

タイロッド式矢板壁の力学挙動の解析

ANALYSIS OF FLEXURAL BEHAVIOR OF ANCHORED SHEET PILE WALLS

高橋邦夫*・菊池喜昭**・石黒 健***

Kunio TAKAHASHI, Yoshiaki KIKUCHI, and Ken ISHIGURO

*工博 運輸省港湾技術研究所土質部基礎工研究室長 (〒239 横須賀市長瀬 3-1-1)

**工修 運輸省港湾技術研究所土質部主任研究官 (〒239 横須賀市長瀬 3-1-1)

***工博 日本テトラポッド(株)顧問 (〒160 新宿区西新宿 6-3-1)

As the depth and the dimensions of quaywalls become large, anchored bulkheads with steel pipe sheet pile walls of high rigidity become to be often used. While there are the equivalent-beam method for the design of the anchored sheet pile walls and the elastic-beam method for the design of anchored sheet pile walls, both methods can not explain the flexural behavior of anchored sheet pile walls. Rowe's method which is most likely effective for the analysis of the steel sheet pile walls is examined. It is shown that the behavior calculated by the equivalent-beam method does not agree with that under the fixed earth support condition calculated by Rowe's method. In this paper, improved Rowe's method is shown and useful parameters are obtained by improving Rowe's flexibility number. Discussions are made about the effects of the penetration depth and the rigidity of walls and the ground condition and the yielding stress of steel to the behavior of anchored sheet pile walls.

Key words: anchored bulkhead, design, quaywall, flexural behavior

1. はじめに

一般に、港湾のタイロッド式矢板壁の計算法は、現行の「港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾」(以下、技術基準と略称する)に示されている仮想ばり法が基本となっている。これは、Tschebotarioff や Rowe の実験的・理論的研究、および過去の破壊事例などを考慮して提案されたものであり、砂質地盤または固い粘土地盤中に打ち込まれた U 型鋼矢板のようなたわみやすい矢板壁を対象としている。また、海底地盤が軟弱な場合および矢板の剛性が海底地盤の地盤反力係数に比べて比較的大きい場合には別の方法で検討するよう述べられ、その方法としてたわみ曲線法²⁾が解説されている。

ところが、岸壁の大水深化に伴い大断面の矢板が必要となり、鋼管矢板が導入されるようになった。それによって、矢板壁の剛性が大きく変化し、現行設計法の仮定が成立しなくなっている。

そこで Rowe の方法を改良してタイロッド式矢板壁の断面剛性や地盤の特性を考慮した解析を行い、解析手法の妥当性について検討し、さらに一般的なタイロッド式矢板壁の力学的な挙動特性について検討した。なお、今回の解析では、砂地盤上のタイロッド矢板壁を対象としている。

2. 矢板壁の設計計算法と問題点

矢板壁の設計法には、土圧論に基づく古典的な方法として、フリーアースサポート法とフィクストアースサポート法の二種類がある³⁾。

フリーアースサポート法は、矢板の根入れ部において、負の曲げモーメントが生じないという仮定に基づく設計法である。矢板背面の主働土圧と前面の受働土圧とが極限平衡状態にあり、矢板壁はぎりぎりの安定状態にある。矢板壁に作用する土圧および曲げモーメントは、図-1 (a) のようになる。一方、フィクストアースサポート法の仮定は、根入れのある深さ以下で矢板が地盤中に固定されていることであり、海底の地盤による矢板の変形に対する拘束力が十分に大きいことを想定している。したがって、矢板壁に作用する土圧および曲げモーメントは、図-1 (b) のようになる。設計においては、安全率の存在などのために、両法の明確な区別が困難となっているが、現象の理論的な理解としては大きな相違がある。

フリーアースサポート法における極限的な土圧の釣り合い状態をフリーアースサポート状態と表現し、またフィクストアースサポート法における固定状態をフィクストアースサポート状態と呼ぶこともある。

一般に、タイロッド式矢板壁では、ある長さの根入長さでは最大曲げモーメントが低下するが、それ以上は根入長を大きくしても、最大曲げモーメントの低下はなくなり、いくら根入長をふやしても最大曲げモーメントは一定値のままになると考える方が実際に即している。この状態では、ほぼフィクストアースサポート状態が成立していると考えられる。

技術基準²⁾では、タイロッド式矢板壁の矢板に作用する最大曲げモーメントは、図-2 に示すようにタイロッド

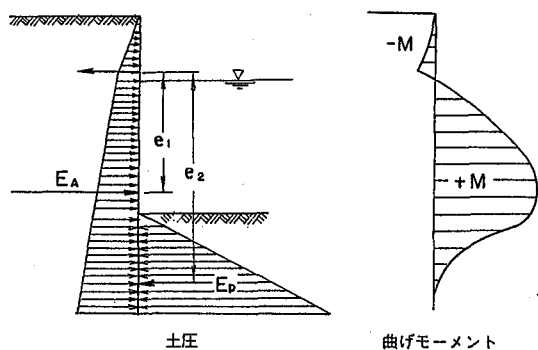


図-1(a) フリーアースサポート法

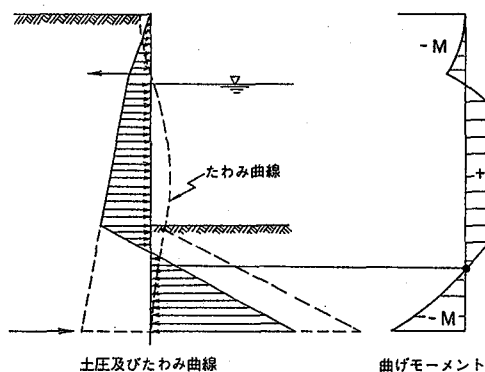


図-1(b) フィクストアースサポート法

取付点及び海底面を支点とし海底面から上の土圧及び残留水圧が荷重として作用する単純ばりに働く曲げモーメントの最大値として求める仮想ばり法を用いている^{3), 4)}。このような仮定が許されるのは、普通の砂質土地盤あるいは硬い粘性土地盤中に打ち込まれた鋼矢板壁の場合のみであると考えられる。矢板の剛性が大きい時や海底地盤の地盤反力係数が小さい時には、矢板の曲げモーメントがゼロとなる点は海底面より下方に下がり、実際の矢板の最大曲げモーメントは、仮想ばり法で求めた値より大きくなる可能性があるため、このような場合には仮想ばり法による計算値は危険側にあることになる。

技術基準²⁾によるタイロッド式矢板壁の根入長の決定方法については、フリーアースサポート的設計法が用いられている。つまり、タイロッド取付点に関する主働土圧と残留水圧による主働モーメント $E_A e_1$ と矢板の根入れ部前面の受働土圧による抵抗モーメント $E_P e_2$ がある安全率でつりあうように根入長を決定することとなっている。

しかし、タイロッド式矢板壁の最大曲げモーメントの大きさが、矢板の剛性、根入長、地盤の硬軟によって影響を受けるものであることは、すでに古くから論じられており、Tschebotarioff⁴⁾は模型実験の結果から、仮想ばり法が成立するのは、良質の締まった砂質土地盤において、矢板壁が特定の剛性と特定の根入長でフィクストアースサポート状態にある時だけであり、その他の場合には仮想ばり法の仮定では誤差が大きくなることを明らかにした。また、Rowe^{6), 7)}は、模型実験と解析研究にもとづき、矢板の剛性を設計に加味する指標として、矢板壁の根入れ部分を

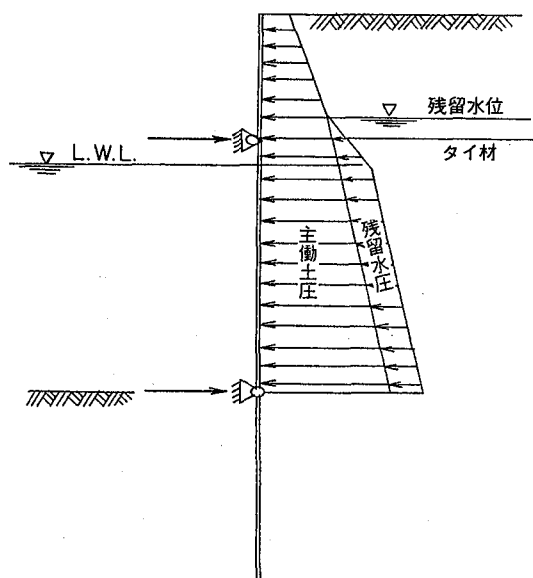


図-2 仮想ばり法で曲げモーメントを求める方法

弾性床上的のりとして解く方法を提案し、フレキシビリティナンバー $\rho (=H^4/EI)$: ここに、 H : 壁高、 EI : 断面剛性を導入した。また、フレキシビリティナンバーの大小に応じて、矢板壁の最大曲げモーメントが増減する状態を示すため、フリーアースサポート状態の最大曲げモーメント値を基準とするモーメント減少曲線をゆるい砂と密な砂とに対して作成し、フリーアースサポート状態とフィクストアースサポート状態との区別を明確にした。しかしこの方法は、矢板の剛性と根入長と土質の影響を混在して扱っているため難解であり、煩雑な計算作業が困難であったため、一般の設計に常用されるようにはならなかった。

ところで、1960年代以降、岸壁の大型化とともに大断面の鋼矢板や鋼管矢板などが導入され、矢板壁の剛度特性にはかなりの変化が生じた。矢板の剛性が大きい場合や地盤が軟弱な場合には、技術基準²⁾では、たわみ曲線法を用いるよう記述している。しかし、たわみ曲線法でも根入れ部分には極限土圧の釣合を仮定しており、フィクストアースサポート状態を計算しているとはいいながら、十分な対策とはなっていない⁸⁾。

常時の設計においては、技術基準²⁾による根入長は、フィクストアースサポート状態の達成には不十分となる場合が多い。根入長が不足する場合には、完全なフィクストアースサポート状態を前提とする仮想ばり法は成立しなくなり、実際の曲げモーメントは仮想ばり法によって求められた最大曲げモーメントを大きく上回る場合がある。

以上のように、フリーアースサポート状態を基準として根入長を計算する設計法と、仮想ばり法によってフィクストアースサポート状態を考え矢板壁の最大曲げモーメントを計算する設計法を組み合わせ用いている技術基準²⁾の設計法では、この手法が開発された時に考えられていなかった今日よく直面するような設計条件で用いることには多大な問題が含まれている。

3. タイロッド式矢板壁の支配方程式

矢板壁の根入れ地盤面以下の区間の深さ x の点において、矢板壁面に作用する地盤反力 p と矢板の変位 y との間に次式が成り立つとする弾性床土のはりの方程式を用いたのが Rowe^{6), 7)} の方法である。

$$p(x,y) = EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} \tag{1}$$

ここで、

E : 鋼材の弾性係数
 I : 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント
である。

本解析では、砂地盤に根入れされた矢板壁の根入れ部について、矢板に作用する土圧を表すのに Terzaghi⁹⁾ に従って、次式を用いる。

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

ここで、

p_{a0} : 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重圧
 K_{aD} : 主働土圧係数
 K_0' : 微小変位時の土圧係数
 l_h : 変位に比例する成分の土圧係数（地盤反力係数）
 D_R : 第一反力区間長
 γ : 土の有効単位体積重量
である。

タイロッド式矢板壁の設計解析を式(2)によって行う場合には、地盤の特性係数 K_0' と l_h の数値を代入することが必要となる。これらの係数については、既往のデータがまだ少ないが、便宜的に現時点で利用できる最善と考えられるものを用いて計算し、同時に、精度の影響についての検討を加えた。

まず、式(2)の変位を伴わない地盤反力係数 K_0' については、本研究においては、Terzaghi⁹⁾ と Tschebotarioff³⁾ の提案値を参照し、また解析実験における作業精度に対する影響が大きくないことを考慮して、一律に $K_0'=0.5$ を定数として用いている⁸⁾。

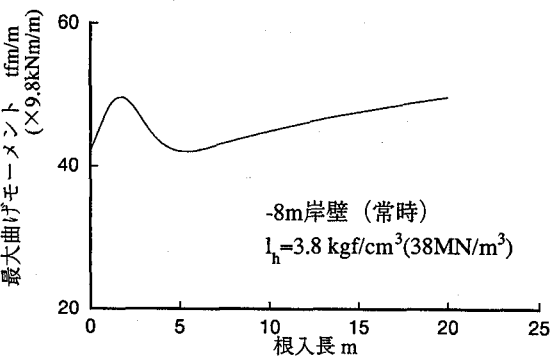
(2)式の第三項に含まれる根入地盤の横方向の地盤反力定数 l_h については、これまでのところ、唯一の資料として利用可能な Terzaghi の提案値⁹⁾ をそのまま採用し、根入地盤の密度に応じて表-1 の値を用いた。本研究では、解析の対象としたタイロッド式矢板壁の根入部は、水底下の根入地盤中にあるので、表中の水中の砂についての値を常時と地震時に共通に用いることにした。

Terzaghi は式(2)の第三項の分母についてはただ単に矢

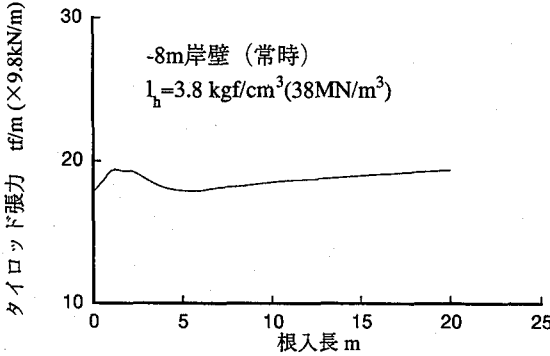
表-1 Terzaghi による矢板壁の地盤反力係数 l_h (kgf/cm³)
(括弧内は MN/m³)

砂の相対密度	ゆるい	中くらい	密な
乾砂または湿砂	4.0(40)	6.4(64)	9.8(98)
水中の砂	2.4(24)	3.8(38)	5.8(58)
対応内部摩擦角(ϕ)	30°	35°	40°

板の根入長と述べているだけであり、これに従って D_R に実際の根入長を用いて解析してみると、根入長が大きくなるほど l_h/D_R が小さくなり、有効な地盤反力係数が低下し、矢板壁の最大曲げモーメントの算定値が増大する。図-3 にその様子を示す。この挙動は実際の挙動特性とは異なる



(a)最大曲げモーメントの変化



(b)タイロッド張力の変化

図-3 $D_R=D$ とした場合

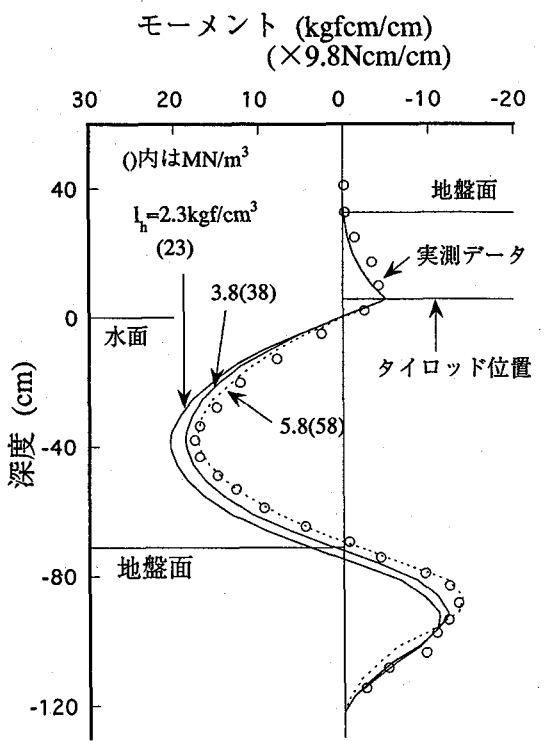


図-4 チェボタリオフの実験との比較

ものである、実際の根入長 D をそのまま用いることはできないことがわかる。

したがって、 D_R は固定値であるべきであって、その値としてフィクストアースサポートの状態が達成した場合の第一反力区間長を取ることが一つの方法として考えられる。このときの根入れ長 D を収束根入長 D_F とよぶことにする。いいかえれば、矢板壁の根入長が収束根入長 D_F の時の根入部の反力土圧図において、最初の正の反力土圧の作用区間長が D_R となると言うことである。

ここでは詳述しないが、 D_R を次式のように分解し、収束根入長 D_F とそのときの第一反力区間比 r_f を試行錯誤によって求める方法をとっている¹⁰⁾。

$$D_R = D_F \cdot r_f \quad (3)$$

ただし、 r_f は、 D_R の D_F に対する比をあらわす。

よって、式(1)を詳しく記述すると、次式のようになる。

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = p_{a0} + (K_{ad} - K'_0) \cdot \gamma \cdot x - \frac{l_h}{D_F \cdot r_f} \cdot x \cdot y \quad (4)$$

本研究では、表-1に示した地盤反力係数 l_h を用いているが、この場合に分母の D_R として矢板壁の根入長が収束根入長 D_F の時に根入地盤に発生する正の反力土圧の第一区間の深さ D_R を用いれば、実際の挙動特性と合致するようになるということ Tschebotarioff の実験結果と対比することによって確認した。

解析に用いた土質条件としては、Tschebotarioff の報告書⁴⁾の土質データに基づいて、水面上の区間の砂質土は $\phi=30^\circ$ の低密度の砂、壁体水中区間の砂質土は $\phi=35^\circ$ の中位密度の砂、根入区間の砂質土は $\phi=40^\circ$ の高密度の砂とし、解析用の土圧荷重の算定には、これらの ϕ に対する土圧係数を用いた。

図-4に模型矢板壁の実験結果⁴⁾と地盤反力係数 l_h を変化させて解析をした曲げモーメントの解析値をプロットして示す。実験観測に伴う精度を考慮に入れば、実験データと $l_h=5.8 \text{ kgf/cm}^3 (58 \text{ MN/m}^3)$ とした解析曲線とは、対応状態が非常に良い。すなわち、 $l_h=5.8 \text{ kgf/cm}^3 (58 \text{ MN/m}^3)$ とした場合のたわみ曲線解析の結果では、矢板壁の反曲点の発生位置は海底面よりやや上であり、実験データによる位置も 0.02 m 程度海底面より高く、両者はほとんど一致している。根入れ区間は、密詰め状態の地盤であったと推定されており、この解析手法と実験結果はきわめて一致していると結論できる。

また、表-1の地盤反力係数 l_h の値を、分母 D_R で割った値は、技術基準¹¹⁾に示されている杭の横抵抗の算定用のS型地盤の地盤係数 k_s 値とかなり近いものになることも確認した。

今回の解析では、Tschebotarioff³⁾の提案に従って、地盤反力の最大値は壁面摩擦角を内部摩擦角に等しく取った時の受働土圧係数に対応する大きさまで容認している。

本解析では、式(4)の解を x のべき級数になるとして、

$$y = \sum A_n \cdot x^n \quad (5)$$

とおき、各項の係数 A_n の値を求めて、解式 y の形を定める方法を用いた¹²⁾。

ところで、実際の設計の場合には、地盤反力係数 l_h の推定は、現地地盤の土質調査によって評価された N 値をもとにして、表-1の値を用いることが多いと考えられる。この場合の設計解析に採用される地盤反力係数 l_h の精度誤差が、解析設計の精度に対して及ぼす影響について、以下のような検討をした。

表-1に示すように、矢板壁の根入部に対する地盤反力係数 l_h の値は、地盤の密度の ϕ の 5° の変化に対応して、約 1.5~1.6 倍くらいの割合で変化している。砂質地盤の地盤特性の推定には普通は N 値等を参照して、 5° 刻みまたはその半分の 2.5° 刻みの精度で評価される。したがって、このような方法から求められた地盤反力係数 l_h の精度は、 ϕ の評価の精度などの影響を受けて、 ϕ で 2.5° の誤差を想定する場合 1.2 倍以内の誤差をもっていると考えられる。

これをふまえて、 l_h の値だけを 20% 変化させたケースについて試算すると、 l_h を 20% 小さく評価した場合には、曲げ応力で 4% 増、タイロッド張力で 2% 増程度になる。一方、 l_h を 20% 大きく評価すると、これらの変化はもっと低い割合となり、しかも、矢板壁の応力値を低下させる傾向となる。

一般的に見て、地盤反力係数 l_h の変動に対して、矢板壁の力学挙動値の変化率は 4 乗根的に緩和されるので、地盤反力係数の誤差が矢板壁の安定性におよぼす影響はあまり大きくない。ただし、地震時の設計に際して用いるべき l_h 値についてはこれまでのところ全く情報がないが、ここでは地震時の解析にも常時と同じ l_h 値を用いている。

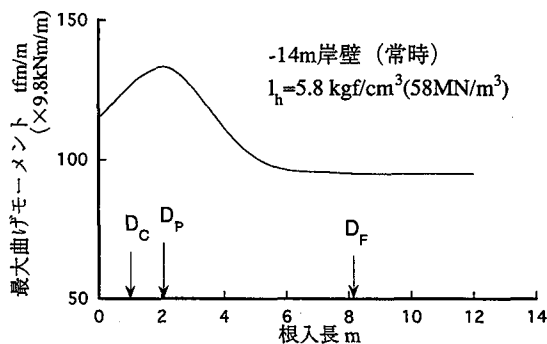
4. 根入れ長の変化に対する挙動特性

矢板壁の根入れ長の変化のタイロッド式矢板壁の力学的挙動に対する影響を見るため、根入れ長 D の値を 0 から D_F を若干越える範囲まで変化させた解析を行い、根入れ長の変化に対する力学挙動の変動特性を検討した。図-5に根入れ長と最大曲げモーメント及びタイロッド張力の関係の一例を示す。

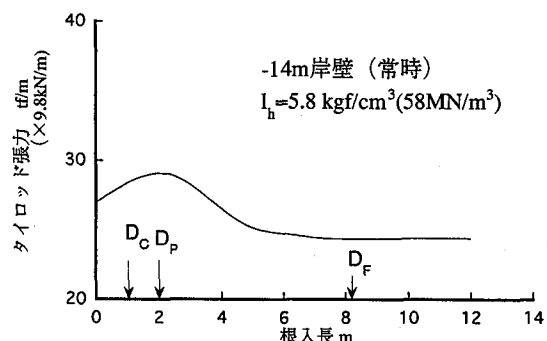
フリーアースサポート的にタイロッド取付点に関する主働土圧のモーメントと受働土圧のモーメントとの釣合が、安全率 1 で成立する根入れ長を、ここでは限界根入れ長 D_c と呼ぶことにする。受働土圧係数は壁面摩擦係数の取り方によって大きく変動するが、ここでは、Tschebotarioff の研究⁴⁾に従い、限界根入れ長 D_c の算定の受働土圧係数として、 $\delta=(3/4) \cdot \phi$ を用いた。

一般的なタイロッド式矢板壁の根入れ長の変化による力学的挙動の変化の要点は以下ようになる。

限界根入れ長 D_c 以下のごく短い根入れ長では、根入れ部の反力土圧は三角形の分布となるが、このような根入れ長の短い範囲においては、根入れ部の反力土圧は受働土圧を大きく上回っており、実際問題としては、矢板壁の根入れ部の安定は成立しないと考えるべきである。根入れ長を限界根入れ長 D_c をこえて順次長くすると、三角形分布形の反力土圧の分布は次第に台形状に変わり、それにつれて矢板壁の



(a)最大曲げモーメントの変化



(b)タイロッド張力の変化

図-5 $D_R=D_F$ とした場合

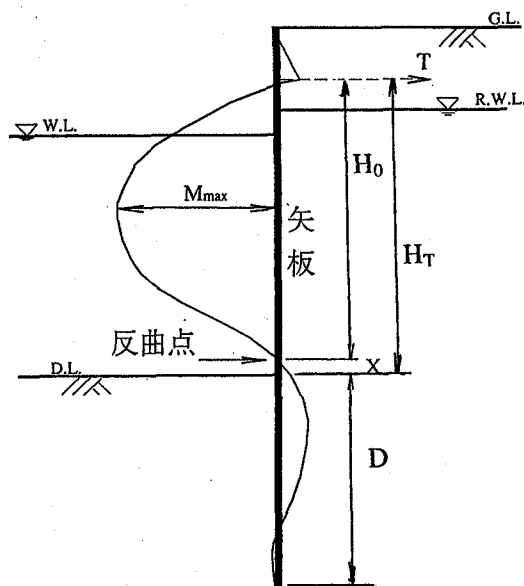


図-6 ここで用いる記号

最大曲げモーメントは直線的に増大する。

さらに根入長が長くなると、矢板壁の最大曲げモーメントはピーク値に到達し（このときの根入れ長を遷移根入れ長 D_P と呼ぶことにする）、それ以上根入長を増大すると矢板の最大曲げモーメントは低下を始める。

しかし、根入長が D_P の2倍を越すところから、矢板壁の最大曲げモーメントの低下は次第に緩やかになり、さらに根入長が大きくなると、最大曲げモーメントは実質的に一定値に収束したようになる。そのようになるときの根入長

表-2 解析パラメータ

水深	-4,-6,-8,-10,-12,-14 m
土質条件	$\phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$
震度	常時($k_h=0$),地震時($k_h=0.2$)
鋼矢板の材質	普通鋼と高張力鋼 (圧延型鋼:SY295,SY390) (鋼管用鋼:SS400,SS490)
矢板の種類	鋼矢板と鋼管矢板

表-3 解析に用いた条件

上載荷重	常時 $3\text{tf/m}^2(30\text{MN/m}^2)$ 地震時 $1.5\text{tf/m}^2(15\text{MN/m}^2)$
天端高	+3.5m
残留水位	+1.0m
タイロッドレベル	+1.5m

表-4 鋼矢板の設計許容応力度 (kgf/cm^2)(括弧内は MN/m^2)

材質	常時	地震時
SY295	1800(175)	2400(235)
SY390	2400(235)	3600(350)
SS400	1400(135)	2100(205)
SS490	1900(185)	2850(275)

が収束根入長 D_F である。矢板壁の根入長を D_F よりも長くしてもタイロッド式矢板壁の力学挙動には変化が無く、工学的に無用と考えられる。

5. 解析計算と修正フレキシビリティ・ナンバー

タイロッド式矢板壁の力学挙動について、実際の設計条件の範囲を広くカバーするように、表-2~4 に示す諸条件の組合わせを用いて、72 ケースの基本モデルについて解析計算を実施した。図-6 にここで示される記号の意味を示す。

ここでは、式(4)による収束根入れ長の時の解析結果と仮想ばり法による解析結果と比較することにより議論を進めていく。特に断らない限り、サフィックス T は仮想ばり法による計算値であり、サフィックス F は式(4)を用いた収束根入れ長の時の計算値であることを示している。

図-7 に解析の結果得られた最大曲げモーメント比 $\mu=M_F/M_T$ とフレキシビリティ・ナンバー $\rho(=H_T^4/EI)$ の関係について示す。この結果によると μ は ρ の増加によって低下する傾向にあることがわかるが、プロットされたデータにはばらつきがあり、 μ が ρ だけの関数ではなく、地盤条件の関数にもなっていることがわかる。

地盤条件の違いによるこのようなプロットのばらつきをなくすために、新しいパラメータとして、フレキシビリティ

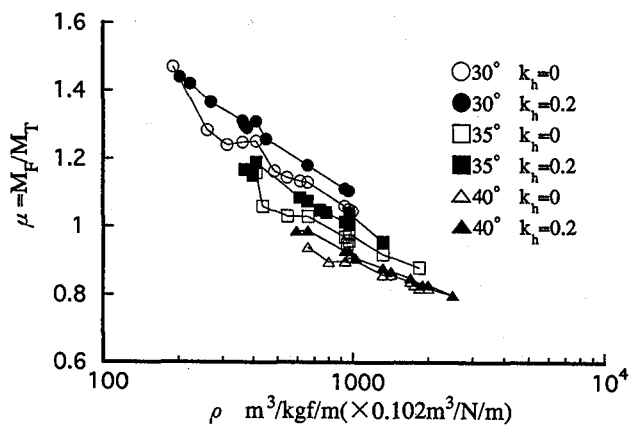


図-7 ρ と μ の関係

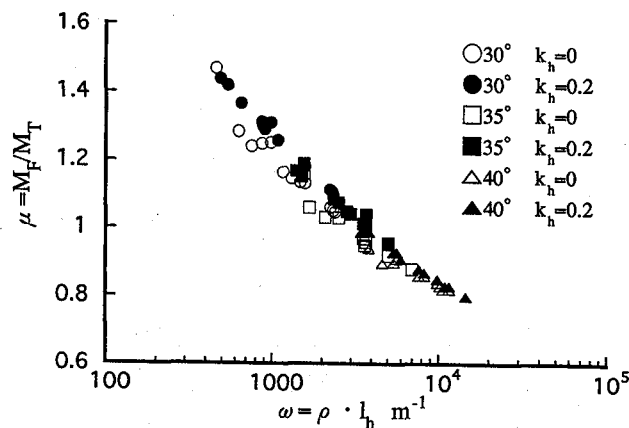


図-8 ω と μ の関係

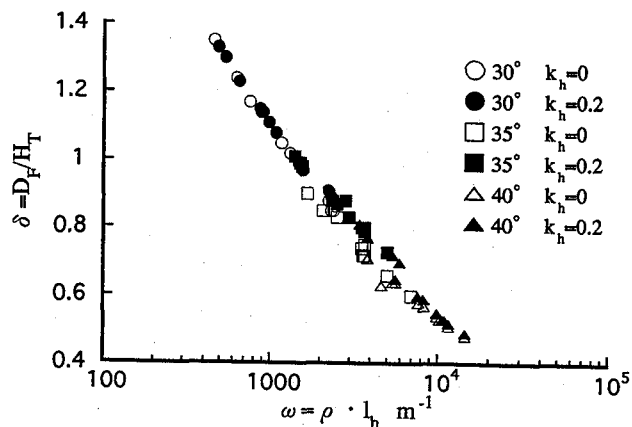


図-9 ω と δ の関係

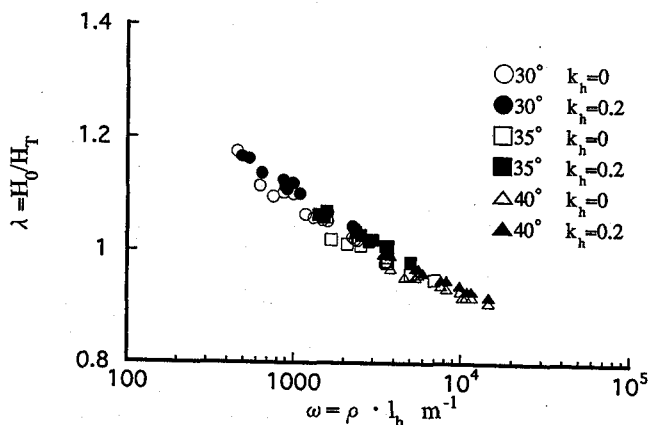


図-10 ω と λ の関係

ティ・ナンバー $\rho = H_T^4 / EI$ と地盤反力係数 l_h との積として得られる修正フレキシビリティ・ナンバー $\omega = \rho \cdot l_h$ を用いる。図-8に μ と ω の関係について示す。この図よりわかるように、横軸に ω を取ることでプロットは一本の線に乗るようになり、 μ が ω だけの関数として表せる可能性を示している。このように $\omega = \rho \cdot l_h$ は、タイロッド式矢板壁の力学挙動を表示する指標として重要な意味をもっていることがわかった。そこで、以降ここでは ω をパラメータとして解析結果についてみていくことにする。

図-9は収束根入長と仮想ばり法の支間長の比 $\delta = D_F / H_T$ を ω に対してプロットしたものであり、根入地盤が $\phi = 30^\circ$ のときの δ は ω の値によって0.9~1.3ぐらいの範囲の値となっているが、地盤の ϕ が大きくなるに従って δ は小さくなり、 $\phi = 35^\circ$ では0.75~1.0、 $\phi = 40^\circ$ では0.5~0.8の範囲へと低下することが示されている。すなわち、矢板壁の収束根入長 D_F は、矢板の剛性と地盤特性とによって2~2.5倍ぐらい変化するものであることがわかる。

図-10は式(5)の解析によるタイロッド取付点から反曲点までの長さ H_0 （仮想的なはりの長さ）と仮想ばり法によるはりの長さ H_T の比 $\lambda = H_0 / H_T$ を ω を横座標にとってあらわしたものである。 λ が1より小さいときは実際の反曲点は海底面より上にあり、1より大きいときは反曲点が海底面より下にあることを示している。

図-11は、タイロッド張力の比 $\tau = T_F / T_T$ について ω を横座標にとってあらわしたもので、全ケースの解析データは

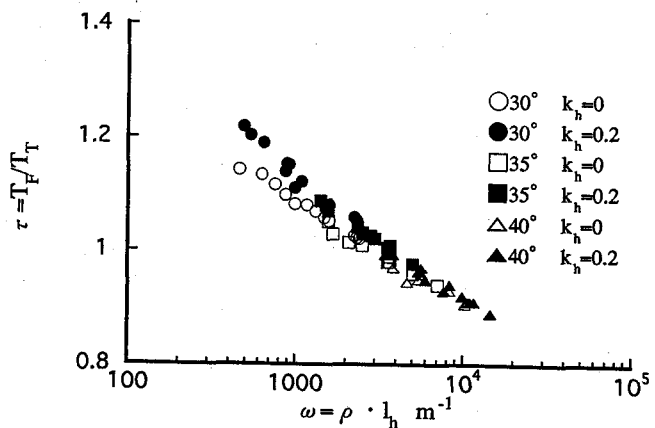


図-11 ω と τ の関係

ω 値に対してほぼ一つの曲線に沿うように分布するものとなっている。

以上のように、構造の幾何学特性と地盤条件の両方を考慮できる修正フレキシビリティ・ナンバー ω を用いて仮想ばり法による計算結果と対比することによって、タイロッド矢板壁の設計で検討される力学的に重要な数値は、いずれも一つの曲線上に乗ることがわかる。

6. 地盤の性質と力学挙動特性

図-8~図-11に示したように、横座標軸に $\omega = \rho \cdot l_h$ を取り、縦座標に μ , δ , λ , τ を取って解析結果をプロ

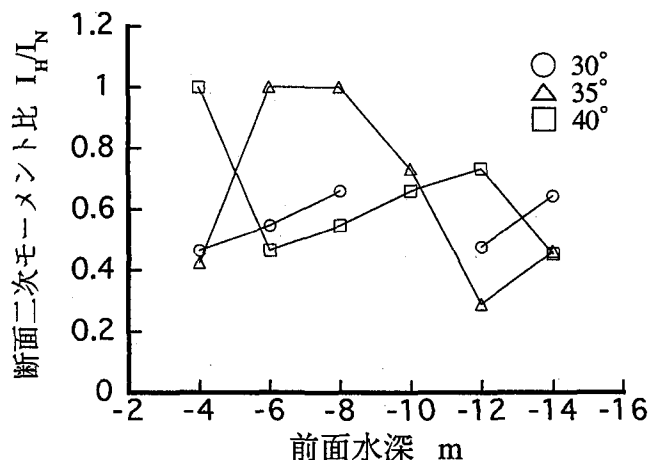


図-12 高張力鋼の利用による断面二次モーメントの減少

ットしたものを検討すると、いずれも、プロット点は全体として、ほぼ一つの曲線帯を形成するような形の分布状態となっているが、地盤の密度別にそれぞれの領域を占めてグループを形成するように分布することが見られる。本解析では、地盤の特性を内部摩擦角 ϕ をもって示しているが、これらは基本的には、地盤反力係数と土圧の条件を代表しているものととらえることができる。

$\phi=30^\circ$ の地盤状態のときには、 ω の値が $500\sim 2000\text{m}^{-1}$ の範囲に分布し、特性曲線帯の左寄りの領域を占めている。この地盤状態に対する最大曲げモーメント比 μ は、全般的に1よりも大きい値となっている。このことから、 $\phi=30^\circ$ の地盤特性の場合は、矢板壁の最大曲げモーメントは海底面仮想ばり法の値を常に上回る傾向のあることがわかる。

$\phi=40^\circ$ の地盤状態のときは、 ω 値が約 $3000\sim 10500\text{m}^{-1}$ の範囲に分布し、特性曲線の右寄りの領域を占めている。 μ は、大部分が1を下回っており、矢板壁の最大曲げモーメントは、海底面仮想ばり法の値より低い値をとることの多いことがわかる。

以上のように、タイロッド式矢板壁の最大曲げモーメントの大きさは、地盤特性と密接な関係があり、仮想ばり法による計算値と比較すると、地盤密度が高いときはそれを下回り、地盤密度が中くらいときにはほぼ等しくなり、地盤がゆるければそれを上回るものであるということがわかる。同様に、矢板壁の反曲点の位置も、地盤が密であれば上昇して λ が1より小さくなり、ゆるくなると低下して λ が1より大きくなることから、図-10からわかる。また、図-9から、地盤が密な場合には、収束根入長 D_F の大きさは仮想支間 H_T の0.5~0.8程度であるのに対し、中位の地盤では0.7~1.0倍程度となり、ゆるい地盤では1.0~1.3倍程度となることがわかる。

7. 矢板の剛性と鋼種の影響

タイロッド式矢板壁の力学的挙動は、矢板の剛性の影響を受ける。例えば鋼管矢板のような剛性の高い矢板を用いると、曲げモーメントが増大することが問題となるが、定量的にこの問題を解明することはこれまであまり行われていないのが実状である。本研究の解析法によって、矢板の剛性の影響を定量的に把握することが可能となったの

で以下のような検討をおこなった。

矢板の剛性を支配する因子としては、矢板の鋼材の材質の硬軟に基づく許容応力度の高低からくる必要断面の大小によるものと、矢板の種類別の断面形式の差からくる形状的特性によるものとの、大きく分けて二つの要因が考えられる。

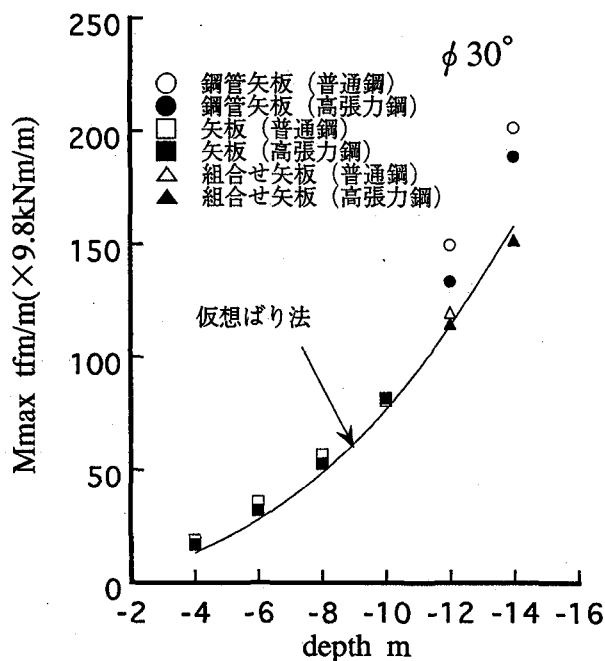
図-12に常時の場合の計算結果に基づいて、前面水深ごとに鋼材の種類の違いによる断面二次モーメントの違いを示した。ここでは分母に普通鋼を用いた場合の値を、分子に高張力鋼を用いた場合の値を用いて比を取っている。実在矢板の型が不連続であることを反映しているために水深-8m以下では計算ケースごとのばらつきが大きいが高張力鋼を用いることにより、断面二次モーメントについては最大で7割近く低下するケースがあることがわかる。一般的には、水深が大きいケースほど、高張力鋼の矢板を用いることによる矢板の断面の小型化が可能となる。水深の小さい場合には、矢板の断面サイズの間隔が相対的に粗いため、高張力鋼を用いても、次の小型断面サイズでは断面強度が不足し、矢板の断面を小型化することのできないケースがある。

従来は主に断面不足のために許容応力度の超過が起る場合の対応策として高張力鋼の矢板を利用することが多かったが、本解析の結果、同一の設計条件のもとでも、高張力鋼の矢板を用いて矢板の剛性を低下させることにより、修正フレキシビリティ・ナンバーが大きくなるため、最大曲げモーメント M_F 、タイロッド張力 T_F 、収束根入長 D_F の各値が、すべて低い値になることがわかった。すなわち、断面剛性の低い高張力鋼の矢板材を利用することによって、曲げモーメントの低下による矢板の断面の小型化だけでなく、根入長やタイロッド材も小さくてすむという効果がある。すべての計算結果をもとに比較すると、高張力鋼の鋼矢板を用いた場合の設計諸値は、普通鋼の場合に比べて、概ね最大曲げモーメントでは6~7%、タイロッド張力では3%程度低い値になっている。また、フィックスドアースサポート状態の収束根入長 D_F も9~12%低い値になっている。断面小型化と根入長の短縮の影響を合成した鋼矢板の鋼材重量の比較から、その差は平均20~30%であり、最大は60%にも及ぶケースもあり、高張力鋼の矢板を用いると多くの場合に経済的設計になると考えられる。

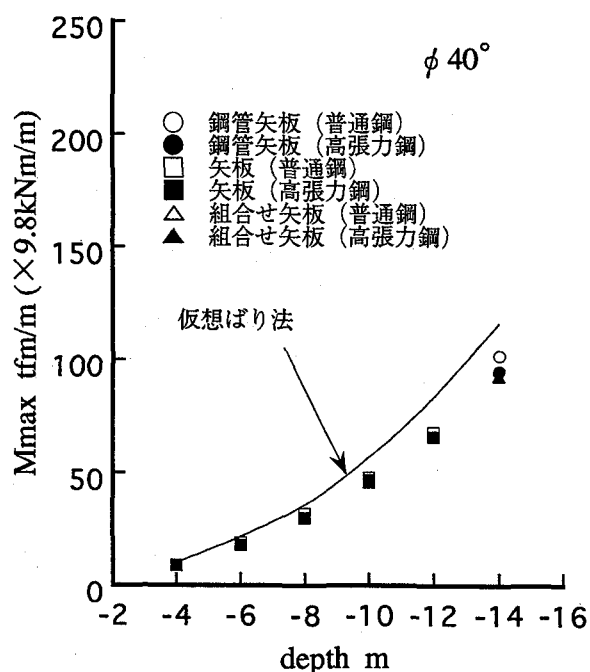
別種鋼矢板の比較検討では、大水深の矢板壁において、大断面の鋼管矢板を選択したケースについて、組合せ矢板を代替案として用いた場合の検討を行った。

図-13には、前面水深とそれぞれの矢板を用いた場合の最大曲げモーメントとの関係を地盤種別ごとと整理した結果を示す。ここでは $\phi=30^\circ$ と 40° の場合のみ示す。

水深の大きな場合にのみ、鋼管矢板を用いる必要が生じているが、鋼管矢板を用いると締まった地盤以外では著しい応力度の超過に陥ることがわかる。この傾向は普通鋼の鋼管矢板においてより顕著である。一方、組合せ矢板では、応力度超過の懸念がずっと少ない。鋼管矢板の利用による応力度の超過に対処するためにより大断面の鋼管矢板を採用すれば、また断面剛性が増大して最大曲げモーメント



(a) $\phi=30^\circ$ の場合



(b) $\phi=40^\circ$ の場合

図-13 前面水深と最大曲げモーメントの関係

も増大するので、さらに断面を大きくしなければならないという悪循環に陥るケースが見られた。また、根入長について見ても、剛性の高い鋼管矢板は、組合せ矢板に比べていずれもより長い収束根入長を必要とし、ゆるい地盤では約 1.5 倍もの根入長を必要とするケースがみられた。

以上のような、鋼管矢板と組合せ矢板についての比較解析結果から、力学的には剛性の低い矢板の利用の方が望ましい面が多いと評価される。

これらの比較のように、矢板の剛性をむやみに大きくすることは、タイロッド式矢板壁の設計において不利に働くことが多い。

8. 結論

Rowe の方法を改良したはりの方程式を用いたタイロッド式矢板壁の解析検討の結果得られた本研究の主な結論は以下の通りである。

- 1) 修正フレキシビリティ・ナンバー $\omega = \rho \cdot l_h$ を用いると、タイロッド式矢板壁の力学的諸特性値の仮想ばり法による値との比は、構造条件によらず一義的に決まる。
- 2) 前面水深が大きな岸壁では、必要となる断面剛性が小さくなるような鋼材や矢板の種類を選ぶことにより、経済的な設計が可能となる。

なお、本報告では、地盤の条件としては一層地盤のみを考えているが、多層地盤の場合であっても本手法を拡張して

適用することは可能である。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の技術上の基準・同解説，改訂版（上下巻），日本港湾協会，1989。
- 2) 文献 1) 参照，下巻 pp.82～101。
- 3) チェボタリオフ（石井靖丸訳）：チェボタリオフの土質力学，技報堂，1957，p.262。
- 4) Tschebotarioff G. P. : Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads, Princeton Univ., 1949。
- 5) 港湾工事設計要覧，日本港湾協会，1959。
- 6) Rowe, P. W. : Anchored Sheet Pile Walls, Proc. ICE, Pt. I, Vol. 1, 1952。
- 7) Rowe, P. W. : A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet Pile Walls, Proc. ICE, Pt. I, Vol. 4, 1955。
- 8) 高橋邦夫・菊池喜昭・朝木祐次：タイロッド式矢板壁の力学特性の解析，港湾技研資料 No.756, 1993。
- 9) Terzaghi K. : Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique Vol.5, 1955, pp.297～326。
- 10) 運輸省港湾技術研究所：タイロッド式矢板壁の挙動数値解析報告書，1995年3月
- 11) 文献 1) 参照，上巻 p.380。
- 12) 石黒健・高橋邦夫：横荷重を受ける杭と矢板の縦梁解法，山海堂，1992，p.415。

(1995年9月18日受付)