

ISSN 0386—5878
土研資料第1816号

土 木 研 究 所 資 料

掘削土留め工設計指針(案)

昭和57年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1981 年度 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

まえがき	1
1 章 総 則	3
1.1 適用範囲	3
1.2 用語の定義	4
2 章 ボイリングに対する検討	6
2.1 止水矢板の下をまわる浸透流	6
2.2 一様地盤におけるボイリングの検討法	6
2.3 二層系地盤におけるボイリングの検討法	10
2.4 砂質土の掘削土留め工事	14
3 章 ヒーピングに対する検討	17
3.1 ヒーピングの検討を必要とする地盤	17
3.2 ヒーピングの検討法	18
3.3 ヒーピング対策	22
3.4 被圧地下水による盤ぶくれ	24
4 章 土留め壁の設計	25
4.1 土留め壁の解析手法	25
4.2 静止側圧強度	31
4.3 背面側作用側圧強度	32
4.4 受働側抵抗側圧強度	33
4.5 地盤反力係数	33
4.6 切ばりのバネ定数	34
資 料 編	37
I ボイリングに関する検討	39
II ヒーピングに関する検討	53
III 弾塑性法による土留め壁の解析例	64
参考文献	74

まえがき

近年、土木施工技術の発達により軟弱地盤上にL. N. G地下タンク、下水処理場など大規模な土木構造物が建設されてきている。それらの大規模工事の施工には深い掘削が必要となる。そのため、土留め工等の仮設にも本体工事並の安全性が必要とされ、仮設費の全体工事費に占める割合も増大している。

一般に、大規模掘削とは¹⁾6 m以上の掘削深さと言われている。一方、土留め壁周辺地盤の安定問題から大規模掘削を定義すれば、安定係数(Nb)が4以上²⁾の場合であると言われている。

土留め工の設計手順は大規模掘削であろうと通常規模の掘削であろうと、基本的検討項目は、安定問題及び断面の応力度の検討という2本立てになっていることには何ら変わりはない。しかし、各検討項目の細部(たとえば、土圧や水圧の分布状態の仮定、計算手法など)にわたってはいまだに確立された指針がないのが現状である。

このような状況を鑑みて土木研究所基礎研究室は、掘削土留め工設計指針(案)の作成を行なった。

内容は、次のような土留めの安定問題についての設計計算手法を規定したものである。

- I ボイリングに対する検討手法……………砂質地盤
- II ヒーピング 〃 ……………粘性土地盤
- III 土留め壁の設計手法

昭和57年3月

建設省土木研究所基礎研究室

室長 浅 沼 秀 弥
山 本 洋 司
越 川 裕

1 章 総 則

1. 1 適用範囲

- (1) 本指針は、建設省において通常の開削工事を行なう場合に用いる仮設構造物の設計のうち、ボイリング、ヒーピングの検討及び土留め壁の設計に適用するものとする。
- (2) 特別の調査、研究などに基づいて設計する場合には、本指針を適用しなくてよい。

- 1) 開削工法によって構造物を建設する際には、土圧・水圧、温度変化等の自然条件、および自動車荷重、施工時の一時荷重等の人為的条件に応じて、開削する空間を一時的に保持する仮設構造物が必要になる。この仮設構造物は一般に土留め工と路面覆工より成る。

土留め工に含まれるものは、

- (a) 土留め壁関係

親杭横矢板、鋼矢板、鋼管矢板、柱列式地下連続壁、地下連続壁

- (b) 支保工関係

切ばり、腹起し、火打ち、アース・アンカー、タイロッド、中間杭であり、地下連続壁については、仮設構造物であると同時に本体構造物の一部としても使用する場合、すなわち本体利用する場合も含むものとする。

路面覆工に含まれるものは、

覆工板、覆工桁、桁受け部材

であり、工事桁、逆巻き工法の場合の上床版は含まないものとする。

- 2) 通常の開削工法とは、土留め工によって囲まれた内側を掘削する場合をいい、土留め工を行わず法面によって掘削する場合は含まないものとする。

また、河川、池、海等において、水中で土留め工を行ない掘削を行なう場合は、本指針によらず特別な検討が必要である。

- 3) 適用の範囲は、掘削規模面からみれば中規模から大規模の掘削土留め工を対象とするものである。

- (a) この指針（案）は、開削工事における仮設構造物の設計のうち、掘削が大規模になるにしたがって大きな問題となる砂質地盤におけるボイリング、粘性地盤におけるヒーピングおよび土留め壁の変形を考慮した設計法についてのみ言及するものとした。

- (b) 地表面の形は一般に水平面をなしている場合を対象としているが、土留め壁の背面側がゆるやかな傾斜をなしており、かつその長さが短い時、あるいは土留め壁の背面に近接して低い盛土がある時などは、本指針を準用してよい。

- (c) 軟弱地盤等において地盤の安定が得られない時は、地盤改良等の対策を講ずる事によって安定を確保できれば、本指針を準用できる。

なお、改良された地盤の土質定数の決定は、責任技術者の判断によることが望ましい。

(d) 極軟弱地盤（N値0～2）や特殊土壌（有機質土、マサ土等）においては、この指針を直ちに適用することなく、調査、計測等により慎重に判断する必要がある。

4) 自然条件は地域によっても、また時期によっても異なり、特に地盤の性状は千差万別なので、いくつかの土質定数（たとえばN値、内部摩擦角等）によって、その地盤の全貌を示すのはかなり困難な場合がある。また、設計に取入れられる土質定数は一般に種類が少ないので割切った決め方をしているところもある。

一方、最近の土質工学の分野における研究の進歩発展は著しいものがあり、新技術新理論の開発が予測されるところである。したがって、新技術の開発により、あるいは実験実測等によって本指針と異なる結果が得られ、責任技術者がその採用を可とするならば、その新しい設計法を採用してよい。

1.2 用語の定義

(1) 土留め工

開削により地盤を掘削して構造物を建設する際に、掘削した空間を一時的に保持する目的で地盤中に設けられた仮設的構造物

(2) 砂質土

土に含まれる細粒分（ 74μ 以下）がおおむね30%未満で、地下水の変動に対して短時間に間隙水圧の変動が追随する土をいう。

(3) 粘性土

土に含まれる細粒分（ 74μ 以下）がおおむね30%以上で、地下水の変動に対して短時間に間隙水圧の変動が追随しない土をいう。

(4) ヒービング

粘性土を土留めして掘削する際に、土留め工背面の土が粘性流動をおこし、土留め材料（矢板、土留め壁）の先端をまわりこんで移動するため掘削底面がふくれ上がる現象

(5) 土留め材料の変形による盤ぶくれ

粘性土を土留めして掘削する際に、土留め材料が土圧によって掘削面側に変形するために掘削底面がふくれ上がる現象

(6) 被圧地下水による盤ぶくれ

粘性土を土留めして掘削する際に、不透水層から成る掘削底面の下に被圧地下水を通す透水層があり、地下水圧が不透水層地盤の重量より大きい場合に掘削底面がふくれ上がる現象

(7) ボイリング

透水性の砂質地盤に遮水性の土留めをして掘削する際に、掘削側の地盤面と地下水面の低下ともなう背面側地下水位との差によって、地下水が土留め材料先端をまわり込んで背面側

から掘削面側に流れるが、掘削側地盤内において砂に作用する上向きの浸透水圧が砂の水中重量より大きくなると、土留め材料付近で砂の湧き上がりが生じる現象

(8) クイックサンド

砂質地盤がボーリングを起す限界状態で、土留め材料先端をまわり込んだ上向きの浸透水圧が砂の水中重量と等しくなった状態

2章 ボイリングに対する検討

2.1 止水矢板の下をまわる浸透流

図-2.1に示すような地下水位の高い透水性地盤において掘削工事を行なうと、矢板背面側から掘削底面に向う流線に沿って地下水が浸透する。透水性地盤中の浸透流に関してはその速度ポテンシャルと流れ関数がCauchy-Riemann条件を満たすのでそれぞれに対しLaplaceの方程式が成立し、複素関数論を用いた理論解析が可能である。

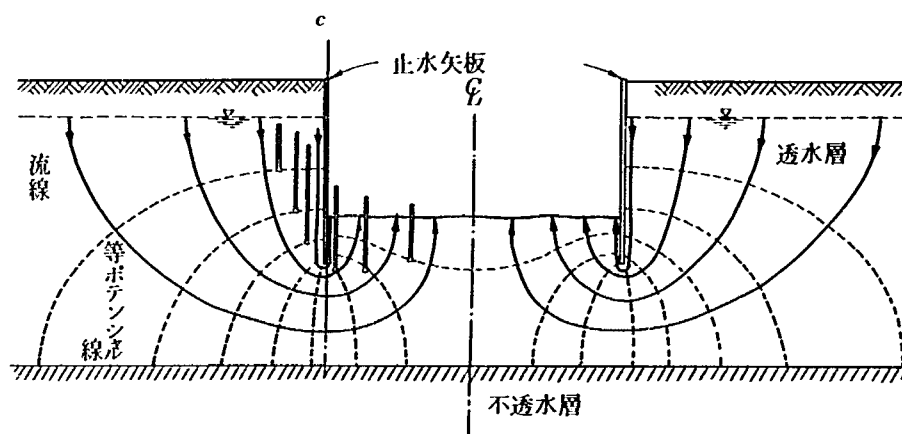


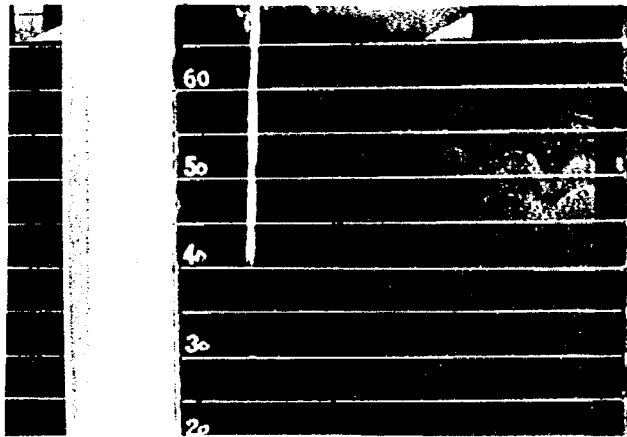
図-2.1 止水矢板の下をまわる浸透流

図-2.1は、このようなポテンシャル流理論を用いて二次元定常状態における止水矢板まわりの流線網を描いたものであるが、砂質地盤の掘削においてはこのように掘削底面付近で上向きの浸透流が生じる。模型実験においてこの現象を確認するために矢板背面側の水位を上げていくと、ある限界の水頭差に至るまでは地盤は安定しているが、水頭差がある一定値に達すると次第に浸透流量が増大し、矢板前面付近の地盤の盛り上がり（写真-1）とその付近の砂粒子の跳動が認められるようになる。さらに水位を上げると、地盤の盛り上がりが顕著となり（写真-2, 3）砂粒子の跳動が地表面付近から次第に矢板先端に及び、ついには矢板先端付近の流線に沿って地盤が背面側から掘削面側に急激に噴砂し破壊する。（写真-4）

このように、ボイリングによる砂質地盤の破壊は急激なうえ、壊滅的となるため、事前に十分検討しておく必要がある。

2.2 一様地盤におけるボイリングの検討法

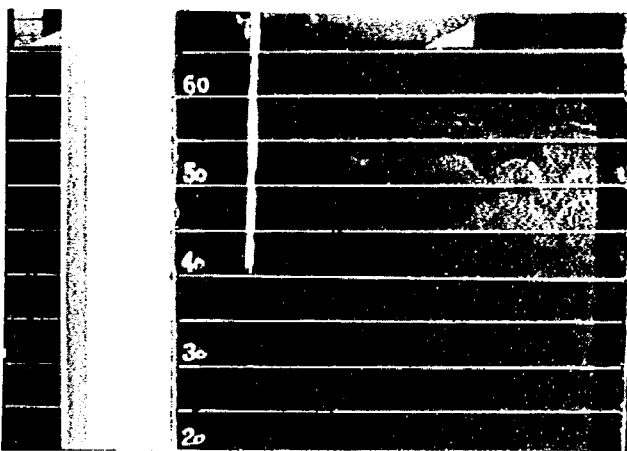
等方均質な一様地盤の透水問題においても、実際の仮設構造物の掘削では土留めを介しての地盤面の高さが異なるため、これを考慮した浸透圧の分布を解析的に求めることは一般に困難である。それゆえ、二次元浸透流理論を基本として土留めの掘削問題におけるボイリングの検討法を確立するのは難しい。一方、FEM浸透解析により数値解析的に近似の浸透圧分布を求めるこ



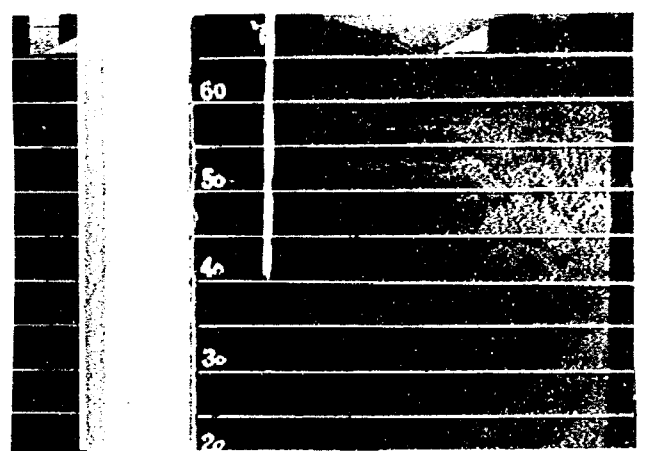
写真－ 1



写真－ 2



写真－ 3



写真－ 4

とは可能であるが、作業が簡単でないことや普遍性がないことなどの欠点がある。ここでは、山留め先端や土留め背面に沿った特異点での浸透圧の分布が、等角写像変換により理論的に求めることができることを利用して、ボイリングの簡易検討法を開発したので、この方法により計算することとした。

砂質地盤の掘削におけるボイリングに対しては、次式を満たす根入れ長を確保するものとする。

$$D_p \geq F_s \frac{1.57 h_A r_w}{2(r - r_w)} \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、 D_p : 土留め壁根入れ長 (m)

h_A : 土留め先端 a 点における間隙水頭で、図－2.3 より $\alpha' = \alpha$ として求める。
(m)

r_w : 水の単位重量 (l/m^3)

r : 砂地盤の単位重量 (l/m^3)

F_s : 安全率で 1.2 とする

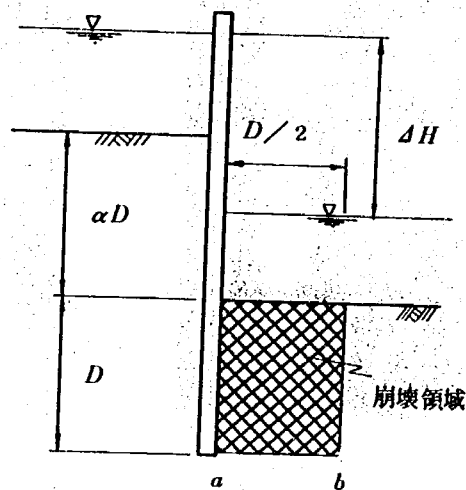


図-2.2 ボイリングの検討

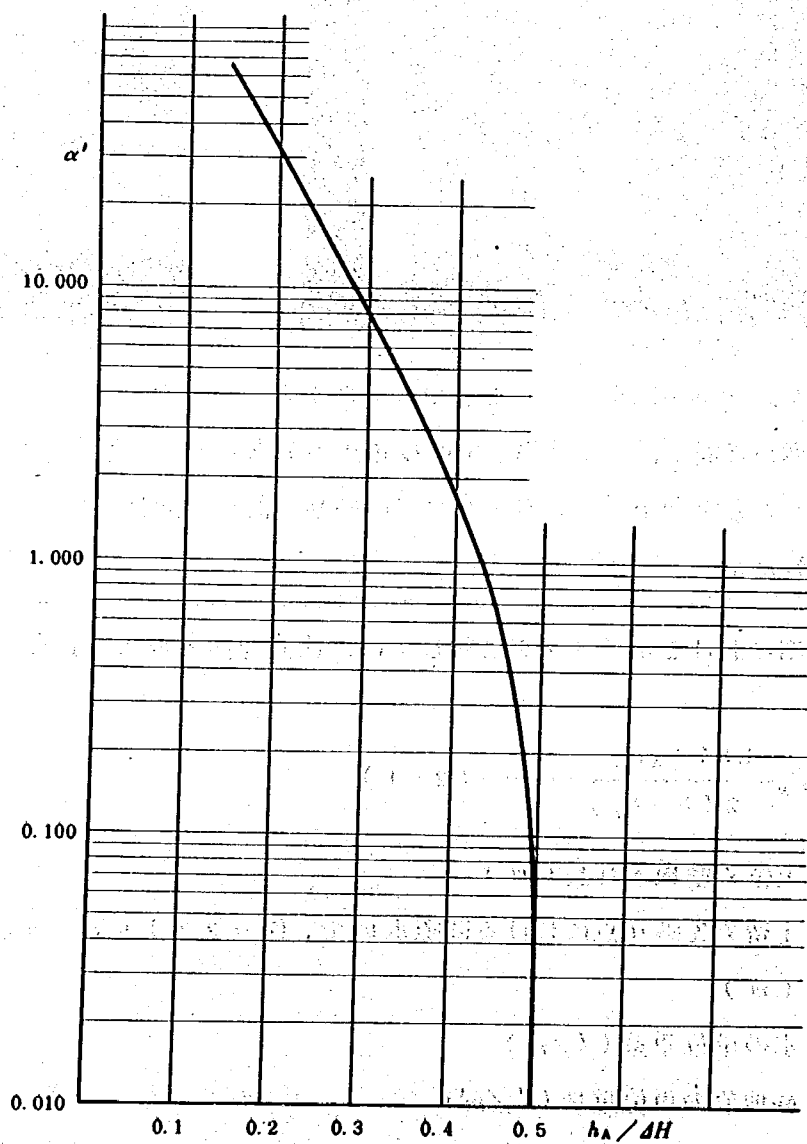


図-2.3 土留め壁先端 a における間隙水頭 h_A

ボーリングに対する安定解析手法の考え方には、

- (1) 限界動水勾配によるもの
- (2) 限界流速によるもの
- (3) 平均動水勾配（クリープ比）によるもの
- (4) 有効応力と砂のせん断強さを考慮したもの

等があるが、各企業体のボーリングに対する検討式は、すべて(1)の限界動水勾配理論によるものである。

限界動水勾配理論はさらに大きく2つの考え方に分類される。

- (1) 検討式を導く際に土中水の流れを一次元浸透流として取り扱っているもの。(日本道路協会³⁾、日本道路公団⁴⁾、地下鉄など⁵⁾)
- (2) 検討式を導く際に土中水の流れを二次元浸透流として取り扱っているもの。(土木学会⁶⁾、日本鉄道施設協会⁷⁾、首都高速道路公団など⁸⁾)

ここでは、土留め壁のまわりを浸透する流れを二次元浸透流として扱い、Terzaghiの理論⁹⁾では河川の締切のように矢板前後面の地盤の高さが同じで楕円浸透流の場合しか対象にできないのを改良し、土留めの前後面の地盤高さが異なる掘削問題に対しても適用できる等角写像変換による理論解を基本にした。その解法については資料編I ボーリングに対する検討に述べる。

ボーリングに対する安全率に寄与するファクターのうち大きなものは、間隙水圧と崩壊領域の重量である。土研資料第1746号では、崩壊巾の決定に久保田・河野の r_{net} の考え方¹⁰⁾を取り入れているが、計算が複雑となることおよび安全率の精度を考慮して、崩壊巾をTerzaghiの考え方¹¹⁾に準じて根入れ長の半分と仮定した点と、安全率において砂のせん断抵抗及び粘着抵抗は不明な点が多いので、安全側を考えてそれらは考慮していない点が異っている。その解法は、図-2.4に示す土留め壁前面の土塊abcdの自重とその底面に作用する間隙水圧の和が均衡する場合をクイックサンド状態と仮定し安全率を定めるものである。

この場合、間隙水圧分布は一様とはならないが、数値積分によって求めた揚圧力 U' と直線的に分布するものと仮定して求めた揚圧力 U の比は約90%であることがわかったので、ここでは計算の簡便のため、間隙水圧は直線分布するものと仮定する。したがって、土塊が崩壊する安全率は次式により計算される。

$$F_s = \frac{W}{U} = \frac{\frac{1}{2} D^2 (\gamma - \gamma_w)}{\frac{D}{4} (h_A + h_B) \gamma_w} = \frac{2 D (\gamma - \gamma_w)}{(h_A + h_B) \gamma_w}$$

間隙水圧 h_A および h_B は土留め壁前後の地盤高さの差に関するパラメーター α と水頭差 ΔH の関数で h_A は図2.3のように示される。 h_B は楕円浸透流理論より $h_B/h_A \approx 0.57$ となるので、結局安全率は次のように書ける。

$$F_s = \frac{2 D (\gamma - \gamma_w)}{1.57 h_A \gamma_w}$$

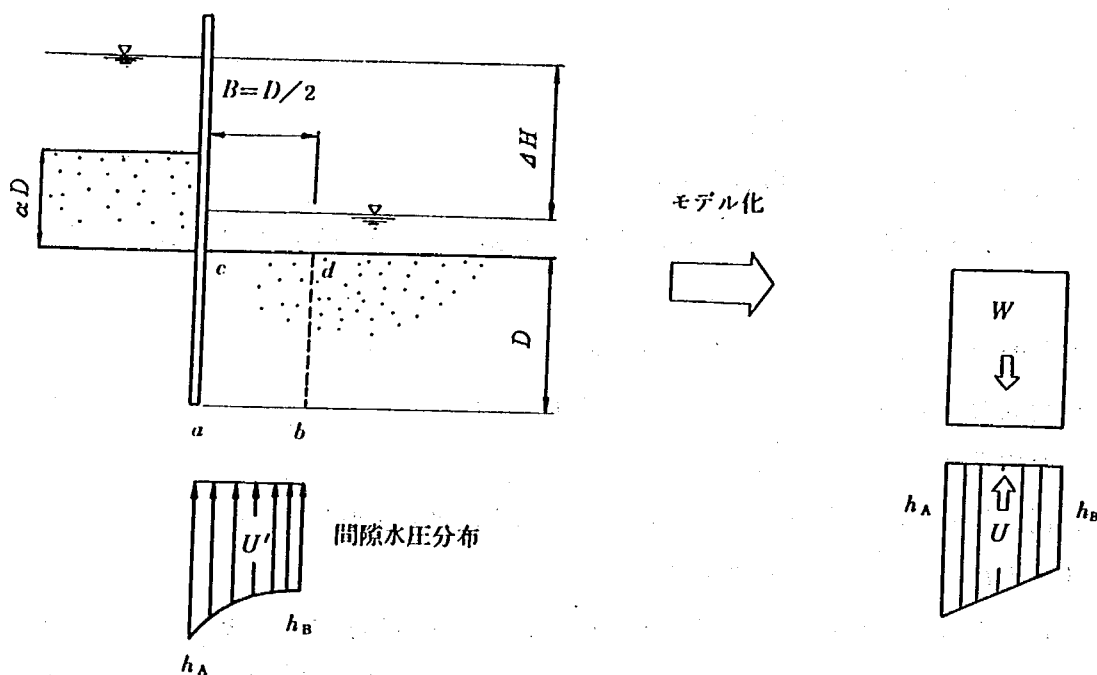


図-2.4 ボイリングにおける崩壊領域のつりあい

実際の検討にあたっては、図-2.10 に示す流れ図にしたがって作業を進めるとよい。

2.3 二層系地盤におけるボイリングの検討法

透水係数の異なる水平な二層系砂質地盤の上層を貫いて土留め矢板が根入れされている場合の掘削にともなうボイリングの検討は、透水係数の比を考慮して一層系の層厚に換算し、土留め壁先端部と上下層の境界部において安定性を検討するものとする。

$$\left. \begin{aligned}
 D_p &\geq \max [D_p^1, D_p^2] \\
 D_p^1 &= F_s \cdot \frac{1.57 h_A' r_w}{2 \{ \beta(r_1 - r_w) + (1 - \beta)(r_2 - r_w) \}} \\
 D_p^2 &= F_s \cdot \frac{(1 + \mu) h c'}{2 \beta} \cdot \frac{r_w}{r_1 - r_w}
 \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

ここで、 D_p : 土留め壁の根入れ長 (m)

r_1 : 上層地盤の単位重量 (t/m^3)

r_2 : 下層地盤の単位重量 (t/m^3)

h_A' : 矢板先端 a における間隙水頭 (m) で図-2.3 を用いて求める。なお α' は次式より算出する。

$$\alpha' = \frac{\alpha}{1 + \beta(k - 1)} \quad \cdots \cdots \alpha D \geq \Delta H$$

$$\alpha' = \frac{\Delta H}{D \{1 + \beta(k-1)\}} \dots\dots\dots \alpha D < \Delta H$$

h_c' ; 矢板と境界層の交点Cにおける間隙水頭(m)で図- 2.5 より求める。なお

α' については上式で, β' については次式で算出する。

$$\beta' = \frac{k \beta}{1 + \beta(k-1)}$$

μ ; 境界層と崩壊領域との交点 d における間隙水頭に関する補正係数で図- 2.6

より求める。なお, β' は上式により, ξ は次式により算出する。

$$\xi = \frac{1}{2 \{1 + \beta(k-1)\}}$$

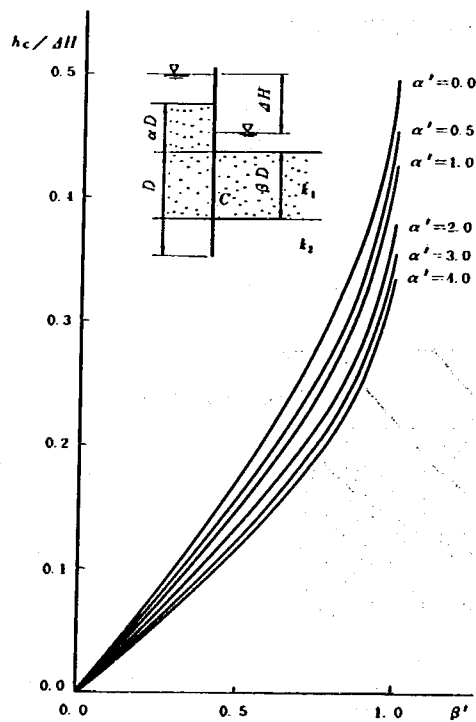


図- 2.5 矢板背面に沿う間隙水頭分布

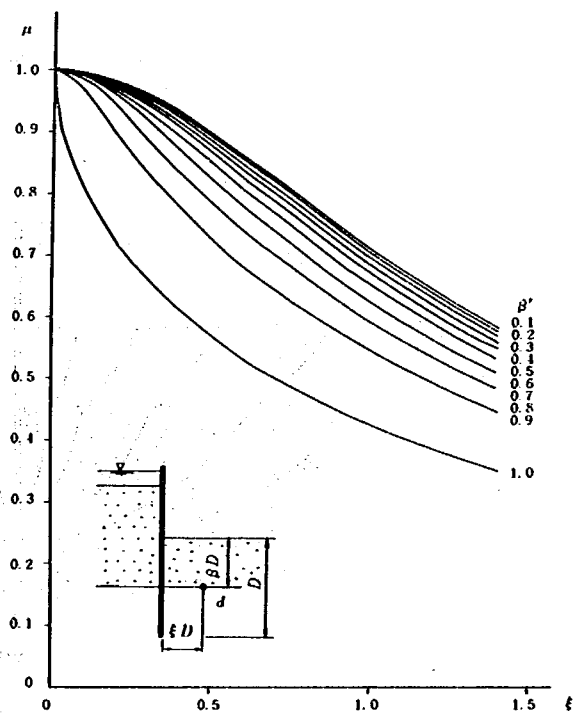


図- 2.6 任意点での矢板背面

との間隙水頭比

α : 土留め壁前後面の地盤高さの差と根入れ長の比

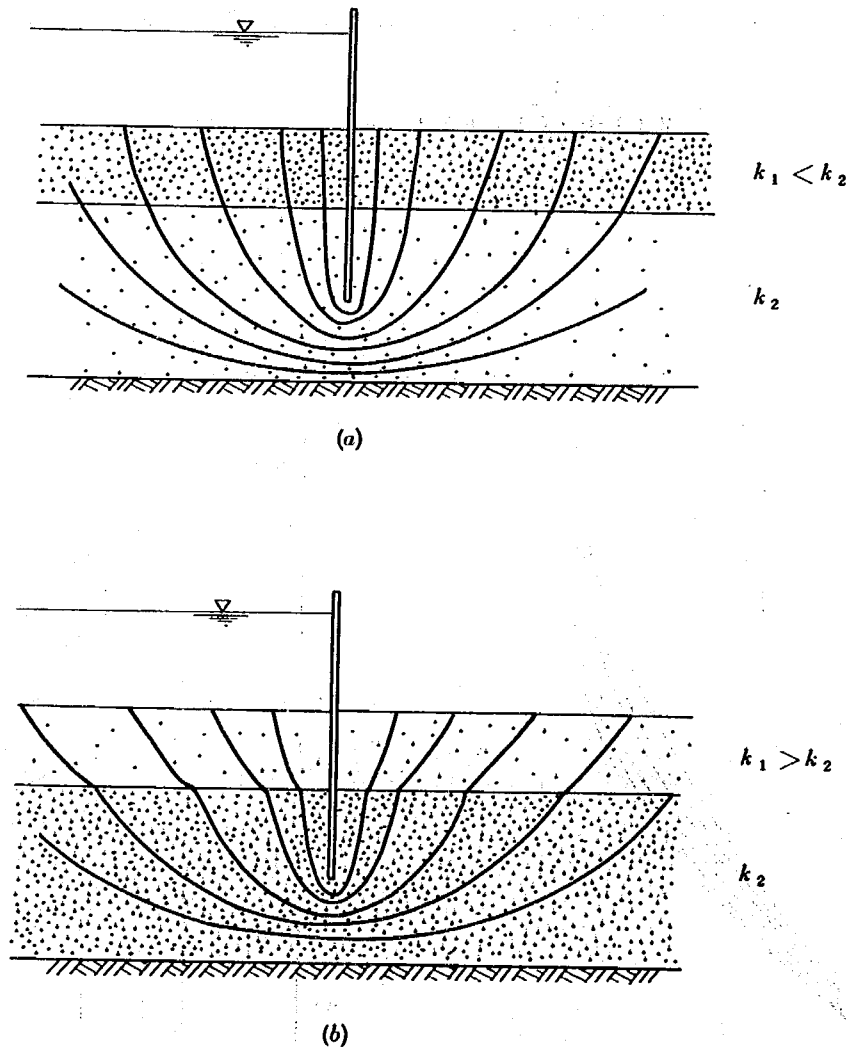
β : 掘削側地盤の上層厚と根入れ長の比

k : 下層地盤と上層地盤の透水係数の比で $k = k_2 / k_1$

F_s : 安全率で 1.2 とする。

なお、上層の透水係数 k_1 が下層の透水係数 k_2 より大きい場合 ($k_1 > k_2$) については、土留め壁先端部における安全性のみを検討すれば十分である。

二層系地盤の場合、上層が下層より透水係数が大きい小さいかにより流線網は大きく異なる。



図－2.7 二層系地盤の流線網

図－2.7 に示したように、上層の透水係数が下層より小さい場合には、上層における流線が鉛直に、また、等ポテンシャル線が密かつ水平に近くなるため、下層地盤一層のみの場合に比して掘削底面付近の浸透水圧が高く危険となる。このため、上層と下層の透水係数の違いを考慮した検討手法が必要となる。

すなわち、図－2.8 に示すような二層系地盤において、上層地盤の透水係数が下層地盤のそれに等しいと仮定した場合に層厚の分だけ透水した時の損失水頭が同じになるように仮想的な

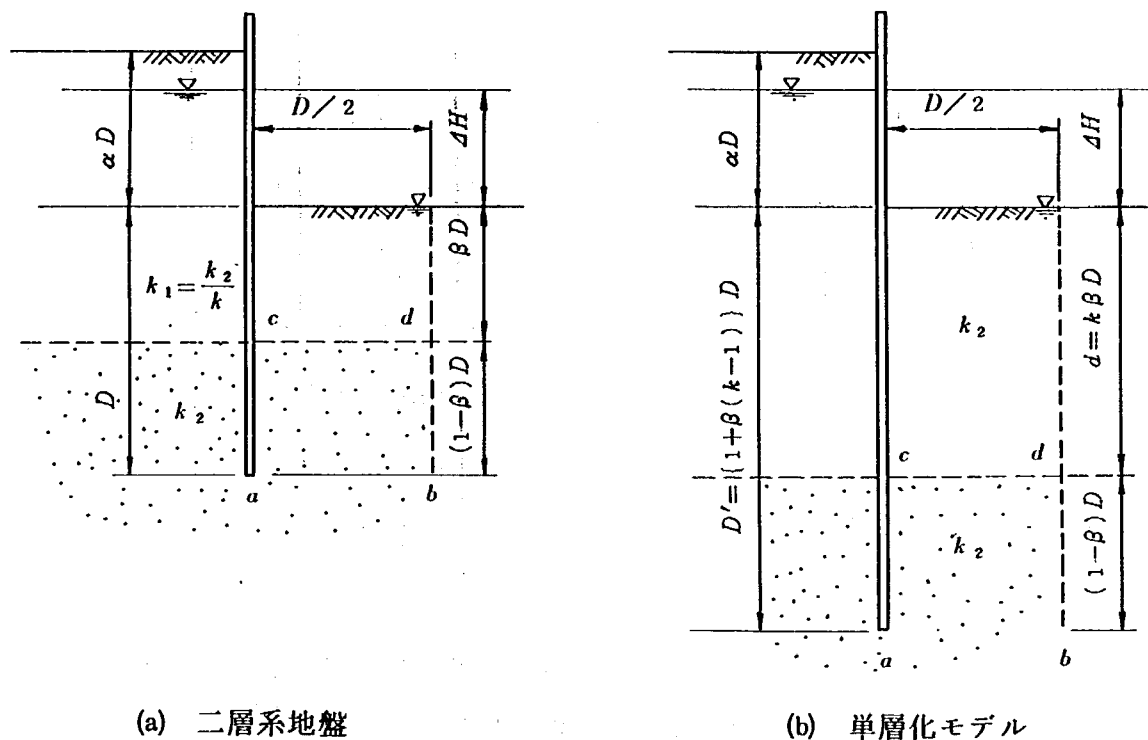


図- 2.8 二層系地盤の単層モデル化

層厚を考慮することにすれば、間隙水頭に関しては単層地盤と考えて計算することが可能になる。この仮想的な上層厚を換算層厚と称し、次式により算出する。

$$d = k \beta D$$

ここに、 d ; 換算層厚 (m)

D ; 土留め壁の根入れ長 (m)

k ; 下層地盤と上層地盤の透水係数の比で $k = k_2 / k_1$

β ; 掘削側地盤の上層厚と根入れ長の比

クイックサンド状態においては、図- 2.9 (b)のように崩壊巾 $\frac{1}{2} D$ の矩形土塊の自重が土塊底面に作用する間隙水圧 U_2 とつり合っていると考えられるので、土留め壁先端部におけるボーリングの安全率は次式で表わすことができる。

$$F_s = \frac{W_1 + W_2}{U_2} = \frac{(\gamma_1 - \gamma_w) \beta D + (\gamma_2 - \gamma_w) (1 - \beta) D}{\frac{h_A + h_B}{2} \gamma_w}$$

ここで式 (2-2) と同様に $h_B = 0.57 h_A$ とすれば (2-2) の第 2 式が得られる。

この場合、土塊底面に作用する間隙水圧は図- 2.7 (b) に示したモデルの土塊底面 $a-b$ に作用するものを考えればよい。

つぎに、二層系地盤の場合には流線網のパターンが上層地盤と下層地盤の境界で変化するため、土留め壁先端部における安定性ばかりでなく境界面における上層地盤の安定性をも検討し

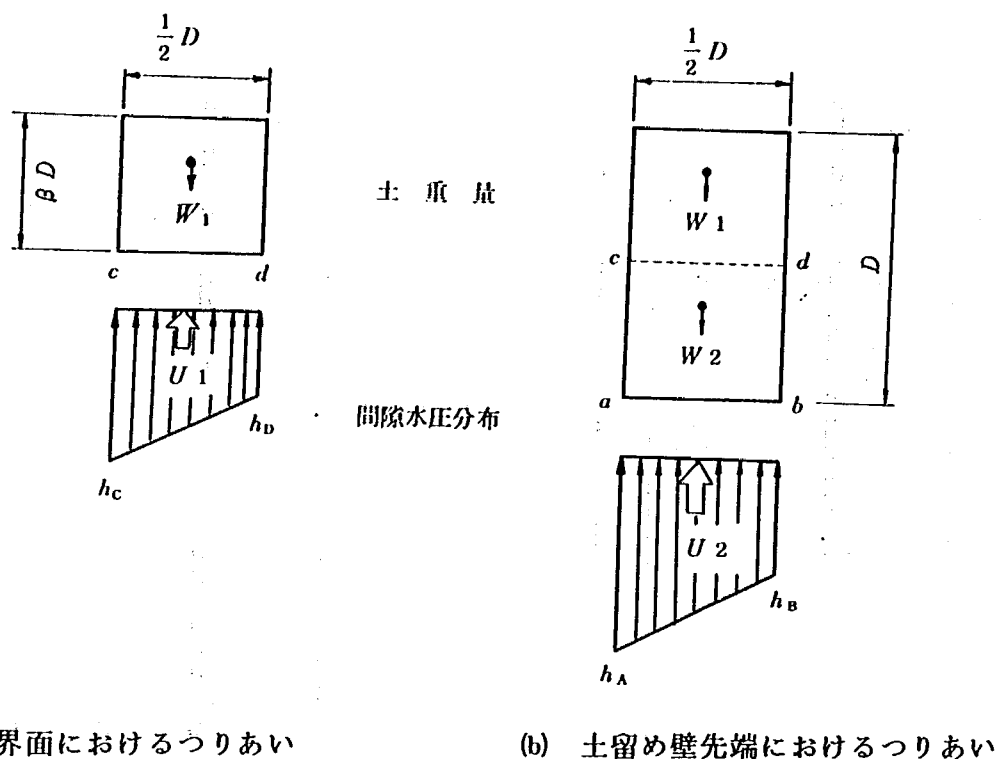


図-2.9 崩壊土塊のつりあい

ておく必要がある。すなわち、図-2.9 (a)のように上層の崩壊土重量 W_1 とその底面 $c d$ に作用する間隙水圧の比をもって安全率を次のように表わすことができる。

$$F_s = \frac{W_1}{U_1} = \frac{(\gamma_1 - \gamma_w) \beta D}{\frac{h_c + h_d}{2} \gamma_w}$$

ここで h_c は β の値によって変化するので図-2.5より求め、 h_d も単層の場合のように一律に決めることはできなくなるので、図-2.6より決定するものとする。今、 h_d を

$$h_d = \mu h_c$$

とすれば結局式(2-2)の第3式を得ることができる。

実際の検討にあたっては、図-2.10に示す流れ図にしたがって作業を進めるとよい。

2.4 砂質地盤の掘削土留め工事

砂質地盤における仮締切り等の掘削工事においては、ボーリングに十分な注意を払うだけでなく、仮締切りの施工方法、掘削中の周辺地盤の変状にも十分留意しなければならない。

- 1) 仮締切り用矢板の打込みにあたって、騒音振動を低減する目的でプレボーリング工法やジェット工法を用いる事例が多くなっている。このような場合、本来水の浸入を阻止すべき矢板の周辺に水径（みずみち）が当初から設けられる結果となり、締切り内の掘削とともにこの水径を通して周辺地盤の砂粒子が流出し、いわゆるパイピング現象により水没の危険を生じ

る。したがって、砂質地盤の仮締切りの矢板打設にこのような方法をとることは厳に慎まなければならない。やむを得ずこれらの工法を採用する場合には、薬液注入等により水径を閉塞してから掘削工事にとりかかる必要がある。

- 2) 砂質地盤における掘削工事において排水等の水位低下を行なうと、かなりの広範囲にわたって地下水位が低下し、それによる周辺地盤の沈下を生じることがある。周辺に人家や既設構造物、井戸等の地下水の利用などが存在する場合には、地下水位の低下による影響を事前に調査予測しておく必要がある。

3章 ヒーピングに対する検討

軟弱地盤の掘削工事においては、掘削の進行にともない掘削底面がふくれあがる現象が生じるが、ここでは、これらの盤ぶくれ現象を原因別に次の3つに分類する。

- (1) ヒーピング
- (2) 土留め材料の変形による盤ぶくれ
- (3) 被圧地下水による盤ぶくれ

これらの定義は「用語の定義」に示したが、(1)は図-3.1(a)に示すように軟弱地盤が矢板先端をまわりこんで移動するものであるのに対し、(2)は矢板が非粘性土や岩盤に打ち込まれているため地盤が矢板先端をまわり込むことはないが、矢板の掘削側への変形により掘削底面が持ち上がるものである。(3)は掘削底面を構成する軟弱地盤の下に被圧地下水層が存在するため、この水圧によって掘削底面が持ち上げられるものをいう。

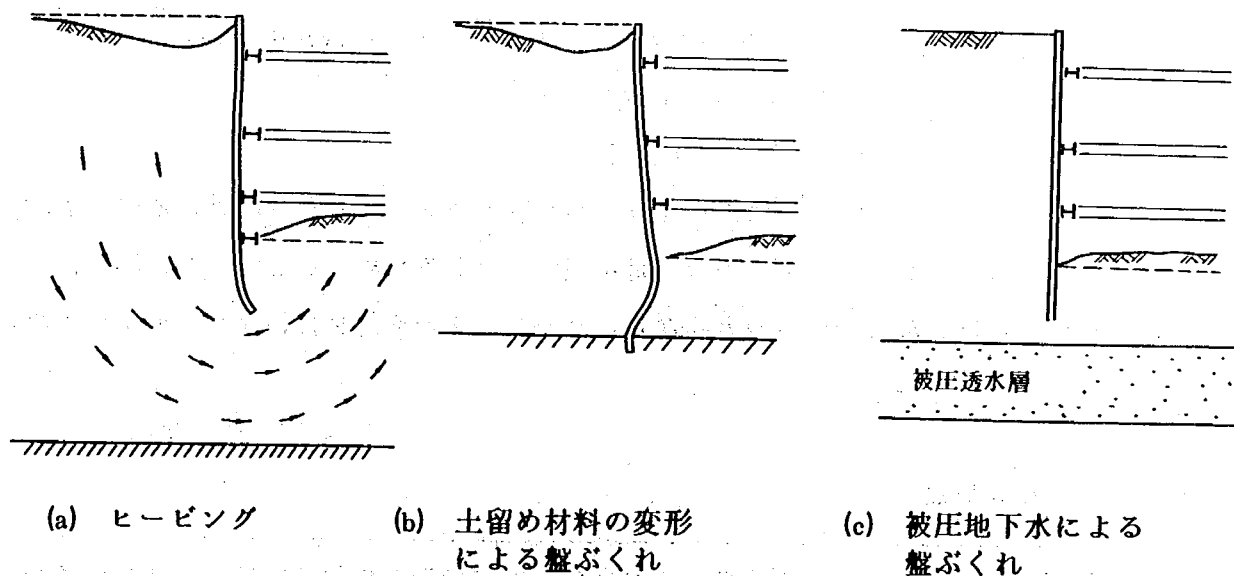


図-3.1 掘削底面の盤ぶくれ現象

ここでは、(1)および(3)についてはヒーピングに対する検討で扱い、(2)については矢板の変形計算において取扱う。

3.1 ヒーピングの検討を必要とする地盤

軟弱地盤において掘削工事を行なう場合、安定係数 N_b が次式を満たすならば、ヒーピングに対する検討を行わなければならない。

$$N_b = \frac{\gamma H}{c} \geq 3.14 \dots\dots\dots (3-1)$$

ここで、 N_b ; 安定係数

r ; 土の単位重量 (t/m^3)

H ; 掘削深さ (m)

c ; 掘削底面以下の地盤の粘着力 (t/m^2)

Peck は掘削底面位置より上にある矢板背面地盤のせん断強度を無視し、さらに掘削長が半無限に長い (二次元的掘削) と仮定して、ヒービングの安定性を論じる無次元量を次のように定義した。

$$N_b = rH/c$$

この無次元量 N_b は安定係数と称され、掘削にともなう軟弱地盤の安定問題を、掘削底面の高さ以上にある背面地盤を上載荷重とみなして掘削底面以下の軟弱地盤の支持力問題としてとらえた場合の荷重と抵抗の比を表わす指標である。Peck は N_b と地盤挙動との関係を次のように分類している。¹⁶⁾

$N_b < 3.14$: 掘削底面の上向きの変位はほとんど弾性的でこの量は小さい。

$N_b = 3.14$: 塑性域が掘削底面の隅から発生し始める。

$3.14 < N_b < 5.14$: 塑性域が拡大して行く。

実験¹⁷⁾および現場における実測¹⁸⁾によれば N_b が π 以下であっても変形は生じるが、Peck の述べるようにこの変位は弾性的で、かつ、量がわずかであるため、ここではこの場合、ヒービングによる影響はほとんど無いものとみなし、ヒービングの検討を行わなくてもよいものとした。

3.2 ヒービングの検討法

3.1 においてヒービングの検討が必要とされた軟弱地盤の掘削においては、次式で示す極限支持力度が、矢板背面側の地盤を上載荷重とみなした荷重に対し所定の安全率を保つよう矢板の根入れ深さを決めなければならない。

$$Pu \geq F(r_1 H + q) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$Pu = (\pi + 2) \cdot c + \frac{2D}{B} \cdot c + r_2 D \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

ここで、 Pu : 掘削底面以下の地盤の極限支持力度 (t/m^2)

c : 掘削底面以下の地盤の粘着力 (t/m^2)

D : 矢板の根入れ深さ (m)

B : 図-3.2 に示す矢板先端から仮想最大すべり線までの距離 (m)

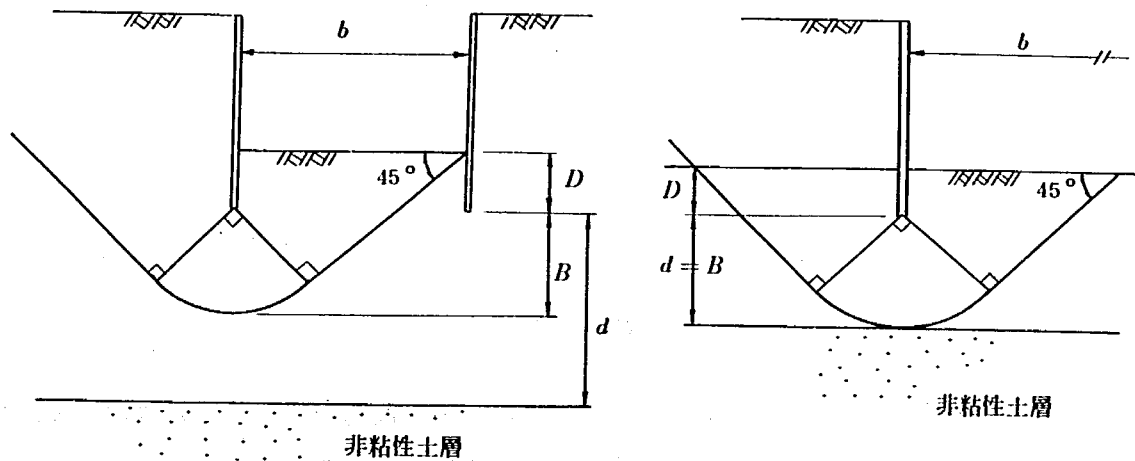
r_1 ; 掘削底面より上にある背面側地盤の単位重量 (t/m^2)

r_2 ; 矢板先端より上にある掘削側地盤の単位重量 (t/m^2)

H ; 掘削深さ (m)

q ; 矢板背面側地盤面上の上載荷重 (t/m^2)

F ; 安全率 ($= 1.6$)



(1) $d \geq \frac{b-D}{\sqrt{2}}$ の場合

$$B = \frac{b-D}{\sqrt{2}}$$

(2) $d < \frac{b-D}{\sqrt{2}}$ の場合

$$B = d$$

図-3.2 矢板先端から考慮すべき仮想最大すべり線までの距離

従来、ヒービングの検討においては、各種のすべり線を仮定し、このすべり線に沿うせん断抵抗と荷重とのつりあいによりヒービングに対する安全性を調べるものが多かった。しかしながら、模型実験により粘性地盤のヒービング現象を調査すると、非粘性土のように極限状態に達したのち一定のすべり線に沿うせん断破壊が生じるのではなく、地盤が掘削にともなう荷重の不均衡に起因して粘性流動を起こすために変形が進行するのであって、決してすべり線を生じるものでないことが明らかにされてきた¹⁷⁾。また、この時の地盤内粒子の動きを観察すると例えば図-3.3のようになった。図-3.3は、矢板前後で同一平面のカオリンクレー地盤 ($c = 0.61 t/m^2$) の矢板右側に水による載荷を行った時の地盤内の動きを模式的に示したものであるが、載荷側の地盤面が掘削側地盤面より高い場合、地盤内粒子の動きが地盤内に対し 45° に近い角度を持つようになることが同様に実験的に確かめられている¹⁷⁾。これらの事実から、地盤内の土粒子の動きは Prandtl¹⁹⁾ の支持力理論にもとづくすべり線にほぼ沿って生じると仮定することが最も妥当と考えられる。

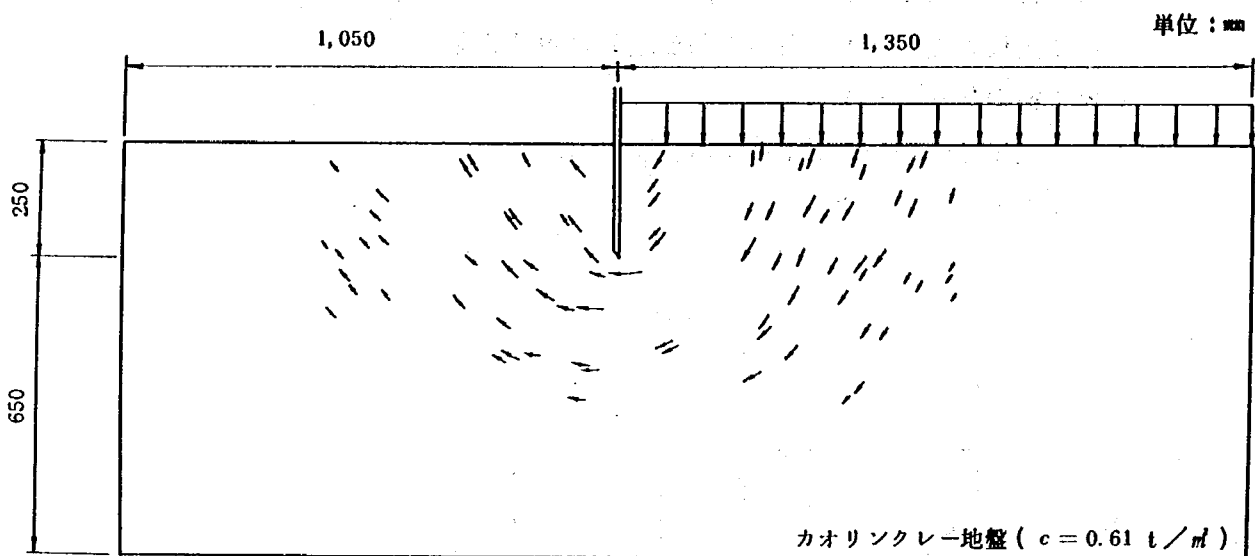


図-3.3 地盤内粒子の動き

また、Prandtl の支持力理論に従うものとすれば、たわみ性荷重の場合には地盤が極限に達すると、図-3.4 の荷重下に連なるすべり線群に沿っていくつものすべり線が生じうることも理解できる。(実際には地盤の粘着力のためすべり線は発生せず、このすべり線群に沿って変形が進むのみである。)

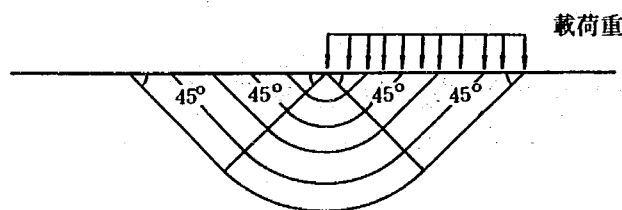


図-3.4 Prandtl の理論によるすべり線群

このため、ここではヒーピングの基本的な発生機構を粘性土の塑性理論にもとづく支持力問題としてとらえることにしたが、塑性理論の現状では、矢板の剛性や根入れ長をその支持力算定に考慮することは困難であるため、ヒーピングを円弧のすべり線に沿う力のつりあい問題と考えた場合の解析手法により修正することにした。

Prandtl の塑性平衡理論によると、せん断抵抗角を無視できる粘性土上に図-3.4 のように載荷した場合、その極限支持力は次のように表わされる。

$$q_d = (\pi + 2)c \quad (1)$$

一方、Tschebotarioff²⁰⁾ は帯状の剛体基礎に対し、すべり破壊が円弧に沿って生じ、またその回転軸が基礎の一端に合致するものと仮定して極限における回転モーメントのつりあいか

ら、極限支持力を次のように算定した。

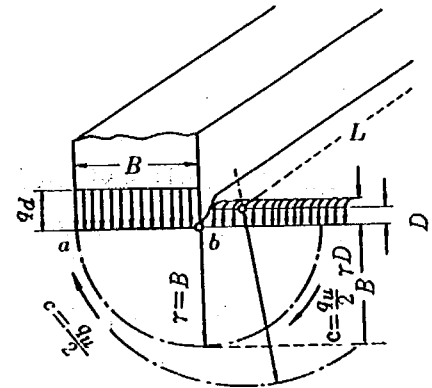
$$q_d = 2\pi c + \frac{2D}{B} \cdot c + rD \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 D ：押え荷重の深さ（ m ）

r ：押え荷重の単位重量（ t/m^2 ）

B ：基礎巾（ m ）

この式は、押え荷重のない場合、基礎巾 B に無関係となり、支持力問題としての解に近い支持力を与える。一方、Wilson²¹⁾は根入れ深さ D の帯状基礎の回転軸が基礎端に合致しないことを考慮してその支持力を次のように与えた。



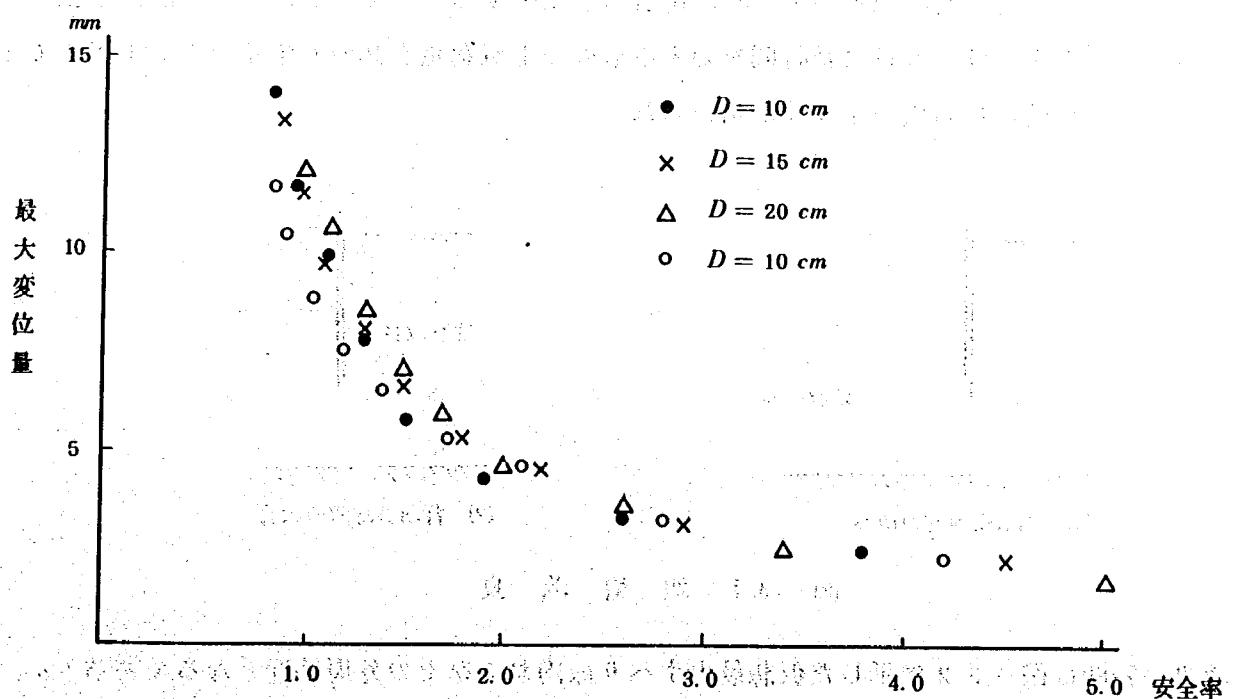
図－ 3. 5

$$q_d = 5.52 c \left(1 + 0.377 \frac{D}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

これは第1項の c の係数が(1)式と(2)式のほぼ中間にあり、最も危険な場合の極限支持力は、Tschbotarioffの考えたよりもいく分小さい値となることを示している。

これらのことを考慮し、Tschbotarioffの与えた極限支持力算定式を根入れのない場合にPrandtlの支持力式に一致するように次のように修正する。

$$q_d = (\pi + 2) c + \frac{2D}{B} \cdot c + rD \quad \dots\dots\dots (4)$$



図－ 3. 6 極限支持力に対する安全率と隆起量

図-3.6は土木研究所で実施した模型実験におけるヒービングによる隆起量と(4)式により算出した安全率 q_d/q (q は載荷重強度)の関係を図示したものであるが、安全率1付近では変形が急激に進む傾向が見られ、(4)式で矢板の根入れ深さを考慮した極限支持力を算定することが可能なことを示している。

3.3 ヒービング対策

与えられた掘削条件における軟弱地盤の極限支持力が(3-2)で示された式を満たさない場合には、ヒービング防止対策を施さなければならない。

ヒービング現象に関与する要因として、次のものがあげられる。

- 1) 地盤の粘着力
- 2) 矢板の根入れ深さ
- 3) 矢板の剛性
- 4) 矢板先端から下の軟弱層の厚さ
- 5) 掘削巾

ヒービング防止法としては、これらの要因をヒービングを抑える方向に変化させればよく、次のような対策法が考えられる。

(1) 矢板周辺の地盤改良

この方法には、掘削側(矢板で囲まれた内側)の地盤のみを改良する方法、背面側地盤のみを改良する方法およびいずれも改良する方法が考えられる。(図-3.7参照)

この場合の改良目的は地盤の平均的な粘着力を増強することであり、また仮設的な掘削であることを考えれば、改良に長時間を要するものや上載荷重を必要とするものも不可能であるので、一般的には石灰パイル等が用いられる。

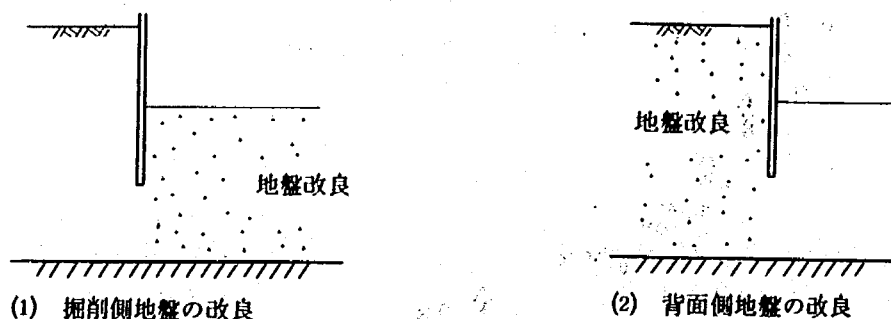
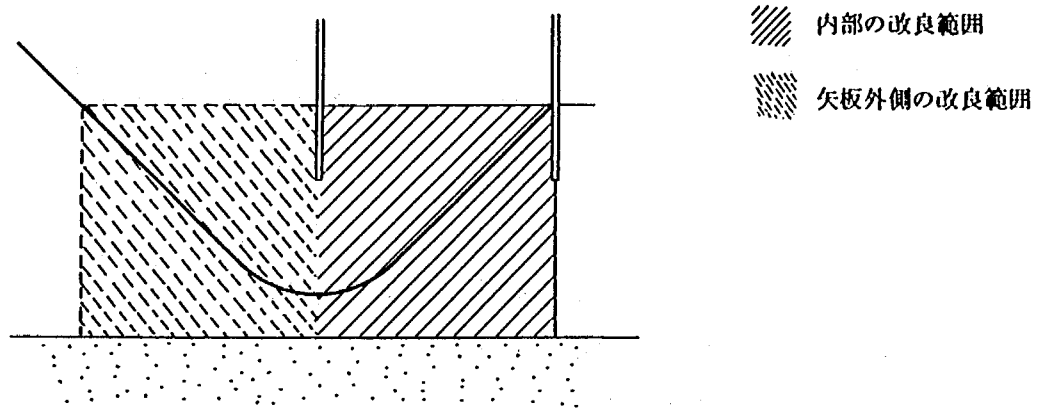


図-3.7 地盤改良

改良の範囲は図-3.2に示した仮想最大すべり線内およびその外周付近となるであろう。

(図-3.8参照)



図－ 3. 8 改良範囲の例

矢板の内外とも改良する場合には、改良後の粘着力を推定して 3. 2 の方法でヒービングを検討すればよいが、その他の場合には、改良部分の仮想最大すべり線に沿う地盤のせん断抵抗が背面側地盤の転倒モーメントより大きくなるように設計しなければならない。

なお、掘削側地盤の改良については、掘削に先行して地盤を改良する時に余裕をもって改良を実施することが多いものと思われる。このような場合、改良部分は当然のことながら掘削が困難になるのでこの点に十分注意を払う必要がある。

(2) 矢板の根入れ深さを深くする方法

矢板の剛性が十分にあると考えられる場合については、すでに 3. 2 の検討式において根入れ深さが考慮されている。したがって、3. 2 の検討において安全率が若干不足するような場合については根入れ深さを深くすることによりヒービングを抑止できる。しかしながら、根入れ部については切ばりの設置が不可能であるから、あまり長くなると剛性が相対的に低下し、軟弱地盤の流動による変形が大きくなって矢板の破壊という事態も生じうるので、その断面設計については十分注意する必要がある。

(3) 矢板先端を非粘性土層に貫入させる方法

矢板先端を非粘性土層に貫入させることにより軟弱地盤の背面側から掘削側への移動を物理的に抑える方法である。なお、この場合については、次の点に注意を要する。

- ① 矢板の非粘性土への貫入部での耐力を検討する必要がある。
- ② 矢板の変形による盤ぶくれは避けられないので、その検討を行う必要がある。

(4) 矢板の剛性の増加による方法

最下段切ばり以下の矢板の剛性を高めることにより変形量を抑える方法であるが、矢板剛性に変形量に及ぼす影響は比較的小さいので、大きな効果は望めない。

3.4 被圧地下水による盤ぶくれ

軟弱地盤から成る掘削底面の下に被圧地下水層が存在する場合には次式により盤ぶくれの安全性を確認しなければならない。

$$r d_0 \geq F \cdot p$$

ここで、 r : 掘削底面の軟弱地盤の単位重量 (t/m^3)

d_0 : 掘削底面の軟弱地盤の厚さ (m)

p : 地下水の圧力 (t/m^2)

F : 安全率 (1.2 とする)

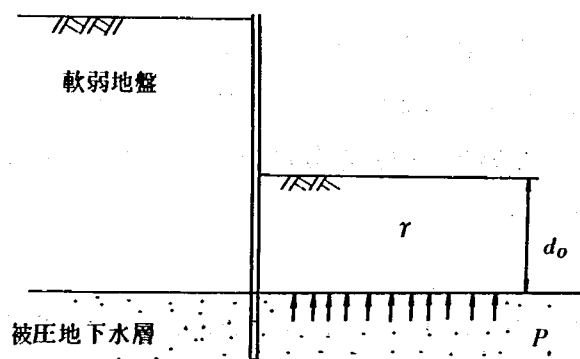


図-3.9 被圧地下水による盤ぶくれ

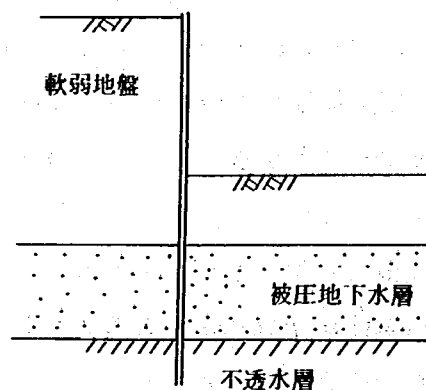


図-3.10 対策工法

被圧地下水による盤ぶくれは、間隙水圧が地盤の自重より大きくなった時点で生じると考えられる。実際には地盤の粘着力、地盤と矢板の間の粘着力も盤ぶくれを抑えるが自重の効果に比して微小と思われるので無視した。この盤ぶくれの対策としては矢板を被圧地下層を貫いて根入れさせ、掘削側への地下水の浸透を防ぐことが必要である。

4 章 土留め壁の設計

4.1 土留め壁の解析手法

大規模な土留め壁の応力、変形の解析にあたっては、土留め壁の根入れを有限長、地盤を弾塑性床、切ばりを弾性支承と仮定したはり理論²⁴⁾によるものとする。

〔1〕解析上の仮定

(i) 基本仮定

- 1) 土留め壁の根入れは有限長として扱い、先端はヒンジ、固定、自由の3種類から地質状態に合わせて選択可能とする。
- 2) 背面側圧および掘削面側の「有効受働側圧」は、掘削による土質条件の変化（地下水位の低下など）に対処できるように、掘削段階ごとにインプットする。
- 3) 掘削面以下において土留め壁に働く抵抗側圧は、土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ、有効受働側圧を越えない。
- 4) 切ばり設置後の同切ばり支点は、切ばりピッチ、切ばり断面積、切ばり長さ、切ばり材料のヤング係数から得られる弾性支承とする。
- 5) 掘削に伴い切ばり架設時にすでに発生している地中先行変位を考慮する。

ここで「有効受働側圧」「地中先行変位」は、(ii)側圧に対する仮定において定義する。

(ii) 側圧に対する仮定

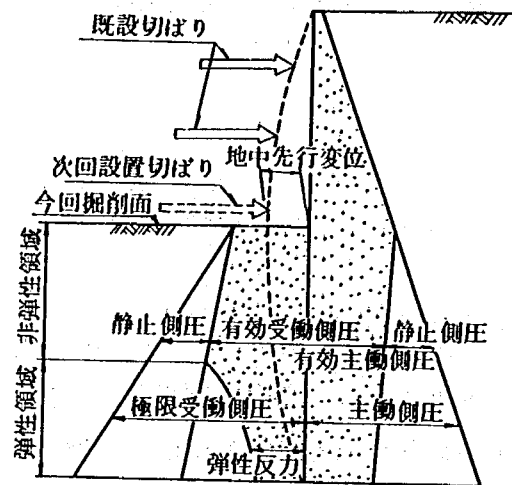
- 1) 掘削底面以上には、背面より主働側圧が作用するものとする。
- 2) 掘削底面以下には、背面側については背面より主働側圧が作用するものとし、掘削面側は弾性領域と非弾性領域に分けて考える。弾性領域では静止側圧と、土留め壁の変位に比例した弾性反力が、非弾性領域では極限受働側圧が作用するものとする。ここで、弾性領域とは静止側圧と弾性反力の和が、極限受働側圧以下となる部分であり、非弾性領域とは、弾性反力を計算したときに、その値と静止側圧との和が、極限受働側圧以上となる部分である。土留め壁の変位に関係なく作用する掘削面側の静止側圧を、背面側の主働側圧から差し引いたものを、「有効主働側圧」とし、掘削面側の極限受働側圧から、掘削面側の静止側圧を差し引いたものを、「有効受働側圧」とすると、上記の仮定はつぎのように表わされる。

背面側より有効主働側圧が作用し、掘削面側の非弾性領域では、有効受働側圧が、弾性領域では、土留め壁の変位に比例した弾性反力が働く。

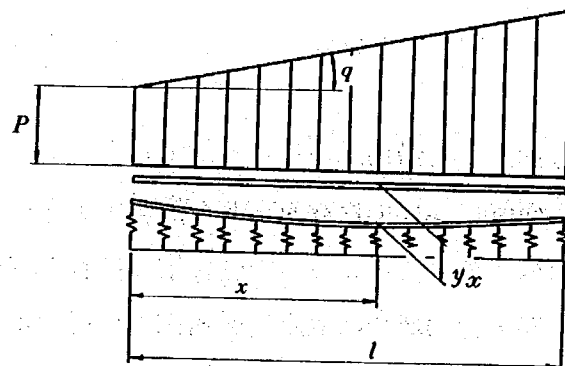
(iii) 構造系に対する仮定

土留め壁架設終了後には、土留め壁の応力と変位は、ともにゼロで、掘削進行に伴って、これが増加することは明らかである。土留め壁は弾性体であり、その応力と変位は比例す

るが、土は応力が大きくなるに従い、応力と変位の比例関係が成立しなくなる。したがって、土を弾性領域と非弾性領域とに分けて考えることが必要となり、土留め壁の応力と変位との関係は、非線形となる。



図－4.1 側圧：構造系説明図



図－4.2 荷重と部材の変位

また、切ばりは土留め壁にその時点の掘削状態に応じた応力と変位が生じた後に架設されるため、構造系は各掘削段階ごとに変化し、以後の掘削進行に伴って、切ばりの応力と変位も変化する。これらに対処するため、切ばりと土留め壁の応力と変位をつぎのように考える。

1) 切ばり

切ばりを架設したとき、土留め壁のその点における変位量を「地中先行変位」と呼ぶ。このときの切ばりの応力はゼロであり、これ以後の変位と弾性係数、断面積に比例し、長さに反比例した応力が生じるものと考ええる。

2) 土留め壁

掘削面以上では主働側圧，掘削面以下の非弾性領域では，有効主働側圧から有効受働側圧を差し引いた荷重を受ける弾性ばりであり，弾性領域では，有効主働側圧を受ける弾性床上のはりと考える。また全体としては，各切ばりを弾性支承とする連続ばりとする。

[2] 解析手法

地層変化点と切ばり支点ごとに遷移行列を求め，還元法により計算する。ここでは，はじめに非弾性領域と弾性領域の基本式を示し，つぎに遷移行列を誘導する。なお，非弾性領域の掘削面からの深さは，逐次近似法により最終解を求めるものとする。

(1) 基本式

1) 掘削面以上と非弾性領域

掘削面以上の主働側圧，または非弾性領域での有効主働側圧から，有効受働側土圧を差し引いた荷重が図-4.2のようなとき，この弾性ばりの基礎微分方程式(1)で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y_x}{dx^4} - (p + q \cdot x) = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに E : 土留め壁材料のヤング係数

I : 土留め壁の断面二次モーメント

y_x : x における変位

x : 部材端から着目点までの距離

p : $x=0$ における荷重強さ

q : 荷重の増加率

したがって，土留め壁の変位量 y_x ，たわみ角 θ_x ，曲げモーメント M_x ，せん断力 S_x は，それぞれつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} y_x &= y_0 + \theta_0 x - \frac{1}{EI} \left(\frac{1}{2} M_0 x^2 + \frac{1}{6} S_0 x^3 - \frac{1}{24} p x^4 - \frac{1}{120} q x^5 \right) \\ \theta_x &= \theta_0 - \frac{1}{EI} \left(M_0 x + \frac{1}{2} S_0 x^2 - \frac{1}{6} p x^3 - \frac{1}{24} q x^4 \right) \\ M_x &= M_0 + S_0 x - \frac{1}{2} p x^2 - \frac{1}{6} q x^3 \\ S_x &= S_0 - p x - \frac{1}{2} q x^2 \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに， y_0 ， θ_0 ， M_0 ， S_0 は $x=0$ の点での変位，たわみ角，曲げモーメント，せん断力である。

2) 弾性領域

弾性領域の有効主働側圧が図-4.2のように示されるとき、この弾性床上のはりの基礎微分方程式は(3)で示される。

$$EI \frac{d^4 y_x}{dx^4} + KD y_x - (p + qx) = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 K は水平地盤反力係数、 D は土留め壁の幅である。式(3)の一般解は式(4)となる。

$$y_x = C_1 e^{\beta x} \cos \beta x + C_2 e^{\beta x} \sin \beta x + C_3 e^{-\beta x} \cos \beta x + C_4 e^{-\beta x} \sin \beta x + \frac{p + qx}{KD} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 C_1, C_2, C_3, C_4 は部材両端の状態により決定される積分定数であり、 β は次式により計算される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{EI}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

したがって、変位と応力は次式により与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \theta x &= \beta \{ C_1 e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) + C_2 e^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) + C_3 e^{-\beta x} (-\cos \beta x - \sin \beta x) + C_4 e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \} + \frac{p}{KD} \\ Mx &= -2EI\beta^2 \{ -C_1 e^{\beta x} \sin \beta x + C_2 e^{\beta x} \cos \beta x + C_3 e^{-\beta x} \sin \beta x - C_4 e^{-\beta x} \cos \beta x \} \\ Sx &= -2EI\beta^3 \{ C_1 e^{\beta x} (-\cos \beta x - \sin \beta x) + C_2 e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) + C_3 e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) - C_4 e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

(ロ) 遷移行列

1) 掘削面以上および非弾性領域

式(2)における $x=l$ の場合をマトリックス記法で表現すると、式(7)が得られる。

$$\begin{bmatrix} y_l \\ \theta_l \\ M_l \\ S_l \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & l & -\frac{l^2}{2EI} & -\frac{l^3}{6EI} \\ 0 & 1 & -\frac{l}{EI} & -\frac{l^2}{2EI} \\ 0 & 0 & 1 & l \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_0 \\ \theta_0 \\ M_0 \\ S_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{pl^4}{24EI} + \frac{ql^5}{120EI} \\ \frac{pl^3}{6EI} + \frac{ql^4}{24EI} \\ -\frac{pl^2}{2} - \frac{ql^3}{6} \\ -pl - \frac{ql^2}{2} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (7)$$

式(7)により、 $x=l$ の点の変位と応力が、 $x=0$ の点の変位と応力で表わされたが、これを非弾性領域の遷移行列と呼ぶ。式(7)を簡単のために式(8)のように書く。

$$V_{x=l} = D V_{x=0} + K \dots\dots\dots (8)$$

2) 弾性領域

式(4)と式(6)において、 $x=0$ としてマトリックスで表現すると、式(9)を得る。

$$\begin{bmatrix} y_0 \\ \theta_0 \\ M_0 \\ S_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ \beta & \beta & -\beta & \beta \\ 0 & -2EI\beta^2 & 0 & 2EI\beta^2 \\ 2EI\beta^3 & -2EI\beta^3 & -2EI\beta^3 & -2EI\beta^3 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{p}{KD} \\ \frac{q}{KD} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

これを簡単のため式(10)で表わす。

$$V_{x=0} = D_0 A + K_0 \dots\dots\dots (10)$$

同時に $x=l$ としてマトリックス記法で表わすと、式(11)を得る。

$$\begin{bmatrix} y_l \\ \theta_l \\ M_l \\ S_l \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{\beta l} \cos \beta l & e^{\beta l} \sin \beta l \\ \beta e^{\beta l} (\cos \beta l - \sin \beta l) & \beta e^{\beta l} (\cos \beta l + \sin \beta l) \\ 2EI\beta^2 e^{\beta l} \sin \beta l & -2EI\beta^2 e^{\beta l} \cos \beta l \\ 2EI\beta^3 e^{\beta l} (\cos \beta l + \sin \beta l) & 2EI\beta^3 e^{\beta l} (-\cos \beta l + \sin \beta l) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} e^{-\beta l} \cos \beta l & e^{-\beta l} \sin \beta l \\ \beta e^{-\beta l} (-\cos \beta l - \sin \beta l) & \beta e^{-\beta l} (\cos \beta l - \sin \beta l) \\ -2EI\beta^2 e^{-\beta l} \sin \beta l & 2EI\beta^2 e^{-\beta l} \cos \beta l \\ 2EI\beta^3 e^{-\beta l} (-\cos \beta l + \sin \beta l) & 2EI\beta^3 e^{-\beta l} (-\cos \beta l - \sin \beta l) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{p+q l}{KD} \\ \frac{q}{KD} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (11)$$

これを、式(12)で表わす。

$$V_{x=l} = D_l A + K_l \dots\dots\dots (12)$$

式(10)より,

$$A = D_0^{-1} V_{x=0} = D_0^{-1} K_0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

であり, 式(12)に代入すると式(14)となる。

$$\begin{aligned} V_{x=l} &= D_l (D_0^{-1} V_{x=0} - D_0^{-1} K_0) + K_l \\ &= D_l D_0^{-1} V_{x=0} + K_l - D_l D_0^{-1} K_0 \quad \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

したがって, $x=l$ の点の変位と応力が, $x=0$ の点の変位と応力で表わされ, 遷移行列が完成された。ここで,

$$\left. \begin{aligned} D &= D_l D_0^{-1} \\ K &= K_l - D_l D_0^{-1} K_0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

として, 非弾性領域と同様に, 式(8)で表わす。

3) 切ばり位置と地層変化点

図-4.3のように, 区間 $i+1$ の変位と応力を, 区間 i の変位と応力で表わす式を誘導する。切ばりのバネ定数を H_i , 地中先行変位量を Y_i とすると, 変位量 y_i のときの切ばり反力 P_i は, 式(16)により与えられる。

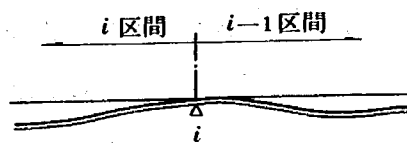


図-4.3 遷移行列説明図

$$P_i = H_i (y_i - Y_i) \quad \dots\dots\dots (16)$$

したがって, $i+1$ 区間の $x=0$ 点でのせん断力は S_0^{i+1} は, 式(17)により与えられる。

$$S_0^{i+1} = S_l^i - H_i (y_i - Y_i) \quad \dots\dots\dots (17)$$

したがって, 遷移行列は式(18)となる。

$$\begin{bmatrix} y_0 \\ \theta_0 \\ M_0 \\ S_0 \end{bmatrix}_{i+1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ -H_i & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y_l \\ \theta_l \\ M_l \\ S_l \end{bmatrix}_l + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ H_i Y_i \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (18)$$

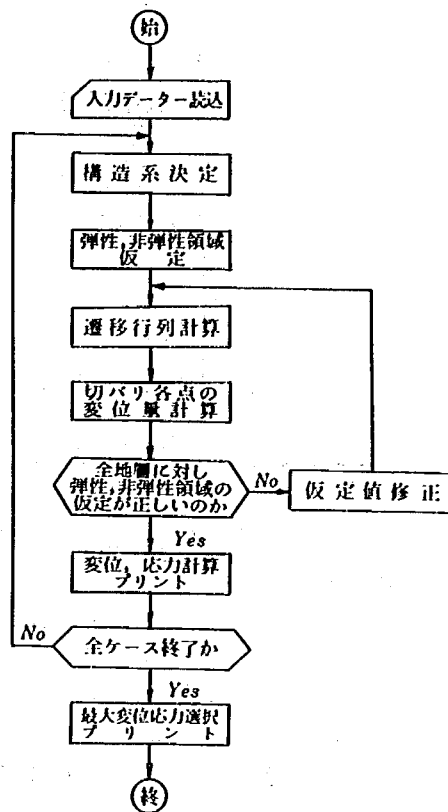
切ばりのない地層変化点では $H_i = 0$ で, 単位行列となる。式(18)を式(19)で表わす。

$$V_{x=0}^{i+1} = F^i V_{x=l}^i + G^i \quad \dots\dots\dots (19)$$

4) 変位および応力の決定

式(8)と式(19)より, 土留め壁下端の応力と変位は, 土留め壁上端の応力と変位の関数として, 式(20)で表わすことができる。

$$\begin{aligned} V_{x=l}^n &= D^n F^{n-1} D^{n-1} F^{n-2} \dots\dots F^1 D^1 V_{x=0}^1 + K^n + D^n (G^{n-1} \\ &\quad + F^{n-1} (K^{n-1} + D^{n-1} (\dots\dots))) = L V_{x=0}^1 + M \quad \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$



図－4.4 流れ図

したがって、式(20)に上下端の条件を与え、4元の連立方程式を解くことにより、上下端の変位と応力が決定される。また、中間部分の変位と応力は、式(8)と式(9)を用いて、上端の変位と応力より計算される。

以上の理論式を電子計算機で処理するさいの流れ図を図－4.4に示す。

4.2 静止側圧強度

土留め壁に作用する静止側圧強度は次のように算出する。

砂質土の場合 $P_0 = K_0 \{ r(x-h) + (r-r_w)h + q \} + r_w h$

粘性土の場合 $P_0 = K_0 (rx + q)$

ここで P_0 : 静止側圧強度 (t/m^2)

K_0 : 静止側圧係数

q : 上載荷重強度 (t/m^2)

r : 土の湿潤単位重量 (t/m^3)

r_w : 水の単位重量 (t/m^3)

x : 地盤面からの深さ (m)

h : 地下水面からの深さ (m)

静止土圧係数および静止側圧係数は次のように定めるものとする。

表 - 4. 1 静止側圧係数

地 盤 の 土 質	K_0 の 値
砂	$1 - \sin \phi$
粘 性 土 ($N \geq 28$)	0.5
" ($4 \leq N < 8$)	0.6
" ($2 \leq N < 4$)	0.7
" ($N < 2$)	0.8

ここで ϕ : 砂のせん断抵抗角

なお, 砂の静止土圧係数は Jaky の式によった。

4. 3 背面側作用側圧強度

土留め壁に背面側から作用する側圧強度は次式により算出する。

砂質土の場合 ; $pa = Ka \{ r(x-h) + (r-r_w)h + q \} + r_w h - 2c\sqrt{Ka}$

粘性土の場合 ; $x \leq H$ では $pa = Ka_1 (rx + q)$

$x > H$ では $pa = Ka_1 (rH + q) + Ka_2 (x-H)$

ここで pa : 主働側圧強度 (t/m^2)

Ka : 砂質土に対する主働土圧係数で $Ka = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})$

Ka_1, Ka_2 : 粘性土に対する主働側圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

q : 上載荷重強度 (t/m^2)

r : 土の湿潤単位重量 (t/m^3)

r_w : 水の単位重量 (t/m^3)

x : 地表面からの深さ (m)

h : 地下水面からの深さ (m)

H : 地表面から掘削底面までの深さ (m)

砂質土に関しては基本的に Rankine-Resal 式を用いたが, 粘性土については実側値に基づく推定式を勘案して決めたもので, その主働側圧係数は表 - 4. 2 の通りとする。

表 - 4.2 主働側圧係数

土 質	Ka_1		Ka_2
	推 定 式	最小値	
粘性土 ($N \geq 8$)	$0.5 - 0.01 H$	0.3	0.5
〃 ($4 \leq N < 8$)	$0.6 - 0.01 H$	0.4	0.6
〃 ($2 \leq N < 4$)	$0.7 - 0.025 H$	0.5	0.7
〃 ($N < 2$)	$0.8 - 0.025 H$	0.6	0.8

4.4 受働側抵抗側圧強度

土留め壁の変位に抵抗する受働側圧強度は次式により算出する。

砂質土の場合； $P_p = K_p \{ r(x-h) + (r-r_w)h \} + r_w h + 2c\sqrt{K_p}$

粘性土の場合； $P_p = K_p r x + 2c\sqrt{K_p}$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

ここで P_p : 受働側圧強度 (t/m^2)

K_p : 受働側圧係数

c : 地盤の粘着力 (t/m^2)

受働側圧の算定には Rankine-Resal の式を用いた。

なお、軟弱な粘土層での掘削工事においては土留めの掘削側地盤が掘削にともなってヒーピング、あるいは盤ぶくれ現象による隆起（リバウンド）を生じるが、この隆起に起因する掘削面付近のせん断強度の低下が生じる。

リバウンドにより地盤の粘着力が低下すると考えられる場合にはその影響を考慮しなければならない。

4.5 地盤反力係数

土留め壁の設計に用いる横方向地盤反力係数は、次式で算出するものとする。

$$K = K_0 \frac{1}{\sqrt{y_x}} \text{ (kg/cm)} \quad \left(\frac{1}{\sqrt{y_x}} \text{ (cm)} \right)$$

$$K_0 = \frac{1}{125} \alpha E_0 \text{ (kg/cm)} \quad \left(\frac{1}{125} \alpha E_0 \text{ (cm)} \right)$$

ここで K : 地表より x の点における地盤反力係数 (kg/cm)

K_0 : 基準地盤反力係数 (kg/cm)

y_x : 地表より x の点における土留め壁のたわみ量 (cm)

E_0 : 地盤の変形係数 (kg/cm²)

α : 変形係数の算出法による係数

表-4.3 E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	0.2

一般に地盤の変形係数は変位に対し非線形となることが知られているが、ここでは多くの示方書等により認められている $\frac{1}{2}$ 乗則によることとした。

基準となる地盤反力係数については萩原²⁶⁾の考え方に従って次のように設定した。

まず単位巾当りの地盤反力係数を道路橋示方書²⁸⁾に従って次のように算出する。

$$K_1 = \alpha E_0 D^{\frac{3}{4}} = \alpha E_0 (100)^{\frac{3}{4}} = \frac{1}{31.62} \alpha E_0 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$K_0 = \beta K_1 = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{31.62} \cdot \alpha E_0 \div \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

β は連続壁としての低減係数で $\frac{1}{4}$ とした。この β には、経時変化に対する影響も考慮されているものとする。

4.6 切ばりのバネ定数

切ばりによるバネ定数は次式により算出する。

$$\text{鋼材の場合} \quad K_s = \frac{AE}{l \cdot S}$$

$$\text{コンクリート材の場合} \quad K_c = \frac{AE}{l(1+\phi_c)S} (1-\epsilon_c)$$

ここで A : 切ばりの断面積 (m²)

E : 切ばりの弾性係数 (t/m²)

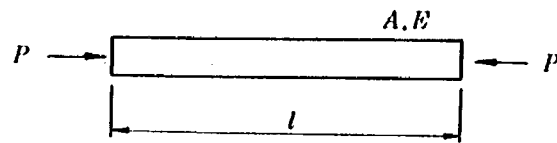
l : 切ばりの長さ (m)

S : 切ばりの水平方向設置間隔 (m)

ϕ_c : コンクリートのクリープ係数

ϵ_c : コンクリートの乾燥収縮ひずみ

切ばりを短柱と考え、座屈を考えない場合の切ばりの圧縮量は次のように計算される。

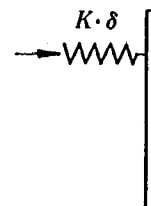


(a) 切ばりの圧縮

$$\frac{D}{A} = E \frac{\Delta l}{l}$$

$$P = K \cdot S \Delta l$$

$$\therefore K = \frac{AE}{l S}$$

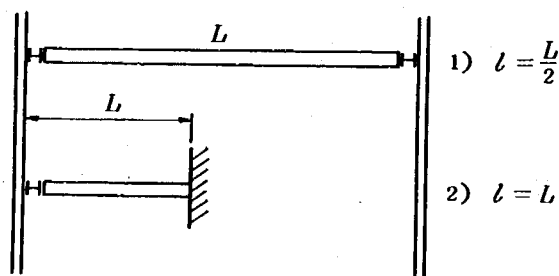


(b) 切ばりのバネ

$$P = K \cdot \delta \cdot S$$

図－4.5 切ばりのバネ定数

ここで l は土留め壁の反対側の支点条件により次のように選ぶ



図－4.6 切ばりの長さ

資 料 編

I ポイリングに関する検討

(1) 浸透流の理論解

河川の締切などで図-資 I.1 に示すように矢板前背面の地盤高さの等しい場合には、矢板の下をまわる浸透流は、楕円浸透流となり簡単に解が求まる。

一方、図-資 I.2 に示す土留めの掘削問題のような土留め壁を介して、左右の土被りが異なる場合の浸透流の解法は一般に、FEMによる数値解析かあるいは、等角写像変換による理論解による必要がある。

ここでは、FEM解析に比べて簡便であり、普遍性がある等角写像変換を使った土留めの浸透流の解析法について示す。

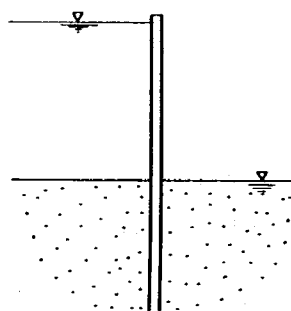


図-資 I.1

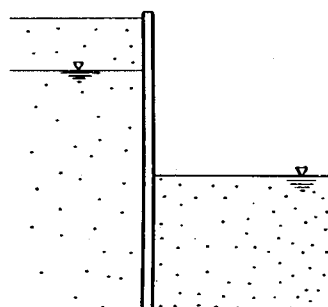


図-資 I.2

解析を行なうにあたっての諸条件は、下記に示す通りとする。

Z-平面 (実平面)

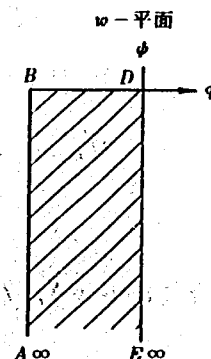
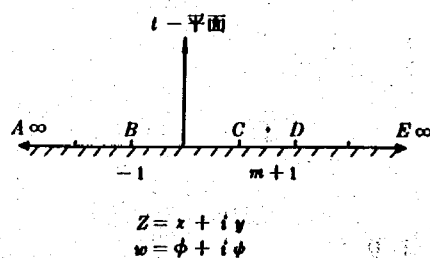
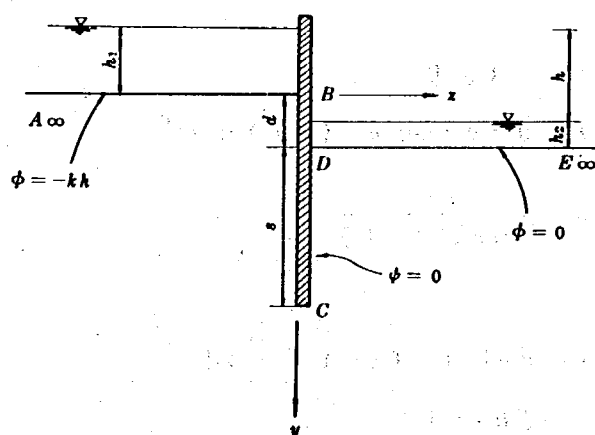


図-資 I.3

① $Z \rightarrow t$ 変換

Z -平面上に A, B, C, D, E 点を取り t -平面に写像変換する事を考える。

この時

$$A ; t = -\infty$$

$$B ; t = -1$$

$$C ; t = m \leq 1$$

$$D ; t = 1$$

$$E ; t = \infty$$

とする。Schwarz - Christoffel の変換式は

$$Z = M \int \frac{t-m}{\sqrt{t^2-1}} dt + N$$

となる。これより

$$Z = M \sqrt{t^2-1} - M m \cosh^{-1} t + N \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{但し } \cosh^{-1} t = \ln(t + \sqrt{t^2-1})$$

ここで

○点Dで

$$Z = id, \quad t = +1 \text{ より}$$

$$id = N$$

$$\therefore N = id$$

○点Bで

$$Z = 0, \quad t = -1 \text{ より}$$

$$0 = 0 - M m \cosh^{-1}(-1) + id$$

$$\therefore M m = \frac{id}{\cosh^{-1}(-1)}$$

ここで

$$\cosh^{-1}(-1) = \ln\{-1 + \sqrt{(-1)^2-1}\}$$

$$= \ln(-1)$$

$$= i\pi \quad (\text{註})$$

$$\therefore M m = \frac{d}{\pi}$$

○点Cで

$$Z = i(d+s), \quad t = m \leq 1 \text{ より}$$

$$i(d+s) = \frac{d}{\pi m} \sqrt{m^2-1} - \frac{d}{\pi} \cosh^{-1} m + id$$

$$\therefore \frac{ist}{d} = \frac{\sqrt{m^2-1}}{m} - \cos h^{-1} m$$

$m \leq 1$ より $\frac{\sqrt{m^2-1}}{m}$ は純虚数となる。

また,

$$\begin{aligned} \cos h^{-1} m &= \ell n (m + \sqrt{m^2-1}) \\ &= \ell n 1 + i \tan^{-1} \frac{\sqrt{m^2-1}}{m} \\ &= i \cos^{-1} m \end{aligned}$$

(注) $Z = x + iy$ を極座標表示すると
 $Z = r (\cos \theta + i \sin \theta)$

但し $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{y}{x}$$

これより $\ell n Z = \ell n r + i \theta$

また $-1 = 1 \times (\cos \pi + i \sin \pi)$

$$\therefore \ell n (-1) = \ell n 1 + i \pi = i \pi$$

よって

$$\frac{s\pi}{d} = \frac{\sqrt{1-m^2}}{m} - \cos^{-1} m \quad \dots\dots\dots (2)$$

一方 M, N を (1) 式に代入すれば Z - 平面から t - 平面の変換は,

$$Z = \frac{d}{\pi m} \sqrt{t^2-1} - \frac{d}{\pi} \cos h^{-1} t + id \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。

図-資 I.4 に $\frac{s}{d}$ と m との関係を示す。

② $w \rightarrow t$ 変換

w - 平面からも t - 平面への変換は Schwarz-Christoffel 変換により

$$\begin{aligned} w &= M_1 \int \frac{dt}{(t+1)^{\frac{1}{2}} (t-1)^{\frac{1}{2}}} + N_1 \\ &= i M_1 \sin^{-1} t + N_1 \end{aligned}$$

ここで $M_2 = i M_1, \lambda_1 = 0, \lambda_2 = 1$ とおくと

$$w = M_2 \cdot \sin^{-1} t + N_1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。

○点 F で

$$t = 1 \text{ で } w = 0 \text{ より}$$

$$0 = M_2 \sin^{-1}(1) + N_1$$

$$N_1 = -M_2 \sin^{-1}(1)$$

$$\therefore N_1 = -\frac{\pi}{2} M_2$$

○点 B で

$$t = -1, \quad w = -kh \text{ より}$$

$$-kh = M_2 \sin^{-1}(-1) - \frac{\pi}{2} M_2$$

$$= -\frac{\pi}{2} M_2 - \frac{\pi}{2} M_2$$

$$\therefore M_2 = \frac{kh}{\pi}$$

M_1, M_2 を (4) 式に代入すれば

$$w = \frac{kh}{\pi} \sin^{-1} t - \frac{\pi}{2} \cdot \frac{kh}{\pi}$$

$$= \frac{kh}{\pi} \sin^{-1} t - \frac{kh}{2} \dots\dots\dots (5)$$

これより

$$\sin^{-1} t = (w + \frac{kh}{2}) \cdot \frac{\pi}{kh}$$

$$= \frac{w\pi}{kh} + \frac{\pi}{2}$$

$$\therefore t = \sin\left(\frac{w\pi}{kh} + \frac{\pi}{2}\right)$$

$$= \cos \frac{w\pi}{kh}$$

$$\therefore t = \cos \frac{w\pi}{kh} \dots\dots\dots (6)$$

③ Z - 平面と w - 平面との関係

(6) 式を (3) 式に代入すれば

$$Z = \frac{d}{\pi m} \left[\left(\cos \frac{w\pi}{kh} \right)^2 - 1 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{d}{\pi} \cos h^{-1} \left(\cos \frac{w\pi}{kh} \right) + id \dots\dots\dots (7)$$

となる。

④ 特異点におけるポテンシャル

矢板の先端その他の特異点におけるポテンシャルの値を求める事を考える。

任意点のポテンシャルは

$$\phi = -k(h_p - y) + c$$

$$y = 0 \text{ で } \phi = -kh, \quad h_p = h_1 \text{ より}$$

$$-kh = -k(h_1 - 0) + c$$

$$\therefore c = -k(h - h_1)$$

よって

$$\phi = -k(h_p - y) - k(h - h_1) \dots\dots\dots (8)$$

一方(6)式より $\phi = 0$ 上では $w = \phi$ より

$$t = \cos \frac{\phi \pi}{kh}$$

$$\therefore \phi = \frac{kh}{2} \cos^{-1} t \quad \text{但し } 0 \leq \cos^{-1} t \leq \pi$$

これを(8)式に代入すれば、任意点の水頭は

$$-k(h_p - y) - k(h - h_1) = \frac{kh}{2} \cos^{-1} t$$

$$\therefore h_p = \frac{h}{\pi} \cos^{-1} t + y - h + h_1 \dots\dots\dots (9)$$

○点Bでは、 $t = -1$, $y = 0$ より

$$h_{pB} = \frac{h}{\pi} \cos^{-1}(-1) - h + h_1 \dots\dots\dots (10)$$

$$= h_1$$

○点Cでは、 $t = m$, $y = d + s$ より

$$h_{pC} = \frac{h}{2} \cos^{-1} m + d + s - h + h_1$$

$$= \frac{h}{\pi} \cos^{-1} m + s + h_2 \dots\dots\dots (11)$$

○点Dでは、 $t = 1$, $y = d$ より

$$h_{pD} = \frac{h}{\pi} \cos^{-1}(1) + d - h + h_1$$

$$= \frac{h}{\pi} \cos^{-1}(1) + h_2$$

$$= -h_2 \dots\dots\dots (12)$$

次に矢板に沿うポテンシャル分布を考える。ポテンシャルは(9)式より

$$\phi = \frac{k \cdot \Delta H}{\pi} \cos^{-1} t$$

となる。

ここで、 t は矢板に沿った場合 $\alpha = 0$ となるから(3)式より

$$\begin{aligned} yi &= \frac{d}{\pi m} \sqrt{t^2 - 1} - \frac{d}{\pi} \cosh^{-1} t + id \\ &= \frac{d}{\pi m} \sqrt{1 - t^2} i - \frac{d}{\pi} \ln(t + \sqrt{1 - t^2} i) + id \end{aligned}$$

$$\therefore y = \left(\frac{1}{\pi m} \sqrt{1 - t^2} - \frac{1}{\pi} \cos^{-1} t + 1 \right) d \dots\dots\dots (13)$$

y は、矢板に沿った任意点の深さであるので既知であり、従って(13)式で求まる t を(9)式に代入することで、ポテンシャルが求まることになる。

(2) 既往の計算手法との比較

ここでは、まず単層系の地盤に対し表—I.1に示す道路土工指針および Terzaghi の方法と当指針(案)に示した方法との比較をおこなった。

計算にあたっては地盤定数を次のように仮定している。

砂の湿潤単位体積重量	$r = 2.0 \text{ t/m}^3$
砂の水中単位体積重量	$r' = 1.0 \text{ t/m}^3$
水の単位体積重量	$rw = 1.0 \text{ t/m}^3$

計算結果は、与えられた水深 H と根入れ長 D の比と、各基準により計算されるボーリングに対する安全率 F_s との関係として表わし、矢板前背面のパラメーター α の値にしたがって図—資 I.5～図—資 I.8 に示した。

これらの図より、 $\alpha = 0$ の場合には指針(案)の方法による安全率は、道路土工指針と Terzaghi の方法による安全率のほぼ中間の値を与えること、 $\alpha \neq 0$ の場合には α の増大とともに道路土工指針による場合の方が大きな安全率を示すようになるが、 H/D に対してはほぼ同様の曲線形となることがわかる。

図—資 I.9 は同じ事例に対し、各指針に示された安全率を満足する限界水頭差 H_{cr} を比較したものである。 α の値が2以下では道路土工指針に比べて危険側の、 α の値が2以上では安全側の限界水深を与えることがわかる。

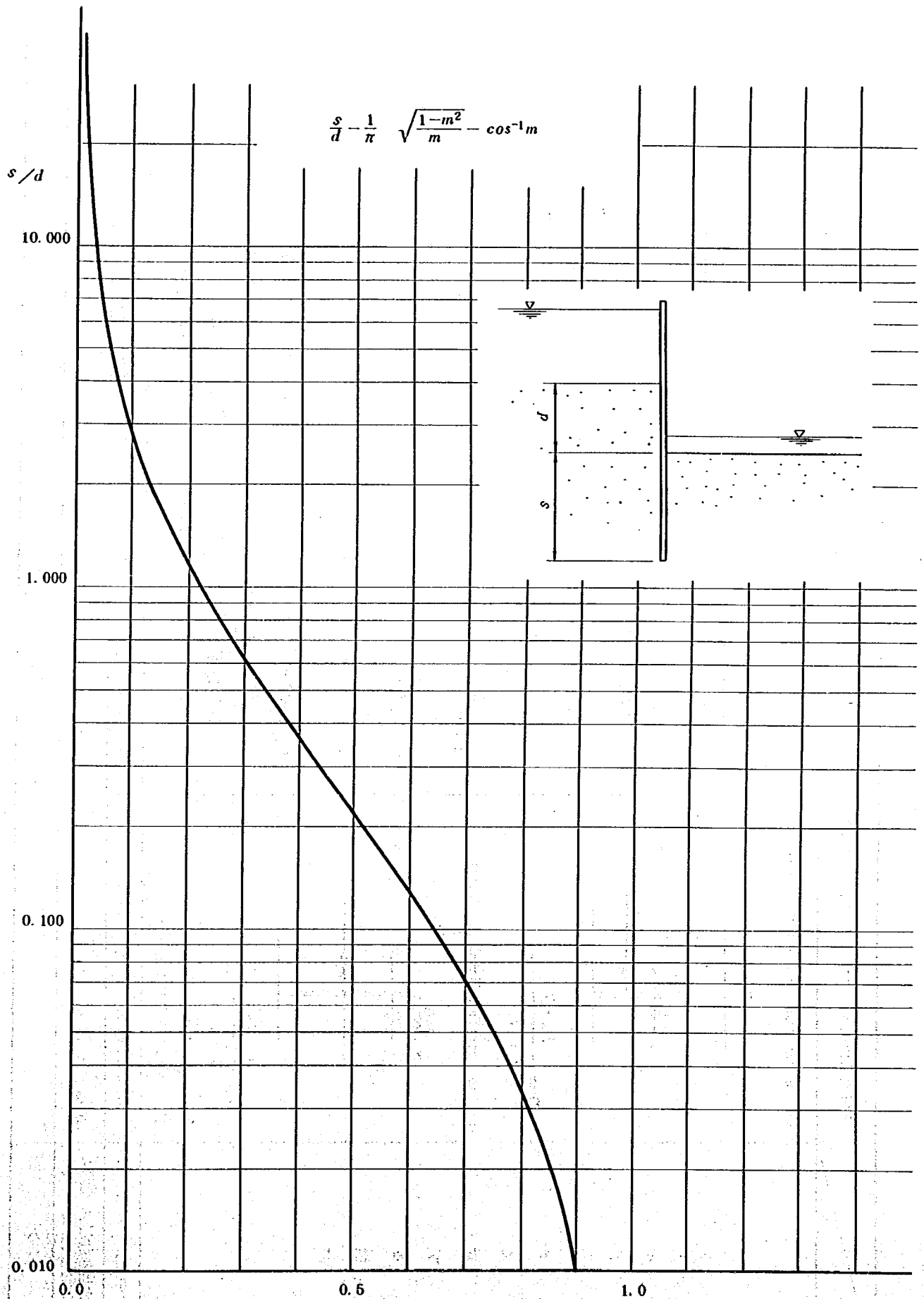
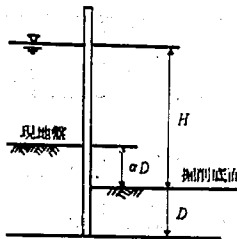
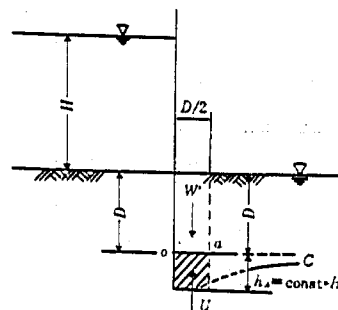
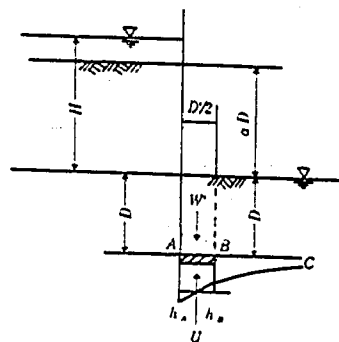
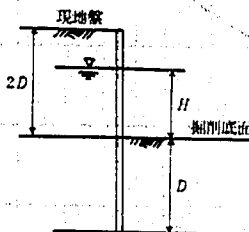


図-資 I.4 m と s/d との関係

表-資 I.1 単層地盤に対する比較検討式一覧表

		道路土工擁壁カルバート仮設構造物工指針	Terzaghi の式	簡易計算手法
ボーリングに対する検討式	(1) 地下水位面が現地盤より高い場合	 $D = \frac{1}{2} \frac{F_s \cdot H}{\gamma'} - h$	 $F_s = \frac{W}{U}$ $= \frac{D \gamma'}{h_A \gamma_w}$ γ_w ; 水の単位体積重量 γ' ; 砂の水中単位体積重量 h_A ; 平均間隙水頭	 $F_s = \frac{2 D \gamma'}{(h_A + h_B) \gamma_w}$ γ_w ; 水の単位体積重量 γ' ; 砂の水中単位体積重量 h_A ; A 点の間隙水圧 h_B ; B 点の間隙水圧
	(2) 地下水位面が現地盤より低い場合	 $D > \frac{H}{2} \left(\frac{F_s}{\gamma'} - 1 \right)$ F_s ; 安全率 1.5 以上 γ' ; 砂の水中単位体積重量		
	土中水の流れ	一次元浸透流	二次元浸透流	二次元浸透流
	掘削地盤面以上の背面地盤での損失水頭について	考慮している	考慮できない	考慮している
備考	その他		シンプソンの数値積分で h_A を求めた。	

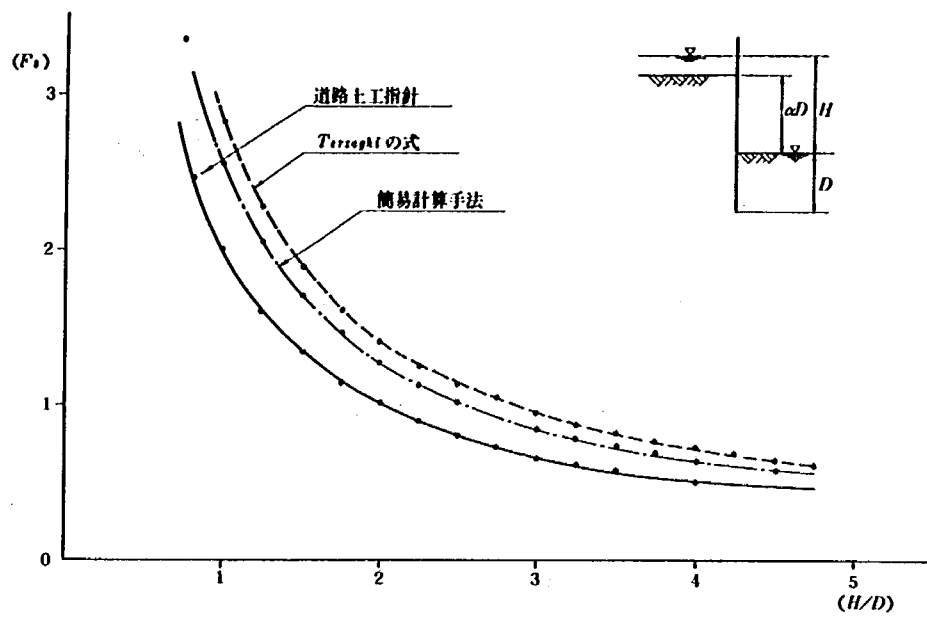


図-資 I.5 単層盤系の F_s と H/D の関係 ($\alpha = 0.0$)

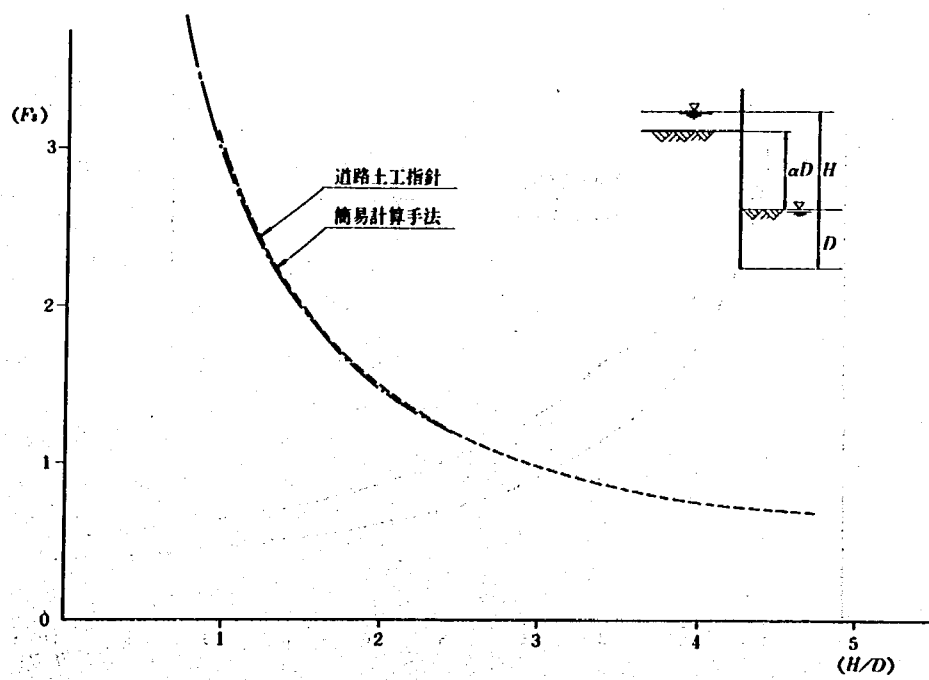
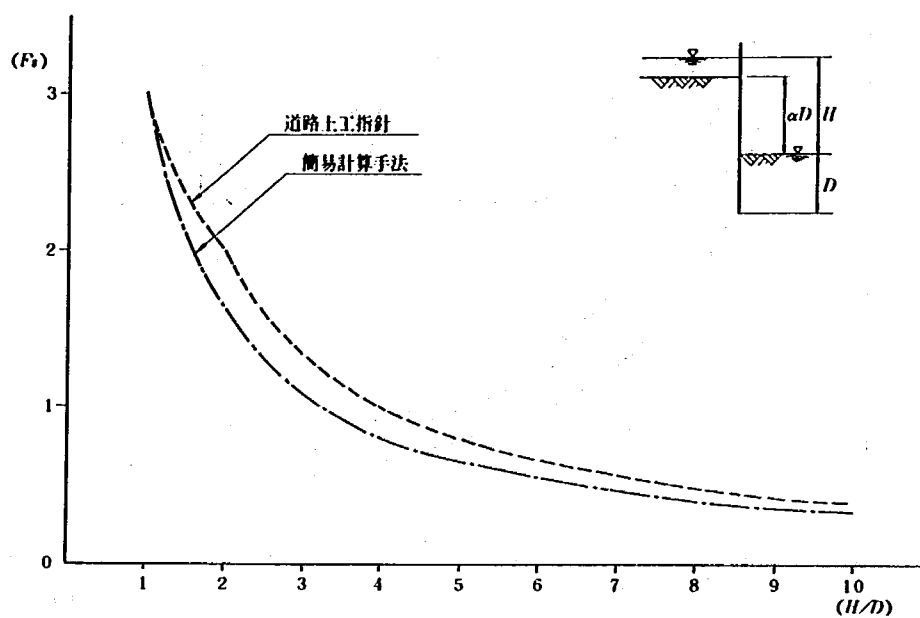
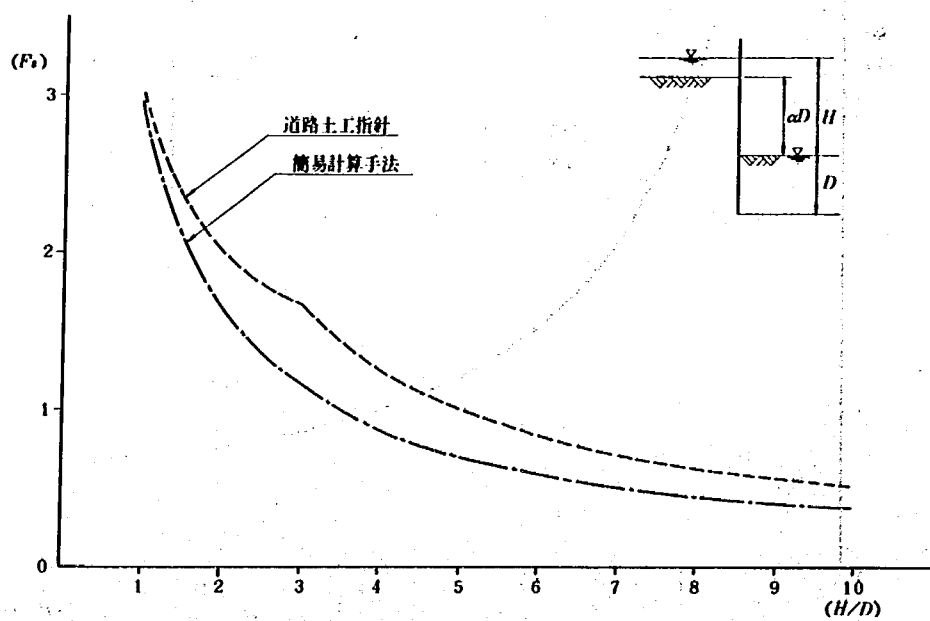


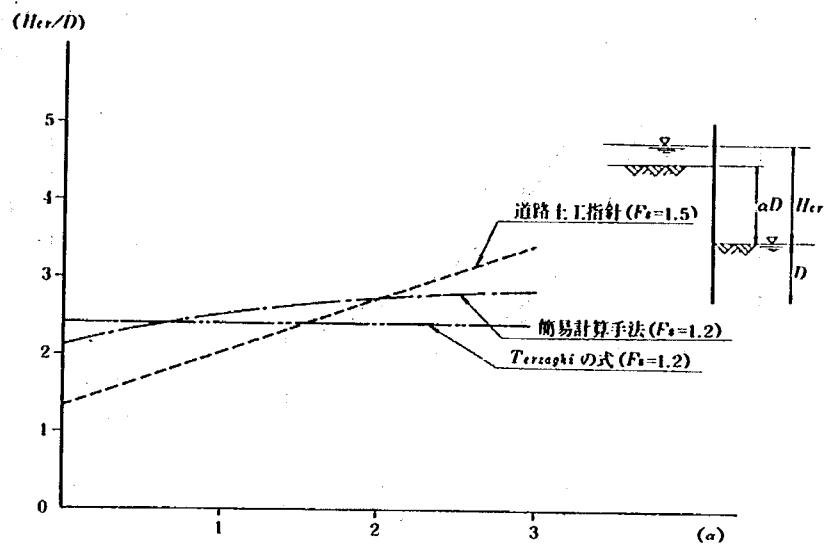
図-資 I.6 単層盤系の F_s と H/D の関係 ($\alpha = 1.0$)



図一資 I.7 単層盤系の F_s と H/D の関係 ($\alpha = 2.0$)



図一資 I.8 単層盤系の F_s と H/D の関係 ($\alpha = 3.0$)



図一資 I.9 単層地盤における限界水頭とパラメーター α との関係

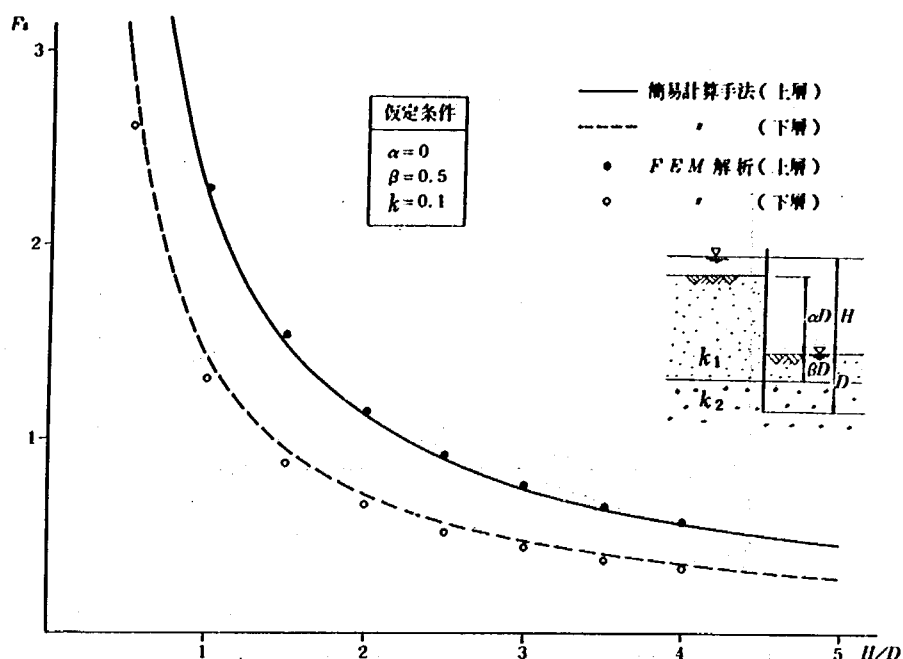
次に、二層系地盤については既往の計算手法があまり示されていないので F E M 解析との比較を行った。

F E M 2 次元浸透流解析によって得られた間隙水圧分布を使って求めた安全率 (Terzaghi の安定理論) と水頭差の関係を簡易計算手法によるものと比較したものが図一資 I.10 および図一資 I.11 である。計算ケースは種々考えられるが、ここでは $K=0.1$, $B=0.5$ とし α については、 $\alpha=0$, $\alpha=3$ の場合について計算した。

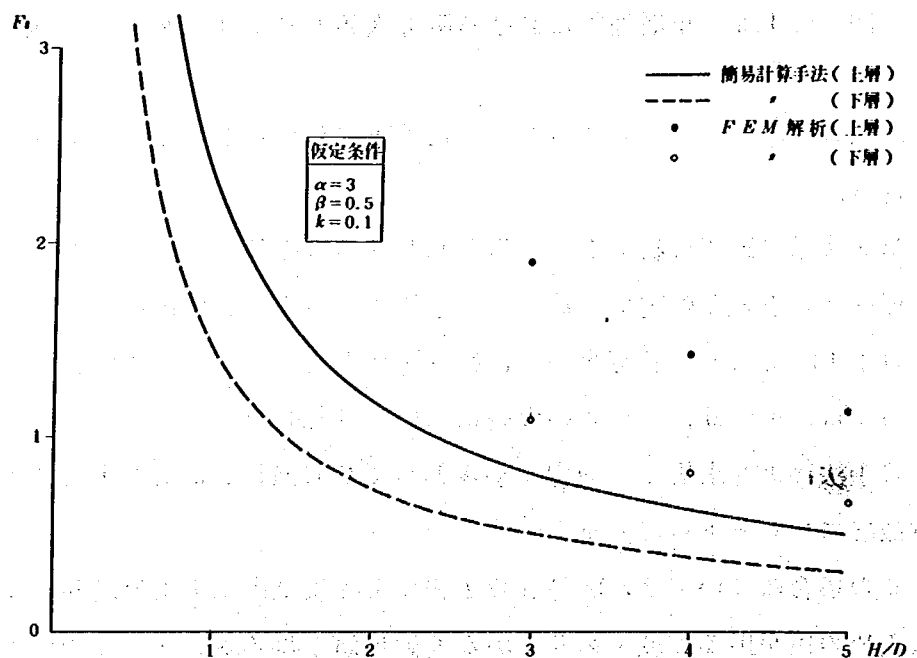
簡易計算手法により求めた曲線を基本として F E M 計算により求まる安全率と水頭との対応を離散的にプロットしてある。

$\alpha=0$ の場合については、簡易計算手法による安全率は F E M 解析によるものより、1% 程度大きめの値が出る程度であり、かなり近い値を得るが、 $\alpha=3$ の時は、簡易計算手法はかなり安全側の結果となっており、若干問題が残されている。

尚、F E M 解析においても上層破壊であることがわかる。



図一資 I.10 二層系地盤における F_s と H/D の関係



図一資 I.11 二層系地盤における F_s と H/D の関係

(3) 実験結果との対比

ボイリング現象は突発的かつ破局的な破壊現象であるため、現場における計測というものが不可能である。ここでは現在までに実施された代表的な模型実験に対し、道路土工指針、Terzaghi の方法と当指針（案）による安全率を比較したもので、実験ではボイリングを生じているので計算による安全率が 1 に近いほど良い推定となる。

なお、二層系地盤については既存の基準等に検討法が示されていないので、当指針（案）による計算結果のみを示した。

表一資 I-2 単層系地盤の実験結果を利用した安全率の比較

		Case 1						Case 2		Case 3				Case 4			
		1	2	3	4	5	6	1	2	1	2	3	4	1	2	3	4
地 盤 材 料		ガラスビーズ						豊浦標準砂		高萩砂 A				高萩砂 A			高萩砂 C
根 入 れ 長 D (cm)		5	10	15	20	25	30	8	8	5	10	5	10	10	20	30	20
掘削地盤面以上の背面地盤高 αD (cm)		0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	40	40	0	0	0	0
根入れ長と境界面までの横軸の比 (D/T)		0.143	0.333	0.600	1.000	1.667	3.000	0.267	0.267	0.691	0.091	0.143	0.333	0.25	0.50	0.75	0.50
地盤材料の水中単位体積重量 γ' (g/cm ³)		0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	0.959	0.959	0.977	0.977	0.977	0.977	0.99	0.99	0.99	0.94
限 界 水 頭 H_{cr} (cm)		17.2	30.23	49.33	68.83	87.23	120.55	22.83	29.00	28.68	55.50	29.67	65.0	40.5	69.5	103.4	80.4
全 安 率	道 路 土 工 指 針	0.54	0.62	0.57	0.54	0.53	0.46	0.67	0.86	0.34	0.35	1.31	0.90	0.49	0.57	0.57	0.47
	Terzaghi の 式	0.76	0.87	0.80	0.76	0.75	0.65	0.95	0.75	0.48	0.50	0.47	0.42	0.69	0.80	0.81	0.66
	簡 易 計 算 手 法	0.69	0.78	0.72	0.69	0.68	0.59	0.86	0.81	0.43	0.45	0.67	0.56	0.62	0.73	0.73	0.60
備 考		久保田英之：「浸透流と地盤の安定に関する研究」 (京都大学修士論文 昭和46年3月)						村山朔郎、岩崎好規「砂質土の掘削に伴うボイリングに関する実験」 (第12回土質工学研究発表会)		土木研究所資料 第1746号				土木研究所資料 第1746号			

表一資 1.3 二層系地盤の実験結果を利用した安全率の比較

		Case 1						Case 2	
		1	2	3	4	5	6	1	2
地盤材料	上層	ガラスビーズ	ガラスビーズ標準砂	ガラスビーズ標準砂	ガラスビーズ	標準砂	ガラスビーズ	高萩砂 A	高萩砂 C
	下層	ガラスビーズ	ガラスビーズ	ガラスビーズ	ガラスビーズ	ガラスビーズ	ガラスビーズ	高萩砂 C	高萩砂 A
根入れ長 D (cm)		20	20	20	20	20	20	20	20
上層地盤の層厚 βD (cm)		10	10	10	10	10	10	10	10
根入れ長と境界面までの距離の比 D/T		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5
透水係数の比 $k=k_1/k_2$		1.0	0.512	0.246	0.163	0.0381	0.00723	1.00	0.10
体水積中重量位	γ_1 (g/cm ³)	0.930	1.035	1.013	0.948	1.000	0.962	1.05	0.91
	γ_2 (g/cm ³)	0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	0.94	1.00
限界水頭 H_{cr} (cm)		68.86	43.18	32.46	26.96	26.56	23.05	104.8	38.7
安全率	簡易計算手法	0.69	1.09	1.09	1.09	0.95	0.91	0.53	0.66
備考		久保田英之：京都大学修士論文						土木研究所資料 第 1746 号	

II ヒーピングに関する検討

(1) ヒーピングに関する現場計測データの収集

軟弱地盤の掘削問題に関する現場計測事例については、土留め壁の変形等の現場計測事例は多く報告されているものの、今回の定義に基づくヒーピング現象（土留め工背面の土が塑性流動を起し土留め壁の先端をまわりこんで移動するため掘削低面がふくれ上がる現象）の計測事例は少なく、たとえば土留め壁が粘性土層を貫き、その下層地盤の非粘性土層に貫入させた事例で恐らく土留め壁の変形に起因する掘削低面の盤ぶくれ現象をヒーピング現象と呼んでいるデータもあった。

また、ヒーピング現象が予期される事例では、その殆んどが地盤改良等の対策工法を施した後のデータとなっており、さらにそうした事例でも掘削低面の隆起量の観測データは皆無に近く、あるとしても周辺地盤の沈下量あるいは土留め壁の変形量の観測データ等であった。

したがって、今回の検討に使用するデータは次の条件を満足するものとし、以下に示す4例を取りあげた。

- ① 粘性土地盤の土留め掘削で、その土留め壁の根入れ先端が粘性土途中までのもの、すなわち下部非粘性土層に根入れされていないものとする。

ただし、データ不足となるため地盤改良されているデータも採用した。

- ② 検討に必要な諸定数がある程度明記されているもの。
- ③ 掘削低面の隆起量が観測されているもの、あるいは周辺地盤の沈下量または土留め壁材料の変形量が観測されているもの。

ここで掘削低面の隆起量の観測データがない場合は周辺地盤の沈下量または、土留め壁の変形量で代用するものとした。

1) 例1

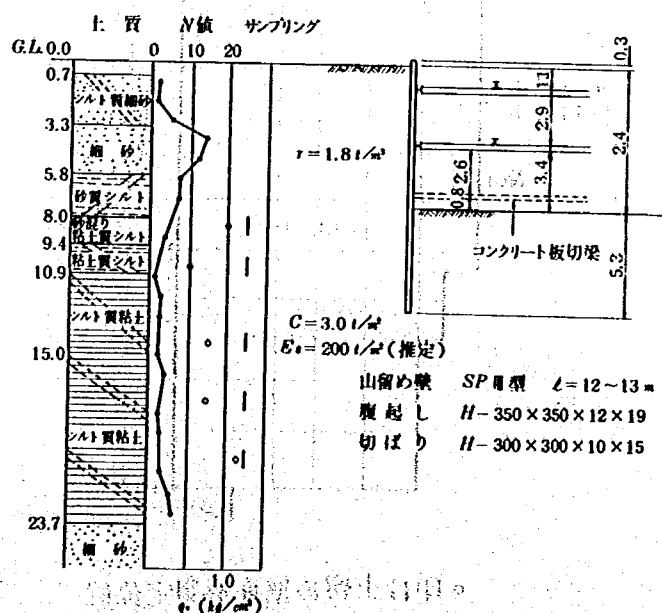
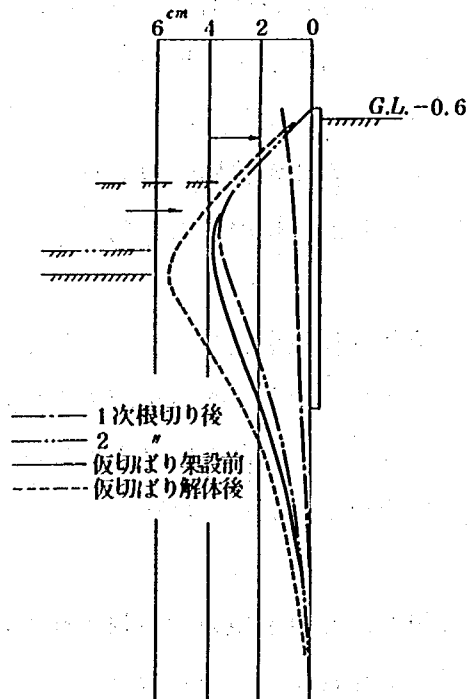
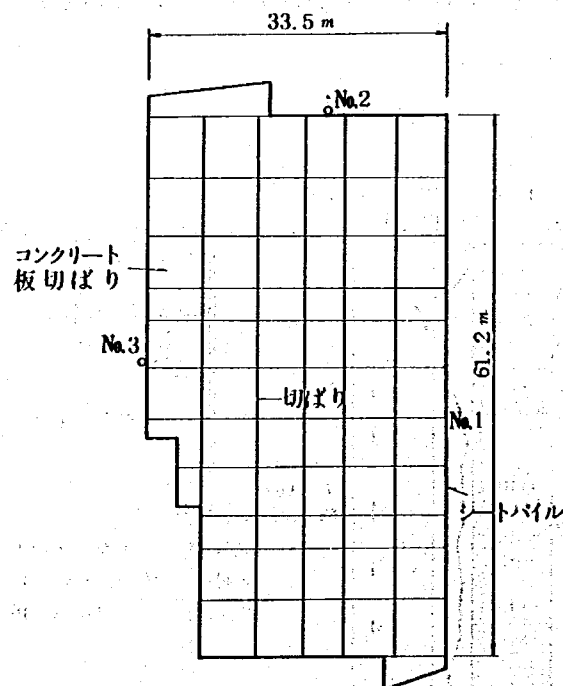


図-II.1(1) 土質柱状図及び土留め架構図



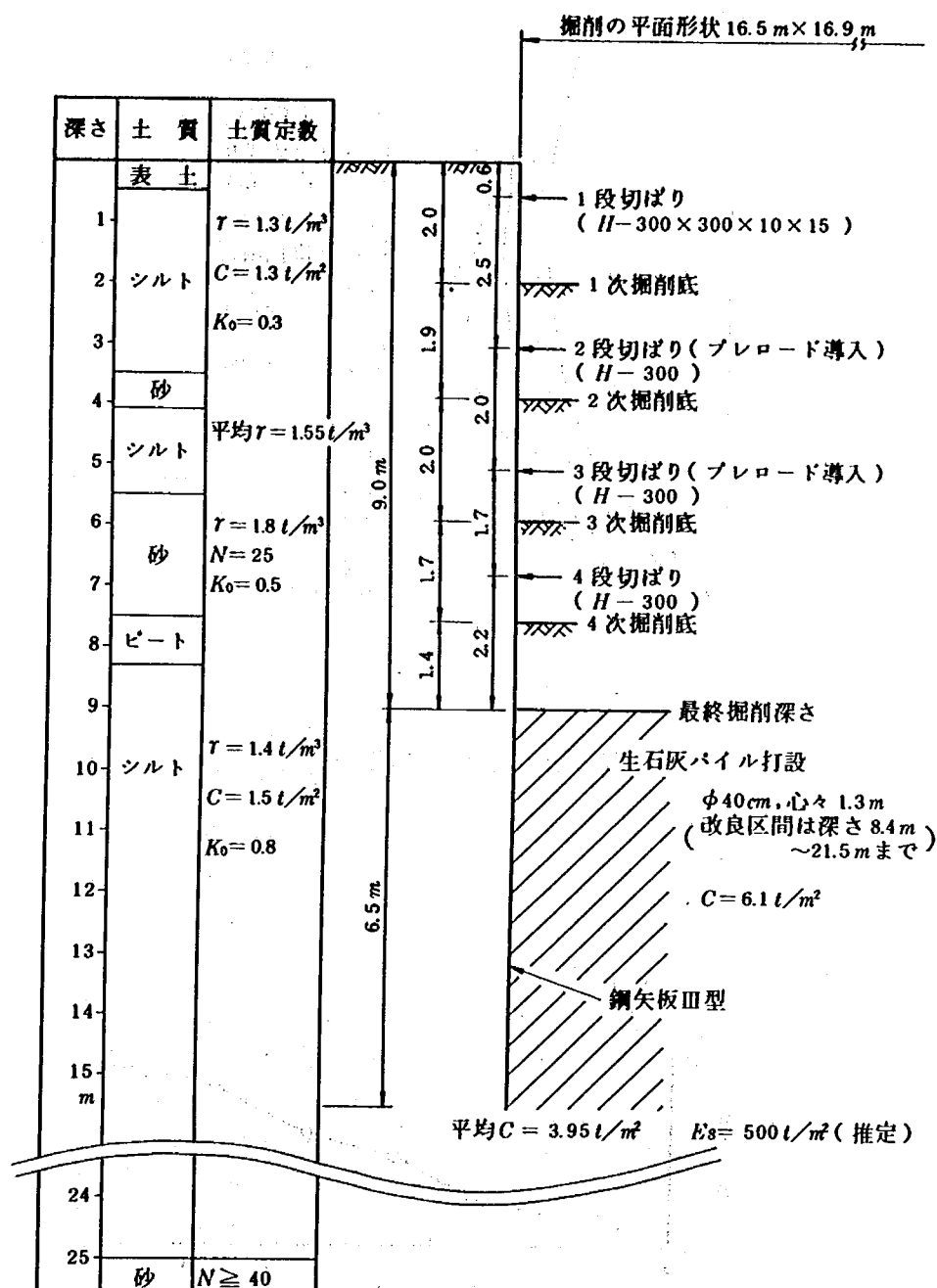
図一資Ⅱ.1 (2) 土留め壁変形図
(測点No.3)



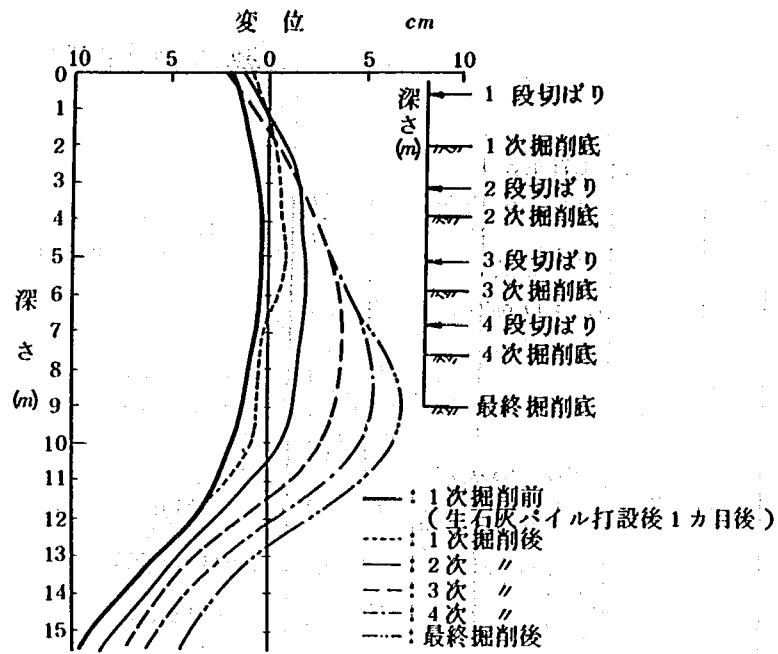
○印は土留め壁変形測定位置

図一資Ⅱ.1 (3) 測点配置図

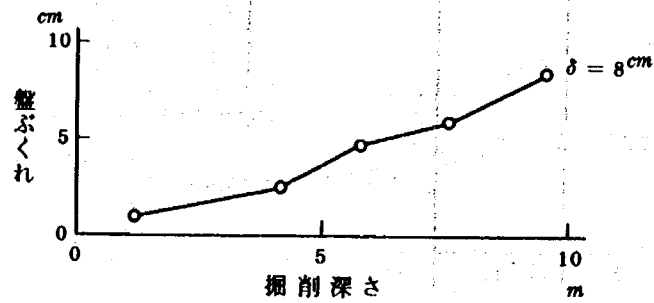
2) 例 2¹⁸⁾



図一資Ⅱ.2(1) 土質柱状図及び土留め架構図

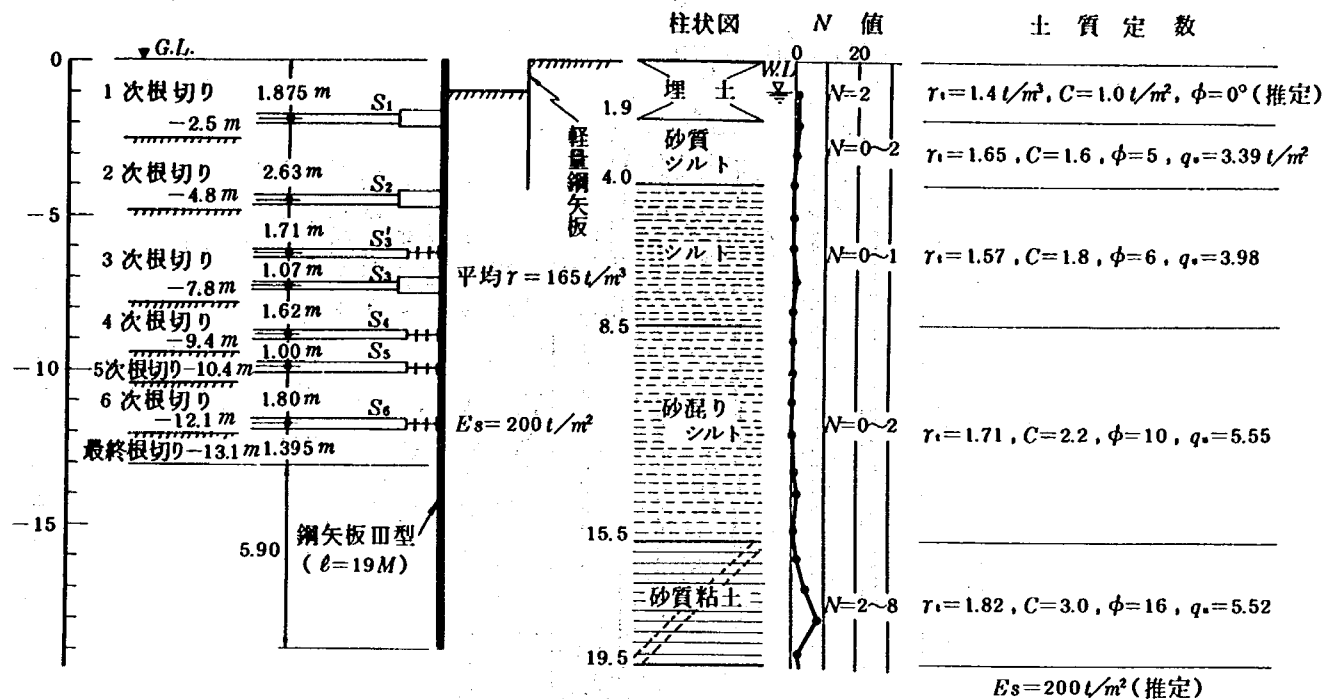


図一資 II.2 (2) 壁体の変形

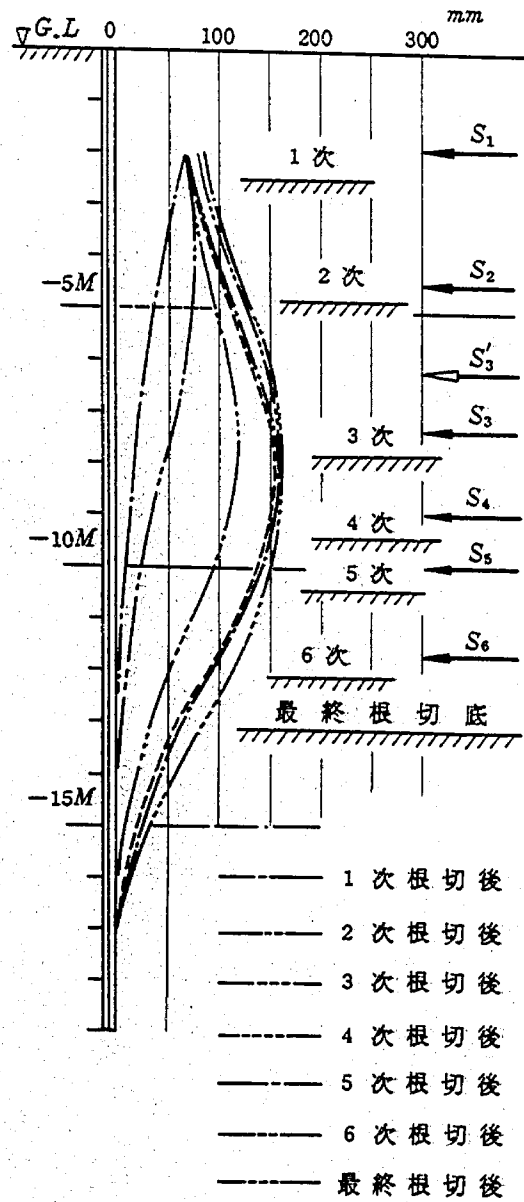


図一資 II.2 (3) 掘削底の盤ぶくれ

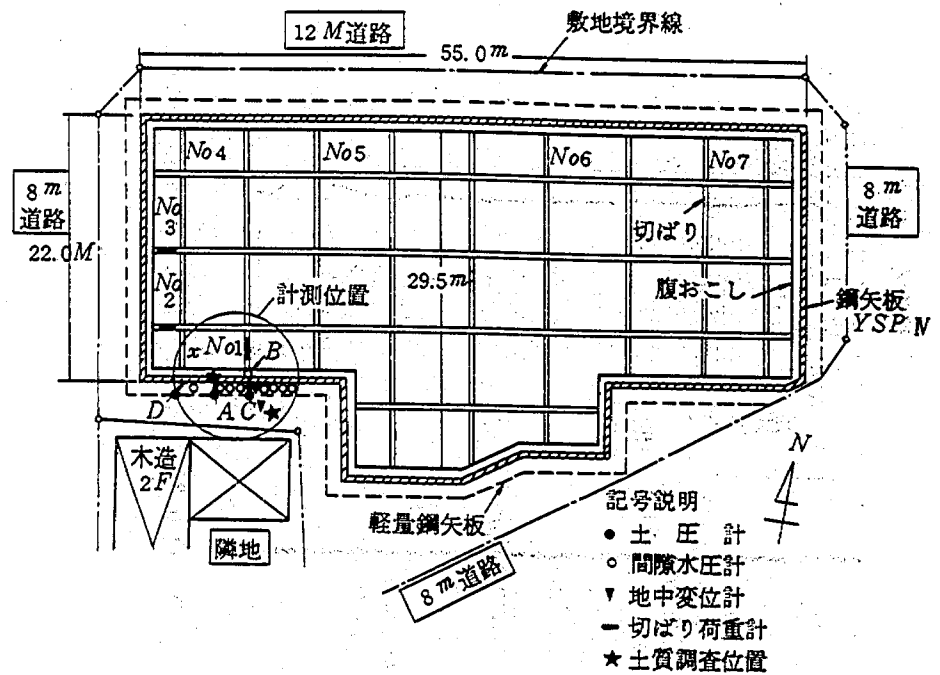
3) 例 3³⁰⁾



図一資 II.3 (1) 土質柱状図及び土留め架構図

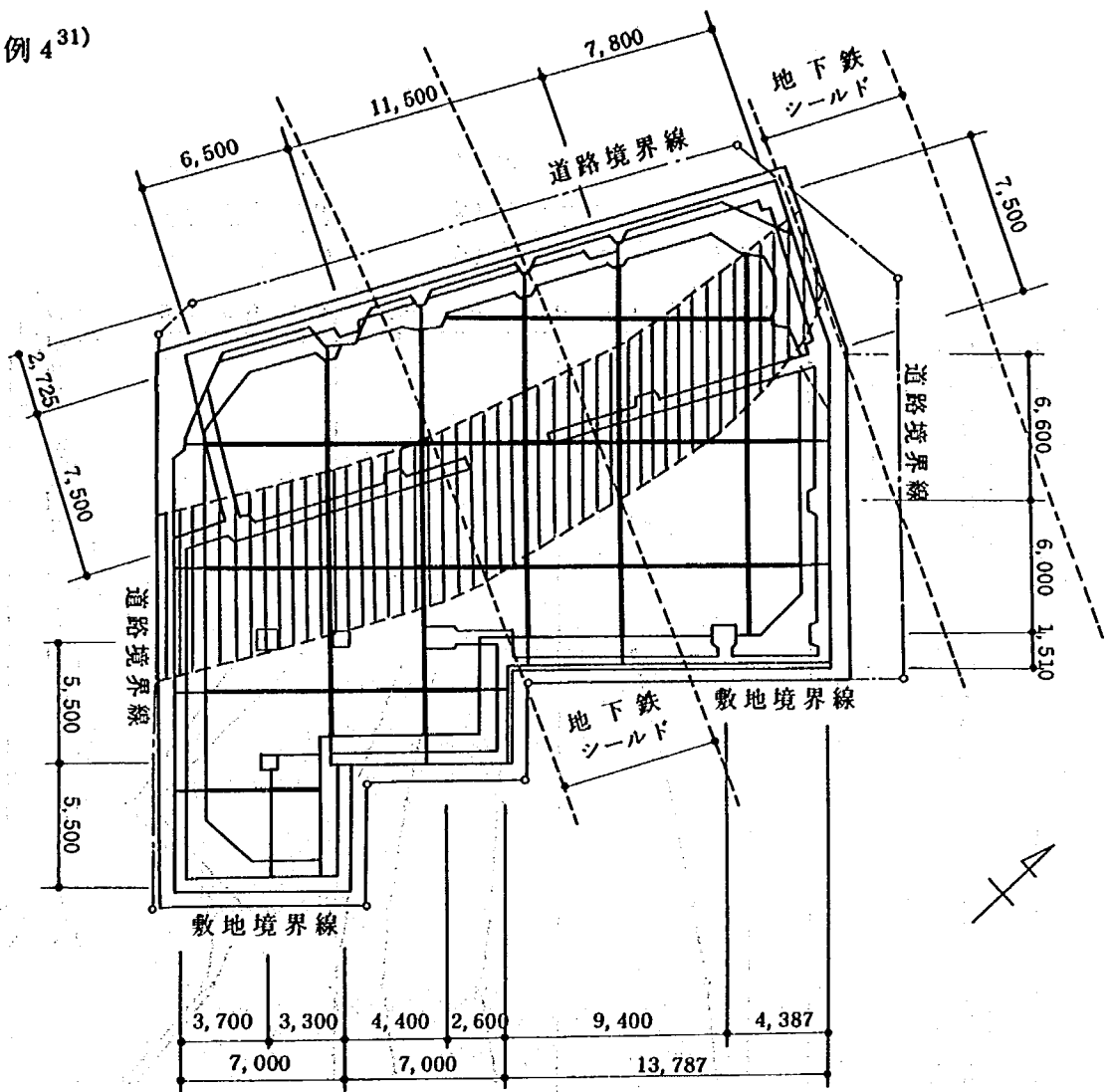


図一資II-3(2) 土留め壁変形図

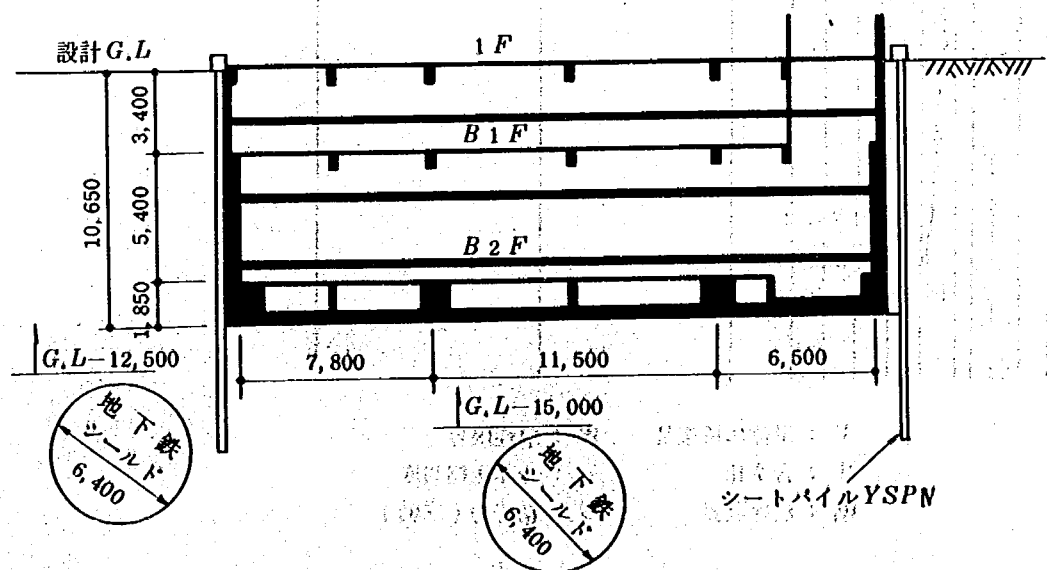


図一資II-3(3) 測点配置図

4) 例 4³¹⁾



図一資Ⅱ.4(1) 平面図



図一資Ⅱ.4(2) 断面図

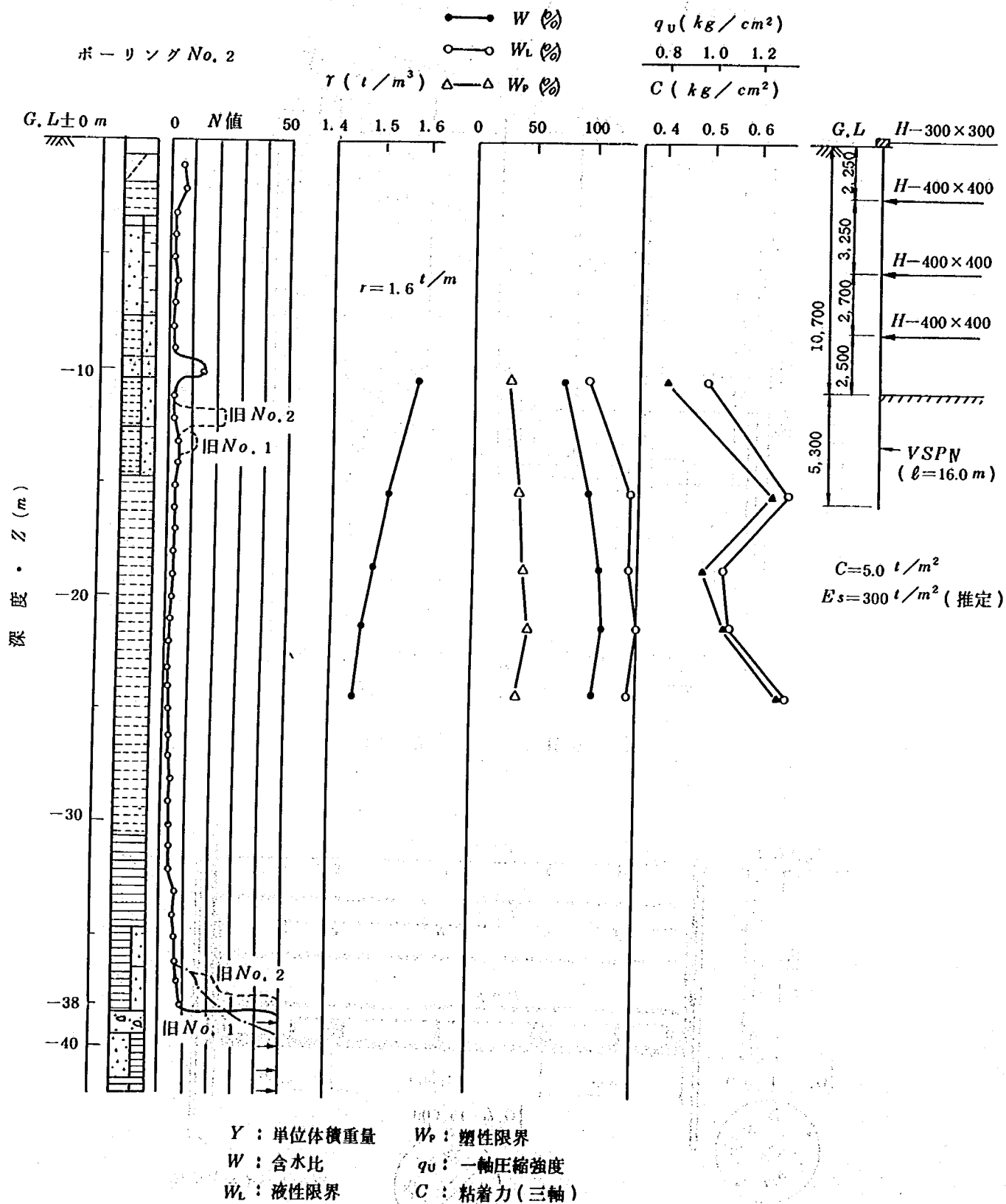
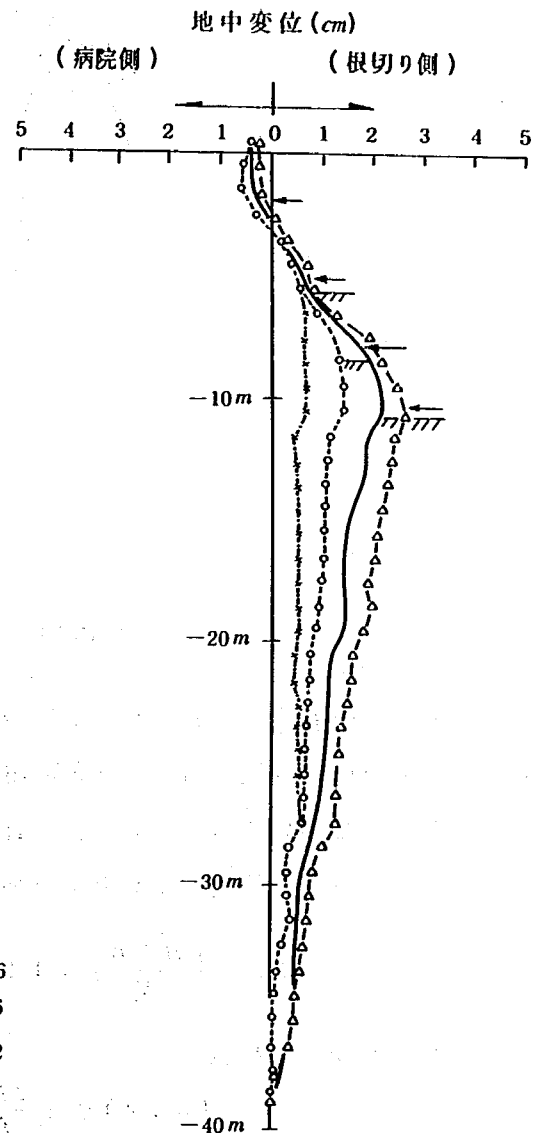


図-資Ⅱ.4(3) 土質柱状図及び土留め架構図

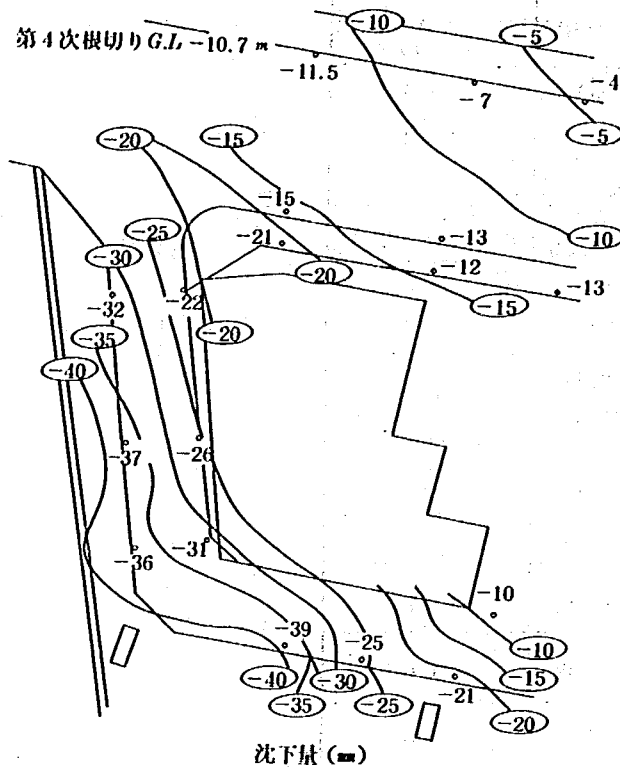
			当 現 場
土留め架構の剛性	土留め壁	土留め壁の種類	シートパイルN型 $l = 16\text{ m}$
		$Ie(\text{cm}^4/\text{m})$	1.44×10^4
		$E(\text{kg}/\text{cm}^2)$	2.1×10^6
		$EIe(\text{kg} \cdot \text{cm}^4/\text{m})$	3.02×10^{10}
	切ばり	切ばりの種類段数	0 段: 300 II 1, 2, 3 段: 400 H
		根切り深さ (m)	-10.7
		平均切ばり間隔 $l(\text{cm})$	267
		$I^4(\text{cm}^4)$	50.82×10^4
		$E \cdot Ie/l^4$	5.94
		比 率	1.0
10 m掘削時の実測変形	最大たわみ (cm)		3.2
	比 率		1.0
	最大たわみ発生位置 (m)		13.0
	移動土量 (m^3/m)		0.64
	移動土量比率		1.0



凡例 (基準は s. 48年 3月11日)

- ×———× 2次根切り完了 3/26
- o-----o 3次根切り完了 4/26
- 4次根切り完了 5/22
- Δ———Δ ベースコン打設時 6/2

図一資 II.4 (4) 掘削段階に伴う地中変位の変化



図一資 II.4(5) 周辺地盤の沈下量の測定結果

(2) 現場計測事例の指針(案)に基づく検討

前記の現場計測事例データを使用して、各データのヒービングに対する安定検討を本指針(案)に基づいて行ったのが表一資 II.1 である。

○ヒービングの検討を必要とする地盤

$$Nb = \frac{rH + q}{c} \geq 3.14 \quad \dots\dots\dots (1)$$

○ヒービングの検討

$$Fs = \frac{(\pi + 2)c + \frac{2D}{B}c + r_2 D}{r_1 H + q} \geq 1.6 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに Nb : 安定係数

$r = r_1$: 矢板先端より上にある背面側地盤の単位体積重量 (t/m^3)

r_2 : 矢板先端より上にある掘削側地盤の単位体積重量 (t/m^3)

H : 掘削深さ (m)

q : 矢板背面側地盤上の上載荷重 (t/m^2)

c : 掘削底面以下の地盤の粘着力 (t/m^2)

D : 矢板の根入れ長 (m)

B : 矢板先端から仮想最大すべり線までの距離 (m)

$$\begin{cases} d \geq \frac{b-D}{\sqrt{2}} \text{ のとき} & B = \frac{b-D}{\sqrt{2}} \\ d < \frac{b-D}{\sqrt{2}} \text{ のとき} & B = d \end{cases}$$

ここに d : 矢板先端より非粘性土層までの距離 (m)

b : 掘削巾 (m)

F_s : 安全率

参考に他の提案式 (Terzaghi - Peck の式, 建築学会修正式, 道路土工指針式) の安全率 F_s も示した。

4 事例とも, $Nb > 3.14$ でありヒービングの検討を必要とする事例であるが, 矢板の根入れ長 D 等を考慮した本指針 (案) により計算した安全率 F_s は, いずれも提唱安全率 $F_s = 1.6$ を上回り, ヒービングに対しては安定という結果となった。

参考に Terzaghi - Peck の式, 建築学会修正式及び道路土工指針式のそれぞれの式で同様にヒービングの検討を行なった結果 (安全率 F_s) を併記した。この結果と上記の本指針 (案) を用いた結果とを比較すると, 4 つの計測事例のうち, 例 2 及び例 4 の事例については, いずれの提案式ともヒービングに対しては安定という結果となっているが, 例 1 と例 3 では本指針 (案) と道路土工指針式とがヒービングに対しては安定, Terzaghi - Peck の式及び建築学会修正式では逆に不安定という結果が得られた。

これらの現場計測事例においては, 例 2 を除いて矢板先端の変位がほとんど無く, いわゆるヒービングは生じなかったものと思われるので, 当指針 (案) の判定は正当なものと判断できる。また, 例 2 については, 矢板先端の変位は計測されているものの盤ぶくれそのものは掘削深さに対し線形な量であるので, これもほぼ安定であったと解され, 指針 (案) の判定は現象をほぼ正しく評価しているものと思われる。

表一資Ⅱ.1 現場計測事例の指針（案）提案式による検討結果

$$Nb = \frac{r_1 H + q}{c}$$

$$F_s = \frac{(\pi + 2) c + \frac{2D}{B} \cdot c + r_2 D}{r_1 H + q}$$

Nb	1	2	3	4	備 考
掘 削 深 さ H (m)	7.4	9	13.1	10.7	
根 入 れ 長 D (m)	5.3	6.5	5.9	5.3	
r_1 (t/m ²)	1.8	1.55	1.65	1.6	
r_2 (t/m ²)	1.8	1.4	1.75	1.5	
C (t/m ²)	3	3.95	3	5	
q (t/m ²)	1	1	1	1	
掘 削 巾 b (m)	33.5	16.9	22	28	
軟 弱 層 厚 L (m)	23.7	25	19.5	38	
B (m)	11	7.35	0.5	16.05	
安 全 系 数 Nb	4.77	3.78	7.54	3.62	Nb ≥ 3.14 のときヒーピングの検討を要する。
安 全 率 F _s	1.95 ○	2.43 ○	4.27 ○	2.04 ○	提唱安全率 F _s = 1.6
Terzaghi-Peck F _s	1.32 ×	1.88 ○	1.04 ×	1.85 ○	〃 F _s ≥ 1.5
建築学会修正案 F _s	1.15 ×	1.53 ○	0.78 ×	1.55 ○	〃 F _s = 1.2
道路土工指針 F _s	1.51 ○	1.96 ○	1.38 ○	1.95 ○	〃 F _s = 1.2
備 考					

Ⅲ 弾塑性法による土留め壁の解析例

現場における計測事例を4例収集し、本指針（案）の解析結果との対比を試みた。事例としては、掘削段階ができるだけ少なく、かつ地層構成が単純で、データの整備されたものを選んだ。計算した事例の掘削概要を表一資Ⅲ.1に示す。

表-資Ⅲ.1

ケース番号	A	B	C	D
掘削深さ (m)	9.1	14.3	10.7	14.4
掘削段数	3	5	4	4
切ばり段数	2	3 (計画時4)	4 (0段切ばり含)	3
土留め壁長さ (m)	16	19.25	16	24
土留め壁の種類	RC壁 50cm	RC壁 60cm	YSP-IV (共下り防止杭あり)	RC壁 80cm
切ばりのプレロード	なし	なし	あり	あり
支配的な土質	砂	砂	粘土	シルト
文献番号	32)	33)	31)	34)

なお、地層が互層の場合は下層の土圧の算定にあたって上層を上載荷重とみなして算定した。

CASE-A

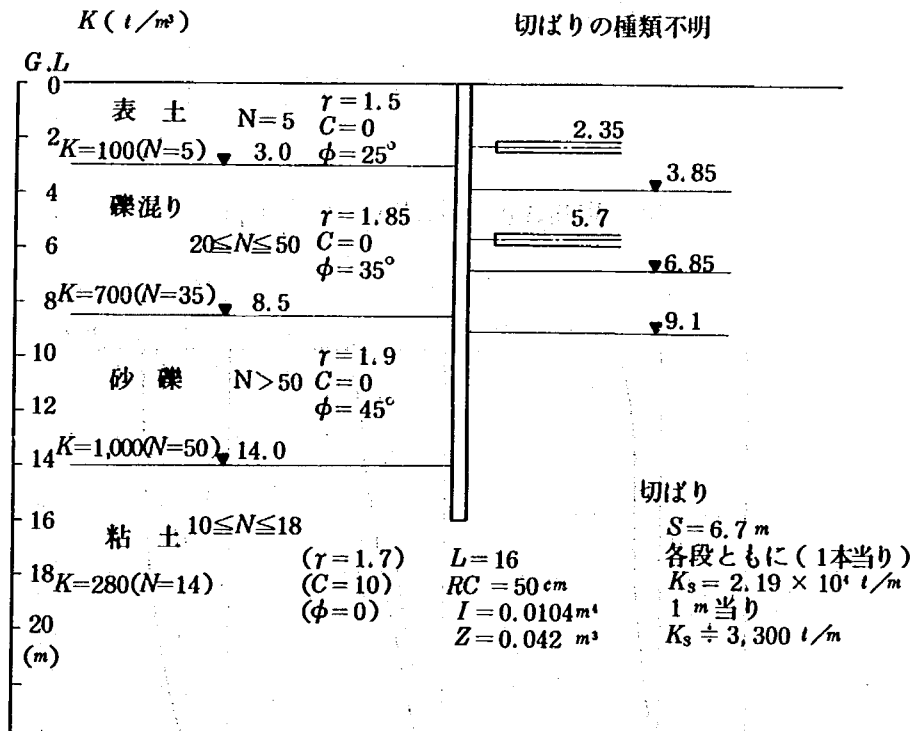


図-資Ⅲ.1(1) 土質条件と土留め架構図

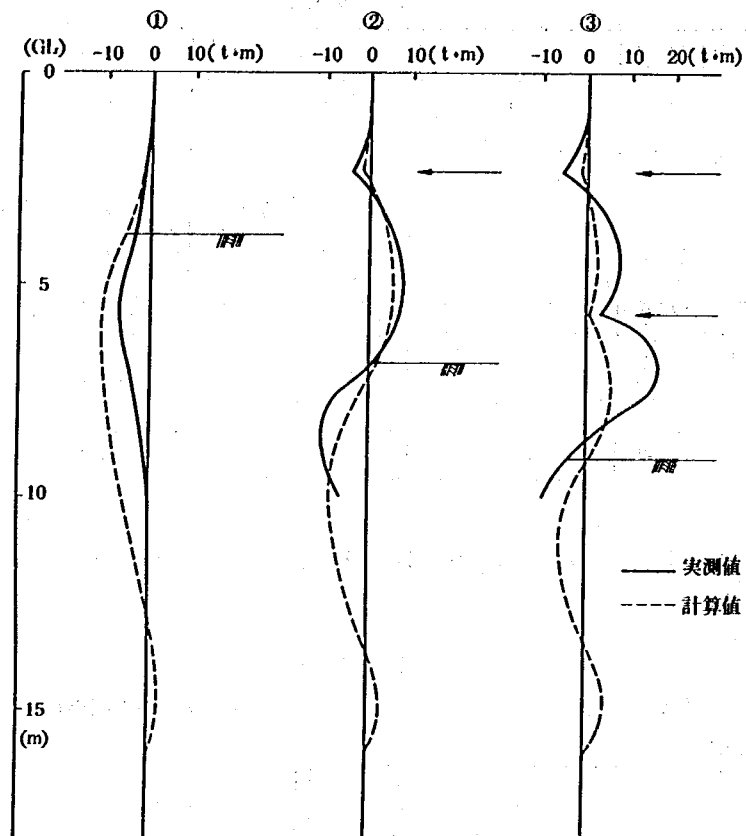


図-資Ⅲ.1 (2) 曲げモーメント図

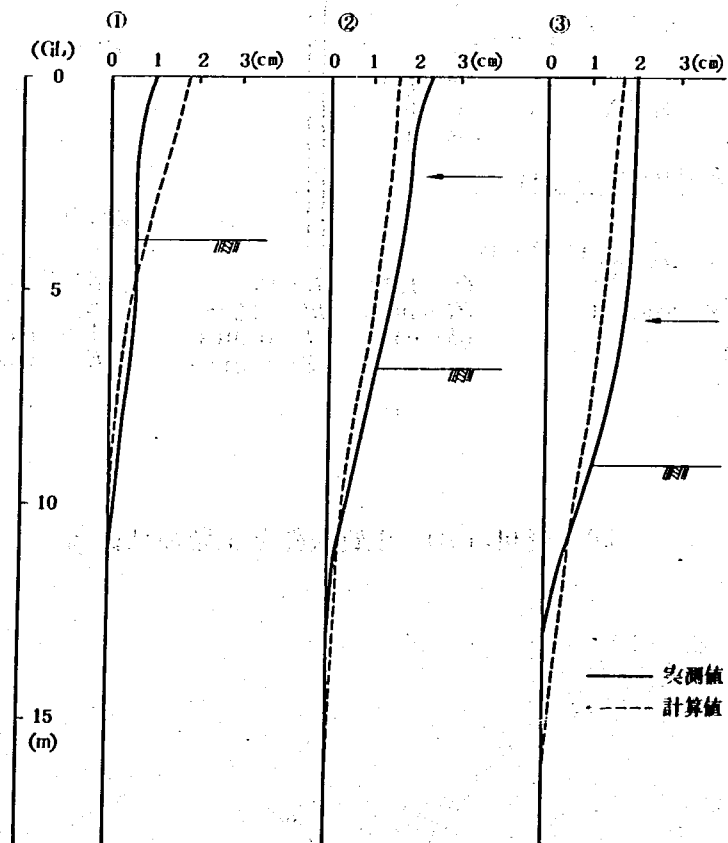
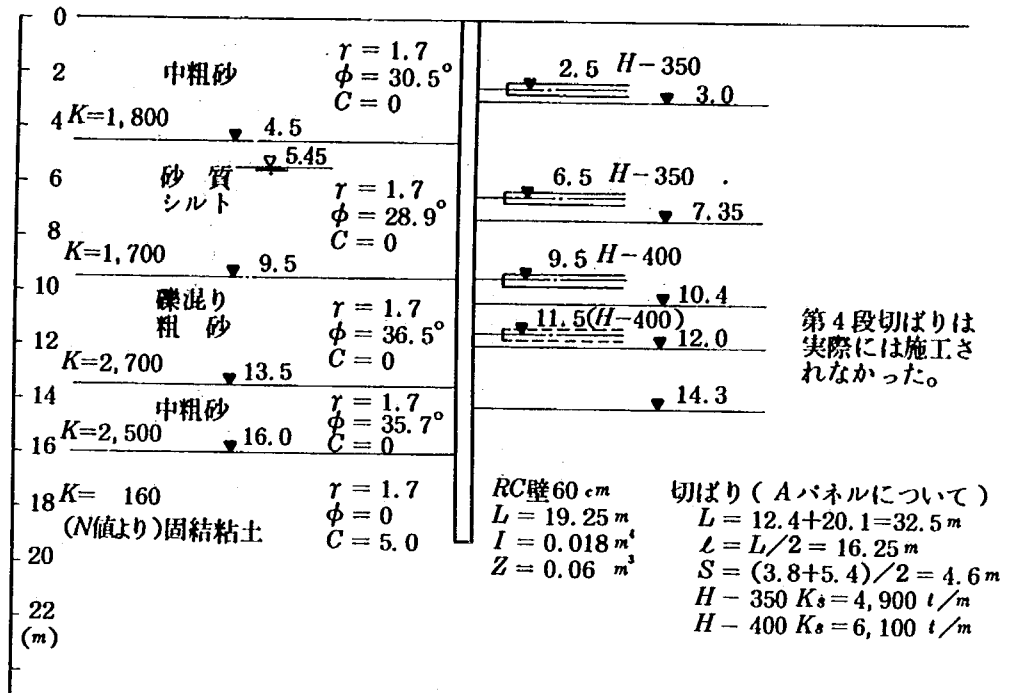


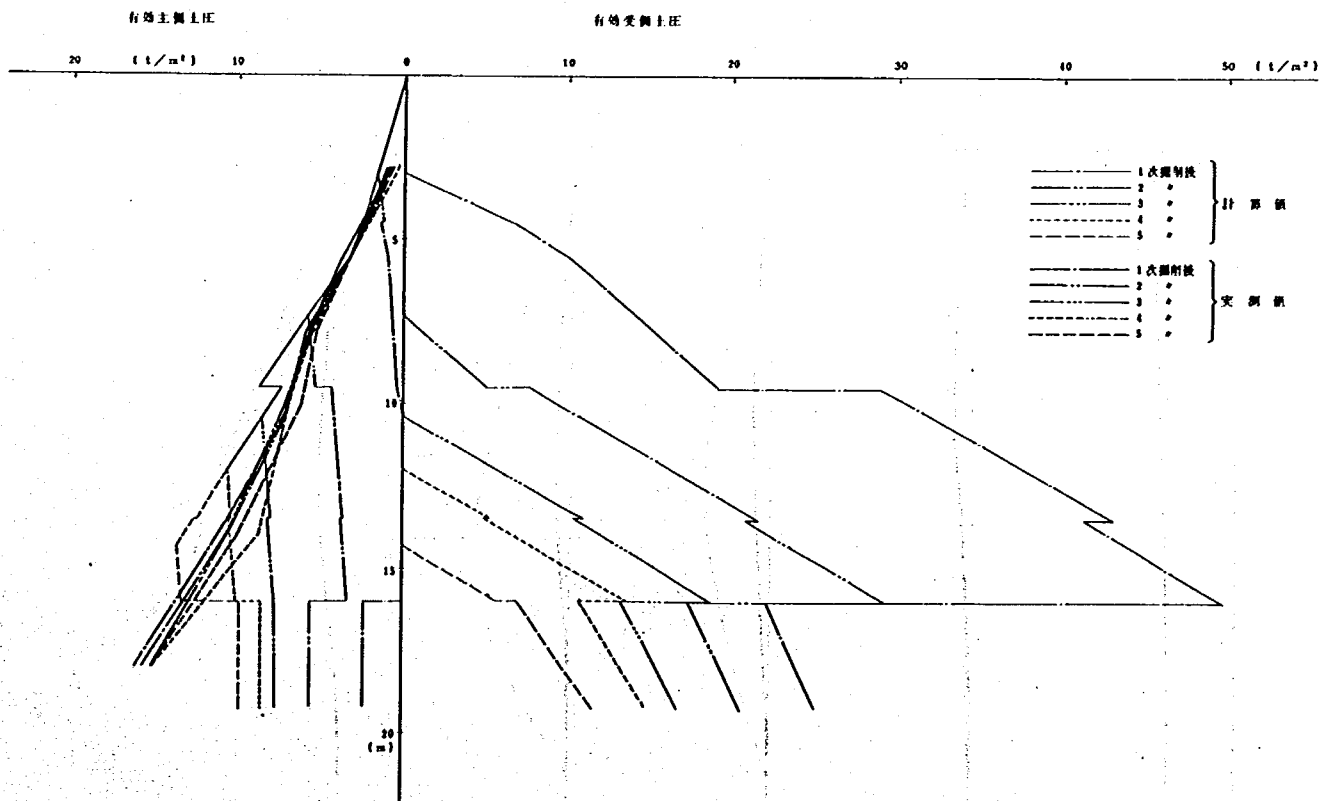
図-資Ⅲ.1 (3) たわみ図

CASE-B

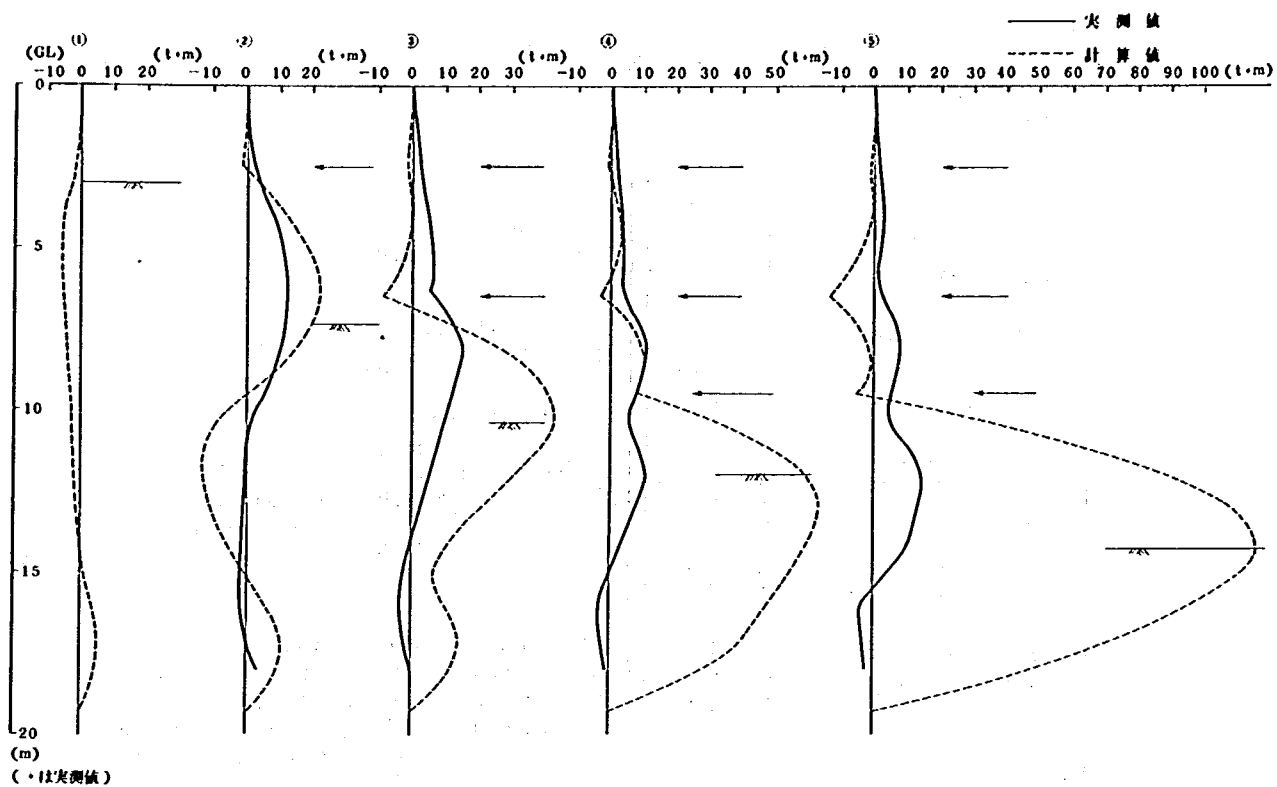
K (t/m³)
(文献より)



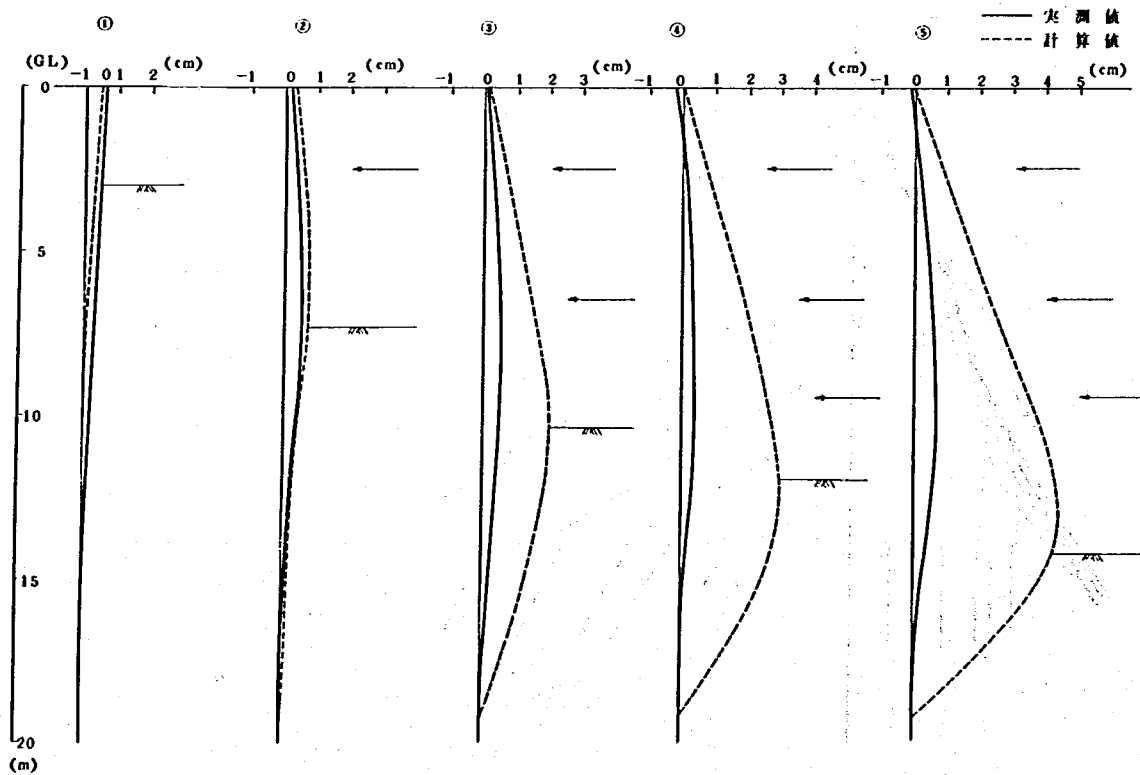
図一資Ⅲ.2(1) 土質条件と土留め架構図



図一資Ⅲ.2(2) 側圧分布図



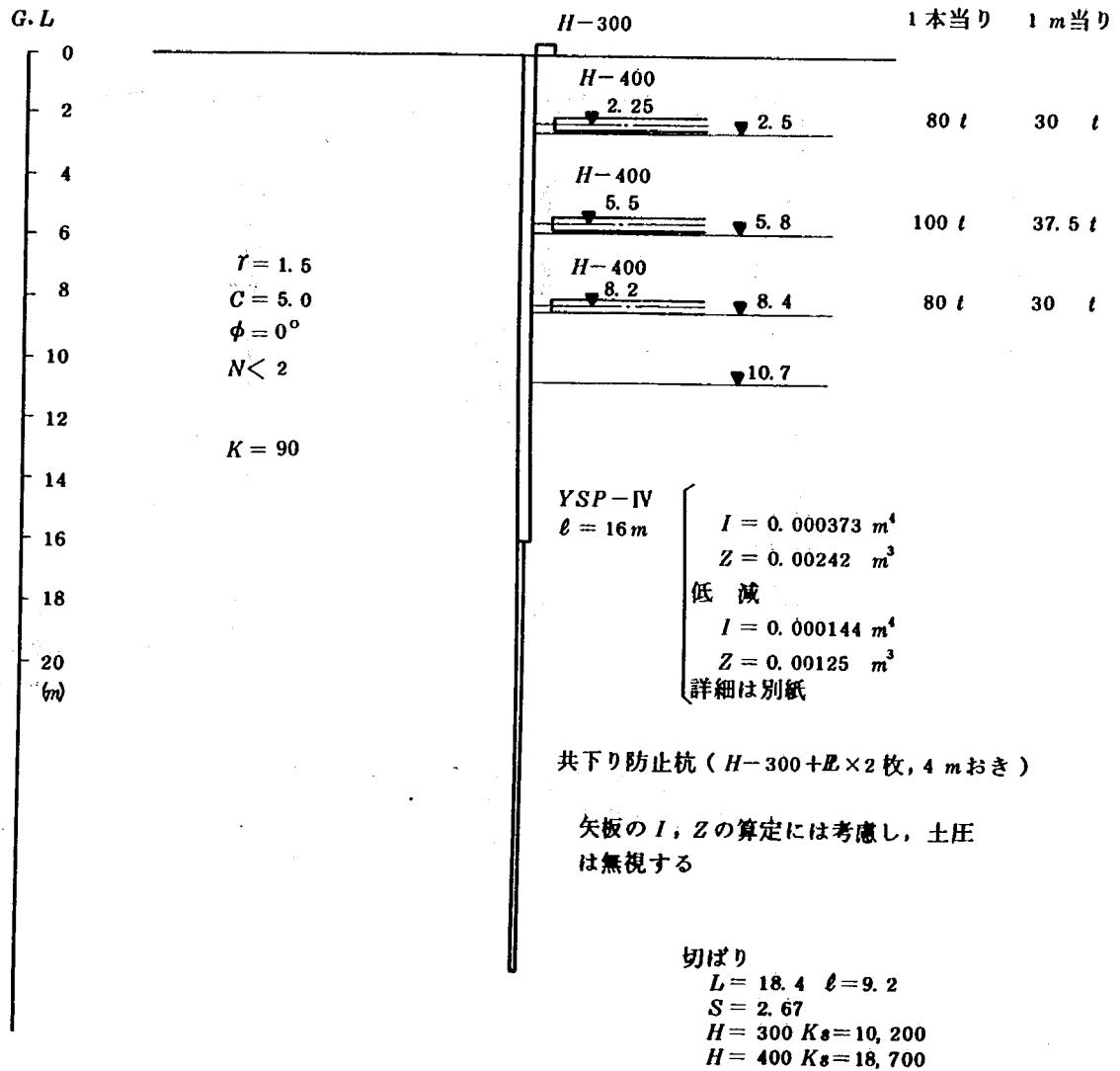
図一資Ⅲ.2(3) 曲げモーメント図



図一資Ⅲ.2(4) たわみ図

CASE - C

プレロード



図一資Ⅲ.3(1) 土質条件と土留め架構図

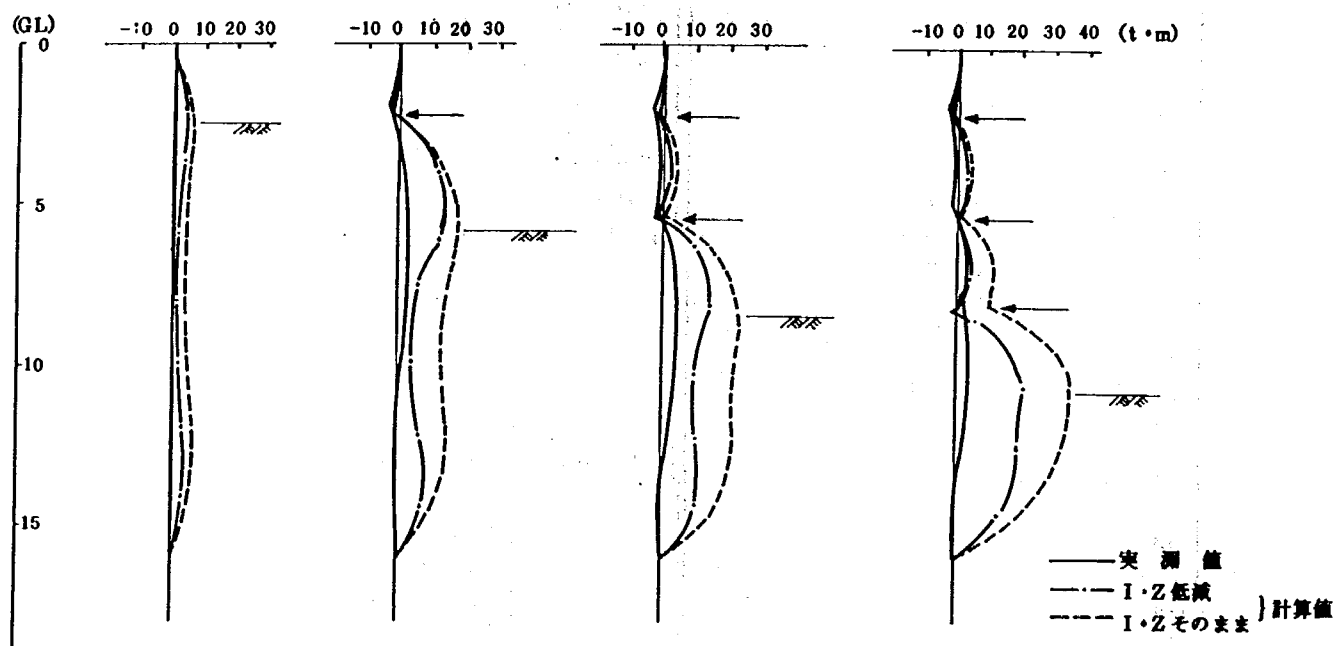


図-資Ⅲ.3.(2) 曲げモーメント図

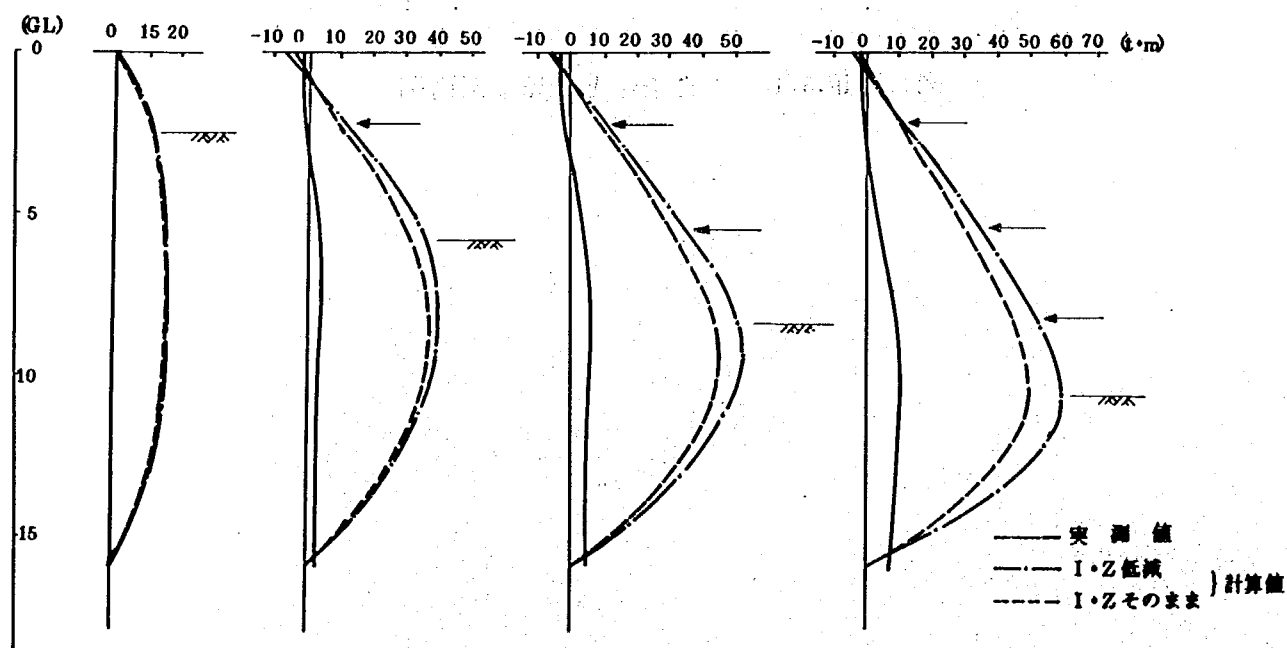
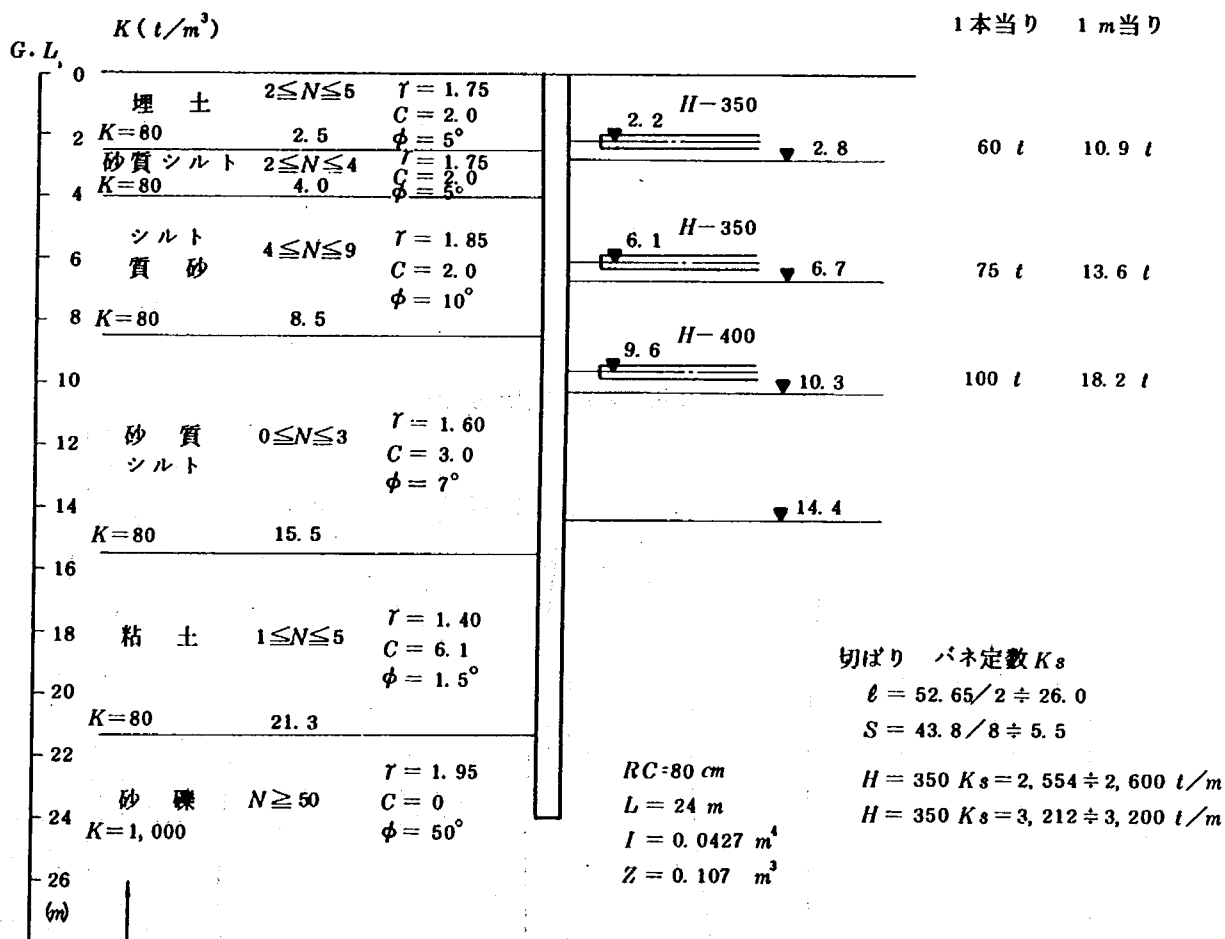


図-資Ⅲ.3.(3) たわみ図

CASE-D

プレロード

1本当り 1m当り



それぞれ $N = 4.50$ として計算

図一資Ⅲ.4(1) 土質条件と土留め架構図

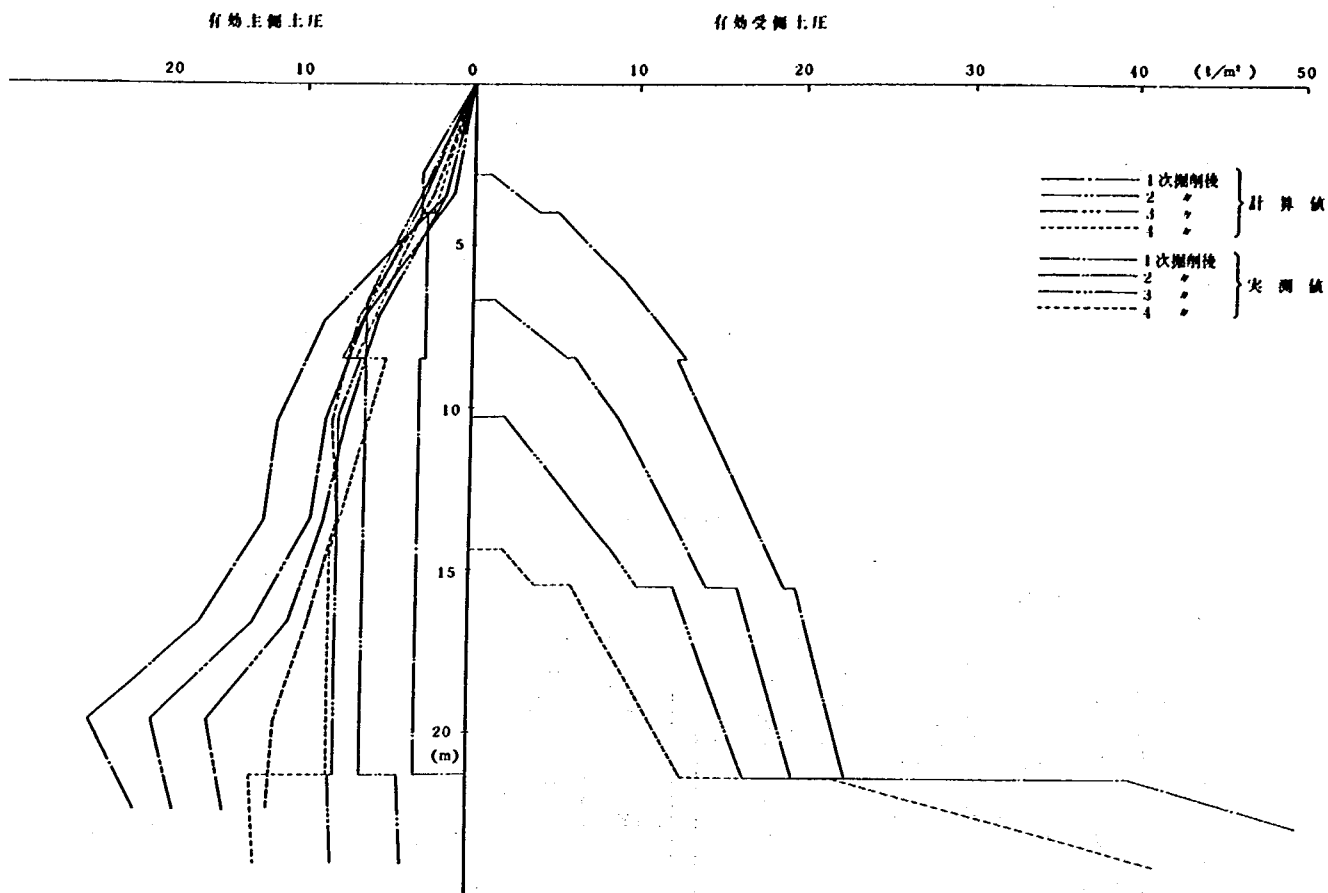


図-資Ⅲ.4.(2) 側圧分布図

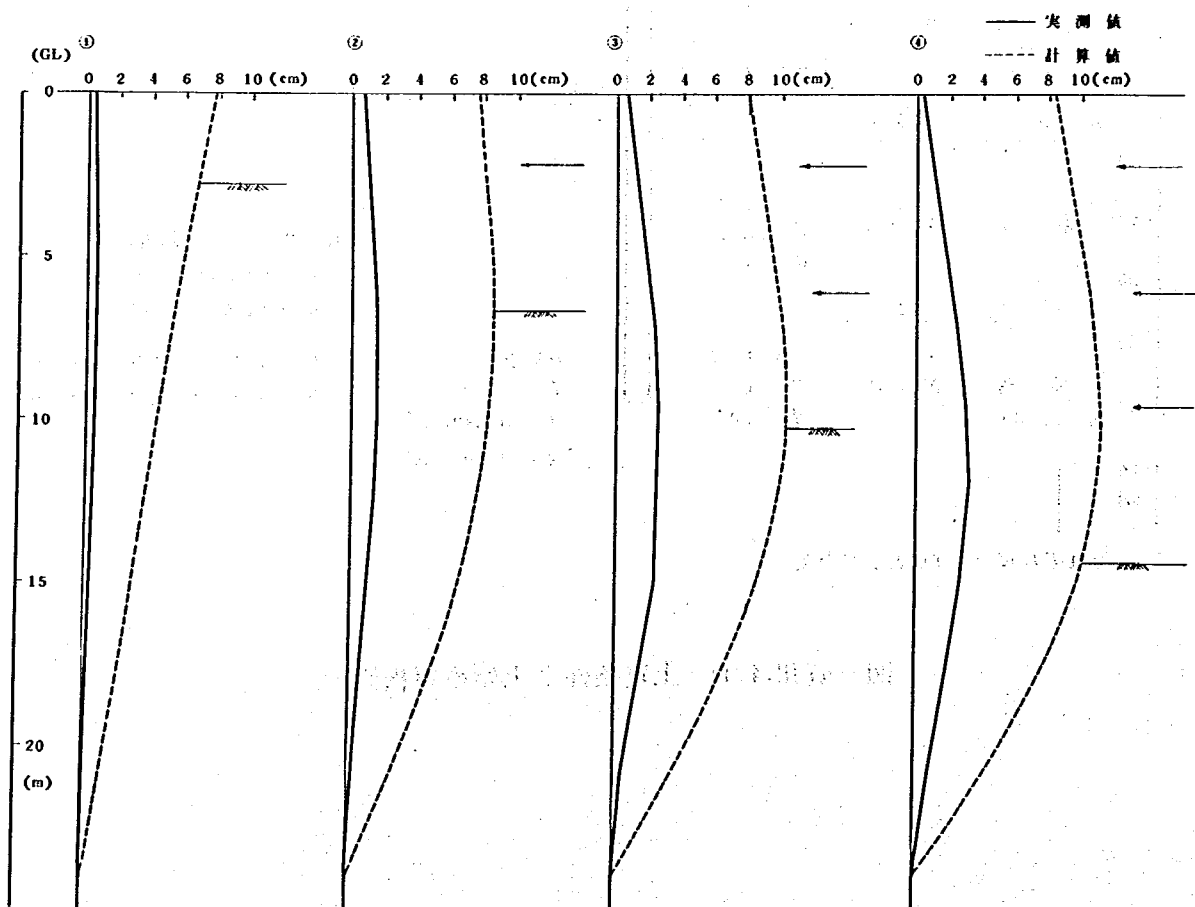


図-資Ⅲ.4.(3) たわみ図

解析結果との対比

i) 側 圧

有効主働側圧をみると、計算値は、掘削面以下において一定となるか、又は深くなるにつれて、除々に減少しているが、実測値では、ほぼ三角形分布を示している。また、掘削段階が進むにつれて実測値では、わずかに減少するようであるが、計算値では増加している。そして初期の掘削段階では、計算値は実測値よりかなり小さくなっているが、最終掘削段階では両者はよく一致している。

ii) 曲げモーメント

曲げモーメントは最下段切ばりから下において計算値が実測値より大きくなっているケースが多いようである。実測では最終掘削面より下において負の曲げモーメントが生じることが多いが計算では、負の曲げモーメントが生じにくいようである。

iii) たわみ

たわみは、計算値が実測値の数倍に及ぶことがあり、かなり問題がある。また最大値の位置も計算では、実測よりも下方になる傾向にある。

ま と め

試算設計と比較検討で明らかになったことは次のとおりである。

- (1) 根入れ長がある大きさ以上になると、最大曲げモーメント、最下段切ばり位置の曲げモーメント、最下段切ばり軸力及び最大たわみが一定値をとる。
- (2) 根入れ長が小さい場合は、支持条件により、曲げモーメント、軸力、たわみが大きく異なる。
- (3) 有効主働側圧の計算値と実測値を比較すると、初期の掘削段階では、計算値が実測値よりかなり小さくなっているが、最終掘削段階では両者はよく一致している。
- (4) 現場では、ほとんどが互層であるので、その扱い方を検討する必要がある。
- (5) 曲げモーメントは、最下段切ばりより下において計算値が実測値より大きくなることが多い。
- (6) たわみの計算値は実測値の数倍に及ぶことがある。設計時に切ばりのプレロードの導入の検討が必要である。
- (7) 曲げモーメントのモードは最下段切ばり位置より下において、計算値と実測値が異なることが多い。つまり計算値では壁先端において曲げモーメントが負になることは少ないが実測値では、負の曲げモーメントが出ることもある。
- (8) たわみのモードも、実測値と計算値で異なることが多い。つまり、実測値では切ばりの影響を受けたモードになっていることがよくあるが、計算値では、あまりそのようなモードにはなっていない。

参 考 文 献

- 1) 星埜和ほか訳 (1970) : 新版テルツァギ・ペック土質力学, 丸善
- 2) Peck, R. B (1973) : Lateral Pressure of Clayey Soil on Structures.
Proc. 8th I. C. S. M. F. E., Spec. Ses. No. 5. Vol. 4, 3
- 3) 道路土工—擁壁, カルバート, 仮設構造物指針, 日本道路協会 昭和52年1月
- 4) 仮設構造設計基準 日本道路公団 昭和52年
- 5) 仮設構造物設計指針(案), 地下鉄技術協議会, 昭和47年10月
- 6) 開削トンネル指針, 土木学会, 昭和52年
- 7) 掘削土留め工設計指針(案), 昭和54年12月, 国鉄
- 8) 仮設構造物設計規準, 首都高速道路公団, 昭和47年9月
- 9) Terzaghi, K. & Peck, R. B. ; Soil Mechanics in Engineering Practice,
Joho Wiley & Sons, 1948年
- 10) クイックサンド現象に関する調査, 土木研究所資料1746号
- 11) 久保田英之; 浸透流と地盤の安定に関する研究, 京都大学修士論文, 昭和46年3月
- 12) 塩井幸武, 古屋敏夫, 渡辺一郎; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 土木技術資料
Vol. 20-9 (1978)
- 13) 塩井幸武, 古屋敏夫, 渡辺一郎; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 第13回土質工
学研究発表会論文集 (1978)
- 14) 塩井幸武, 元田良孝, 山本洋司, 榎本文男; クイックサンド現象の解析, 第14回土質工学
研究発表会論文集 (1979)
- 15) 塩井幸武, 浅沼秀弥, 山本洋司; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 第34回土木学
会年次学術講演会概要集 (1980)
- 16) Peck, R. B. ; Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground, 7th I.
C. S. M. E., 1969, Mexico, vol I
- 17) 軟弱地盤におけるヒービング現象に関する実験, 土木研究所資料1721号
- 18) 垂水, 福田, 諸橋; 開削時の地盤変形 (No. 5) —ヒービング防止対策—, 第34回土木学会
年次学術講演会概要集
- 19) Prandtl, L. ; Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) Plastischer
Baustoffe und die Festigkeit von Schreiden, Z. A. M.
M., 1 (1921)
- 20) Tschebotarioff, G. P. ; Soil Mechanics, Foundations and Earth
Structures, (1951) Mc Graw-Hill
- 21) Wilson, G. ; The calculation of the Bearing Capacity of Footings

on Clay, J. I. C. E., 17, (1941)

- 22) 赤井浩一；土質力学，昭和41年4月 朝倉書店
- 23) 塩井，浅沼，越川；軟弱地盤におけるヒーピングに関する模型実験，土木技術資料 Vol 24 No 2 1982
- 24) 中村・中沢；掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学論文報告集，Vol 12 No 4, 1972. 12
- 25) 土木関係，仮設構造物設計要領（案）；国有鉄道東京第一工事局，53年9月
- 26) 萩原英輔；都市内大規模掘削工事における土留め応力解析について，技報 第13号，1981年3月，首都高速道路公団
- 28) 道路橋示方書IV下部構造編；日本道路協会 昭和55年5月
- 30) 古藤田・池田・荒井・吉良；軟弱地盤における土留め諸測定について，第8回土質工学会研究発表会，1973
- 31) 野尻明美・田中俊平；鋼矢板を用いた山止め架構の根切りに伴う挙動，鹿島建設技術研究所年報 第22号，1973
- 32) 安倍勇，浅野芳信，清水太郎；土留め応力解析法の研究，奥村組年報No 1
- 33) 赤木・野口・松田；土留め計測を施工にフィードバックした工事例，基礎工 Vol 9 No 12
- 34) 黒柳正得，井上嘉信，川西秀次郎；軟弱地盤におけるRC土留め壁の変形と側圧の関係，清水建設研究所報第28号

掘削土留め工設計指針(案)

土研資料第1816号
昭和57年3月(1982年)

浅沼 秀弥・山本 洋司
越川 裕

キーワード：土留め，掘削，ボーリング，ヒーピング

要旨

掘削工事におけるボーリング，ヒーピングの検討方法および土留め壁の設計手法を各項目細部にわたって規定したものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

基礎研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1816号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印