



土 木 研 究 所 資 料

第 9 6 3 号

くいの支持力と変形特性に関する調査

昭和 49 年 8 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

ま え が き

1. 鉛直支持力	1
1-1 開端鋼管ぐいの支持力	1
1-2 開端鋼管ぐい以外の打ち込みぐいの支持力	13
1-3 掘削ぐいの支持力	13
2. ぐい頭の鉛直方向ばね係数	19
3. 水平支持力	26
4. 土の純粋せん断変形特性	29
4-1 純粋せん断変形試験機	29
4-2 砂の純粋せん断変形特性	29
4-3 ロームの純粋せん断変形特性	30
4-4 試験結果の実際問題への適用	38
付 録 大口径ぐい水平載荷試験資料	45

まえがき

昭和39年に、道路橋下部構造に関する設計指針の最初のものとして「くい基礎の設計篇」が出版されたが、それ以後、くい基礎の施工実績の伸びは著しいものがあり、量的な拡大のみならず、大規模化、急速施工、新工法の出現など質的にも大きな変化をとげている。これに伴ない、現場での観測データの集積と研究面での進展が相俟ってくい基礎のより合理的な設計法の確立がはかられてきている。こうした現状をふまえて、道路協会において「くい基礎の設計篇」の改訂作業が現在おこなわれており、近く発刊の運びとなる予定である。

本資料は、特にくいの支持力の問題について、指針改訂作業の一環として既往の観測データを分析し、設計への適用をはかったもので、前に発表したものと合わせて改訂指針のバックデータとなるものである。

1章は鉛直支持力、3章は水平支持力を扱ったが、これらについては、特に最近施工例が多くなっている大口徑ぐいに着目し、これまで主として中小径ぐいを対象として用いられてきた設計法の見直しを行なった。なお水平支持力に関しては、径800mm以上のくいについて行なわれた既往の載荷試験の結果を巻末に収録した。

2章はくい頭の鉛直方向ばね係数について、その推定法を述べた。くい反力の算定を正確に行なうには変位を考慮した計算法を使う必要があるが、この場合にはくい頭のばね係数の推定精度が問題になり、この精度が悪いと計算法自体の厳密さが意味をなさなくなる。

1章から3章は実くいの載荷試験のデータを中心としてまとめたものであるが、4章は、土のせん断変形に関する基本的な力学的特性を純粹せん断変形試験機を用いて調べた結果を述べた。

基礎の変形を扱う場合、設計実務上は地盤をばねに置きかえる方法が一般にとれているが、構造物と土の相互作用を解析対象としてとらえ、実現象をより忠実に表現するには地盤を連続体として考える必要がある。土はきわめて複雑な性質を有する材料であるが、近似的に弾性体とみなし、ヤング率とポアソン比をパラメータとして表示する方法が最も普通に行なわれ、圧縮変形が支配的な現象については比較的よい結果を与えている。しかし、せん断変形が支配的な問題を扱う場合には、弾性体としての仮定は不適當で、別の表現法を考える必要があり、ここで、土のせん断変形特性についての調査を行なったのは、その端緒をひらくためである。

昭和49年8月

基 礎 研 究 室

駒 田 敬 一

山 川 朝 生

1. 鉛直支持力

1-1 開端鋼管ぐいの支持力

A) 既存の載荷試験結果

土木研究所資料 899 号「鉛直載荷試験による単ぐいの極限支持力の推定」で過去に行なわれた鉛直載荷試験データを収集し、整理した結果を示すとともに、現行の設計指針および新たに提案した支持力算定式に基づいて計算した値と実測の極限支持力との比較を行なった。以下に同じデータを使って整理した若干の資料を補足として示す。

表-1 は、載荷試験データの地盤条件をくい先端と周面についてその硬軟によって分類し、それぞれの組み合わせにはば適合する試験資料を選別して資料番号、くい径、極限支持力〔または変位量が(くい径)/20に対応する荷重〕を示したものである。ここで資料番号とは前記土木研究所資料の一覧表に付した番号である。地盤条件の分類は地盤種別とN値により表中に示した方法で行なった。

図-1(1)~(5)は、表-1のデータから載荷試験による開端鋼管ぐいの極限支持力とくい径の関係をくい長($\ell = 20\text{m}$ で区分)、先端地盤($N > 30$ の砂質土地盤または岩盤、 $N \geq 20$ の粘

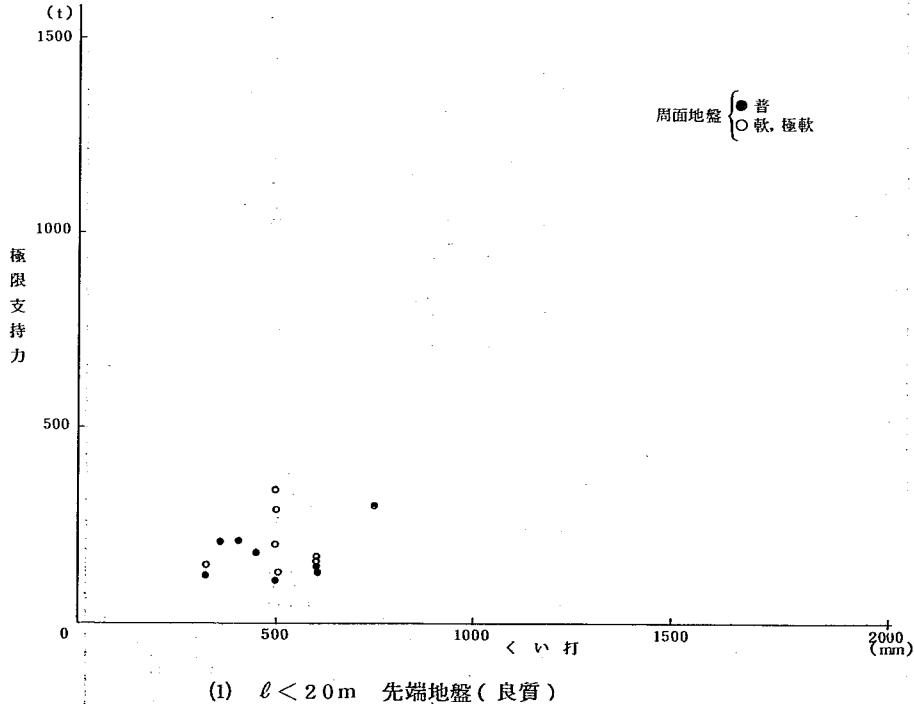


図-1(1) 鋼管ぐいの極限支持力(くい径と支持力)

表-1(1) 開端鋼管ぐいの鉛直載荷試験資料

($\ell < 20\text{m.}$)

局面 先端	岩 または ②	砂 ($\bar{N} \leq 30$)	砂 ($\bar{N} > 30$)	粘性土 ($\bar{N} < 20$)	粘性土 ($\bar{N} \geq 20$)
極軟 $N=0 \sim 2$ の粘土				№95 ($\phi 711.2$) 165t	
軟 $N=2 \sim 5$ の粘土 $N < 20$ の砂	№6 ($\phi 324$) 143t №36 ($\phi 500$) 200t №50 ($\phi 508$) 130t №83 ($\phi 609.6$) 160t	№30 ($\phi 500$) 200t №61 ($\phi 508$) 250t №67 ($\phi 508$) 95t №80 ($\phi 609.6$) 160t №84 ($\phi 609.6$) 180t №87 ($\phi 609.6$) 220t №89 ($\phi 609.6$) 160t №111 ($\phi 1016$) 450t №113 ($\phi 1016$) 270t №115 ($\phi 1016$) 315t	№41 ($\phi 500$) 340t №52 ($\phi 508$) 130t №81 ($\phi 609.6$) 150t		
普 $N > 5$ の粘土 $N > 20$ の砂	№5 ($\phi 324$) 123t №29 ($\phi 500$) 200t №34 ($\phi 500$) 290t	№17 ($\phi 450$) 120t №69 ($\phi 508$) 300t №119 ($\phi 1016$) > 330 t	№9 ($\phi 366$) 204t №47 ($\phi 500$) 109t №88 ($\phi 609.6$) 147t №98 ($\phi 750$) 300t	№2 ($\phi 318.5$) 35t	№14 ($\phi 406.4$) 210t №23 ($\phi 457.2$) 180t №79 ($\phi 609.6$) 130t

表-1(2) 開端鋼管ぐいの鉛直載荷試験資料

(L ≥ 20m)

周面 先端	岩 または 砂	砂 ($\bar{N} \leq 30$)	砂 ($\bar{N} > 30$)	粘性土 ($\bar{N} < 20$)	粘性土 ($\bar{N} \geq 20$)
極軟 N=0~2 の粘土	№ 22 (φ 457) 200t № 75 (φ 600) 260t № 94 (φ 660) 250t № 100 (φ 762) 500t № 117 (φ 1016) 260t № 118 (φ 1016) 700t	№ 112 (φ 1016) 960t			
軟 N=2~5 の粘土 N<20 の砂	№ 13 (φ 406) 109t № 20 (φ 454) 93t № 21 (φ 454) 171t № 38 (φ 500) 120t № 42 (φ 500) 285t № 44 (φ 500) 338t № 64 (φ 508) 235t № 103 (φ 800) 620t № 105 (φ 812.8) 335t № 109 (φ 1000) 740t № 110 (φ 1016) 500t 以上 № 122 (φ 1200) 600t № 123 (φ 1200) 700t	№ 1 (φ 300) 260t № 4 (φ 318.5) 60t № 10 (φ 400) 160t № 40 (φ 500) 268t № 55 (φ 508) 340t № 60 (φ 508) 360t № 76 (φ 600) 400~420t № 86 (φ 609.6) 220t № 102 (φ 800) 500t № 108 (φ 1000) 600t	№ 16 (φ 410) 175t № 45 (φ 500) 298t № 85 (φ 609.6) 360t № 97 (φ 750) 135t № 133 (φ 1524) 1200t	№ 3 (φ 318.5) 53t № 26 (φ 485) 265t № 35 (φ 500) 250t № 66 (φ 508) 350t	№ 39 (φ 500) 274t № 68 (φ 508) 250t
普通 N>5 の粘土 N>20 の砂	№ 7 (φ 355.6) 260t № 18 (φ 450) 267t № 63 (φ 508) 490t	№ 19 (φ 450) 188t	№ 11 (φ 400) 220t № 15 (φ 406.4) 200t № 24 (φ 485) 310t № 70 (φ 600) 340t № 71 (φ 600) 450t № 72 (φ 600) 450t № 96 (φ 750) 600t № 99 (φ 750) 440t № 120 (φ 1016) 435t № 127 (φ 1500) 320t № 134 (φ 2500) >5000t	№ 31 (φ 500) 247t № 32 (φ 500) 315t № 37 (φ 500) 230t № 82 (φ 609.6) 276t № 129 (φ 1500) >980t	№ 8 (φ 355.6) 255t № 25 (φ 485) 230t № 33 (φ 500) 278t № 43 (φ 500) 420t № 62 (φ 508) 300t № 65 (φ 508) 200t № 78 (φ 609.6) 665t № 93 (φ 650) 460t № 131 (φ 1500) 900~950t № 132 (φ 1500) 850t

性土地盤を「良質」、それ以外を「良質でない」として区分)、周面地盤(表-1の分類に従って普および軟、極軟で区分)の種類ごとに示したものである。

図-2(1)~(3)は、先端地盤と周面地盤を同様の方法で分類して、くい外周面積と極限支持力との関係を示したものである。

図-3は、くい先端面積と極限支持力との関係をグラフ化したものである。

以上、既存の載荷試験から得られたくいの極限支持力を、くいの径、外周面積、先端面積に対して整理した結果を示したが、図-1(5)、図-2(2)、図-3を比較してみると、鋼管くいの支持力は、3者のうち外周面積との相関が一番強いことが知られる。

B) 支持力の推定法

資料899号¹⁾に、載荷試験結果の解析に基づいてくいの支持力の推定法を提案した。そこでは、くいの先端支持力に影響を及ぼす因子として支持層の強度のほかに支持層へのくいの根入れ比(根入れ長/くい径)と先端閉塞効果(開端鋼管くいの場合)を考慮し、先端支持力算定図を提示した。

今回は、使用上の便宜を考えて先端支持力算定図をより簡単な形にし、実測値と計算値との比較を行なってみた。周面摩擦力の算定法は前資料¹⁾に提示したものと同一である。今回の計算に用いた先端支持力算定図を図-4、5に示す。図-4は打込みくいの先端支持力とくい先端地盤の平均N値($\bar{N}$)の比を支持層への根入れ比との関係で表示したものである。ここで

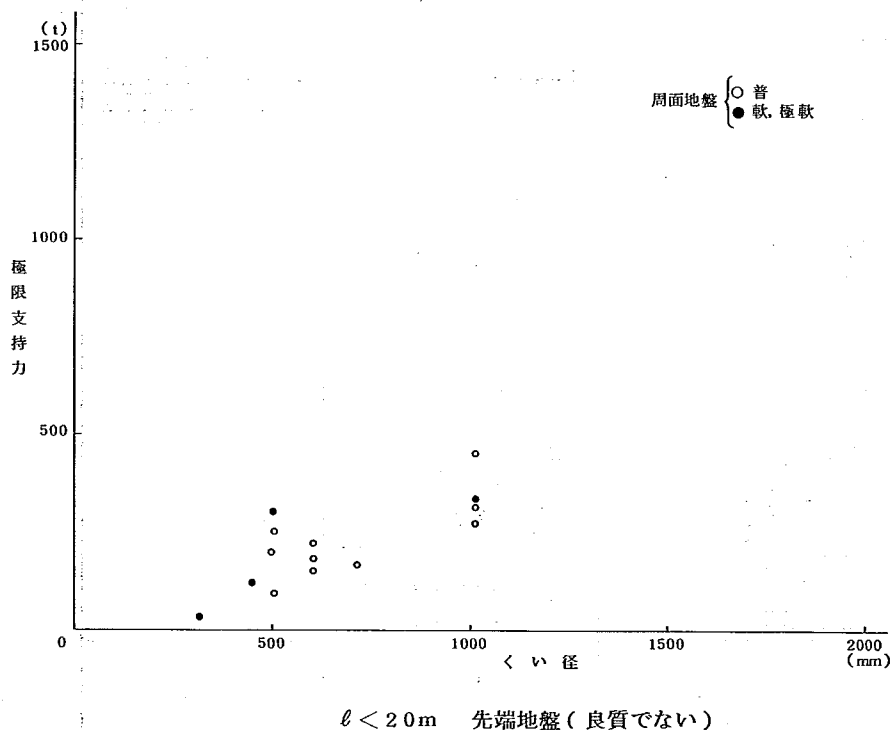
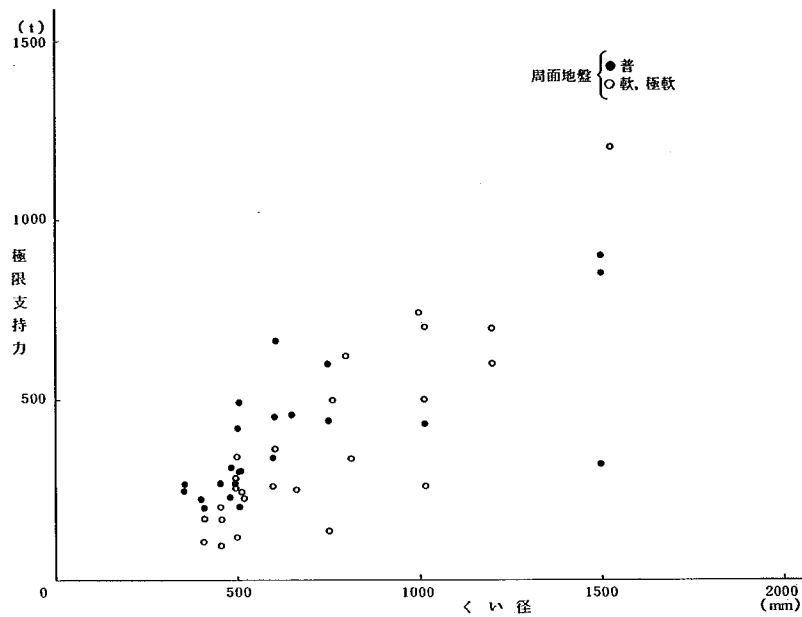
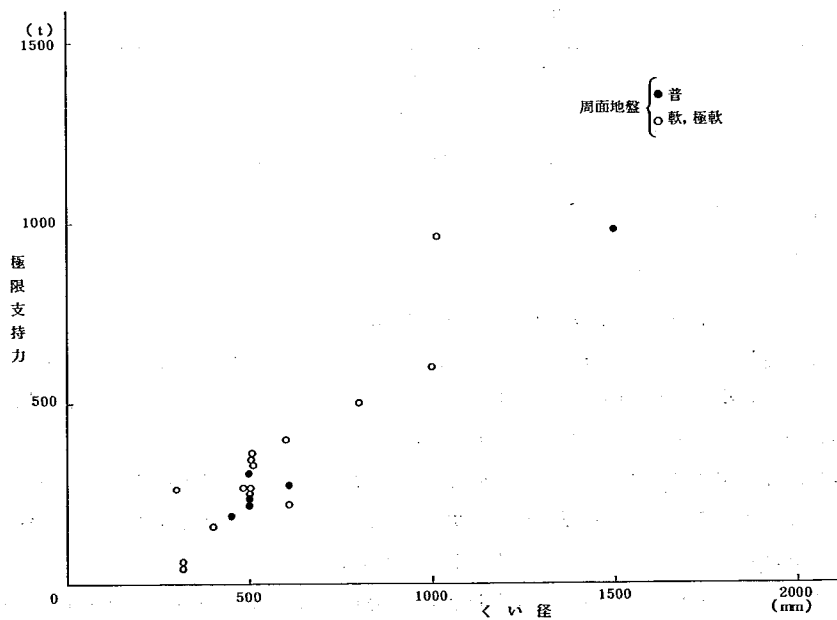


図-1(2) 鋼管くいの極限支持力(くい径と支持力)



$l \geq 20\text{m}$ 先端地盤 (良質)

図-1(3) 鋼管ぐいの極限支持力 (ぐい径と支持力)



$l \geq 20\text{m}$ 先端地盤 (良質でない)

図-1(4) 鋼管ぐいの極限支持力 (ぐい径と支持力)

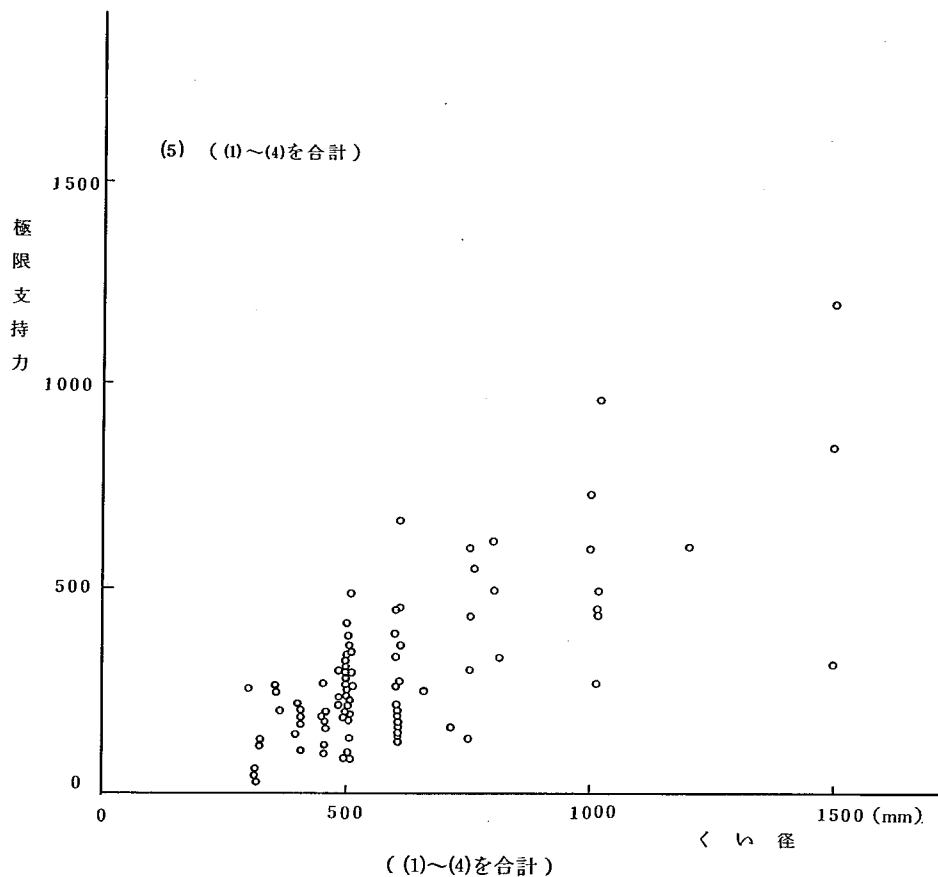


図-1(5) 鋼管ぐいの極限支持力(くい径と支持力)

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2}$$

N_1 : くい先端位置の N 値

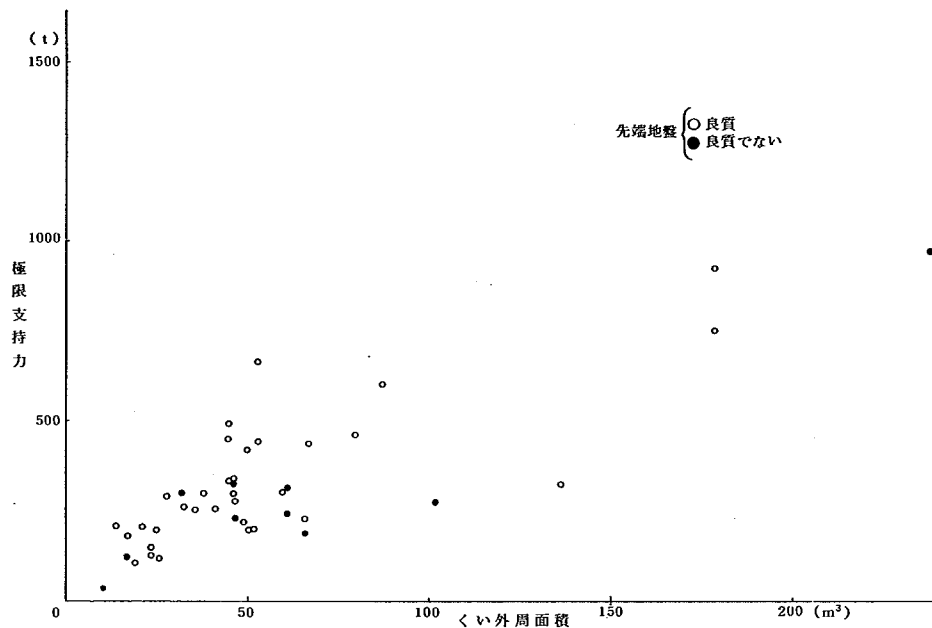
N_2 : くい先端より上方へ $3.75D$ (D : くい径) の範囲における平均 N 値

くいの先端支持力度を q (t/m^2) とすると、図-4 では、支持層への根入れ比が 1.5 以上の時 $q = 4.0 \bar{N}$ と現行指針の値と同じにし、1.5 以下で根入れ比の減少と共に直線的に q を低減している。低減の方法を 2 方法示し、a) では根入れ 0 の時 $q = 1.0 \bar{N}$ とし、b) では $q = 5 \bar{N}$ とした。

図-5 は、先端閉塞効果により、開端鋼管ぐいの先端支持力に加わる制限を示すものであり、前資料¹⁾にも記したように、室内模型実験の結果によった。図でa)は実験結果をそのまま採用したものであり、b)は $q \geq 100 t/m^2$ の条件を付したものである。

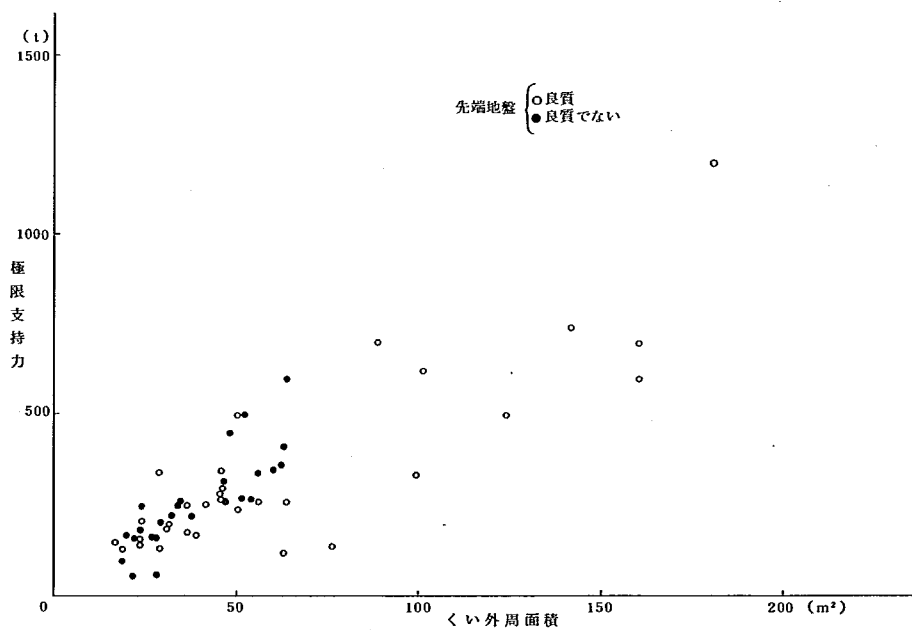
図-4 と 5 をそれぞれ次のように組み合わせて開端鋼管ぐいの先端支持力計算法を設定し、計算による極限支持力と実測値との比較を行なった。(図-6~8)

方法 1: 図-4 a) と 図-5 b) の組み合わせ (図-6)



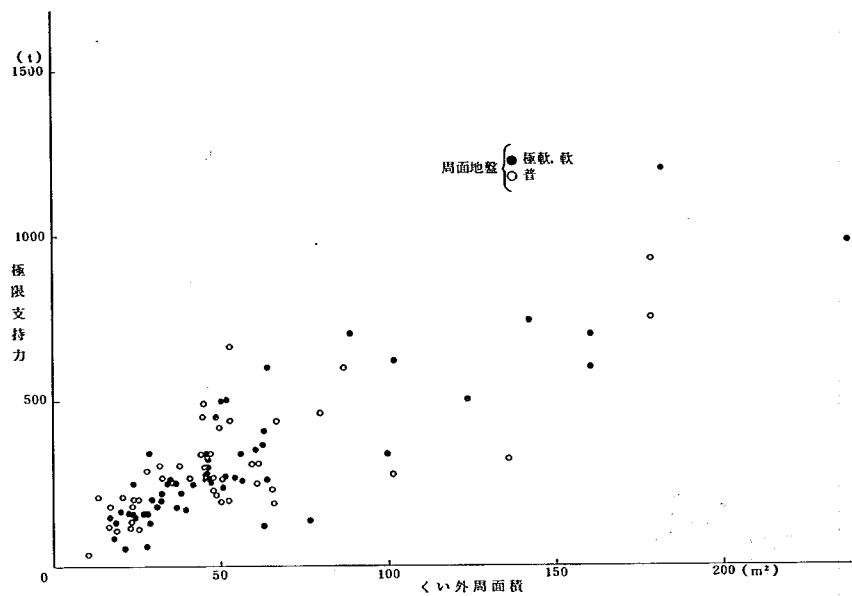
周面地盤(善)

図-2(1) 鋼管ぐいの極限支持力(くい外周面積と支持力)



周面地盤(軟, 極軟)

図-2(2) 鋼管ぐいの極限支持力(くい外周面積と支持力)



(1)~(2)を合計)

図-2(3) 鋼管ぐいの極限支持力(くい外周面積と支持力)

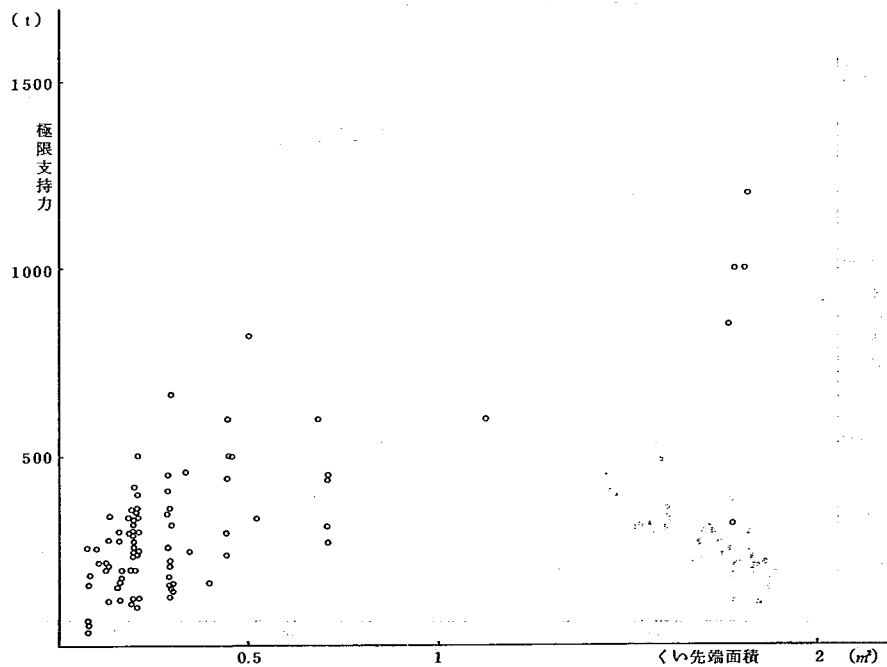


図-3 鋼管ぐいの極限支持力(くい先端面積と支持力)

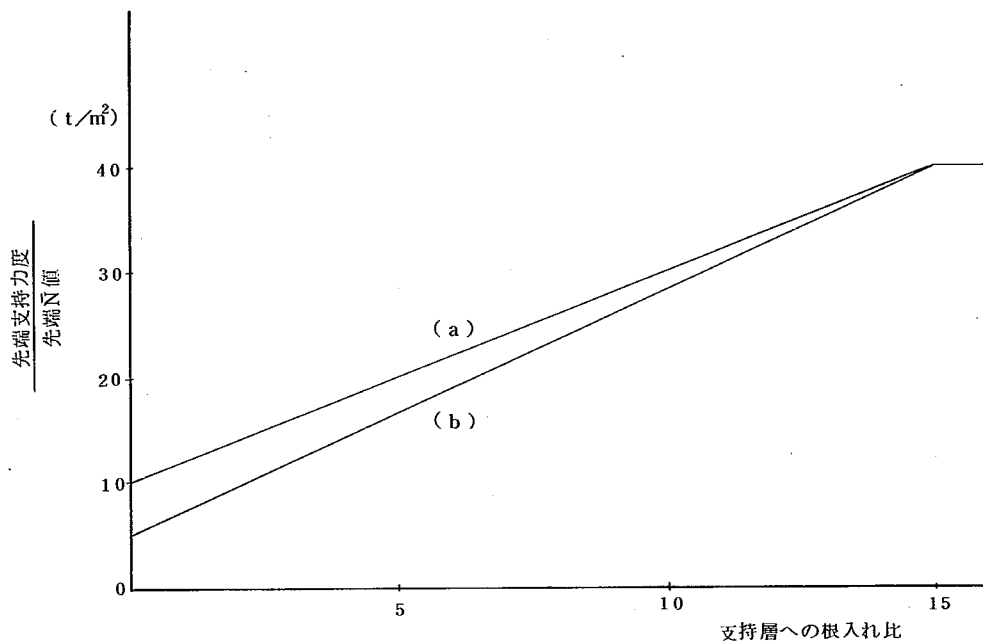


図-4 打込みぐいの先端支持力度算定図

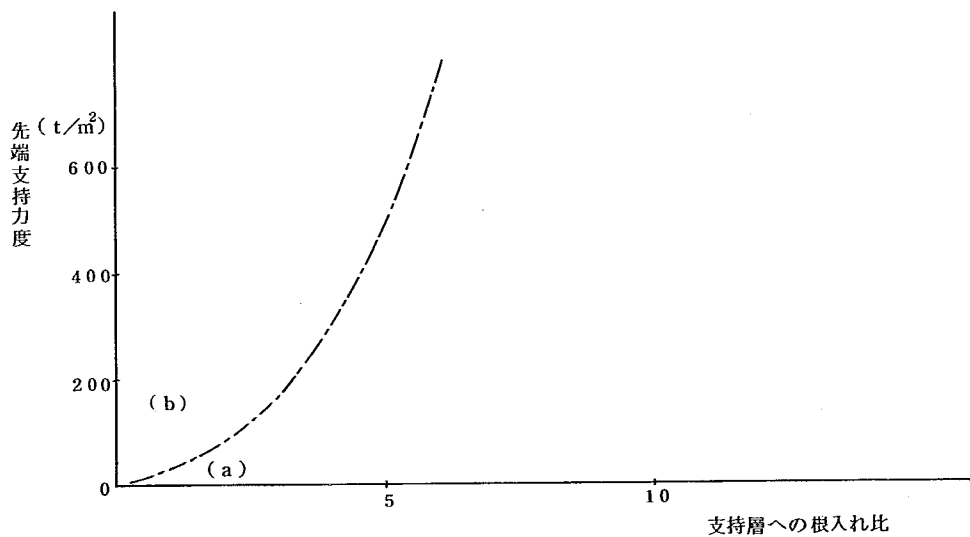
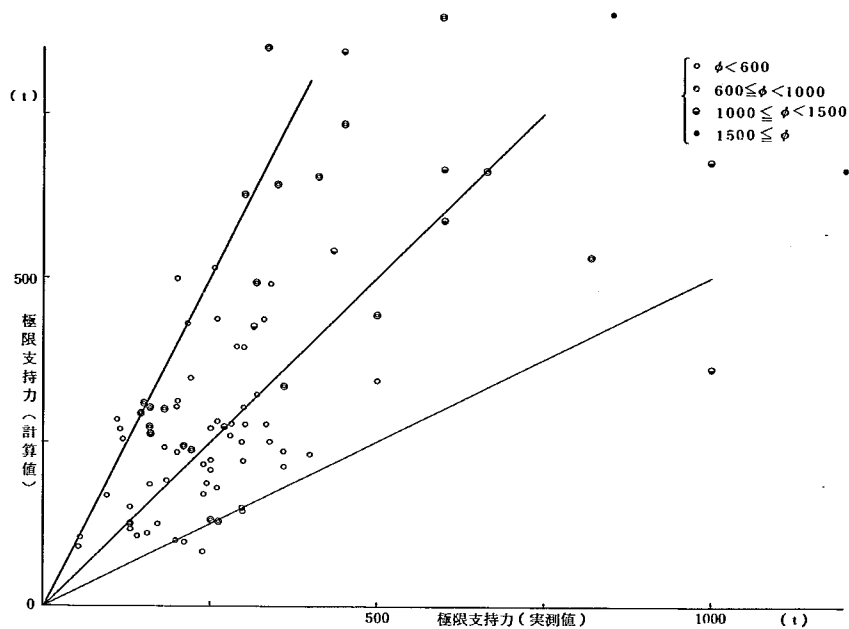
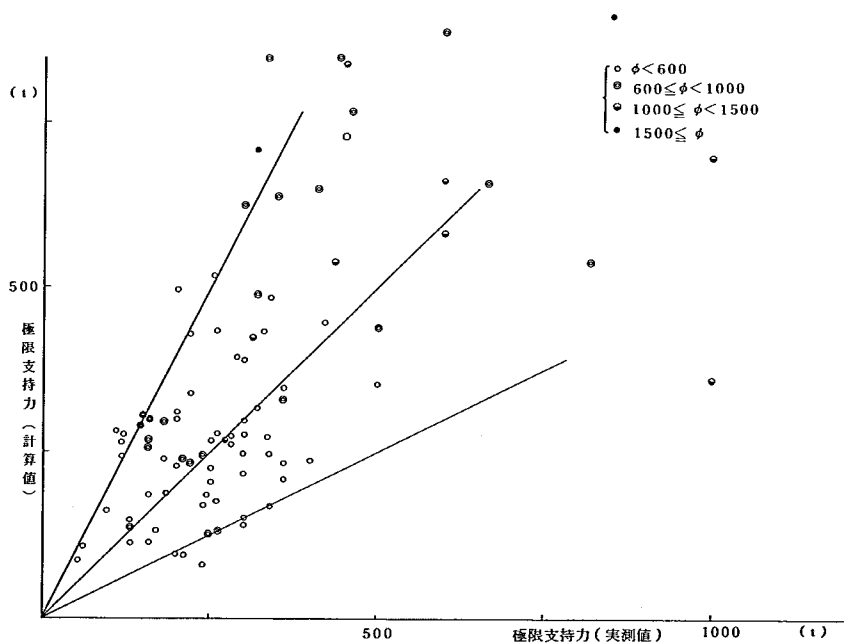


図-5 開端鋼管ぐいの先端支持力が加わる制限



図一六 開端鋼管ぐいの極限支持力—計算値と実測値の比較 (方法 I)



図一七 開端鋼管ぐいの極限支持力—計算値と実測値の比較 (方法 II)

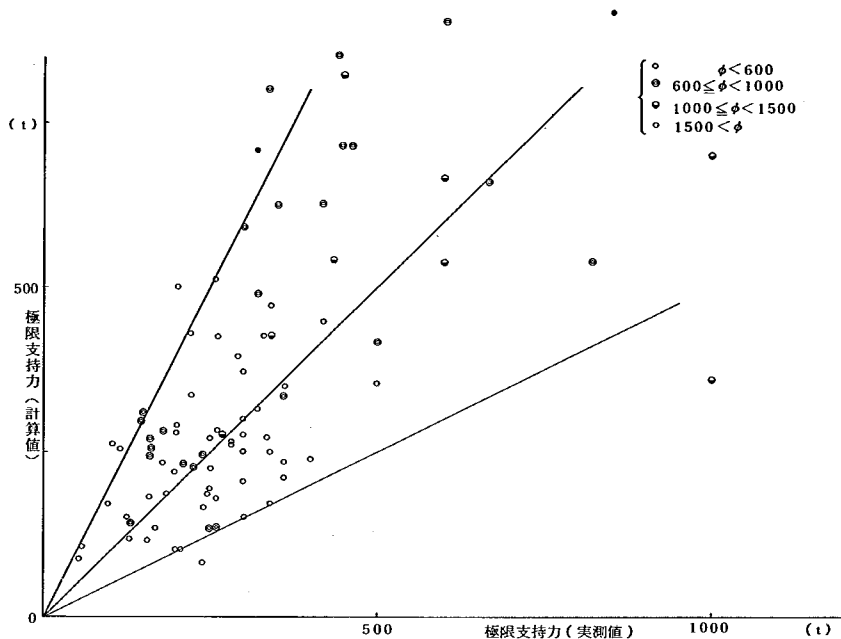


図-8 開端鋼管ぐいの極限支持力-計算値と実測値の比較 (方法Ⅱ)

方法Ⅱ：図-4 (a)と図-5 (b)の組み合わせ (図-7)

方法Ⅲ：図-4 (b)と図-5 (b)の組み合わせ (図-8)

図-6～8に見られるように、3方法いずれによっても、ほぼ倍、半分の精度で計算値と実測値は対応している。

図-9は、先端支持力の算定図をさらに簡略化したもので、閉塞効果に基づく支持力の低減を根入れ比0から5までの直線で近似した。図-9から支持力の推定を行なうものを(方法Ⅳ)と名付け、開端鋼管ぐいの載荷試験例についてⅠ～Ⅲと同様に実測極限支持力と計算値を比較したのが図-10である。先の方法に比べていく分計算値が大きめに出るが、実用的には図-9にも使えるであろう。

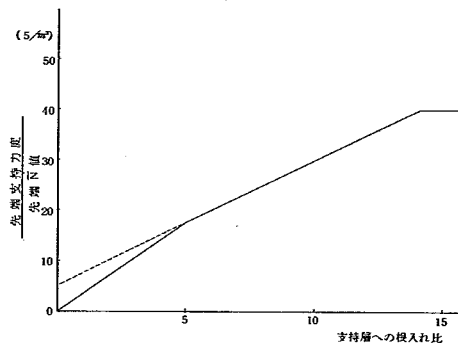


図-9 開端鋼管ぐいの先端
支持力範囲 (方法Ⅳ)

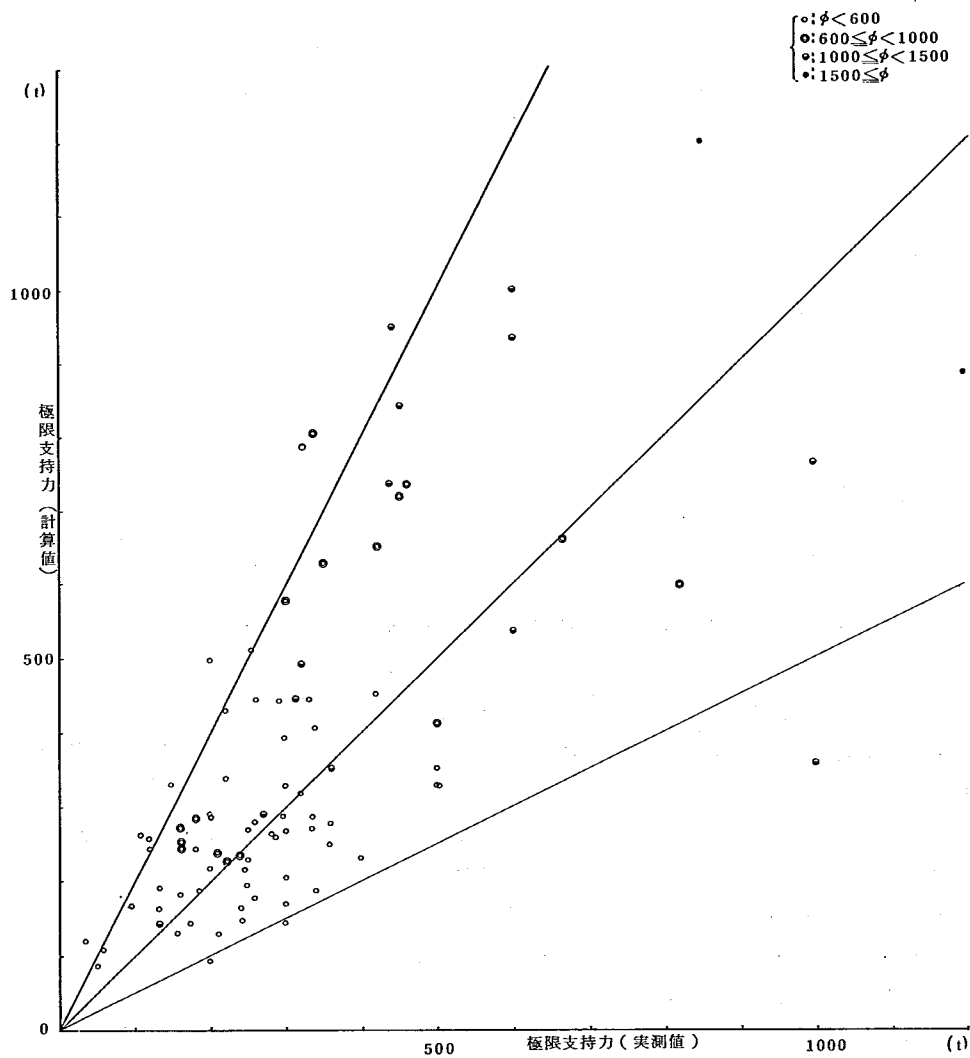


図-10 開端鋼管ぐいの極限支持力—
 計算値と実測値の比較

1-2 開端鋼管ぐい以外の打ち込みぐいの支持力

開端鋼管ぐい以外では先端閉塞効果が問題にならない(中空PCぐいでも断面充足率が50%程度あり、完全閉端とみなしてさしつかえない)のでぐい先端地盤の支持力だけを与える図-5からぐいの先端抵抗を推定することができる。

1-3 掘削ぐいの支持力

A) 既 応 の 調 査

中掘りPCぐい、場所打ちぐいなど、打撃によらず地盤を掘削して建て込んだぐいの支持力については打ち込みぐいとは異なった取り扱いが必要である。すなわち掘削することにより地盤をゆるめるため、支持地盤の本来の強度が発揮されないことと、ゆるみの程度が施工法と施工の巧拙によって影響されることを考慮しなければならず、この点についての定量的評価は実ぐいでの調査が唯一の手がかりになる。以下にこれまでに行なわれた調査例のいくつかを列挙してみる。

i) 文 献²⁾

中掘り施工によるぐいの載荷試験データを統計処理し、打ち込みぐいおよび場所打ちぐいの支持力との比較から次の関係を見出している。

- 中小径のPCぐい ($\phi \leq 600\text{mm}$) の支持力は打撃工法ぐいの約70%
- 大径のPCぐい ($\phi \geq 700\text{mm}$) の支持力(単位面積当り)は中小径PCぐいの約70%
- 場所打ちコンクリートぐいの支持力は大径PCぐいの74%

ii) 文 献³⁾

ぐい先端の支持力を測定した資料に基づき、先端支持力度 R_p と先端地盤の $\bar{N}$ 値との関係を施工法別に調査したところ平均的には次のことが言える。

- 開端鋼管ぐい以外の打ち込みぐい $R_p = 2.0 \bar{N}$
- 中掘りPCぐい $R_p = 3 \bar{N} \rightarrow 1.8 \bar{N}$ (最終打撃回数とともに増大するが約1000回で頭打ちになる)
- 場所打ちぐい $R_p = 5 \bar{N}$ (ばらつきが大きい)

iii) 文 献⁴⁾

場所打ちぐいの極限支持力を載荷試験から得られる降伏荷重の1.5倍として整理し、Meyerhofの式から計算した値と比較したところ、平均的に実測値は計算値の55%(スライム処理したものは60%、スライム処理しないものは51%)であった。

iv) 文 献⁵⁾

載荷試験データの統計処理をもとに、先端支持力度の推定法を次のように提案している。

- 中掘りPCぐい $2.1 \bar{N}$
- 場所打ちぐい $1.4 \bar{N}$

B) 支持力の推定法

既往の調査でもわかるように、中掘りPCぐい、場所打ちぐいなどの掘削工法によるぐいの先端支持力は、地盤のゆるみのため打ち込みぐいの場合に比べて低下する。しかし、支持力機構は本質

的には変わらないはずであるから、図-4に提案した打ち込みぐいの支持力算定図をある比率で低減すれば、掘削工法ぐいにも適用できると考えられる。

図-11に、掘削工法ぐいの先端支持力度を算定するグラフについて①～④の4本の折線を示す。ここで①、②は図-4の打ち込みぐいの先端支持力を75%に低減したもの、③、④は50%に低減したものである。この4つのケースについて、前資料¹⁾に収録した載荷試験データ(中掘りPCぐいと場所打ちぐい)を対象として計算による極限支持力と試験最大荷重を比較したのが図-12(①～④)である。この場合、ぐいの周面摩擦力は前資料で提案した値を用いて計算した。

掘削工法によるぐいの支持力は、打ち込みぐいに比べて、地盤の種類、地下水の状況、施工法、施工性の良否による影響が大きく、 N 値のみから推定するわけにはいかない。図-11に示すグラフは掘削ぐいの先端支持力のおよその範囲を示すものと考え、これに現場の条件に基づく技術的判断を加えて支持力を推定するのが妥当であろう。

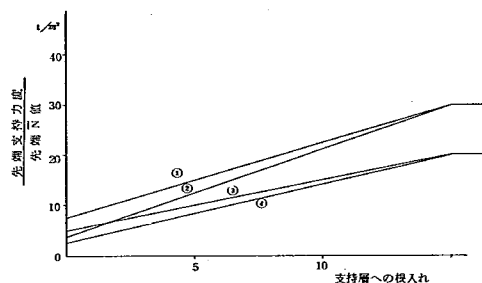
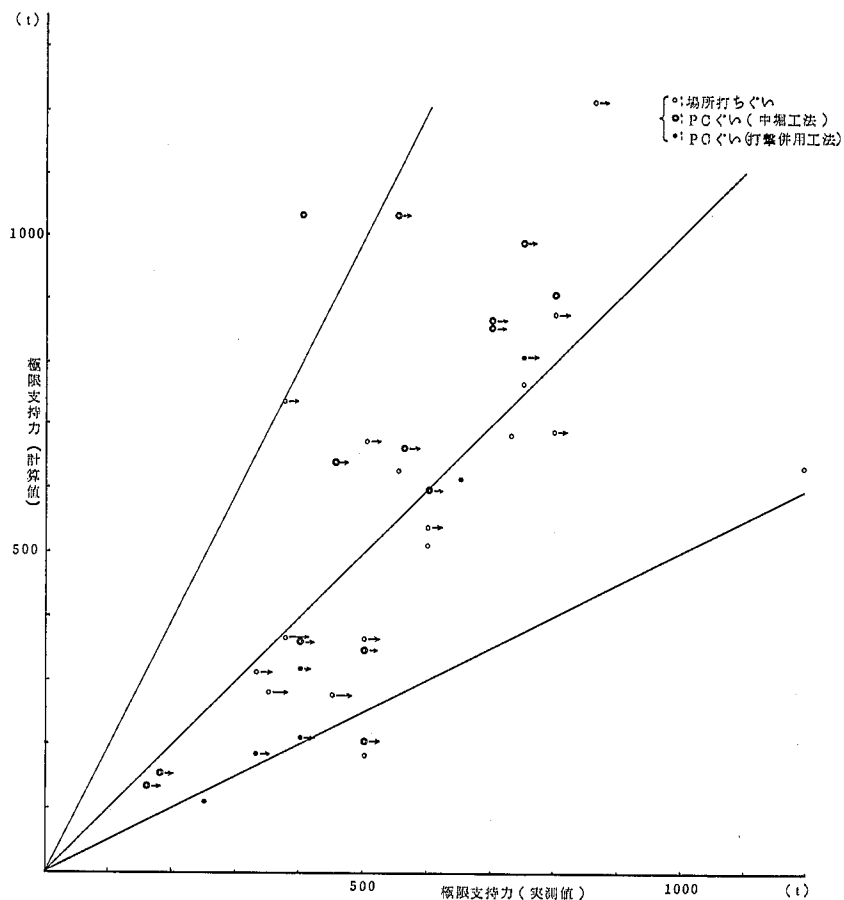
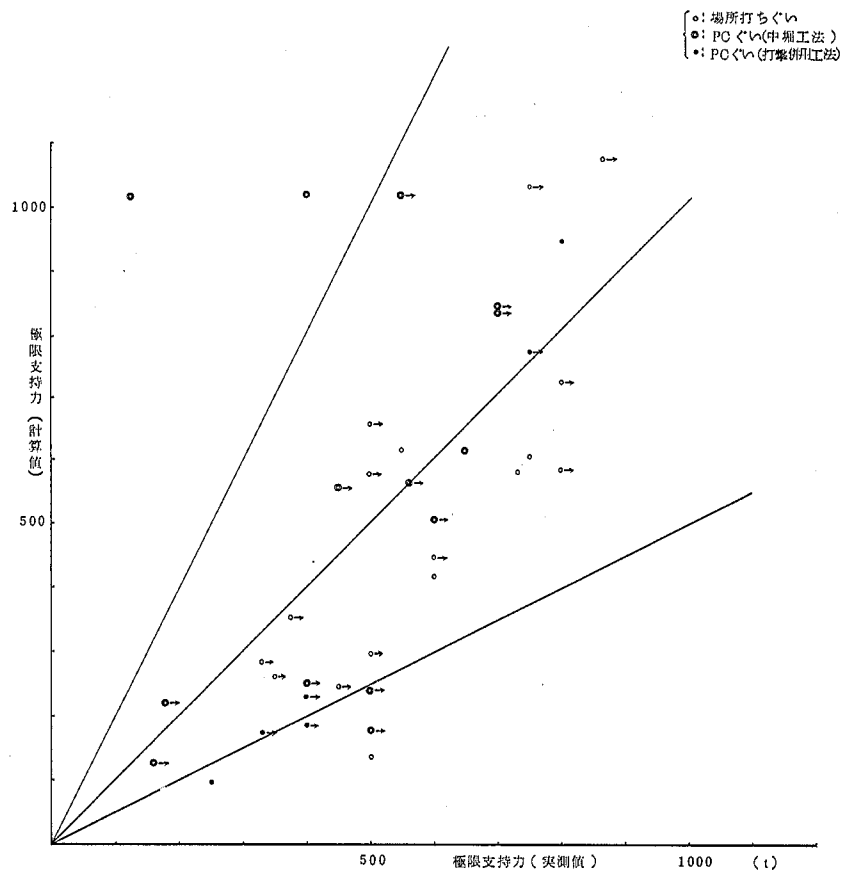


図-11 掘削ぐいの先端支持力度算定図



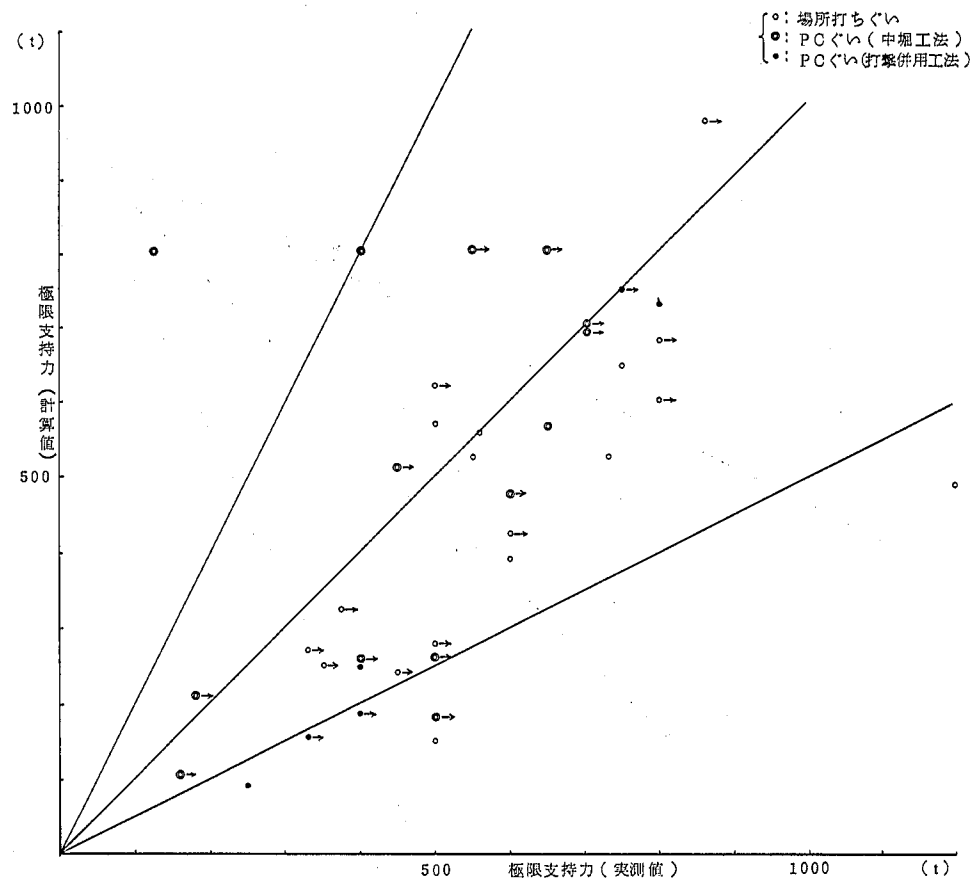
(図-1 1 ①) ので計算)

図-1 2 (1) 埋込みぐいの極限支持力—計算値と実測値の比較



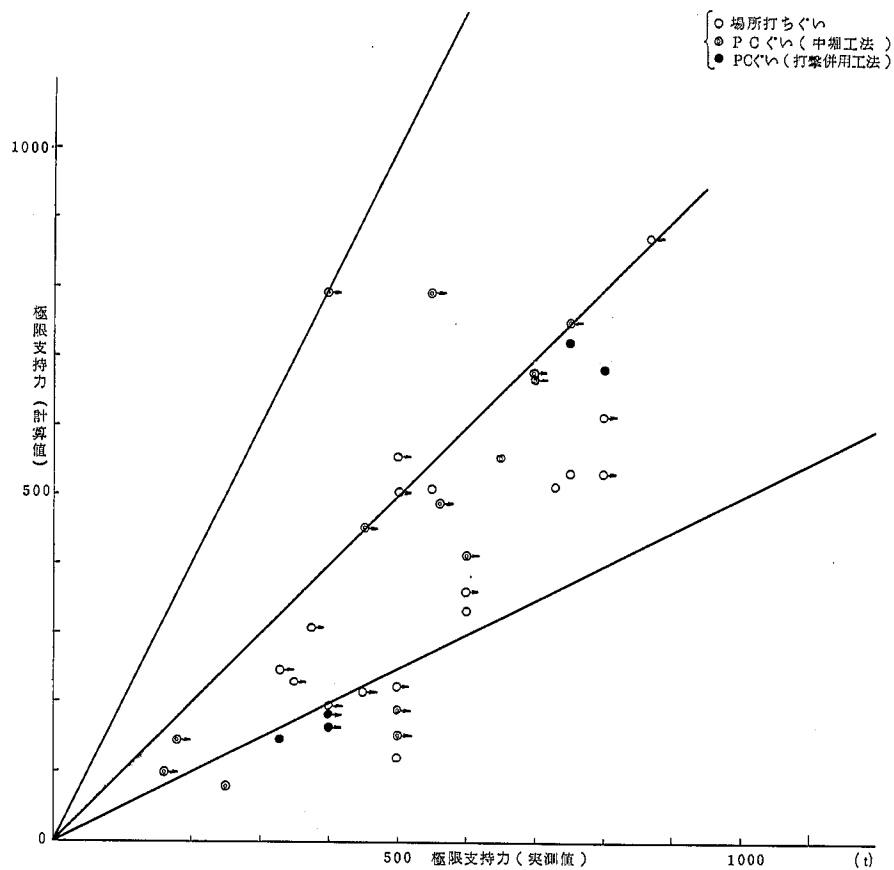
(図-11②で計算)

図-12(2) 埋込みぐいの極限支持力-計算値と実測値の比較



(図-11③で計算)

図-12③ 埋込みぐいの極限支持力-計算値と実測値の代表



(図-11④で計算)

図-12(4) 埋込ぐいの極限支持力-計算値と実測値の比較

2. くいの頭の鉛直方向ばね係数

鉛直荷重を受けるくいは一般に図-13に示すように、周面および先端にばねを有する弾性体としてモデル化される。周囲のばね係数 C_s (kg/cm^3) 先端のばね係数 k_s (kg/cm^3) は、それぞれ周面摩擦力、先端反力とくい地盤との相対変位量との比であり、実際には非線形形であるが、解析上は完全弾塑性バネとして近似するのが普通である。今、周面・先端とも弾性範囲にある場合を考えると、くいの頭の鉛直方向ばね係数 K_v 、すなわち、くいの頭の単位沈下量に対応するくい頭荷重は次式で与えられる。⁶⁾ ただし、この場合、くい全長にわたって一様な周面ばね係数 C_s を仮定している。

$$K_v = \alpha \frac{AE}{\ell} \dots \dots \dots (1)$$

$$\alpha = \frac{r \tan h \cdot \beta + \beta}{\beta \tan h \cdot \beta + r} \cdot \frac{1}{\beta}$$

$$\beta = \ell \cdot \sqrt{\frac{C_s U}{AE}}$$

$$r = \frac{A \ell \cdot k_s \cdot \ell}{AE}$$

ここで

A : くいの純断面積

$A \ell$: くいの先端支持面積

U : くいの周長

ℓ : くい長

(1)式から、 C_s および k_s の2つのばね係数がわかれば、くい頭バネ係数 K_v が算定できることになる。 C_s および k_s の影響度はくい長 ℓ によって異なるが、通常のくいでは弾性範囲においてはくい頭荷重の大部分が周面摩擦で支持されていること、計算上からも、 ℓ が20mを越えると k_s の大小は K_v にほとんど影響しないことがわかっている。計測技術の上からも載荷試験において k_s を正しく測定することは困難であり、現在のところ十分なデータがないが、上のような事実から、くいが短く、先端がかなり硬質である場合を除いては $k_s \div 0$ として K_v を次式で近似して求めることが可能である。

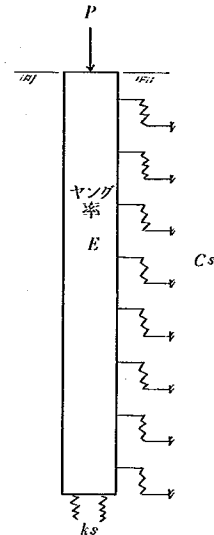


図-13 鉛直力を受ける単ぐいのモデル

$$K_v = a' \frac{AE}{\ell} \dots\dots\dots (2)$$

$$a' = \beta_{\tanh} \cdot \beta$$

β と a' の関係は図-14 で示される。

(2)式を用いることにより、周面ばね係数 C_s を推定できれば K_v が算定されることになる。ひずみゲージをくい軸方向に貼付して載荷試験を行ないくい体の軸力分布を測定すれば、くい周面に作用する周面摩擦力と着目点におけるくいと地盤の相対変位との関係が求まる。過去に行なわれた載荷試験についてこのような解析を行なった結果を文献⁷⁾で述べ、最大周面摩擦力と N 値の関係をくい種類、地盤種類ごとに示したが、同じデータに

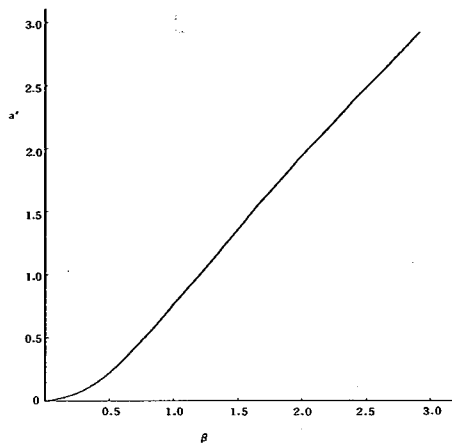


図-14 $\beta - \alpha'$

に基づき、周面ばね係数 C_s (周面摩擦力-相対変位の曲線をバイリニアに近似して求める) と N 値との関係を打ち込みぐいと場所打ちぐい、砂質土地盤と粘性土地盤に分類して調べた結果を図-15、16に示す。図-15、16から、特に粘性土においてばらつきが大きいものの、周面ばね係数 C_s と N 値の間には、地盤種類、くい種類によらず概略次の関係が認められる。

$$C_s = \frac{N}{15} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3)$$

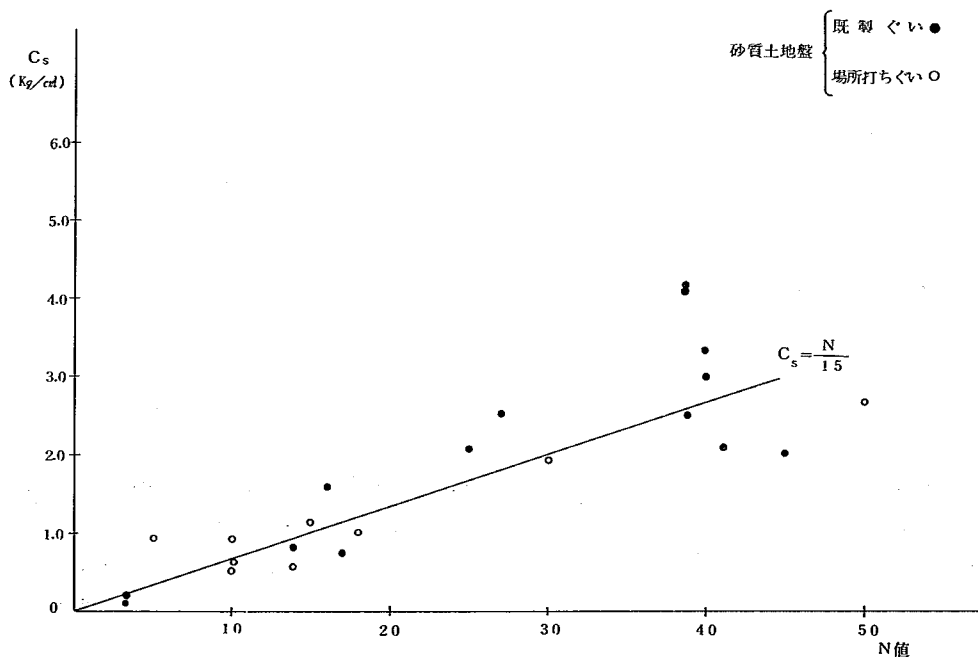


図-15 $C_s - N$ 値 (砂質地盤)

実際のくい周辺地盤は不均一であり、従って C_s の分布も一様ではないが、第一次近似として周辺地盤の平均 N 値を用い、(3)式に代入して得た C_s を代表値とすれば(2)式からくい頭ばね係数が推定できることになる。文献¹⁾に収録した多数の載荷試験データについて、上の方法で推定した K_v の推定値と実測値の比較を行なうと図-17~23に示すようになる。実測値としてはくい頭変位量が1cmの時と $D/100$ (D はくい径)の時の値を使っている。図-17, 18は鋼管くい(143例, くい径300~2,500mm, くい長9~75m), 図-19, 20はPCくい(35例, くい径350~1,000mm, くい長7~39m), 図-21, 22は場所打ちくい(18例, くい径510~1,270mm, くい長8~45m)についてまとめたものであり、それぞれ周面地盤の種類を砂質土地盤, 粘性土地盤, 砂, 粘土の互層地盤に分けて示した。

以上の比較により、鋼管くいについては、計算値と実測値はかなりよく一致しており、実用上の精度はほぼ満足されていると言える。PCくい、場所打ちくいについては多くのデータにおいて実測値が計算値を上回っている傾向にあり、先端抵抗の影響がみられる。

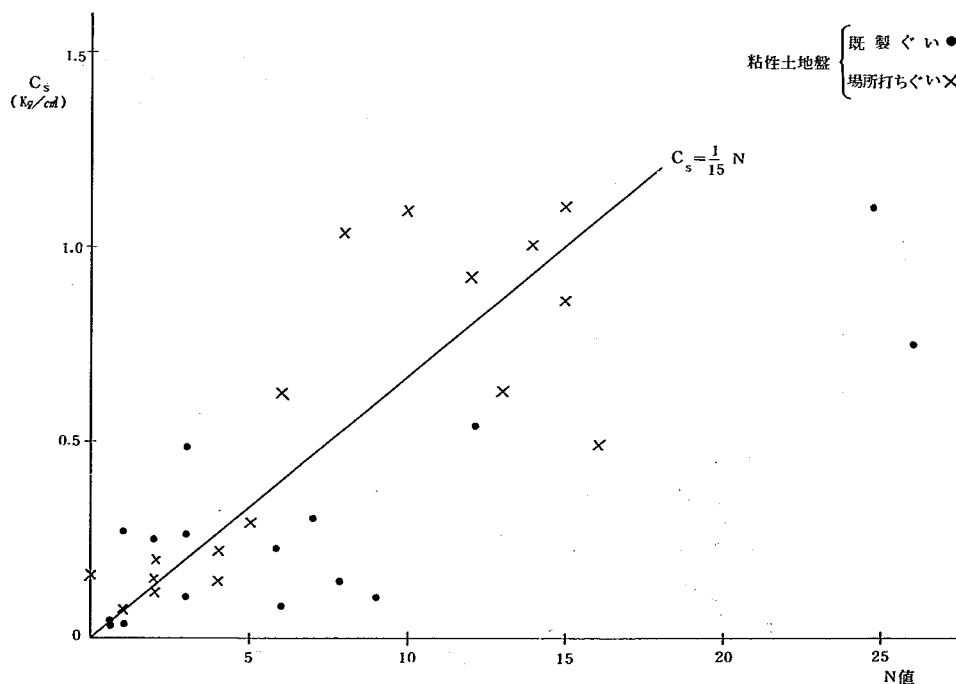
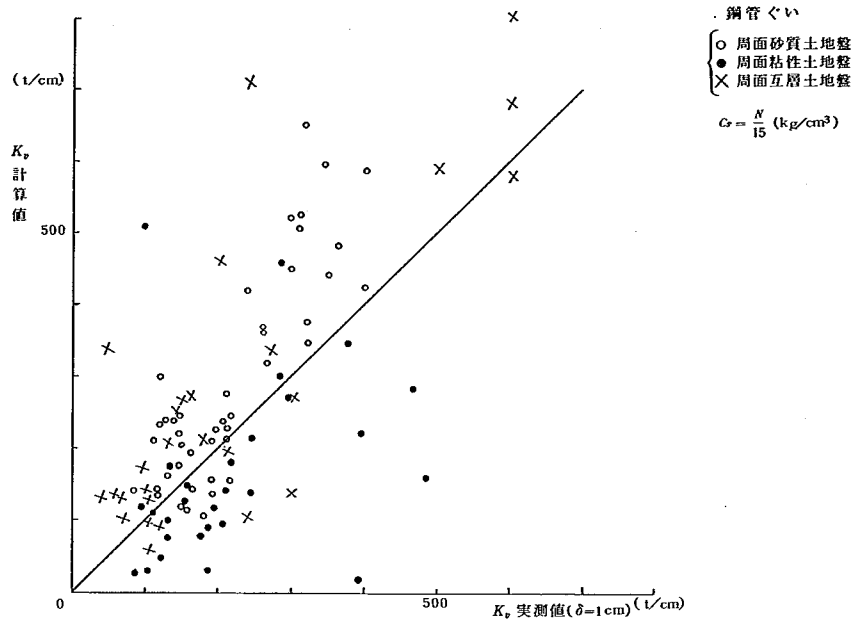
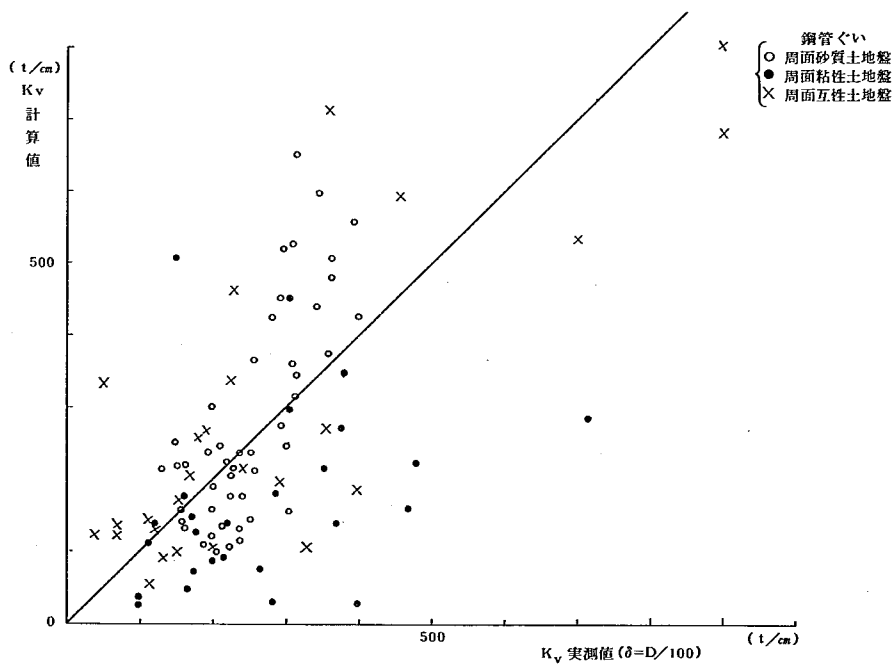


図-16 $C_s - N$ 値 (粘性土地盤)



図一 1 7 K_v 実測値と計算値の比較



図一 1 8 K_v 実測値と計算値の比較

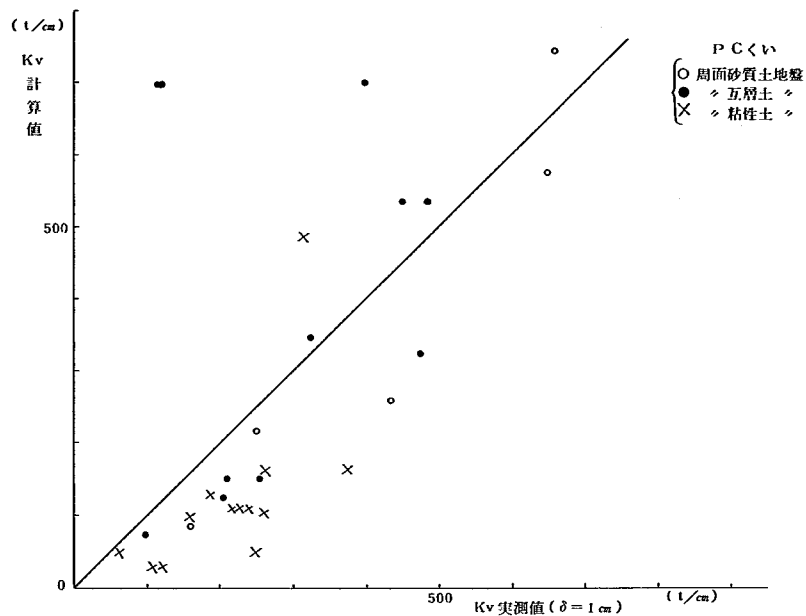


図-19 K_v 実測値と計算値の比較

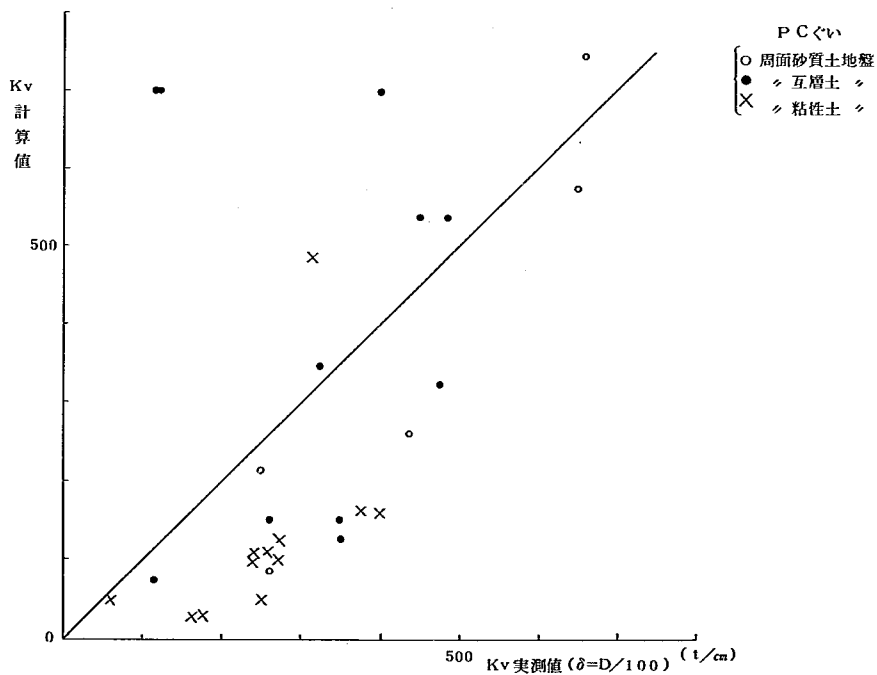


図-20 K_v 実測値と計算値の比較

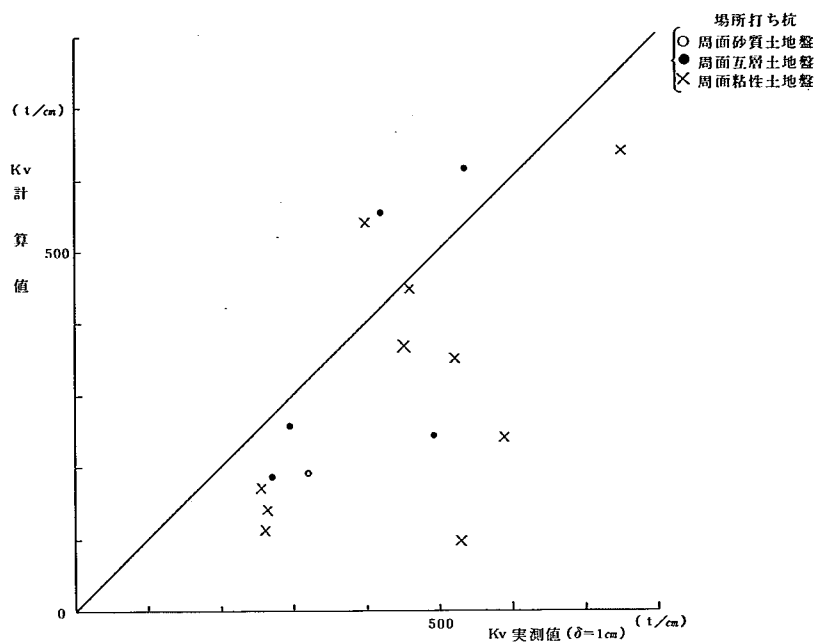


図-2 1 K_v 実測値と計算値の比較

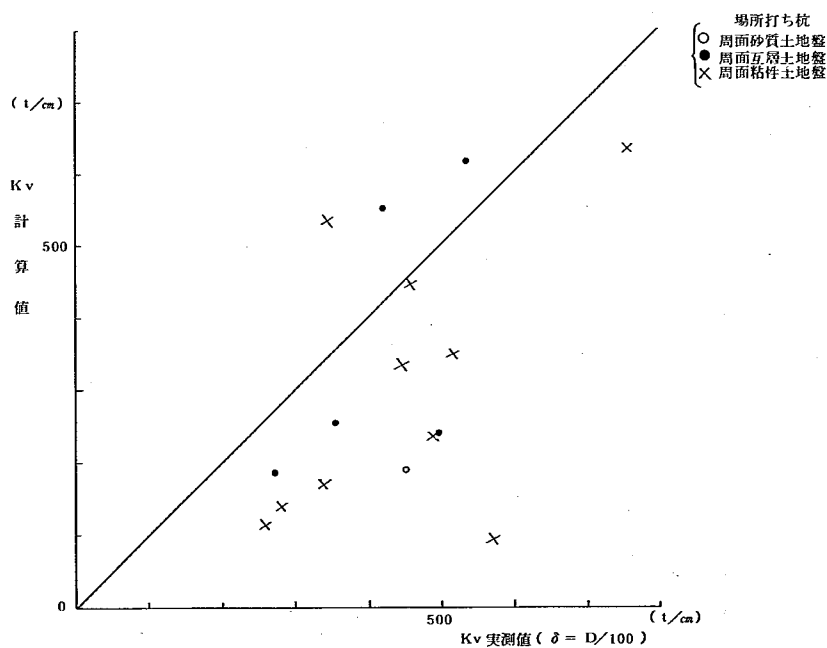
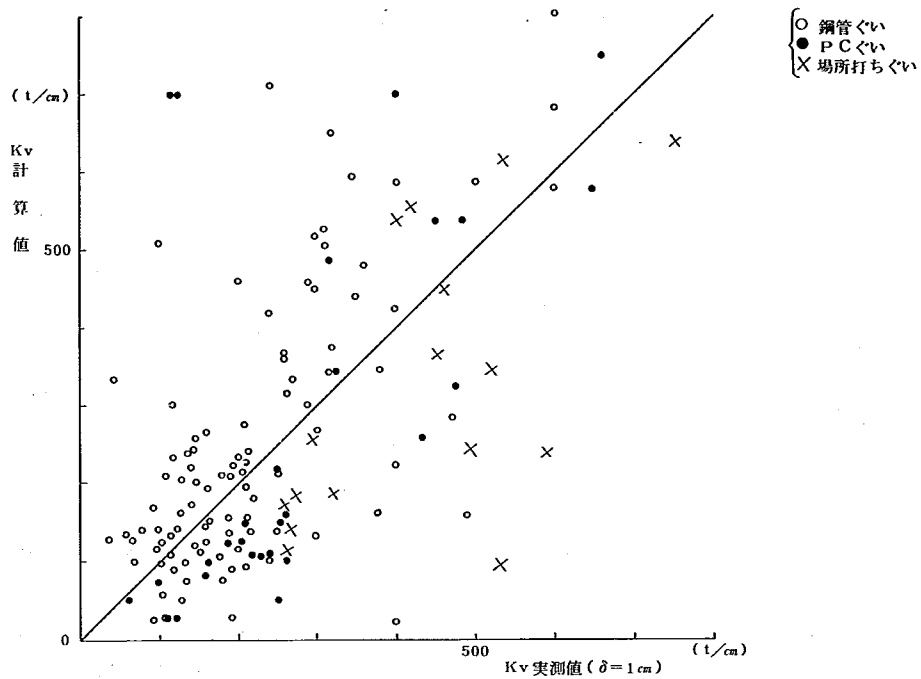


図-2 2 K_v 実測値と計算値の比較



図一 2 3 K_v 実測値と計算値の比較 (図一 17, 19, 21 の合計)

3. 水平支持力

くいの水平抵抗に関しては土木研究所資料 674 号 8)において、過去の多数の水平載荷試験データについての統計処理がなされている。今回は特に大口径くい(くい径 800mm 以上)のみに注目して追加資料の解析を行なった。対象とした資料は表-2 に示すように鋼管くい 13 例、中掘り施工 PC くい 2 例、場所打ちコンクリートくい 1 例であり、載荷試験から逆算した横方向地盤反力係数 K 値(地盤面変位量 1cm に対応する値を選んだ)、地表面から約 $1/\beta$ の深さまでの平均 N 値およびその範囲の代表的な土質を示している。なお、これらの資料についての地盤柱状図、荷重-変位曲線、逆算 K 値-地表面変位曲線をまとめて付録に載せた。

一般に K 値は地表面変位量の増大とともに減少する。今、 $\delta = 1\text{cm}$ の時の K を K_0 とし、 K/K_0 と δ の関係を表-2 の資料について調べてみるとその大部分は図-24 の斜線の範囲にある。従って、これまで一般に言われているような

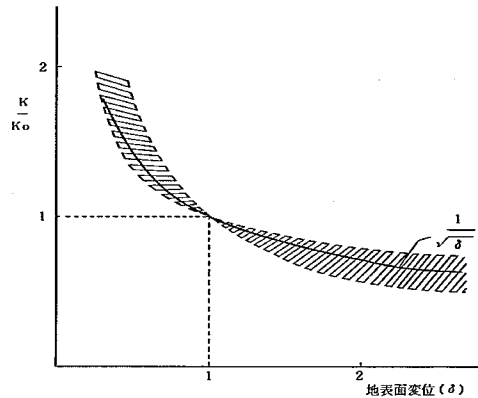


図-24 K 値と地表面変位量の関係

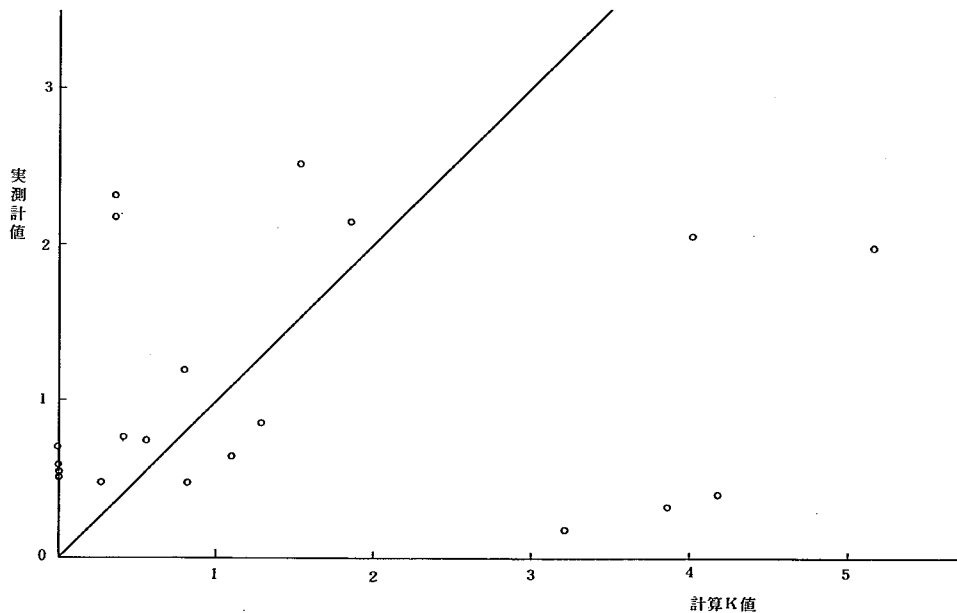


図-25 大口径くいの K 値-実測値と計算値の比較

表-2 大口径ぐい水平載荷試験例

No	ぐい種類	ぐい径(mm)	ぐい長(m)	肉厚 (mm)	周辺地盤 (深さ $\frac{1}{f}$ まで)	平均 N 値 (深さ $\frac{1}{f}$ まで)	実測 K 値 (kg/cm)	載荷位置 (G.L上)(m)	最大試験荷重 (載荷点変位量)
1	鋼管	800	46.0	16.0	砂・シルト	7	2.52	0.5	100t (80mm)
2	"	812.8	37.5	12.7	粘土	0	0.44	0	40t (105mm)
3	"	1000	46.0	16.0	細砂 シルト	10	2.15	0.5	150t (144mm)
4	"	1016	22.5	12.7	細砂	22	2.06	0.3	90t (46mm)
5	"	1016	20.0	16.0	細砂 砂質シルト	6	0.64	1.0	27.6t (18.3mm)
6	"	1016	60.0	12.7	細砂	2	2.18	1.0	95t (63mm)
7	"	1200	23.0	13.0	砂 粘レキ 土	24	0.34	0.5	60t (16.2mm)
8	"	1200	42.6	12.7	ロー ム 粘 土	0	0.52	0	60t (67.5mm)
9	"	1200	34.0	12.0	シルト質粘土	0	0.54	10.3	12t (128mm)
10	"	1500	30.0	12.7	砂	6	0.49	0	120t (78mm)
11	"	1500	33.0	13.0	シルト質粘土	0	0.58	10.0	30t (243mm)
12	"	1500	37.94	12.7	粘土	0	0.70	0	84t (48.5mm)
13	"	1524	43.0	16.0	砂 粘 土	3	0.77	0.5	56t (73.5mm)
14	P.C (中掘施工)	1000	14.0		粘土質砂	28	2.00	0	60t (17.1mm)
15	P.C (中掘施工)	1000	30.0		粘土 土	3	0.75	0	35t (22.5mm)
16	R.C (ベント坑)	1200	25.5		粘 細 シル 土 砂 ト	5	1.20	0.6	80t (146.7mm)

$$K = K_0 \delta^{-\frac{1}{2}}$$

の近似的関係が大口径ぐいの場合にも認められることがわかる。

次に、 K_0 値を地盤調査結果から推定する方法に関して、吉中が提案した次式が知られている。

$$K_0 = \frac{7N}{1.2D^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots (4)$$

N : N 値

D : ぐい径

図-25 は表-2 の資料について、(4)式から計算した値と実測 K_0 値を比較したものである。上式は比較的小径のぐいの載荷試験結果に基づいて提案されたものであるが、図-27 から判断すると、ばらつきはあるものの大口径ぐいにも適用可能であると言える。なおばらつきの原因として、地盤調査の精度のほかに、ぐい施工に伴う地表面付近の地盤強度の変化、すなわち、地盤調査時と載荷試験時の地盤条件の相違が影響していると考えられる。ぐいの水平抵抗には、特に地表面近傍の土の特性が支配的影響を及ぼすので、特定地点での K 値の評価、またはより精度の高い統計解析を行なうにあたってはこうした点への配慮が不可欠である。

4. 土の純粋せん断変形特性

4-1 純粋せん断変形試験機

くい、ケーリンの周面摩擦力、せん断ばね係数、セル内部の土の挙動など、土のせん断変形に関わる問題を扱うために純粋せん断変形試験機を開発した。本試験機は図-26に示すように上下を剛性の加圧板で、側面をフレキシブルかつ横方向に膨張を許さないワイヤー補強ラバーメンブランによって被覆された円筒形の試料に垂直荷重を負荷した状態で応力制御あるいはひずみ制御によって純粋なせん断変形を与えつつ破壊に至らしめるものである。

以下に試験機の簡単な仕様を列挙する。

供試体寸法 径70mm, 高さ15~25mm

メンブラン 許容内圧8kg/cm²

垂直荷重 0~200kg

水平荷重 0~20kg

電動3段階変速

繰り返し載荷可能

間隙水圧 0~5kg/cm²

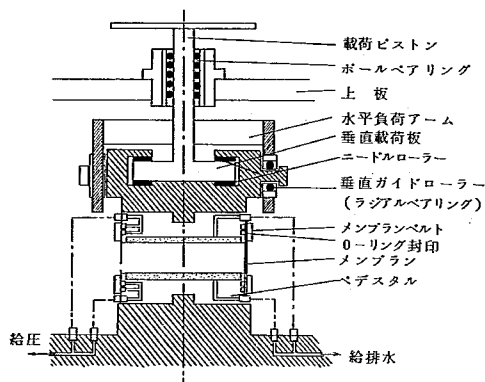


図-26 せん断部分機構図

4-2 砂の純粋せん断変形特性

当研究室で室内実験用に用いている砂(比重2.73, 60%粒径0.31mm, 均等係数2.4-粒度のそろった中砂)を試料とし、乾燥密度(γ_d), 鉛直応力(σ_v)、ひずみ速度(ひずみ制御の場合)を変化させて試験を行なった。なお、供試体の含水比はすべて15~20%にした。

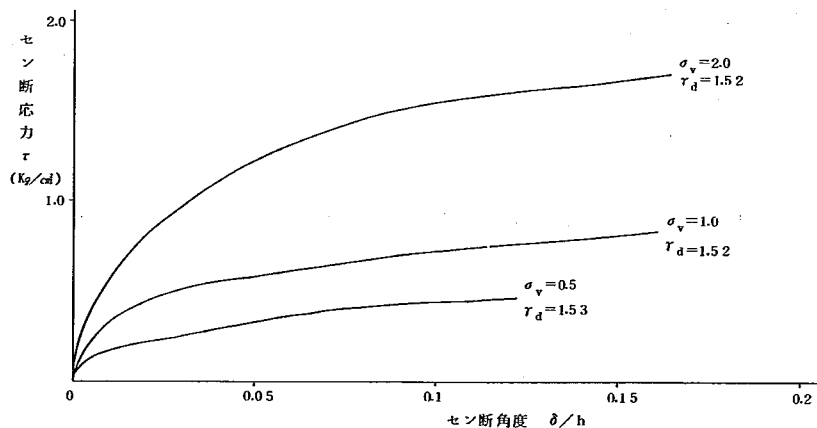


図-27 せん断応力-せん断角度の関係(砂試料1例)

図-27に試験結果の一例をせん断応力(τ)とせん断角度(δ/h)の関係で示す。ここで δ は水平変位量, h は供試体の高さである。図からわかるように鉛直応力すなわち拘束圧が大きくなるほどせん断抵抗は増大するが, このせん断抵抗の特性値として最大せん断応力($\tau_{\max}$)と剛性率 G ($=\frac{\tau}{\delta/h}$)を選んで整理した。ただし, G は変位量とともに変化するが, ここでは $\tau = \frac{\tau_{\max}}{2}$ 時の値をもって代表値と定める。

図-28~31は, 応力制御試験, ひずみ制御試験における τ_d, σ_v と $\tau_{\max}$ ならびに G との関係をプロットしたものである。なお横軸には乾燥密度(τ_d)の他に次の関係式を使って換算した相対密度(D_r), 内部摩擦角(ϕ) N 値も同時に示してある。

$$D_r = \frac{\tau_d - \tau_{d\min}}{\tau_{d\max} - \tau_{d\min}} \times \frac{\tau_{d\max}}{\tau_d} \times 100 \quad (\phi) \quad \left(\begin{array}{l} \tau_{d\min} = 1.27 \\ \tau_{d\max} = 1.84 \end{array} \right)$$

$$\phi = 28 + 15 \frac{D_r}{100}$$

$$\phi = 15 + \sqrt{15N}$$

図-32は最大せん断応力と鉛直応力の比($\tau_{\max}/\sigma_v$)と換算 N 値の関係を示したものであり, この図から次の実験式が得られる。

$$\tau_{\max} = 0.03 N \sigma_v \quad \dots\dots\dots (5)$$

図-33は剛性率 G と鉛直応力の比(G/σ_v)と換算 N 値の関係であり, 剛性率についても次の実験式が導かれる。

$$G = 0.75 N \sigma_v \quad \dots\dots\dots (6)$$

図-34には $\tau_{\max}$ と G の相関関係を示す。(5), (6)式から, 次の実験式が得られる。

$$\tau_{\max} = 0.04 G \quad \dots\dots\dots (7)$$

4-3 ロームの純粹せん断変形特性

土木研究所千葉支所構内に自然たい積している関東ローム(湿潤密度 1.3 g/cm^3 , 含水比 110% , 乾燥密度 0.6 g/cm^3)を試料として純粹せん断試験を実施した。なお同じローム試料に対する三軸圧縮試験の結果は $C = 0.34 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 12^\circ$ であった。

図-35に, $\tau_{\max}$ と σ_v の関係を示す。この結果は

$$\tau_{\max} = 0.41 + \sigma_v \tan 24^\circ$$

と近似でき, 三軸試験の値より見かけの内部摩擦角が大きくなっている。

一方, 剛性率 G は図-36に示すように σ_v にほぼ比例して増加し, 今回の試料については次式で近似できる。

$$G = 15 \sigma_v$$

図-37には, $\tau_{\max}$ と G の関係を示す。

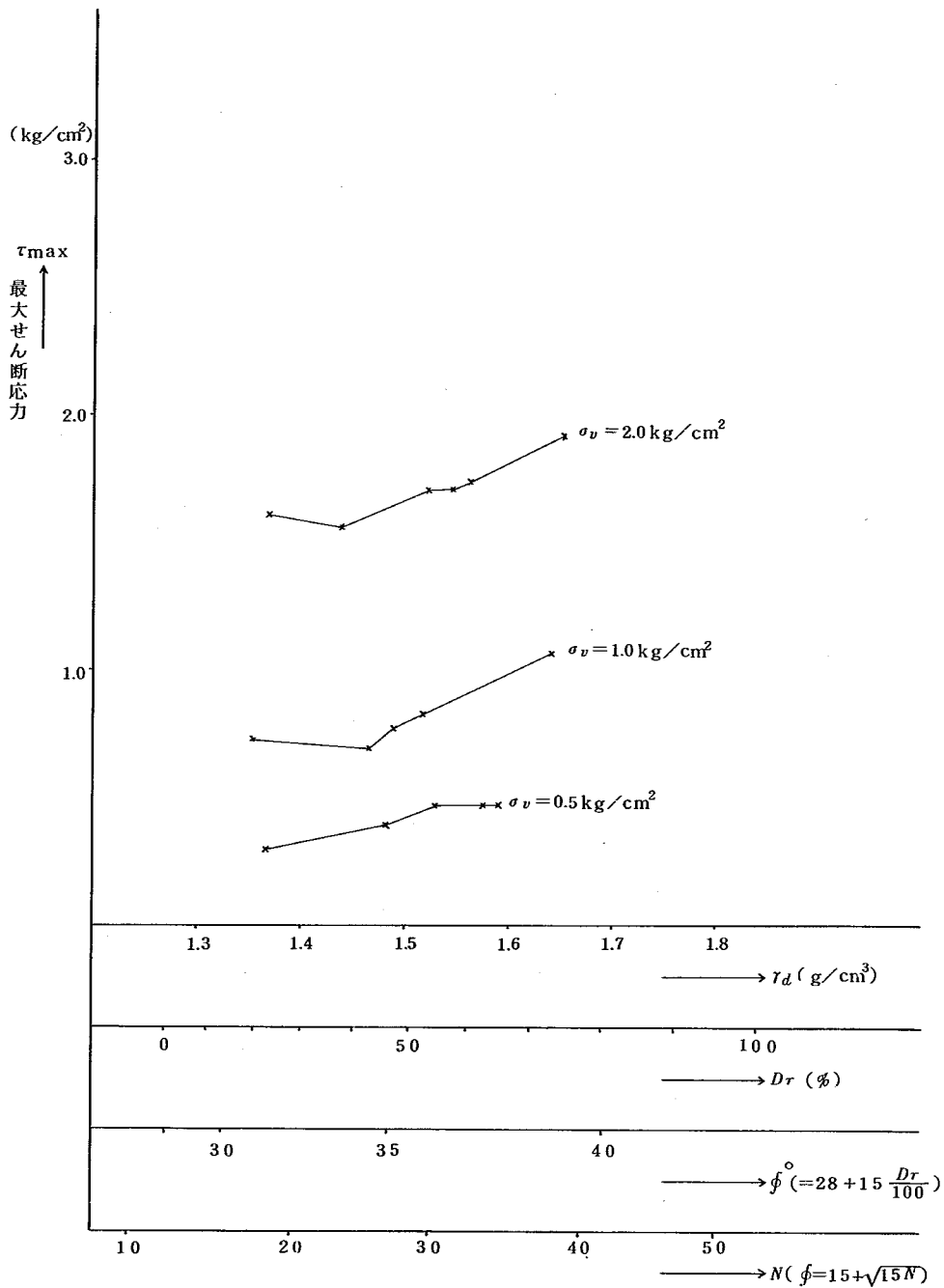


図-28 密度-載荷荷重-最大せん断応力の関係
(応力制御試験-砂試料)

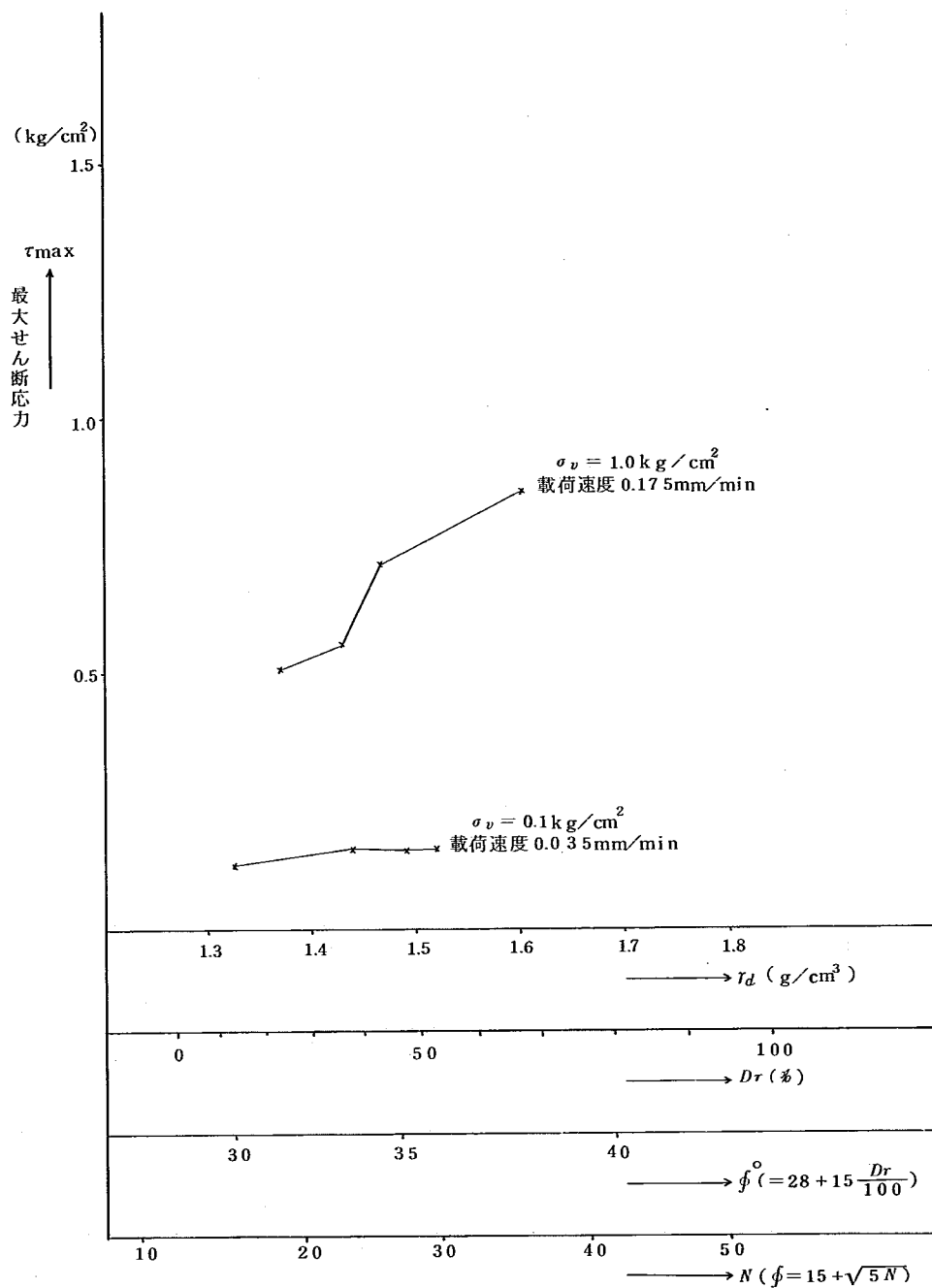


図-29 密度-載荷荷重-最大せん断応力の関係
(ひずみ制御試験-砂資料)

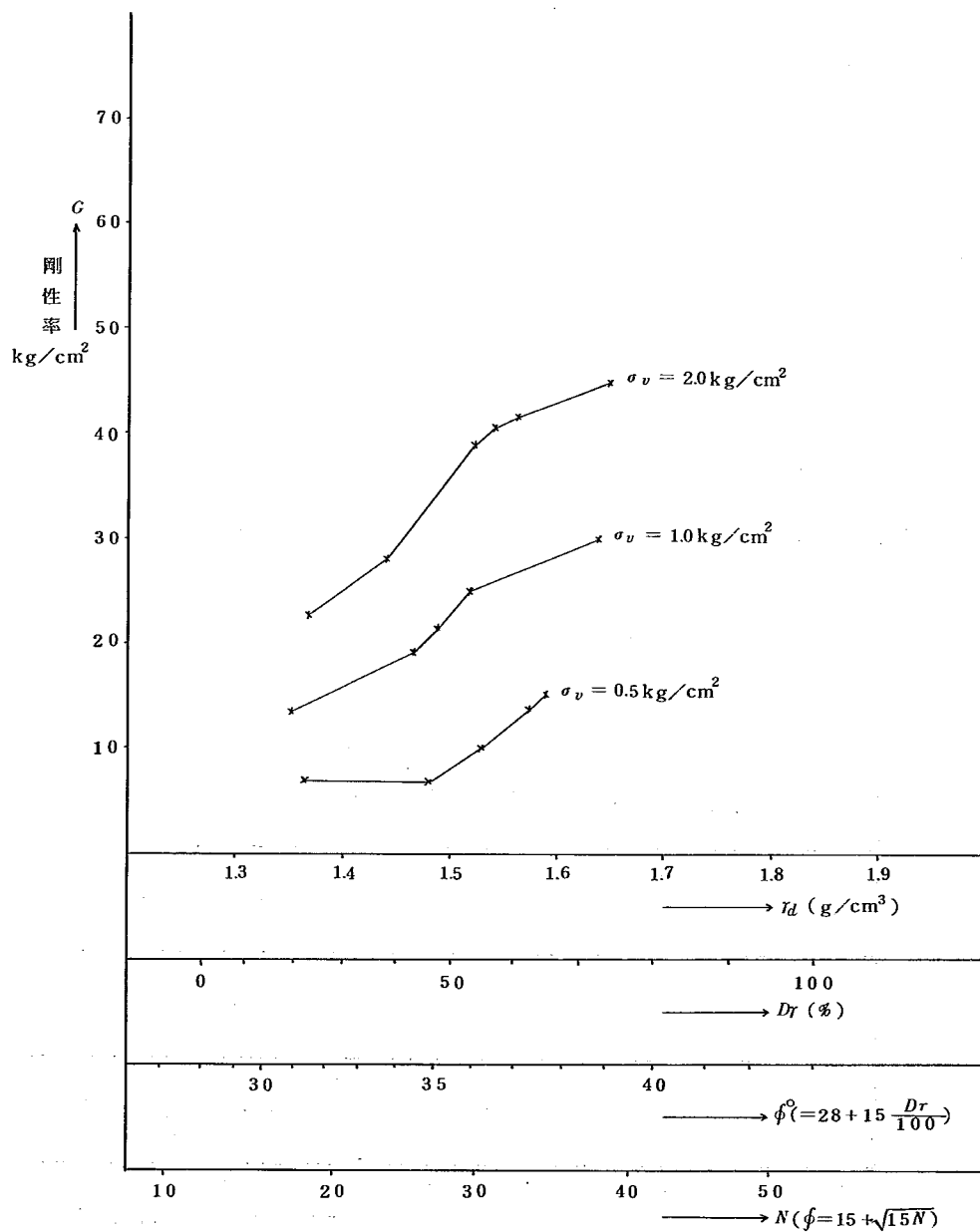


図-30 密度-載荷荷重-最大せん断応力の関係
(応力制御試験-砂資料)

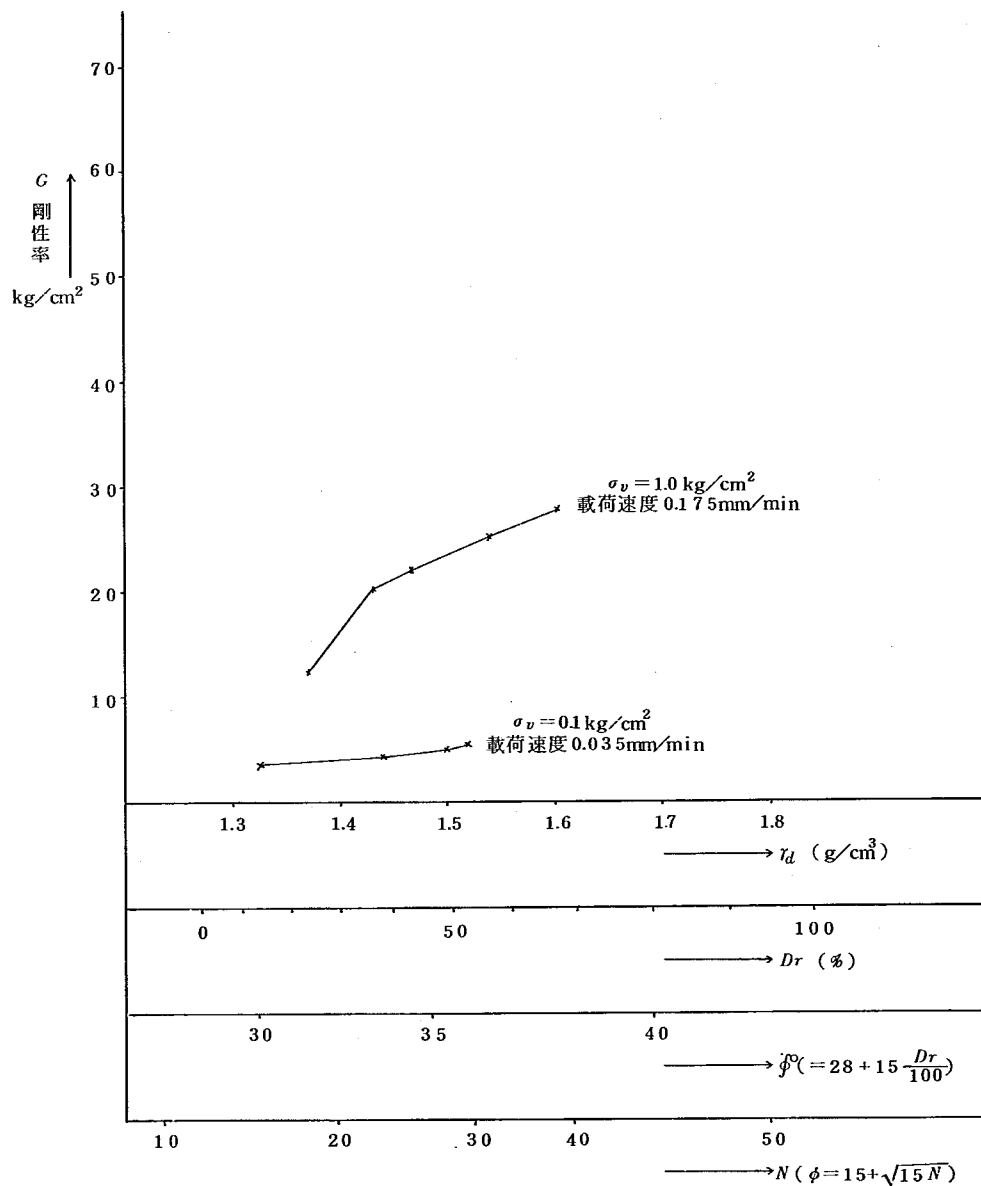


図-31 密度-載荷荷重-最大せん断応力の関係
 (ひずみ制御試験-砂資料)

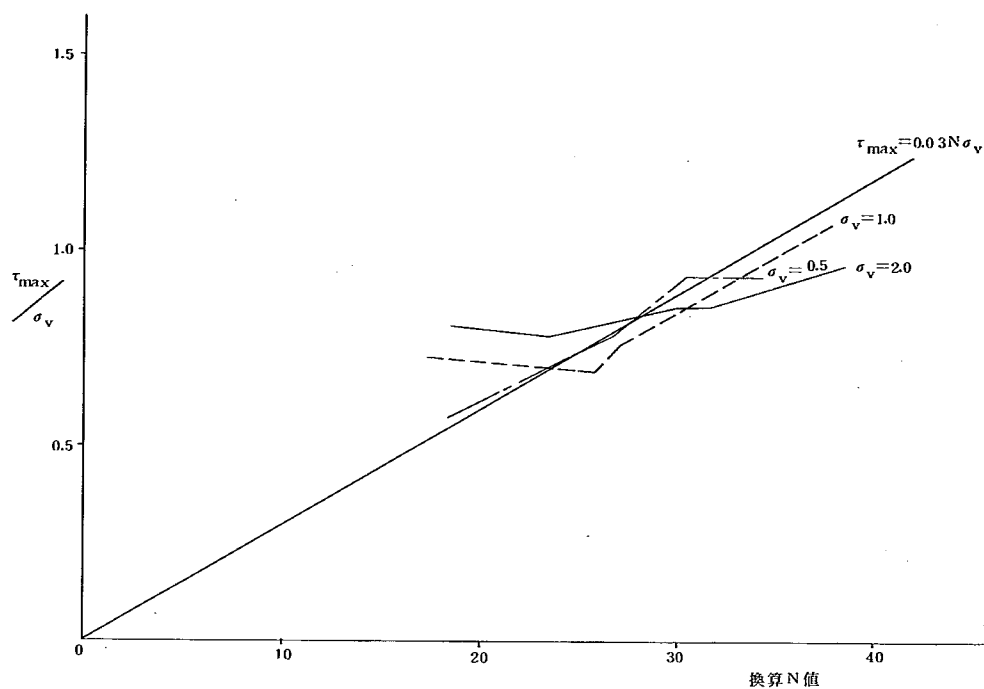


図-3 2 $\tau_{\max}/\sigma_v - N$ 値 (砂試料)

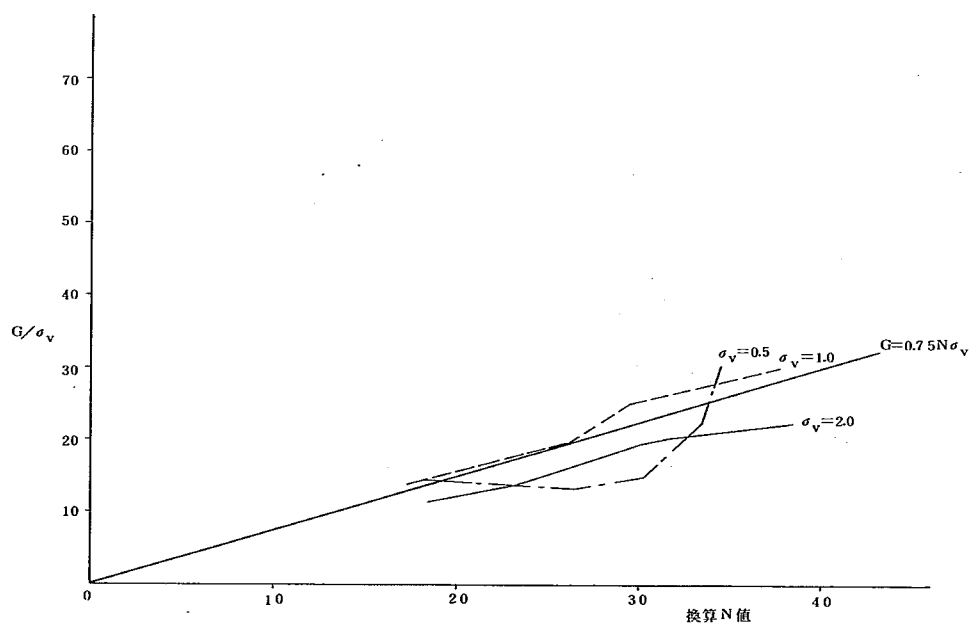


図-3 3 $G/\sigma_v - N$ 値 (砂試料)

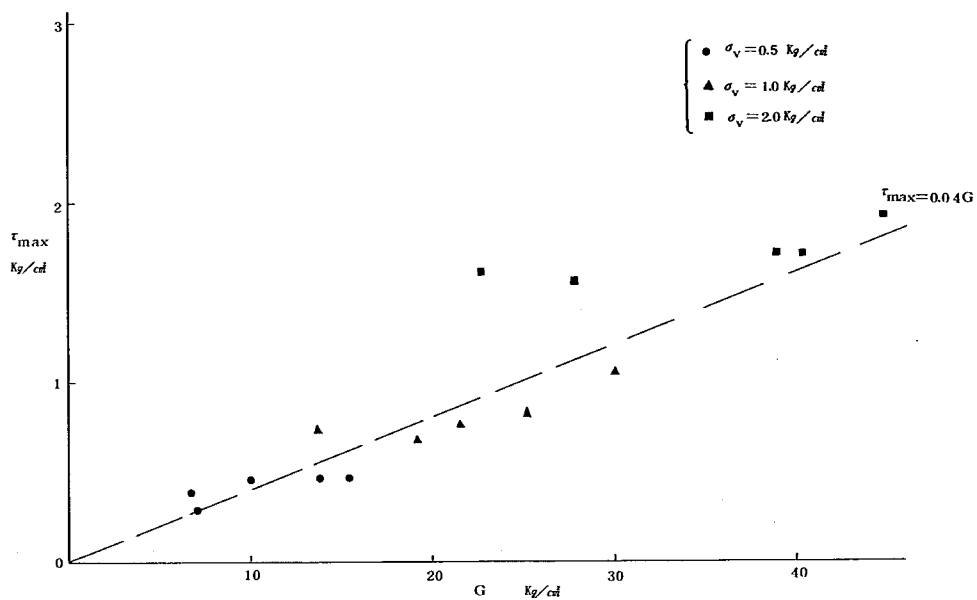


図-3 4 $\tau_{\max}$ と G の関係 (砂試料)

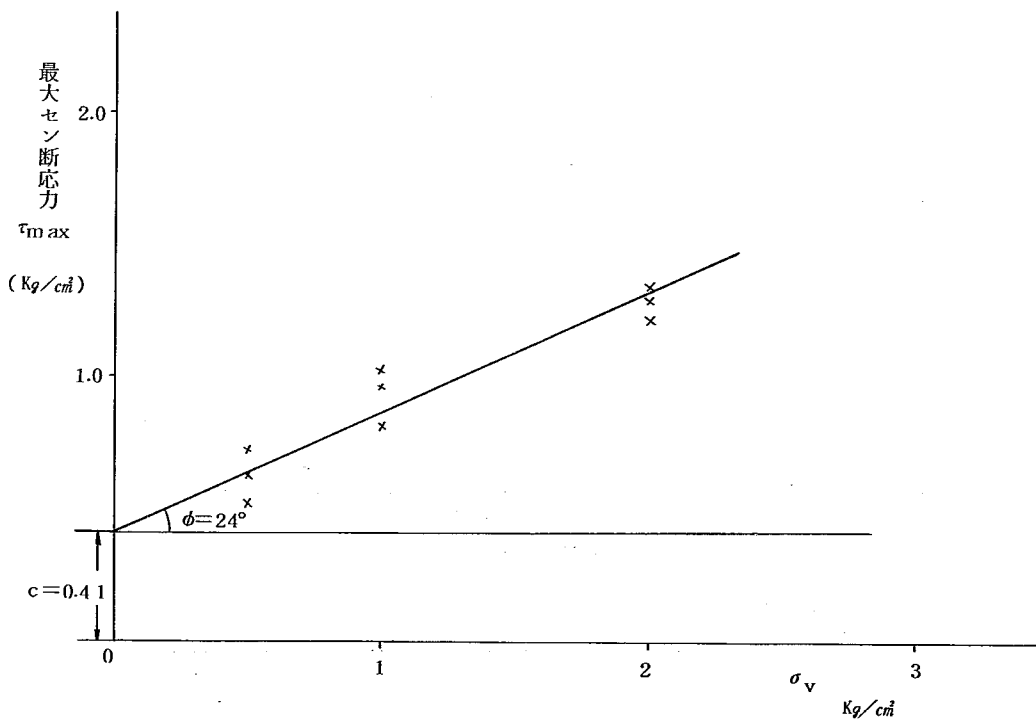


図-3 5 $\tau_{\max}$ と σ_v の関係 (ローム試料)

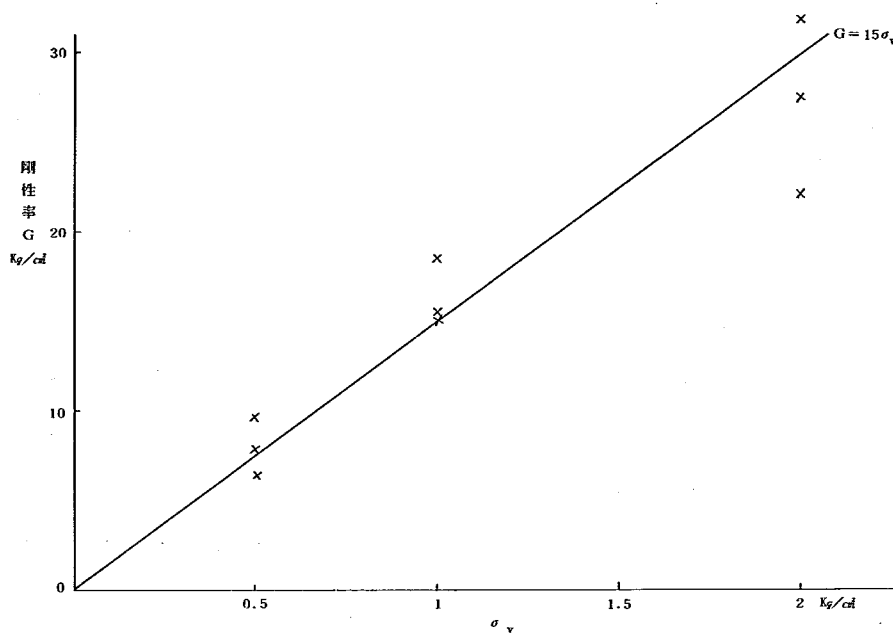


図-3 6 G と σ_v の関係 (ローム試料)

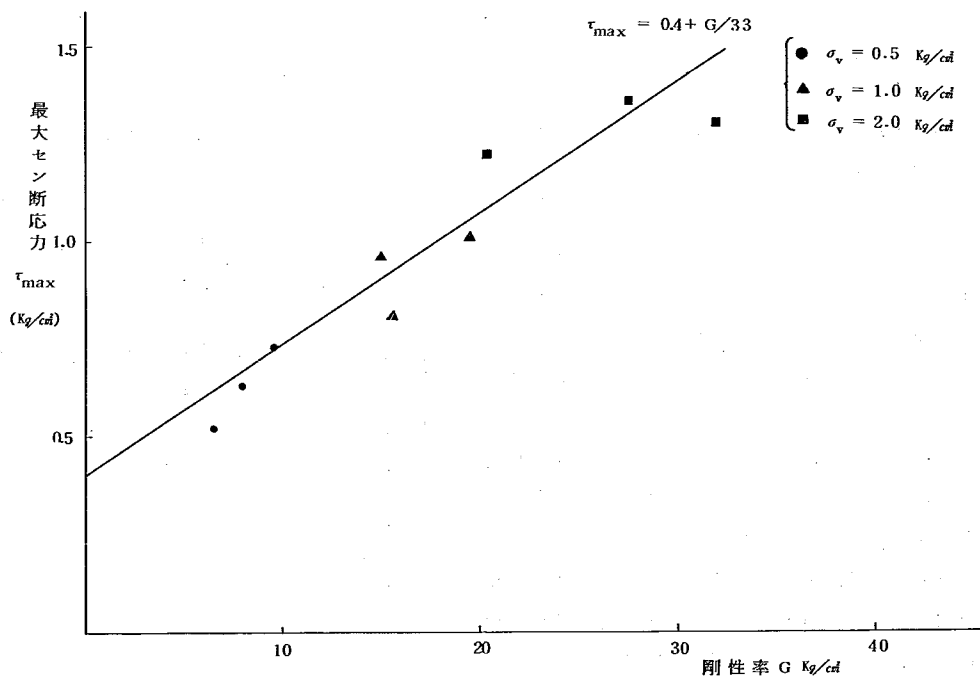


図-3 7 $\tau_{\max}$ と G の関係 (ローム試料) $\tau_{\max} = 0.4 + G/33$

4-4 試験結果の実際問題への適用

以上、砂とローム試料についてのせん断変形特性を調べ、最大せん断応力(τ_{max})とせん断剛性率(G)に着目して、密度、拘束圧、粘着力などとの関係で実験値を示した。一般に土は非線形な荷重-変形特性を有するのであるが、ここで扱ったように、図-38のような弾塑性モデルに近似することによって理論解析にのせることが容易になる。地盤と構造物の相互作用の問題を扱う場合、主として地盤を連続体として考える方法とばね系に置き換える方法のいずれかが使われる。前者では、土の性質の複雑さのために必要なパラメータと実際の地盤材料の力学的性質との結びつきがはかりがたく、多くの場合、後者の手法に頼らざるを得ない。一方、地盤をばね系に置き換える方法は、実際の現象的な対応を数多くのデータについて行ない、ばね係数の推定精度をあげることによって実用上きわめて有用な武器となるが、実現象のより基本的な解析には不十分である。

連続体として、解析を行なう場合でも、くいやケーソンの周面摩擦、底面摩擦、あるいは地盤動の伝達のような土せん断変形特性が支配的な問題については、従来の弾性体として E と μ で地盤を代表させる方法よりもせん断剛性率 G を導入した方が実際の挙動を説明しやすいとされている。上述した純粋せん断試験機による土の変形特性の試験は、これらの現象を解明するために実際の土中の変形により近い状態を実験室で再現し、パラメータ G とその変形量への依存性を調べることを目的としている。このようにして得られた特性値は対象とする問題に応じて適切な解析手段と組み合わせることが必要であるが、次に、くいまたはケーソンの周囲摩擦の問題をとりあげ、解析法の一例を紹介する。

Habib⁹⁾は地盤の変形が鉛直方向にせん断変形だけで生じると仮定して図-39のような釣り合いを考えた。すなわち、くい周面の地盤はくいととも動き、考えている層の下面における地盤反力はその層の変形に比例すると仮定して釣り合い方程式をたてると次式が得られる。

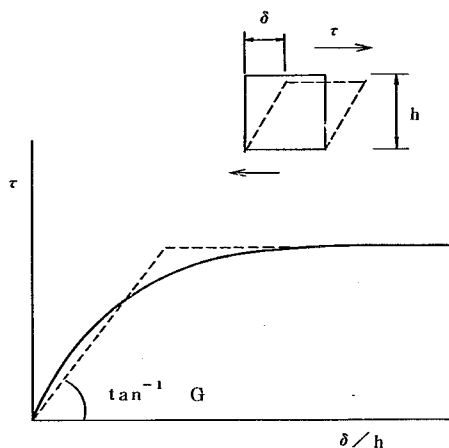


図-38 土のせん断変形モデル

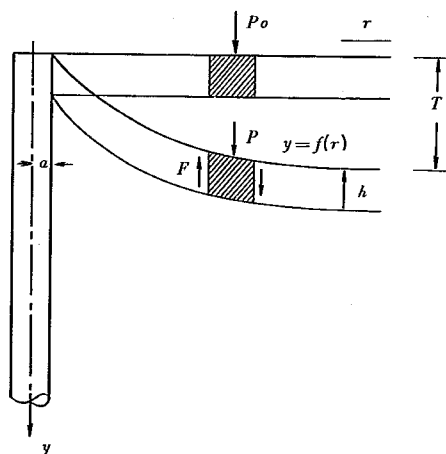


図-39 Habibの方法

$$\frac{dF}{dr} = 2\pi r \frac{P_0}{T} (T - y) \dots\dots\dots ①$$

一方、土のせん断変形特性を図-38の点線のようにモデル化し、せん断剛性率 G を考えると

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dr} &= y' = \frac{1}{G} \tau \\ \therefore F &= -2\pi h G r y' \\ \therefore \frac{dF}{dr} &= -2\pi h G (r y'' + y') \dots\dots\dots ② \end{aligned}$$

①と②から

$$\begin{aligned} y'' + \frac{y'}{r} - \frac{P_0}{T h G} (y - T) &= 0 \\ y - T &= Y \text{ とおくと} \\ Y'' + \frac{Y'}{r} - \frac{\lambda P_0}{h T} Y &= 0 \end{aligned}$$

となり0次のベッセル方程式が得られる。

これを解くと、くい周面摩擦応力 (τ_a) は次のHankel 関数で与えられる。

$$\tau_a = -\sqrt{\frac{P_0 T G}{h}} \frac{H_1(1)/i \sqrt{\frac{P_0}{G h T}} \cdot a /}{i H_0(1)/i \sqrt{\frac{P_0}{G h T}} \cdot a /}$$

また、くい周辺地盤の変位量 (y) は

$$y = T \left\{ 1 - \frac{i H_0(1)/i \sqrt{\frac{P_0}{G h T}} \cdot r /}{i H_0(1)/i \sqrt{\frac{P_0}{G h T}} \cdot a /} \right\}$$

となる。

Habibはネガティブフリクションについて上式を導いているので、 T は地表面沈下量としているが、正の摩擦に適用する場合には T を地盤と構造物の相対変位量と考えればよい。

図-40は砂地盤での模型ぐいの引抜試験の結果と上式による計算値を対比したものであり、図-41は遠賀川河口堰 砂質地盤における実ぐいの引抜試験の結果と対比したものである。

図-41から、この現場でのくい周面地盤の砂のせん断剛性は

$$G \div 5 \text{ kg/cm}^2$$

と見なすことができる。一方、くい周面に作用する水平圧力が摩擦抵抗を支配する拘束圧 (σ) であり、これを静止土圧に等しいと考えて、くい長の中央での値を平均値として求めると

$$\begin{aligned} \sigma &= K_0 r' h \quad (h \text{ はくいの根入れ長}) \\ K_0 &= 0.5, \quad r' = 0.6 \text{ g/cm}^3 \text{ と仮定すると } h = 22, \quad 5 \text{ m であるから} \\ \sigma &= 0.5 \times 0.6 \times 10^{-3} \times 2250 \div 0.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

試験地盤の平均 N 値は約15であるから、(6)式に代入すると室内試験結果から推定される剛性率は、
 $G = 0.75 N \sigma = 0.75 \times 15 \times 0.7 \div 8 \text{ kg/cm}^2$

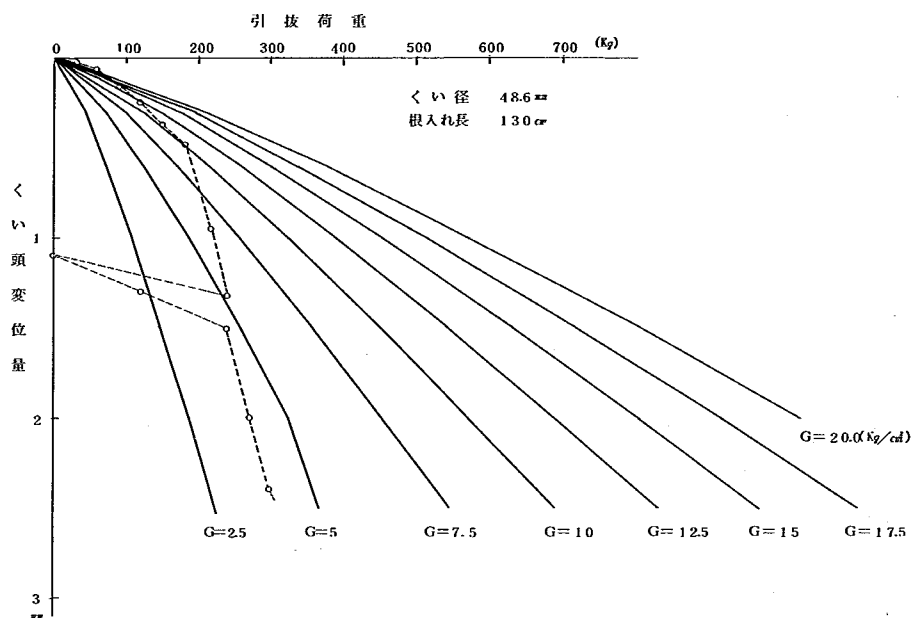


図-4 0(1) 模型くい引抜試験 (砂地盤)

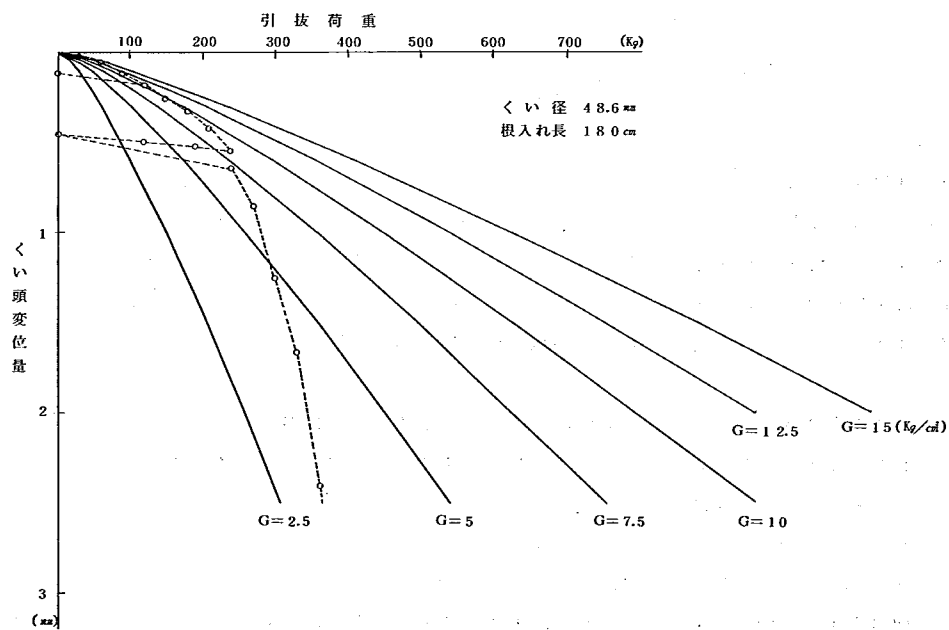


図-4 0(2) 模型くい引抜試験 (砂地盤)

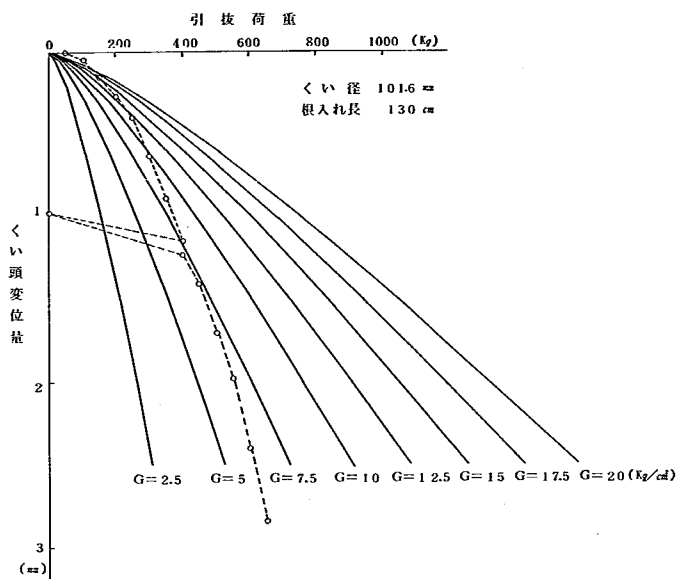


図-4 0(3) 模型くい引抜試験 (砂地盤)

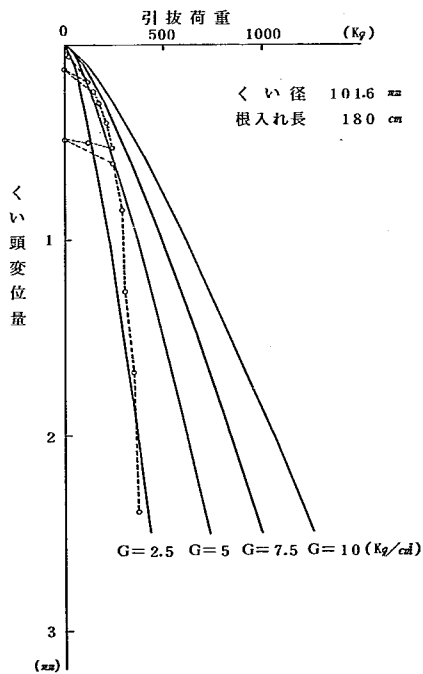


図-4 0(4) 模型くい引抜試験 (砂地盤)

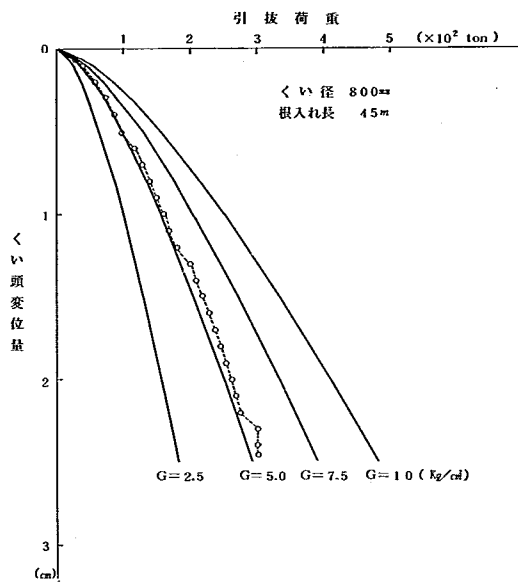


図-4 1 (1) 鋼管くい引抜載荷試験 (砂質地盤)

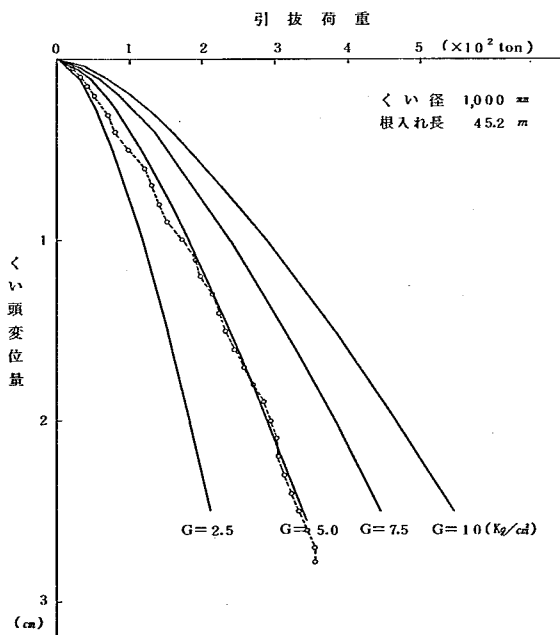


図-4 1 鋼管くい引抜載荷試験 (砂質地盤)

となり、図-41の結果と近い値が得られる。

以上は、せん断変形に関する室内実験の結果を周面摩擦の解析に利用しようとしたものであるが、同じような考え方を適用することにより、基礎底面に作用するせん断抵抗の問題にもアプローチすることが可能と思われる。

参 考 文 献

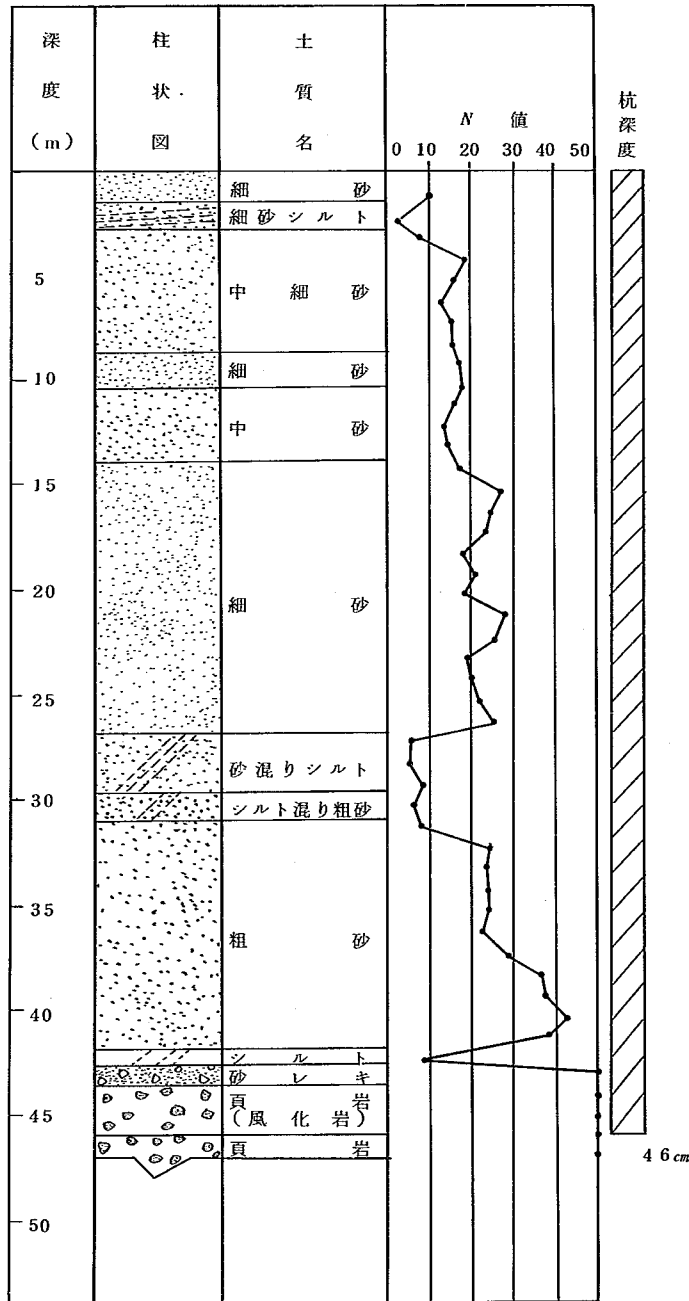
- 1) 土木研究所資料 899号:「鉛直載荷試験による単ぐいの極限支持力の推定」昭和49年3月
- 2) 山肩, 中島:「無音無振動工法による既製コンクリートグイの載荷試験結果に関する統計的考察」土と基礎(1972) Vol.20, №3, 4
- 3) 阪口・吉成:「クイの"施工法と支持力"に関する研究(その1)」日本建築学会学術講演概要集 昭和47年10月
- 4) 山肩・永井:「ピヤ基礎の荷重一沈下特性その他について」日本建築学会学術講演概要集 昭和47年10月
- 5) 山肩・富永・大杉:「ぐいの静力学公式に関する提案」日本建築学会学術講演概要集 昭和48年10月
- 6) 佐藤:「基礎ぐいの支持力機構(1)~(5)」土木技術 昭和40年1月~5月
- 7) 足立・山川:「ぐいの周面抵抗」土木技術資料 Vol.16 №1
- 8) 土木研究所資料 674号:「ぐいの水平方向地盤反力係数について」昭和46年3月
- 9) P.Habib:「Le Frottement Negatif」Annales de L' institut technique du batimentef des travaux publics, No 145, 1960年

付 録

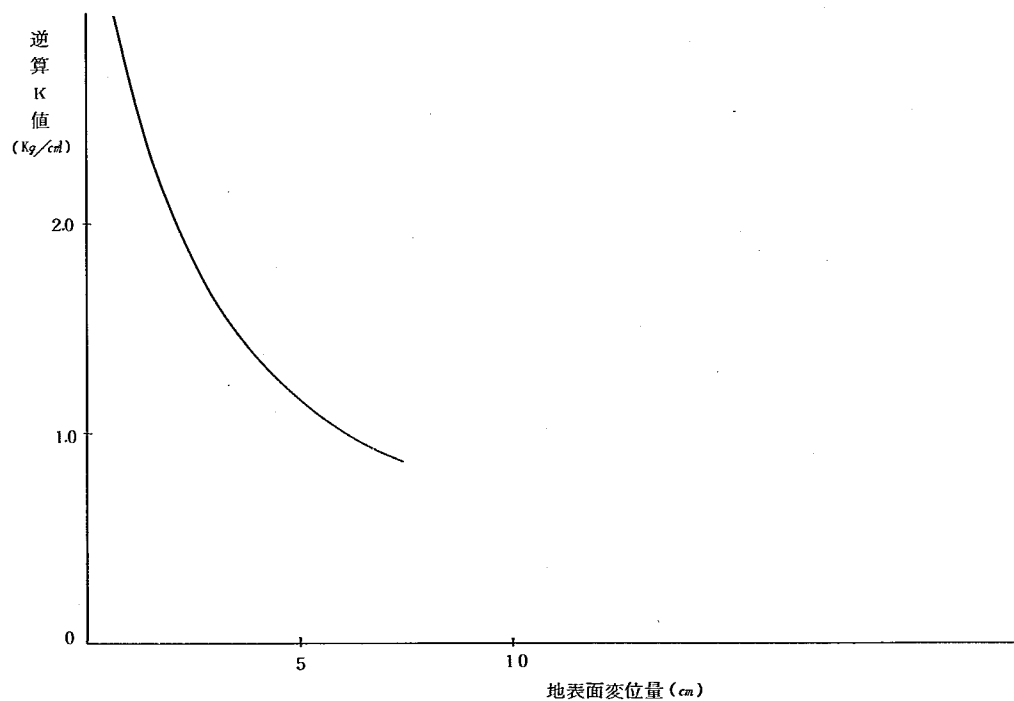
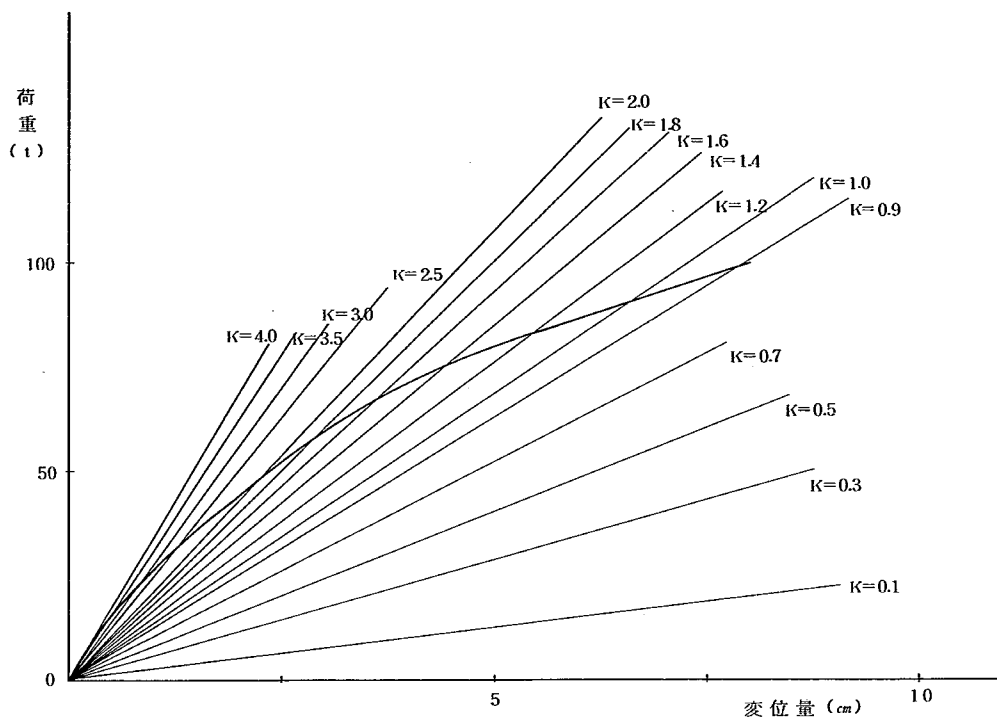
大 口 径 く い 水 平 載 荷 試 験 資 料

(一覽表は 表-2 参照)

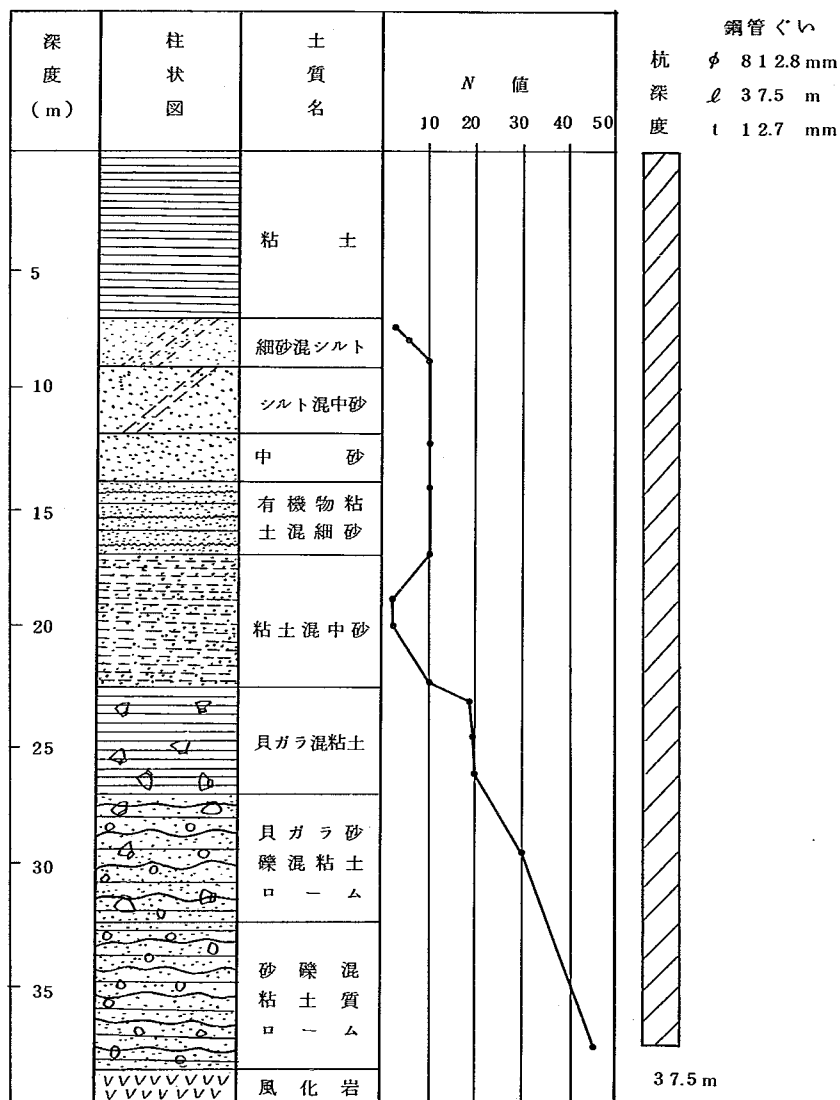
図 1

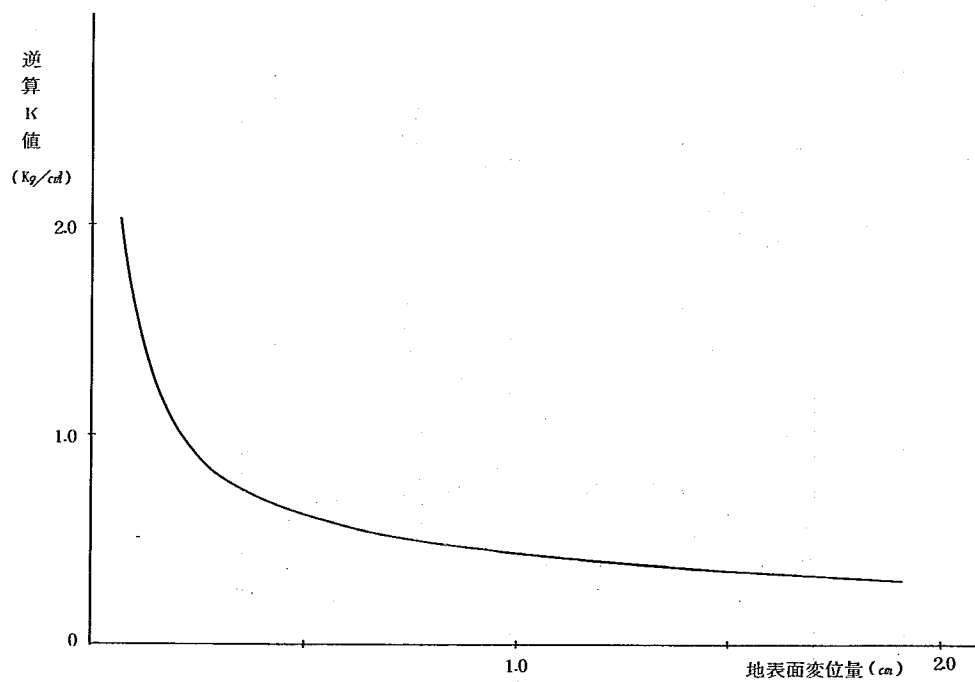
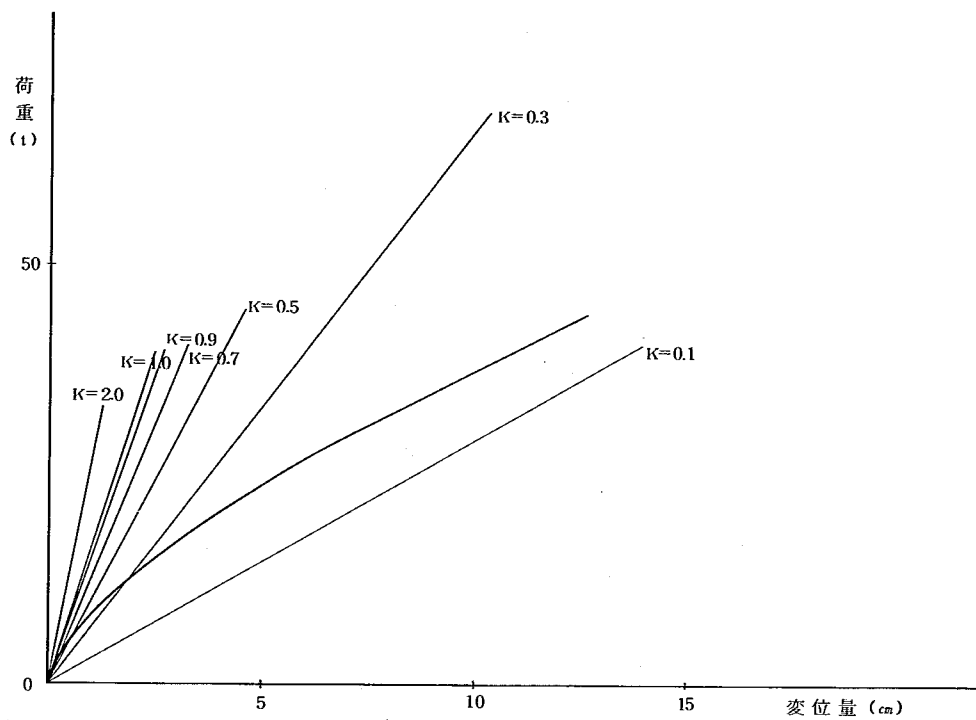


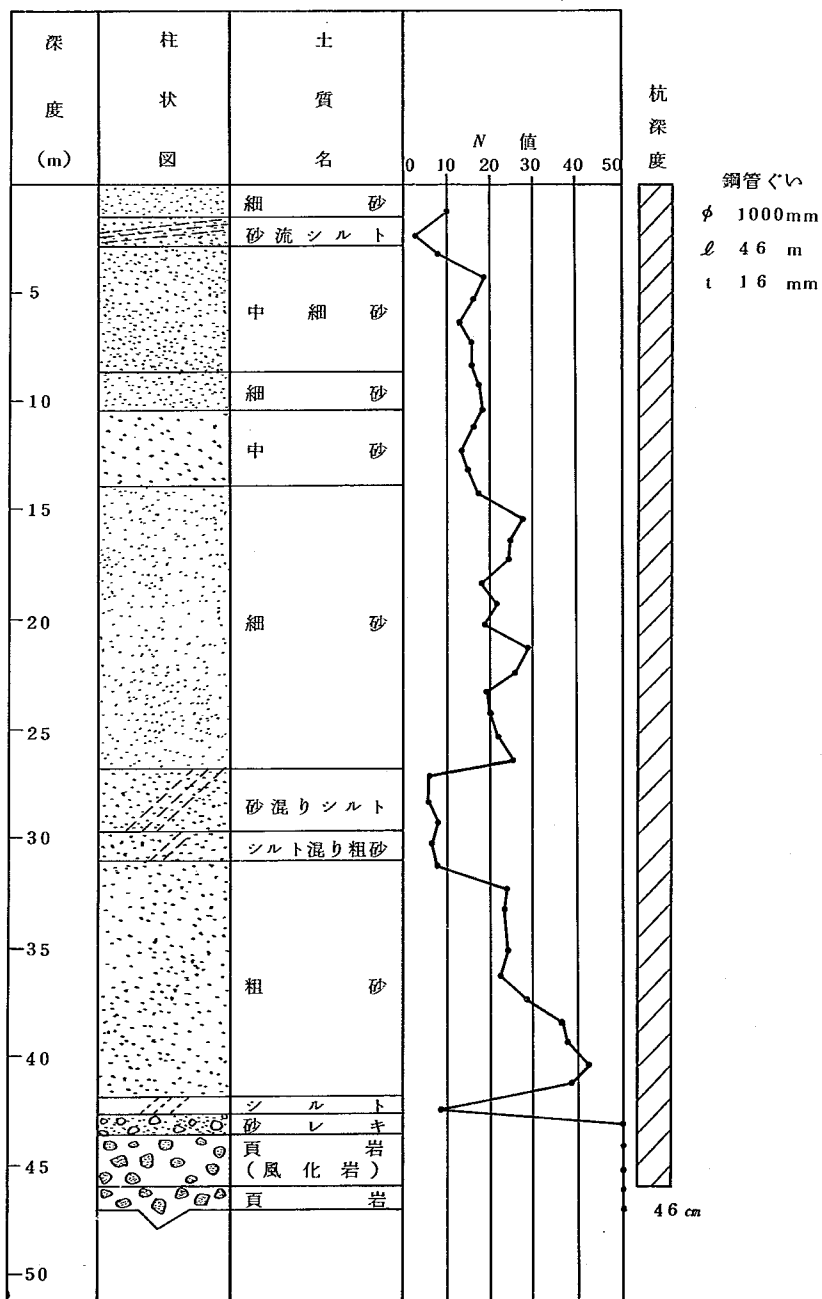
鋼管ぐい
 ϕ 800 mm
 ℓ 46 m
 t 16 mm

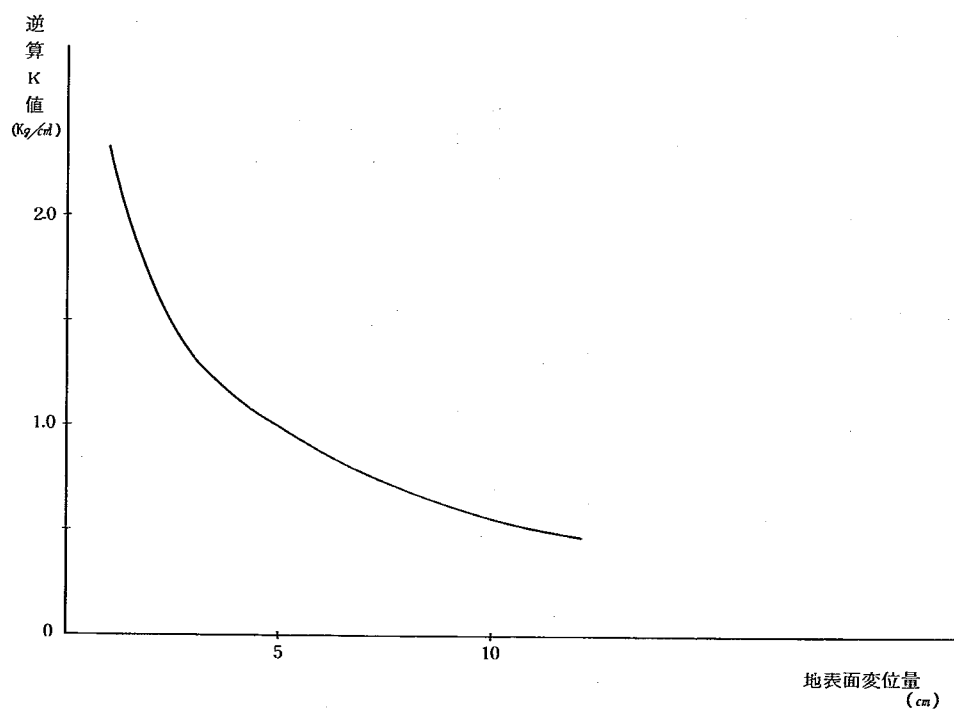
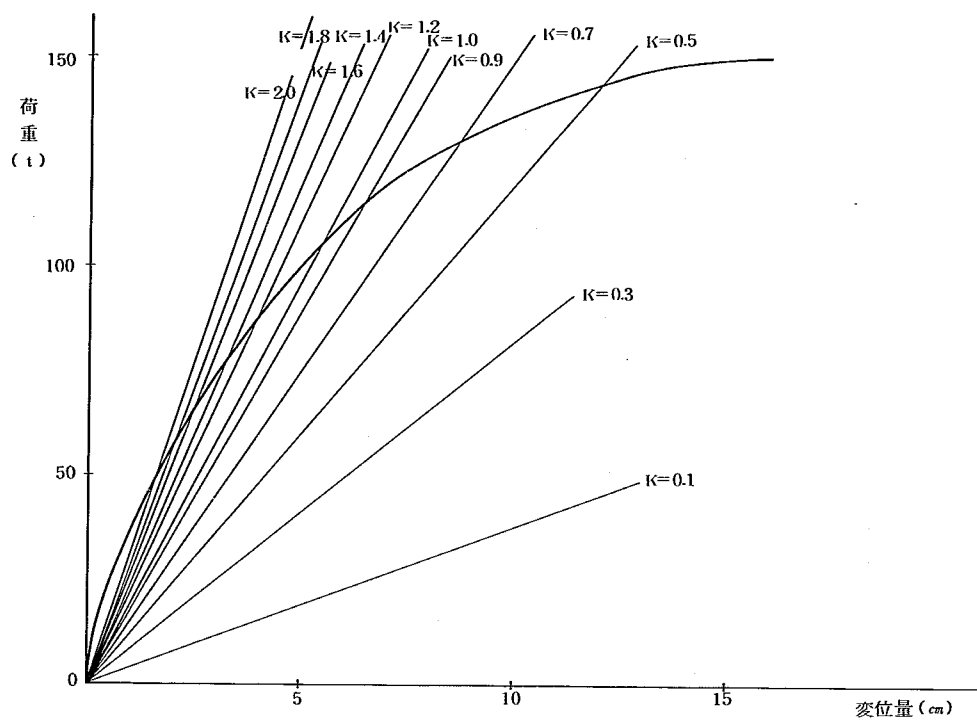


No. 2

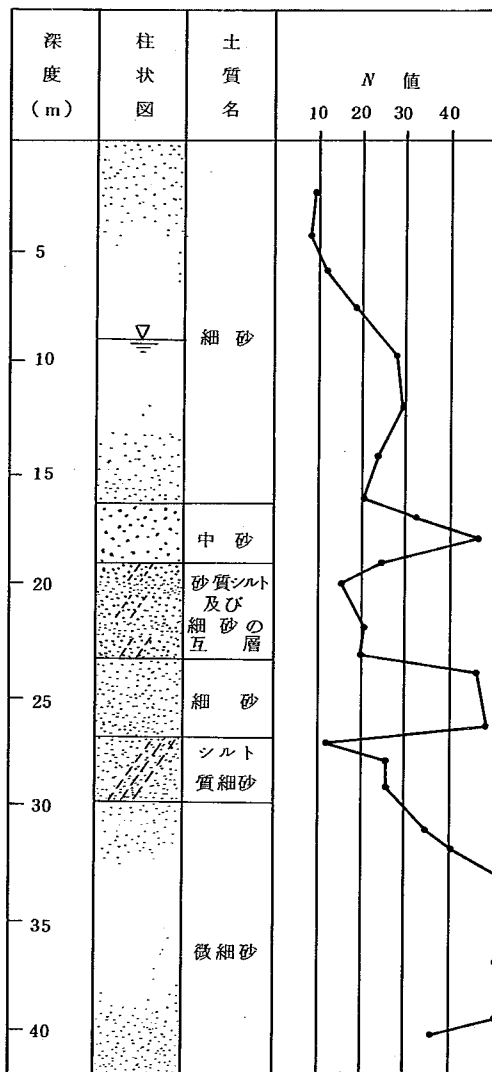








第 4

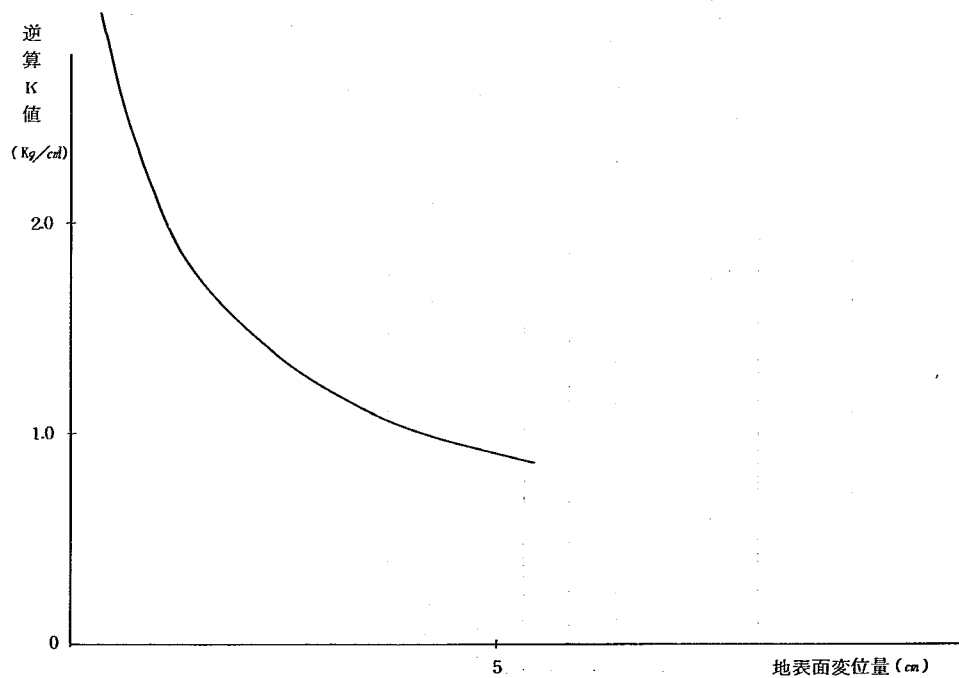
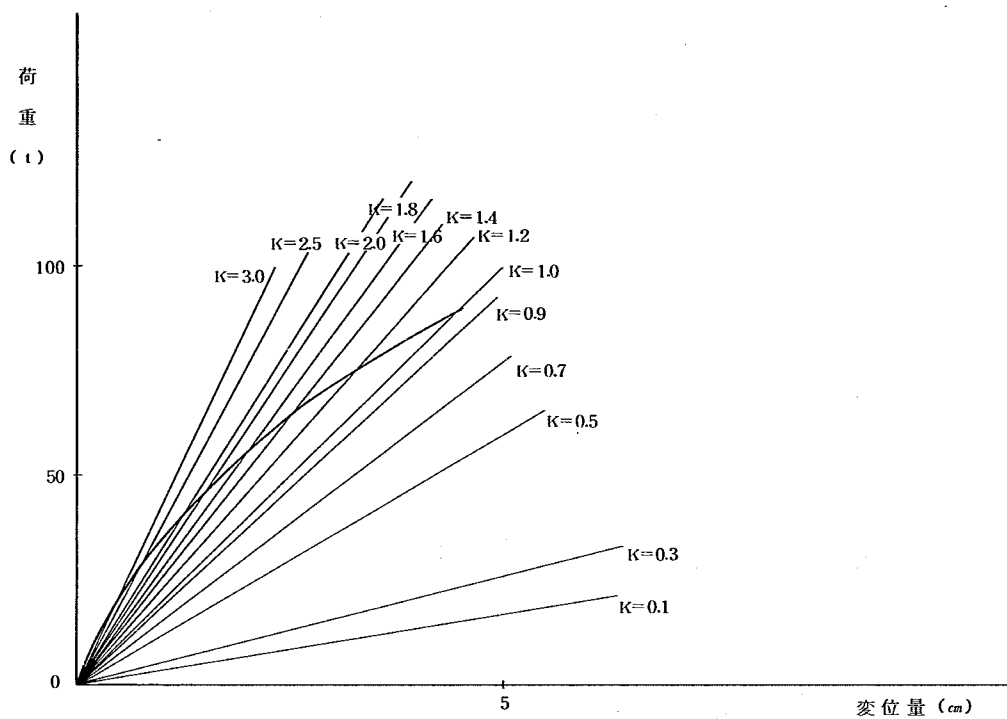


鋼管くい
 ϕ 1016 mm
 ℓ 22.5 m
 t 12.7 mm

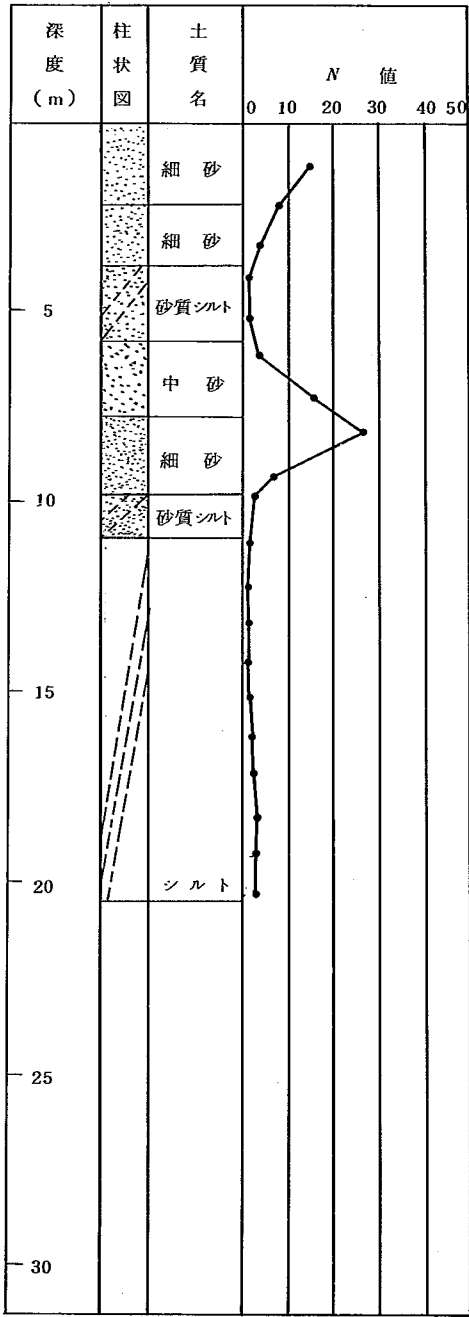
杭
深
度



22.5 m

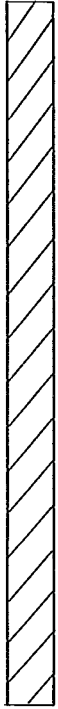


№ 5



杭
深
度

鋼管くい
φ 1016mm
ℓ 20 m
t 16 mm



20m

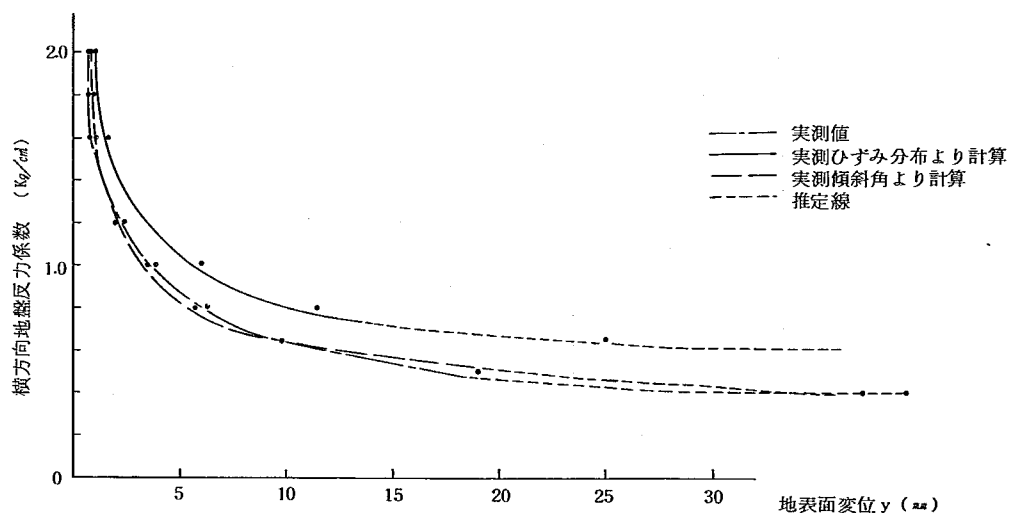
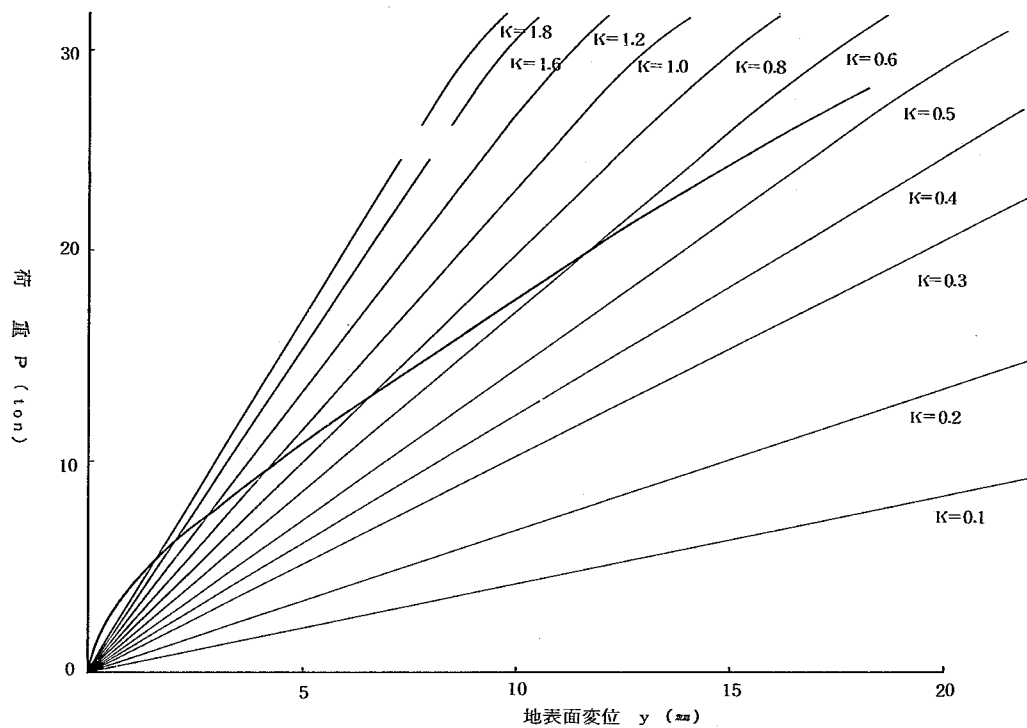
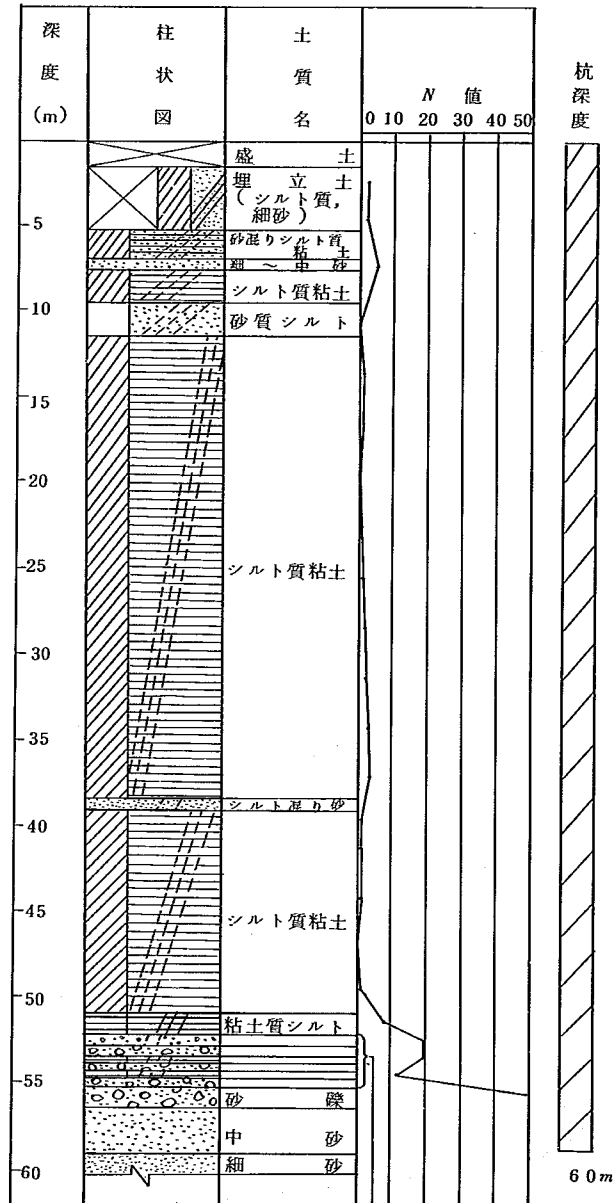


図 6



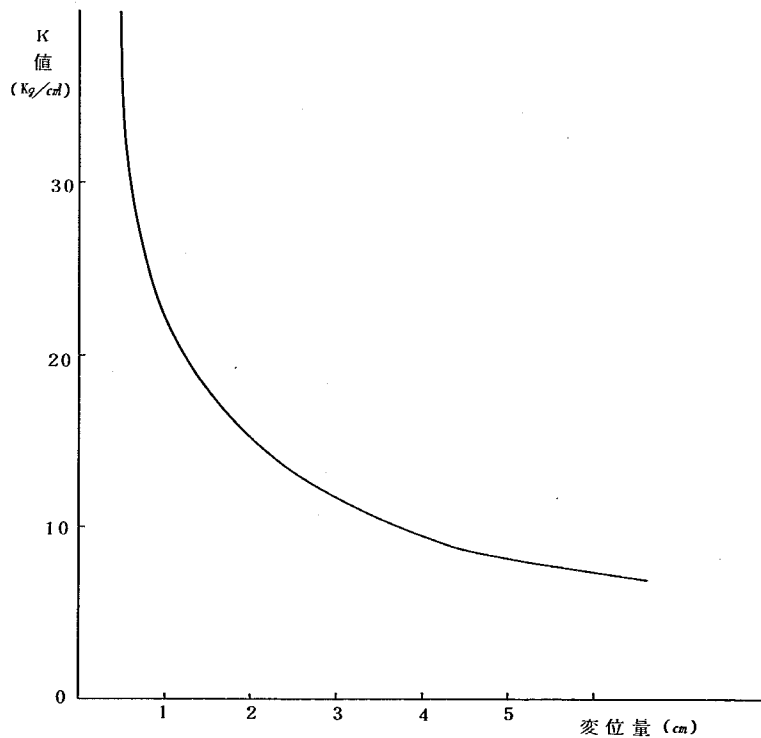
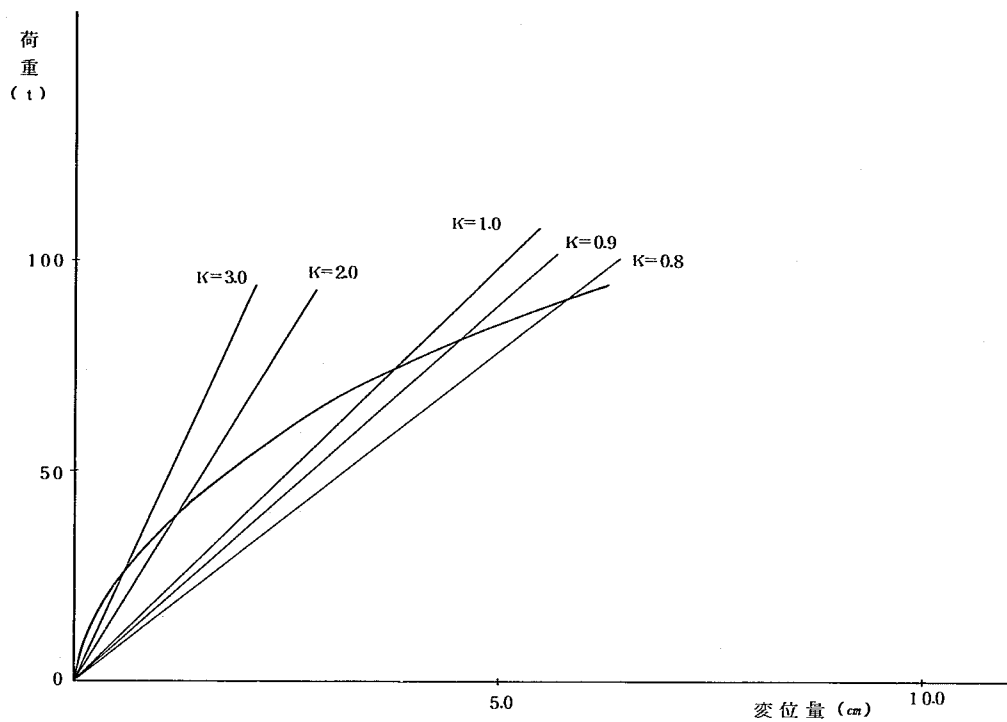
鋼管ぐい

φ 1,016mm

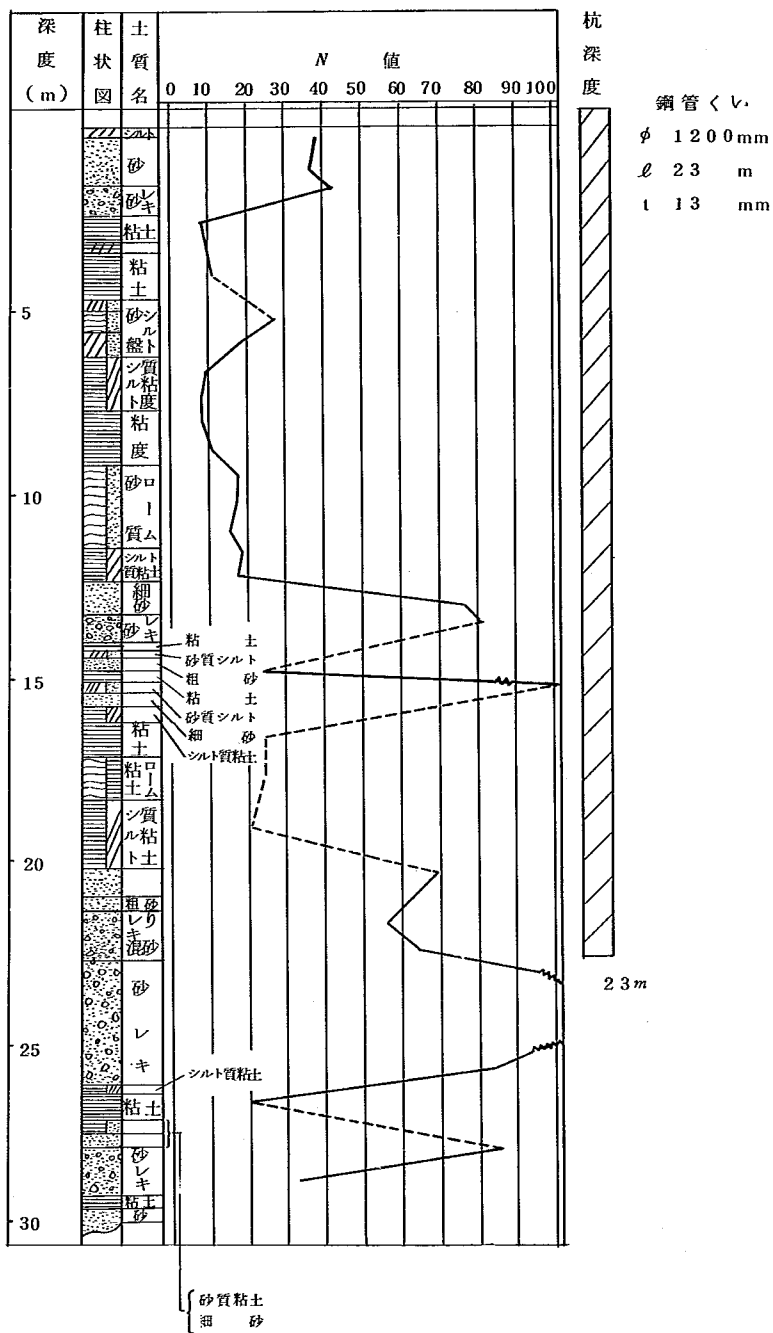
ℓ 60.0m

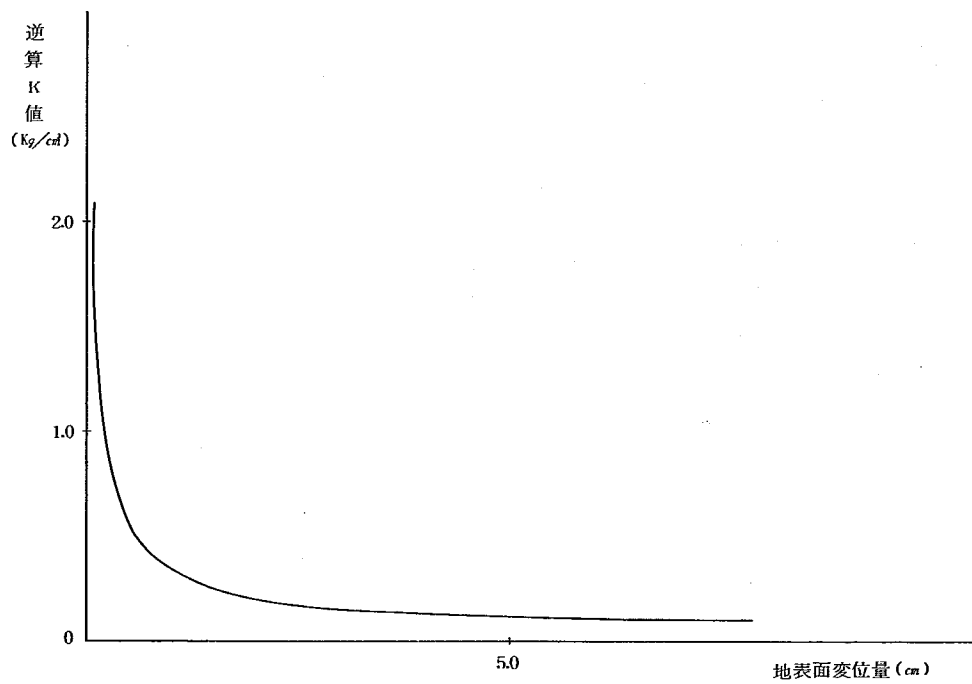
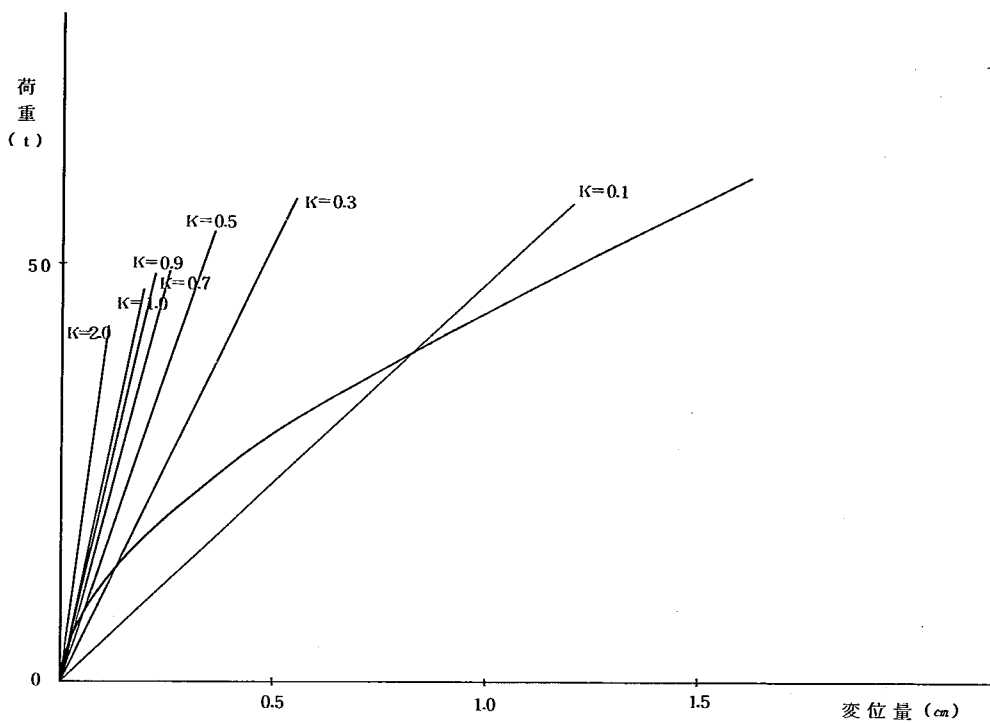
t 12.7mm

シルト混り粗砂
礫混り中砂
粘土質シルト
礫混り中砂
粘土質シルト
礫混り中砂

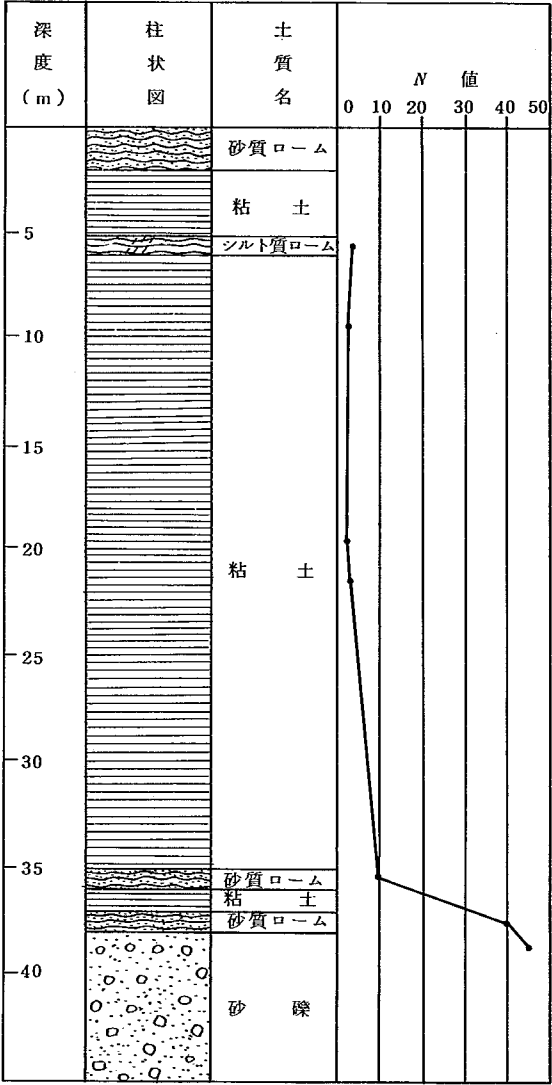


№ 7





No. 8



杭
深
度

鋼管くゝ
 ϕ 1200 mm
 ℓ 42.6 m
 t 12.7 mm



42.6 m

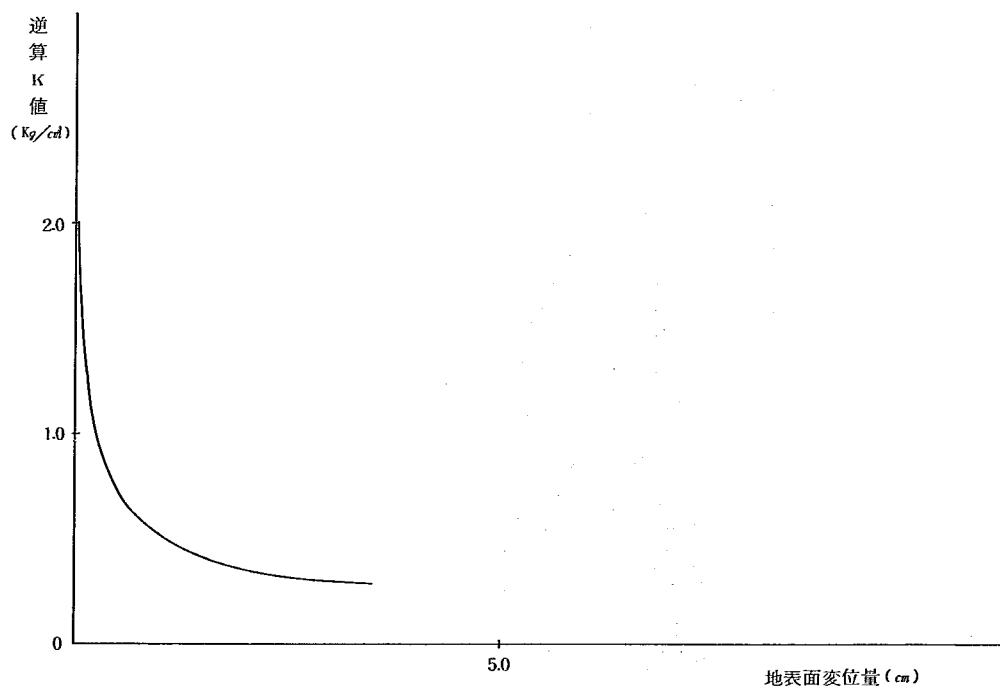
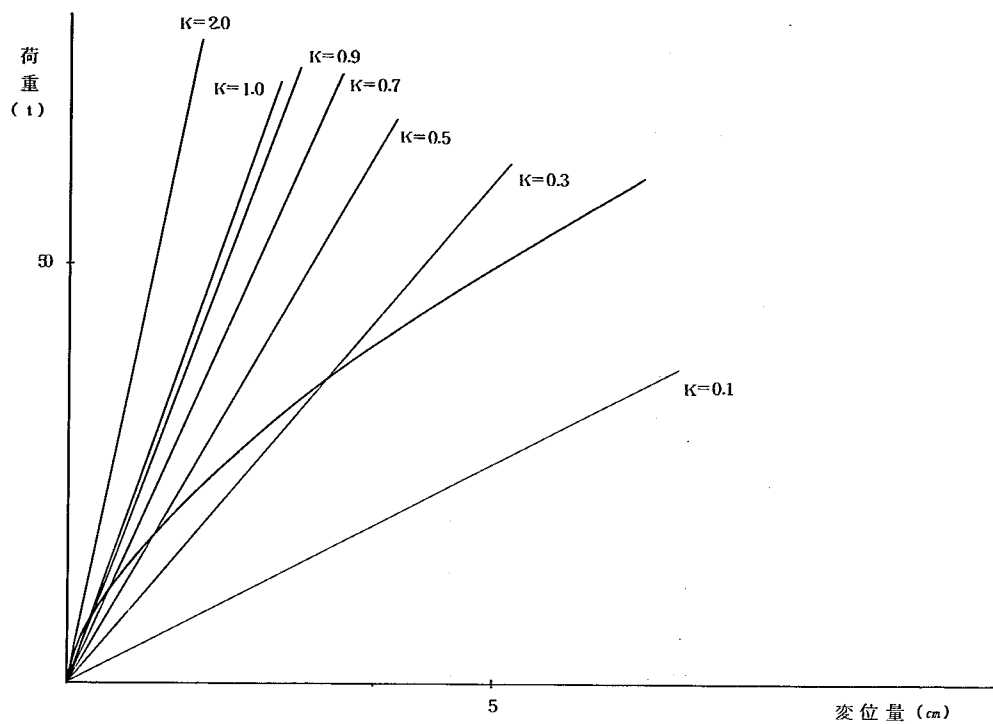
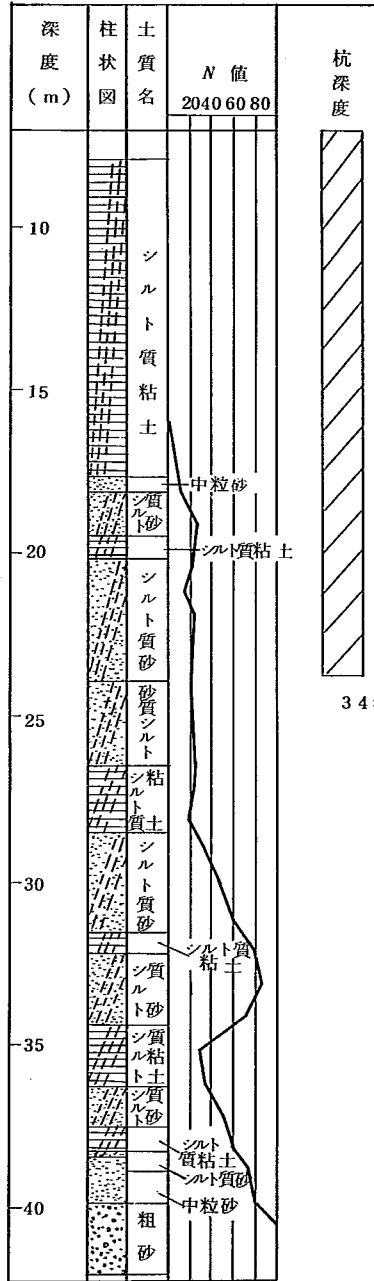
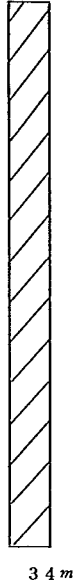
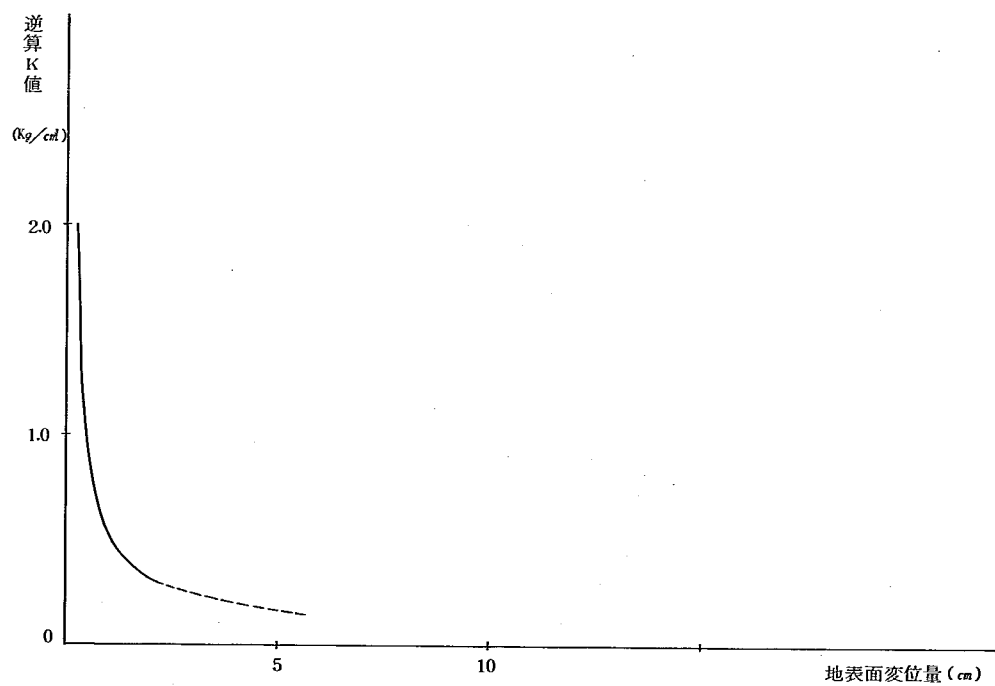
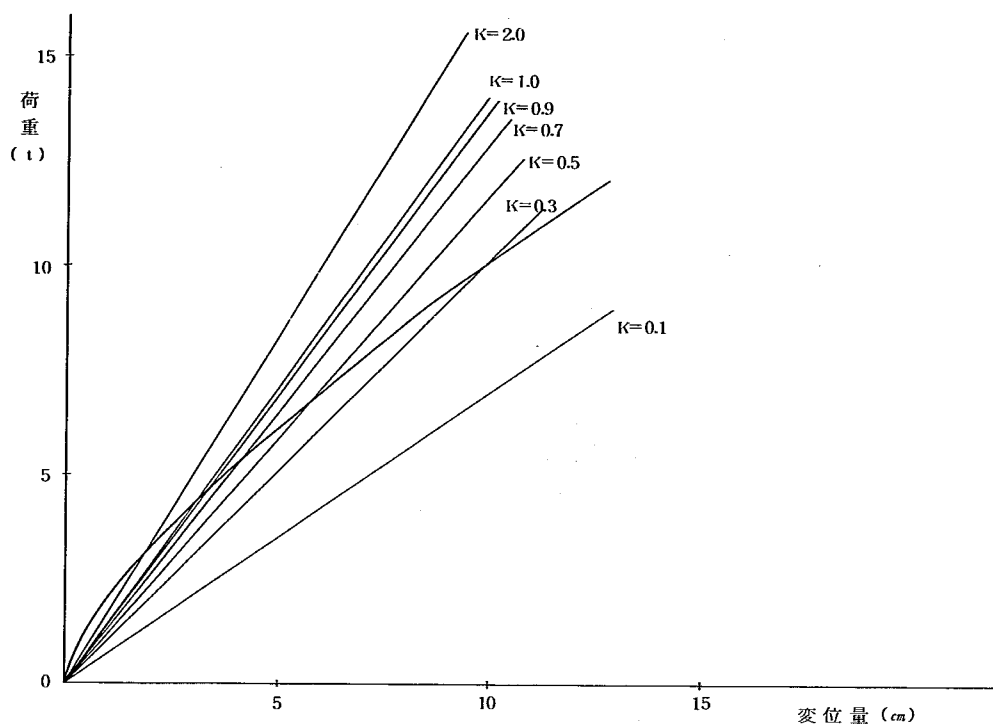


図 9

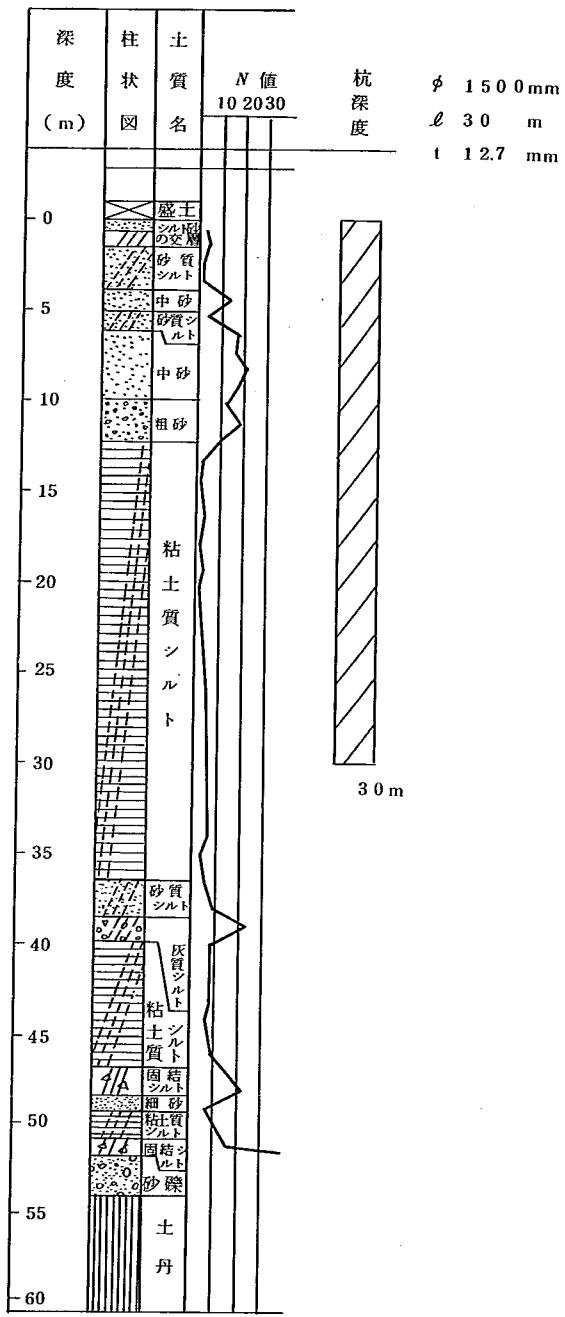


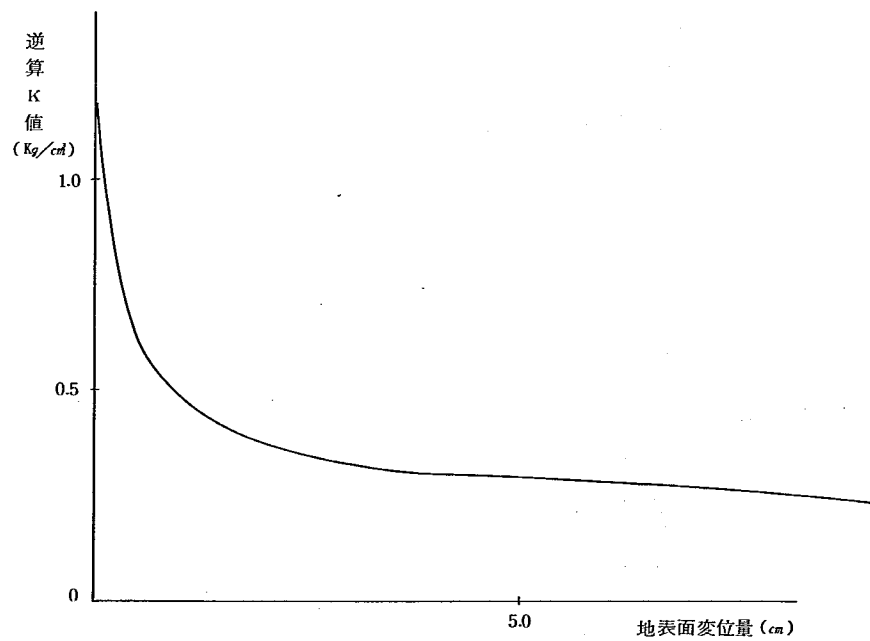
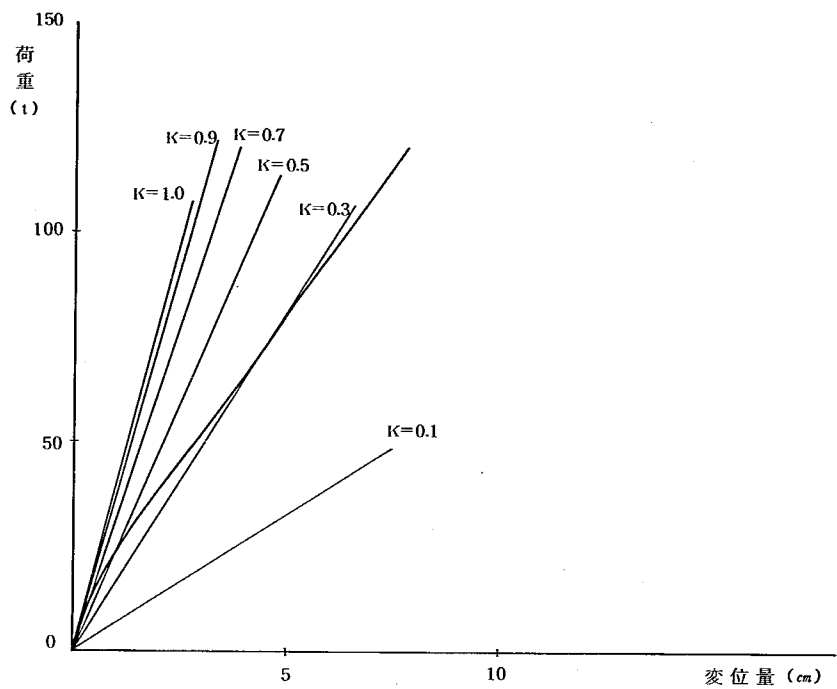
鋼管くい
 ϕ 1200mm
 ℓ 34.0 m
 t 12 mm



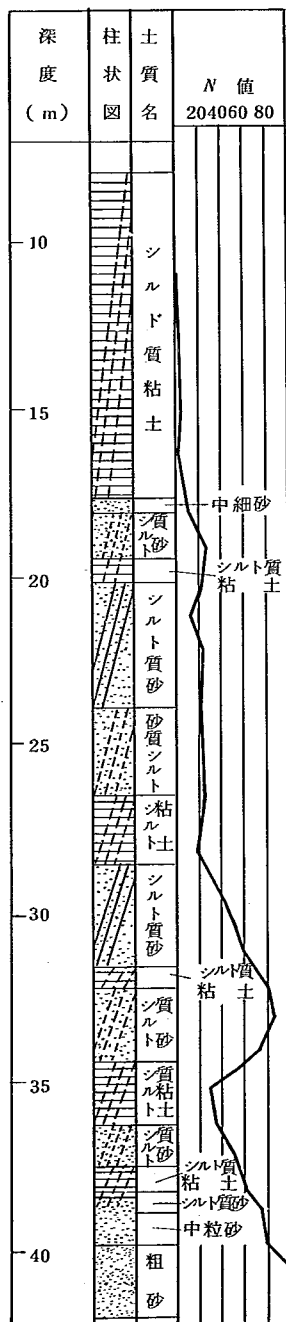


№ 10





版 11



鋼管ぐい
 ϕ 1500mm
 ℓ 33.0 m
 t 13 mm



33m

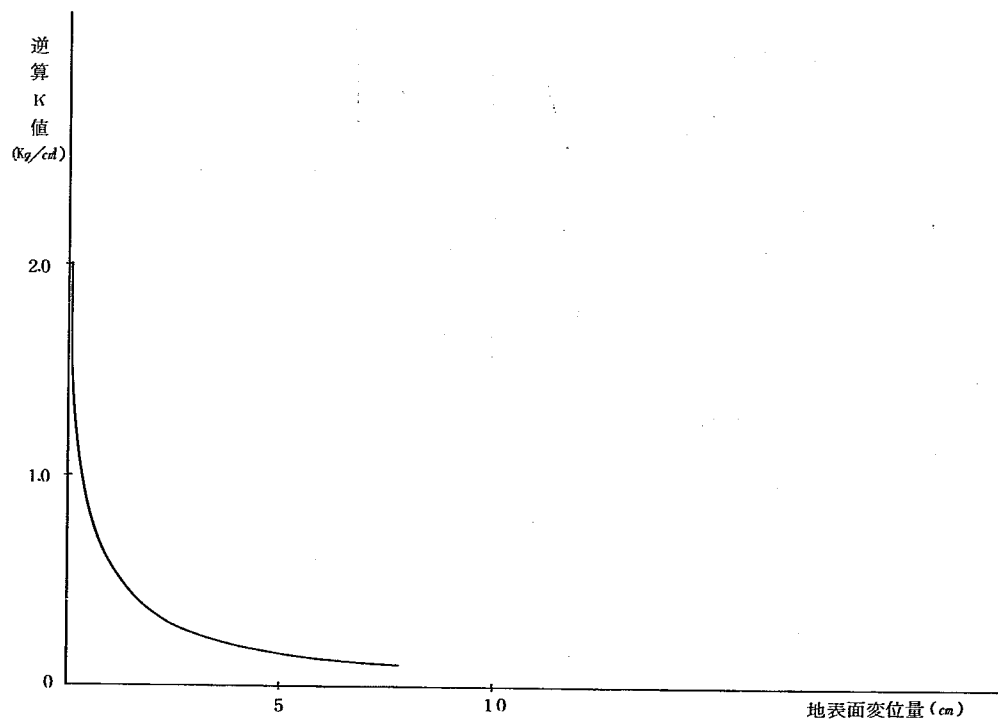
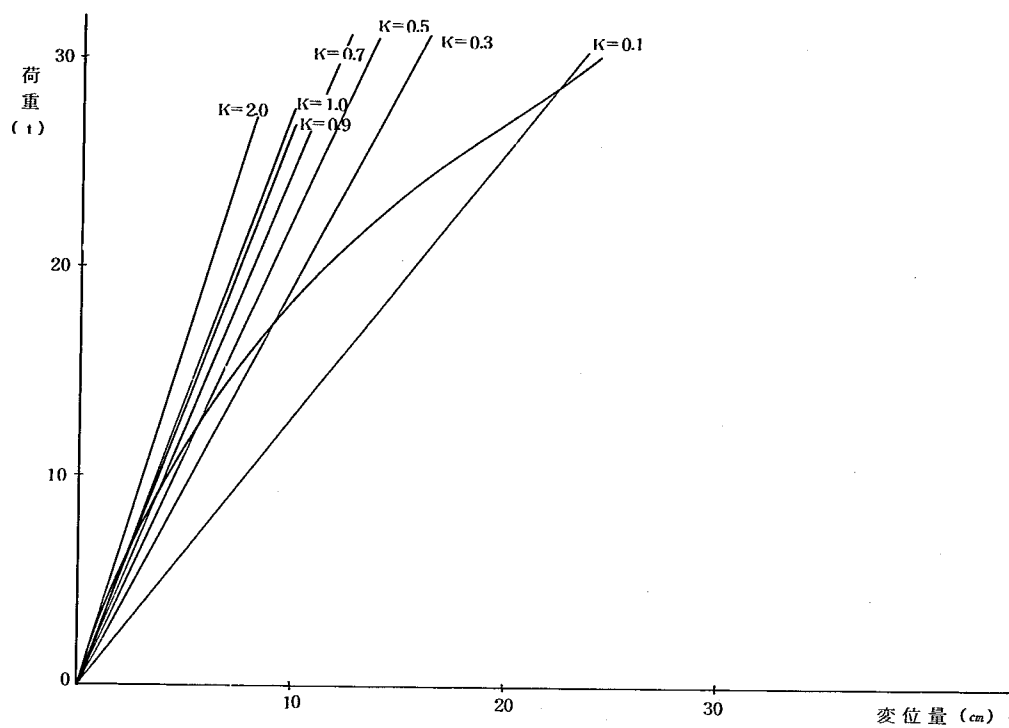
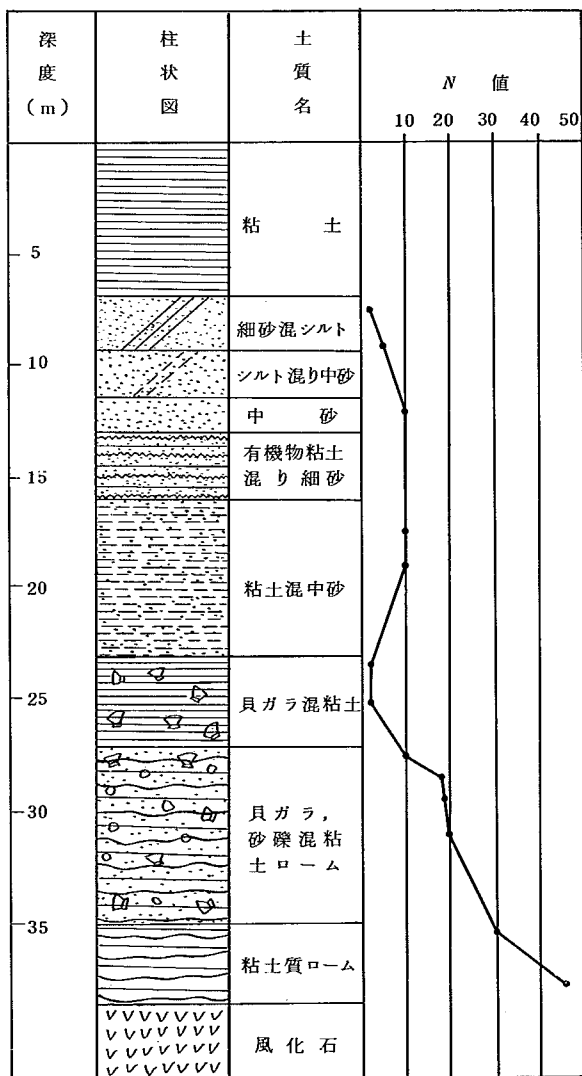


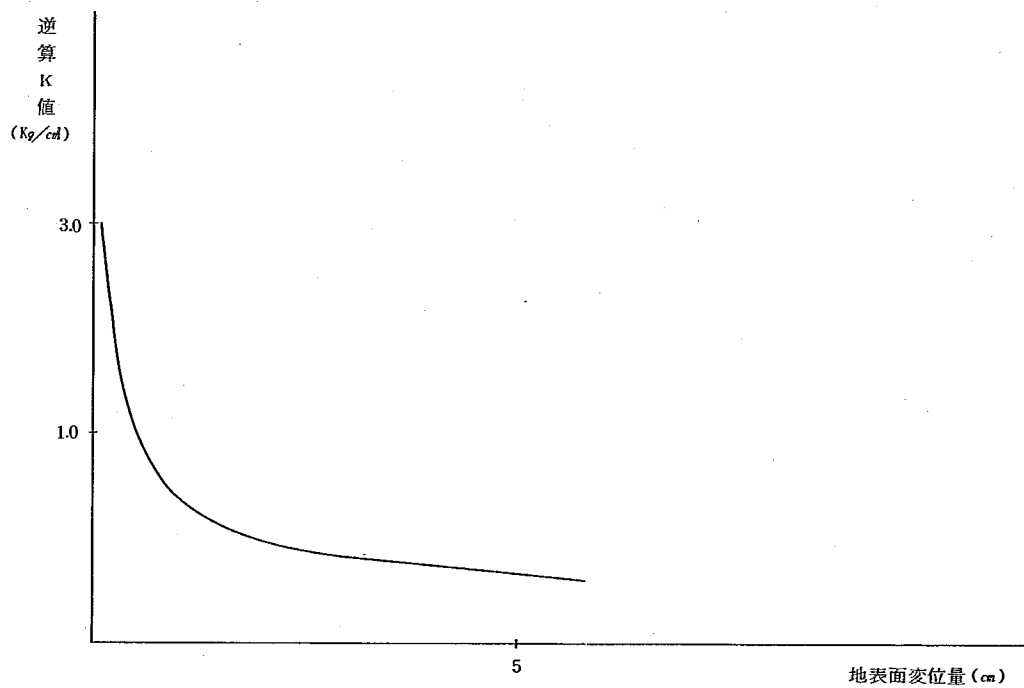
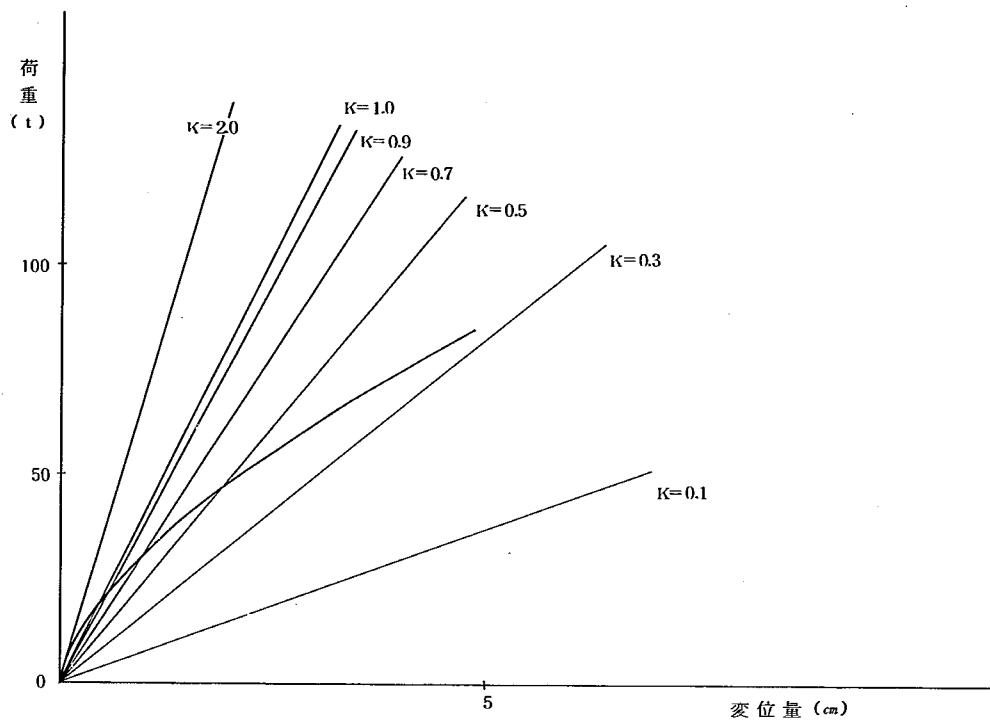
図 12



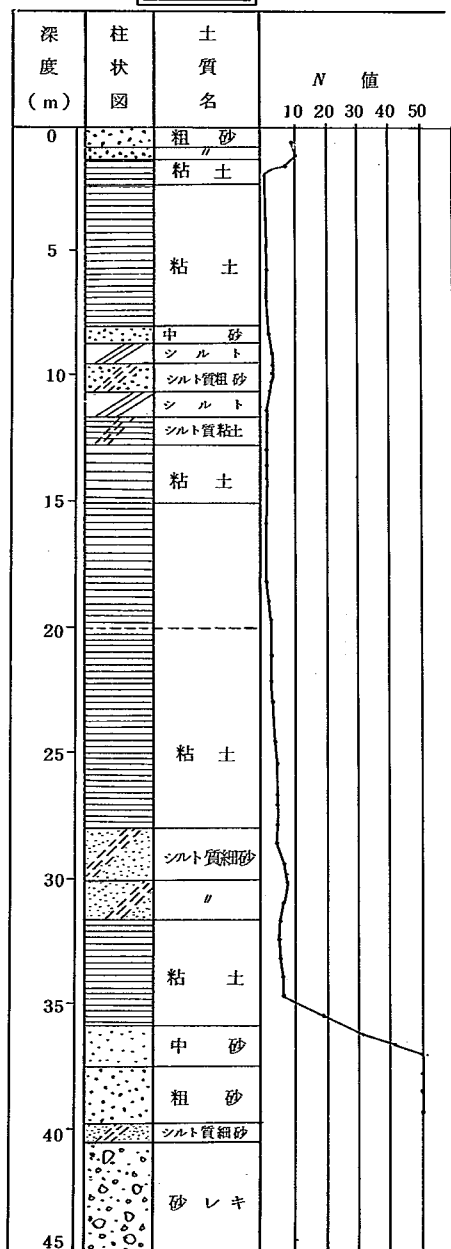
鋼管ぐい
 杭 ϕ 1500mm
 深 ℓ 37.94m
 度 t 12.7 m



37.94 m



No 13

杭
深
度

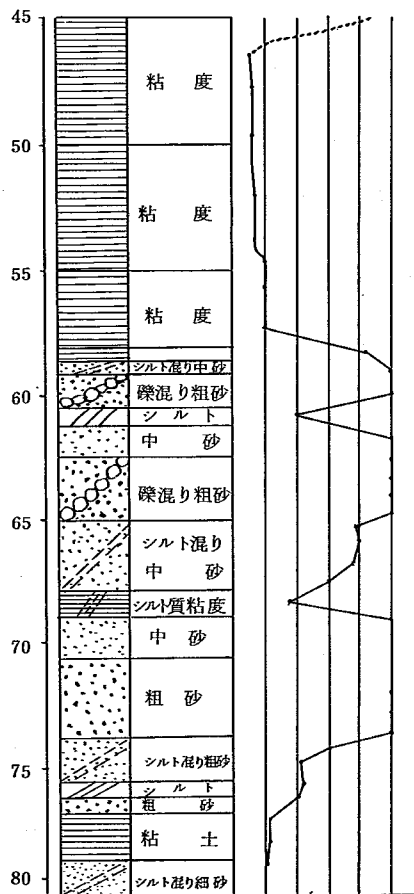
43m

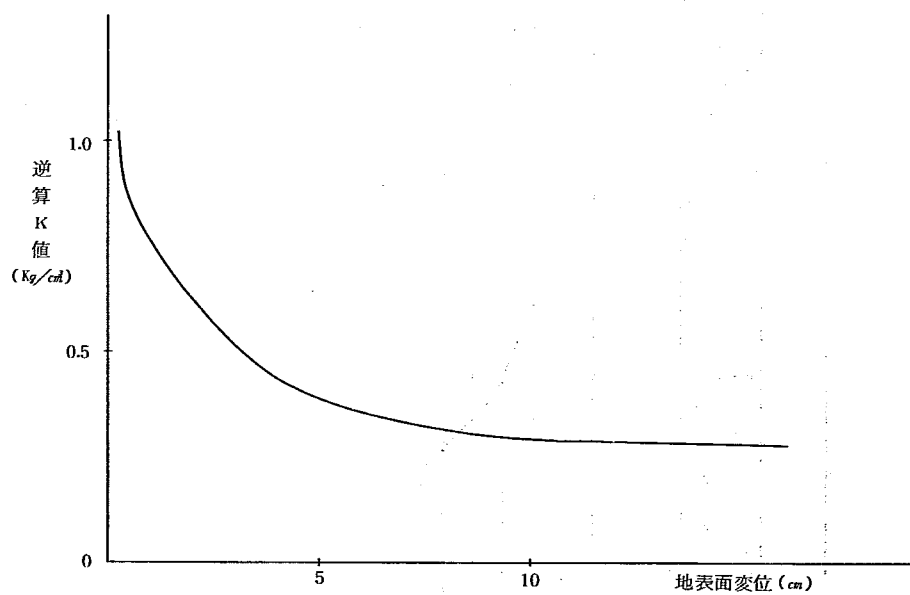
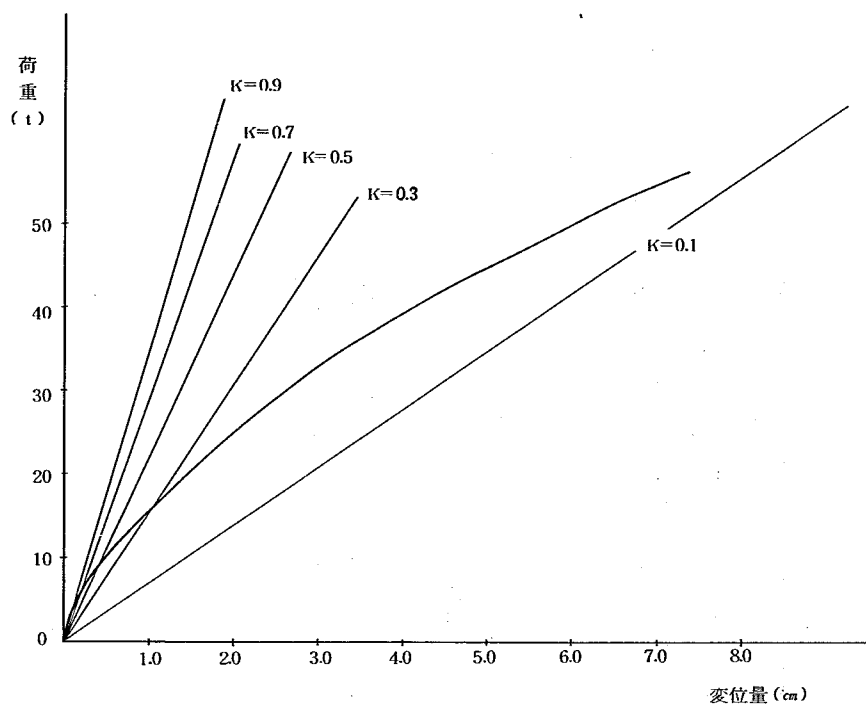
鋼管くい

φ 1524mm

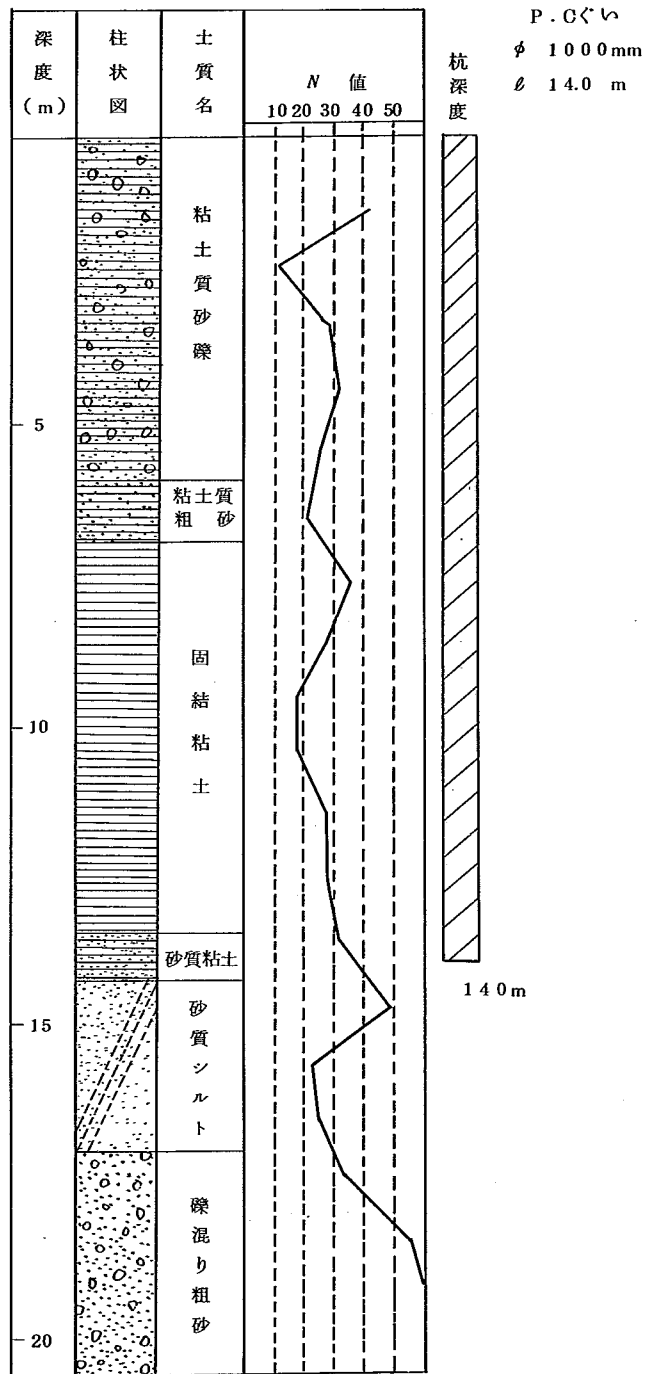
ℓ 43 m

t 16 mm





No 14



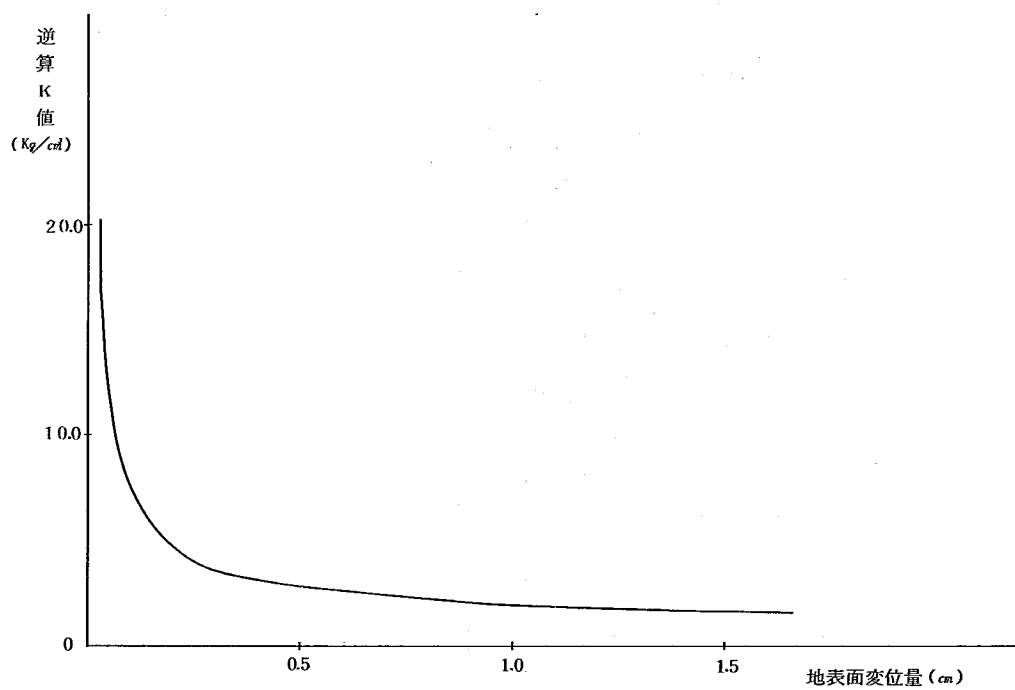
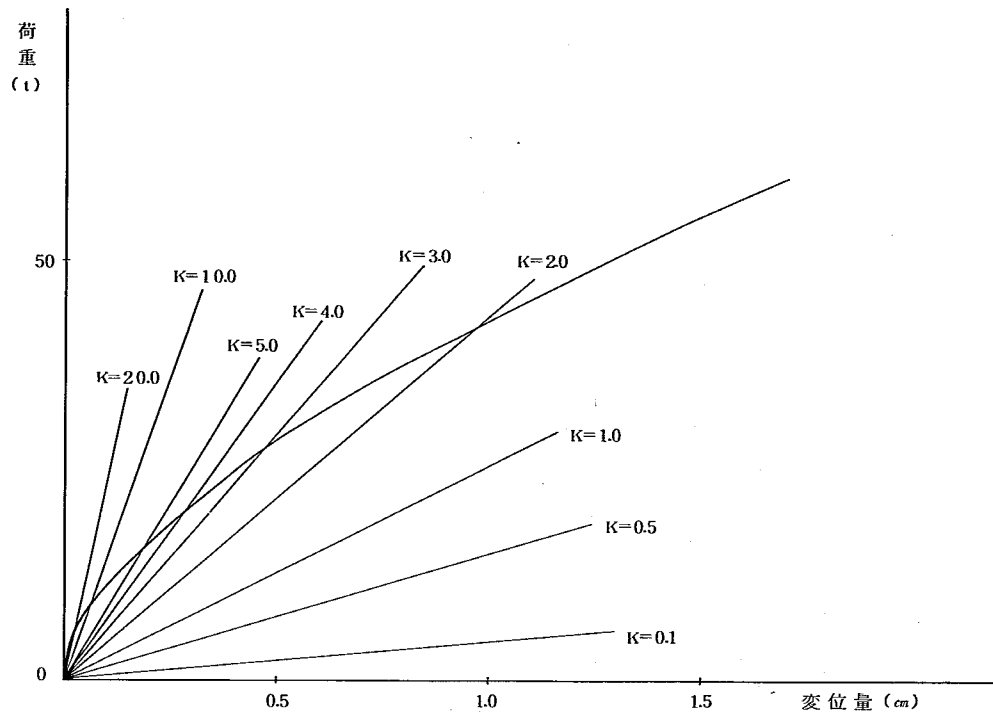
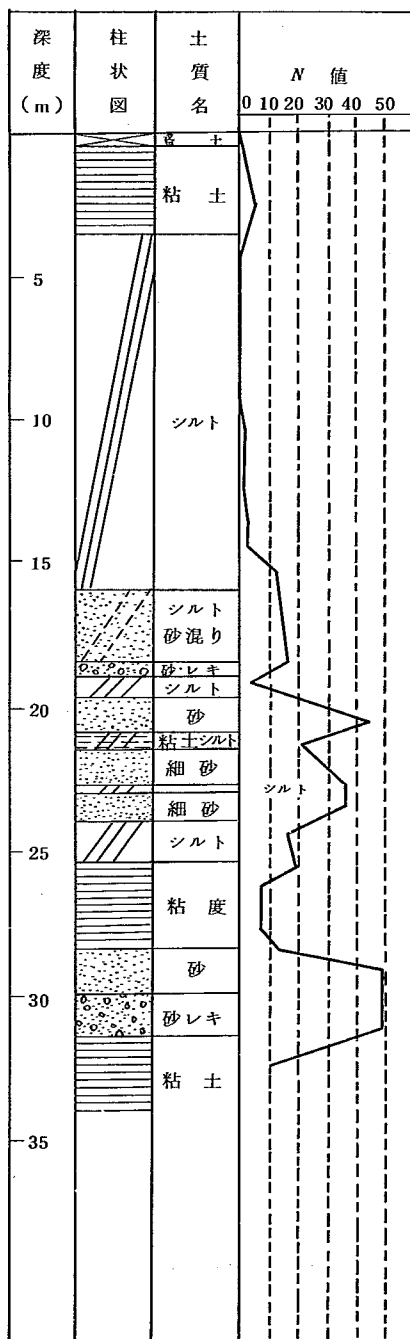


図 15



P.C. ぐい
φ 1000mm
ℓ 30 m

杭
深
度



30m

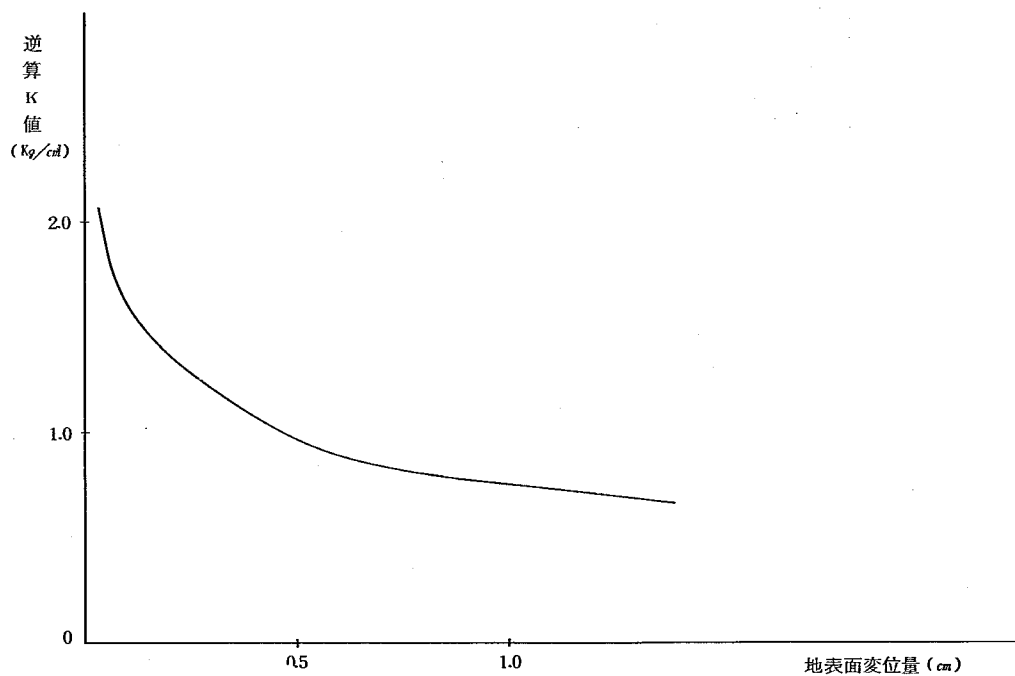
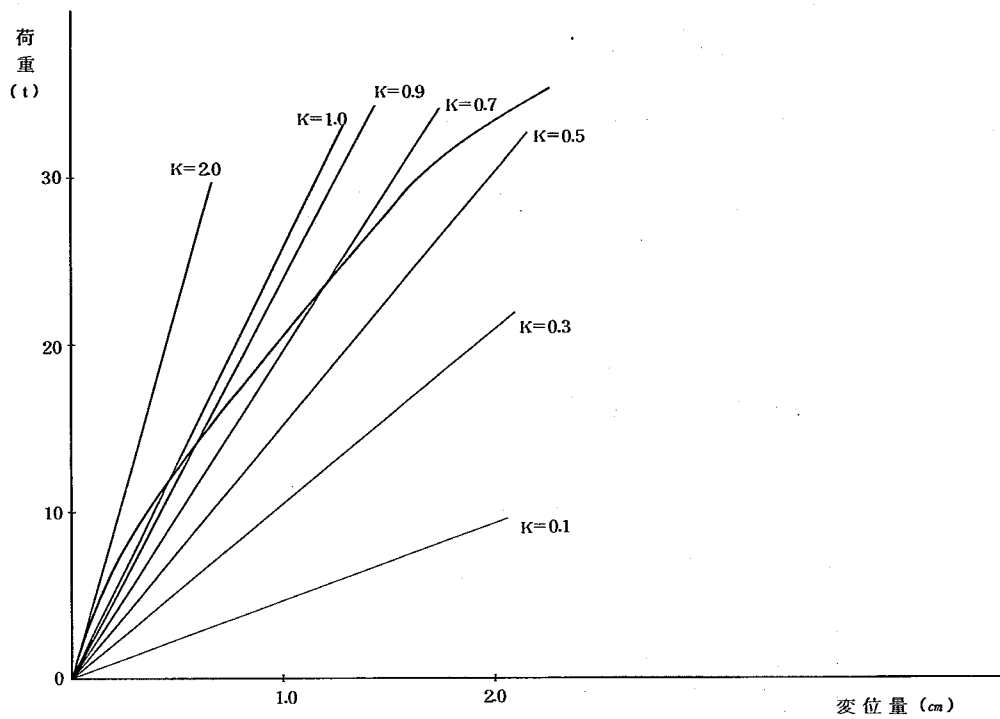
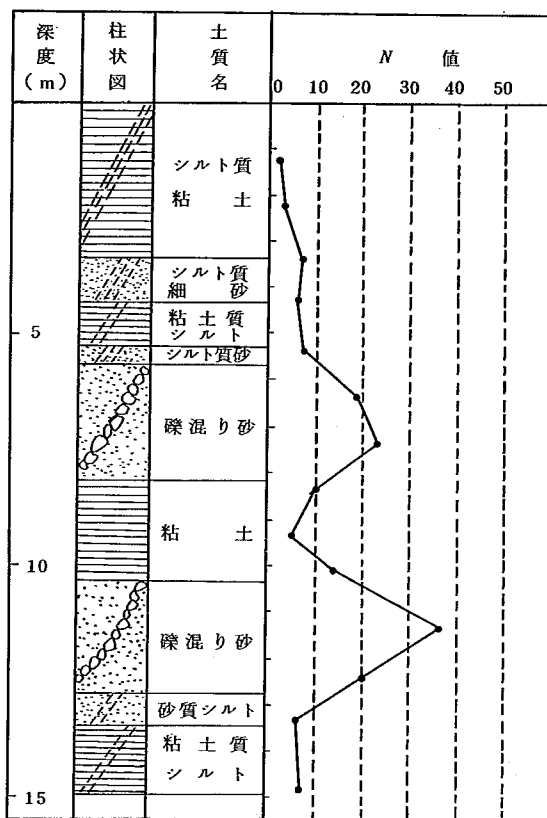


図 16



杭深度



25.5 m

P.C. 管
 ϕ 1200 mm
 ℓ 25.5 m

