーメント分布図 (水島港 -4.5m 岸壁)

表—5.3 計算模型の曲げモーメント (水島港—4.5m 岸壁)

D ₀	1.4			1.6			1.8			2.0		
	水深(m)	$h/C(l/m)$	水深(m)	$h/C(l/m)$	水深(m)	$h/C(l/m)$	水深(m)	$h/C(l/m)$	水深(m)	$h/C(l/m)$	水深(m)	$h/C(l/m)$
5.80	0.00	-0.00	5.80	0.00	0.00	5.80	0.00	0.00	5.80	0.00	0.00	0.00
5.22	-6.60	-6.49	5.22	-6.66	-6.49	5.22	-6.67	-6.47	5.22	-6.66	-6.45	-6.30
4.64	-12.61	-12.37	4.64	-12.71	-12.38	4.64	-12.74	-12.34	4.64	-12.73	-12.29	-12.01
4.06	-17.92	-17.56	4.06	-18.08	-17.58	4.06	-18.12	-17.52	4.06	-18.10	-17.44	-17.02
3.48	-22.44	-21.97	3.48	-22.65	-21.99	3.48	-22.71	-21.91	3.48	-22.68	-21.81	-21.24
2.90	-26.09	-25.50	2.90	-26.35	-25.52	2.90	-26.42	-25.42	2.90	-26.38	-25.30	-24.59
2.32	-28.76	-28.04	2.32	-29.07	-28.07	2.32	-29.15	-27.96	2.32	-29.11	-27.81	-26.95
1.74	-30.35	-29.52	1.74	-30.72	-29.56	1.74	-30.81	-29.42	1.74	-30.77	-29.24	-28.25
1.16	-30.79	-29.84	1.16	-31.20	-29.88	1.16	-31.31	-29.72	1.16	-31.27	-29.52	-28.38
0.58	-29.96	-28.89	0.58	-30.43	-28.94	0.58	-30.56	-28.77	0.58	-30.50	-28.53	-27.26
0.00	-27.79	-26.60	0.00	-28.30	-26.65	0.00	-28.45	-26.46	0.00	-28.38	-26.20	-24.78
-0.81	-23.35	-22.00	-0.93	-23.27	-21.36	-1.04	-22.76	-20.42	-1.16	-22.01	-19.40	-17.69
-1.62	-18.52	-17.00	-1.86	-17.83	-15.63	-2.09	-16.70	-14.00	-2.32	-15.34	-12.29	-10.30
-2.44	-13.87	-12.19	-2.87	-12.84	-10.41	-3.13	-11.42	-8.43	-3.48	-9.82	-6.52	-4.30
-3.25	-9.89	-8.14	-3.71	-8.76	-6.34	-4.18	-7.30	-4.43	-4.64	-5.72	-2.64	-0.54
-4.06	-6.63	-5.06	-4.64	-5.59	-3.48	-5.22	-4.29	-1.84	-5.80	-2.90	-0.35	1.38
-4.87	-4.08	-2.85	-5.57	-3.25	-1.62	-6.26	-2.23	-0.39	-6.96	-1.17	0.71	1.97
-5.68	-2.20	-1.38	-6.50	-1.64	-0.57	-7.31	-0.96	0.23	-8.12	-0.27	0.92	1.70
-6.50	-9.37	-0.51	-7.42	-0.64	0.31	-8.35	-0.29	0.30	-9.28	0.06	0.63	1.01
-7.31	-2.23	-0.10	-8.32	0.13	0.13	-9.40	-0.41	0.12	-10.42	0.06	0.21	3.16
-8.12	-0.00	-0.00	-9.28	0.00	0.00	-10.44	0.00	0.00	-11.60	0.00	0.00	4.20

漸増してゆくのに反して、張力は12月10日以降一向に増大せず、むしろ減少するなど、測定値は事実と反した傾向を示している。一応、測定結果が正しいとすると、引張りヒズミは 200×10^{-6} (cm) 前後となり、控え工反力は4~5 tとなる。一方、計算模型の控え工張力は表-5.4に示すように 11 t/m 前後であり、やはり、測定値は小さな値を示している。

表-5.4 計算模型の控え工張力(水島港-4.5m岸壁)

$$P_1 = 1.5 \text{ t/m}^2, P_2 = 4.3 \text{ t/m}^2, h = 5.8 \text{ m}$$

k/C (1/m)	D_0	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
50		11.40	11.67	11.85	11.94	11.96	11.95
70		11.37	11.55	11.64	11.65	11.62	11.57
90		11.34	11.47	11.50	11.30	11.39	11.16

フリー・アース・サポート法では 22 t/m, フィクスト・アース・サポート法では 18 t/m, プルムの方法では 13 t/m, ロウの方法では 16 t/m などいずれの計算法でも測定値よりかなり大きな控え工張力を示している。

(2) 塩釜港 -4.0m 取付け護岸

塩釜港貞山 -4.5m 物揚場は鋼管さん橋であるが、土留壁に鋼矢板壁が用いられている。この延長にあって同一構造の取付け護岸の建設中および建設後まで(昭和39年10月から昭和40年7月まで)、矢板壁、タイロッドの応力測定が行なわれた。

原地盤は海底面が -3.5m ~ -4.0m で、海底地盤は非常に軟弱な粘土層であり、海底面から Z m 下の点の粘着力は C

$$C = 0.35 + 0.15 Z \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (5.5)$$

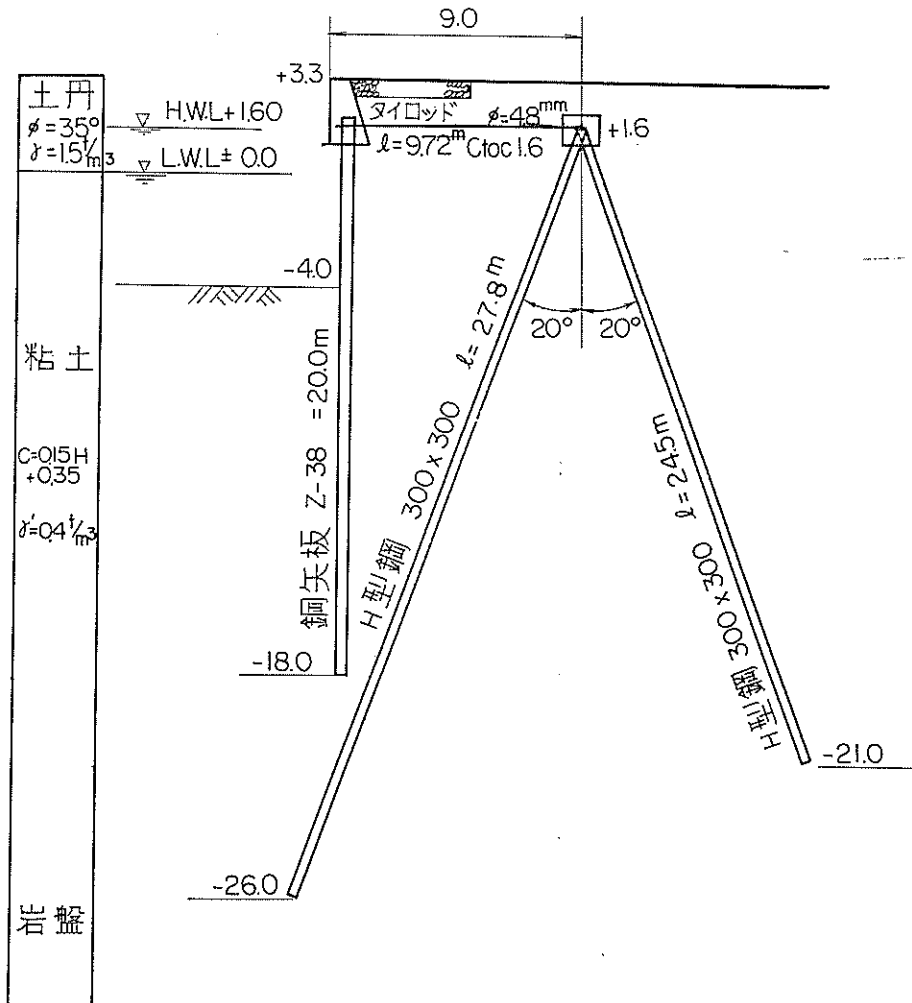


図-5.10 塩釜港 -4.0m 取付け護岸標準断面図

であり、この粘土の水中単位体積重量 γ' は $\gamma'=0.4t/m^3$ である。この軟弱粘土層は-26mまで続き、この下に岩盤がある。

この護岸の構造は図-5.10に示すように、天端高+3.8m、前面水深-4.0m、矢板下端-18.0m、タイロッド取付け高+1.6mで、矢板はYSPZ-38(長さ20m)、タイロッドはセミハイテンの径48mm、長さ9.7mである。

護岸の矢板打込みは昭和39年10月29日に、タイロッド取付けは12月2日に、裏埋めは昭和40年5月8日に完了した。裏埋めの施工状況を図-5.11に示す。

矢板、タイロッドのヒズミ量は接着型抵抗線ヒズミ計により測定した。矢板の測点は図-5.12に示すように一枚の矢板の両フランジ内側にもうけ、軸方向には0.25~1.0m間隔に計60点もうけた。測点のうち若干の点には2軸ゲージを接着し、この横軸ゲージをダミーゲージとして測定を行なったが単軸ゲージは別にダミーゲージを設けて測定している。タイロッドの測点位置を図-5.13に示す。測点は中間のタイロッド2本の中央と、1/4点の計4点にもうけ、外部4ゲージ法で測定した。

測定は矢板打ち込み後、裏埋め4回、裏埋め終了後8回行なった。矢板のヒズミ量は矢板打ち込み後の測定

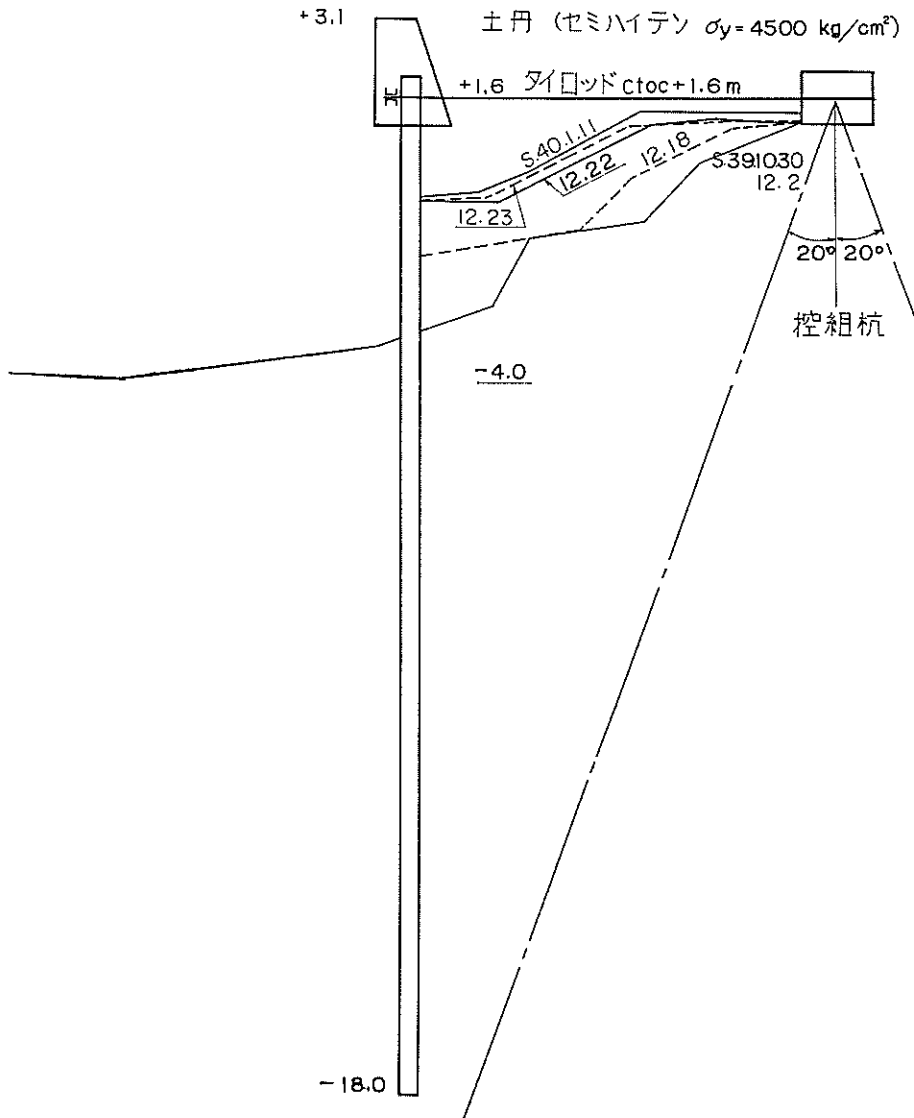
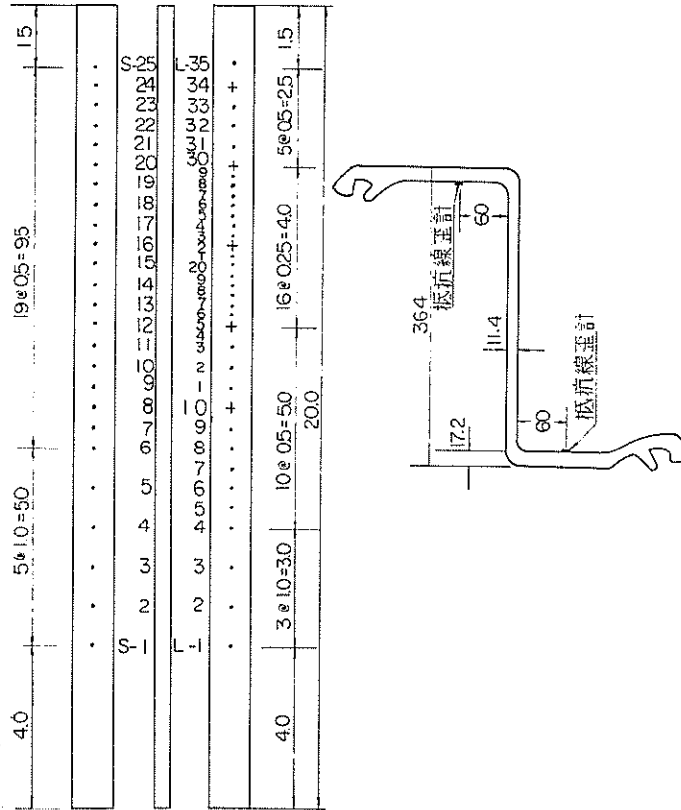


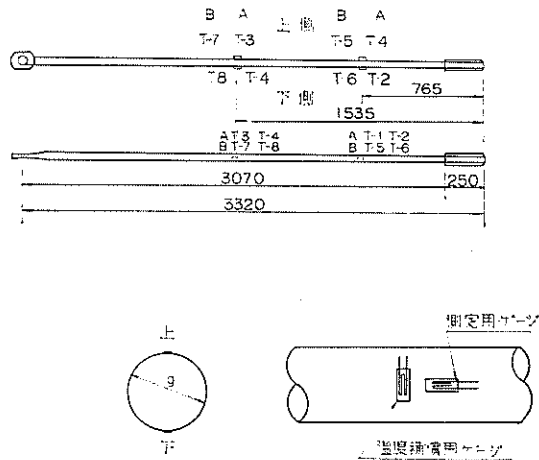
図-5.11 裏埋めの施工状況(塩釜港-4.0m取付け護岸)

S-1~25
L-1~35

• 単軸
+ 2 軸



図—5.12 矢板の曲げひずみ測定のためのひずみ計位置 (塩釜港 -4.0m 取付け護岸)



図—5.13 タイロッドのひずみ測定のためのひずみ計位置 (塩釜港 -4.0m 取付け護岸)

表-5.5 (a) 歪測定値 (塩釜港 -4.0m 取付け護岸)

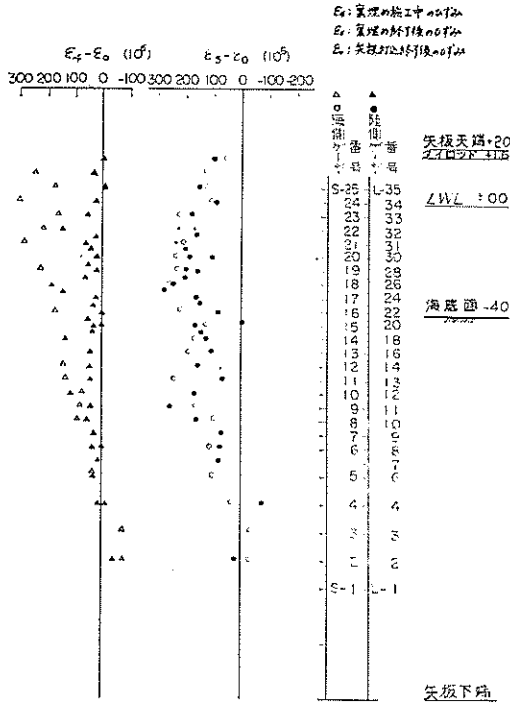
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	S. 39.10.29	12.2	12.18	12.23	S. 40.1.11	5.8	5.29	6.16	6.23	6.30	7.7	7.15	7.21	7.23
	$+\varepsilon_0$	$+\varepsilon_1$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_2$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_3$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_4$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_5$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_6$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_7$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_8$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_9$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{10}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{11}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{12}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{13}$ $-\varepsilon_0$
S-1	0	-30	-30	20	-70	-30	-30	-20	-30	10	40	90	-90	20
2	0	-50	-30	30	-70	-30	-40	0	-20	0	60	140	-90	20
3	0	-390	-300	-150	-580	40	30	60	40	60	120	190	-40	80
4	0	50	70	120	30	100	100	120	80	80	160	230	10	130
5	0	20	10	110	0	110	110	110	90	70	170	250	20	140
6	0	70	90	170	90	100	100	170	120	180	210	290	70	200
7	0	60	90	180	80	160	160	170	120	150	210	300	50	190
8	0	40	60	180	70	150	150	160	130	130	220	310	60	200
9	0	90	130	220	130	240	240	280	220	250	310	380	160	300
10	0	80	120	240	140	230	230	260	220	230	300	390	140	290
11	0	40	-20	70	-70	190	170	210	160	190	240	330	80	220
12	0	40	90	220	120	170	150	190	150	190	220	320	70	210
13	0	-20	-30	120	0	130	140	140	100	80	180	290	20	160
14	0	100	150	280	170	220	210	230	180	210	250	350	100	240
15	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	0	380	620	700	520	260	240	240	220	250	270	370	120	270
17	0	120	200	320	220	240	200	180	170	180	220	320	50	210
18	0	-50	-850	-60	-1100	240	-850	100	120	120	230	280	-20	150
19	0	160	290	360	280	220	120	40	50	30	190	200	-110	70
20	0	130	220	310	210	170	80	30	30	40	160	180	-110	60
21	0	130	170	260	160	230	150	120	120	150	270	270	-10	160
22	0	110	210	400	300	110	30	20	0	-30	120	160	-120	30
23	0	120	210	270	170	130	60	30	20	70	150	190	-70	80
24	0	180	280	300	240	130	80	10	0	40	120	160	-80	70
25	0	90	110	-690	—	60	20	-70	-90	-80	0	60	-190	-80

表-5.5 (b) 歪測定値 (塩釜港-4.0m取付け護岸)

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	S. 39.10.29	12.2	12.18	12.23	40.1.11	5.8	5.29	6.16	6.23	6.30	7.7	7.15	7.21	7.28
	$+\varepsilon_0$	$+\varepsilon_1$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_2$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_3$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_4 - \varepsilon_0$	$+\varepsilon_5$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_6$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_7$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_8$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_9$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{10}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{11}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{12}$ $-\varepsilon_0$	$+\varepsilon_{13}$ $-\varepsilon_0$
L-1	0	-35	-25	105	45	-25	-55	-35	-45	-35	55	35	-355	-305
2	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	0	10	30	80	10	70	-30	-10	-50	-20	80	50	-170	-50
4	0	-40	-10	60	-30	-100	-170	-170	-180	-130	-80	-60	-230	-180
5	0	-10	20	70	-10	-80	-160	-170	-190	-180	-80	50	-170	300
6	0	-20	10	50	-30	-80	-170	-180	-200	-200	-90	-60	-300	-220
7	0	-25	25	65	-25	-75	-165	-175	-195	-175	-85	-75	-265	-175
8	0	-40	0	50	-50	-160	-230	-220	-230	-210	-130	-100	-290	-200
9	0	-40	30	60	-40	-260	-220	-210	-230	-190	-120	-90	-290	-200
10	0	-70	-20	0	-110	-170	-270	-250	-270	-220	-150	-110	-310	-200
11	0	-20	50	50	-40	-70	-170	-160	-180	-150	-70	-50	-260	-150
12	0	-20	30	40	-40	-160	-240	-240	-250	-240	-150	-140	-330	-250
13	0	0	60	60	-40	-110	-210	-200	-220	-180	-90	-65	-260	-170
14	0	-80	-30	-30	-130	-130	-240	-240	-270	-210	-130	-130	-300	-200
15	0	10	60	-60	-30	-150	-250	-250	-260	-240	-150	-140	-330	-260
16	0	10	60	70	-30	-170	-250	-240	-250	-210	-150	-130	-320	-240
17	0	40	110	120	-50	0	-120	-110	-120	-70	0	20	-180	-80
18	0	10	80	80	0	-90	-210	-210	-220	-210	-110	-80	-1650	-180
19	0	20	70	70	-30	-160	-280	-250	-260	-220	-160	-130	-300	-250
20	0	20	60	70	-20	-170	-260	-250	-250	-230	-150	-140	-330	-270
21	0	-60	-50	-50	-140	-280	-320	-310	-310	-310	-210	-210	-390	-330
22	0	-110	-30	-140	-180	-250	-380	-340	-370	-300	-220	-220	-400	-320
23	0	-10	20	-30	-60	-210	-300	-290	-290	-280	-170	-170	-370	-290
24	0	0	20	-10	-20	-160	-280	-300	-310	-330	-170	-190	-410	-320
25	0	-70	-120	1690	-50	-190	-300	-320	-290	-300	-140	-170	-400	-320
26	0	30	80	10	-20	-110	-310	-340	-330	-320	-150	-190	-310	-190
27	0	10	80	0	-40	-210	-350	-380	-340	-350	-150	-220	-460	-350
28	0	0	20	-20	-60	-240	-340	-380	-360	-420	-180	-260	-520	-410
29	0	30	60	20	-20	-170	-300	-400	-380	-380	-210	-170	-420	-330
30	0	-70	-50	-40	-140	-230	-340	-330	-350	-310	-180	-200	-410	-310
31	0	-10	30	-10	-50	-180	-310	-350	-340	-350	-160	-220	-450	-350
32	0	-10	60	10	-20	-100	-300	-310	-330	-290	-150	-180	-270	-290
33	0	30	60	50	10	-160	-220	-300	-330	-370	-200	-160	-470	-410
34	0	-5	25	25	-25	25	-95	-115	-195	-175	-45	25	-275	-175
35	0	5	45	45	5	-105	-225	-225	-285	-295	-175	-175	-585	-455
T-1,2		120		10	70	6180	2960	—	—	—	—	—	—	—
3,4		220		240	100	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,6		20		170	170	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,8		10		190	180	—	—	—	—	—	—	—	—	—

値の変化で示し、タイロッドのヒズミ量は取付け前に行なった測定値からの変化量として表—5.5に示す。

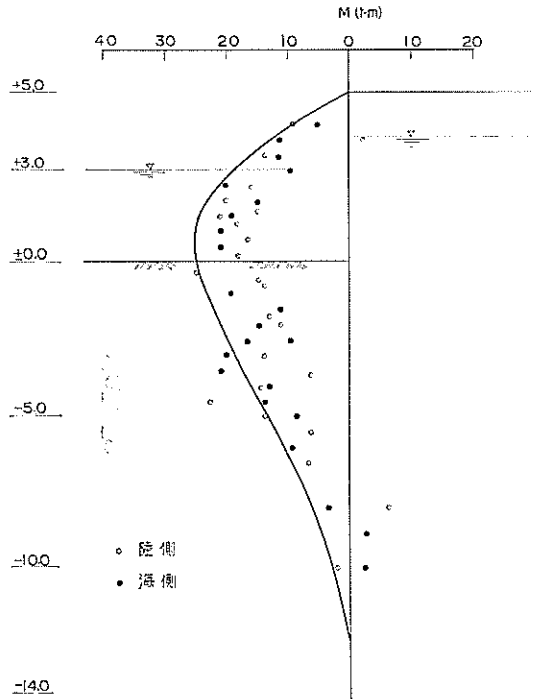
逆接続はアクチブ・ゲージとダミー・ゲージの位置を変えて測定した値である。裏埋め施工中、裏埋め終了後の矢板のヒズミ分布の変化を図—5.14に示す。



図—5.14 裏埋め施工中、終了後のひずみ分布 (塩釜港 -4.0m 取付け護岸)

裏埋め施工中(昭和40年1月まで)、陸側のヒズミはあまり変化しないのかかわらず、海側のヒズミはいちぢるしく増大し、裏埋め終了後(昭和40年5月以降)になると、むしろ海側のヒズミ量が減少し、陸側のヒズミが急に増大するなど、測定結果が多少異常である。しかし、裏埋め終了後のヒズミの分布はその後あまり変化せず、しかも、他の測定例とも似ており、一応、妥当な測定といえよう。測点が矢板のフランジの内側にあるので、ヒズミにヤング率と矢板の断面係数との積を乗じると、多少小さな曲げモーメントがでるが、この誤差はわずかである。矢板のヒズミ ϵ と曲げモーメント M との間には $M=0.0881\epsilon$ の関係があり、タイロッドのヒズミ ϵ_t と控え工反力 T との間には $T=0.0146\epsilon_t$ の関係がある。

図—5.15に陸側、海側のヒズミがほぼ似ている5月8日の曲げモーメント分布を示す。測定期間が長くなるにつれて、ゲージが劣化してゆくので、測定精度も悪くなる。裏埋めが終了したのは矢板立て込み後6ヵ月以上経



図—5.15 曲げモーメント図 (5月8日) (塩釜港 -4.0m 取付け護岸)

過しているので明確にはいいきれないが、裏埋め終了後時間が経過するに依じて、矢板壁の曲げモーメントは漸次大きくなってゆく傾向がある(表—5.5参照)。この変化を示すために、前後1ヵ月間にわたって比較的安定しているモーメント分布を示している6月16日のモーメント分布を図—5.16に示す。

この測定結果と計算模型の曲げモーメント分布と比較してみよう。裏埋め材には土丹を用いたので、-4.0m以浅は $\phi=35^\circ$, $\gamma=1.5\text{t/m}^3$, $\gamma'=0.5\text{t/m}^3$ となる。また矢板背後の残留水位は潮の干満に関係なく、常に +1.6mであった。-4.0m以浅控え工取付け点までの矢板に働く土圧水圧分布は図—5.17に示す通りである。

この分布に置き換えると

$$P_1=1.2\text{t/m}^2 \quad P_2=2.5\text{t/m}^2 \dots\dots\dots(5.6)$$

となる。海底地盤の強度は式(5.5)で表わされているので、海底面附近の受働土圧 P_p は

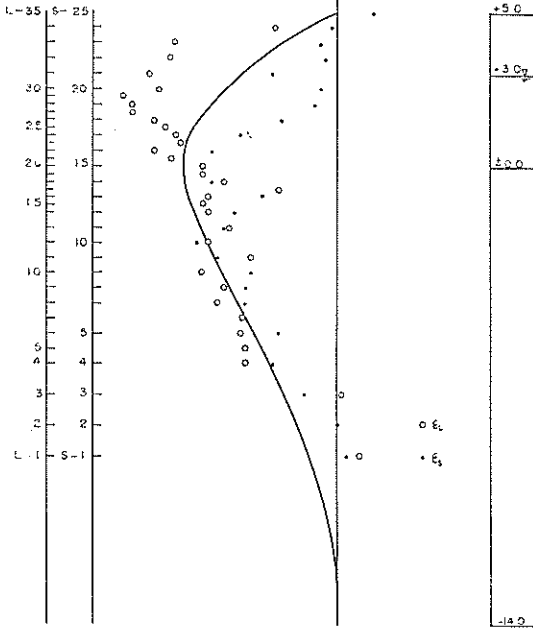
$$P_p=2.0+0.82Z \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(5.7)$$

となる。また、壁高 h 、根入れ長壁高比 D は

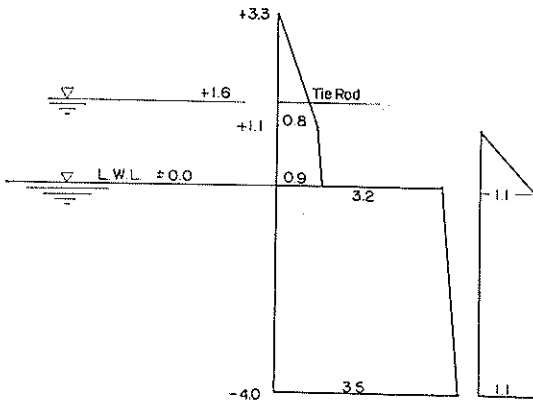
$$h=5.6\text{m} \quad D=2.5 \dots\dots\dots(5.8)$$

である。矢板の断面2次モーメント I 、横方向地盤反力係数 k は

M(t·m)	-30	-20	-10	0	10	20
$\epsilon_1(10^6)$	30	20	10	0	-10	-20
$\epsilon_2(10^6)$	-30	-20	-10	0	10	20



図—5.16 曲げモーメント図 (6月16日)
(塩釜港 -4.0m 取付け護岸)



図—5.17 土圧水圧分布 (塩釜港-4.0m取付け護岸)

$$I = 69200 \text{ cm}^4/\text{m} \quad \frac{k}{C} = 10, 40, 70, 100 \text{ t/m}$$

.....(5.9)

として計算模型の控え工反力と曲げモーメント分布を計算した。計算結果を表—5.6に示すが、 k の値が変わっても曲げモーメント分布はあまり変化していない。図—5.15, 図—5.16には一応、 $k=10 \text{ Ct/m}^2$ のときの値を書き

込んでいる。測定値は計算値と非常によく似た傾向を示していることが分かる。

しかし、控え工反力の変化は表—5.5で明らかのように不安定な値を示しているので、計算値と測定値とを対応することができない。

表—5.6 計算模型の曲げモーメント
(塩釜港 -4.0m 取付け護岸)(t·m/m)

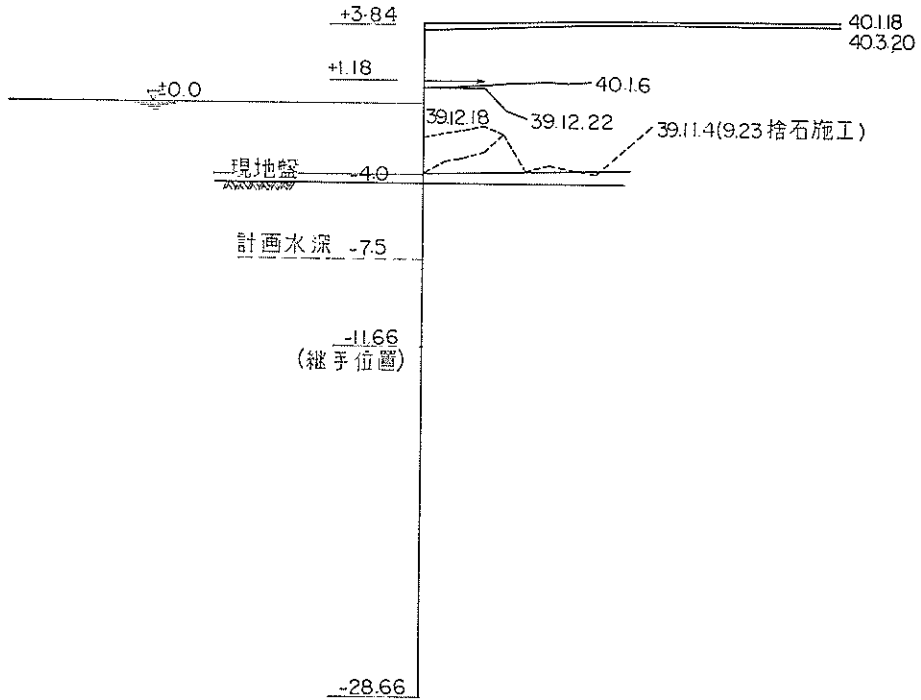
水深(m)	k/C			
	10	40	70	100
5.60	0.00	0.00	0.00	0.00
5.04	-4.82	-3.88	-3.63	-3.51
4.48	-9.23	-7.35	-6.84	-6.60
3.92	-13.18	-10.36	-9.60	-9.23
3.36	-16.63	-12.87	-11.85	-11.36
2.80	-19.54	-14.84	-13.57	-12.95
2.24	-21.87	-16.23	-14.70	-13.97
1.68	-23.58	-17.00	-15.22	-14.36
1.12	-24.63	-17.10	-15.07	-14.09
0.56	-24.98	-16.51	-14.22	-13.12
0.00	-24.58	-15.17	-12.63	-11.40
-1.40	-22.07	-10.74	-7.57	-6.04
-2.80	-18.82	-6.91	-3.53	-1.83
-4.20	-15.25	-3.97	-0.91	0.58
-5.60	-11.71	-1.91	0.54	1.61
-7.00	-8.42	-0.62	1.14	1.80
-8.40	-5.54	0.05	1.17	1.50
-9.80	-3.20	0.27	0.88	1.01
-11.20	-1.45	0.23	0.49	0.51
-12.60	-0.37	0.08	0.14	0.14
-14.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

(3)青森港 -7.5m 岸壁

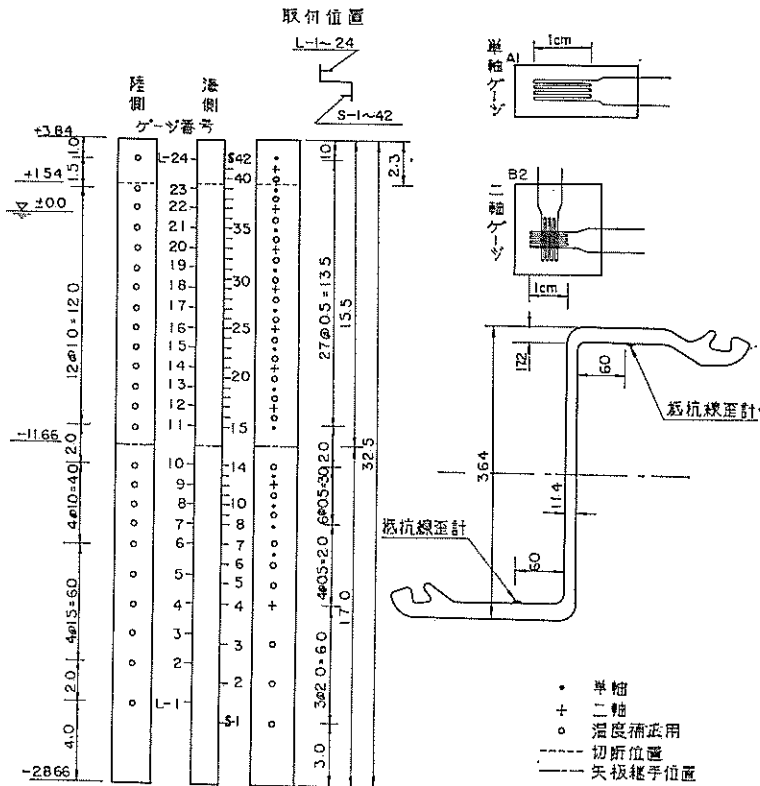
本岸壁は 4.3 従来の設計例との比較 (1) の岸壁と同じものである。ただし、工事完成前に応力測定を打ち切らざるをえなかったため、前面水深が -4.0m のときの応力測定が最終測定となっている。

矢板の打込みは昭和39年5月より始め、昭和40年10月に終了している。このうち試験矢板は39年8月28日に立て込み、9月1日に打込みを終えている。タイロッド取付けは12月3日に終え、タイロッド取付け点までの裏埋めは40年1月5日に終え、1月17日には+4.0mまで裏埋めを終えている。試験矢板背後の土工の進捗状況を図—5.18に示す。

応力測定は矢板1本、タイロッド1セットについて行なった。測定ゲージは接着型抵抗線ヒズミゲージであり、図—5.19に示すように矢板の両フランジの内側にそれぞれ海側に42カ所、陸側に24カ所貼付し、タイロッドには図



図—5.18 青森港—7.5m 岸壁土工進行状況



図—5.19 矢板のひずみ測定のためのひずみ計位置 (青森港—7.5m 岸壁)

表-5.7(b) 歪測定値 (10⁻⁶) (青森港-7.5m 岸壁)

測定 ポイント番号	0		1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16	
	39.9.6	ϵ_0	9.7	ϵ_1	9.10	ϵ_2	9.12	ϵ_3	9.16	ϵ_4	9.21	ϵ_5	9.26	ϵ_6	9.30	ϵ_7	10.6	ϵ_8	10.9	ϵ_9	10.16	ϵ_{10}	10.22	ϵ_{11}	10.27	ϵ_{12}	11.4	ϵ_{13}	11.9	ϵ_{14}	11.16	ϵ_{15}	11.23	ϵ_{16}
L-1	0	0	10	10	-10	-10	-5	-5	-5	-6	-6	-15	-15	10	10	-10	-10	-5	-5	75	75	70	70	65	65	70	70	60	60	55	55	180		
2	0	0	13	13	3	3	5	5	5	6	6	5	5	0	0	-30	-30	-25	-25	50	50	25	25	20	20	20	20	20	20	50	50	5		
3	0	0	-3	-3	-27	-27	-25	-25	-23	-25	-25	-40	-40	-20	-20	-50	-50	-50	-50	20	20	-12	-12	-20	-20	-15	-15	-20	-20	25	25	65		
4	0	0	26	26	15	15	25	25	55	78	78	70	70	75	75	5	5	-20	-20	-10	-10	-90	-90	-95	-95	-120	-120	-125	-125	-110	-110	65		
5	0	0	-12	-12	-35	-35	-33	-33	-27	-30	-30	-50	-50	-25	-25	-60	-60	-60	-60	-30	-30	-60	-60	-70	-70	-70	-70	-65	-65	5	5	500		
6	0	0	560	560	580	580	-140	-140	-113	-130	-130	-175	-175	-150	-150	-200	-200	-215	-215	-225	-225	-250	-250	-315	-315	-320	-320	-320	-320	-260	-260	275		
7	0	0	8	8	-17	-17	-15	-15	-5	-5	-5	-20	-20	20	20	-15	-15	-15	-15	15	15	0	0	-5	-5	0	0	5	5	60	60	425		
8	0	0	3	3	-19	-19	-17	-17	10	10	7	-10	-10	25	25	-15	-15	-10	-10	20	20	10	10	5	5	5	5	10	10	50	50	120		
9	0	0	17	17	-7	-7	0	0	25	13	13	-35	-35	17	17	-135	-135	-270	-270	-80	-80	-120	-120	15	15	-85	-85	-250	-250	-250	-250	-380		
10	0	0	20	20	-4	-4	-5	-5	30	24	24	10	10	55	55	40	40	35	35	55	55	35	35	35	35	35	35	45	45	120	120	100		
11	0	0	12	12	3	3	5	5	-23	-15	-15	-15	-15	5	5	0	0	5	5	20	20	45	45	55	55	55	55	60	60	115	115	110		
12	0	0	12	12	6	6	10	10	-8	0	0	0	0	10	10	5	5	10	10	40	40	75	75	90	90	90	90	95	95	145	145	290		
13	0	0	0	0	-5	-5	0	0	-25	-20	-20	-20	-20	-25	-25	-15	-15	-15	-15	20	20	65	65	80	80	80	80	85	85	100	100	135		
14	0	0	-17	-17	-22	-22	-20	-20	-45	-40	-40	-40	-40	-50	-50	-40	-40	-40	-40	10	10	50	50	60	60	60	60	70	70	60	60	40		
15	0	0	6	6	-10	-10	-10	-10	-15	-20	-20	-5	-5	-10	-10	-25	-25	-25	-25	30	30	60	60	75	75	80	80	90	90	70	70	215		
16	0	0	-50	-50	-55	-55	-45	-45	-45	-52	-52	-60	-60	-60	-60	-60	-55	-55	60	60	-5	-5	25	25	25	25	15	15	5	5	10	10	155	
17	0	0	-30	-30	-25	-25	-50	-50	240	-66	-66	-75	-75	-70	-70	-85	-85	-80	-80	30	30	70	70	80	80	75	75	25	25	20	20	45		
18	0	0	-6	-6	-10	-10	-10	-10	-5	-25	-25	-35	-35	-35	-35	-35	-35	-40	-40	35	35	50	50	50	50	50	50	50	50	45	45	100		
19	0	0	-6	-6	-10	-10	5	5	0	-20	-20	-20	-20	-20	-20	-30	-30	-30	-30	50	50	65	65	65	65	65	65	70	70	360	360	360		
20	0	0	-6	-6	-10	-10	0	0	-10	-30	-30	-40	-40	-40	-40	-50	-50	-55	-55	20	20	20	20	15	15	15	15	0	0	0	0	185		
21	0	0	10	10	-10	-10	3	3	20	20	20	20	20	20	20	-35	-35	-40	-40	10	10	20	20	15	15	5	5	5	5	-10	-10	240		
22	0	0	-	-	0	0	-30	-30	7	-16	-16	-30	-30	-10	-10	0	0	-25	-25	0	0	20	20	20	20	20	20	0	0	-20	-20	270		
23	0	0	-	-	0	0	-13	-13	25	0	0	0	0	10	10	10	10	-20	-20	5	5	20	20	20	20	0	0	15	15	-65	-65	40		
24	0	0	-	-	0	0	-90	-90	-15	-22	-22	-70	-70	-95	-95	-100	-100	-20	-20	-10	-10	-5	-5	0	0	-20	-20	-50	-50	-45	-45	305		

表-5.8 タイロツトの歪測定値とタイロツト張力に換算した値

ゲージ番号	S. 39.12. 3		12.11		12.17		12.18		S. 40. 1. 6		1.11		1.18		2.15		3.20		4.14		
	ϵ_0	T_0	$\epsilon_{1-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{2-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{3-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{4-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{5-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{6-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{7-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{8-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{9-\epsilon_0}$	T	
T-1	NB	120	0	-40	0.7	-10	0.2	-14	0.2	-385	6.6	-295	5.0	-1100	18.8	-1100	18.8	-1050	18.0	-1000	17.1
	B	0	0	-55	0.9	-27	0.5	-25	0.4	-350	6.0	-300	5.1	-1100	18.8	-1120	19.2	-1040	17.8	-960	16.4
T-2	NB	-420	0	-25	0.4	-10	0.2	-5	0.1	-340	5.8	-300	5.1	-1080	18.5	-1080	18.5	-1030	17.6	-950	16.2
	B	0	0	-25	0.4	-18	0.3	7	-0.1	-345	5.9	-300	5.1	-1080	18.5	-1100	18.8	-1030	17.6	-940	16.1
T-3	NB	25	0	-20	0.3	-10	0.2	-15	0.3	-385	6.6	-350	6.0	-1145	19.6	-1125	19.2	-1085	18.6	-985	16.8
	B	3	0	-18	0.3	-7	0.1	-13	0.2	-385	6.5	-353	6.0	-1133	19.4	-1133	19.4	-1083	18.5	-983	16.8
平均値	NB		0		0.3		0.2		0.2		6.3		5.4		18.8		18.1		18.0		16.7
B		0			0.5		0.3		0.2		6.1		5.4		19.0		18.9		18.0		16.4

ゲージ番号	5.20		6.22		7.26		8.24		9.28		10.11		10.13		11. 8		11.14		11.18		
	$\epsilon_{10-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{11-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{12-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{13-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{14-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{15-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{16-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{17-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{18-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{19-\epsilon_0}$	T	
T-1	NB														-297	5.1	-290	5.0	-280	4.8	
	B	-940	16.1	-880	15.0	-680	11.6	-580	9.9	-294	5.0	-285	4.9	-245	4.2	-265	4.5	-265	4.5	-250	4.3
T-2	NB														-290	5.0	-310	5.3	-280	4.8	
	B	-930	15.9	-870	14.9	-680	11.6	-600	9.6	-338	5.8	-320	5.5	-295	5.0	-310	5.3	-320	5.5	-300	5.1
T-3	NB																				
	B	-973	16.6	-923	15.8	-683	11.7	-603	10.3												
平均値	NB														5.1				5.2	4.8	
B		16.2		15.2		11.6			9.9		5.4			4.6		4.9			5.0		4.7

ゲージ番号	12.21		S. 41. 2.10		3. 7		3.18		4.22		5.18		6.10		7.26		8.23		
	$\epsilon_{20-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{21-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{22-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{23-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{24-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{25-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{26-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{27-\epsilon_0}$	T	$\epsilon_{28-\epsilon_0}$	T	
T-1	NB	-280	4.8	-305	5.2	-720	12.3	-330	5.6	-740	12.7	-750	12.8	-580	9.9	-880	15.0	-900	15.4
	B	-240	4.1	-265	4.5	-700	12.0	-240	4.1	-710	12.1	-710	12.1	-280	4.8	325	-5.6	355	-6.1
T-2	NB	-280	4.8	-280	4.8	-680	11.6	-710	12.1	-720	12.3	-700	12.0	-200	3.4	-820	14.0	-860	14.7
	B	-295	5.0	-295	5.0	-700	12.0	-720	12.3	-720	12.3	-700	12.0	-30	0.5	-30	-0.5	50	-0.9
T-3	NB																		
	B																		
平均値	NB		4.8		5.0		12.0		12.1		12.5		12.4						
B		4.6		4.8		12.0		12.3		12.2		12.1							

(注) 測定値の符号は結線の裏により(-)が引張、(+)が圧縮である。

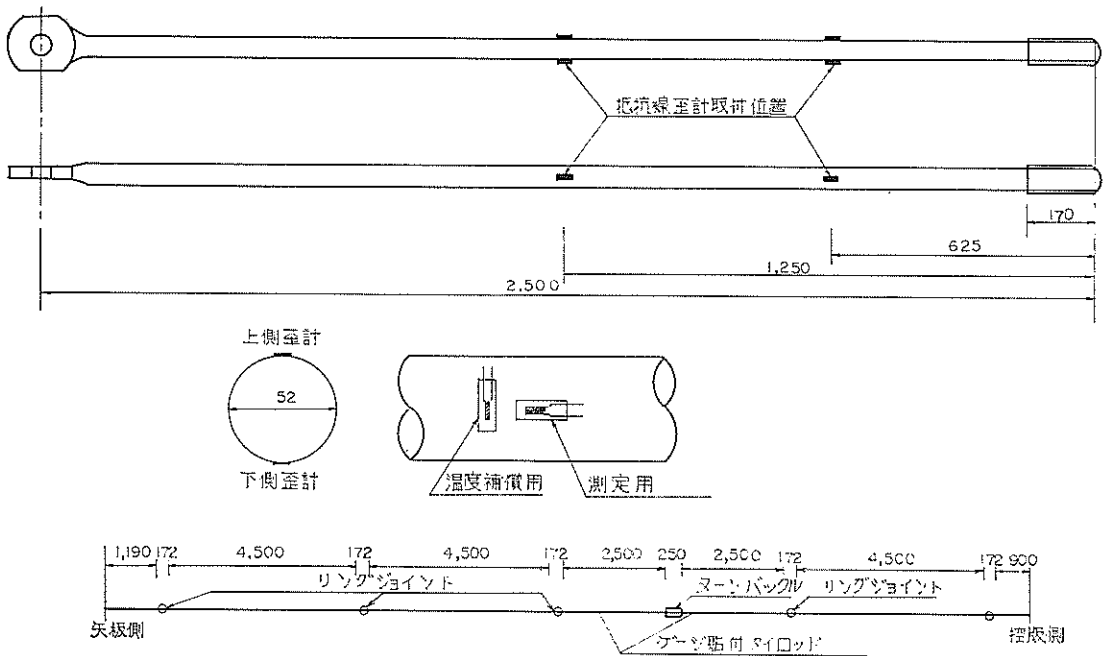
$$T = \frac{1}{2.6} \epsilon (10^{-9}) \cdot E \cdot A = \frac{1}{2.6} \epsilon (10^{-9}) \times 2.1 \times 10^6 \times 21.24 = 17.1 \epsilon (10^{-9}) \text{kg} = 0.0171 \epsilon (10^{-9}) \text{ton}$$

表-5.9 (a) 型別定値による応力および換算モーメント

Y- Z 番号	S 40. 1.11		1.18		2.15		3.20		4.14		5.20		6.22		7.26		8.24		9.28	
	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M
S-1	-290	-11.02	-321	-12.16	-1928	-73.57	-2239	-85.02	-2262	-85.90	-2239	-85.02	-2193	-83.26	-2146	-81.50	-2100	-79.73	-2007	-76.21
2	-75	-2.82	-170	-6.44	-147	-5.55	-147	-5.55	-149	-5.64	-170	-6.44	-181	-6.88	-147	-5.55	-147	-5.55	-133	-5.03
3	-105	-3.97	-160	-6.08	-140	-5.29	-165	-6.26	-232	-8.81	-256	-9.70	-290	-11.02	-258	-9.78	-253	-9.61	-267	-10.14
4	-68	-2.56	-49	-1.85	-49	-1.89	-123	-4.67	-42	-1.59	-35	-1.33	-214	-8.11	-186	-7.05	-17	-0.62	-105	-3.97
6	-77	-2.91	-184	-6.96	-246	-9.34	-263	-9.96	-272	-10.30	-290	-11.02	-286	-10.84	-263	-9.96	-249	-9.43	-455	-17.29
7	-58	-2.21	-156	-5.91	-207	-7.84	-214	-8.11	-221	-8.37	-244	-9.25	-244	-9.25	-244	-9.25	-244	-9.25	-253	-9.61
8	-58	-2.21	-140	-5.29	-186	-7.05	-186	-7.05	-186	-7.05	-220	-8.37	-207	-7.84	-188	-7.14	-174	-6.61	-216	-8.20
10	-24	-0.89	-114	-4.32	-130	-4.94	-116	-4.41	-102	-3.88	-105	-3.97	-93	-3.53	-79	-3.00	-70	-2.65	-191	-7.23
11	7	0.27	-77	-2.91	-75	-2.82	-68	-2.56	-71	-2.74	-82	-3.09	-82	-3.09	-38	-1.41	-35	-1.33	-70	-2.65
12	109	11.14	54	2.03	84	3.18	65	2.47	12	0.44	40	1.50	-3	-0.08	12	0.04	-151	5.73	3	0.09
13	70	2.65	7	0.27	51	1.94	70	2.65	35	1.33	58	2.21	24	0.89	801	-30.40	-870	-33.04	79	3.00
14	56	2.12	-5	-0.18	70	2.65	135	5.11	167	6.35	302	11.46	376	14.28	228	8.64	242	9.17	685	25.99
15	109	4.14	89	3.35	265	10.05	337	12.78	348	13.22	382	14.56	390	14.80	441	16.74	462	17.62	304	11.55
16	147	5.55	137	5.20	341	12.95	423	16.04	450	17.10	504	19.12	515	19.56	457	17.36	597	22.73	525	19.92
17	133	5.03	133	5.03	332	12.60	399	15.16	413	15.69	446	16.92	434	16.48	497	19.30	508	19.30	669	25.38
19	195	7.40	167	6.35	397	15.07	485	18.42	409	15.51	474	17.98	393	14.89	606	23.00	571	21.68	585	22.21
20	198	7.49	256	9.70	492	18.68	576	21.85	622	23.17	648	24.58	910	34.54	724	27.49	759	28.81	601	22.82
21	116	4.41	181	6.88	395	14.98	469	17.80	488	18.51	525	19.91	527	20.00	556	21.15	608	22.09	771	29.25
22	181	6.88	288	10.93	518	19.65	597	22.65	629	23.88	666	25.29	696	26.43	731	27.76	720	27.32	534	20.27
23	198	7.49	337	12.78	541	20.53	611	23.17	650	24.67	673	25.55	685	25.99	685	25.99	687	26.08	754	28.55
24	200	7.58	374	14.19	576	21.85	641	24.32	655	24.85	657	24.94	655	24.85	627	23.79	592	22.47	594	22.56
26	244	9.25	497	18.86	682	25.91	731	27.76	757	28.72	831	31.54	894	33.92	917	34.80	952	36.13	592	22.47
28	290	11.02	608	23.09	771	29.25	812	30.84	850	32.25	873	33.12	894	33.92	859	32.60	863	32.78	685	25.99
30	232	8.81	569	21.59	678	25.73	699	26.52	713	27.05	761	28.90	789	29.96	778	29.52	778	29.52	453	17.18
31	207	7.84	532	20.18	620	23.53	662	25.11	685	25.99	852	32.34	1049	37.74	662	25.11	662	25.11	759	28.18
32	195	7.40	518	19.65	615	23.53	627	23.79	631	23.97	650	24.67	655	24.85	592	22.47	548	20.80	290	11.02
33	140	5.29	420	15.95	499	18.95	476	18.06	430	16.30	488	18.51	604	22.91	349	13.22	348	13.22	-295	11.19
34	140	0.44	376	14.28	474	17.98	525	19.91	567	21.50	743	28.20	868	32.95	627	23.79	592	22.47	-24	-0.89
35	12	3.35	205	7.76	244	9.25	218	8.28	216	8.20	232	8.81	281	10.66	314	11.90	328	12.43	1671	63.44
36	89	0.89	221	8.37	267	10.14	239	9.08	246	9.34	232	8.81	222	8.46	186	7.05	117	4.41	-244	-9.25
37	24	-0.89	130	4.94	172	6.52	107	4.06	51	1.94	44	1.68	19	0.71	10	0.36	3	0.09	-61	-2.29
38	-24	-0.89	-40	-1.50	79	3.00	-12	0.44	-25	-0.97	0	0	24	0.89	-47	-1.77	170	-6.44	-314	-11.90
39	-91	-3.44	-47	-1.77	-70	-2.65	-135	-5.11	-267	-10.14	-288	-10.93	-441	-16.74	-70	-2.65	3	-2.91		
40	-7	-0.27	44	-1.68	-31	-1.15	-54	-2.03	-77	-2.91	-56	-2.12	-68	-2.56			170	-2.91		
41	-65	-2.47	-119	-4.50	-151	-5.73	-129	-4.94	-117	-4.41	-302	-11.46	-395	-14.98						
42	-24	-0.88	-68	-2.56	-89	-3.35	-67	-2.56	-142	-5.38	-281	-10.66	-443	-16.83						

表 5.9(b) 差別定値による応力および換算モーメント

測定月日 L-1 L-2 L-3 L-4 L-5 L-6 L-7 L-8 L-9 L-10 L-11 L-12 L-13 L-14 L-15 L-16 L-17 L-18 L-19 L-20 L-21 L-22 L-23 L-24	S 40. 1. 11		1. 18		2. 15		3. 20		4. 14		5. 20		6. 22		7. 26		8. 24		9. 28	
	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M
1	-56	2.12	-102	3.88	-163	6.17	-174	6.61	-191	7.23	-209	7.93	-228	8.64	-186	7.05	-186	7.05	-193	7.32
2	-44	1.68	267	-10.14	170	-6.44	164	-6.26	165	6.26	160	-6.08	163	-6.17	184	-6.96	205	-7.76	-160	-6.08
3	-49	1.85	-91	3.44	-174	6.61	-188	7.14	-212	8.02	-230	8.73	-251	9.52	-235	8.90	-256	9.70	-188	7.14
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	-17	0.62	-63	2.38	-72	2.74	-82	3.09	-89	3.35	-105	3.97	-70	2.65	-70	2.65	-35	1.33
6	-33	1.24	-49	1.85	-120	4.85	-193	7.32	-221	8.39	-232	8.81	-225	8.37	-186	7.05	-167	6.35	-35	1.33
7	-47	1.77	-61	2.30	-140	5.29	-151	5.73	-165	6.26	-186	7.05	-193	7.32	-160	6.08	-158	6.00	-40	1.50
8	-56	2.12	-77	2.91	-191	7.23	-214	8.11	-232	8.81	-258	7.78	-281	10.67	-256	9.70	-251	9.52	-174	6.61
9	-316	11.99	-692	26.26	-1399	53.13	-618	23.44	-1237	46.96	-1423	54.01	-1775	66.37	-1791	105.99	-5144	195.32	-7	0.27
10	-119	4.50	-179	6.79	-379	14.36	-193	16.13	-464	17.62	-506	19.21	-536	20.36	-522	15.83	-539	10.44	-534	2.27
11	-165	6.26	-253	9.61	-529	20.09	-608	23.09	-657	24.94	-710	26.96	-724	27.49	-678	25.73	-594	22.56	-804	30.49
12	-232	8.81	-353	13.40	-673	29.55	-771	29.25	-847	32.16	-1012	37.53	-1142	43.35	-870	33.04	-1218	46.26	-870	33.04
13	-232	8.81	-381	14.54	-696	26.43	-798	30.31	-847	32.16	-894	33.92	-940	35.68	-970	36.83	-991	37.62	-870	33.04
14	-232	8.81	-432	16.39	-743	28.20	-847	32.07	-866	32.86	-882	33.48	-891	33.83	-887	33.66	-798	30.31	-998	37.89
15	-258	9.78	-106	19.21	-831	31.54	-917	34.86	-940	35.68	-998	37.89	-1033	39.20	-1033	39.21	-1049	39.83	-1056	110.09
16	-321	12.16	-657	24.94	-963	36.57	-1056	40.09	-1061	41.32	-1144	43.44	-1160	44.05	-1126	42.73	-1076	41.59	-952	36.13
17	-279	10.58	-676	25.64	-975	37.00	-1033	39.21	-1061	40.27	-1149	43.61	-1195	45.38	-1172	44.50	-1172	44.50	-875	33.22
18	-279	10.58	-703	26.70	-947	35.94	-959	36.39	-970	36.83	-1010	38.33	-998	37.89	-889	33.74	-824	31.28	-754	28.64
19	-244	9.25	-627	23.79	-819	31.10	-824	31.28	-831	31.83	-882	33.48	-921	34.98	-903	34.27	-882	33.48	-7343	278.84
20	-237	8.99	-578	21.94	-750	28.46	-731	27.76	-731	27.76	-736	27.93	-685	25.99	-592	22.47	-511	19.39	-383	14.54
21	-198	7.49	-464	17.62	-562	21.32	-560	21.24	-564	21.41	-555	21.06	-476	18.06	-325	12.34	-198	7.49	3283	-124.67
22	-77	2.91	-221	8.37	-256	9.70	-232	8.81	-246	9.31	-256	9.70	-256	9.76	-186	7.05	-142	5.38	-84	3.18
23	10	-0.36	12	-0.44	-24	0.89	12	-0.44	0	0	14	-0.53	-28	1.06	24	0.89	-35	1.33	38	-1.41
24	-100	3.79	-102	3.88	-151	5.73	-120	7.58	-314	11.90	-894	33.92	-	-	31	-114.0	17	-0.62	-	-



図—5.20 タイロッドのひずみ測定のためのひずみ計位置 (青森港—7.5m 岸壁)

—5.20に示すように、中間のロッドに4カ所接着した。

測定方法は塩釜港での例と同様に、矢板では外部2ゲージ法、タイロッドでは外部4ゲージ法である。応力測定矢板は所定の深度まで打ち込みなかったため、上端2,3mを切断している。また、この矢板は全長が32.5mという長尺であるので、打ち込み前に2本の矢板を溶接してつないでいる。接続点は矢板の下端から17mである。

矢板のヒズミの測定は矢板打ち込みの終わった39年9月26日より開始し、42年8月23日まで前後52回にわたって測定を続け、タイロッドでは取付け後の39年12月3日から41年8月23日まで前後29回にわたっている。矢板のヒズミ測定値 ϵ_0 をタイロッド取付け前後にわけ、前半(9月6日～11月23日)は矢板直後の測定値 ϵ_0 を0点とし、後半(39年11月27日～42年8月23日)はタイロッド取付け直前の読みを0点とし、それぞれ表—5.7に示す。

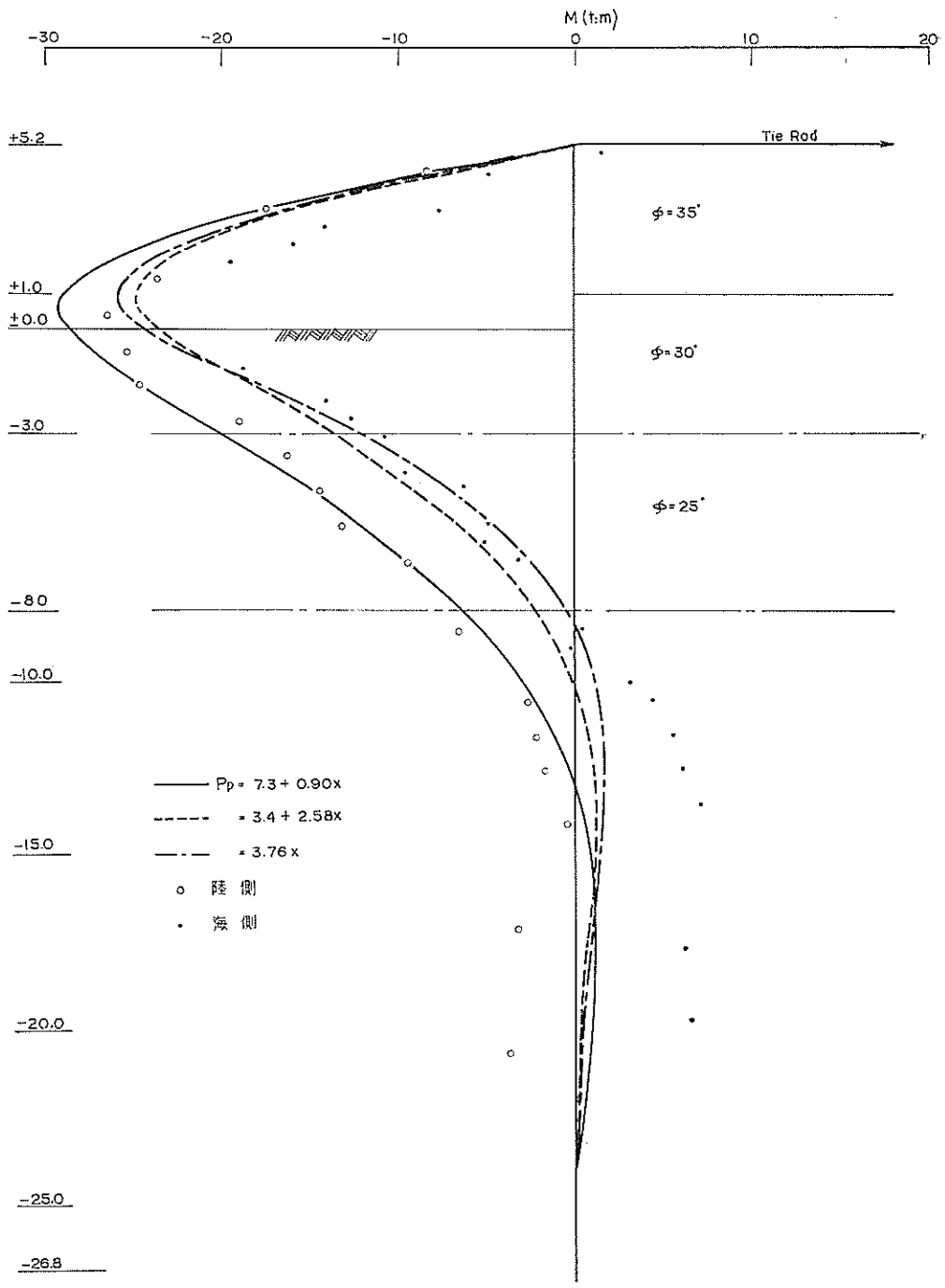
また、タイロッドの測定値 ϵ_1 も取付け直後の測定値を0点として表—5.8に示す。

なお、測定ヒズミをタイロッド張力 T ($T=0.0171e$ t/m) に換算した値も併記してある。また、背後の裏埋めがかなり進行している40年1月11日以降、9月28日までの矢板壁の曲げモーメント M (ヒズミより換算、 $M=0.0881$ t-m/m) を表—5.9にとりまとめておく。

前記のべたように、接着型抵抗線ヒズミゲージは接着後長期間の時間が経過すると、とくに長期間にわたって水中に放置したままにしておくと、0点変動して計測誤差が大きくなる。しかし、図—5.21、図—5.22に示すように、裏埋め終了後の1月18日から裏埋め終了後5ヵ月、矢板打ち込み後9ヵ月たった40年6月22日までは、矢板壁の曲げモーメント分布はほぼ一定であることからみて、この間の曲げモーメント分布は信頼できる測定値といえよう。図—5.23にタイロッド張力の時間的変化を示す。

観測地点での土質は—7.0m以浅は砂、—7.0mから—12.0mまではシルト質砂であるから、海底面附近は砂質土である。一方、われわれがこの報告で取り扱ってきた手法は海底地盤が一様な粘土地盤のときに適用できるものである。海底面よりかなり下方が砂地盤であるときは使い方によっては用いられるが、海底面附近だけは粘土地盤でなければならない。このため、この観測結果にわれわれの計算模型を適用しようとすれば、多少の修正が必要である。とりあえず、海底面附近の砂質土の受働土圧とほぼ等しくなるような粘土受働土圧を示そう。仮想粘着力分布をまず求める。海底面より下の強度がこの仮想粘着力分布をしているものとみなして、計算模型を適用してみる。

図—5.24に測定地点の土質柱状図と、前面水深が



図—5.21 計算と実測との曲げモーメント分布図（1月18日）（青森港 -7.5m 岸壁）

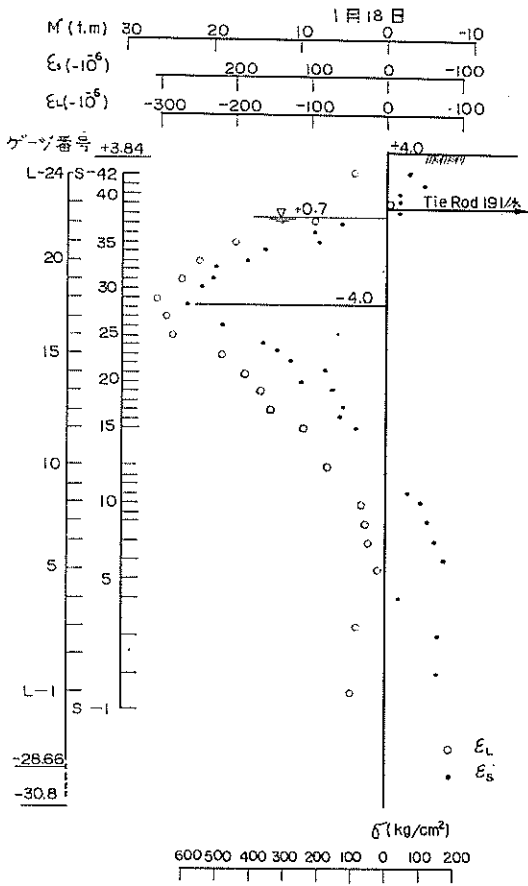


図-5.22 (a) 曲げモーメント分布図 (1月18日)
(青森港 -7.5m 岸壁)

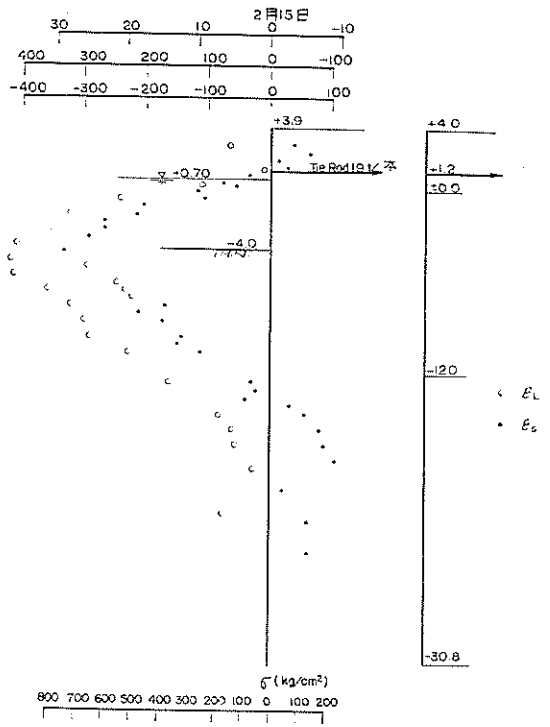


図-5.22 (b) 曲げモーメント分布図 (2月15日)
(青森港 -7.5m 岸壁)

3月20日

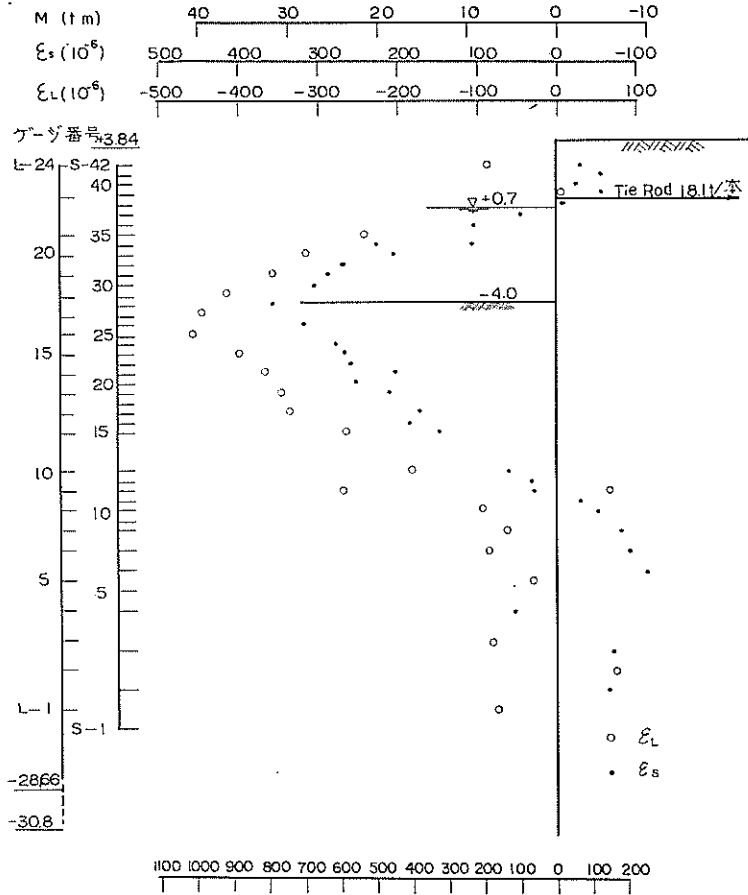


図-5.22 (c) 曲げモーメント分布図 (3月20日) (青森港 -7.5m 岸壁)

4月14日

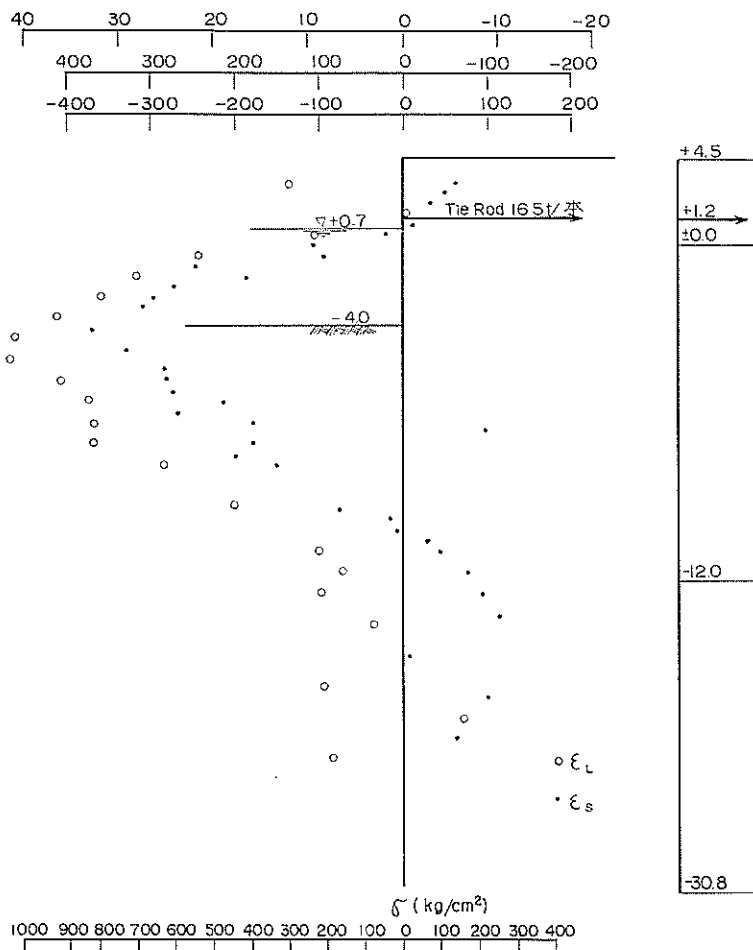


図-5.22 (d) 曲げモーメント分布図 (4月14日) (青森港 -7.5m 岸壁)

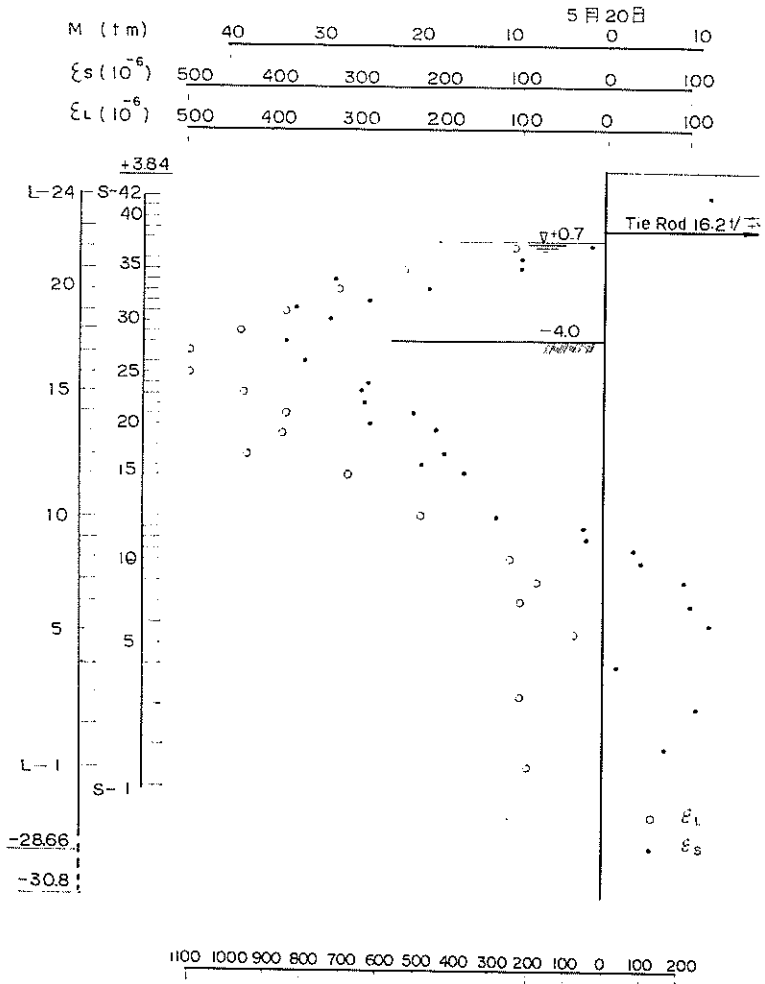
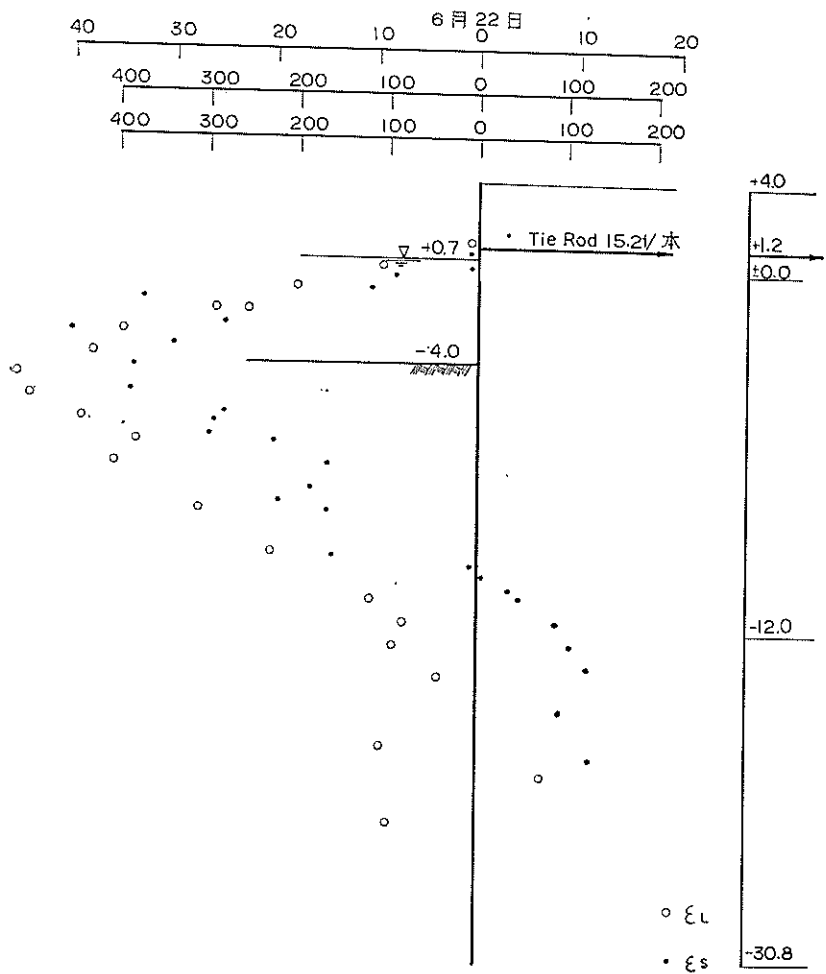
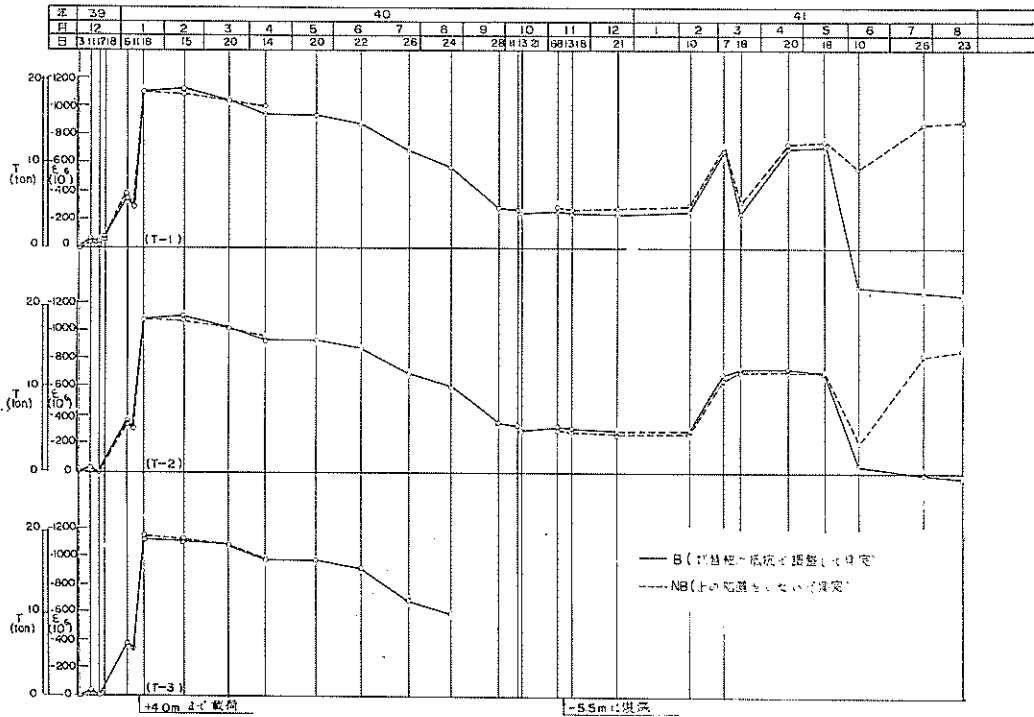


図-5.22 (e) 曲げモーメント分布図 (5月20日) (青森港 -7.5m 岸壁)



図—5.22 (f) 曲げモーメント分布図 (6月12日) (青森港 -7.5m 岸壁)



図—5.23 タイロッド張力の時間的変化 (青森港 -7.5m 岸壁)

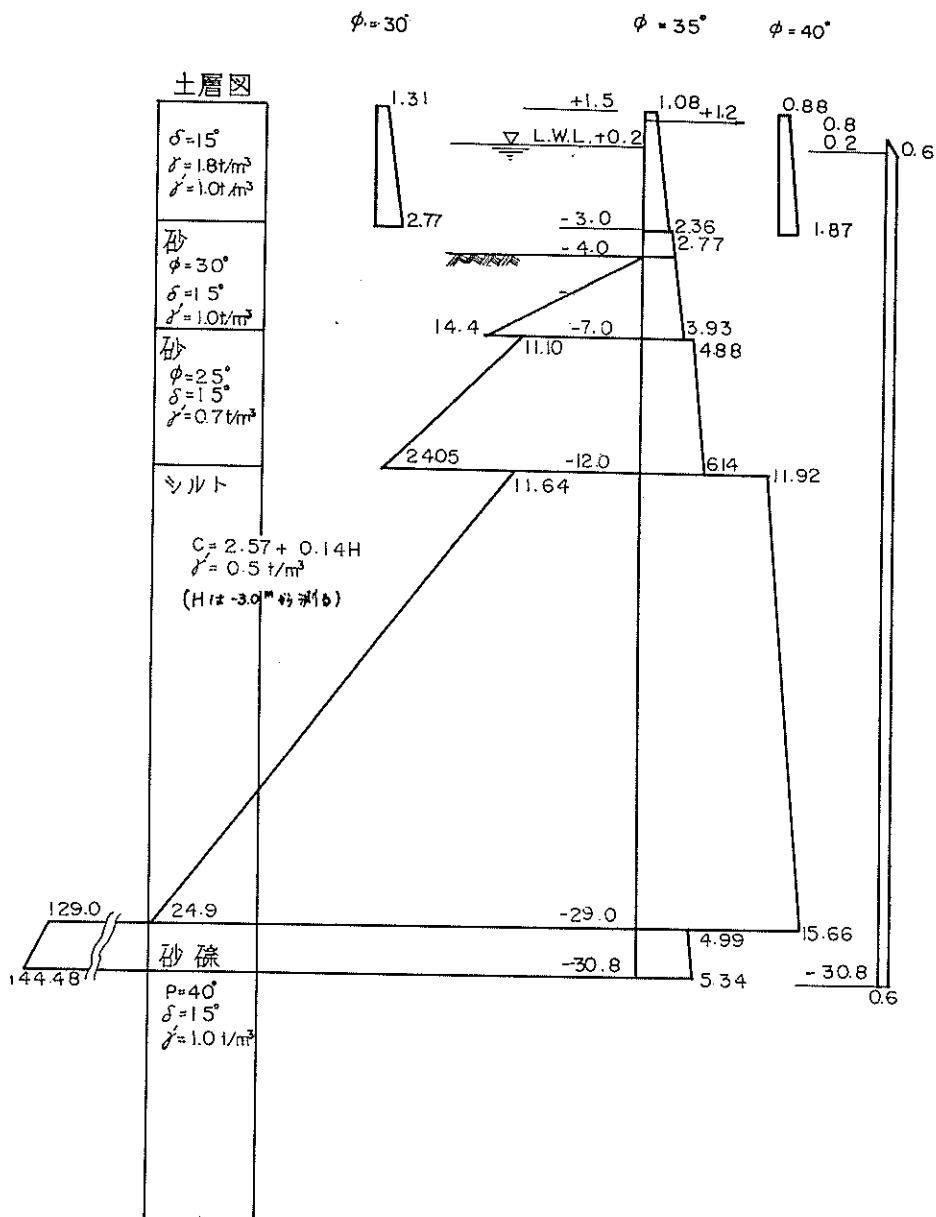


図-5.24 測定地点の土質柱状図と土圧水圧分布図 (青森港 -7.5m 岸壁)

-4.0m のときの矢板壁前後に働く土圧、水圧分布を示す。この結果、矢板壁背後に働く換算台形分布荷重としては、

$$P_1=1.36 \text{ t/m}^2, P_2=3.65 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots(5.10)$$

となり、砂質土圧分布形状と粘土土圧分布形状とが異なるため、矢板根入れ部に働く受働土圧分布は、下記のような3種の土圧分布を考える。表層の砂層（海底面より3m下まで）の影響を重視したときは

$$P_p=3.76x \text{ (t/m}^2) \dots\dots\dots(5.11)$$

表層、第2層の砂質層（海底面より下方8mまで）を重視すると

$$P_p=3.4+2.58x \text{ (t/m}^2) \dots\dots\dots(5.12)$$

となり、海底面近くの砂質層を含めて粘土層の一部（海底より12m下方まで）を重視すると

$$P_p=7.3+0.90x \text{ (t/m}^2) \dots\dots\dots(5.13)$$

となる。もちろん、壁高 h 、根入れ長壁高比 D 、矢板の断面2次モーメント I は

$$h=5.2\text{m}, D=5.2, I=69200 \text{ cm}^4/\text{m} \dots\dots(5.14)$$

であり、横方向地盤反力係数 k は例により

$$k/C=10, 40, 70, 100 \text{ 1/m} \dots\dots\dots(5.15)$$

として計算をすすめた。

矢板壁の曲げモーメント分布と控え工反力に関する計算結果を表-5.10にとりまとめる。各曲げモーメント分布はかなり異なっているが、塩釜港での例と同様に $k/C=10 \text{ 1/m}$ のときの曲げモーメント分布は矢板全長にわたって測定値と非常によく似ている(図-5.21参照)。また、控え工張力も計算値を1本当りの張力に換算すると、17t前後となり、図-5.23に示されている測定値ともかなりよい一致を示している。

〔参考文献〕

- 1) 日本港湾協会, “港湾構造物設計基準 第7編 第4章 矢板式けい船岸”
- 2) 港湾技術研究所, “調査設計室報告(第二報) 栈橋ドルフィンの設計法”, 1962年, p. 87
- 3) テルツアギ, ペック著, “土質力学(応用編)”, 小野 薫 } 丸善, p. 271
星 莖 和 } 共訳
加 藤 渉 }
三 木 五三郎 }
- 4) 横山幸満, “鋼杭の設計と施工”, 山海堂

表-5.10 計算模型の曲げモーメントと控え工反力

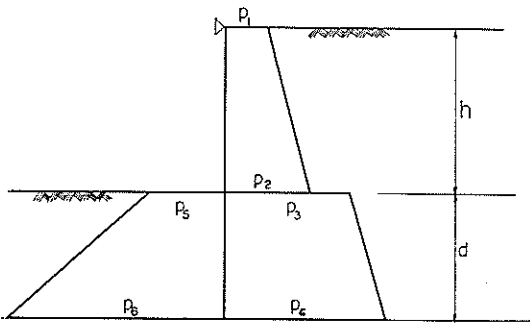
水深(m)	$k/C(1/m)$			
	10	40	70	100
5.20	(t-m/m) 0.00	(t-m/m) 0.00	(t-m/m) 0.00	(t-m/m) 0.00
4.68	- 5.14	- 4.08	- 3.74	- 3.61
4.16	- 9.86	- 7.59	- 7.05	- 6.78
3.64	-14.08	-10.67	- 9.87	- 9.47
3.12	-17.75	-13.21	-12.14	-11.60
2.60	-20.80	-15.12	-13.79	-13.12
2.08	-23.18	-16.36	-14.76	-13.96
1.56	-24.81	-16.86	-15.00	-14.06
1.04	-25.65	-16.56	-14.43	-13.35
0.52	-25.62	-15.40	-13.00	-11.79
0.00	-24.67	-13.31	-10.65	- 9.30
- 2.68	-13.56	- 2.94	- 1.24	1.25
- 5.36	- 5.08	1.09	2.14	2.40
- 8.04	- 4.38	1.59	1.39	1.09
-10.72	1.36	0.96	0.45	0.17
-13.40	1.57	0.34	- 0.01	- 0.10
-16.08	1.15	0.02	- 0.09	- 0.08
-18.76	0.64	- 0.07	- 0.06	- 0.03
-21.44	0.25	- 0.05	- 0.02	- 0.00
-24.12	0.05	- 0.02	- 0.00	- 0.00
-26.80	0.00	- 0.00	- 0.00	- 0.00
控え工反力	10.26	8.08	7.57	7.31

付 録

1. 現行根入れ長決定法による計算図表

現行の設計法では、控え工取付け点に関する矢板壁背後に働く土圧と水圧の和が形成するモーメントにくらべて根入れ部前面に働く受働土圧の形成するモーメントが1.2倍以上となるように矢板壁の根入れ長を決めることにしている。

矢板壁の背後に働く横圧の分布は単純化して2つの台形分布とみなす。このうち控え工取付け点に働く横圧を P_1 、海底面の上面に働くのを P_2 、海底面の下面に働くのを P_3 、矢板下端に働くのを P_4 とする。ここで、 P_2 と P_3 とを区別したのは、 P_1 、 P_2 で形成する横圧分布は粘土土圧でも砂質土土圧でも関係なく外力として考え、 P_3 と P_4 で形成する横圧分布は粘土土圧に限られるからである。したがって、 $P_2 = P_3$ という状態も当然あるはずである。根入れ前面に働く受働土圧も台形分布とし、海底面で P_5 、矢板下端で P_6 とする。単純化のため、控え工取付け点は天端におき、壁高を h 、根入れ長を d とする (付図-1.1 参照)。



付 図-1.1

控え工取付け点に関する背後圧の形成するモーメント M_a は

$$M_a = \frac{h^2}{6} (P_1 + 2P_2) + \left\{ \left(h + \frac{d}{3} \right) P_3 + \left(h + \frac{2}{3}d \right) P_4 \right\} \frac{d}{2} \quad \dots\dots\dots (付 1.1)$$

となり、受働土圧の形成するモーメント M_p は

$$M_p = \left\{ \left(h + \frac{d}{3} \right) P_5 + \left(h + \frac{2}{3}d \right) P_6 \right\} \frac{d}{2} \quad \dots\dots\dots (付 1.2)$$

となる。根入れの安全率を n とすれば、

$$M_p = nM_a \quad \dots\dots\dots (付 1.3)$$

となり、式(付 1.1)~式(付 1.3)を整理すると、

$$\frac{n}{3} (P_1 + 2P_2) + \{ n(P_3 + P_4) - (P_5 + P_6) \} \frac{d}{h} + \{ n(P_3 + 2P_4) - (P_5 + 2P_6) \} \frac{d^2}{3h^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (付 1.4)$$

となる。

海底面以下 Zm 離れた点での粘土層の強度を

$$C = C_0 + kZ \quad \dots\dots\dots (付 1.5)$$

と表わすと、海底面以下の粘土土圧は

$$\left. \begin{aligned} \tilde{P}_3 &= q - 2C_0 \\ \tilde{P}_4 &= q + \gamma d - 2(C_0 + kd) \\ P_5 &= 2C_0 \\ P_6 &= \gamma d + 2(C_0 + kd) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (付 1.6)$$

または

$$\left. \begin{aligned} \tilde{P}_3 &= \frac{1}{2} q \\ \tilde{P}_4 &= \frac{1}{2} (q + \gamma d) \\ P_5 &= 2C_0 \\ P_6 &= \gamma d + 2(C_0 + kd) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (付 1.7)$$

となる。ここで、 k は粘着力の増加係数であり、この計算では

$$k = \frac{\gamma}{4} \quad \dots\dots\dots (付 1.8)$$

とする。 γ は海底面以下の粘土層の水中単位体積重量であり、 $\gamma = 0.7 \text{ t/m}^3$ とする。 q は海底面における地盤反力、いかえれば、上載荷重 S と裏込め重量との和となる。裏込めの平均単位体積重量を γ' とすると、 q は

$$q = S + \gamma' h \quad \dots\dots\dots (付 1.9)$$

と表わされる。港湾構造物設計基準によると、粘土の主働土圧は2つの計算値のうち大きな値を用いることになっている。天端附近の主働土圧係数を K_a とし、矢板背後横圧の増加係数を K_e とすると、 P_1 、 P_2 は

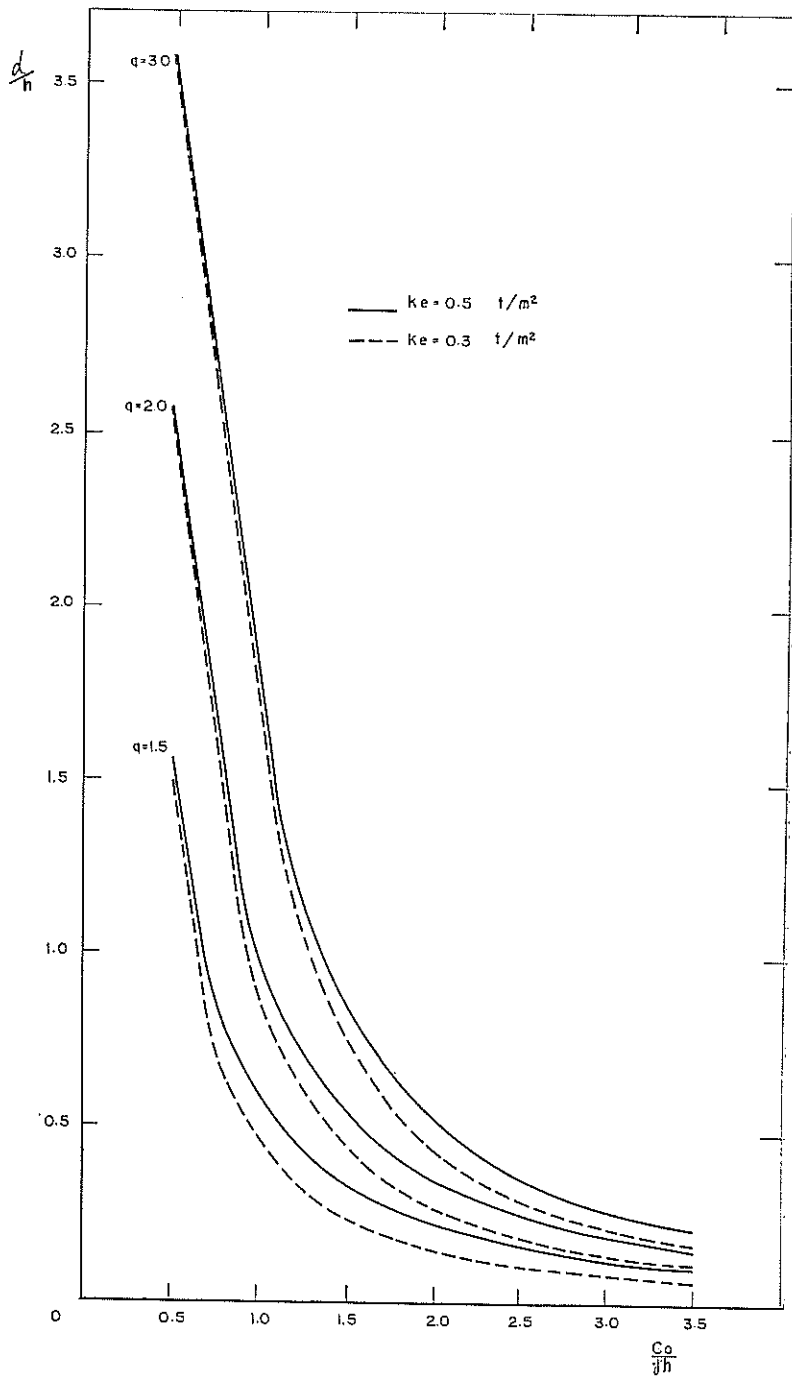
$$\left. \begin{aligned} P_1 &= (q - \gamma' h) K_a \\ P_2 &= (q - \gamma' h) K_a + h K_e \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (付 1.10)$$

と表わされる。

計算図表を単純にするために、海底面以下については残留水圧を無視すると、根入れ長 d に関する方程式は、式(付 1.4)に式(付 1.6)、式(付 1.7)をそれぞれ代入すればえられる。

$$\frac{n}{3} (P_1 + 2P_2) + 2 \{ nq - 2(n+1)C_0 \} \frac{d}{h} + \{ nq - 2(n+1)C_0 + \{ (n-1)\gamma - 2(n+1)k \} h \} \left(\frac{d}{h} \right)^2 + \frac{2}{3} h \{ (n-1)\gamma - 2(n+1)k \} \left(\frac{d}{h} \right)^3 = 0 \quad \dots\dots\dots (付 1.11)$$

$$\frac{n}{3} (P_1 + 2P_2) + (nq - 4C_0) \frac{d}{h}$$



付図-1.2 d/h と $C_0/\gamma h$ の関係

$$\begin{aligned}
 & + \left[\frac{n}{2}q - 2C_0 + \left\{ \frac{1}{2}n\gamma - (\gamma + 2k) \right\} h \right] \left(\frac{d}{h} \right)^2 \\
 & + \frac{2}{3}h \left\{ \frac{1}{2}n\gamma - (\gamma + 2k) \right\} \left(\frac{d}{h} \right)^3 = 0 \quad \dots(\text{付 } 1.12)
 \end{aligned}$$

両式を検討すると、ともに

$$\frac{2}{3}\tilde{A}\left(\frac{d}{h}\right)^3 + (\tilde{A} + \tilde{B})\left(\frac{d}{h}\right)^2 + 2\tilde{B}\left(\frac{d}{h}\right) + \frac{\tilde{C}}{3} = 0 \quad \dots(\text{付 } 1.13)$$

の形で表わされ、前式(粘土主働土圧を $P_a = \gamma Z - 2C$ とみなす場合)では

$$\left. \begin{aligned}
 \tilde{A}_1 &= \frac{(n-1)\gamma - 2(n+1)k}{\gamma} \gamma h \\
 \tilde{B}_1 &= \frac{nq - 2(n+1)C_0}{\gamma h} \gamma h \\
 \tilde{C}_1 &= \frac{3(q - \gamma' h)K_a + 2hK_e}{\gamma h} \gamma h
 \end{aligned} \right\} \dots(\text{付 } 1.14)$$

となり、後式(粘土主働土圧を $P_a = \frac{1}{2}\gamma Z$ とみなす場合)

では

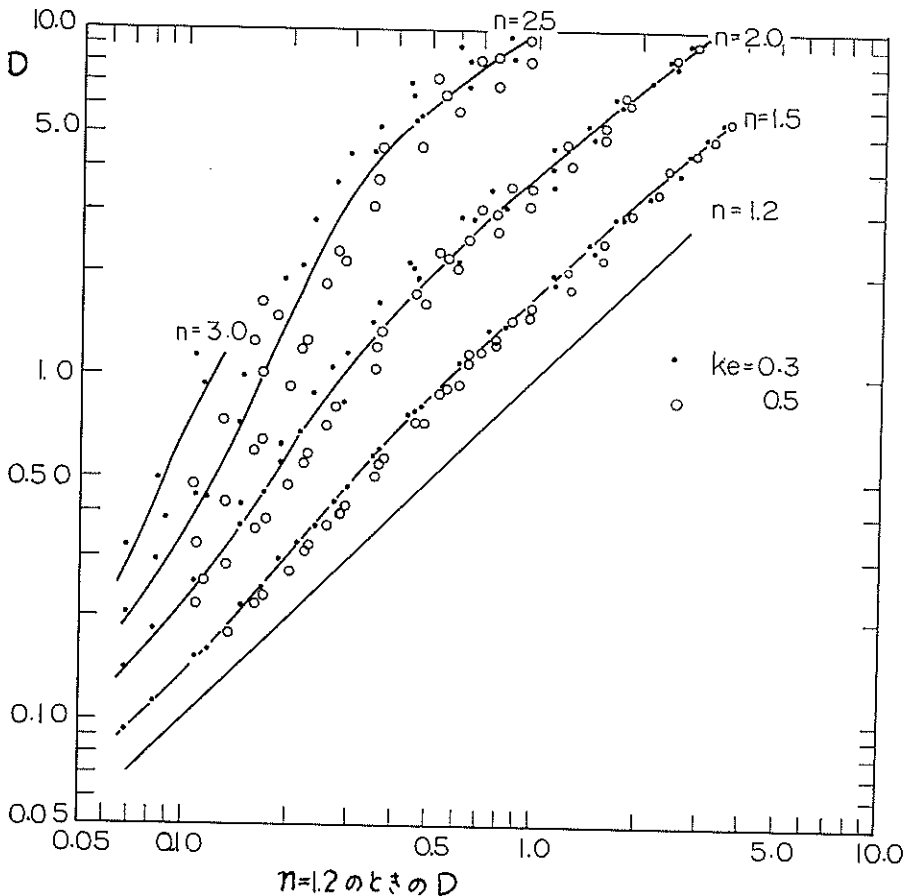
$$\left. \begin{aligned}
 \tilde{A}_2 &= \frac{\frac{1}{2}n\gamma - (\gamma + 2k)}{\gamma} \gamma h \\
 \tilde{B}_2 &= \frac{\frac{1}{2}nq - 2C_0}{\gamma h} \gamma h \\
 \tilde{C}_2 &= \tilde{C}_1
 \end{aligned} \right\} \dots(\text{付 } 1.15)$$

となる。

式(付 1.13)の両辺に $-3\gamma h$ を乗じ、 $\gamma = 0.7 \text{ t/m}^3$
 $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$ $k/\gamma = 0.25$ $K_a = 1/3$ とすると、

$$\left. \begin{aligned}
 2A\left(\frac{d}{h}\right)^3 + 3(A+B)\left(\frac{d}{h}\right)^2 + 6B\left(\frac{d}{h}\right) - C &= 0 \\
 A_1 &= 1.5 - 0.5n \\
 B_1 &= 2(n+1)\frac{C_0}{\gamma h} - n\frac{q}{\gamma h} \\
 C_1 = C_2 &= \frac{q}{\gamma h} + \frac{1}{0.7}(2K_e - 1)
 \end{aligned} \right\} \dots(\text{付 } 1.16)$$

となる。



付図-1.3 $n=1.2$ のときの D とその他のときの関係

矢板壁としての必要根入れ長は式(付 1.16)の示す2つの値のうち大きな方である。付図-1.2に $n=1.2$ の場合の根入れ長壁高比 d/h と粘着力 $C_0/\gamma h$ 、海底面での地盤反力 $q/\gamma h$ 、背後の横圧増加係数 K_c/γ との関係を示す。

ただし、この図表では、 $\gamma=0.7\text{t/m}^3$ 、海底粘土層の粘着力増加係数 $\Delta C/\Delta P=0.25$ 、天端附近の主働土圧係数 $K_a=1/3$ と仮定している。

付図-1.3 に根入れの安全率が $n=1.2$ のときの根入

れ長壁高比とその他の安全率のときの根入れ長壁高比との関係を示してある。

2. 日本沖積粘土の性質

日本各地の沖積粘土の含水比 (w)、単位体積重量 (γ)、液性限界 ($L.L.$)、塑性指数 ($P.I.$)、シルト含有量、粘土含有量、一軸圧縮強度 (q_u)、 $\epsilon_{\frac{1}{2}}$ 、 E'_{50} をとりまとめたものが付表-2.1である。

付表-2.1 日本各地の沖積粘土の性質

地名	$W(\%)$	$\gamma(\text{t/m}^3)$	$L.L.(\%)$	$P.I.(\%)$	Si含有量 (%)	Cl含有量 (%)	q_u	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}
青森 (堤ふ頭)	68.6	1.53	—	—	—	—	0.90	0.027	17
	68.0	1.53	—	—	—	—	0.65	0.024	14
	42.5	1.72	—	—	—	—	0.43	0.012	18
	57.3	1.23	—	—	—	—	0.81	0.012	33
	34.6	1.80	—	—	—	—	0.72	0.033	10
	66.5	1.53	—	—	—	—	0.94	0.026	18
大船渡	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.45	0.037	6
	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.34	0.038	4
	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.47	0.041	6
	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.36	0.036	5
	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.49	0.047	5
	65.0	1.55	71.4	30.0	54.0	37.0	0.39	0.042	5
	57.0	1.61	68.2	30.0	35.0	29.0	0.41	0.031	7
	83.0	1.45	86.9	30.0	33.0	25.0	0.79	0.036	11
	83.0	1.45	86.9	30.0	33.0	25.0	0.78	0.029	13
塩釜 (代ヶ崎)	112.0	1.39	—	—	—	—	0.35	0.025	7
	113.0	1.36	—	—	—	—	0.31	0.026	6
	93.0	1.47	—	—	—	—	0.48	0.030	8
	105.0	1.44	—	—	—	—	0.46	0.017	14
	106.0	1.40	120.7	76.0	41.0	51.0	0.25	0.019	7
	121.0	1.37	132.9	86.8	63.5	31.5	0.23	0.018	6
	111.0	1.40	129.2	81.3	45.0	53.0	0.41	0.023	9
	112.0	1.39	136.8	86.1	46.5	49.5	0.44	0.020	11
	113.0	1.39	95.8	51.7	58.1	27.0	0.37	0.018	10
	105.0	1.41	—	—	—	—	0.43	0.015	14
	120.0	1.35	—	—	—	—	0.43	0.022	10
	112.0	1.38	—	—	—	—	0.35	0.019	9
	109.0	1.39	—	—	—	—	0.40	0.021	10
	84.0	1.46	—	—	—	—	0.32	0.035	5
	111.0	1.44	—	—	—	—	0.37	0.027	7
	104.0	1.43	—	—	—	—	0.33	0.028	6
37.0	1.84	—	—	—	—	0.44	0.020	11	
塩釜 (東北ドック)	124.0	1.38	147.0	102.8	24.6	—	—	—	—
	149.0	1.29	208.0	139.4	25.7	—	—	—	—

地名	W(%)	r(t/m ²)	L.L.(%)	P.I.(%)	Si含有量(%)	Cl含有量(%)	q _u	ε _{1/2}	E'50
	155.0	1.30	195.4	130.0	20.2	—	—	—	—
	136.0	1.34	158.6	102.7	42.0	—	—	—	—
	190.0	1.25	198.8	126.9	23.8	—	—	—	—
塩釜 (貞山と頭)	166.0	1.29	—	—	—	—	0.24	0.013	9
	—	—	—	—	—	—	0.25	0.012	10
	—	—	—	—	—	—	0.25	0.013	10
	170.0	1.25	—	—	—	—	0.24	0.015	8
	—	—	—	—	—	—	0.36	0.015	12
	—	—	—	—	—	—	0.36	0.012	15
	—	—	—	—	—	—	0.37	0.012	15
	—	—	—	—	—	—	0.27	0.016	8
	167.0	1.29	—	—	—	—	0.47	0.013	18
	—	—	—	—	—	—	0.52	0.013	20
	—	—	—	—	—	—	0.49	0.013	19
	—	—	—	—	—	—	0.74	0.015	25
	—	—	—	—	—	—	0.64	0.017	19
	—	—	—	—	—	—	0.63	0.011	29
	—	—	—	—	—	—	0.58	0.014	21
霞ヶ浦	213.7	1.22	140.0	78.0	25.5	68.0	0.06	0.020	1
	70.8	1.57	38.0	14.0	19.0	21.5	0.14	0.021	3
	201.7	1.26	167.0	121.0	26.5	72.0	0.25	0.014	9
	181.8	1.29	120.0	77.0	28.5	68.0	0.38	0.011	17
	147.3	1.34	83.0	44.0	36.0	63.0	0.43	0.010	23
	178.0	1.28	108.0	64.0	33.0	66.0	0.16	0.013	6
	255.3	1.21	205.0	162.0	26.0	55.0	0.09	0.020	2
	192.0	1.29	117.0	71.0	26.0	72.0	0.26	0.013	10
	29.5	1.95	51.0	27.0	5.0	9.0	0.20	0.008	12
	32.7	1.90	28.0	13.0	8.0	17.0	0.40	0.016	13
	155.2	1.27	147.0	103.0	35.5	63.5	0.26	0.013	10
	181.3	1.27	144.0	88.0	25.0	70.0	0.37	0.015	12
	137.5	1.34	115.0	76.0	37.5	59.5	0.50	0.012	21
	139.3	1.35	141.0	93.0	24.0	54.5	0.98	0.013	37
	139.3	1.37	132.0	83.0	30.0	68.0	0.29	0.028	5
	152.1	1.32	135.0	86.0	36.0	63.5	0.42	0.027	8
	146.2	1.34	136.0	93.0	39.0	59.0	0.45	0.011	20
	125.9	1.38	130.0	87.0	43.5	53.5	0.64	0.012	27
	36.2	1.56	49.0	—	26.0	19.0	0.60	0.029	10
	166.6	1.30	169.0	117.0	43.5	50.5	0.24	0.019	6
	154.2	1.35	127.0	83.0	37.5	59.5	0.36	0.022	8
	167.7	1.26	144.0	98.0	38.0	59.5	0.58	0.016	18
	116.3	1.40	116.0	71.0	37.5	47.5	0.64	0.013	24
	121.8	1.40	105.0	74.0	46.5	50.5	0.22	0.012	9
	140.0	1.35	117.0	76.0	37.5	62.0	0.57	0.011	26
	97.4	1.38	97.0	70.0	53.5	40.0	0.22	0.009	12
	114.0	1.41	94.0	54.0	59.0	36.0	0.48	0.012	20
	140.5	1.35	120.0	74.0	40.5	58.0	0.70	0.014	25

地名	W(%)	$\gamma(t/m^2)$	L.L.(%)	P.I.(%)	Si含有量(%)	Cl含有量(%)	q_u	$\varepsilon_{1/2}$	E'_{50}
霞ヶ浦	112.4	1.42	111.0	66.0	47.0	50.5	0.79	0.011	36
	124.8	1.39	136.0	84.0	22.0	75.0	0.92	0.018	25
	54.5	1.66	41.0	17.0	26.5	20.0	0.34	0.010	17
	81.3	1.55	71.0	39.0	64.5	28.5	0.38	0.009	21
	94.8	1.49	85.0	46.0	51.0	42.0	0.80	0.010	40
	105.4	1.46	95.0	52.0	42.5	46.0	1.03	0.010	52
	116.5	1.43	115.0	73.0	45.0	49.0	1.15	0.010	58
	133.6	1.36	141.0	87.0	31.5	62.0	1.35	0.030	23
	72.0	1.57	61.0	37.0	59.0	26.0	0.27	0.009	15
	88.4	1.50	77.0	49.0	55.0	39.0	0.65	0.013	25
	101.1	1.43	86.0	56.0	39.5	34.5	0.76	0.011	35
	102.5	1.46	100.0	63.0	47.0	50.0	0.70	0.012	29
	106.6	1.39	106.0	65.0	40.5	55.0	0.74	0.016	23
	177.5	1.29	173.0	129.0	31.5	55.5	0.24	0.020	6
	213.0	1.25	155.0	98.0	34.0	64.0	0.46	0.018	13
	210.2	1.23	170.0	123.0	24.5	74.5	0.46	0.015	15
	127.6	1.36	113.0	70.0	38.0	57.0	0.62	0.010	31
	78.1	1.55	89.0	52.0	29.5	54.0	1.15	0.012	48
	62.2	1.59	54.0	30.0	52.0	18.0	0.31	0.010	16
	74.5	1.58	65.0	31.0	51.0	31.5	0.69	0.012	29
	64.4	1.63	59.0	31.0	40.5	25.0	0.73	0.016	23
87.3	1.51	78.0	48.0	49.0	42.0	0.99	0.017	29	
114.5	1.45	112.0	68.0	34.5	59.5	0.91	0.010	46	
41.0	1.78	46.0	—	11.5	25.0	0.23	0.020	6	
東京 14 号地	58.0	1.68	56.0	28.0	57.0	34.0	—	—	—
	82.0	1.59	81.0	52.0	39.0	56.0	—	—	—
	98.0	1.63	85.0	41.0	42.0	52.0	—	—	—
	79.0	1.58	90.0	43.0	43.0	56.0	—	—	—
	90.0	1.50	90.0	45.0	38.0	61.0	—	—	—
	102.0	1.50	101.0	65.0	31.0	65.0	—	—	—
	49.0	1.70	—	—	31.0	19.0	—	—	—
	80.0	1.55	70.0	41.0	46.0	48.0	—	—	—
	91.0	1.49	75.0	37.0	41.0	56.0	—	—	—
	92.0	1.47	100.0	47.0	29.0	70.0	—	—	—
75.0	1.52	87.0	45.0	34.0	58.0	—	—	—	
羽田地下道	65.0	1.64	76.6	43.5	35.0	57.1	1.02	0.022	23
	66.0	1.60	92.0	54.1	34.3	52.2	1.03	0.022	23
	77.0	1.55	97.5	56.2	35.9	55.5	1.24	0.022	28
	87.0	1.49	115.0	69.6	32.2	62.5	0.94	0.030	16
	88.0	1.50	114.6	72.1	32.2	62.2	1.14	0.027	21
	92.0	1.49	117.4	75.4	36.9	59.4	1.35	0.025	27
	90.0	1.50	111.2	66.7	35.0	60.0	1.15	0.025	23
	43.0	1.79	44.8	16.4	53.4	31.5	0.76	0.025	15
	60.0	1.63	60.0	29.9	51.2	30.2	0.91	0.015	30
	70.0	1.56	95.9	56.7	38.1	56.8	0.96	0.024	20

地名	W(%)	r(t/m ²)	L. L. (%)	P. I. (%)	Si含有量 (%)	Cl含有量 (%)	q _u	ε _{1/2}	E'50
品川	84.0	1.53	85.6	40.4	40.0	38.0	0.80	0.025	16
	83.0	1.52	89.9	51.4	44.0	37.0	0.81	0.023	18
	81.0	1.52	85.2	49.9	35.5	39.0	0.97	0.054	9
	80.0	1.53	88.8	52.5	40.0	38.0	0.48	0.028	9
	80.0	1.56	84.6	46.3	43.0	37.0	0.29	0.047	3
	73.0	1.57	83.2	48.4	39.0	33.0	0.84	0.034	12
	73.0	1.67	67.7	38.3	40.0	35.0	0.24	0.029	4
	98.0	1.51	94.8	50.1	36.5	49.0	0.64	0.033	10
	78.0	1.56	88.6	43.2	37.0	43.0	0.95	0.013	37
	102.0	1.48	105.9	63.4	35.0	59.0	1.01	0.016	32
	63.0	1.63	65.8	35.2	30.0	28.0	1.08	0.013	42
	81.0	1.52	83.0	44.3	38.0	45.0	1.30	0.010	65
	74.0	1.54	74.9	43.0	37.5	38.0	0.51	0.037	7
	88.0	1.57	91.9	45.3	35.5	52.5	1.02	0.015	34
	79.0	1.60	85.5	40.8	44.0	41.0	1.29	0.015	43
	62.0	1.66	66.2	32.0	31.0	26.0	0.92	0.033	14
	81.0	1.55	87.8	50.2	37.0	41.0	1.45	0.031	23
	66.0	1.63	69.2	35.6	35.8	25.0	0.78	0.025	16
	81.0	1.53	88.0	48.3	32.0	43.0	1.06	0.037	14
	84.0	1.51	93.9	49.4	56.0	32.0	0.95	0.017	28
	88.0	1.49	88.2	47.9	45.0	35.5	1.68	0.007	120
	77.0	1.54	72.7	38.1	34.5	31.5	0.93	0.009	52
	66.0	1.59	70.4	31.0	42.5	28.5	0.60	0.011	27
	66.0	1.59	84.0	43.2	36.0	58.0	1.07	0.013	41
	92.0	1.46	90.0	44.8	37.0	44.5	1.30	0.018	36
	59.0	1.63	57.8	27.6	27.0	29.5	0.67	0.018	19
	68.0	1.54	65.8	30.0	35.5	30.5	0.89	0.014	32
	80.0	1.52	77.2	35.9	42.0	52.5	0.98	0.018	27
	52.0	1.68	57.6	30.9	31.5	21.0	0.15	0.018	4
	57.0	1.65	62.9	33.3	33.5	34.0	0.18	0.047	2
	94.0	1.47	105.2	59.8	66.0	28.0	1.17	0.008	73
	85.0	1.51	101.7	56.7	44.5	45.5	1.25	0.012	52
	88.0	1.47	—	—	12.0	8.0	0.94	0.011	43
35.0	1.83	38.1	15.7	19.0	9.0	0.53	0.009	29	
京浜	62.0	1.62	77.7	41.2	49.0	44.0	0.80	0.010	40
	88.0	1.48	96.5	50.4	43.0	52.0	0.50	0.042	6
	93.0	1.45	105.7	56.9	46.0	45.0	0.69	0.010	34
	83.0	1.55	94.0	44.6	56.0	29.0	1.15	0.018	32
	92.0	1.47	107.7	55.0	56.0	40.0	1.26	0.008	79
	87.0	1.51	100.2	52.5	43.0	46.0	0.33	0.014	12
	100.0	1.45	81.6	41.3	53.0	37.0	0.75	0.014	27
	79.0	1.54	68.8	36.4	41.4	26.0	0.64	0.024	13
	71.0	1.57	65.8	36.0	38.5	27.5	0.93	0.031	15
	85.0	1.51	97.4	63.1	43.3	26.7	0.57	0.022	13
名古屋	75.0	1.56	74.5	37.5	—	—	0.88	0.022	20
	86.0	1.51	78.0	37.7	—	—	0.60	0.022	14

地名	W(%)	$\gamma(t/m^2)$	L. L. (%)	P. I. (%)	Si含量(%)	Cl含量(%)	q_u	$\varepsilon_{1/2}$	E'_{50}
名古屋	64.0	1.55	51.9	25.6	—	—	0.43	0.032	7
	64.0	1.58	62.1	31.0	—	—	0.49	0.037	7
	65.0	1.59	65.8	41.3	—	—	0.67	0.027	13
	88.0	1.48	84.8	49.3	—	—	0.80	0.027	15
	99.0	1.43	102.8	62.8	—	—	0.79	0.029	14
	97.0	1.45	100.6	57.5	—	—	0.84	0.024	18
	84.0	1.52	96.9	58.1	—	—	0.86	0.013	33
	56.0	1.66	60.7	31.1	—	—	0.54	0.017	18
	71.0	1.57	74.0	41.1	—	—	0.83	0.031	14
	87.0	1.52	89.4	52.7	—	—	0.69	0.018	19
	81.0	1.57	117.0	71.3	—	—	0.63	0.019	17
	52.0	1.69	51.0	22.1	—	—	0.63	0.025	13
	55.0	1.66	56.0	27.4	—	—	0.93	0.016	29
	81.0	1.59	72.5	37.2	—	—	1.09	0.016	34
91.0	1.46	88.3	50.7	—	—	0.77	0.018	22	
104.0	1.47	114.8	70.2	—	—	0.85	0.022	20	
四日市	72.0	1.46	77.8	32.2	46.0	37.0	0.29	0.024	6
	81.0	1.49	84.6	32.9	46.0	42.0	0.43	0.013	19
	86.0	1.38	87.2	37.9	—	—	0.43	0.029	8
	82.0	1.57	76.6	34.6	39.0	33.0	0.37	0.021	9
	84.0	1.53	77.9	41.5	42.0	46.0	0.42	0.026	8
	45.3	1.77	47.1	23.1	34.0	19.0	0.34	0.017	10
敦賀	50.4	1.69	33.8	27.2	—	—	0.53	0.047	7
	47.2	1.67	57.5	30.9	—	—	0.41	0.022	9
	28.5	1.70	41.5	17.5	—	—	1.48	0.034	22
	48.9	1.66	53.5	35.6	—	—	0.47	0.043	6
	49.7	1.64	60.0	32.2	—	—	0.57	0.038	8
	49.1	1.67	59.5	36.5	—	—	0.66	0.034	10
	36.2	1.77	45.2	27.0	—	—	0.80	0.036	11
	42.3	1.68	47.5	24.7	—	—	1.18	0.033	18
	39.2	1.73	52.8	33.1	—	—	0.99	0.032	16
	52.7	1.63	54.0	25.8	—	—	0.32	0.030	5
舞鶴	52.6	1.75	—	—	35.0	37.0	0.08	0.024	2
	66.0	1.65	—	—	48.0	44.0	0.12	0.019	3
	53.3	1.55	56.5	31.7	34.0	43.0	0.33	0.019	9
	53.8	1.70	—	—	41.0	56.0	0.43	0.023	9
	59.1	1.20	70.2	36.3	29.0	66.0	0.50	0.012	21
	48.5	1.75	—	—	37.0	57.0	0.64	0.014	23
	26.7	1.96	41.8	—	37.0	35.0	0.70	0.012	29
	49.9	1.73	—	—	37.0	58.0	0.88	0.010	44
	46.3	1.28	49.3	18.1	33.0	61.0	1.03	0.012	43
	29.7	1.94	39.5	13.4	54.0	46.0	1.31	0.011	62
	34.7	2.02	39.0	19.1	24.0	49.0	1.21	0.026	24
	34.5	1.94	57.5	35.9	18.0	74.0	1.40	0.019	39
	41.3	1.83	—	—	45.0	48.0	1.53	0.017	45

地名	W(%)	$\gamma(t/m^2)$	L.L.(%)	P.I.(%)	Si含有量(%)	Cl含有量(%)	q_u	$\varepsilon_{1/2}$	E'_{50}
舞鶴	28.3	1.95	—	—	46.0	35.0	1.77	0.016	55
神戸	81.4	1.54	86.2	42.0	46.0	54.0	0.15	0.024	5
	79.8	1.57	89.7	53.3	44.0	56.0	0.20	0.025	4
	16.6	2.15	—	—	15.0	—	0.31	0.009	17
	31.4	1.84	45.2	26.0	20.0	28.0	0.40	0.015	14
	71.8	1.57	86.9	50.7	40.0	49.0	0.48	0.019	13
	73.1	1.56	93.3	57.8	36.0	63.0	0.54	0.017	16
	73.5	1.59	88.4	50.4	41.0	54.0	0.66	0.025	13
	70.1	1.58	90.7	53.3	47.0	53.0	0.73	0.017	21
	63.3	1.65	87.8	55.7	31.0	63.0	0.80	0.013	31
	70.6	1.58	92.7	60.6	32.0	61.0	0.87	0.013	34
	31.8	1.80	44.2	25.9	47.0	27.0	0.96	0.017	28
40.0	1.80	43.9	14.0	16.0	11.0	1.02	0.014	36	
64.8	1.65	91.8	56.6	43.0	51.0	1.17	0.022	27	
尼崎	83.9	1.50	83.2	48.0	52.0	47.0	0.06	0.013	2
	108.2	1.42	92.5	64.0	54.0	55.0	0.16	0.019	4
	111.1	1.43	121.8	80.7	38.0	60.0	0.24	0.021	6
	102.0	1.47	124.0	85.5	33.0	65.0	0.32	0.010	16
	81.1	1.56	94.0	58.5	30.0	69.0	0.43	0.007	30
	78.1	1.53	105.0	74.0	32.0	60.0	0.53	0.014	19
	79.2	1.53	110.8	79.8	37.0	62.0	0.65	0.018	18
	86.0	1.59	113.9	85.4	30.0	66.0	0.69	0.027	13
	77.5	1.56	104.0	70.7	24.0	72.0	0.73	0.022	17
	55.8	1.69	69.5	44.8	46.0	29.0	0.80	0.032	13
四日市	64.3	1.63	89.4	61.1	31.0	63.0	0.99	0.034	15
	55.6	1.71	84.7	59.1	46.0	50.0	1.14	0.020	28
錦海	90.0	1.48	83.9	55.8	53.0	45.0	0.20	0.011	9
	100.0	1.45	94.9	64.8	42.0	57.0	0.25	0.009	14
	111.0	1.43	99.5	67.4	41.0	57.0	0.34	0.008	21
	117.0	1.41	111.3	75.3	38.0	60.0	0.35	0.005	35
	118.0	1.40	111.2	78.7	41.0	58.8	0.42	0.005	42
	114.0	1.41	99.0	64.2	37.0	59.0	0.45	0.006	38
	115.0	1.41	115.2	76.6	38.0	60.0	0.50	0.008	31
	119.0	1.40	116.3	76.4	37.0	61.0	0.46	0.013	18
	123.0	1.36	122.4	80.9	37.0	60.0	0.53	0.008	33
	123.0	1.37	126.9	86.6	32.0	65.0	0.54	0.005	54
	121.0	1.36	122.9	82.2	39.0	60.0	0.68	0.009	38
	126.0	1.35	123.6	79.6	29.0	69.0	0.63	0.008	39
	131.0	1.33	124.1	81.1	29.0	70.0	0.62	0.008	39
	124.0	1.34	125.8	81.3	31.0	67.0	0.75	0.009	42
126.0	1.35	131.3	88.0	31.0	68.0	0.69	0.010	35	
菊田	109.5	1.48	88.6	33.5	49.5	39.5	0.15	0.008	9
	48.6	1.66	37.2	22.4	24.4	13.0	0.09	0.002	29
	95.8	1.46	97.3	37.1	38.9	41.8	0.11	0.002	38

地名	W(%)	$\gamma(t/m^2)$	L.L.(%)	P.I.(%)	Si含有量(%)	Cl含有量(%)	q_u	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	
苜田	73.1	1.53	90.8	30.7	37.5	50.5	0.18	0.007	46	
	35.6	1.87	61.4	27.7	44.0	48.0	1.08	0.025	22	
	47.4	1.81	70.4	21.9	44.2	31.6	0.74	0.012	36	
	43.7	1.82	52.4	15.7	30.0	24.0	0.39	0.018	11	
	41.2	1.82	68.0	20.3	46.2	17.6	0.92	0.021	22	
	47.6	1.82	55.7	20.2	30.7	21.8	0.30	0.014	10	
	34.1	1.84	49.9	18.2	36.8	34.0	0.20	0.022	5	
	84.5	1.44	88.5	34.4	74.7	15.6	0.05	0.018	2	
	79.6	1.60	81.6	33.7	35.3	54.7	0.20	0.022	5	
	69.7	1.56	74.1	30.0	33.6	52.7	0.29	0.010	14	
	88.5	1.53	68.9	33.7	74.8	16.5	0.07	0.016	2	
	69.8	1.68	57.5	27.6	50.6	26.2	0.31	0.014	12	
	八代	48.2	1.69	47.5	26.8	66.5	22.0	0.73	0.003	12
		46.5	1.77	46.0	24.8	54.0	27.0	0.55	0.002	15
52.7		1.73	45.4	26.3	68.0	9.0	0.42	0.005	4	
55.6		1.67	49.4	26.3	41.1	3.9	0.46	0.003	8	
57.0		1.67	52.0	24.9	56.1	31.9	0.42	0.004	5	
44.9		1.72	46.0	25.8	39.8	29.0	0.03	0.003	7	
43.1		1.74	37.7	23.0	40.0	20.0	0.63	0.002	16	
44.4		1.72	43.3	22.7	39.7	26.3	0.19	0.004	2	
56.3		1.61	54.7	28.4	49.0	39.0	0.36	0.005	3	
67.4		1.66	57.7	29.1	42.7	18.5	0.64	0.001	25	
43.0		1.74	43.1	22.5	47.5	41.7	0.58	0.003	10	
54.8		1.67	49.5	23.8	52.0	17.5	0.56	0.001	20	
64.6		1.61	54.0	26.9	40.7	51.3	0.39	0.002	11	
56.7		1.72	54.4	26.8	48.1	40.0	0.21	0.002	6	
46.5		1.68	56.5	32.2	38.6	39.2	0.27	0.002	6	

3. 日本の土のプレシオメーター測定による弾性定数 E_p と単純圧縮試験との比較

日本各地で各種の地盤(L.L. が30%から数100%までの広範囲の土質)について行なったプレシオメーター試験で得た土の弾性定数 $E_p(kg/cm^2)$ とその地盤より

得た不攪乱試料の単純圧縮試験強度 $q_u(kg/cm^2)$, 破壊荷重の50%の荷重が働いたときのヒズミ量 $\epsilon_{\frac{1}{2}}$, 変形係数 $E'_{50}(kg/cm^2)$, 含水比 $w(\%)$, 液性限界 $L.L.(\%)$ とを付表—3.1にとりまとめておく。ここで変形係数は

$$E'_{50} = \frac{q_u}{2\epsilon_{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (付 3.1)$$

である。

付表—3.1 日本のプレシオメーター測定による弾性定数と単純圧縮試験との比較

L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\varepsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p	L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\varepsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p
27	24.5	0.32	0.0188	8.5	24.4	48	44.9	0.63	0.0315	10.0	17.5
30	20.8	1.02	0.0170	30.0	235.0	49	45.6	1.10	0.0172	32.0	54.5
30	30.3	1.32	0.0080	82.0	103.6	49	46.6	0.97	0.0266	18.2	37.4
32	42.8	0.50	0.0132	19.0	35.3	49	38.3	1.76	0.0148	59.5	122.0
32	27.1	0.87	0.0131	33.1	114.0	49	49.6	0.59	0.0203	14.5	21.1
34	43.2	0.36	0.0129	13.8	7.7	51	46.2	1.08	0.0290	20.0	32.4
34	28.2	3.10	0.0058	267.0	265.0	51	90.9	0.33	0.0119	13.8	5.0
35	19.7	0.28	0.0102	13.6	39.3	52	38.2	2.77	0.0014	100.0	127.0
35	44.6	0.55	0.0157	17.5	88.0	52	57.8	0.94	0.0050	94.0	53.7
36	33.8	0.50	0.0096	26.0	153.4	53	43.7	1.93	0.0289	33.4	105.5
37	48.2	0.44	0.0189	11.6	10.3	53	76.3	0.41	0.0199	10.3	7.0
37	48.2	0.44	0.0189	11.6	34.1	54	67.7	0.33	0.0321	5.4	5.9
38	56.9	0.38	0.0339	5.6	54.8	54	68.7	0.46	0.0234	9.8	9.6
39	28.7	1.55	0.0105	73.6	70.0	55	64.4	0.37	0.0334	5.5	8.0
39	47.8	0.32	0.0302	5.3	16.0	54	54.5	0.81	0.0169	24.0	29.0
39	42.3	0.88	0.0306	14.4	—	55	43.9	1.93	0.0097	100.0	44.8
40	33.2	1.11	0.0258	21.5	—	55	100.6	0.33	0.0190	8.7	—
40	33.5	0.41~ 0.60	—	—	122.0	56	43.1	0.53	0.0262	10.1	5.95
41	34.9	1.58	0.0083	95.0	61.0	56	64.2	0.92	0.0071	65.0	42.2
41	28.4	2.28	0.0203	56.0	20.3	57	74.6	0.81	0.0083	48.7	97.0
41	30.7	0.51	0.0255	10.0	6.7	57	41.3	1.96	0.0163	60.0	109.0
42	40.5	0.47	0.0324	7.3	21.0	57	87.9	0.08	0.0420	1.0	8.9
42	31.4	2.52	0.0374	33.7	15.2	58	64.9	0.48	0.0274	8.8	20.8
43	24.5	1.07	0.0353	15.0	20.1	58	45.6	1.19	0.0129	46.0	62.0
43	39.0	1.33	0.0166	40.0	66.9	58	40.8	1.78	0.0223	40.0	269.0
44	42.8	0.58	0.0264	11.0	39.4	58	73.5	0.38	0.0153	12.3	17.6
45	49.7	1.04	0.0241	21.5	33.3	59	63.2	0.44	0.0243	9.1	10.3
45	43.4	0.69	0.0395	8.7	28.8	59	65.9	0.53	0.0255	10.4	129.0
45	46.9	0.89	0.0268	16.5	22.0	59	62.7	0.84	0.0127	33.0	65.5
45	43.3	0.26	0.0236	5.5	8.3	60	72.5	0.30	0.0101	15.0	16.5
46	46.7	0.72	0.0313	11.5	57.0	60	41.5	2.78	0.0119	116.4	141.0
46	37.2	1.07	0.0238	22.5	85.5	60	55.9	0.56	0.0135	20.5	21.8
46	61.7	0.32	0.0295	5.5	56.6	60	71.1	0.72	0.0169	21.3	9.7
46	44.5	0.51	0.0319	8.0	4.0	61	37.9	0.33	0.0400	4.3	9.9
47	39.8	1.44	0.0153	47.0	—	61	54.4	0.78	0.0223	17.5	20.2
47	52.4	1.00	0.0192	26.0	121.0	61	27.3	3.53	0.0063	280.0	135.0
47	26.9	1.85	0.0089	104.0	156.0	61	29.1	4.28	0.0062	345.0	278.0
48	47.5	0.78	0.0223	17.5	30.0	61	46.1	2.34	0.0131	91.0	68.0
48	51.4	0.73	0.0514	7.1	60.4	62	46.1	0.83	0.0553	7.5	—
48	46.7	0.76	0.0151	25.0	15.0	62	53.3	0.82	0.0164	25.0	—
48	52.1	0.65	0.0129	25.0	23.5	62	39.3	1.33	0.0162	41.0	36.0
48	44.6	0.28	0.0237	5.9	2.4	62	54.5	0.69	0.0153	22.5	26.8
48	38.8	1.83~ 2.66	—	—	167.0	62	56.6	0.32	0.0182	8.8	20.5
48	29.9	4.19	0.0221	95.0	92.1	63	57.7	0.51	0.0185	13.8	9.5
						63	45.1	0.9~ 1.24	—	—	257.0

L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p
63	54.6	1.02	0.0170	30.0	86.5
64	38.0	0.70	0.0232	15.0	65.5
64	58.2	0.66	0.0507	6.5	19.0
64	83.9	0.71	0.0236	15.0	94.2
64	41.4	2.24	0.0136	81.4	136.0
64	72.7	0.66	0.0206	16.0	72.5
65	71.2	0.21	0.0148	7.1	4.6
66	54.4	1.19	0.0031	190.0	43.7
66	35.6	1.57	0.0044	180.0	176.0
66	52.4	1.39	0.0165	42.2	91.5
67	52.3	0.48	0.0137	17.5	8.0
67	44.6	1.00	0.0216	23.2	31.0
68	67.1	0.43	0.0135	16.0	14.8
68	70.8	0.59	0.0102	29.0	16.5
69	73.7	0.65	0.0263	12.3	20.1
69	55.7	0.99	0.0177	28.0	40.0
69	44.3	1.59	0.0182	43.8	84.0
69	45.5	5.36	0.0086	310.0	184.0
69	56.6	1.07	0.0128	41.8	112.0
69	63.0	0.48	0.0220	10.8	29.0
70	57.6	0.31	0.0238	6.5	3.0
70	65.5	0.53	0.0143	18.5	18.7
70	89.6	0.70	0.0171	20.5	36.5
71	58.8	0.19	0.0212	4.5	7.1
71	55.4	0.96	0.0192	25.0	43.3
72	76.8	0.44	0.0154	14.3	16.0
72	65.5	1.07	0.0127	42.0	92.6
73	33.2	1.78	0.0386	23.0	26.15
73	70.5	0.47	0.0218	10.8	26.3
73	53.8	3.34	0.0050	335.0	115.0
73	62.2	0.82	0.0250	20.0	33.0
74	59.4	0.19	0.0273	3.5	25.2
74	54.3	0.59	0.0281	10.5	25.0
74	53.8	1.68	0.0290	29.0	211.5
74	81.5	1.06	0.0091	58.0	53.7
74	45.3	3.43	0.0127	135.0	171.0
75	91.7	0.12	0.0308	2.0	14.0
75	54.1	1.13	0.0182	31.0	14.0
75	70.0	0.64	0.0267	12.0	40.1
75	83.7	0.10	0.0289	1.8	105.2
75	68.7	0.66	0.0210	15.7	12.0
75	62.1	0.89	0.0148	30.0	44.2
76	65.5	0.80	0.0167	23.9	24.0
76	89.5	0.36	0.0110	16.3	14.5
76	41.9	0.93	0.0076	69.5	122.0
76	82.8	0.58	0.0282	10.3	30.4
77	61.1	0.51	0.0307	8.3	40.0

L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p
77	76.2	0.52	0.0251	10.3	95.0
77	68.9	0.11	0.0211	2.7	3.8
77	70.4	0.42	0.0244	8.6	24.0
77	86.0	0.45	0.0328	6.8	26.4
78	59.9	0.75	0.0202	18.6	34.0
78	56.5	1.38	0.0153	45.2	91.0
78	55.4	1.33	0.0424	157.0	133.0
79	61.7	0.49	0.0245	10.0	15.0
80	64.0	1.14	0.0215	26.5	57.4
80	67.7	0.35	0.0182	9.6	43.0
80	69.4	0.44	0.0186	11.8	13.6
80	67.7	0.35	0.0182	9.6	34.5
80	66.1	0.08	0.0267	1.5	9.1
81	91.0	0.37	0.0345	5.3	48.0
81	49.8	3.33	0.0009	180.0	148.0
81	69.3	2.79	0.0103	135.0	204.0
82	92.0	0.41	0.0251	8.2	6.1
82	63.2	1.01	0.0078	65.0	99.3
84	97.6	0.26	0.0932	2.8	16.4
84	110.3	0.34	0.0350	4.8	19.5
84	36.2	4.18	0.0185	113.0	278.0
84	105.9	0.67	0.0225	14.8	16.2
85	80.5	0.20	0.0196	5.0	8.2
85	64.4	0.52	0.0168	15.5	7.3
86	95.6	0.13	0.0116	5.6	7.3
86	78.4	1.16	0.0152	38.3	35.8
86	78.4	1.16	0.0152	38.3	14.9
87	95.0	0.55	0.0162	17.0	31.5
88	63.1	0.45	0.0256	8.8	12.2
88	55.1	1.53	0.0109	70.0	70.0
91	73.6	0.15	0.0046	16.5	9.6
91	90.8	0.30	0.0089	16.8	19.4
92	75.7	1.92	0.0080	120.0	142.0
92	73.7	0.93	0.0147	31.7	16.1
92	73.7	0.93	0.0147	31.8	23.8
93	60.0	0.81	0.0203	20.0	82.0
94	73.2	1.42	0.0084	85.0	218.0
96	83.9	0.40	0.0465	8.6	14.0
96	116.6	0.08	0.0100	4.0	7.7
96	73.4	0.65	0.0241	13.5	76.0
97	88.0	0.27	0.0245	5.5	72.7
98	101.8	0.22	0.0272	4.1	3.1
98	94.3	0.25	0.0066	20.9	12.8
99	60.1	1.43	0.0055	130.0	164.0
100	52.1	0.42	0.0200	10.5	43.0
101	82.1	0.36	0.0202	9.0	6.0
101	69.8	3.63	0.0066	273.0	276.0

L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p
102	104.0	0.98	0.0051	96.5	66.0
104	94.3	0.39	0.0260	7.5	3.9
104	85.9	0.12	0.0038	15.7	3.1
106	107.8	1.47	0.0051	145.0	52.8
106	64.2	0.88	0.0124	35.7	14.6
107	80.9	2.29	0.0135	85.0	240.0
107	98.1	0.16	0.0178	4.5	9.3
107	73.6	2.47	0.0078	158.0	238.0
108	75.5	0.54	0.0177	15.2	53.0
108	105.3	0.24	0.0133	9.0	9.5
109	73.2	4.13	0.0074	280.0	177.0
110	75.6	200.00	—	215.0	276.0
111	479.0	0.93	0.0216	21.5	26.2
112	72.4	0.61	0.0327	18.8	69.4
114	104.8	0.49	0.0110	22.0	6.3
116	93.5	0.59	0.0273	10.8	14.1
116	113.8	0.55	0.0063	43.0	64.3
117	117.8	0.29	0.0142	10.2	62.4
117	112.4	0.33	0.0167	10.0	3.2
118	77.8	1.40	0.0136	51.4	83.5
118	147.9	0.10	0.0122	4.1	2.8
120	101.8	1.59	0.0094	85.0	99.1
121	84.4	2.62	0.0122	117.0	—
125	67.0	1.38	—	92.7	259.0
127	107.1	0.43	0.0105	20.5	38.9
129	90.7	3.79	0.0063	30.3	177.0
132	124.2	0.32	0.0079	20.0	9.2
132	101.0	0.26	0.0161	8.2	15.8

L.L.(%)	W(%)	q_u (kg/cm ²)	$\epsilon_{\frac{1}{2}}$	E'_{50}	E_p
136	97.8	0.82	0.0096	42.7	23.0
140	123.5	0.60	0.0420	14.3	6.6
140	115.0	0.39	0.0110	17.7	3.9
142	88.5	2.90	0.0064	228.0	171.0
145	117.9	0.36	0.0144	12.4	4.1
154	114.9	0.12	0.0353	1.7	25.1
156	169.5	0.63	0.0246	12.8	20.6
176	136.1	0.70	0.0197	17.8	40.5
182	157.6	0.29	0.0330	4.4	11.8
188	172.9	0.50	0.0016	153.9	65.9
203	292.7	0.07	0.0021	17.0	2.1
209	163.6	0.39	0.0310	6.3	14.4
213	223.6	0.53	0.0323	8.2	14.2
344	297.6	0.52	0.0351	7.4	16.2
353	272.5	0.33	0.0337	4.9	12.5
367	349.8	0.38	0.0432	4.4	17.5
411	390.7	0.75	0.0357	10.5	17.7
430	396.7	0.16	0.0037	21.5	2.4
513	298.3	0.50	0.0272	9.2	13.2
—	39.3	36.10	0.0021	6190.0	1230.0
—	59.8	0.47	0.0269	8.7	11.7
—	60.4	0.37	0.0183	10.1	30.2
—	69.3	0.97	0.0216	22.5	127.0
—	69.4	0.32	0.0460	3.5	16.2
—	75.8	0.26	0.0524	2.5	12.0
—	83.6	0.20	0.0287	3.4	19.4
—	98.3	0.50	0.0339	7.0	53.8
—	—	44.40	0.0036	6120.0	1000.0

港 湾 技 研 資 料 No. 56

1968・9

編集兼發行人 運輸省港湾技術研究所

發 行 所 運輸省港湾技術研究所
 橫須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 大洋印刷産業株式会社
 東京都千代田区丸ノ内2-20