

港 湾 技 研 資 料

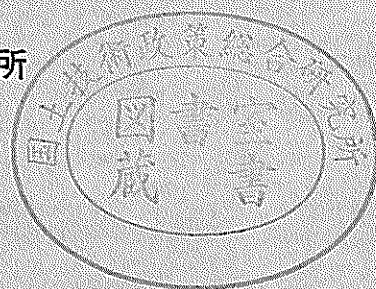
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 218 June 1975

地盤の弾塑性を考慮した矢板壁設計プログラム

三 橋 郁 雄

運輸省港湾技術研究所



地盤の弾塑性を考慮した矢板壁設計プログラム

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 本設計法の概要	3
2-1 本設計法の説明	3
2-2 特長と問題点	4
3. 本設計法の構成	5
3-1 フローチャート	5
3-2 連立方程式の誘導	11
4. インプット・データの与え方	19
4-1 k 値	19
4-2 海底面以下・壁面背後からの土圧の大きさ	20
4-3 塑性開始変形長	21
4-4 タイロッド取付点の変位	21
5. 例 題	21
5-1 良質な砂地盤上の矢板壁	21
5-2 軟弱地盤上の矢板壁	23
6. ま と め	28
あ と が き	29
参 考 文 献	29

地盤の弾塑性を考慮した矢板壁設計プログラム

三橋 郁雄*

要 旨

P. W. Rowe の提唱した矢板壁弾性梁法で、根入地盤を多くの層に分ける。各層の力学的挙動は弾塑性とし、ある変位 S までは弾性的挙動（バネ定数 k ）を示すが、それを越えると反力が一定となる塑性的挙動を示すとする。この S と k の値は各層毎に異なることができる。このような地盤反力モデルの状態で弾性梁の解を導き、施工例と検討したところ、現実と矛盾のない結果を得た。

1. ま え が き

矢板壁の設計法としては古くから数多くのものが発表されているが、港湾関係の分野では現行の設計基準で規定されている仮想梁法とたわみ曲線法が、最も一般的である。前者は良質な砂質土地盤の場合に適用され、後者は軟弱地盤に適用するとよいとされている。しかしどちらも実際の矢板壁の力学的条件を満足する十分な力学的な裏付けを有しているとは言い難い。そのため過去の豊富な築造経験からそれほど誤った部材断面を与えるものではないことはわかるが、部材の変位量を求める場合とか、タイロッド取付点に変位を与えたり又はバネ系とみなしたりする場合のような、より詳しい情報を得たい場合には、これらの方法ではものたりないのである。また地盤が複雑に多層化している場合には部材断面の大きさそのものも不明確である。

そこで、これらの問題を解決するためには、出来るだけ、現実の矢板条件に近い力学式を導き解析していくことが大切であるが、その一步として、本稿では P. W. Rowe により提唱された弾性梁の考え方を採用し、それに更に弾塑性を加味した方法を開発したものである。この方法には多元連立一次方程式を解く過程が存在するため、電子計算機を用いなければ実行しえないが、結果はいかなる地盤条件の場合に於ても、かなり力学的精度の高い解がえられる。仮想梁法、たわみ曲線法と比較してもそれほどおかしな結果は与えていない。

2. 本設計法の概要

2-1 本設計法の説明

矢板壁に作用する外力状態は、海底面より上方で壁体背後から作用する主働土圧および海底面より下方で壁体背後

から作用する土留め土重量に基づく水平土圧の両外力に、壁体前面の抵抗土圧とタイロッド張力で抵抗し、全体として力学的釣合を保つ状態といえる。

仮想梁法というのは、良質地盤の場合、壁体に発生する曲げモーメントの零点位置が海底面近傍に通常あることから、壁体をタイロッド取付点と海底面で単純支承された単純梁と考え、そのときの最大曲げモーメントで矢板断面とタイロッド断面を決定する方法である。

たわみ曲線法というのは壁体の倒壊寸前には背後から主働土圧が根入れ下端まで作用し、前面の抵抗土圧は全て受働土圧状態になると仮定し、更に根入れ下端では変位量及びたわみ角がゼロであるという境界条件を仮定して、壁体を長い梁と考えて図解法により解く方法である。実際の矢板壁は根入れ下端まで受働土圧が作用するような極限の状態にはないので、この設計法を適用すると安全側すぎる設計となる恐れがある。これに対し、本設計法はできるだけ現実に近い矢板断面力を算出できるよう、現実の力学的関係を忠実に解析していこうとする方法である。

まず矢板壁前面の地盤各点は、背後からの外力に抗して抵抗土圧を発生するが、この抵抗土圧をバネ反力で考える。地盤には受働土圧をこえる外力に対して抵抗出来ない性質があり、一般的には変位と外力の関係はほぼ図 2-1 のような放物線関係があるといわれている。そこでここでは取扱いの便利なように放物線関係を図 2-2 のように直線表示化する。すなわち地盤のある点に外力が作用した際の外力～変位関係は、ある変位量 S （塑性開始変形長とよぶ）までは一次比例関係にあるが、その変位量 S を越すと外力の増加が必要ないと考える。この関係をここでは地盤の弾塑性関係と呼ぼう。変位量 S に達するまでの傾き k は二次

* 設計基準部 設計基準課

元の場合の水平方向地盤反力係数である。この k と S は地盤の各部分で異なることが予想されるので、地盤を水平方

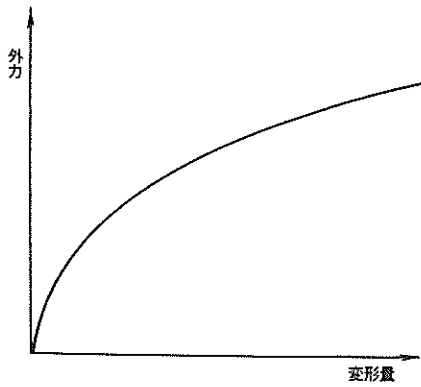
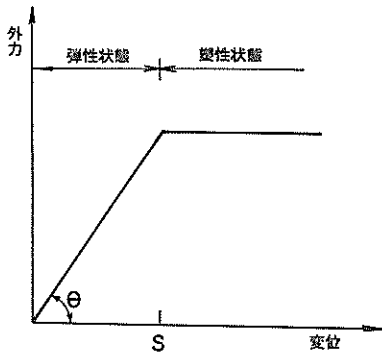


図 2-1 地盤の変位～外力関係



$$k = \tan \theta$$

図 2-2 地盤の変位～外力関係 (仮定)

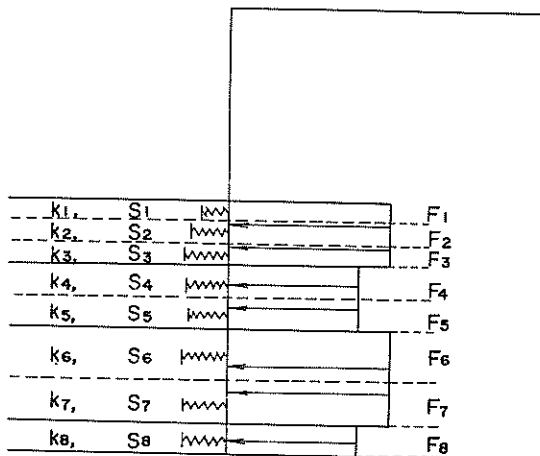


図 2-3 海底面以下の力学的状態

向に多数切り、層分けを行ない、各層内では k と S を一定とするが、層毎には異なってよいようにした。このように考えると結局、海底面以下の力学的状態は図 2-3 で示すようになる。ここに F とは各層に作用する矢板背後からの土圧であり、各層内では一定であるが、層毎には異なってよい。層数を十分多くすれば現実の力学的状態に近づくといえる。この図に海底面より上の主働土圧と、タイロッド張力を加えれば、矢板壁全体の力学的状態がえられることになる。そこで矢板壁を弾性梁と考え、この外力条件と後述するいくつかの境界条件のもとで弾性梁の式を解けば、現実に近い断面力等を与える解が得られると考える訳である。

2-2 特長と問題点

本設計法の特長は、海底面以下を十分に多くの層に分け外力及び土質定数 k 、 S を正確に与えられるとすれば、現実の力学状態に近い厳密解であるということ、この点から次のような特長がでてくる。

- ① 本設計法は、現行設計基準法およびたわみ曲線法を部分集合として含む方法である。
- ② 良質な地盤、軟弱な地盤および地盤が多層化している場合でも解くことができる。
- ③ 解としてたわみ量、たわみ角、せん断力、曲げモーメントを求めることができる。
- ④ タイロッド取付点の移動による断面力への影響度合を知ることができる。
- ⑤ 厳密解であるので現場での応力測定と比較することにより、地盤の二次元 k 値の推定等ができ、地盤の物理的性質を知ることができる。

また、後述するようにこのプログラムの out put として地盤を多層の弾性地盤と仮定した場合の弾性解と、弾塑性性地盤と仮定した場合の弾塑性解の両者を打ち出させるが、特に粘土地盤の場合、従来から弾性的性質が強いといわれてきており、この両者を比較することによりその辺の参考資料を供せられるかもしれない。

その他、当然のことであるが全て電子計算機に演算させるので、非常に早く結果を得ることが可能である。

本設計法の問題点は

- ① 地盤の外力～変形関係は図 2-1 で示すもの以外にクリープ現象等で知られるように時間という要素が、実際上は大きくからんでいると思われる。この要素は本設計法では一切とり入れていない。
- ② 本設計法では 2-2 で述べた外力状態がある瞬間に全壁体にわたって同時に作用することを仮定している。したがって、例えば壁体前面の地盤は掘削せず、背後を徐々に埋立していくような場合には、前面地盤の表面は

徐々に塑性化し、埋立てが完了した時点で、かなりの深さまで塑性状態になっている可能性がある。このような場合には、本設計法の使用には慎重でなければならない。

- ④ インput・データとして土質定数 k と S 、および海底面以下の背後からの土圧の大きさがあるが、これらの値を正確に与えることは大変難しい問題である。

この3つの定数については新たに章を設けて、かなり合理的と思われる考え方を紹介することにする。

3. 本設計法の構成

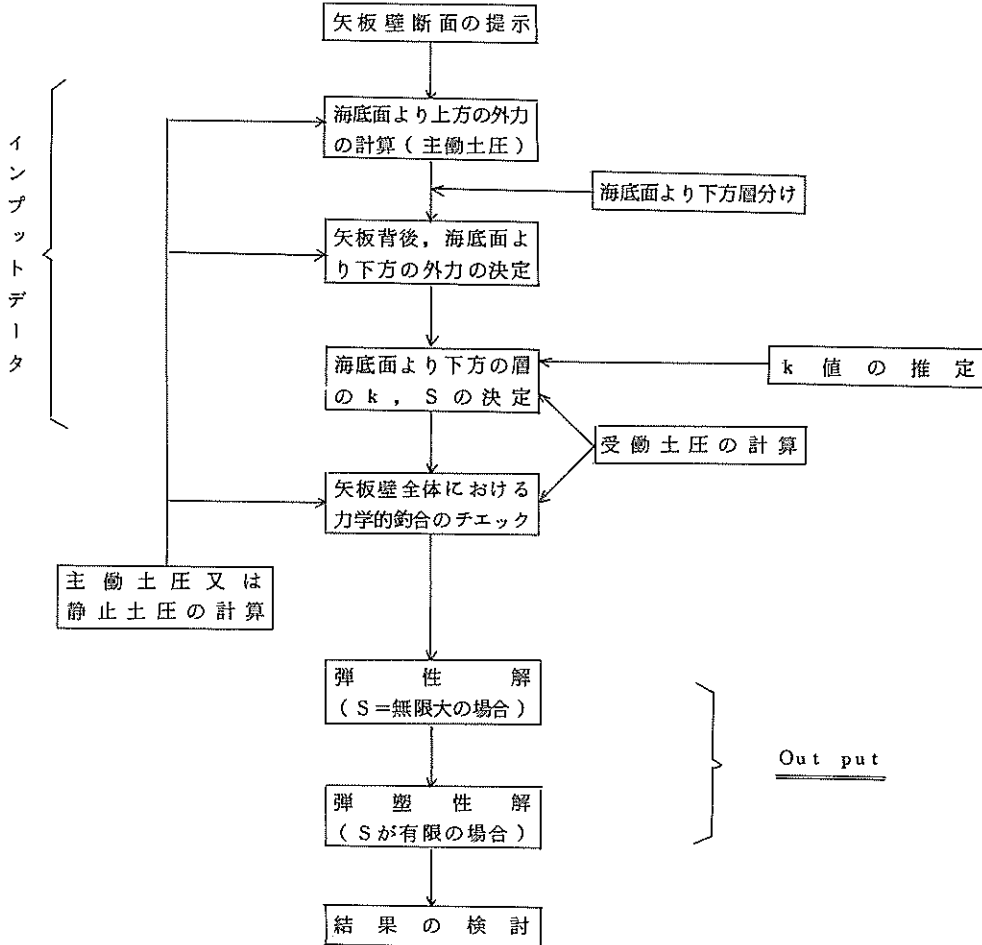
3-1 フローチャート

図3-1に本設計法の大抵の流れ図を示す。このプログラムは根入れ長が決定された段階からスタートする。

したがって根入れが不足の場合の根入れ長を増加させるシステムはもっていない。根入れは別途、フリーアースサポート法で求めておく必要がある。図で矢板壁全体における力学的釣合のチェックとは、外力（又はそれによるモーメント）が前面地盤の受働土圧（又はそれによるモーメント）を越える場合には、弾塑性解が無意味になるのでそう入してある。

図で示すように、まず地盤が完全弾性であると仮定した場合の解（弾性解と称す）を求める。こうして弾性地盤の矢板のたわみ曲線が知れば、今度は矢板各点の変位量と、その点の塑性開始変形量 S （各層内で一定）との大小関係を比較してゆく。（海底面から始まって根入れ下端の方向に進む）。これにより、海底面からある深さ $D(S)$ までは塑

図3-1 ブロックチャート



性開始変形量を越え、これより下方では塑性開始変形量を越えないような深さ $D(S)'$ を探す。

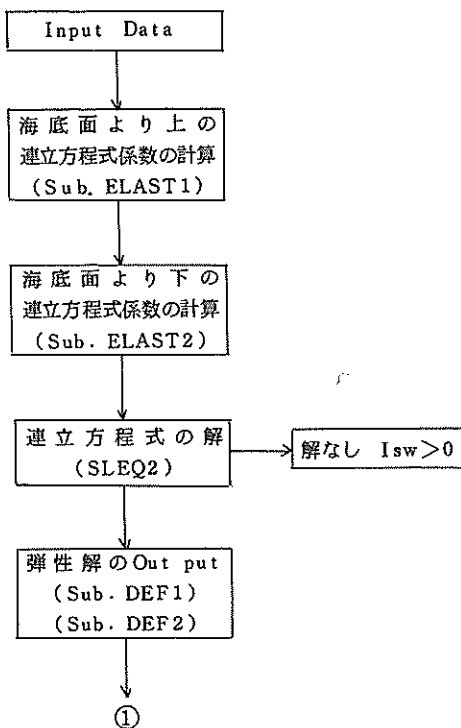
つぎに海底面より $D(S)'$ までの区間は塑性破壊をおこし（塑性状態）、他の部分は弾性状態が維持されているとして、全体の力学的関係を連立方程式に導き、新しい解、即ち新しい矢板のたわみ曲線を求める。このたわみ曲線にも同様な操作を施し、 $D(S)'$ に相当する $D(S)''$ なる深さを再

度求める。通常 $D(S)' < D(S)''$ である。

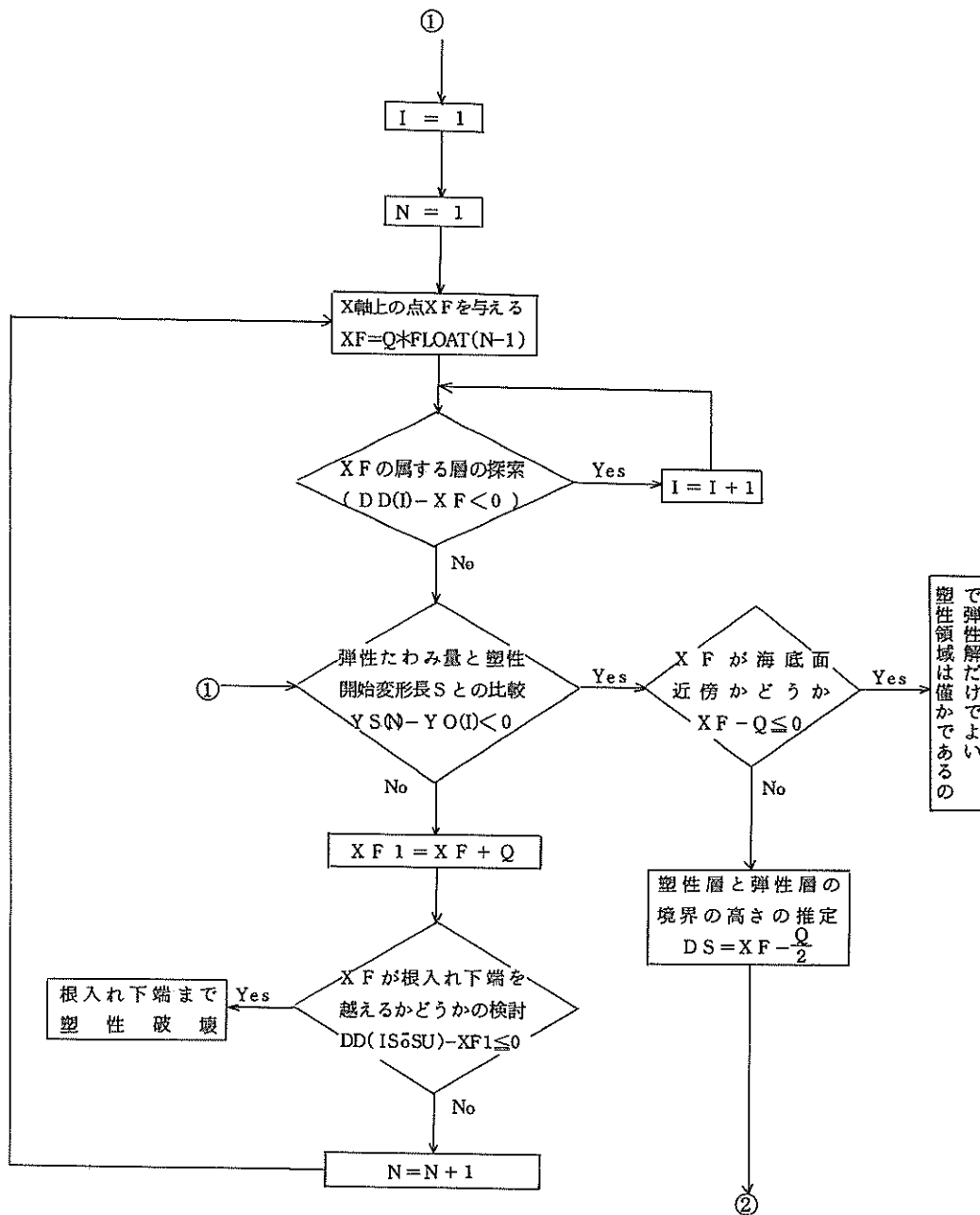
この操作を繰返して行ない、 $D(S)^{(n)} - D(S)^{(n-1)} \leq \epsilon$ なる $D(S)$ を最終的に求め、これを塑性層と弾性層の境界深さとし、この時の解が弾塑性解である。 ϵ はインプットデータである。

図3-2に詳細なフローチャートを示す。

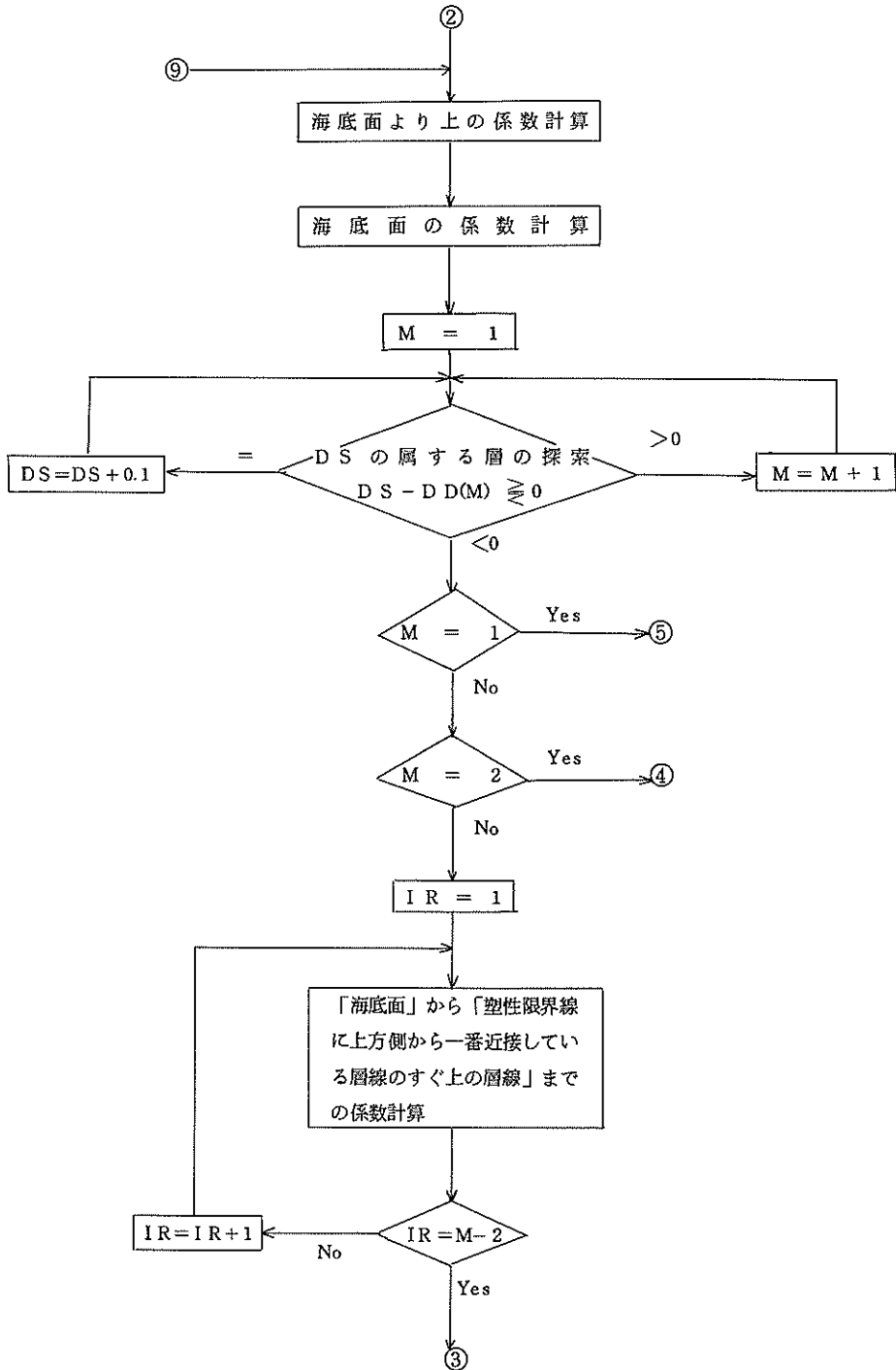
図3-2 詳細なフローチャート
弾性解のフロー



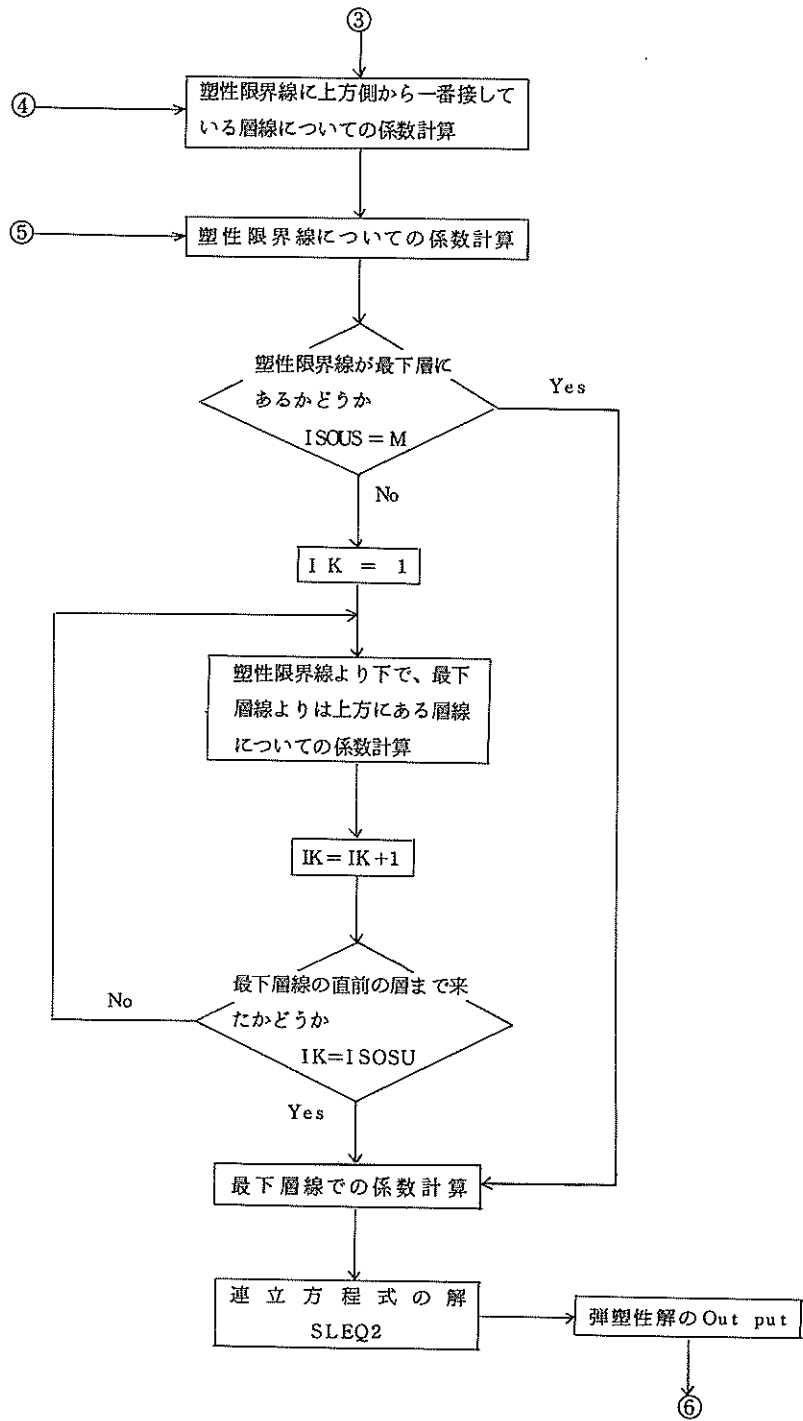
塑性層と弾性層の境界の探索



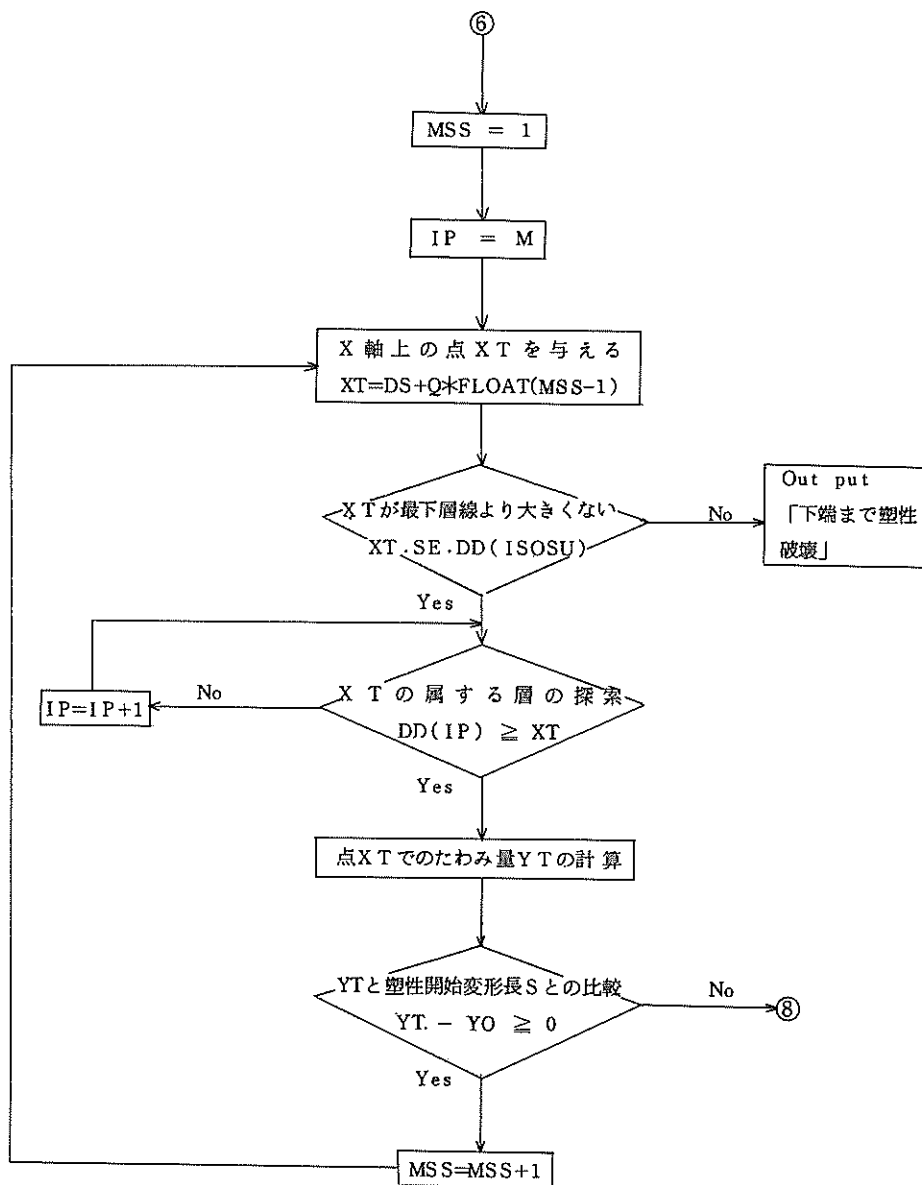
弾塑性の場合の連立方程式の係数(1) (層と層の境界を層線と名付く)



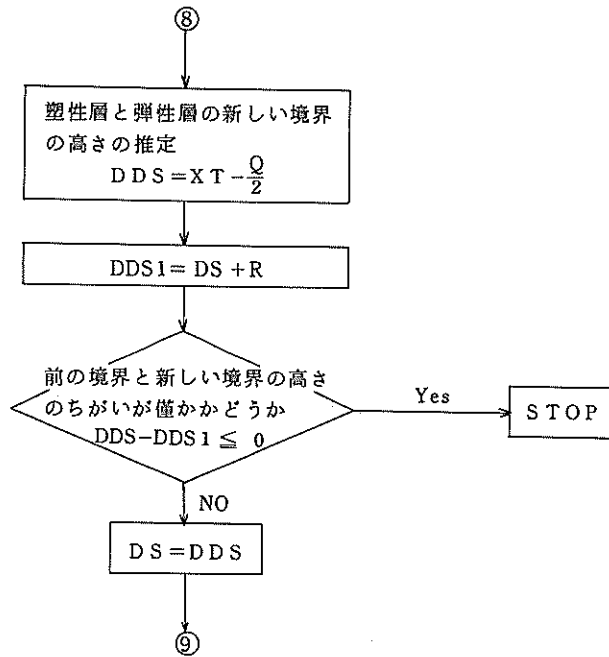
弾塑性の場合の連立方程式の係数(2)



塑性層と弾性層の新しい境界の探索(4)



塑性層と弾性層の新しい境界の探索⑧



3-2 連立方程式の誘導

以下に連立方程式の誘導を示していくが、求められた連立方程式に解が存在するための必要十分条件は

$$\Sigma M = 0 \quad (\text{モーメントの総和がゼロ})$$

$$\Sigma H = 0 \quad (\text{水平力の総和がゼロ})$$

である。解が存在しない場合としては、①壁体背後の土圧が前面受働土圧よりも大きすぎる。②なんらかの理由で前面の土圧（計算上）が壁体背後の土圧（計算上）よりも大きくなるケース等があげられる。後者は現実には存在しないが計算上は存在する。

図3-3に示すように壁体の海底面の位置に原点をとり下方にX軸の正を、また壁体前面の方向にY軸をとる。

層は図3-4に示すように海底面より下方に向かって〔1層〕、〔2層〕、……と名付け、海底面より上方には〔-1層〕、〔-2層〕……のように名付ける。海底面より下方の各層の境界の、海底面からの距離は順次D(1)、D(2)、……で表わす。

a. 海底面より上の外力の数式化

海底面より上の外力は図3-5のように三本の折れ線に表示するものとする。折れ点はタイロッド取付高と地上の間、タイロッド取付高と海底面の間、折れ点での外力値 a, b, c, d は既知とする（インプットデータ）

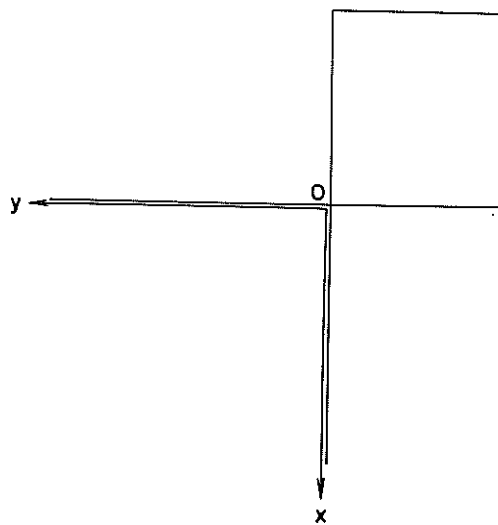


図3-3 座標系

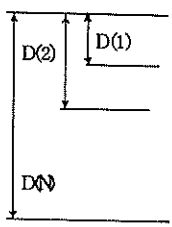
	(-4層)	$v(1) \sim v(4)$	α_1 β_1
	(-3層)	$v(5) \sim v(8)$	α_2 β_2
	(-2層)	$v(9) \sim v(12)$	α_3 β_3
	(-1層)	$v(13) \sim v(16)$	α_4 β_4
	(1層) $k(1), S(1)$	$v(17) \sim v(20)$	$F(1)$
	(2層)		
$D(N)$	(N層) $k(N), S(N)$	$v(13+4N) \sim v(16+4N)$	$F(N)$

図3-4 各層の積分定数，外力の定数 α ， β ， F ， k 値， S 値
但し $\alpha_2 = \alpha_3$ ， $\beta_2 = \beta_3$

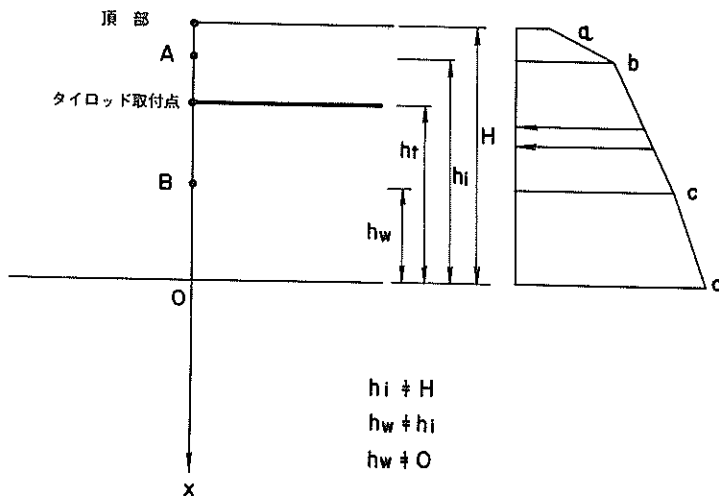


図3-5 海底面より上の外力

図3-4で $h_i \approx H$ $h_w \approx h_i$, $h_w \approx 0$ とする。

地上とAの間

$$x = -H \quad : \quad F = a$$

$$x = -h_j \quad : \quad F = b$$

$$\therefore F = \frac{a-b}{h_i-H} \cdot x + \frac{a h_i - b H}{h_i - H} \quad (3-1)$$

A点とB点の間

$$x = -h_j \quad : \quad F = b$$

$$x = -h_w \quad : \quad F = c$$

$$\therefore F = \frac{b-c}{h_w-h_j} \cdot x + \frac{b h_w - c h_j}{h_w - h_j} \quad (3-2)$$

B点と海底面との間

$$x = -h_w \quad F = c$$

$$x = 0 \quad F = d$$

$$\therefore F = \frac{d-c}{h_w} \cdot x + d \quad (3-3)$$

b 境界条件

矢板は頂部から下端まで同一のものを採用する。

矢板のたわみ曲線を $y = g(x)$ とする。

頂部

$$\text{モーメント } M = 0 \quad \therefore \ddot{y} = 0 \quad (3-4)$$

$$\text{剪断力 } S = 0 \quad \ddot{y} = 0 \quad (3-5)$$

A点

頂部～A点間の層のA点での値を suffix f で表わし、A点～タイロッド取付点高間の層のA点での値を suffix b で表わす。(以降においてもこの suffix はA点にかかわらず、二層の境界層を考える場合の上層からの値、下層からの値を、それぞれ表わすものとする。)この境界で上下層のたわみ量、たわみ角、曲げモーメント、せん断力が等しくなければならないから

$$y_f = y_b \quad (3-6)$$

$$\dot{y}_f = \dot{y}_b \quad (3-7)$$

$$\ddot{y}_f = \ddot{y}_b \quad (3-8)$$

$$\ddot{\ddot{y}}_f = \ddot{\ddot{y}}_b \quad (3-9)$$

タイロッド取付点高

ここではたわみ量、たわみ角、曲げモーメントが等しくなければならない。

$$y_f = y_b = y_c \quad (3-10)$$

$$\dot{y}_f = \dot{y}_b \quad (3-11)$$

$$\ddot{y}_f = \ddot{y}_b \quad (3-12)$$

y_c : 一定値。タイロッドの伸びが無視できるものとなれば $y_c = 0$ である。

B点

同様にして

$$y_f = y_b \quad (3-13)$$

$$\dot{y}_f = \dot{y}_b \quad (3-14)$$

$$\ddot{y}_f = \ddot{y}_b \quad (3-15)$$

$$\ddot{\ddot{y}}_f = \ddot{\ddot{y}}_b \quad (3-16)$$

海底面

$$y_f = y_b \quad (3-17)$$

$$\dot{y}_f = \dot{y}_b \quad (3-18)$$

$$\ddot{y}_f = \ddot{y}_b \quad (3-19)$$

$$\ddot{\ddot{y}}_f = \ddot{\ddot{y}}_b \quad (3-20)$$

海底面～根入れ下端間の層同志の境界

$$y_f = y_b \quad (3-21)$$

$$\dot{y}_f = \dot{y}_b \quad (3-22)$$

$$\ddot{y}_f = \ddot{y}_b \quad (3-23)$$

$$\ddot{\ddot{y}}_f = \ddot{\ddot{y}}_b \quad (3-24)$$

根入れ下端

$$\text{曲げモーメント} = 0 \quad \ddot{y} = 0 \quad (3-25)$$

$$\text{剪断力} = 0 \quad \ddot{y} = 0 \quad (3-26)$$

c 地盤を弾性と考えた場合の基本解

c-1 海底面より上

海底面より上の各層では外力が直線で表わせる。その直線を $F = \alpha x + \beta$ と表わす。

$$E I \frac{d^4 y}{dx^4} = \alpha x + \beta \quad (3-27)$$

$$E I \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{\alpha}{2} \cdot x^2 + \beta x + c_1 \quad (3-28)$$

$$E I \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{\alpha}{6} \cdot x^3 + \frac{\beta}{2} \cdot x^2 + c_1 x + c_2 \quad (3-29)$$

$$E I \frac{d y}{dx} = \frac{\alpha}{24} \cdot x^4 + \frac{\beta}{6} \cdot x^3 + \frac{c_1}{2} \cdot x^2 + c_2 x + c_3 \quad (3-30)$$

$$E I y = \frac{\alpha}{120} x^5 + \frac{\beta}{24} x^4 + \frac{c_1}{6} \cdot x^3 + \frac{c_2}{2} \cdot x^2 + c_3 x + c_4 \quad (3-31)$$

c-2 海底面より下

海底面より下では、背後からの土圧Fに対し、前面の地盤が $k y$ だけ抵抗する。

$$E I \frac{d^4 y}{dx^4} = F - k y \quad (3-32)$$

$$\therefore EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = F$$

$$B = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad \text{と定義すると 一般解は}$$

$$y = e^{Bx} (A_1 \cos BX + A_2 \sin BX) + e^{-Bx} (A_3 \cos BX + A_4 \sin BX) + \frac{F}{k} \quad (3-33)$$

したがって

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= A_1 \cdot B \cdot e^{Bx} (\cos BX - \sin BX) \\ &\quad + A_2 \cdot B \cdot e^{Bx} (\cos BX + \sin BX) \\ &\quad - A_3 \cdot B \cdot e^{-Bx} (\cos BX + \sin BX) \\ &\quad + A_4 \cdot B \cdot e^{-Bx} (-\sin BX + \cos BX) \quad (3-34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{d^2 y}{dx^2} &= 2 \cdot B^2 \left[-A_1 \cdot e^{Bx} \cdot \sin BX + A_2 \cdot e^{Bx} \cdot \cos BX \right. \\ &\quad \left. + A_3 \cdot e^{-Bx} \cdot \sin BX - A_4 \cdot e^{-Bx} \cdot \cos BX \right] \quad (3-35) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{d^3 y}{dx^3} &= 2 \cdot B^3 \left[-A_1 \cdot e^{Bx} (\sin BX + \cos BX) \right. \\ &\quad + A_2 \cdot e^{Bx} (\cos BX - \sin BX) \\ &\quad - A_3 \cdot e^{-Bx} (\sin BX - \cos BX) \\ &\quad \left. + A_4 \cdot e^{-Bx} (\cos BX + \sin BX) \right] \quad (3-36) \end{aligned}$$

d 弾性解の連立方程式

地盤を弾性と仮定した場合、2. で述べた境界条件から下記のような式群を得る。

各層の積分定数 $v(i)$ 、外力の定数 a 、 β 、 F 、 k 値は図 3-4 のように表わす。

(-4層) 上部

$$x = -H \quad \alpha_1 = \frac{a-b}{h_1-H} \quad \beta_1 = \frac{ah_1-bH}{h_1-H}$$

モーメント=0

$$-\frac{\alpha_1 \cdot H^3}{6} + \frac{\beta_1 \cdot H^2}{2} - v(1) \cdot H + v(2) = 0 \quad (3-37)$$

剪断力=0

$$\frac{\alpha_1 \cdot H^2}{2} - \beta_1 \cdot H + v(1) = 0 \quad (3-38)$$

(-4層) 下部 } の境界 $x = -h_1$
(-3層) 上部 }

$$\begin{aligned} -\frac{\alpha_1 h_1^5}{120} + \frac{\beta_1 h_1^4}{24} - v(1) \frac{h_1^3}{6} + v(2) \frac{h_1^2}{2} - h_1 v(3) + v(4) \\ = -\frac{\alpha_2 h_1^5}{120} + \frac{\beta_2 h_1^4}{24} - v(5) \frac{h_1^3}{6} + v(6) \frac{h_1^2}{2} \\ - h_1 v(7) + v(8) \quad (3-39) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\alpha_1 h_1^4}{24} - \frac{\beta_1 h_1^3}{6} + v(1) \frac{h_1^2}{2} - h_1 v(2) + v(3) \\ = \frac{\alpha_2 h_1^4}{24} - \frac{\beta_2 h_1^3}{6} + v(5) \frac{h_1^2}{2} - h_1 v(6) + v(7) \quad (3-40) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{\alpha_1 h_1^3}{6} + \frac{\beta_1 h_1^2}{2} - v(1) \cdot h_1 + v(2) \\ = -\frac{\alpha_2 h_1^3}{6} + \frac{\beta_2 h_1^2}{2} - v(5) h_1 + v(6) \quad (3-41) \end{aligned}$$

$$\frac{\alpha_1 h_1^2}{2} - \beta_1 h_1 + v(1) = \frac{\alpha_2 h_1^2}{2} - \beta_2 h_1 + v(5) \quad (3-42)$$

上の4式を整理すると次のようになる。

$$\begin{aligned} v(1) \left(-\frac{h_1^3}{6}\right) + v(2) \left(\frac{h_1^2}{2}\right) + v(3) (-h_1) + v(4) \\ + v(5) \left(\frac{h_1^3}{6}\right) + v(6) \left(-\frac{h_1^2}{2}\right) + v(7) (h_1) \\ - v(8) + \frac{h_1^5}{120} (a_2 - a_1) + \frac{h_1^4}{24} (\beta_1 - \beta_2) = 0 \quad (3-43) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v(1) \left(\frac{h_1^2}{2}\right) + v(2) (-h_1) + v(3) + v(5) \left(-\frac{h_1^2}{2}\right) \\ + v(6) (h_1) - v(7) + \frac{h_1^4}{24} (\alpha_1 - \alpha_2) \\ + \frac{h_1^3}{6} (\beta_2 - \beta_1) = 0 \quad (3-44) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v(1) (-h_1) + v(2) + v(5) (h_1) - v(6) + \frac{h_1^3}{6} (\alpha_2 - \alpha_1) \\ + \frac{h_1^2}{2} (\beta_1 - \beta_2) = 0 \quad (3-45) \end{aligned}$$

$$v(1) - v(5) + \frac{h_1^2}{2} (\alpha_1 - \alpha_2) + h_1 (\beta_2 - \beta_1) = 0 \quad (3-46)$$

(-3層) 下部 } の境界 (タイロッド取付点) $x = -h_1$
(-2層) 上部 }

タイロッド取付点での矢板変位は y_0 とする。この条件

を -3 層と -2 層に適用して次の 2 式をうる。

$$v(5)\left(-\frac{h_t^3}{6}\right) + v(6)\left(\frac{h_t^2}{2}\right) - v(7)(h_t) + v(8)\frac{\alpha_2 \cdot h_t^5}{120} + \frac{\beta_2 \cdot h_t^4}{24} = EI \cdot y_c \quad (3-47)$$

$$v(9)\left(-\frac{h_t^3}{6}\right) + v(10)\left(\frac{h_t^2}{2}\right) - v(11)(h_t) + v(12)\frac{\alpha_2 \cdot h_t^5}{120} + \frac{\beta_2 h_t^4}{24} = EI \cdot y_c \quad (3-48)$$

この境界層、矢板のたわみ角、曲げモーメントは連続していなければならない。

$$v(5) \cdot \frac{h_t^2}{2} - v(6)h_t + v(7) - v(9)\frac{h_t^2}{2} + v(10) \cdot h_t - v(11) = 0 \quad (3-49)$$

$$v(5)(-h_t) + v(6) + v(9) \cdot (h_t) - v(10) = 0 \quad (3-50)$$

{ (-2層) 下部 } の境界 x = -h_w
{ (-1層) 上部 }

上と同様にして、次式を得る。

$$v(9)\left(-\frac{h_w^3}{6}\right) + v(10)\left(\frac{h_w^2}{2}\right) + v(11)(-h_w) + v(12) + v(13)\left(\frac{h_w^3}{6}\right) + v(14)\left(-\frac{h_w^2}{2}\right) + v(15)(h_w) - v(16) + \frac{h_w^5}{120}(\alpha_4 - \alpha_2) + \frac{h_w^4}{24}(\beta_2 - \beta_4) = 0 \quad (3-51)$$

$$v(9)\left(\frac{h_w^2}{2}\right) - v(10) \cdot h_w + v(11) + v(13)\left(-\frac{h_w^2}{2}\right) + v(14) \cdot h_w - v(15) + \frac{h_w^4}{24}(\alpha_2 - \alpha_4) + \frac{h_w^3}{6}(\beta_4 - \beta_2) = 0 \quad (3-52)$$

$$v(9)(-h_w) + v(10) + v(13)h_w - v(14) + \frac{h_w^3}{6}(\alpha_4 - \alpha_2) + \frac{h_w^2}{2}(\beta_2 - \beta_4) = 0 \quad (3-53)$$

$$v(9) - v(13) + \frac{h_w^2}{2}(\alpha_2 - \alpha_4) + h_w(\beta_4 - \beta_2) = 0 \quad (3-54)$$

{ (-1層) 下部 } の境界 (海底面) x = 0
{ (1層) 上部 }

{ (-1層) 下部では

$$EI y = v(6) \quad (3-55)$$

$$EI \dot{y} = v(4) \quad (3-56)$$

$$EI \ddot{y} = v(14) \quad (3-57)$$

$$EI \ddot{\ddot{y}} = v(13) \quad (3-58)$$

{ (1層) 上部では

$$y = v(17) + v(19) + \frac{F(1)}{k(1)} \quad (3-59)$$

$$\dot{y} = \{v(17) + v(18) - v(19) + v(20)\} \cdot B(1) \quad (3-60)$$

$$\ddot{y} = \{v(18) - v(20)\} \cdot 2 \cdot B(1)^2 \quad (3-61)$$

$$\ddot{\ddot{y}} = \{-v(17) + v(18) + v(19) + v(20)\} \cdot 2 \cdot B(1)^3 \quad (3-62)$$

これらの各々が等しいことから

$$v(16)\left(\frac{1}{EI}\right) - v(17) - v(18) - \frac{F(1)}{k(1)} = 0 \quad (3-63)$$

$$v(15)\left(\frac{1}{EI}\right) + v(17)(-B(1)) + v(18)(-B(1)) + v(19)(B(1)) + v(20)(-B(1)) = 0 \quad (3-64)$$

$$v(14)\left(\frac{1}{EI}\right) + v(18)(-2 \cdot B(1)^2) + v(20)(2 \cdot B(1)^2) = 0 \quad (3-65)$$

$$v(13)\left(\frac{1}{EI}\right) + v(17)(2 \cdot B(1)^3) + v(18)(-2 \cdot B(1)^3) + v(19)(-2 \cdot B(1)^3) + v(20)(-2 \cdot B(1)^3) = 0 \quad (3-66)$$

海底面より下方, { (1層) 下部 } の境界
海底面より下方, { (1+1層) 上部 }

$$(I = 1, 2, \dots, n-1)$$

$$x = D(I) \text{ とする}$$

$$B(I) \cdot D(I) = P(I) \quad (3-67)$$

$$B(I+1) \cdot D(I) = Q(I) \text{ とおく}$$

$$v(13+4I) \{ \exp(P(I)) \cdot \cos(P(I)) \} + v(14+4I) \{ \exp(P(I)) \cdot \sin(P(I)) \} + v(15+4I) \{ \exp(-P(I)) \cdot \cos(P(I)) \} + v(16+4I) \{ \exp(-P(I)) \cdot \sin(P(I)) \} + v(17+4I) \{ -\exp(Q(I)) \cdot \cos(Q(I)) \} + v(18+4I) \{ -\exp(Q(I)) \cdot \sin(Q(I)) \} + v(19+4I) \{ -\exp(-Q(I)) \cdot \cos(Q(I)) \}$$

$$+ v(20+4I) \left[-\exp(-Q(I)) \cdot \sin(Q(I)) \right] \\ + \frac{F(I)}{k(I)} - \frac{F(I+1)}{k(I+1)} = 0 \quad (3-69)$$

$$v(13+4I) \cdot B(I) \cdot \exp(P(I)) \{ \cos(P(I)) - \sin(P(I)) \} \\ + v(14+4I) \cdot B(I) \cdot \exp(P(I)) \{ \cos(P(I)) + \sin(P(I)) \} \\ + v(15+4I) \cdot (-B(I)) \cdot \exp(-P(I)) \{ \cos(P(I)) + \sin(P(I)) \} \\ + v(16+4I) \cdot B(I) \cdot \exp(-P(I)) \{ \cos(P(I)) - \sin(P(I)) \} \\ + v(17+4I) \cdot (-B(I+1)) \cdot \exp(Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) - \sin(Q(I)) \} \\ + v(18+4I) \cdot (-B(I+1)) \cdot \exp(Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) + \sin(Q(I)) \} \\ + v(19+4I) \cdot B(I+1) \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) + \sin(Q(I)) \} \\ + v(20+4I) \cdot (-B(I+1)) \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) - \sin(Q(I)) \} \\ = 0 \quad (3-70)$$

$$v(13+4I) \cdot (-2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(P(I)) \cdot \sin(P(I)) \\ + v(14+4I) \cdot (2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(P(I)) \cdot \cos(P(I)) \\ + v(15+4I) \cdot (2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(-P(I)) \cdot \sin(P(I)) \\ + v(16+4I) \cdot (-2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(-P(I)) \cdot \cos(P(I)) \\ + v(17+4I) \cdot (2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(Q(I)) \cdot \sin(Q(I)) \\ + v(18+4I) \cdot (-2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(Q(I)) \cdot \cos(Q(I)) \\ + v(19+4I) \cdot (-2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \sin(Q(I)) \\ + v(20+4I) \cdot (2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \cos(Q(I)) = 0 \\ (3-71)$$

$$v(13+4I) \cdot (-2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(P(I)) \cdot \{ \sin(P(I)) + \cos(P(I)) \} \\ + v(14+4I) \cdot (2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(P(I)) \cdot \{ \cos(P(I)) - \sin(P(I)) \} \\ + v(15+4I) \cdot (-2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(-P(I)) \cdot \{ \sin(P(I)) - \cos(P(I)) \} \\ + v(16+4I) \cdot (2) \cdot B(I)^2 \cdot \exp(-P(I)) \cdot \{ \cos(P(I)) + \sin(P(I)) \} \\ + v(17+4I) \cdot (2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(Q(I)) \cdot \{ \sin(Q(I)) + \cos(Q(I)) \} \\ + v(18+4I) \cdot (-2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) - \sin(Q(I)) \} \\ + v(19+4I) \cdot (2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \{ \sin(Q(I)) - \cos(Q(I)) \} \\ + v(20+4I) \cdot (-2) \cdot B(I+1)^2 \cdot \exp(-Q(I)) \cdot \{ \cos(Q(I)) + \sin(Q(I)) \} \\ = 0 \quad (3-72)$$

根入れ下端 $x = D(I)$

根入れ下端ではモーメントと剪断力はゼロである。

$$B(I) \cdot D(I) = P(I) \quad \text{とする} \quad (3-73)$$

$$v(13+4N) \cdot \{ -\exp(P(I)) \cdot \sin(P(I)) \} \\ + v(14+4N) \cdot \{ \exp(P(I)) \cdot \cos(P(I)) \} \\ + v(15+4N) \cdot \{ \exp(-P(I)) \cdot \sin(P(I)) \} \\ + v(16+4N) \cdot \{ -\exp(-P(I)) \cdot \cos(P(I)) \} = 0 \quad (3-74)$$

$$v(13+4N) \cdot (-\exp(P(I)) \cdot \{ \sin(P(I)) + \cos(P(I)) \}) \\ + v(14+4N) \cdot (\exp(P(I)) \cdot \{ \cos(P(I)) - \sin(P(I)) \})$$

$$+ v(15+4N) \cdot (-\exp(-P(I)) \cdot \{ \sin(P(I)) - \cos(P(I)) \}) \\ + v(16+4N) \cdot (\exp(-P(I)) \cdot \{ \cos(P(I)) + \sin(P(I)) \}) = 0 \quad (3-75)$$

以上のように未知数 v は $16 + 4N$ 、式の数は

$4 + 4(3+N) = 16 + 4N$ 、従ってこの連立方程式を解くことができる。

e 地盤を弾塑性とみなした場合の基本式

弾性領域の地盤の基本式は c と同様である。

塑性領域の地盤の基本式は、たわみ量のいかんにかかわらず地盤反力が一定であることから

$$E I \frac{d^4 y}{d x^4} = F - k \cdot S = G \quad \text{一定} \quad (3-76)$$

$$\therefore E I \frac{d^3 y}{d x^3} = G \cdot x + M_1 \quad (3-77)$$

$$E I \frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{G x^2}{2} + M_1 \cdot x + M_2 \quad (3-78)$$

$$E I \frac{d y}{d x} = \frac{G \cdot x^3}{6} + \frac{M_1 x^2}{2} + M_2 \cdot x + M_3 \quad (3-79)$$

$$E I \cdot y = \frac{G \cdot x^4}{24} + \frac{M_1 x^3}{6} + \frac{M_2 x^2}{2} + M_3 \cdot x + M_4 \quad (3-80)$$

f 弾塑性解の連立方程式

弾性領域のものは d の方程式を用いればよい。弾性解のものとは異なる方程式となるのは、塑性層内部の境界に関してつくられる式と、塑性層の両端境界に関してつくられる式である。

この場合には、図 3-6 の塑性限界線がひかれることから、弾性解と比べ層数がひとつ増加し、従って未知数も 4 つ増加して $20 + 4N$ となるが、式の方も、塑性限界線新たに 4 つ得られるので、結局、未知数と式数とは同数となり、解を求めることができる。

{ (-1層) 下部 } の境界 (海底面) $x = 0$

{ (1層) 上部 } での関係式

$$y = \frac{v(20)}{E I} \quad (3-81)$$

$$\frac{d y}{d x} = \frac{v(19)}{E I} \quad (3-82)$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{v(18)}{E I} \quad (3-83)$$

$$\frac{d^3 y}{d x^3} = \frac{v(17)}{E I} \quad (3-84)$$

{ (-1層) 下部 } での関係式は、式 (3-55) ~ (3-58)。

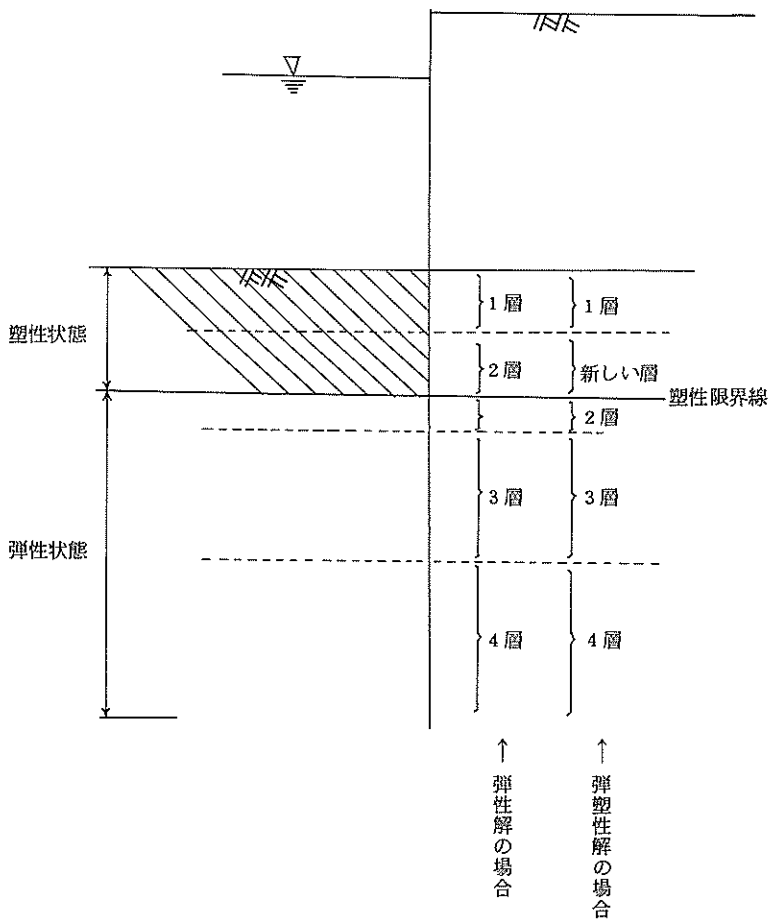


図 3-6 塑性限界線 (1)

したがって

$$v(16) - v(20) = 0 \quad (3-85)$$

$$v(15) - v(19) = 0 \quad (3-86)$$

$$v(14) - v(18) = 0 \quad (3-87)$$

$$v(13) - v(17) = 0 \quad (3-88)$$

塑性状態にある〔1層〕下部
塑性状態にある〔I+1層〕上部 } 境界

$$x = D(I)$$

I層のGをG(I)と表わす

$$\frac{D(I)^3}{6} \cdot v(13+4I) + \frac{D(I)^2}{2} \cdot v(14+4I) + D(I) \cdot v(15+4I)$$

$$+ v(16+4I) - \frac{D(I)^3}{6} \cdot v(17+4I) - \frac{D(I)^2}{2} \cdot v(18+4I)$$

$$- D(I) \cdot v(19+4I) - v(20+4I) + \frac{D(I)^4}{24} \cdot (G(I) - G(I+1)) = 0 \quad (3-89)$$

$$\frac{D(I)^2}{2} \cdot v(13+4I) + D(I) \cdot v(14+4I) + v(15+4I)$$

$$- \frac{D(I)^2}{2} \cdot v(17+4I) - D(I) \cdot v(18+4I) - v(19+4I)$$

$$+ \frac{D(I)^3}{6} \cdot (G(I) - G(I+1)) = 0 \quad (3-90)$$

$$D(I) \cdot v(13+4I) + v(14+4I) - v(17+4I) \cdot D(I) - v(18+4I)$$

$$+ \frac{D(I)^2}{2} \cdot (G(I) - G(I+1)) = 0 \quad (3-91)$$

$$\nu(13+4I) - \nu(17+4I) + D(I) \cdot (G(I) - G(I+1)) = 0 \quad (3-92)$$

第L層の間に塑性限界線が引かれたとする。L層を2層に分け、上方をL₁層、下方をL₂層とする。(図3-7)

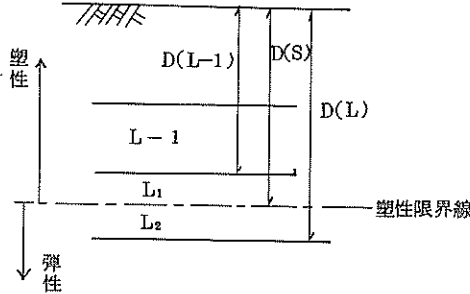


図3-7 塑性限界線 (2)

(L-1)層下部 } の境界
L₁層 上部 }

$$\begin{aligned} & \frac{D(L-1)^2}{6} \cdot \nu(9+4L) + \frac{D(L-1)^2}{2} \cdot \nu(10+4L) \\ & + D(L-1) \cdot \nu(11+4L) + \nu(12+4L) - \frac{D(L-1)^3}{6} \cdot \nu(13+4L) \\ & - \frac{D(L-1)^2}{2} \cdot \nu(14+4L) - D(L-1) \cdot \nu(15+4L) \\ & - D(L-1) \cdot \nu(16+4L) + \frac{D(L-1)^4}{24} \cdot (G(L-1) - G(L)) = 0 \quad (3-93) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{D(L-1)^2}{2} \cdot \nu(9+4L) + D(L-1) \cdot \nu(10+4L) + \nu(11+4L) \\ & - \frac{D(L-1)^2}{2} \cdot \nu(13+4L) - D(L-1) \cdot \nu(14+4L) - \nu(15+4L) \\ & + \frac{D(L-1)^3}{6} \cdot (G(L-1) - G(L)) = 0 \quad (3-94) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & D(L-1) \cdot \nu(9+4L) + \nu(10+4L) - D(L-1) \cdot \nu(13+4L) \\ & - \nu(14+4L) + \frac{D(L-1)^2}{2} \cdot (G(L-1) - G(L)) = 0 \quad (3-95) \end{aligned}$$

$$\nu(9+4L) - \nu(13+4L) + D(L-1)(G(L-1) - G(L)) = 0 \quad (3-96)$$

L₁層下部 } の境界 (塑性限界線)
L₂層上部 }

$$x = D(S)$$

L₁層下部では次の4式が成立する。

$$EI \cdot y = \frac{G(L) \cdot D(S)^4}{24} + \frac{\nu(13+4L) \cdot D(S)^3}{6} + \frac{\nu(14+4L) \cdot D(S)^2}{2}$$

$$+ \nu(15+4L) \cdot D(S) + \nu(16+4L) \quad (3-97)$$

$$EI \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{G(L) \cdot D(S)^3}{6} + \frac{\nu(13+4L) \cdot D(S)^2}{2} + \nu(14+4L) \cdot D(S) + \nu(15+4L) \quad (3-98)$$

$$EI \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{G(L) \cdot D(S)^2}{2} + \nu(13+4L) \cdot D(S) + \nu(14+4L) \quad (3-99)$$

$$EI \cdot \frac{d^3y}{dx^3} = G(L) \cdot D(S) + \nu(13+4L) \quad (3-100)$$

L₂層上部では次の4式が成立する。

$$B(L) \cdot D(S) = R(L) \quad \text{とおく} \quad (3-101)$$

$$\begin{aligned} y = & \exp(R(L)) \cdot \{ \nu(17+4L) \cdot \cos(R(L)) + \nu(18+4L) \cdot \sin(R(L)) \} \\ & + \exp(-R(L)) \{ \nu(19+4L) \cdot \cos(R(L)) \\ & + \nu(20+4L) \cdot \sin(R(L)) \} + \frac{F(L)}{k(L)} \quad (3-102) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} = & \nu(17+4L) \cdot B(L) \cdot \exp(R(L)) \{ \cos(R(L)) - \sin(R(L)) \} \\ & + \nu(18+4L) \cdot B(L) \cdot \exp(R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \\ & - \nu(19+4L) \cdot B(L) \cdot \exp(-R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \\ & + \nu(20+4L) \cdot B(L) \cdot \exp(-R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) - \sin(R(L)) \} \quad (3-103) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{d^2y}{dx^2} = & \nu(17+4L) \cdot (-2) \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \sin(R(L)) \\ & + \nu(18+4L) \cdot (2) \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \cos(R(L)) \\ & + \nu(19+4L) \cdot (2) \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \sin(R(L)) \\ & + \nu(20+4L) \cdot (-2) \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \cos(R(L)) \quad (3-104) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{d^3y}{dx^3} = & \nu(17+4L) \cdot (-2) \cdot B(L)^3 \cdot \exp(R(L)) \cdot \{ \sin(R(L)) \\ & + \cos(R(L)) \} + \nu(18+4L) \cdot (2) \cdot B(L)^3 \cdot \exp(R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) \\ & - \sin(R(L)) \} + \nu(19+4L) \cdot (-2) \cdot B(L)^3 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \\ & \{ \sin(R(L)) - \cos(R(L)) \} + \nu(20+4L) \cdot (2) \cdot B(L)^3 \cdot \\ & \exp(-R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \quad (3-105) \end{aligned}$$

以上8式に境界条件を考えると次の4式が成立する。

$$\begin{aligned} & \frac{D(S)^3}{6EI} \cdot \nu(13+4L) + \frac{D(S)^2}{2EI} \cdot \nu(14+4L) + \frac{D(S)}{EI} \cdot \nu(15+4L) \\ & + \frac{\nu(16+4L)}{EI} - \exp(R(L)) \cdot \cos(R(L)) \cdot \nu(17+4L) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -\exp(R(L)) \cdot \sin(R(L)) \cdot v(18+4L) - \exp(-R(L)) \cdot \cos(R(L)) \\
 & \cdot v(19+4L) - \exp(-R(L)) \cdot \sin(R(L)) \cdot v(20+4L) \\
 & + \frac{G(L) \cdot D(S)^2}{24EI} - \frac{F(N)}{k(N)} = 0 \quad (3-106)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{D(S)^2}{2EI} v(13+4L) + \frac{D(S)}{EI} \cdot v(14+4L) + \frac{v(15+4L)}{EI} \\
 & -B(L) \cdot \exp(R(L)) \{ \cos(R(L)) - \sin(R(L)) \} \cdot v(17+4L) \\
 & -B(L) \cdot \exp(R(L)) \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \cdot v(18+4L) \\
 & +B(L) \cdot \exp(-R(L)) \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \cdot v(19+4L) \\
 & -B(L) \cdot \exp(-R(L)) \{ \cos(R(L)) - \sin(R(L)) \} \cdot v(20+4L) \\
 & + \frac{G(L) \cdot D(S)^2}{6EI} = 0 \quad (3-107)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{D(S)}{EI} v(13+4L) + \frac{v(14+4L)}{EI} \\
 & + 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \sin(R(L)) \cdot v(17+4L) \\
 & - 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \cos(R(L)) \cdot v(18+4L) \\
 & - 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \sin(R(L)) \cdot v(19+4L) \\
 & + 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \cos(R(L)) \cdot v(20+4L) \\
 & + \frac{G(L) \cdot D(S)^2}{2EI} = 0 \quad (3-108)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{v(13+4N)}{EI} \\
 & + 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \{ \sin(R(L)) + \cos(R(L)) \} \cdot v(17+4L) \\
 & - 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) - \sin(R(L)) \} \cdot v(18+4L) \\
 & + 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \{ \sin(R(L)) - \cos(R(L)) \} \cdot v(19+4L) \\
 & - 2 \cdot B(L)^2 \cdot \exp(-R(L)) \cdot \{ \cos(R(L)) + \sin(R(L)) \} \cdot v(20+4L) \\
 & + \frac{G(L) \cdot D(S)}{EI} = 0 \quad (3-109)
 \end{aligned}$$

4. インプット・データの考え方

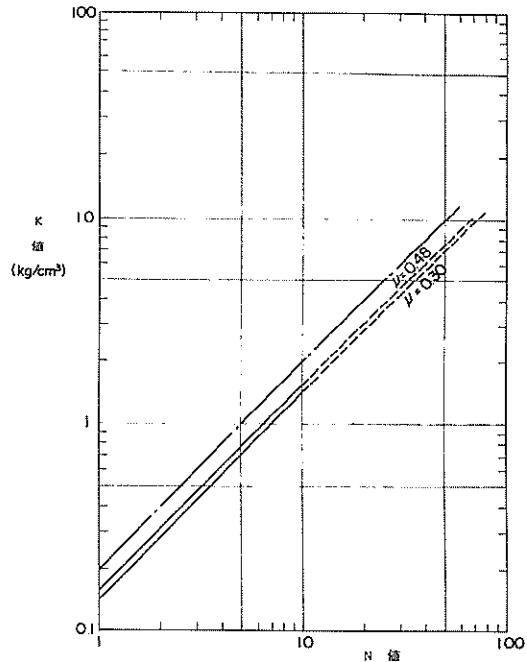
4-1 k 値

k 値としてどのような値をとるかは大きな問題であるが、従来の k 値研究の大部分は杭にたいしてなされており、本稿のような 2 次元 R 値についてはほとんどわかっていない。そこで著者はこの問題の解決のためすでにある資料（港研資料 219）を提出しているが、ここではそこに述べられている考え方に基ずいて、いかなる k 値を採用すべきか述べてみよう。

まず k 値は曲げモーメントの値にはほぼ $\frac{1}{4}$ 乗根でしか効かないが、変位量については 1 次式で効いてくることから、対変位の問題が重要なときは、この k 値のとり方に慎重でなければならない。

地盤がほぼ一様とみなされるとき k 値としては、砂質土盤の場合は図 4-1、粘性土盤の場合は図 4-2 がつ

かえると思われる。但し、これらの値は根入長が 5 m 程度の場合の k 値であり、それ以上の根入長のときは、前述の資料の方法に則って k 値を推定する必要がある。



2次元k値~N
(根入長5m程度)
砂地盤
K~E 2次元k値推定による
E~N E=678 N^{0.6666}
÷678 N

杭の場合 Terzaghi の関係 (横山による)

図 4-1 砂地盤 2次元 k~N 値

この方法は有限要素法を用いて弾性土盤の場合の k 値を求め、つぎにルイ・メナールの提唱する方法で実際地盤に合うよう修正するものである。

地盤が多層化し一様でないときの、各層に与える k 値は現在のところ、未だ合理的決定方法を見出せないが、上述

の方法で近似することはできるであろう。

図4-1のN値～kの関係では、N値が15以上の場合は点線となっている。これはこの範囲のN値の場合、地盤のE（地盤変形係数：弾性体の弾性係数に相当）とkの関係が実測データから一次式にならないようであり、ルイ・メナールの仮定とずれるからである。この範囲のk値は現実の応力測定の結果とこのプログラムの結果を照合して求められるものであろう。

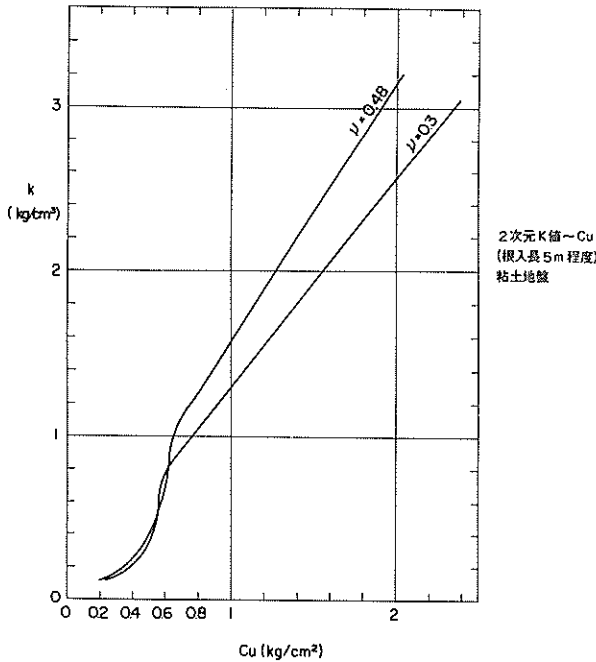


図4-2 粘性土地盤 2次元k～Cu値

4-2 海底面以下・壁体背後からの土圧の大きさ

すでに資料（港研資料219）に述べておいたように、半無限地盤の地面面の半分（半平面上）に等分布荷重を載荷した場合、荷重の不連続線の直下の鉛直面に作用する、その等分布荷重により引きおこされる水平方向の地盤応力は、弾性理論によると、等分布荷重値の半分でかつ一定値である。このことは、弾性地盤の場合の壁体背後からの土圧の大きさを示す土圧係数は0.5であることを意味する。

矢板壁体が築造されてから十分な時間が経過した時点を考えて海底面以下の土塊は崩壊していないことから壁体背後の土圧は静止土圧と考えることができる。

文献1)によると通常地盤の静止土圧は図4-3に示す

ごとく大部分が0.3～0.6の間にあるようであり、平均的に0.5がとれるようである。

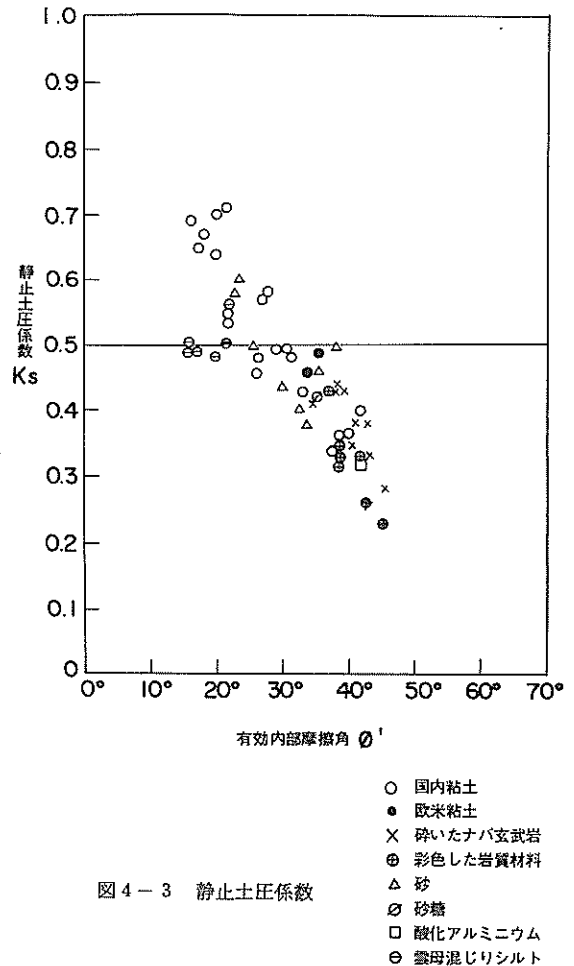


図4-3 静止土圧係数

粘性土の場合は、主働土圧として圧密平衡係数0.5をとるとすると、これはほぼ静止土圧係数と一致する。

砂質土の場合も粘性土と同様に壁体背後の土圧係数として0.5をとることができるであろうか。

衆知のとおり、矢板壁の根入長の決定はフリーアース・サポート法によるのが最も経験的にかなった方法であるが、これは、壁体背後からは主働土圧、壁体前面には受働土圧が作用するものとして、タイロッド取付点に関するモーメントの釣合が保てるよう根入長を決定する方法である。壁体背後からの土圧として静止土圧でなく主働土圧をとっているが、この方法でなされた根入長が現実に不足する事態にいたってない。この原因としてひとつには受働土圧の過

少評価ということが考えられるが、通常とられている受働崩壊面を平面と考える計算方法は、対数ラ線の崩壊面を考える計算方法よりも大きくでてくるのが普通であり、かつ対数ラ線の方が現実に近いと考えられることから、過少評価ということはまず考えられない。とすれば主働土圧程度の大きさの土圧が現実には作用すると考えてよいのではないだろうか。

確かに壁体背後からの土圧係数を0.5とした場合、現実には機能している矢板壁でも計算上は倒壊する筈であるものがかなりでてくるのである。

したがって、砂質地盤の場合には壁体背後からの土圧として主働土圧を採用するのがよいと思われる。

4-3 塑性開始変形長

地盤を多くの層に水平分割する。各層毎には塑性開始変形長は異なってよいが、個々の層内では一定とする。

地盤の塑性破壊は海底面より発生して下方に徐々に拡がってゆくものとし、塑性化は抵抗土圧が受働土圧に一致した時点で発生するものとする。

いまある層の上部境界での受働土圧強度を P_n 、下部境界での受働土圧強度を P_{n+1} とし、受働土圧が台形分布しているとする。高さは B とする。(図4-4参照)

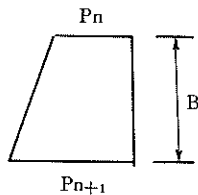


図4-4 層内の受働土圧分布

単位奥行きあたりを考えると、その層が発揮できる受働土圧合力 ΣP は

$$\Sigma P = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \times B \quad (4-1)$$

その層の水平方向地盤反力係数を k とし、塑性開始変形長を S とすると

$$\Sigma P = k \cdot S \cdot B \quad (4-2)$$

$$\therefore S = \frac{P_n + P_{n+1}}{2k} \quad (4-3)$$

この式からわかるように、層内で一定な塑性開始変形長 S というものは、層内各点の塑性開始変形長の平均値であり、実際は層の上部では S よりも小さい塑性開始変形長で

塑性化し、層の下方では S よりも大きい値で塑性化する。したがって、出来るだけ現実に近づくためには各層の厚さを出来るだけ小さくすればよいが、計算機の容量及び時間と関係するので上限が存在することになる。

4-4 タイロッド取付点の変位

本稿でいうタイロッド取付点変位とは、次のようなことからいう。弾性梁に荷重が作用する直前の「初期状態」は図4-5の(1)のように、弾性梁は完全に X 軸と一致し、タイロッド取付点 A 及び海底面との接触点 B とも変位ゼロの状態である。荷重が作用すると図4-5の(2)のようにタイロッド取付点 A は(図で)その真下にある支点 C まで移動し海底面との接触点 B も移動する。この AC がタイロッド取付点変位である。

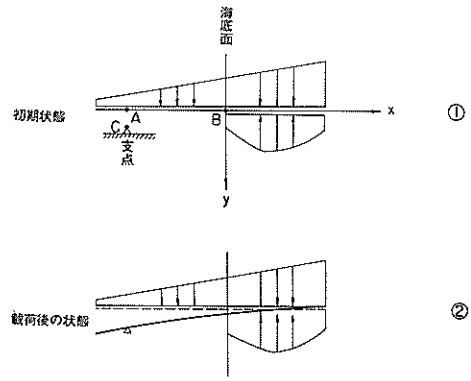


図4-5 タイロッド取付点変位の意味

5. 例題

5-1 良質な砂地盤上の矢板壁

良質な砂地盤上の矢板壁の例に本稿の設計方法を適用してみよう。

例としては文献2)に出ている設計々算例を取扱う。

この図の標準断面図を図5-1に示す。この図からわかるとおり平均 N 値が30~40程度の良質地盤に鋼矢板Z32型を打込み、在来地盤-5.0mのところを5m浚渫して-10m矢板岸壁としたものである。常時の上載荷重として $2.0/m^2$ を考慮し、タイロッドは高張力鋼45の $D=50mm$ を使用する。根入れは5.5mで壁高の半分に足りない短かさである。

矢板の断面仕様は次の通りである。

慣性モーメント	54,900 $\frac{cm^4}{m}$
断面係数	3,190 $\frac{cm^3}{m}$
許容応力度 常時	1,800 $\frac{kg}{cm^2}$
地震時	2,700 $\frac{kg}{cm^2}$
降伏点	3,000 $\frac{kg}{cm^2}$
許容曲げモーメント 常時	57.42 $\frac{t\cdot m}{m}$
地震時	86.13 $\frac{t\cdot m}{m}$
降伏曲げモーメント	95.7 $\frac{t\cdot m}{m}$

タイロッドの断面仕様は次の通りである。

許容応力度 常時	1,800 $\frac{kg}{cm^2}$
地震時	2,700 $\frac{kg}{cm^2}$
降伏点	4,500 $\frac{kg}{cm^2}$
許容タイロッド張力 常時	22.09 $\frac{t}{m}$
地震時	33.13 $\frac{t}{m}$
降伏タイロッド張力	55.22 $\frac{t}{m}$

壁体背後からの土圧は海底面より上は主働土圧、海底面より下は土圧係数 0.3 で与える。内部摩擦角が 30° のとき (壁面摩擦角 $\cdot 15^\circ$) の主働土圧係数は 0.3、 40° のとき主働土圧係数は 0.2 であり、ここでは 0.2 の方がより適していると思われるが、前述したような参考の意も含めて、0.3 で与えてみた。但し前面地盤の受働土圧の計算には N 値 30 ~ 40 に対応する内部摩擦角 40° (壁面摩擦角 $- 15^\circ$) の受働土圧係数を採用した。

海底面以下の地盤の層分けは、上方より 8 ケまでの層厚を 30 cm、そのあと 70 cm、100 cm、150 cm とし、合計 11 ケの層とした。

k 値としては地盤一様に $3 \frac{kg}{cm}$ を採用してみた。港研資料 (6.219) で述べてあるように、N 値が 15 以上の砂地盤の 2 次元 k 値はまだ不明の段階にあり、この値が正しいかどうかかわからないが、杭の場合の k 値式 $k = 0.15 N^2$ と、2 次元的拡がりの場での k 値ということから大体妥当な線であると筆者は考えている。

受働土圧の値及びこの k 値の両者から求められる、各層の塑性開始変形長は図 5-1 の標準断面図に示してある。海底面下 3.0 m 程度まで 1 cm に未たないことがわかる。

結果を述べる前に、このような良質砂地盤の矢板岸壁は通常仮想梁法で設計されるのが普通であるので、比較の意味でその場合の結果をまず示す。

タイロッド取付点反力 17.18 $\frac{t}{m}$ (常時)

矢板の最大曲げモーメント 51.23 $\frac{t\cdot m}{m}$ (常時)

まず図 5-2 には本稿の設計プログラムを用いた場合の弾性梁に作用する荷重状態を示す。A が弾性地盤の解であり、B が地盤の弾塑性を考慮した場合の解である。

海底面より上では主働土圧 (インプット・データ) が作用するので A、B に共通であるが、海底面以下になると弾性解と弾塑性解は全く異なる。即ち弾性解の場合には、いくら変位しても、反力はそれに比例して大きくなり決して降伏しないと仮定するため、海底面付近に極端に大きな反力が生ずることになる。しかるに弾塑性解の場合はある変位量以上は反力が一定となるため、必然的に海底面よりかなり下方に反力を動員するようになる。このため弾性解と比べると梁のスパン長がより大きくなるとみることが出来るので、曲げモーメントもタイロッド張力も弾塑性解の方がより大きめに出てくる。確かに図に示したようにタイロッド張力は弾性解が $15.8 \frac{t}{m}$ 、弾塑性解は $19.0 \frac{t}{m}$ で後者の方が $3 \frac{t}{m}$ 近く大きいことがわかる。

図 5-3 は、変形曲線を示すものである。弾塑性解の方が弾性解よりも全体として 2 倍程度変位が大きく、ことに海底面では弾塑性解が 5.5 cm、弾性解が 1.5 cm とその違いが大きいためわかる。また根入れ下端では弾塑性解は壁体

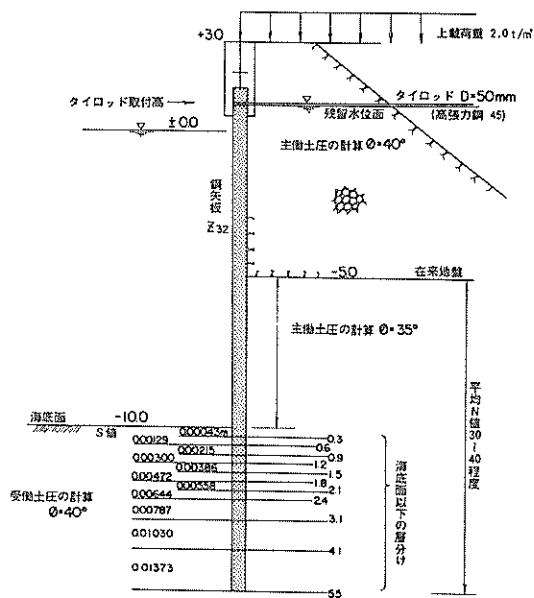


図 5-1 標準断面図 (良質砂地盤の場合)

背後の方にはねており、弾性解がたわみ角ゼロであるのと好対照をなしている。

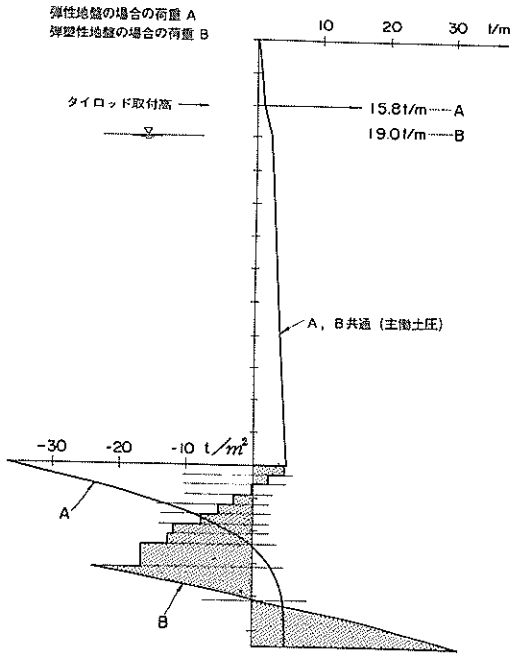


図 5-2 弾性梁に作用する荷重 (良質な砂地盤の場合)

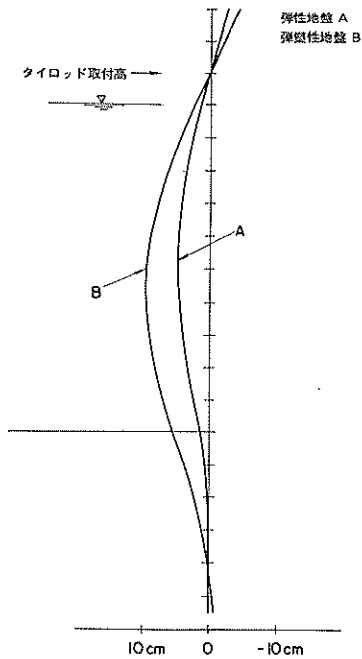


図 5-3 変形曲線 (良質な砂地盤の場合)

図 5-4 は曲げモーメントの分布を示すものである。弾性解では最大曲げモーメントはほぼ 40 t/m であるが、弾塑性解になると 59 t/m 程度になる。仮想梁法では 51 t/m であり、弾塑性解の方が 8 t/m も大きいが、これは壁体背後の土圧係数として 0.3 を採用したためであり、通常とられている如く 0.2 程度の場合には仮想梁法とほぼ一致すると思われる。

曲げモーメント第一ゼロ点の位置は、弾性解、弾塑性解とも海底面付近の近傍で生じており、仮想梁法の仮定とよく一致する。

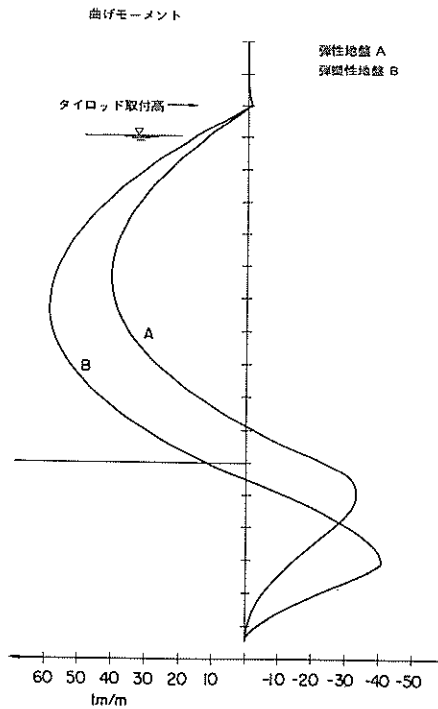


図 5-4 曲げモーメント (良質な砂地盤の場合)

以上のことから良質な砂地盤に本設計プログラムを用いた結果 (弾塑性解) は従来の仮想梁法と大体一致するといえる。

5-2 軟弱地盤上の矢板壁

軟弱地盤上の矢板壁の例として、港湾構造物集覧⁴⁾ No. 0155 の留萌港・北岸地区の矢板壁を取り上げる。この岸壁の根入長は 5 m であり、筆者が既に推定している 2 次元 k 値の根入長と一致し、その値を使用できることが取り上げた理由である。

- 2.0 mが現地盤で前面浚渫型である。標準断面図を図5-5に示す。粘土地盤の q_u 値 $=0.34 \text{ kg/cm}^2$ 、単位体積重量 $\gamma = 0.8 \text{ t/m}^3$ である。タイロッドはSS41の直径55 mm、鋼矢板はYSP-II型で壁幅1 mあたりの慣性モーメントと断面係数はそれぞれ $8,690 \text{ cm}^4/m$ 、 869 cm^3 である。上載荷重は 0.5 t/m^2 である。

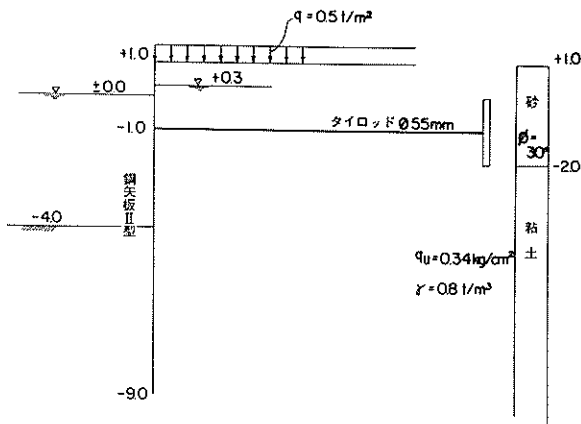


図5-5 標準断面図(軟弱地盤)

壁体背後からの土圧としては、海底面より上方では主働土圧、海底面より下は圧密平衡係数0.5の値を用いた。詳細を図5-6に示す。残留水圧も当然考慮している。右側に書いてあるのは主働土圧とその高さのインプットデータの値である。

海底面より根入れ下端まで14層に分け、上層10層は30 cm厚、下層4層は50 cm厚とした。各層の高さは図5-7に示す通りである。この図には各層の上端、下端での受働土圧の大きさ(単位は t/m^2)も書き入れてある。

粘着力 $=1.7 \text{ t/m}^2$ に対応する k 値は図4-2より $k = 0.05 \sim 0.1 \text{ kg/cm}^2$ である。そこでここでは $k = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ と $k = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ の2ケースについて行うこととする。

表5-1は各 k 値に対応する塑性開始変形量 S の値を層別に示すものである。

各層で壁体背後から作用する土圧は、各層の中心高さの土圧強度がその層全体に一样に作用するとした。表5-2はその大きさ示すものである。

計算の実行は25 cm pitchで行なった。またタイロッド取付点変位の効果を知るため $k = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ の場合、変位を0.1, 2 cmとかえて行ってみた。

結果を表5-3に示す。

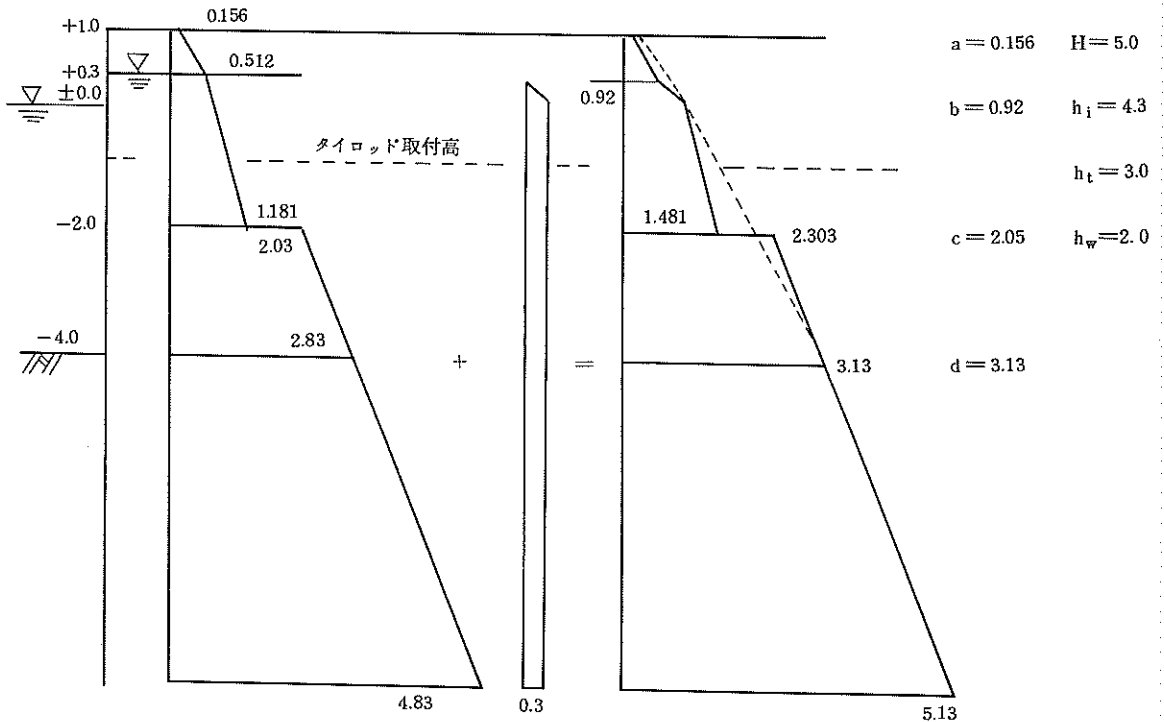


図5-6 壁体背後からの土圧

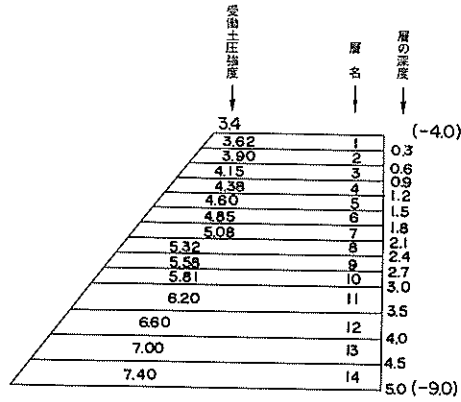


図 5-7 各層の深度と受働土圧強度 (軟弱地盤)

層名	P_n	P_{n+1}	$\frac{P_n + P_{n+1}}{2}$	S ($k = 0.1 \frac{kg}{cm^2}$)	S ($k = 0.05 \frac{kg}{cm^2}$)
1	3.4 $\frac{t}{m^2}$	3.62 $\frac{t}{m^2}$	3.51 $\frac{t}{m^2}$	0.0351 m	0.0702 m
2	3.62	3.90	3.76	0.0376	0.0752
3	3.90	4.15	4.03	0.0403	0.0806
4	4.15	4.38	4.27	0.0427	0.0854
5	4.38	4.60	4.49	0.0449	0.0898
6	4.60	4.85	4.73	0.0473	0.0946
7	4.85	5.08	4.97	0.0497	0.0994
8	5.08	5.32	5.20	0.0520	0.104
9	5.32	5.58	5.45	0.0545	0.109
10	5.58	5.81	5.70	0.0570	0.114
11	5.81	6.20	6.01	0.0601	0.120
12	6.20	6.60	6.40	0.0640	0.128
13	6.60	7.00	6.80	0.0680	0.136
14	7.0	7.40	7.20	0.0720	0.144

表 5-1 塑性開始変形量 S

層名	層の平均高	層の平均高の土圧強度
1	0.15 m	3.20 $\frac{t}{m^2}$
2	0.45	3.32
3	0.75	3.45
4	1.05	3.56
5	1.35	3.70
6	1.65	3.80
7	1.95	3.92
8	2.25	4.05
9	2.55	4.18
10	2.85	4.29
11	3.25	4.45
12	3.75	4.65
13	4.25	4.85
14	4.75	5.05

表 5-2 壁体背後からの土圧強度

k 値	タイロッド変位長	最大曲げモーメント	曲 げ 応 力 度	最大曲げモーメント発生位置 海底面から上方	タイロッド張 力	最 大 たわみ量 (根入下端)	塑性限界線の深さ	備 考
$\frac{t}{m}$	cm	$\frac{t \cdot m}{m}$	$\frac{kg}{cm^2}$	m	$\frac{t}{m}$	cm		
100	0	5.2	598	0.5	7.2	5.4	0	
50	0	5.9	678	0.5	7.5	1.15	0	
50	1.0	5.6	644	0.5	7.4	1.12	0	
50	2.0	5.3	610	0.5	7.2	1.10	0	

表5-3 軟弱地盤矢板壁の結果

まず $k = 0.05 \frac{kg}{cm^2} (= 50 \frac{t}{m^2})$ の場合をみると、タイロッド取付点変位のいかんにかかわらず、地盤に塑性化状態が発生してない（海底面下 25cm 以上には発生しないということ）ことがわかる。これは海底面近傍の層での塑性開始変形長が大きいためである。すなわちこの場合は地盤は弾性状態と考えることができる。最大たわみ量、最大曲げモーメント、タイロッド張力の大きさは、タイロッド変位長が大きくなるほど若干小さくなるが、ほとんど変化しないといえる。変位しない場合の値を記すとそれぞれ、1.15 cm、 $5.9 \frac{t \cdot m}{m}$ 、 $7.5 \frac{t}{m}$ をうる。

つぎに $k = 0.1 \frac{kg}{cm^2} (= 100 \frac{t}{m^2})$ の場合は、タイロッド変位長がゼロであると上と同様に塑性状態は発生せず弾性状態と考えられる。最大たわみ量、最大曲げモーメント、タイロッド張力の大きさはそれぞれ 5.4 cm、 $5.2 \frac{t \cdot m}{m}$ 、 $7.2 \frac{t}{m}$ である。 $k = 0.05 \frac{kg}{cm^2}$ の場合と比べると、最大曲げモーメント、タイロッド張力はほとんど差はないが、最大たわみ量は約半分である。

図5-8は $k = 0.1 \frac{kg}{cm^2}$ の場合の弾性梁に作用する荷重と弾性曲線である。図中には各層の塑性開始変形長も示してある。図5-9は $k = 0.1 \frac{kg}{cm^2}$ の場合の、弾性梁に発生する曲げモーメントとせん断力の分布を示す。

下方にゆくほどたわみ量が大きく、かつ曲げモーメント第一零点が根入下端と一致することがわかるが、これは、この岸壁の根入れ長が十分に長くないことと、k 値が小さいことに基づくものと思われる。下端のたわみ量が大きすぎるようであるが、粘土地盤の変位は従来から大きいといわれており、現実にこの程度の量がおこっている可能性がある。

いま、この結果をたわみ曲線法と比較してみよう。たわみ曲線法では現実の根入れ長に対する断面力の結果は得られないので、同一地盤、同一鋼矢板の場合にたわみ曲線法を適用した結果を記す。

計算上の根入長 7.46 m

必要な根入長 7.46 m × 1.2 = 8.95 m

最大曲げモーメント $5.3 \frac{t \cdot m}{m}$

最大曲げモーメント発生位置 海底面より上方 0.75 m

タイロッド張力 $6.22 \frac{t}{m}$

最大たわみ量 0.9 cm

最大たわみ量発生位置 ほぼ海底面

図5-10と図5-11にそれぞれたわみ曲線法による変位と曲げモーメントの分布を示す。

これによると現実の根入長は 5 m であるから、たわみ曲線法の必要根入長よりも約 4 m も短い。現実にはこの根入で機能している訳だから、たわみ曲線法はかなり過大な根入れ長を与えることがわかる。また本稿の方法は、たわみ曲線法では解析できないケースも解析可能であり、現実と矛盾しない結果を与えている。

最大曲げモーメントは本稿の方法とたわみ曲線法ではほぼ一致している。

最も異なる点は変位量と曲げモーメントの分布である。たわみ曲線法では最大変位量が本稿の方法の約 $\frac{1}{10}$ である。これは根入れ長が長いことと、抵抗土圧として根入れ全長にわたって受働土圧を採用していること、k 値を採用した設計法でないことなどに基ずき、現実の値よりも小さな変位を与えるものと考えられる。本稿の方法では曲げモーメント第一零点は存在しないがこれは現実の根入れが短いめ生じたものであろう。

以上のことからたわみ曲線法と比べると、本法は適用範囲が広いことが知れよう。

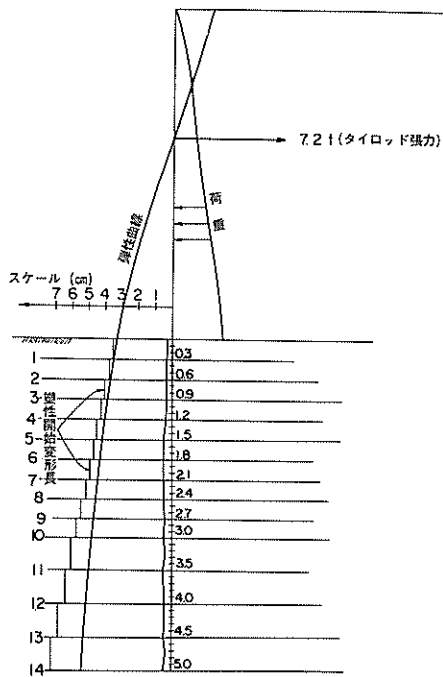


図 5-8 荷重と弾性曲線 (軟弱地盤)

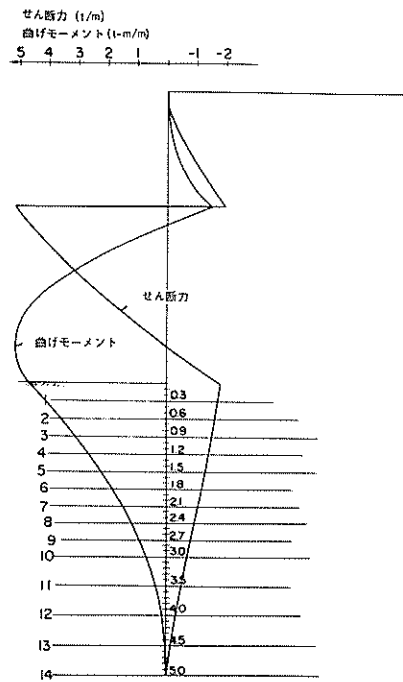


図 5-9 せん断力と曲げモーメント (軟弱地盤)

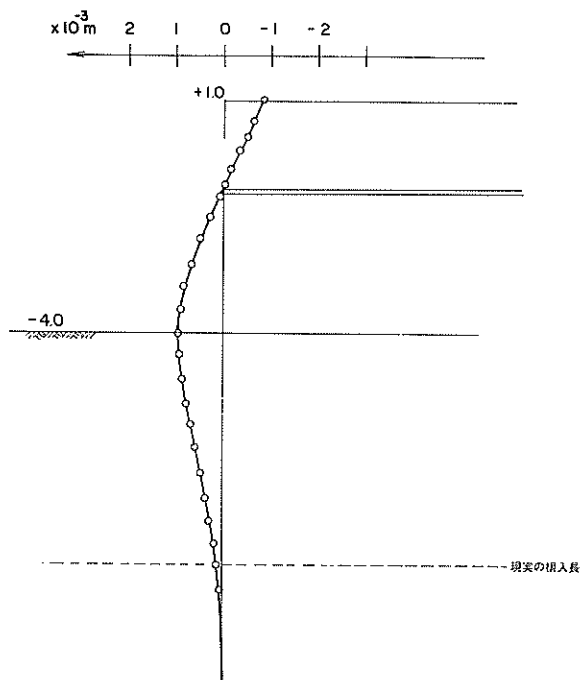


図 5-10 変位置 (たわみ曲線法)

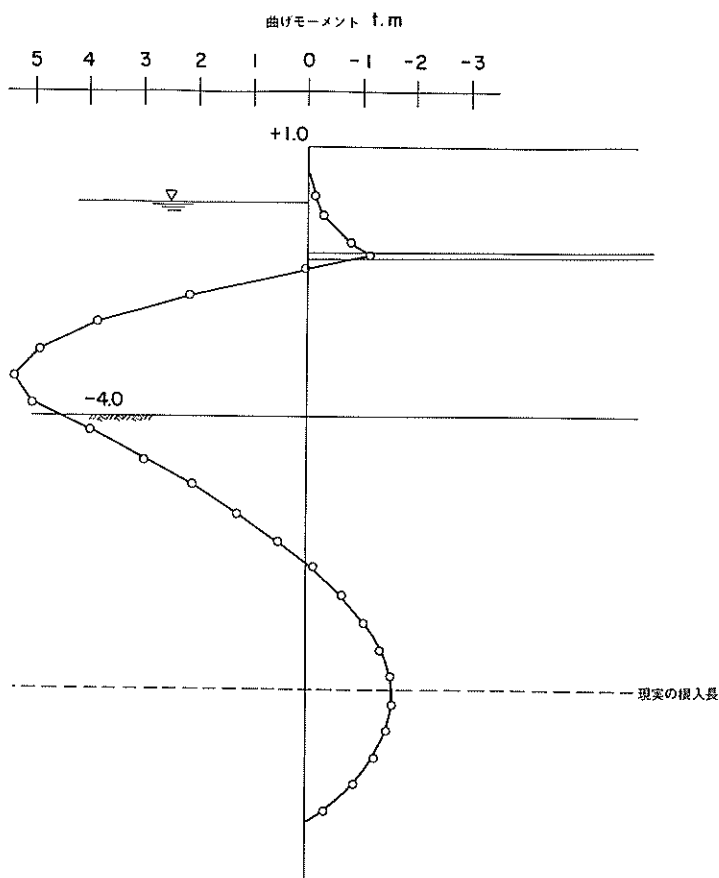


図5-11 曲げモーメント(たわみ曲線法)

6. ま と め

地盤の弾塑性を考慮した矢板壁設計プログラムの概要および適用例を述べてきたが、本方法の結果は十分設計上の参考資料となろう。

インプットデータのとり方、考え方にはまだ多くの問題があると思われるが、この解決には現場での応力測定とこのプログラムの結果との比較考察が多数なされる必要があるだろう。

最後にインプット・データのコーディングの方法と注意事項及び Out put の内容について記す。

インプット・データのコーディングの方法は図6-1に示すように行なう。但しQとは弾性梁の断面力を最後に Out put させるときの梁軸方向のピッチで、この間隔で、断面力が Out put されてくる。また弾性層と塑性層の境界探索もこのピッチで行なわれる。Rとは第i段階での境界(弾性層と塑性層)とつぎの第(i+1)段階の境界の差がどの範囲以内であれば、最終的な弾塑性解とみなすか判断

する際の、その差のことである。通常Qとして0.25 m、Rとして0.15 mを採用すればよいであろう。

また、D、k、F、Sはそれぞれ当該層の「下端の深度」「k値」、「壁体背後からの土圧強度」、「塑性開始変形長」のことである。

Out put の内容は

- ① In put data の内容
- ② 海底面より上方の梁についての弾性解
- ③ 海底面より下方の梁についての弾性解
- ④ 最終的弾性解を得るまでの各段階の弾塑性解について
 - 4-1 海底面より上方の梁について
 - 4-2 海底面より下方で弾性層と塑性層の境界まで
 - 4-3 境界から根入れ下端まで

である。なお、解の構成は、変位、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、弾性梁に作用する荷重(壁体前後で加え合わせたもの)以上5つである。

矢板壁の名称
(80A1)

前壁面以下の階数	図(3-5)のa	図(3-5)のb	図(3-5)のc	図(3-5)のd	矢板の弾性係数 ($\frac{1}{m^2}$)	矢板の断面2次モーメント
(15) (φ)	(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	(F100)	($\frac{1}{m^2}$) (m ⁴)

Q	φ	k	φ	タイロッドの変位(φ)	タイロッドの変位は壁体前面に移動する場合を正。
(F100)	(φ)	(F100)	(φ)	(F100)	

図3-5のH(φ)	図3-5のh ₁ (φ)	図3-5 h ₁ (φ)	図3-5 h _w (φ)	H, h ₁ , h ₁ , h _w > 0
(F100)	(F100)	(F100)	(F100)	

図3-4のD(1)	図3-4のD(2)	(層の数だけ書く)	最終層の下端深度
(F100)	(φ)	(F100)	(φ)	D(1) > 0		(F100) (φ)

図3-4のk(1)	図3-4のk(2)	(層の数だけ書く)	最終層のk値
(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	k(1) > 0		(F100) ($\frac{1}{m^2}$)

図3-4のF(1)	図3-4のF(2)	(層の数だけ書く)	最終層のF値
(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	(F100)	($\frac{1}{m^2}$)	F(1) > 0		(F100) ($\frac{1}{m^2}$)

図3-4のS(1)	図3-4のS(2)	(層の数だけ書く)	最終層のS値
(F100)	(φ)	(F100)	(φ)	S(1) > 0		(F100) (φ)

図6-1 Codingの方法

あとがき

この矢板壁設計プログラムをつくるにあたって、中山種清設計基準課長、近藤功一主任研究官にいろいろ御教示を得ましたことを深く感謝致します。
(1975年3月31日受付)

参考文献

- 1) 山内豊聰、安原一哉、“粘性土の静止土圧係数に関する一考察”、土質工學論文報告集Vol.14、No.2 1974、土質工学会
- 2) 北村浩行、係船岸設計の要点と計算例、昭和45年、鹿島出版会
- 3) 運輸省港湾局、“港湾構造物設計基準”、P.8.7.10. 日本港湾協会
- 4) “港湾構造物集覧”、運輸省港湾技術研究所、設計基準部

港湾技研資料 No.218

1975・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所
発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
印刷所 (有) 葵印刷工業

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.