

港 灣 技 研 資 料

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

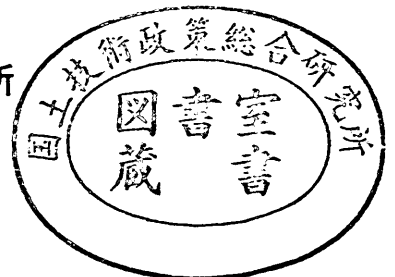
No. 36 October 1967

クイの軸方向支持力について……………北島 昭一・柿崎 秀作
花木 芳雄・田原 寿子



昭和 42 年 10 月

運輸省港湾技術研究所



クイの軸方向支持力について

北島 昭一・柿崎 秀作
花木 芳雄・田原 寿子



クイの軸方向支持力について

目 次

要 旨	5
ま え が き	6
1. クイの軸方向支持力について	6
2. クイの静力学支持力公式について	8
3. 動力学支持力公式について	15
4. 極限支持力について	27
5. 降伏支持力について	42
6. クイ頭の沈下について	48
7. 港湾構造物に用いられているクイの設計の現状について	57
8. 許容支持力について	62
む す び	66

On the Axially Bearing Capacity of Single Piles

Shoichi Kitajima
Shusaku Kakizaki
Yoshio Hanaki
Toshiko Tahara

Synopsis

Many kinds of formulas for axially bearing capacity of single piles have been proposed about in this a hundred year. Ones, therefore, who have not sufficient knowledge of bearing capacity of piles, are at a loss which formula to use, when they intend to estimate bearing capacity of piles. The first aim in this report is to pick up the most suitable formula from a large numbers of static and dynamic formulas, examining relations between each calculated values and results of load tests.

Dörr's, Terzaghi's, and Meyerhof's formulas and the proposal by Tomlinson are picked up as typical examples of static ones. Comparing the ultimate loads of tests with each values of ultimate bearing capacity of static formulas, and considering difference between each calculated values at the same condition; the following facts become clear.

- A) Ultimate bearing capacity of piles in sand layers are advisable to be calculated with Meyerhof's one. The calculated ultimate values R_u are comparatively well agree with the ultimate loads of tests Q_u , except for cases of the standard penetration value of sand layers near lower end of piles N_p being more than 50 (shown in fig. 4-1).
- B) Terzaghi's formula shows adequate values of the ultimate bearing capacity in cases of N_p being less than 30, but brings very excessive values in cases of dense sand layers (shown in fig. 4-1).
- C) Calculation, assumed adhesion of clay as same as their cohesion are, are apt to bring excessive values of bearing capacity of piles in clay layers, in cases of medium clay whose cohesion are more than $3.5t/m^2$ (shown in fig. 4-3).

Considering errors of Meyerhof's formula and characters of loads, acting on piles of harbour structures, and that intensity of dead loads are usually a half of totals, the safety factors, the ratios of calculated ultimate bearing capacity to allowable ones, are desirable to be taken as following values.

- D) for ordinary loads $F_s=2.5$
 for inordinary loads $F_s=2.0$

It is the second aim, to pick up comparatively proper dynamic formulas from a large numbers of them, and to find out the limits of their application, because each of them are in general to bring adequate values only in narrow ranges of penetration values of piles. Comparing results of load tests with the values calculated with them; such as Sander's, ENR, Eyerbein's, simplified Hiley's, PCUBC, CNBC, Krapff & Stern's, Weisbach's and so on; the following facts are clear.

- E) Both of simplified Hiley's and Krapff & Stern's formulas are almost proper in full ranges of pile penetration values (shown in fig. 4-4).
- F) Dynamic formulas except for Weisbach's, considered of compression effects of piles themselves (such as PCUBC). are proper in cases of pile penetrations values being more than 3mm, and show less values in other cases (shown in fig. 3-6~8, 4-4).
- G) Simple formed formulas, such as ENR, are proper only in ranges of pile penetration values between 10mm and 30mm, and their values become too small when the penetration values is small, and

too large when it is large. The Bureau of Docks & Yards', one of them, has a wider range of its application (shown in fig. 4-5, 6).

Examining a large numbers of results of loads tests, executed on steel and precasted concrete piles in sand and clay layers, we can extract the numerical relation between the ultimate loads and yield loads, and calculation methods for settlement of top of piles, which have been studied not enough until present time. They are the third aim in this report.

H) The relation of the ultimate loads Q_u and yield loads Q_y are written as follow (shown in fig. 5-8).

$$Q_y \doteq 0.45 Q_u^{1.1} \doteq \frac{3}{4} Q_u$$

Here, loads are expressed with ton units.

I) Amounts of settlement of top of steel piles under yield loads Δ_y are written as follow (shown in fig. 6-10).

$$\Delta_y \doteq 0.24 \times 10^{-2} (\sigma_y / E) L Q_y = 0.3 \times 10^{-5} L Q_y$$

Here, L , σ_y , E are length of piles, yield stress and Young's modulus of steel, and loads are expressed with ton-units, too.

J) The relation of settlement of top of piles between the ultimate loads Δ_u and yield loads Δ_y change a little according to length of piles, and are expressed as follow (shown in fig. 6-1,2).

$$2 < \Delta_u / \Delta_y < 4 \quad (L < 30\text{m})$$

$$1.5 < \Delta_u / \Delta_y < 3 \quad (L > 30\text{m})$$

K) Amount of settlement of top of a pile under a load being less than a yield load Δ_j is written as follow (shown in fig. 6-11~15).

$$\Delta_j = j^{1.5} \Delta_y$$

Here, j is a ratio of a load Q_j to a yield loads; $j = Q_j / Q_y$.

クイの軸方向支持力について

北島昭一 柿崎秀作 花木芳雄 田原寿子

要 旨

クイは昔から使われているので、クイの軸方向支持力の算定についてはいろいろの提案がなされている。これら支持力公式について十分な知識をもちあわせていないと、どの支持力を用いてよいのか判らず当惑する。今回の報告では、そのうちから静力学支持力公式、クイ打ち公式として代表的なものを取り上げ、各提案支持力間の関係や、載荷試験値との間の関係を比較し、妥当な支持力式を見出すことを第一の目標とする。

静力学支持力公式の代表例としては Dörr, Terzaghi, Meyerhof, Tomlinson の提案などを取り上げ、式の上から各支持力値の比較を行ない、同時に数多く集めた載荷試験結果とも比較した結果、次のことが明らかとなった。

イ) 砂地盤のクイの極限支持力は Meyerhof の支持力により計算するのが妥当である。クイ下端附近の地盤の N 値が50以上の場合を除くと、計算極限支持力 R_u と実測極限荷重とは比較的よく一致している (図-4.1 参照)。

ロ) Terzaghi 支持力は地盤の N 値が30以下の場合には妥当な支持力を与えるが、締った地盤では非常に過大な値を示す (図-4.1 参照)。

ハ) 粘土地盤のクイの極限支持力を算定するときに、粘着力が 3.5 t/m^2 以上でも、附着力を粘着力と等しいとみなすと、過大な支持力を与えることがある (図-4.3 参照)。

Meyerhof 支持力の誤差、港湾構造物のクイに作用する荷重のうち死荷重の占める割合は50%程度の場合が多いことなどを勘案して、静力学支持力により許容支持力を計算するときの安全率は次の値とする。

ニ) 常時荷重に対して $F_s = 2.5$

異常時荷重に対して $F_s = 2.0$

第2の目標は、数あるクイ打ち公式のうち比較的妥当なものを見出し、その適用できる範囲、いかなる貫入量のときにどの式を用いるべきかを検討することである。このため、E. N. R., Sander, Eytelbein, Hiley の簡易式、P. C. U. B. C., Krapff & Stern, Weisbach など数多くのクイ打ち公式の同一貫入量に対する支持力間の関係や、載荷試験結果との比較を行ない、次のようなことが明らかとなった。

ホ) Hiley の簡易式と、Krapff & Stern の両式はどのような最終貫入量に対してもほぼ妥当な支持力を与えている (図-4.4 参照)。

ヘ) クイ自体の変形量を考慮したクイ打ち公式のうち Weisbach 式以外のもの (P. C. U. B. C. など) は最終貫入量が 3 mm 以下となると小さい支持力を与えるが、他の貫入量の場合はほぼ妥当な値を与える (図-4.4, 図-3.6~8 参照)。

ト) E. N. R. などの簡単なクイ打ち公式はクイ貫入量が $10 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$ の範囲内で妥当な値を示し、貫入量が少ないと過大な値を、貫入量が多いと小さな支持力を示している。このなかでは Bureau of Docks & Yards 式が相対的に適用範囲が広いようである (図-4.5, 6 参照)。

砂地盤、粘土地盤に打込まれた鋼グイ、コンクリートグイなど多数の載荷試験結果を解析して、従来比較的なおりにされていた極限荷重と降伏荷重との関係、各荷重下でのグイ頭沈下量などの数量化を進めることが第三の目標である。検討の結果、次のような関係が導き出された。

チ) クイの極限荷重 Q_u と降伏荷重 Q_y との関係は

$$Q_y \doteq 0.45 Q_u^{1.1} \doteq \frac{3}{4} Q_u$$

である。ただし荷重の単位はトン表示である (図-5.8 参照)。

リ) 降伏荷重下の鋼グイのクイ頭沈下量 A_y は

$$A_y \doteq 0.24 \times 10^{-2} \frac{\sigma_y}{E} L Q_y \doteq 0.3 \times 10^{-5} \cdot L Q_y$$

で表わされる。ここで L はクイ長, σ_y , E は鋼材の降伏応力, Young 率であり, 降伏荷重 Q_y はトン表示である (図-6.10 参照)。

ヌ) 降伏荷重下のクイ頭沈下量 A_y と極限荷重下のクイ頭沈下量 A_{uz} との関係はクイ長によって多少異なるが, ほぼ次の関係が成立つ (図-6.1, 2 参照)。

$$2 < \frac{A_{uz}}{A_y} < 4 \quad (L < 30\text{m})$$

$$1.5 < \frac{A_{uz}}{A_y} < 3 \quad (L > 30\text{m})$$

ル) 降伏荷重より小さい荷重下のクイ頭沈下量 A_j は

$$A_j = j^{1.5} A_y$$

と表わされる。ただし j は降伏荷重との比で $j = Q_j / Q_y$ である (図-6.11~15 参照)。

まえがき

港湾構造物設計基準の作成にあたって, 執筆者はいろいろの文献調査, 資料の整理などを行なったことと思われる。基準の正しい運用のためにも, あるいは今後の改訂作業のためにも, これら資料とその判断結果を整理して保存しておくことが必要だと思う。この作業の一環として, 筆者もクイ基礎の一部にたずさわったので, その折に読んだ文献, 最近港湾建設局直轄工事現場で行なったクイの載荷試験の報告, アンケートで調査した港湾構造物に用いられているクイの設計の実態などをここにとりまとめておく。

1. クイの軸方向支持力について

港湾構造物にはクイがいろいろの形で用いられている。最近大型けい船岸によく利用されているクイ式横さん橋には大断面の鋼管グイが多数使われており, そのほかドルフィン, デタッチドピアなどけい船施設の主要部材に, また荷役機械, 上屋, そのほか上部工, 控え版の基礎グイに大小さまざまな鋼グイ, コンクリートグイ, 木グイが使用されている。

あらためて説明するまでもないが, クイ基礎は次のような目的に用いられる。構造物の基礎地盤が軟弱で構造物の自重や構造物に働く外力に対して十分な地盤支持力がないとき, より大きなしかも十分な支持力のある下方の層に荷重の大部分を直接伝えるためにクイ基礎が用いられる。また, 地盤表層が一応の支持力を持っていても, 上部構造物の沈下, 特に不等沈下を避けるために,

変形を制限するという観点からクイ基礎を用いることもある。

上部構造物に働く荷重, つまりクイ基礎に作用する外力は, 構造物の自重, 上載荷重, それらの地震力, 土圧などさまざまあり, 荷重方向も鉛直, 水平と多様であり, ほとんどの場合, 合成荷重は水平, 鉛直両成分をもっている。ここで, 単純に割切って, クイ基礎の各クイを鉛直方向のみに打込んだだけとすると, クイには軸方向荷重 (鉛直荷重) と軸直角方向荷重 (水平荷重) という種類の異なった荷重が重複して作用する。軸方向荷重はクイ材には圧縮応力を生じさせ, クイ周面には摩擦力, 附着力などせん断応力を, クイ下端に直接接触している地盤には圧縮反力を生じさせ, これらと釣合っている。一方, 軸直角方向荷重はクイ材にはせん断力, 曲げモーメントを発生させ, 荷重方向側のクイ周面での地盤反力を増大させて釣合っている。両荷重によるクイの変形が圧縮変形と曲げ変形であることから想像できるように, 軸方向荷重によるクイ頭の変位量, つまり沈下量は軸直角方向荷重によるクイ頭変位量に比べてはるかに小さい。また, 地盤に打込まれたクイは座屈を起こさない¹⁾ので, クイ自体の強度の点からみると, 許容軸方向荷重は許容軸直角方向荷重よりはるかに大きい。これらの理由から, 荷重の水平成分が大きい場合には, 軸直角方向荷重をクイに作用させないように, 組グイを用いて水平荷重を軸方向荷重に分解する工夫がよく用いられる。

クイは上部構造物に働く荷重を下層の地盤に伝達する媒介物であるから, クイ基礎の破壊は上部構造物とクイとの結合点の破壊, クイ自体の破壊, クイと地盤との結合点での破壊, クイ周辺の地盤の破壊のいずれかに起因している。上部構造物とクイとの結合点における荷重の

1) A. E. Cumings (松尾訳), 基礎工学, 共立全書, 昭和29年, p. 77

伝達機構は上部構造物の他の構造要素間の結合点、たとえば柱とハリとの結合と全く同じであり、また同様に取扱えるのでここで触れる必要はないであろう。軸直角方向荷重は、前に述べたようにクイのセン断力によってクイの下方に伝達され(このため、クイには曲げモーメントが発生している)、その途中、クイ材の変形により生じたクイ周面に接している地盤とクイ材との接触圧により、セン断力の一部は地盤内の圧縮応力(圧縮応力の分布状態によって地盤内には当然セン断応力も発生するが)により打消され、次第に減少してゆく。表現が多少正確を欠くが、この伝達過程においては破壊は起こり得ず、軸直角方向荷重を受けるクイの破壊はクイ自体の曲げ破壊と地盤の破壊に限られ、いずれか小さい強度の所で破壊するので、設計ではクイの曲げ強度と地盤の横方向支持力の検討のみを行えばよい。一方、軸方向荷重はクイの圧縮応力によって下方に伝わり、その途中、一部の軸力はクイ周面のセン断応力(摩擦力、附着力)によって地盤に伝わり、軸力は次第に減少してゆき、クイ下端まで伝えられた軸力は下端面に働く接触圧を介して地盤に伝わる。クイ周囲から地盤に伝わった荷重のうち、クイ側面からセン断応力の形で伝わった荷重はさらに隣の地盤へと伝わり、次第に分散してセン断応力は減少する。クイ周面においてはセン断応力が最大となり、しかもセン断強度自体がクイ材表面と土との間の摩擦力や附着力であり、同一材質である土粒子間のセン断強度に比べて多少弱いので、クイ周面以外では地盤のセン断破壊は起こり得ない。しかし、クイ下面では接触圧として荷重が伝達するので、境界面ではなく地盤内で破壊が生ずるはずである。これらを総合すると、軸方向荷重をうけるクイの設計では、クイ自体の強度と、クイ周面のセン断抵抗と下端の地盤の支持力との和を検討する必要がある。

砂礫層や岩盤に達するまでクイを打込むと、当然クイ先端での地盤支持力がかなり大きいので、周面での支持力は相対的に小さくなり、場合によっては無視することもできる。この種のクイを支持グイとよぶ。非常に締まった砂礫層や岩盤に達しているクイではクイ材の強度によってクイの支持力が決まることもある。特に傾いた滑らかな岩盤上に打込まれたクイは、打込み中クイ先端が岩盤表面を滑って移動したため曲げ応力が生じ、クイが折損した例もある²⁾。支持グイであっても引抜き力が作用するときは先端支持力を期待できないので、引抜き抵抗は周面セン断抵抗のみである。一方、砂礫層、岩盤が

深く、そこまでクイを打込むことが不経済となるときは、クイを途中で留めておくことになる。この種のクイを摩擦グイとよぶ。支持グイに比べて周面での支持力は相対的に大きくなり、クイの支持力は先端と周辺での両支持力の和で表わされる。軟弱粘土層が非常に厚い場合、やはりクイを粘土層の途中で打止めることがある。クイの先端部の面積は周面積に比べて非常に小さく、また軟弱粘土地盤の支持力自体も砂地盤に比べて小さいので、この種のクイでは先端支持力は周面セン断抵抗に比べて無視できるほど小さい。当然のことではあるが、この種のクイの一本当りの支持力は非常に小さいので、十分な基礎の支持力を得るためには多数のクイが必要となり、事実、11m×22mの脚柱式ケーソンの基礎に72本の木グイを打込んだ例もある。この場合には長さ24m、元口36cm、末口20cmのクイを1.5mという狭い間隔で打込んだので、木グイと周囲の粘土地盤は一体化しているものと思われる。この種の基礎を浮き基礎とよぶ。この場合、基礎の支持力は一体のクイの支持力の総和とクイの集団を一つのウェルとみなした(クイ群の外縁をウェルの壁とみなした)みかけのウェル支持力とのうちいずれか小さい方をとるべきであろう。

支持グイであれ、摩擦グイであれ、クイ頭に荷重をかければ、荷重に応じてクイ頭は当然沈下する。この関係は鋼棒を引張ったときの応力とヒズミとの関係、砂層表面に置いた載荷板に働く荷重と板の沈下量の関係とほぼ同じ種類のものである。図-1.1に砂質系地盤を貫通し、

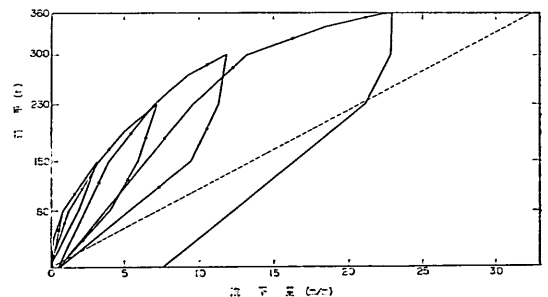


図-1.1 砂質地盤に打込まれたクイの鉛直荷重とクイ頭沈下量との関係

N 値が50以上の支持層にまで打込んだ鋼管グイ($\phi=600$ mm, $t=8$ mm)の荷重とクイ頭の沈下状況との一例として示したが、荷重が大きくなるにつれて、クイ頭沈下量は加速度的に増大し、両者の間には鋼材の降伏や切断のような、明瞭な現象の変化はみられない。このような傾向は土を材料とした構造物共通の性質であるが、クイがどの荷重で破壊したと判断しなければならぬとなると甚だ困惑する。単純にながめれば、このクイの支持力は

2) R.D. Chelies, Pile Foundations, Mc Graw Hill, 1961, p. 62

載荷試験で得られた最大荷重360 tとみなせる。しかし、
 図-1.1をみて明かなように 360 tから60 t減少させて荷
 重を 300 tにしても、荷重除去による弾性的もどり量に
 相当するクイ頭の上昇は0.1mm程度であり、300 tから
 230 tへの0.6mm、230 tから150 tへの 1.2mmに比べ
 てかなり小さいので、このクイに 360 tの荷重を長期間
 にわたって作用させるとかなりの量のクリープが進行す
 るものと推定できる。粘土などソ性の強い材料では、載
 荷当初は一見安定であっても、載荷時間が長くなってク
 リープ量がある値に達すると、急に変形が進行し急に破
 壊することがある³⁾。したがって、載荷時間を十分にと
 れない載荷試験で得た最大荷重を無批判にクイの支持力
 とみなすことは危険である。クイの支持力を荷重と支持
 力との釣合い点から決めるのではなく、クイ頭の変位量
 から決める考えもある。クイは上部構造物を支えるもの
 であるから、上部構造物に悪影響を与えるまでクイ頭が
 沈下しては困る。この許容沈下量は何の範囲にとどめる
 べきか、明確ではないが一応10mm、15mm程度とみな
 す考えもある⁴⁾。このほかクイの支持力の判定について
 “5. 降伏支持力について”で説明するようにさまざまな
 提案がなされている。

2. クイの静力学支持力公式について

クイを打込む地盤の強度よりクイの支持力 Q を算出
 する方法、クイの静力学支持力公式、が数多くの人々によ
 って提案されている。いずれの提案式も先端支持力
 Q_P と周面のせん断抵抗 Q_s にわけている。

$$Q = Q_P + Q_s \quad (2.1)$$

この代表的なものとして、Dörr(1930)、Terzaghi(1948)
 があげられる⁵⁾。

Dörr は一様でしかもせん断強さが摩擦抵抗と粘着力
 で表わされる地盤に打込まれたクイの先端支持力 Q_P 、周
 面抵抗 Q_s をそれぞれ式(2.2)に示すように定めている。

$$\left. \begin{aligned} Q_P &= A_P L \gamma K_P \\ Q_s &= \Psi \frac{L^2}{2} \gamma \mu (1 + \tan^2 \phi) + \Psi L c \end{aligned} \right\} (2.2)$$

ここで A_P はクイ下端底面積、 L はクイ根入れ長、 γ
 は地盤材料の単位体積重量、 K_P は受働土圧係数、 Ψ はク
 イの周長、 μ はクイ周面での壁面摩擦係数、 ϕ と c は

- 3) 村山朔郎, 柴田徹, 粘土中の摩擦グイの支持力とその新測定法, 土木学会論文集, No. 59, 昭和33年11月
- 4) 川崎浩司, 荻野郁太郎, 杭支持力公式の研究(荷重, 沈下, 時間曲線の性状による杭支持力推定法), 日本建築学会論文報告集, No. 60, 昭和33年10月
- 5) K. Terzaghi, R.B. Peck (小野ほか訳), 土質力学 (基礎編), 丸善, 昭和30年

それぞれ地盤材料の内部摩擦角, 粘着力である。

一方, Terzaghi はクイ下端の支持力を図-2.1に示す
 ように根入れのある基礎の支持力と同様に取扱って式
 (2.3) を示している。

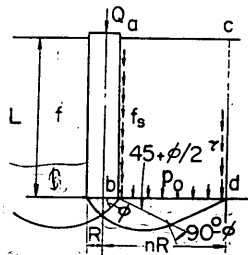


図-2.1 Terzaghi の先端支持力の機構

$$\left. \begin{aligned} Q_P &= \pi R^2 (1.3cN_c + \gamma_1 L N_q + 0.6\gamma R N_r) \\ \gamma_1 &= \gamma + \frac{\bar{f}_s + n\bar{r}}{(n^2 - 1)R} \end{aligned} \right\} (2.3)$$

ここで R はクイの半径で、 N_c 、 N_q 、 N_r は地盤の支持
 力係数とよばれる内部摩擦角 ϕ の関数で、Terzaghi,
 Meyerhof の提案値を図-2.2に示し、さらに、Terzaghi
 の general shear failure と local shear failure の支持力
 係数と実際の載荷試験結果とを勘案して建研の大崎博士
 がとりまとめた修正支持力係数を表-2.1に示す。式(2.3)
 の上式の第1項は地盤の粘着力による支持力、第2項は
 クイ下端より上方にある土層の重量による地盤の摩擦支
 持力、いいかえればクイ周辺の地盤の自重による摩擦支
 持力、第3項はクイ下方の地盤自重の摩擦支持力であ
 る。図-2.1で明らかなように、第2項での根入れ部地盤
 の土の重量はクイ下面より発生した土楔の他端に作用す
 るに相当するものであり、この力は周辺の土の重量の他
 にクイ周面より地盤に伝達された荷重 Q_s と、この区域力
 内の土塊がクイ下端に発生した土楔によって持上げられ
 た時に外縁に生ずる側面摩擦抵抗 F_s が作用するはずで

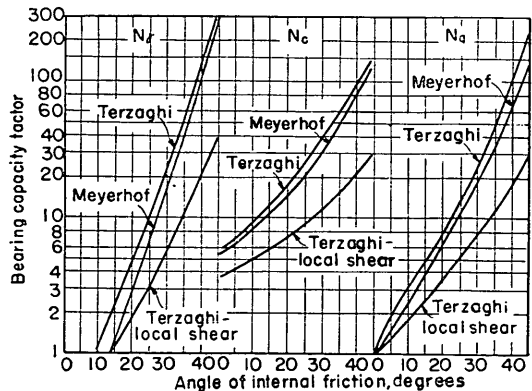


図-2.2(a) Terzaghi, Meyerhof の支持力係数

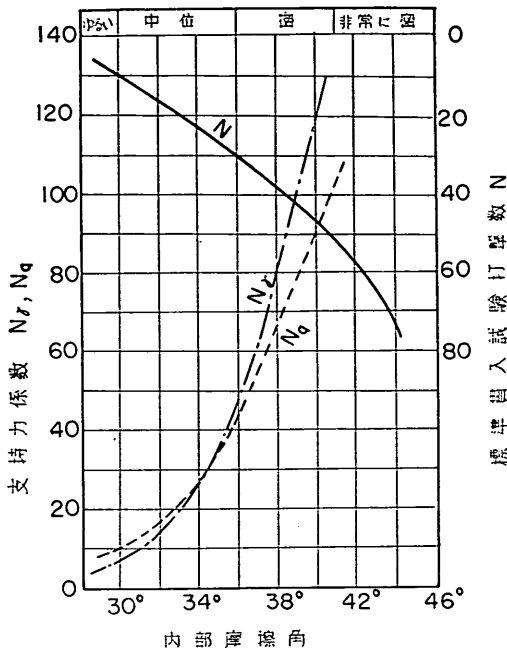


図-2.2(b) 大崎修正の Terzaghi 支持力係数

表-2.1 支持力係数

ϕ	N_c	N_f	N_q	ϕ	N_c	N_f	N_q
0°	5.3	0	1.0	25°	9.9	3.3	5.6
5°	5.3	0	1.4	28°	11.4	4.4	7.1
10°	5.3	0	1.9	30°	20.9	10.6	14.1
15°	6.5	1.2	2.7	36°	42.2	30.5	31.6
20°	7.9	2.0	3.9	40°	95.7	114.0	81.2
				以上			

ある。この効果を式(2.3)の上式に入れるために第2項の地盤材料の単位体積重量を修正したのが式(2.3)の下式である。ここで \bar{f}_s はクイ周囲に働く単位面積当りの平均せん断抵抗、 $\bar{\tau}$ は持上がる地盤の外縁に働く単位面積当りの平均側面摩擦抵抗であり、 n は図-2.1に示すようにクイ下端に発生した土楔の他端の幅とクイ径との比であり、Terzaghi は式(2.3)の下式の値の n を最少とするように選べるとしている。また、地盤の圧縮性のため、クイ下端に発生した土楔に押し上げられる土塊外縁に働く側面摩擦力は外縁に一樣に働かず、下方のみに限られているので、 $\bar{\tau}$ は極限抵抗よりかなり小さくなり、無視するのが安全であるとも述べている。

周囲のせん断抵抗については、Terzaghi は土質調査

6) G.G. Meyerhof, Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of ASCE, 1965 Jan.

あるいは土質試験結果を用いて直接算定しても正しい支持力を計算することはできないものと考えており、式(2.4)のように定性的な単純な式を示している。

$$Q_s = \psi L \bar{f}_s \quad (2.4)$$

Terzaghi に限らず、アメリカの技術者の間では静力学支持力公式は頼りにならぬとの考えをもつ人々が多いようであり、静力学支持力公式について詳細に触れている教科書は少ない。“3. 動力学支持力公式について”で述べるように、クイ打ち公式はなお一層信頼のおけないものであり、支持力算出式のないことは不便であるから、港湾工事設計要覧では砂地盤における \bar{f}_s を式(2.5)により算定するように提案している。

$$\bar{f}_s = \frac{1}{2} \gamma L K_n \mu \quad (2.5)$$

μ ; 土とクイ側面との摩擦係数

K_n ; 静止土圧係数

次の値を標準とする。

しまった砂 0.7, ゆるい砂 0.5

また、粘土地盤に打込まれたクイの周面抵抗は式(2.5')で示されている。

$$\bar{f}_s = c \quad (2.5')$$

Dörr, Terzaghi の支持力算定式は共に地盤の力学的性質に基づいて提案されているが、砂の内部摩擦角など地盤の力学的性質を正確に測定することも困難であり、また、土圧係数、壁面摩擦係数など量的に不明確なものも算定式に含まれているので、必ずしも算定式が正確な支持力を示すとは限らず、当然かなりの誤差が予想される。

砂地盤に打込まれたクイの支持力を標準貫入試験値を介して算定する方法を Meyerhof (1956) が提案している⁶⁾。Meyerhof はコーンテストによる静的貫入抵抗値 q_c (t/m²) と標準貫入試験値 N の間には式(2.6)の関係のあることを、カナダ、アメリカ、ブラジル、イギリスの9地点で行われた比較実験をとりまとめて得た、

$$q_c = 40N \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (2.6)$$

この比較では、 N 値にして $N=1\sim55$ の範囲の資料について検討を行ない、両者の関係をグラフで図示すると各点は、 $q_c=25N$ と $q_c=70N$ の2本の線の間にはさまれ平均的にみると、 $q_c=40N$ と表わされる。ただし、この際地盤が完全に飽和した非常に細かい細砂かシルト質砂で $N>15$ の場合、式(2.7)に示すような修正 N 値 (N') を用いている。

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N-15) \quad (2.7)$$

コーンテストで調査した地盤で行なったクイの荷重試験

結果を整理すると、クイの先端支持力 Q_P と q_c との間には、 $Q_P = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{2}\right) q_c A_P$ の関係があり、平均的にみると、式(2.8)の関係がある。

$$Q_P = q_c A_P \quad (2.8)$$

また、 q_c とクイの周面抵抗 f_s との間関係も同様に整理すると、 $f_s = (0.003 \sim 0.008) q_c$ となり、平均的にみると式(2.9)となる。

$$f_s = 0.005 q_c \quad (2.9)$$

式(2.8)と式(2.9)に式(2.6)の関係代入すると式(2.10)が得られる。

$$\left. \begin{aligned} Q_P &= 40 N A_P \\ f_s &= \frac{1}{5} N \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

ここで、 N をクイ先端での標準貫入試験値とし、根入れ部の平均の N 値を \bar{N} で表わすと、クイの先端支持力 Q_P と周面摩擦による支持力 Q_s はそれぞれ式(2.10')で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} Q_P &= 40 N A_P \\ Q_s &= \frac{\bar{N}}{5} \Psi L \end{aligned} \right\} \quad (2.10')$$

ここで、支持力は(t)で表わされ、 A_P 、 Ψ 、 L は(m)単位である。

Bjerrum(1953) はスカンジナビア半島の粘着力が 4.5 t/m^2 以下の粘土地盤に打込んだクイの載荷試験結果と地盤の粘着力との関係を調べ、式(2.11)を得た⁷⁾。

$$\bar{c}_a = \frac{Q - 9 c_P A_P}{\Psi L} \quad (2.11)$$

ここで \bar{c}_a はクイ周面に働く附着力であり、 c_P はクイ先端附近の地盤の粘着力である。

粘土地盤に打込んだクイの周面抵抗について、Tomlinson (1957) がアメリカ、イギリス、スウェーデンの12ヶ所で行なわれた56本のクイの載荷試験結果を Bjerrum と同じ手法で整理して、図-2.3に示すように、クイ周面に働く附着力は必ずしも粘着力そのものでなく、粘着力が 5 t/m^2 以上になると、かなり小さくなることを示した⁸⁾。この結果、表-2.2に示すような周面附着力をとることを提案している。粘土地盤に打込んだクイを引抜いた時、クイ表面に粘土が附着したまま抜上がってくるクイを見ると、この提案は奇異にみえるが、彼は次のよう

7) 土質工学ハンドブック(クイ基礎)、技報堂、昭和40年、p. 423

8) M.J. Tomlinson, The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, 4th Int. Conf. on SMFE, Vol. 2, 1957, p. 61~71.

9) A.W. Skempton, Cast In-Situ Bored Piles in London Clay, Géotechnique, Vol. 9, No. 4, 1959, p. 170

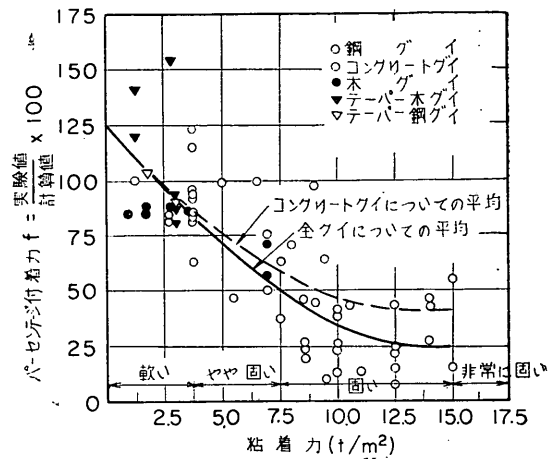


図-2.3 粘着力と附着力との関係 (Tomlinson より)

表-2.2 Tomlinson の提案しているクイ周面での附着力

	\bar{c} (t/m ²)	c_a (t/m ²)
木グイ, コンクリートグイ	0~3.8	0~3.5
	3.8~7.5	3.5~4.5
	7.5~15	4.5~6.5
鋼グイ	0~3.8	0~3.0
	3.8~7.5	3.0~3.8
	7.5~15	—

に説明している。クイを打込むとクイに押しつけられて周囲の地盤は斜上方に移動する。この際に周囲の地盤には無数の間隙が生じ、この間隙を通して表面の水が浸透し、クイ周辺の粘土を弱くする。この結果、クイの支持力は弱化した粘土の強度に支配され、小さな支持力となる。

粘土地盤に打込んだクイではないが、粘土地盤(London Clay)に穿孔し、孔に鉄筋コンクリートグイを打設した場合のクイ周面に働く附着力を、Skempton が Bjerrum, Tomlinson と同様な手法で載荷試験結果より整理して、クイ周面の附着力 c_a と平均粘着力 \bar{c} との間に式(2.12)を示す。

$$c_a = 0.45 \bar{c} < 10 \text{ t/m}^2 \quad (2.12)$$

Skempton の求めた c_a と \bar{c} との関係は、Bjerrum, Tomlinson の求めたものとはクイ基礎の造り方の差異のため多少異なるが、参考のため3つの計算資料と提案値とを併せてプロットしたのが図-2.4である。三者ともそれぞれの提案値だけみると異なっているようではあるが

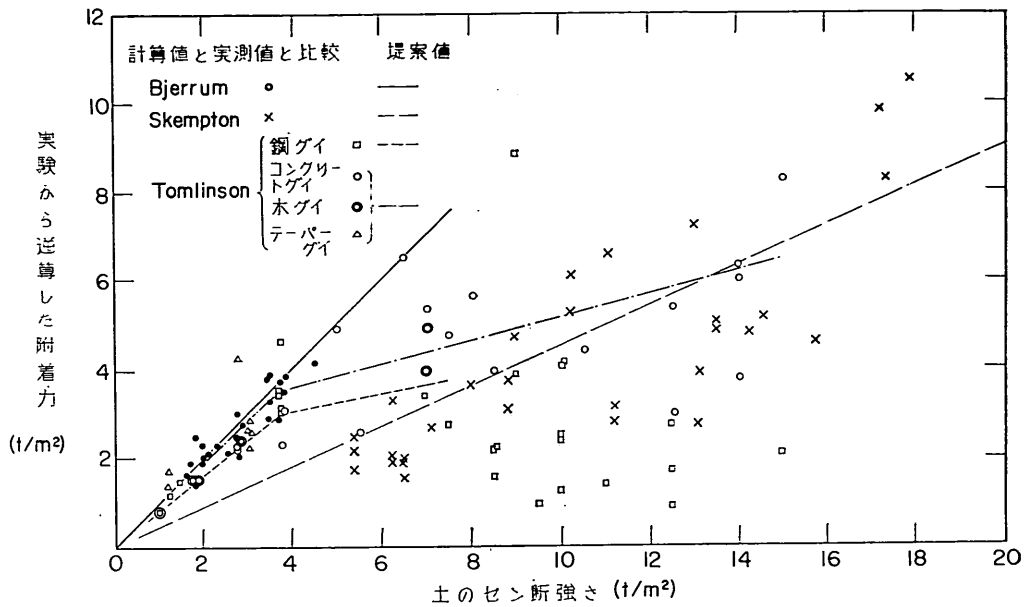


図-2.4 粘土地盤のクイの周辺抵抗に関する Bjerrum, Tomlinson, Skempton の提案値と比較実測資料

計算結果をそのまま重ね合わせると $\bar{c} < 5 \text{ t/m}^2$ の範囲では Bjerrum と Tomlinson の結果はほぼ同じ傾向をもち、 $c > 5 \text{ t/m}^2$ の範囲では Tomlinson の資料のうち鋼グイを除くと、Tomlinson と Skempton の結果はよく似た傾向をもちていることが判る。3種類のデータを重ねてみると、Tomlinson が考えているように、 $c < 4 \text{ t/m}^2$ では $c_a = c$ であり、粘着力が大きくなると附着力 c_a が粘着力よりかなり小さくなることは明かである。

海外の粘土と日本の沖積粘土との間には多少の差異のあることも予想されるので、日本の沖積粘土層に打込んだクイの載荷試験結果をながめてみよう。Bjerrum の整理方法とは異なるが、松下、岸田(1960)は東京沖積粘土層に打込んだ木グイ、コンクリートグイの載荷試験で得た極限支持力 Q_u と、式(2.13)に示す計算支持力 Q とを比較して、両者の比 $\alpha = Q_u/Q$ と地盤の粘着力 ($c \leq 3 \text{ t/m}^2$) との関係を図-2.5に示している¹⁰⁾。

$$Q = 2\pi RL\bar{c} \quad (2.13)$$

この計算ではクイ先端支持力を無視しているが、とりあえずこの影響を検討してみよう。東京沖積粘土に関して

10) 松下清夫, 岸田英明, 摩擦杭の支持力推定に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 66, 昭和35年10月

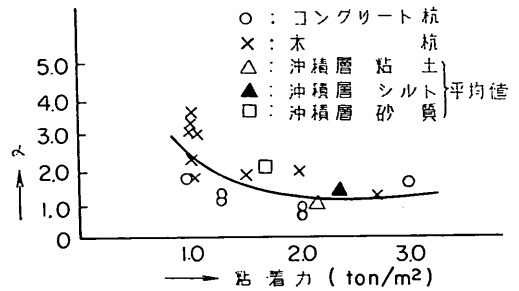


図-2.5 東京沖積粘土層に打込んだクイの支持力(実験値)と計算支持力の比(α)と粘着力との関係(松下, 岸田より)

も Bjerrum の考えがそのまま適用できるとみなすと、先端支持力 Q_P と周面抵抗 Q_s との比は式(2.14)で表わされる。

$$\frac{Q_P}{Q_s} = \frac{\pi \cdot 9 \cdot D^2 \cdot c_P}{4 \pi D L \bar{c}} = \frac{9}{4} \frac{D}{L} \frac{c_P}{\bar{c}} \quad (2.14)$$

ここで、先行圧密荷重がないとすれば、粘着力が深度とともに直線的に増加し、クイ周辺の粘土地盤の平均粘着力 \bar{c} はクイ先端附近の地盤の粘着力 c_P の $1/2$ 程度であり、 $Q_P/Q_s = 4.5 \frac{D}{L}$ となる。ここで用いたクイの長さは $4 \sim 11 \text{ m}$ 程度であり、クイ径も $15 \sim 30 \text{ cm}$ 程度であるので、 $Q_P/Q_s = 4.5 \times (0.03 \sim 0.04) = 0.1 \sim 0.2$ となり、データのバラツキと比較すると、式(2.13)のように先端支

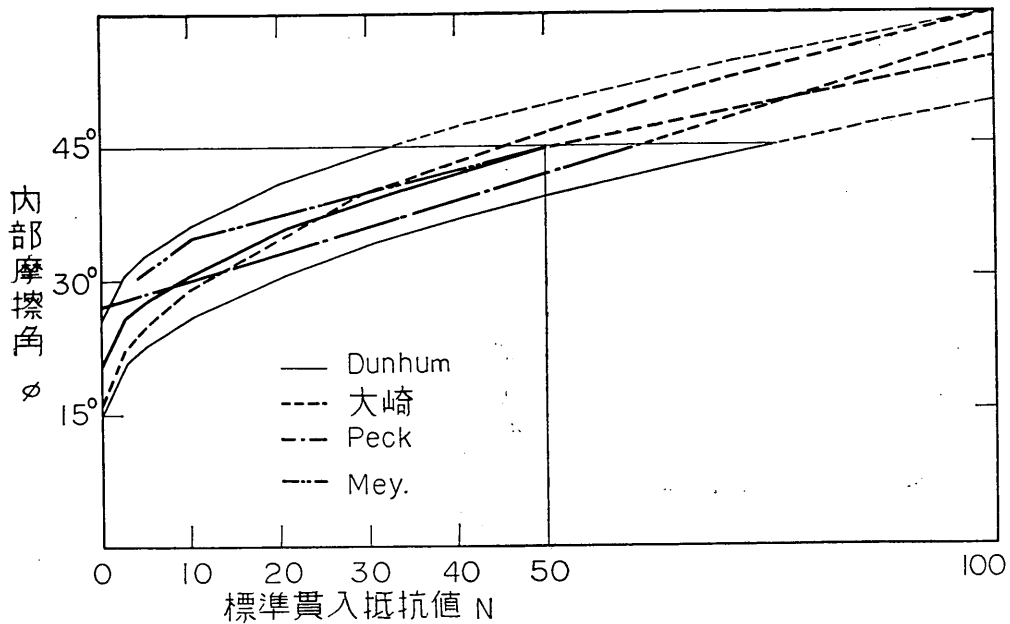


図-2.6 標準貫入抵抗値 N と内部摩擦角 ϕ との関係

持力を無視したための誤差は無視できる程度である。また、先行圧密荷重が十分大きければ、 $\bar{c} \approx c_p$ となるので先端支持力無視の影響は10%以下となりさらに問題は小さくなる。図-2.5によると粘着力が $\bar{c}=1\sim 2\text{t/m}^2$ の範囲では載荷試験結果が計算値の2~4倍となり、Bjerrum, Tomlinson の結果と一致していないが、 $\bar{c}=2\sim 3\text{t/m}^2$ の範囲では両者の比 α は1に近く、Bjerrum, Tomlinson の整理結果とよく似ている。松下、岸田の報告ではサンプリング、土質試験など粘着力の決定方法について触れていないので不明ではあるが、シルト質の地盤であれば地盤強度を粘着力だけで示すと実際の強さよりも弱く表わされるし、また、資料は東京地区で行なわれた各事業主のデータをそのままとりまとめたものであり、しかも時期的にみてサンプリング技術が急速に発展している途上の時期のデータであることから、この粘着力については多少の誤差、しかも強度が弱くでる傾向の誤差があると思わざるを得ない。また、実際問題として根入れ部地盤の平均粘着力が $\bar{c}=1\text{t/m}^2$ 程度しかないような浮きクイ基礎を今後設計することもあり得ず、このような場合には当然クイをもっと深い所まで打込んで根入れを長くして平均粘着力を上げるか、地盤改良を行なうはずである。以上の理由で $\bar{c}=1\text{t/m}^2$ 前後のデータを無視すると、日本沖積粘土層についても、Bjerrum, Tomlinson の考えを適用しても問題はないと判断できる。

図-2.4に粘土地盤でのクイの周面抵抗について、Bjer-

rum, Tomlinson, Skempton の各提案式を比較してみたが、同様に、砂地盤の支持力に関する Dörr, Terzaghi, Meyerhof の提案式を比較してみよう。Dörr の式で周面摩擦係数については $\mu = \frac{3}{4}\tan\phi \sim \tan\phi$ と提案されているが、ここでは $\mu = \frac{3}{4}\tan\phi$ としている。Terzaghi の提案式では、クイ周面に働く土圧係数 K_n 、周面摩擦係数 μ について具体的な量が示されていないが、建築基礎構造設計規準ではゆるい砂で $K_n, \mu=0.25$ 、しまった砂で $K_n, \mu=1.0$ と決めているので、一応式(2.15)のように仮定した。

$$K_n = \mu = \tan\phi \quad (2.15)$$

この値は港湾工事設計要覧の値よりも大きな支持力を与えている。また、Meyerhof の提案式での標準貫入試験値 N も比較のために内部摩擦角 ϕ に換算する必要がある。 N と ϕ との関係については、図-2.6に示すように、Dunhum, Peck, Meyerhof, 大崎など数多くの提案があり、いずれの提案がより妥当であるのか判らないので Meyerhof 支持力は一応上記の関係式すべてを用いて計算して、Dörr, Terzaghi 支持力と比較してみる。

クイ支持力の比較を直接行なう前に、周面支持力 Q_s と先端支持力 Q_p とにわけて、各提案支持力を比較してみよう。それぞれのクイの周面単位面積当りの摩擦抵抗 Q_s/A_s と地盤の内部摩擦角 ϕ とクイ長 L との関係を図-2.7に示す。Meyerhof の単位面積当りの抵抗値 Q_s/A_s

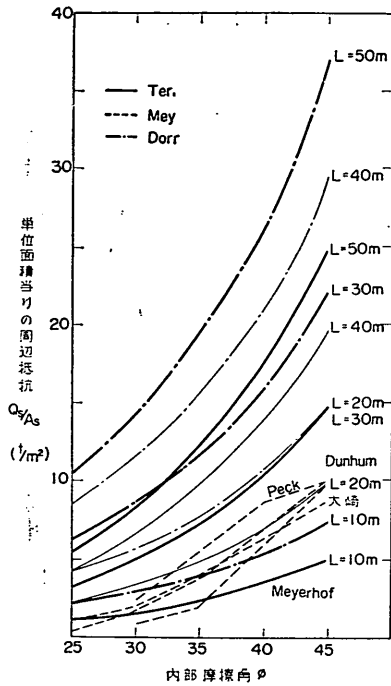


図-2.7 砂地盤に打込んだクイの静力学支持力公式による周辺抵抗

はクイの長さの影響を直接うけないので、一本線で表わされるはずであるが、 N と ϕ との関係をかさまな提案式を用いたため4本の線で表わされている。しかし、Meyerhof 提案の Q_s/A_s 値は大体の傾向としてはほぼまとまった値を示しており、根入れ長をパラメータとしている Dörr, 修正 Terzaghi 支持力とを比較すると

$25^\circ < \phi < 30^\circ$ 修正 Terzaghi 式の $L=5 \sim 15\text{m}$ 相当

Dörr 式の $L=2 \sim 8\text{m}$ 相当

$35^\circ < \phi < 40^\circ$ 修正 Terzaghi 式の $L=10 \sim 25\text{m}$ 相当

Dörr 式の $L=5 \sim 15\text{m}$ 相当

といえる。このような関係は、かりに Meyerhof の支持力公式が正しいとすると、締った地盤に打込んだ根入れの短いクイの支持力を修正 Terzaghi 式で計算すると過少な周面支持力を与えることとなり、ゆるい砂地盤に根入れの長いクイを打込んだ時、Dörr の式で計算すると過大な周面支持力を算出することになる。Dörr の式と修正 Terzaghi 式とを比較すると、全体にわたって Dörr が大きな周面抵抗を与えており、内部摩擦角が小さくなるにつれてこの傾向は強くなる。なお、ここで検討しているのは修正 Terzaghi 支持力であって、港湾工事設計要覧の提案値よりも大きな支持力を与えていることに注意されたい。

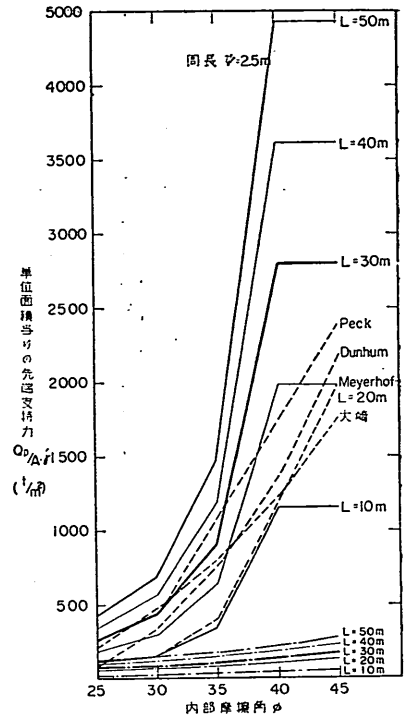


図-2.8 砂地盤に打込んだクイの静力学支持力公式による先端支持力

図-2.8に単位面積当りのクイの先端支持力 Q_p/A_p の Dörr, Terzaghi, Meyerhof の比較を示す。Terzaghi 式には単位面積当りの先端支持力にもクイの断面寸法が影響するのであるが、図-2.8では周長 2.5m のクイについてのみ示す。このクイ断面寸法が影響する程度は表-2.3 で明かなように、クイの周長が $\psi=2.5\text{m}$ のとき ($\phi=800\text{mm}$ の鋼管クイ) ですら、クイの根入れ長が 10m で $\phi=40^\circ$ のとき最大 30% に達する程度であり、この量は周長が短くなると比例して減少する量であり、図-2.8 の中で表わすと、Terzaghi 式の $L=10\text{m}$ の時の値の 2 倍と、 $L=20\text{m}$ の時の値との差で表わされるが、図-2.8

表-2.3 Terzaghi クイ先端支持力に対するクイ断面寸法の影響(%表示)

(但しクイ周長 $\psi=2.5\text{m}$ の場合)

ϕ	25°	30°	35°	40°
L(m)				
10	10.6	11.2	17.0	28.4
20	5.0	5.9	9.3	16.8
30	3.4	4.0	6.5	11.7
40	2.6	3.0	4.9	9.0
50	2.1	2.4	3.9	7.4

で明かなごとくクイ根入れ長に支配される先端支持力に換算すると、たかが1~3m分にすぎない。Terzaghiのクイ先端支持力としては、図-2.8の値を代表としても問題はないと言える。周面抵抗とは異なって、Dörrの先端支持力は Terzaghi, Meyerhof に比べると非常に小さく、クイ先端附近の内部摩擦角 ϕ が大きくなるとこの差異はより大きくなる。Meyerhof と Terzaghi の提案値を大まかに比較すると、 ϕ と N 値との関係式のとり方によってかなり異なるが、大体の傾向として Meyerhof の先端支持力は

$\phi=25^\circ, 40^\circ$ 前後 Terzaghi 式 $L=10\sim 20\text{m}$ に相当
 $\phi=30^\circ\sim 35^\circ$ Terzaghi 式 $L=10\sim 35\text{m}$ に相当

となる。 N と ϕ との関係を Meyerhof の提案式のみにかぎると、Meyerhof の提案値はクイ根入れ長 $L=10\text{m}$ の場合の Terzaghi の提案値とは比較的よく一致している。

我々がクイの支持力とよんでいるものは先端支持力 Q_p と周面摩擦抵抗 Q_s との和である。図-2.9に一樣な地盤でクイ径が 0.5m, 0.7m のクイの Dörr, 修正 Terzaghi, Meyerhof の提案計算支持力を示す。この際 Meyerhof の支持力を計算するにあたっては、 $N-\phi$ の関係を Meyerhof の提案に従った。Dörr の計算値は内部摩擦角の影響はあまり受けないが、修正 Terzaghi, Meyerhof の計算値ではかなり大巾に変化している。大体の傾向としては、 $\phi=30^\circ$ 前後の場合、Dörr と修正 Terzaghi はよく似た支持力を与えている。Terzaghi の

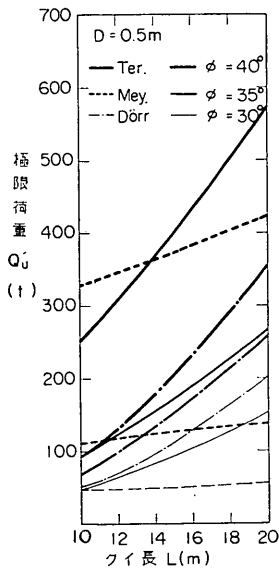


図-2.9(a) 各静力学支持力公式によるクイの支持力

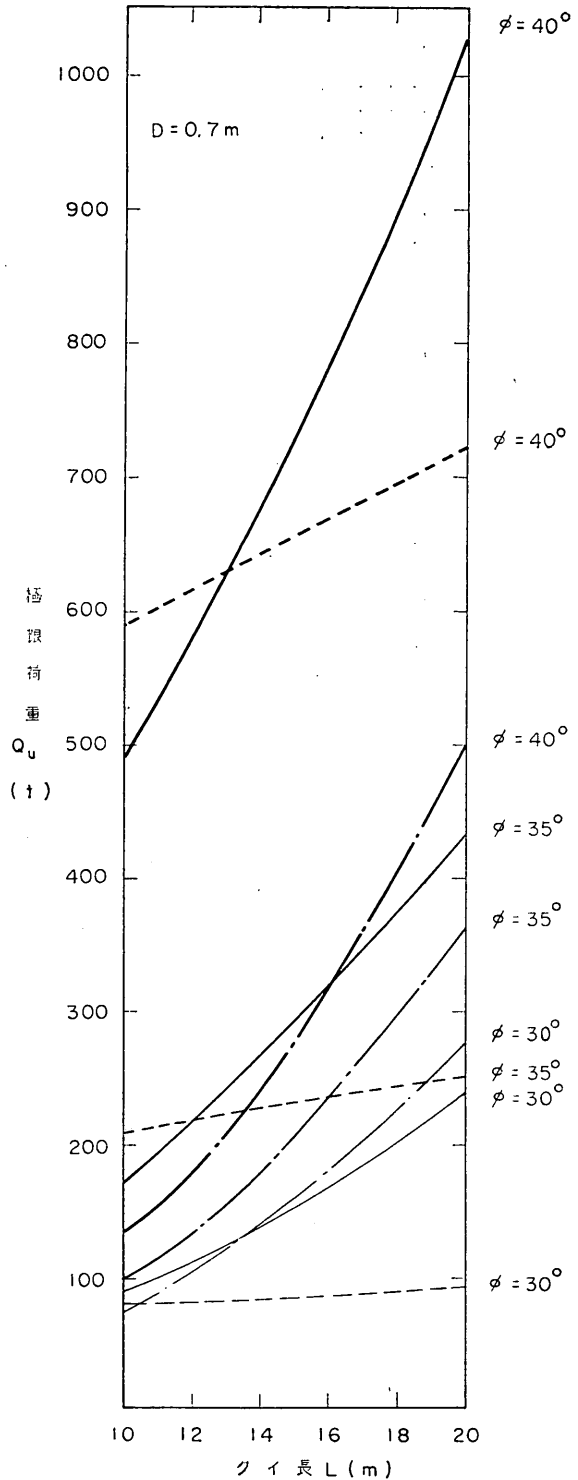


図-2.9(b) 各静力学支持力公式によるクイの支持力

表-2.4 修正 Terzaghi 式と Meyerhof 式
とが同じ支持力を示す根入れ長
(単位: m)

ϕ	D	
	0.5	0.8
30°	10	9
35°	11	12
40°	14	13

修正支持力と Meyerhof の支持力を比較すると、表-2.4 に示すような根入れ長のとき両者は同じ支持力を与える。かりに Meyerhof の式が本当のクイの支持力を示しているとみなすと、一番よく用いられるクイ径が 0.5~0.8m の範囲では根入れ長が 10m 以下のとき修正 Terzaghi の支持力は小さな値を示し、さらに地盤がしまっていると過少な値となり、また根入れ長が 15m 以上の場合には大きな値を示し、地盤がゆるいと過大な支持力となる。

クイの引抜き抵抗にはクイの先端支持力は関与せず、周辺抵抗のみ影響するはずである。そこで、砂地盤に打込まれたクイ ($L=10\sim 20\text{m}$) の Dörr, 修正 Terzaghi, Meyerhof の支持力のうち、周辺摩擦の占める割合を表-2.5に示す。この表をみて、一番顕著なのは、Dörr の

表-2.5 各支持力公式の示す支持力のうち
周辺摩擦の占める割合

$L(\text{m})$	$\phi(^{\circ})$	$D(\text{m})$	Dörr 公式		修正 Terzaghi 公式		Meyerhof 公式	
			0.5	0.7	0.5	0.7	0.5	0.8
			10	30	0.88	0.85	0.50	0.41
	35	0.90	0.86	0.39	0.30	0.29	0.22	
	40	0.90	0.87	0.22	0.16	0.29	0.22	
15	30	0.92	0.89	0.61	0.52	0.38	0.30	
	35	0.90	0.90	0.50	0.41	0.38	0.30	
	40	0.93	0.94	0.31	0.23	0.38	0.30	
20	30	0.94	0.92	0.68	0.60	0.45	0.36	
	35	0.94	0.92	0.58	0.49	0.45	0.36	
	40	0.95	0.93	0.38	0.30	0.45	0.36	

支持力では周辺抵抗が全支持力の 90% 前後を占めていることになり、すべてのクイが摩擦クイということになる。一方、Meyerhof の支持力では摩擦抵抗の占める割

11) 土質工学ハンドブック(クイ基礎), 技報堂, 昭和40年, p. 437

12) R.D. Chellis, Pile Foundations, Mc Graw Hill, 1961, p. 559

合は 20~40% であり、先端支持力の方が支配的であることを示している。一般に砂地盤では深くなるにつれて N 値は大きくなることが多いので、この傾向はさらに強く表われることになる。また、当然予想されることではあるが、根入れが長くなるにつれて周辺摩擦が大きくなってくる。修正 Terzaghi 式では周辺摩擦の占める割合は 15%~70% と大巾に変化している。この割合は Meyerhof とは異なってクイの根入れ長よりも地盤の内部摩擦角の影響を強く受けている。ゆるい砂地盤では Meyerhof の式に比べて周辺摩擦が相対的により大きく働いているが、しまった砂地盤では先端支持力が Meyerhof 式よりも支配的となっている。

3. 動力学支持力公式について

クイを打込んでゆくということは、クイの支持力以上の力をクイに作用させてクイ周辺の地盤を破壊して、クイを地盤中に押込んでゆくことである。したがって、クイ打ちを終了する直前の打込み時のクイの反力を測定すればクイの極限支持力を知ることができるはずである。しかし、打込み時にクイに作用する力を直接測定することはかなり困難なので、ハンマーがクイに与える有効エネルギーとクイの貫入に要する仕事量との釣合から、クイの貫入抵抗を算定しようとする試みがしばしば行なわれている。この算定式がいわゆるクイ打ち公式である。

クイ打ち公式の基本形は式(3.1)に示す通り¹¹⁾。

$$R_{du} S = ef \left[F - F \frac{W_P(1-e^2)}{W_R + W_P} \right] - (X_1 + X_2 + X_3) \quad (3.1)$$

ここで、 R_{du} は極限打込み抵抗、 S はクイの最終貫入量 ef はハンマー効率、 e はクイとクッションとの間の反撥係数、 F は打撃エネルギー、 W_R はラムなど落下体の重量、 W_P はその他のクイ、キャップ、ハンマーのシリンダーなどの静止体の総重量、 X_1, X_2, X_3 はそれぞれクッション、キャップなどの打込み時の弾性変形に要する仕事量、クイの弾性変形、周辺の地盤の弾性変形による仕事量である。

式(3.1)は次の考えから導き出されている¹²⁾。衝突寸前のハンマーのラムの速度を v 、ラム、キャップなどの衝突による圧縮変形が最大となった時のラムやクイの速度を v_c 、弾性変形がもとにもどった時のラムの速度を v_R 、クイの速度を v_c とし、衝突寸前のラムの運動量を M 、圧縮変形が最大となった時のラムの運動量を M_c 、弾性変形がもとにもどった時のラムの運動量を M_R 、クイの運動量を M_P 、圧縮変形を起こさせた衝撃を M_i 、弾性変形をもとにもどす衝撃を M_f で表わす。これら速度と

運動量の間には次のような関係がある。

$$M = \frac{W_R v}{g} \quad (3.2)$$

$$M_c = M - M_i = \frac{W_R}{g} v_c \quad (3.3)$$

$$M_i = \frac{W_P}{g} v_c \quad (3.4)$$

$$M_b = e M_i \quad (3.5)$$

$$M_R = M - (M + M_b) = \frac{W_R}{g} v_R \quad (3.6)$$

$$M_P = M_i + M_b = \frac{W_P}{g} v_P \quad (3.7)$$

式(3.2)～式(3.7)を整理すると、クイの弾性変形ももとにもどった時のクイとラムの速度 v_P , v_R を式(3.8), 式(3.9)で表わすことができる。

$$v_P = (1+e) \frac{W_R}{W_R + W_P} v = \frac{W_R + e W_R}{W_R + W_P} v \quad (3.8)$$

$$v_R = \left\{ 1 - (1+e) \frac{W_P}{W_R + W_P} \right\} v = \frac{W_R - e W_P}{W_R + W_P} v \quad (3.9)$$

衝突終了後、クイとラムのもっているエネルギーを E_f とすると、

$$\begin{aligned} E_f &= \frac{W_P}{2g} v_P^2 + \frac{W_R}{2g} v_R^2 \\ &= \frac{W_R}{2g} v^2 \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P} \end{aligned} \quad (3.10)$$

となる。衝突直前にラムのもっているエネルギー E は

$$E = \frac{W_R}{2g} v^2 \quad (3.11)$$

で表わされるから、衝撃によるエネルギー損失 ΔE は、

$$\Delta E = 1 - \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P} = (1 - e^2) \frac{W_P}{W_R + W_P} \quad (3.12)$$

となる。

一応クイの貫入抵抗 R_{du} を一定とみなすと、クイの貫入に要する仕事量 E_P は、

$$E_P = R_{du} S \quad (3.13)$$

となる。ハンマーのもっているエネルギーは、クイの貫入に費されるが、このほか、キャップ、クイ、周囲の地盤の一時的な弾性変形にも費される。これらの仕事は衝突後に行なわれるので、ハンマーのエネルギーとしては式(3.10)に示されている衝撃後のハンマーとクイのもっているエネルギー E_f を用いるべきである。これらを式で表わすと、

$$\begin{aligned} E_f &= ef F \\ &= E \left\{ 1 - (1 - e^2) \frac{W_P}{W_R + W_P} \right\} \\ &= R_{ds} S + X_1 + X_2 + X_3 \end{aligned} \quad (3.14)$$

13) 大崎順彦, 岸田英明, 鋼グイの支持力

となり、式(3.14)を整理すると、式(3.1)が得られる。

キャップ、クイ、地盤の弾性変形によるラムの移動量を C_1 , C_2 , C_3 とすれば、これら弾性変形のため費されるエネルギー X_1 , X_2 , X_3 は式(3.15)で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{1}{2} R_{du} C_1, & X_2 &= \frac{1}{2} R_{du} C_2, \\ X_3 &= \frac{1}{2} R_{du} C_3 \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

また、ハンマーをドロップハンマーに限れたハンマーのもつエネルギー F は

$$F = W_R H \quad (3.16)$$

と表わされ、式(3.15), 式(3.16)を式(3.1)に代入整理すると Hiley の公式 (1930) が得られる。

$$R_{du} = \frac{ef W_R H}{S + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (3.17)$$

(Hiley 公式)

ここで H はラムの落下高である。

キャップ、クッションの弾性変形量はかなり減少であるから、クイの打込み記録をとるとき、貫入量だけでなくクイ頭の一時的な弾性沈下量、いわゆるリバウンド K をも同時に測定すると、

$$K = C_1 + C_2 + C_3$$

とおくことができるし、またクイを鋼グイに限れば反撥係数も $e=1$ とみなせるので、Hiley の式 (3.17) は式(3.18)のように書きかえられる¹³⁾。

$$R_{du} = \frac{ef F}{S + \frac{1}{2} K} \quad (\text{建築鋼グイ基準, 設計基準式}) \quad (3.18)$$

再び Hiley の式にもどって、クイその他の一時的弾性変形量を式(3.19)のように決めると

$$\left. \begin{aligned} C_2 &= \frac{R_{du} L}{AE} \\ C_1 + C_2 &= 0.0001 \frac{R_{du}}{A} \quad [\text{ポンド} \cdot \text{インチ単位表示}] \\ &= 0.0015 \frac{R_{du}}{A} \quad [\text{kg} \cdot \text{cm 単位表示}] \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

式(3.20)に示すような Canadian National Building Code 式が得られる。

$$R_{du} = \frac{ef W_R H}{S + \frac{R_{du}}{2A} \left(\frac{L}{E} + 0.0015 \right)} \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (3.20)$$

なお、ここで L はクイの長さとする。式(3.20)を整理すると、

$$R_{du} = \frac{A}{L + 0.0015} \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{2ef/L}{A(E + 0.0015)} W_R H \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P}} \right] \quad (3.21)$$

となる (kg·cm 単位表示)。なお、ここで、
 ef ; 0.9 単働ハンマー
 ; 0.8 ドロップハンマー

また、支持グイの場合には式(3.21)に示されている反撥係数 e を通常の場合より 30% 少なくみつもらなければならない。C. N. B. C. を用いるときは安全率を $F_s = 3$ とする。

Hiley の式で一応キャップ、地盤の弾性変形量の和をクイと変形量と等しいと仮定すると

$$\left. \begin{aligned} C_1 + C_3 = C_2 = \frac{R_{du} L}{AE} \\ C_1 + C_2 + C_3 = \frac{2R_{du} L}{AE} \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

となり、さらにハンマーの効率を 100% とみなして整理すると、式(3.23)に示すような Pacific Coast Uniform Building Code 式が得られる。

$$R_{du} = \frac{AE}{2L} \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{4L}{AE} W_R H \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P}} \right] \quad (3.23)$$

P. C. U. B. C. を用いるにあたって、反撥係数 e は次の値をとる。

e^2 ; 0.25 鋼グイ
 ; 0.1 鋼グイ以外

なお、安全率は $F_s = 4$ とする。

C. N. B. C. 式をさらに簡略化して、 $C_1 = C_3 = 0$ 、 $ef = 1$ とすると、式(3.24)に示すような Krapf-Stern (1906) の式が得られる。

$$R_{du} = \frac{AE}{L} \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{2L}{AE} W_R H \frac{W_R + e^2 W_P}{W_R + W_P}} \right] \quad (3.24)$$

式(3.24)で反撥係数を $e = 0$ とすると式(3.25)に示す Redtenbacher の式を、反対に $e = 1$ とすると式(3.26)に示す Weisbach の式が得られる。

$$R_{du} = \frac{AE}{L} \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{2L}{AE} \frac{W_R^2 H}{W_R + W_P}} \right] \quad (3.25)$$

$$R_{du} = \frac{AE}{L} \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{2L}{AE} W_R H} \right] \quad (3.26)$$

両式とも安全率は $F_s = 3$ である。

再び Hiley の式にもどり、キャップ、クイ、地盤の一

時的弾性変形によるエネルギー損失、ハンマーの効率 ef を無視し、反撥係数を $e = 0$ とすると、式(3.27)に示すようなオランダ式が得られる。この式を用いる時の安全率は

F_s ; 10 ドロップハンマー
 ; 6 スチームハンマー

とする。

$$R_{du} = \frac{W_R H}{S} \frac{W_R}{W_R + W_P} \quad (3.27)$$

式(3.27)にラム重量とクイ重量とを追加したものが Ritter の式で式(3.28)に示す。

$$R_{du} = \frac{W_R H}{S} \frac{W_R}{W_R + W_P} + W_R + W_P \quad (3.28)$$

同形のものとして、式(3.29)に示すように Benabecq の式もある。

$$R_u = \frac{W_R H}{2S} + W_R + W_P \quad (3.29)$$

さらに単純化したものとして、式(3.30)に示すような一番古い Sander の式 (1851) がある。この式を用いるときは安全率を $F_s = 8$ とする。

$$R = \frac{W_R H}{S} \quad (3.30)$$

このほかに、数多くのクイ打ち結果をとりまとめて提案された有名な Engineering News の式 (1888) がある。ドロップハンマーを使用する時は式(3.31)を用い、単働スチームハンマーを用いる時は式(3.32)を用いる。

$$\left. \begin{aligned} R_{du} &= \frac{W_R H}{S + 1.0} \quad (\text{インチ単位表示}) \\ &= \frac{W_R H}{S + 2.5} \quad (\text{cm 単位表示}) \end{aligned} \right\} \quad (3.31)$$

$$R_u = \frac{F}{S + 0.25} \quad (\text{cm 単位表示}) \quad (3.32)$$

いずれの場合も安全率は $F_s = 6$ を用いる。

また、同型の式に式(3.33)に示すような E. N. R. の複動式ハンマーに対する修正ともいわれている Bureau of Yards & Docks の式、式(3.34)に示す旧市街地建築物法の式もある。

$$R_u = \frac{F}{S + 0.75} \quad (\text{cm 単位表示}) \quad (3.33)$$

$$R_u = \frac{W_R H}{S + 2} \quad (\text{cm 単位表示}) \quad (3.34)$$

さらにこのほかに、Eytelbein の式がある。ドロップハンマーを用いるときはオランダ式と同じでその他のハンマーを用いるときは

$$R_u = \frac{F}{S + 0.25} \frac{W_P}{W_R} \quad (\text{cm 単位表示}) \quad (3.35)$$

とする。修正 Eytelbein 式として

$$R_u = \frac{F}{S + 0.75 \frac{W_P}{W_R}} \quad (\text{cm単位表示}) \quad (3.36)$$

も提案されているし、またオランダ式によく似た形の式として、式(3.37)のような Navy-Mckay の式がある。

$$R_u = \frac{W_R H}{S \left(1 + 0.3 \frac{W_P}{W_R}\right)} \quad (3.37)$$

いままでの式とは多少異なったものとして、式3.38に示す Nysron の式、式(3.39)に示す Brix Becker の式などがある。

$$R_u = \frac{W_R H}{S} \left(\frac{W_R}{W_R + W_P}\right)^2 \quad (3.38)$$

$$R_u = \frac{W_R H}{S} \frac{W_R W_P}{(W_R + W_P)^2} \quad (3.39)$$

ここに示したクイ打ち公式のほかにも色々な式があるが、これらの式の間にはどのような関係があるのか調べるため、単純な形をしている Sander, E. N. R., Eytelbein そして Navy-Mckay の式を比較してみる。その

結果をドロップハンマーの場合を図-3.1に、単働スチームハンマーの場合を図-3.2に、クイ打ち公式の示す支持力を指示された安全率で除した計算許容支持力とハンマーのもつエネルギーとの比を縦軸に示し、横軸に貫入量を示して比較してある。式の形から当然予想されることではあるが、いずれの場合も、Sander, Navy-Mckay の両式は比較的良好に似ており、ドロップハンマーの場合 Eytelbein の式はこれら両式よりも少し大きな支持力を与え、E. N. R. 式はかなり小さい支持力を与える。しかし、貫入量が2cm以上となると他の式とほぼ同じ支持力を示す。スチームハンマーの場合には $W_P/W_R=1$ の場合には Eytelbein の式と E. N. R. とは一致しており、貫入量が0.7~1.0cmの範囲内のとき4式はほぼ同じ支持力を与えている。Sander の式も E. N. R. の原式も共にドロップハンマーを用いて木グイを比較的ゆるいほぼ一様な砂地盤に打込んでいる場合の支持力を示す式であって、支持グイに使うべきでないことを考えると、このような結果はいたって当然のことといえよう。

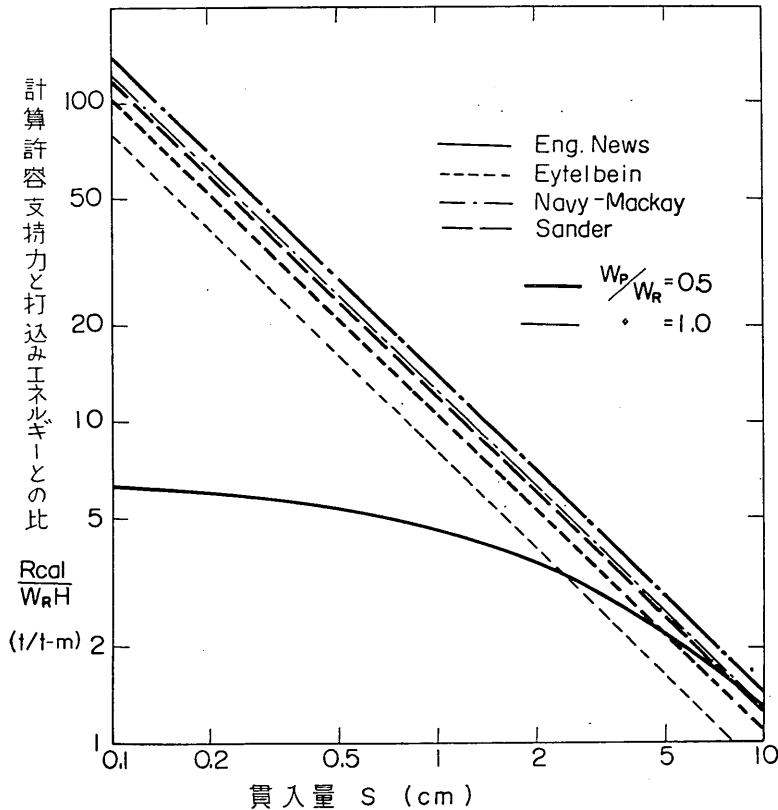


図-3.1 ドロップハンマーに用いるクイ打ち公式間の比較

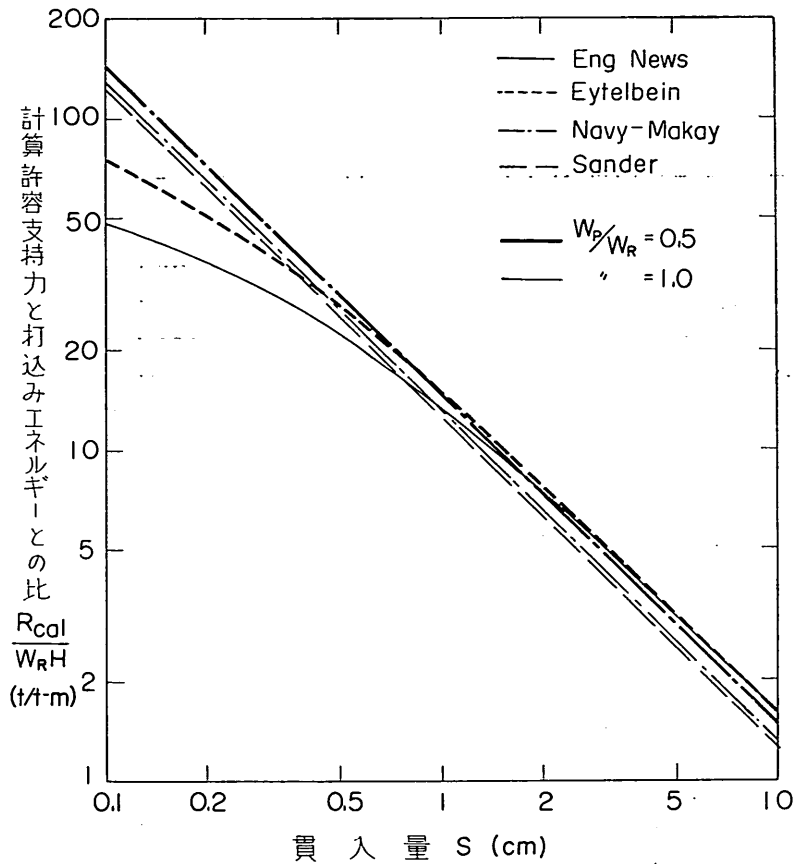


図-3.2 単動スチームハンマーに用いるクイ打ち公式間の比較

同じような考えで、C. N. B. C. (式 3.21), P. C. U. B. C. (式 3.23), Krapff-Stern (式 3.24), Redtenbacher (式 3.25), Weisbach (式 3.26), そして修正 E. N. R. (式 3.33) について、鋼グイ ($L=25\text{ m}$, $E=2.1 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$, $A=280\text{ cm}^2$, $e=0.5$) と鉄筋コンクリートグイ ($L=8\text{ m}$, $E=1.4 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$, $A=510\text{ cm}^2$, $e=0.5$) の計算許容支持力と貫入量の関係を図-3.3から図-3.8までに示す。図-3.3, 4, 5はコンクリートグイに関するものでクイ打機の打込みエネルギーが、1.25 t·m, 3.1 t·m, 5.5 t·m の3種類の場合の関係である。当然予想されることではあるが、式の形の異なっている修正 E. N. R. 式の示す許容支持力と最終貫入量との関係は他のクイ打ち公式の関係とは多少異なっている。他の5式は許容支持力の絶対値に関してはかなりの差異があるが、いずれの場合でも貫入量が1~2 cm より小さくなると貫入量の減少の割には許容支持力が増大しないという共通の傾向を示している。Weisbach の式は全般に他の4式の1.5

倍以上の大きな許容支持力を示し、C. N. B. C. 式と Krapff-Stern 式は常にはほぼ同じ関係を示し、K-S 式が10~20%大きめである。普通クイの最終貫入量は1 cm 以下であるから、この範囲に限ると、最小許容支持力を与えるのは P. C. U. B. C. 式であり、C. N. B. C. 式の60~70%程度である。クイ長15 m, クイ断面積1,000 cm²のコンクリートグイについても同様な計算を行なったが、打込みエネルギーが1.25 t·mのハンマーを用いたときに、最低の許容支持力を与えるのが Redtenbacher の式で C. N. B. C. 式の40~60%であること以外にはすべてクイ長10 m, クイ断面積が500 cm²の比較結果と全く同じであった。これらのことから推察すると、コンクリートグイに関する各クイ打ち公式の許容支持力の相対関係は図-3.3から図-3.5で示されるものと思われる。

図-3.6, 7, 8にはクイ長25 m, クイ断面積280 cm² (径750 mm, 肉厚12 mm) の鋼グイをそれぞれ打込みエネルギー3.12, 5.5, 10.0 t·mのハンマーで打込んだとき

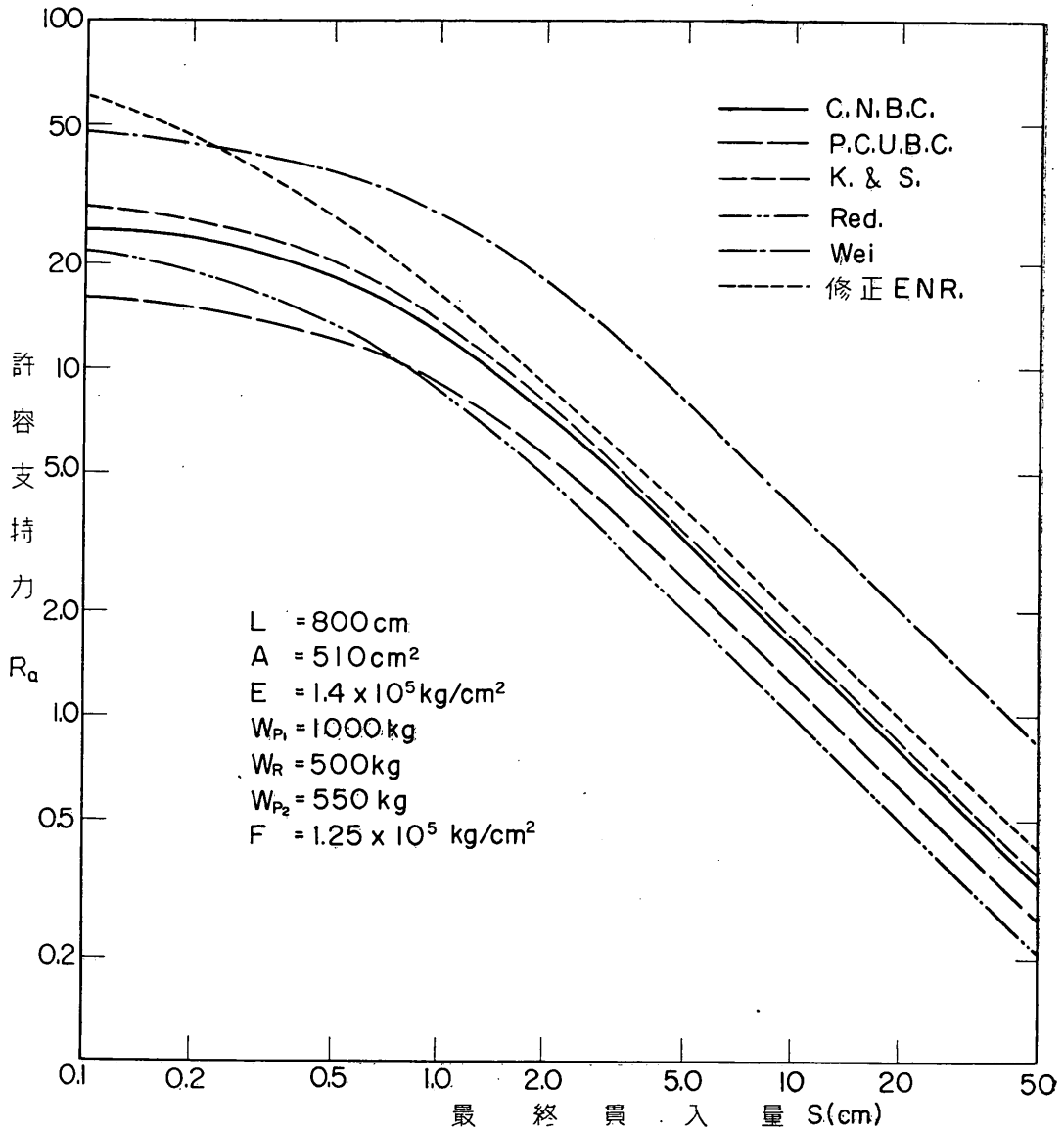


図-3.3 各クイ打ち公式によるコンクリートゲイの許容支持力の比較

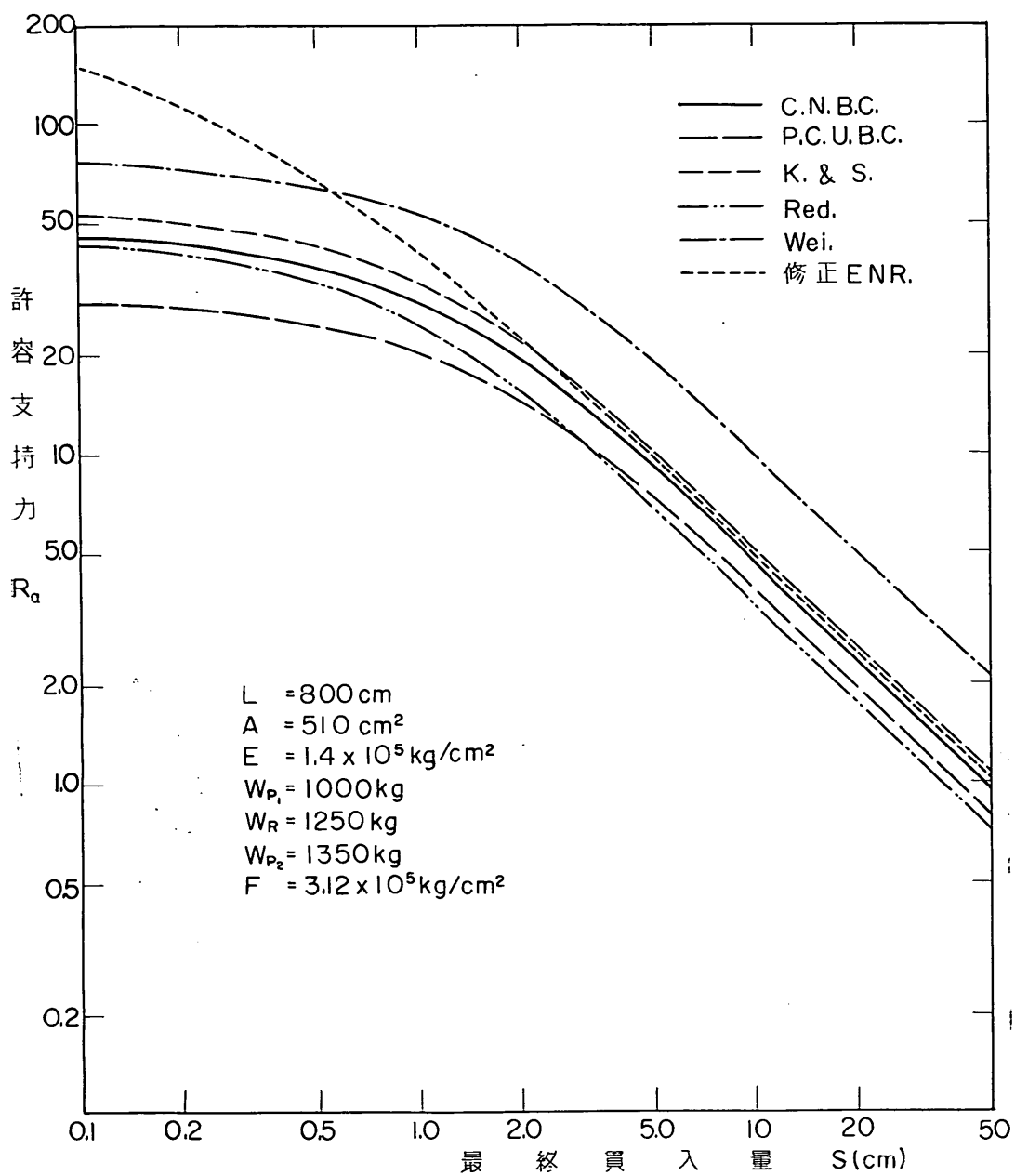


図-3.4 各クイ打ち公式によるコンクリートゲイの許容支持力の比較

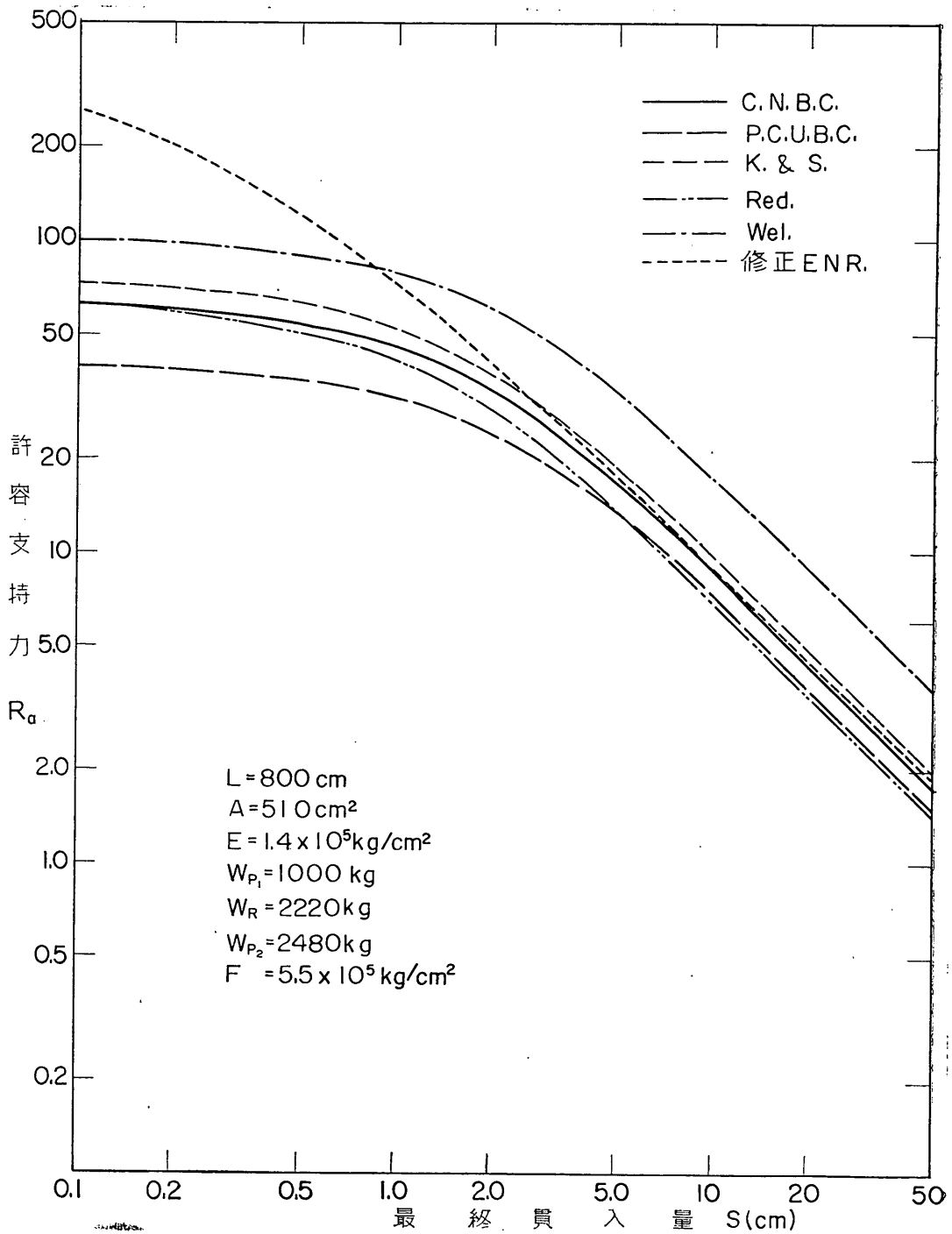


図-3.5 各クイ打ち公式によるコンクリートゲイの許容支持力の比較

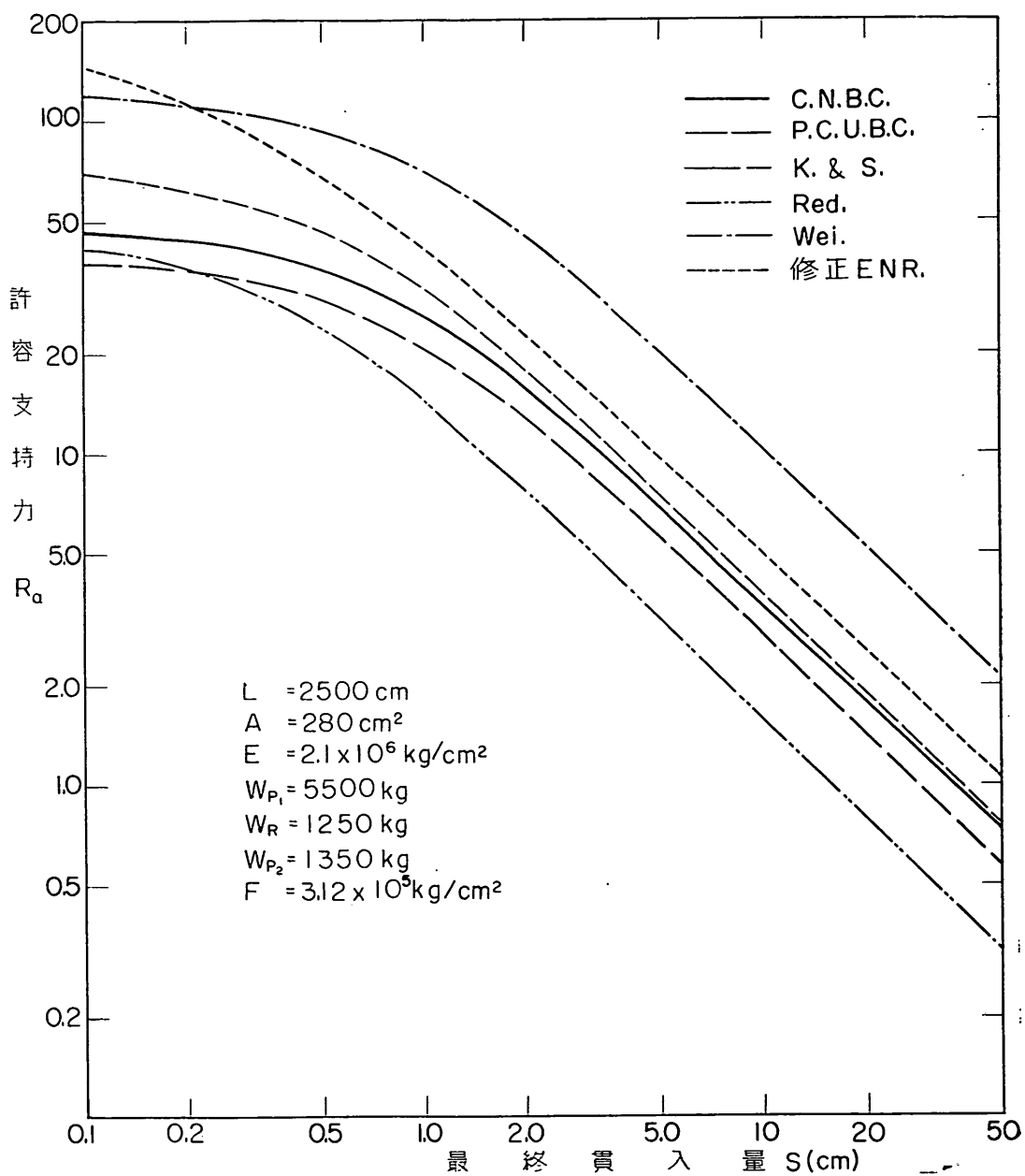


図-3.6 各クイ打ち公式による鋼グイ許容の支持力の比較

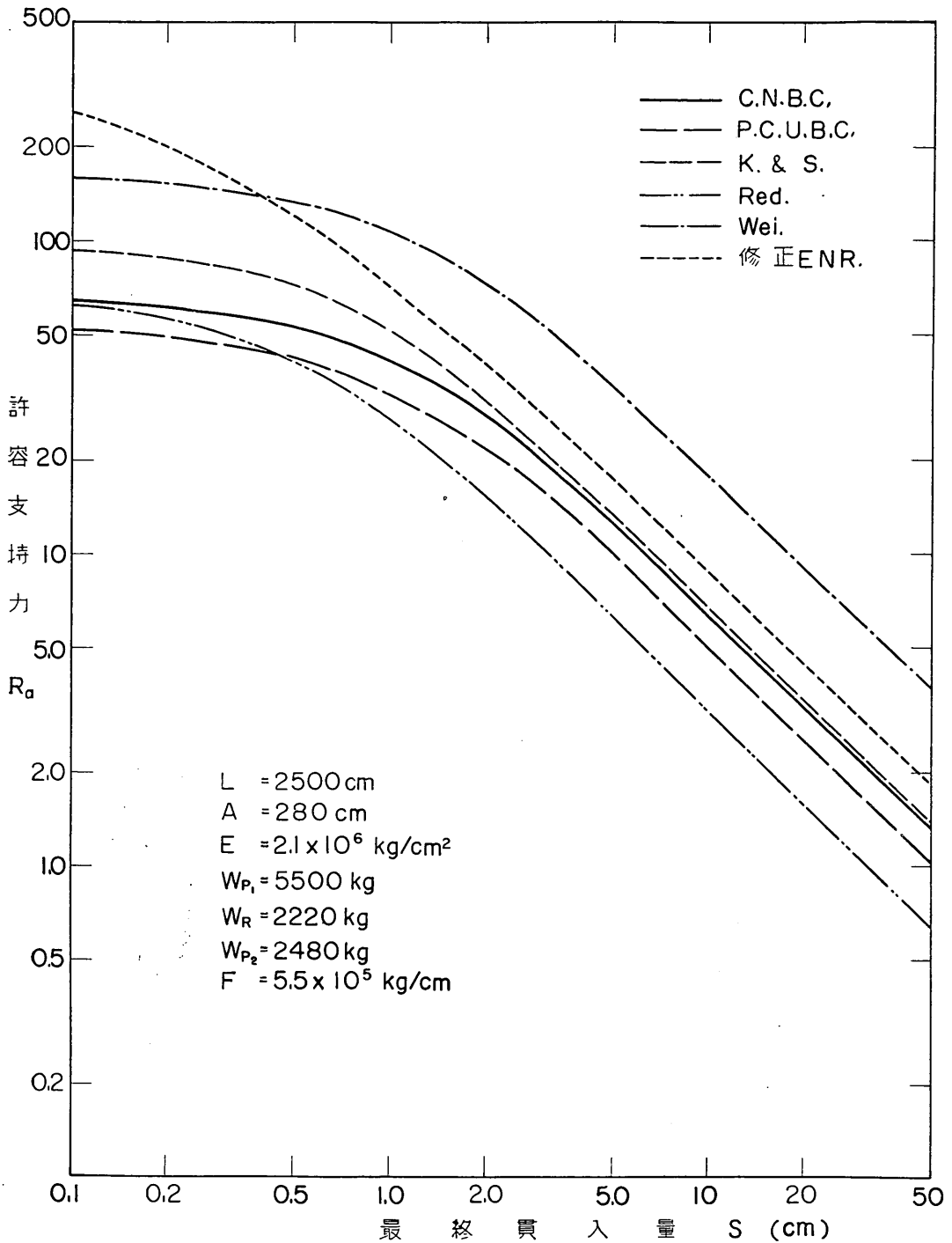


図-3.7 各クイ打ち公式による鋼グイの許容支持力の比較

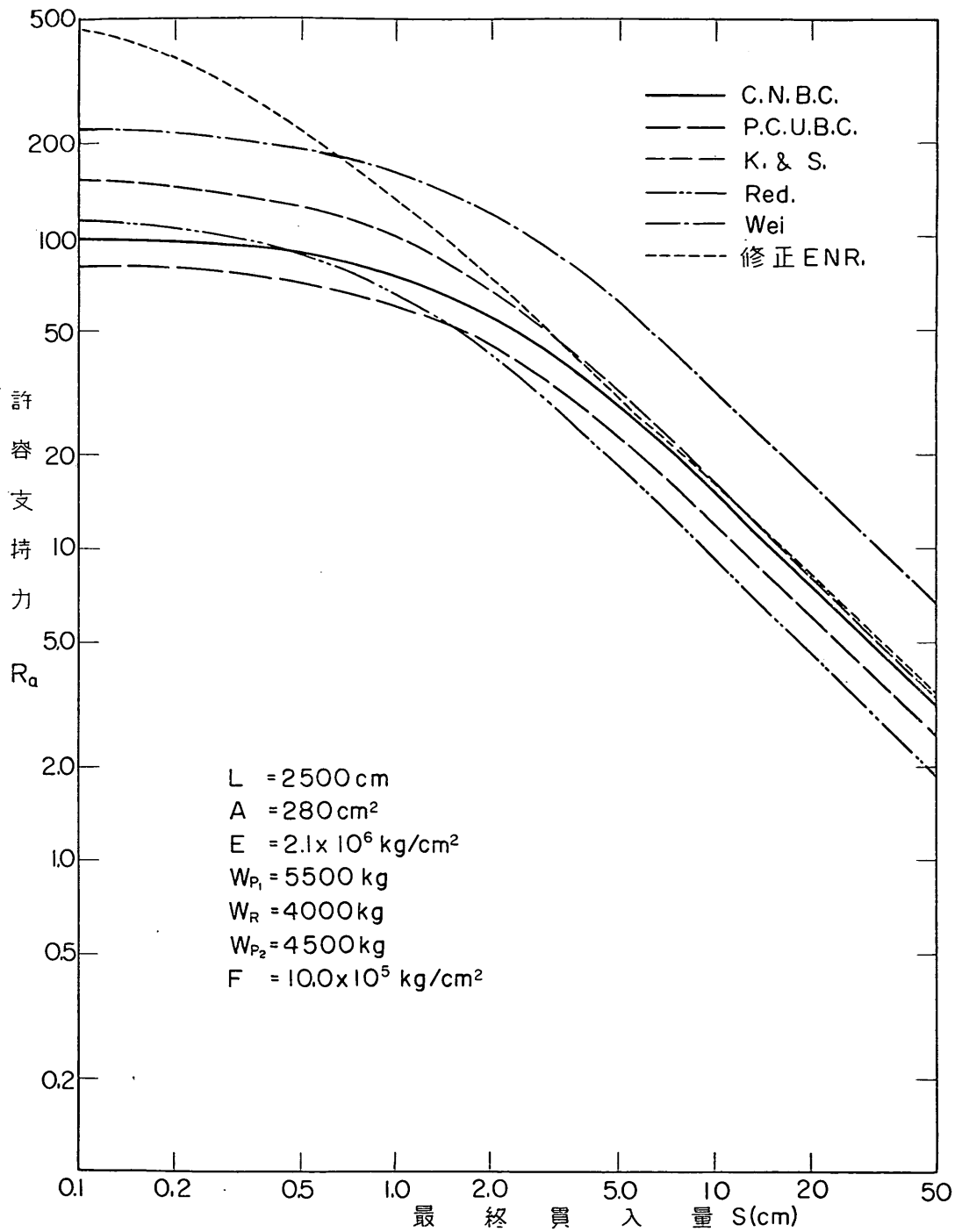


図-3.8 各クイ打ち公式による鋼ゲイの許容支持力の比較

の各許容支持力と貫入量との関係を示す。コンクリートグイと同様に、修正 E.N.R. 式は他の式と異なった傾向を示し、さらに Redtenbacher の式以外の 4 式は貫入量が 1~2 cm より小さくなると許容支持力の増加の割合が低下し、Weisbach の式も常に他の 4 式より 1.5 倍以上大きな許容支持力を与えている。しかし、コンクリートグイの場合には他の 4 式と同じ傾向を示した Redtenbacher の式の許容支持力と貫入量との関係は幾分修正 E.N.R. 式に近ずき、このため、貫入量が 1 cm 以下の範囲でこれら 6 式のうち最小の許容支持力を示す式は必ずしも P.C.U.B.C. 式ではなく、また C.N.B.C. 式は Krapff-Stern 式よりもむしろ、P.C.U.B.C. 式に近い許容支持力を与えるようになり、両者の差は、C.N.B.C. 式の 25% 以下である。図-3.6, 7, 8 に示した鋼グイよりも、もっと縮みやすい鋼グイ、長さが 30m, 断面積が 180cm² (径が 600mm, 厚さが 10mm) について同様な計算を行なってみたが、図-3.6, 7, 8 とほぼ同じ傾向を示していることが確かめられる。ただし、P.C.U.B.C. 式の許容支持力はさらに C.N.B.C. 値に近づきその差は 20% 以内におさまっている。この例から各グイ打ち公式による鋼グイの許容支持力値間の関係は図-3.6, 7, 8 で代表されるであろう。

図-3.3~3.8 をながめてみると、各許容支持力値の間には非常に大きな差があることに気づく。修正 E.N.R. 式をも含めて検討すると、貫入量が 1 cm から 0.1 cm の範囲でも最大許容支持力値は同じ貫入量に対する最小値の 7 倍に達し、式の形が比較的良好に似ている C.N.B.C. 式、P.C.U.B.C. 式、Krapff-Stern 式、Redtenbacher 式、Weisbach の各式の間でも、最大値と最小値との比は、コンクリートグイで 3、鋼グイで 5 にもなっている。このことは一つのグイ打ち記録から 3~5 倍異なった許容支持力が示されることであり、グイ打ち公式の信頼性の薄さを示すものであろう。

グイ打ち公式を用いてグイの支持力を算定するときには次の 3 点に注意しなければならない。グイを打込む地盤が粘土地盤かあるいは細粒のシルト質地盤であるときは、打込み時の貫入抵抗はグイの支持力と全く異なったりかなり小さい値を示す。グイの貫入によって周囲の地盤が攪乱され、以前の強度に比べて非常に弱化する。しかし、グイの打込みが終了し地盤への騒乱作用が止まると、時間の経過と共に強度が回復してゆく。このような現象

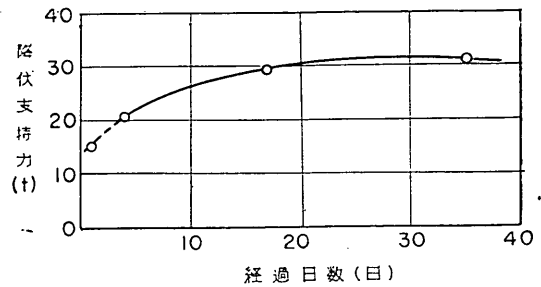


図-3.9 グイ打ち終了後の時間の経過による支持力増加状況

の 1 例として粘土地盤に打込んだグイの支持力の回復状況を図-3.9 に示す。容易に打込んでいたグイを何らかの事情で一旦途中で打込みを中止し、翌日同じハンマーで再度打込み作業を開始したけれど、打込みができずハンマーを換えて施工したという例もあり、また、これほど極端でなくとも、打込みを再開したときの貫入抵抗が非常に大きかった例は非常に多い¹⁴⁾。しかし、いずれの場合も、ある程度グイを打込むと再び周囲の地盤はリモールドして以前と同じ貫入抵抗を示す。このように、グイ打ち終了時の貫入抵抗と打込み終了後かなりの日時を経過したグイの支持力の間には密接な関係がないので、グイを粘土地盤などに打込む場合は、グイ打ち公式で支持力を算定したとしてもこの値は全く信頼がおけない。

上記の例とは反対に、打込み終了後グイの支持力が減少した工事報告もある¹⁵⁾。完全に飽和した粒の粗い砂地盤にグイを打込み途中一旦中止して 24 時間後に打込みを再開したら、貫入抵抗が半減したということである。粒子が粗いためグイの打込み中という短期間内では粒子間の移動が自由ではなく、本来の地盤のもっている以上の貫入抵抗を示しているが、打込み終了後、徐々に粒子の再配列が行なわれ、再開の時には本来の貫入抵抗を示したものである。

以上 2 つの例は共にグイを打込んでいる地盤自体の性質が、打込み中の状態と打込み終了後かなりの時間が経過したあとの状態との間に変化が起きるため、本質的にグイ打ち公式を用いることができなくなる例ではあるが、このほかに、打込んだ地盤の下方の地盤の性質の影響を受けることもある。グイも直接支持している地盤が良好な砂地盤であって、その下方に軟弱な粘土がある場合には、打込み中の貫入抵抗はもっぱら砂地盤の性状によって支配されるのでグイ打ち公式はかなり良好な支持力を与えるが、グイ基礎となって長期荷重が作用するとすると事情はかなり違って下方の軟弱粘土層の影響をうける。基礎が大きくなると、基礎の荷重の影響範囲は深

14) 比田正, 高島 3 号橋樑の設計と施工, 土と基礎, Vol. 1, No. 1, 昭和 28 年 4 月

15) R.D. Chellis, Pile Foundations, Mc Graw Hill, 1961, p. 51

くなるので実際のクイ基礎の支持力は下方の地盤の支持力が弱い影響をうけてクイ打ち公式の示す値よりは小さくなる。このようにクイ打ち公式には色々の問題点が多いので、使用にあたっては十分注意しなければならない。

4. 極限支持力について

クイの極限支持力は当然クイが耐え得る最大の荷重に等しい。ここでまず問題になるのは、クイが耐えている状態とは具体的に何を意味するかということである。上部構造物への影響という点からみると、極限状態は荷重によるクイ頭の沈下量によって決められるべきものと思える。このような観点に立つとすれば、荷重が長期間にわたって作用する場合には、地盤のクリープをも考えねばならない。一方、長期荷重が働くクイ基礎を設計するときはクイに作用する荷重をクリープが途中で終了する程度の荷重以下におさえ、しかも、この時の全沈下量が上部構造物に悪影響を与えない範囲におさえるはずである。したがって、クイ頭沈下量の面より耐え得ると規定される荷重は極限荷重というよりもむしろ、許容荷重とよぶべきであろう。一応、極限荷重とは、クイの全沈下量についてはとくに限界をおかずに、クリープなどを考

慮してもなおかつクイが安定状態を保ち得る限界の荷重に相当するとみなすべきであろう。

現実の載荷試験をながめると、クイの極限荷重を求める面から、最大試験荷重を定めるのではなく、設計荷重が作用しても十分安全であることを確認するために、設計荷重の2倍程度に最大荷重を決めている。したがって、たまたま設計荷重が極限荷重に比べて非常に小さく数分の1程度にすぎなかったならば、試験最大荷重は極限荷重に比べてかなり小さい値となり、最終荷重下であっても、クイ頭はクリープによる沈下現象を起こさないこともあり得る。このため、通常の載荷試験結果を多数集めたとしても、クイの極限支持力と地盤の力学的性質などとの間の関係を統計的に整理するのは難しい。またたまたま最大試験荷重が極限荷重に近い場合でも、港湾工事現場で行なっている載荷試験の中には、試験の費用と工期との都合で載荷の一段落の荷重の上げ幅を大きく、載荷段階数も少なく、また、載荷時間も比較的短かいものがあるが、この種の試験結果から正確な極限支持力を判定するのは難しい。せつかく、載荷試験を行なうのであれば正しい試験要領に基づいて行ない、利用できるデータを整備すべきであろう。

表-4.1 クイ 載 荷 試 験 総 括 表

No.	クイ材質	長さ (m)	根入 長 (m)	断 面		降伏 荷重 (t)	最大 荷重 (t)	極限 荷重 (t)	クイ下端の土質			計算支 持力		そ の 他
				φ	t				クイ下端土質	N値	qu (t/m ²)	設計 基準	要覧	
1	鋼管グイ	25.5	16.0	711	12.7	100	110	110	砂質シルト	4	5.5	132	152	下端より 1.5m下 にローム N=8
2	"	30.0	17.0	400	—	110	140	140	シルト質粘土	—	4.8	66	71	
3	"	30.0	28.5	560	12.0	110	160	160	粘土	6	—	131	131	
4	"	28.0	18.0	610	9.0	120	190	—	粘土まじり砂礫	32	—	178	215	
5	"	24.0	13.5	485	6.0	95	120	120	礫まじり粘土	7	(7.8)	124	154	
6	"	24.0	14.5	485	6.0	120	135	135	"	8	(7.8)	136	184	
7	"	24.0	24.0	485	6.0	290	300	—	砂礫	25	—	323	425	
8	"	24.0	17.0	485	6.0	140	190	190	礫まじり粘土	6	(7.8)	145	209	
9	"	24.0	21.0	485	6.0	175	260	260	"	7	(7.8)	164	242	
10	"	—	16.8	711	12.7	165	220	220	粘土	14	—	150	169	
11	"	31.0	19.0	1200	11.0	400	489	—	砂礫	50	—	2460	2470	
12	"	18.0	16.2	500	9.0	110	150	150	砂	18	—	189	134	
13	"	21.0	19.2	500	9.0	95	140	140	粘土まじり砂	18	—	106	125	
14	"	24.0	22.2	500	9.0	100	125	125	有機土	21	—	108	162	
15	"	27.0	25.2	500	9.0	170	200	200	砂	35	—	244	273	
16	"	30.0	28.2	500	9.0	150	205	205	"	41	—	329	962	
17	PCコンクリートグイ	8.9	8.6	350	—	26	38	38	砂質シルト	4.3	—	28	21	
18	鋼管グイ	23.5	17.0	650	—	80	210	—	粘土	13	—	—	—	
19	"	23.5	17.0	650	—	95	120	120	"	13	—	—	—	
20	"	—	15.0	—	—	265	310	310	風化頁岩	54	—	—	—	
21	"	—	15.0	—	—	250	350	—	頁岩	150	—	—	—	

No.	クイ材質	長さ (m)	根入 長 (m)	断 面		降伏 荷重 (t)	最大 荷重 (t)	極限 荷重 (t)	クイ下端の土質			計算支 持力		そ の 他
				φ	t				クイ下端土質	N値	qu (t/m ²)	設計 基準	要覽	
22	〃	—	13.0	—	—	270	300	300	〃	75	—	—	—	
23	〃	—	3.75	700	12.0	170	205	205	シルト	27	—	—	—	
24	〃	24.0	9.0	700	12.0	170	185	—	〃	17	—	—	—	
25	PCコンク リートクイ	—	14.0	400	—	75	100	—	砂礫	15	—	111	57	
26	〃	—	10.0	400	—	55	100	—	〃	18	—	88	30	
27	〃	—	8.0	300	—	15	40	40	腐食土	9	—	24	—	
28	〃	—	6.7	500	—	56	83	83	礫まじり砂	31	—	117	50	
29	〃	—	6.5	300	—	66	85	85	〃	21	—	108	49	
30	鋼管クイ	30.0	28.9	500	9.0	260	284	—	砂礫	36	—	456	881	先端閉
31	〃	30.0	28.9	500	9.0	278	278	—	〃	36	—	456	881	〃
32	〃	30.0	28.9	500	9.0	257	298	—	〃	36	—	456	881	〃
33	〃	30.0	28.9	500	9.0	281	326	—	〃	36	—	456	881	〃
34	〃	30.0	28.9	500	9.0	212	212	—	〃	36	—	456	881	
35	〃	30.0	28.9	500	9.0	240	291	—	〃	36	—	456	881	
36	〃	30.0	28.9	500	9.0	263	298	399	〃	36	—	456	881	
37	〃	30.0	28.9	500	9.0	307	338	338	〃	36	—	456	881	
38	〃	44.0	32.0	500	16.0	70	200	—	粘土まじり砂礫	100	—	319	325	
39	〃	—	31.0	508	12.7	200	250	245	シルト質細砂	24	—	367	1076	
40	〃	—	28.0	508	12.7	200	250	250	細砂	28	—	380	909	
41	〃	22.0	21.0	500	8.0	240	300	—	砂礫	50	—	621	507	
42	〃	28.0	27.5	600	8.0	300	360	—	〃	50	—	714	—	
43	〃	42.0	37.0	485	9.0	126	156	—	細砂	54	—	470	697	
44	〃	24.0	24.0	485	9.0	70	90	90	粘土	—	3.3	127	149	
45	〃	19.5	16.5	324	7.0	100	160	160	砂岩	50	—	—	206	
46	〃	33.5	32.0	356	6.5	200	240	(240)	砂礫	32	—	381	368	
47	〃	33.0	32.0	485	9.0	250	320	320	シルト質細砂	21	—	309	—	
48	〃	40.0	38.5	485	9.0	280	350	350	砂	59	—	519	1181	
49	〃	33.0	32.0	500	9.0	320	410	410	砂礫	32	—	414	558	
50	〃	12.0	11.5	500	9.0	—	100	100	砂	14	—	198	72	1.0m 下にシルト 質あり
51	〃	36.0	35.5	508	8.0	220	240	—	砂礫	83	—	534	678	
52	〃	41.0	—	508	9.0	99	300	—	ローム	25	—	195	—	
53	〃	29.0	28.0	600	9.0	220	380	—	砂礫	53	—	459	555	
54	〃	55.4	53.5	610	9.0	320	350	350	粘土	4	—	419	1633	
55	〃	—	—	650	10.0	400	450	—	—	—	—	880	—	
56	Hクイ	30.0	30.0	250×255×14	170	180	—	—	砂岩	86	—	—	161	
57	〃	35.0	30.0	250×255×14	300	315	—	—	〃	86	—	—	170	
58	〃	30.0	27.0	300×305×15	110	170	170	—	〃	53	—	189	263	
59	〃	—	25.0	300×305×15	160	205	—	—	粘土	19	—	264	171	
60	〃	42.5	41.0	300×305×15	195	290	290	—	砂	—	—	—	—	
61	〃	19.0	17.0	300×305×15	200	295	295	—	砂岩	50	—	—	196	
62	〃	46.0	45.0	300×305×15	220	250	(250)	—	細砂	50以上	—	301 (417)	702	
63	〃	33.5	32.0	300×305×15	220	240	240	—	砂礫	83	—	405	415	
64	〃	31.0	31.0	300×305×15	240	320	320	—	泥岩	86	—	—	231	
65	〃	33.5	—	300×305×15	360	380	—	—	砂礫	83	—	447	590	
66	〃	33.0	—	400×400×12	250	305	305	—	細砂	21	—	303	—	
67	〃	21.0	20.0	400×400×12.5	190	230	230	—	砂	20	—	225	268	

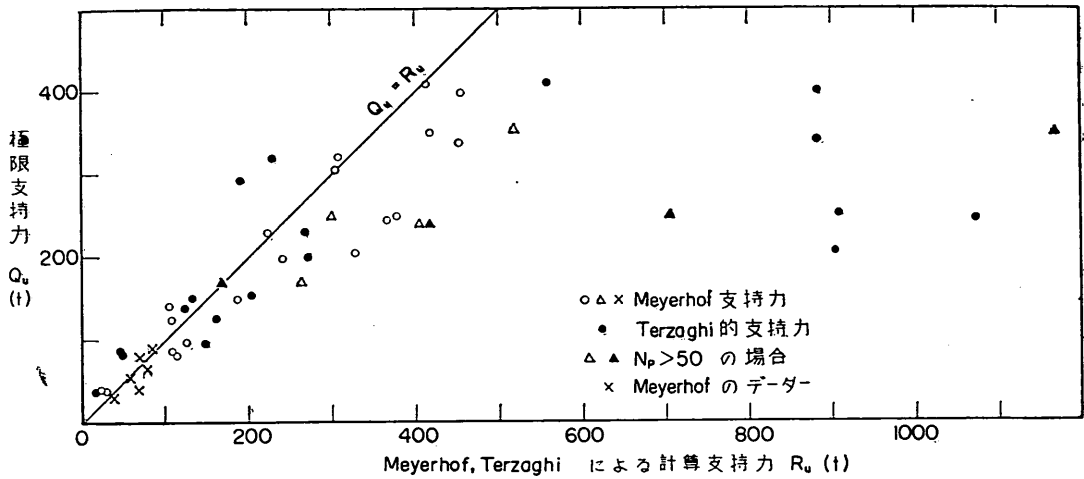


図-4.1 砂地盤内のクイの極限支持力 Q_u と Meyerhof, Terzaghi による計算極限支持力 R_u との比較

表-4.1に最近港湾工事現場で行なった載荷試験，その他の現場で行なわれ，しかも地盤の N 値， q_u など地盤強度もあわせて正確に判明している載荷試験¹⁶⁾とをとりまとめておく。これらの試験結果のうち，載荷重とクイ頭の沈下量との関係，クイ頭の残留沈下量を勘案して，クイが極限状態に達したと判断できる場合，最大荷重を極限荷重とし書き加えてある。これら実測極限荷重と港湾構造物設計基準に示した Meyerhof の極限支持力式(2.10')との関係を図-4.1に○印で示す。また，我々の集めた資料が鋼グイ中心となったため，木グイ，コンクリートグイの資料が少なくなり，支持力の小さい載荷試験結果が少ないので，Meyerhof 自身が行なった比較結果も×印で併せて表示しておく。ただし，粘土地盤に打込まれたクイの支持力は Meyerhof の支持力で表示できないので，ここでは割愛して，図-4.1には砂地盤に打込んだクイのみを表示しておく。

$$R_{u\text{cal}} = 40NA_p + \frac{\bar{N}}{5}\psi L \quad (2.10')$$

なお，前に述べたように Meyerhof が式(4.1)を提案したときの検討資料では地盤の N 値がほとんど $N < 50$ であり，また N 値による地盤強度の判定も $N < 50$ の範囲に限るべきであるとの意見もあるので¹⁷⁾， $N > 50$ となるような地盤には単純に式(2.10')が成立するとは思えない。そのためここでは，あとで述べる要領で算出した

16) 大筒順彦，岸田英明，鋼グイの支持力，打撃応力に関する2, 3の問題，日本建築学会論文報告集，No. 79，昭和37年11月

17) 土質調査法，土質工学会 p. 86，昭和39年

18) 引用文献16)と同じ

19) 引用文献16)と同じ

クイ下端付近での平均 N 値が $N_p > 50$ の場合には△印を用いて表示し， $N_p < 50$ の例とは区別できるようにしてある。なお，式(2.10')の第1項はクイ先端の支持力を意味しているが，この N 値はクイ下端から下方への $2D$ の範囲の平均 N 値 \bar{N}_1 と，下端より上方へ $10D$ の範囲の平均 N 値 \bar{N}_2 の平均値としている¹⁸⁾。

$$N = \frac{1}{2}(\bar{N}_1 + \bar{N}_2) \quad (4.1)$$

図-4.1をながめると，データは必ずしも $Q_u = Q_{u\text{cal}}$ の直線に集まっておらず，ある程度バラついており，とりわけ支持力の大きいクイの場合には計算値は実測値よりも大きくなる傾向があり，計算値の1.5倍程度になることもある。しかし，土を材料としている以上，この程度のバラツキは当然であり，しかも大体の傾向としてこのように計算支持力が実測値より過大な支持力を示すのは，クイ下端の N 値が大きい場合 ($N_p > 50$) なので，クイ下端の N 値が大きい場合以外には Meyerhof の式はかなりよく極限支持力を表わしていると思わせる。

なお，前には触れなかったが，Meyerhof はクイの打込みによる地盤の土の排除量の多少によって，支持力式を多少変えて提案しており， H グイなど排除量の少ない場合には式(4.2)により支持力を算出することをすすめている。

$$R_u = 40NA_p + \frac{1}{10}\bar{N}\psi L \quad (4.2)$$

しかし，図-4.1では H グイの支持力として式(4.2)を用いず，式(2.10')を用いて計算しているが，その結果は明かなように， H グイと鋼管グイの間には顕著な差異はみられず¹⁹⁾， H グイとして特に支持力式を使いおける

必要のないことを示している。

砂地盤に打込まれたクイの支持力は前に述べたように Meyerhof のほかにさまざまな提案式があり、よく用いられているものとして、Terzaghi, Dörr の式がある。しかし、両式とも支持力は我々が直接土質調査で測定し得ない地盤の内部摩擦角で表示されており、支持力算定のために N 値から内部摩擦角への読みかえが必要となり、また、支持力式自体も Meyerhof の式よりも多少複雑であり、支持力の推定作業としては Meyerhof の式を用いるのが便利である。一応、参考のために、Terzaghi の考えにしたがって計算した支持力と載荷試験結果とを 図-4.1 に併せて示してある。ただし、クイ下端の支持力は Terzaghi の支持力をそのまま用いてはあるが、周面の抵抗は式(2.15)のように

$$K_n = \mu = \tan \phi$$

として計算し、さらに N 値から ϕ を換算するときには 図-2.6 に示した大崎の提案した関係による。支持力が小さいクイでは Meyerhof とほぼ同じ傾向を示しているが、支持力が大きくなると、非常に過大な支持力を示すことになり、Terzaghi 支持力式を単純に計算することは非常に危険であることを示している。両者を比較すると、Meyerhof の支持力は簡単なだけでなく、極限支持

力もまた他の式にくらべると比較的正確に示していることがわかる。

q_u などで地盤強度が確認された粘土地盤に打込んだ浮きグイの載荷試験例は少なく入手しがたい。我々が手に入れた資料の中でクイの全根入れが粘土地盤に打込まれた例は、横須賀港長浦岸壁、広島港宇品岸壁、八間堀川橋梁基礎の3例しかない。このうち、長浦岸壁での載荷試験結果についてクイ周面の附着力に関する各種計算法を用いてクイの極限支持力を算出し、比較してみよう。原地盤の海底面は-9mで、-25mまで軟弱地盤が続きその下方に砂質シルト ($N=5$) が6m続き、その下に土丹がある。粘土層の強度は 図-4.2 に示すように、 $q_u=0.5 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ であり、-16m附近より下方では Tomlinson の限界である $c=3.5 \text{ t/m}^2$ より大きな粘着力となっている。クイは外径0.71m長さ28.5mの鋼管グイを-25mまで打込んである。載荷はオイルジャッキにより行ない、最大荷重110tまで載荷し得た。 図-4.2 からクイ根入れ部の平均粘着力を算出すると、 $\bar{c}=3.7 \text{ t/m}^2$ となり、附着力が粘着力と等しいと仮定した場合のクイの支持力 Q' は

$$Q' = \bar{c}\pi DL + 9c_p\pi \frac{D^2}{4}$$

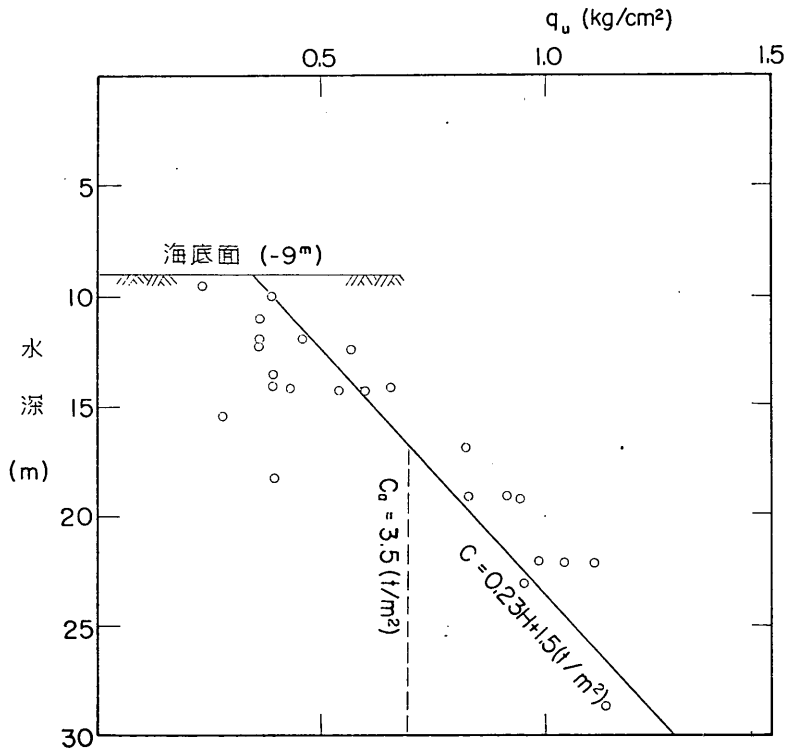


図-4.2 横須賀港長浦埠頭での地盤強度と水深との関係

$$= 3.7 \times 3.14 \times 0.71 \times 16 + 9 \times 5.4 \times 3.14 \times \frac{0.71^2}{4}$$

$$= 152 \text{ t}$$

となる。一方、港湾構造物設計基準 Tomlinson の提案に準拠)の通りに一応附着力の限界を 3.5 t/m^2 として附着力を算定すると平均附着力 \bar{c}_a は、 $\bar{c}_a = 3.2 \text{ t/m}^2$ となり、このときの支持力 Q は

$$Q_1 = 3.2 \times 3.14 \times 0.71 \times 16 + 20$$

$$= 132 \text{ t}$$

となる。附着力の限界を松下、岸田の提案のように 3.0 t/m^2 とすれば、平均附着力は $\bar{c}_a = 2.9 \text{ t/m}^2$ となり

$$Q_2 = 2.5 \times 3.14 \times 0.71 \times 1.6 + 20 = 121 \text{ t}$$

となる。また打込みクイなので Skempton の式は適用できないが、仮に適用してみると、

$$\bar{Q} = 3.7 \times 0.45 \times 0.71 \times 16 + 20 = 79 \text{ t}$$

となり、Tomlinson の考え方が一番よく極限荷重を説明していることが判る。

上述の3例のほか、互層のため、 q_u と N 値で地盤強度を測定してある粘土地盤に打込んだクイの載荷試験結果もある。これらのうち、たまたま舞鶴港での q_u と N 値とを比較すると、 $4 < N_c < 10$ の範囲内では、 $N_c = c$ の関係がほぼ成立し、また、我々の入手した資料のクイ下端附近の N 値も10前後であることからみて、この関係がすべての載荷試験に成立つと仮定すれば、粘土地盤に打込まれた各クイの極限支持力を算出することができる。図-4.3でクイ下端が粘土層に止まっているクイの実測極限荷重と附着力を制限した場合、しなかった場合の

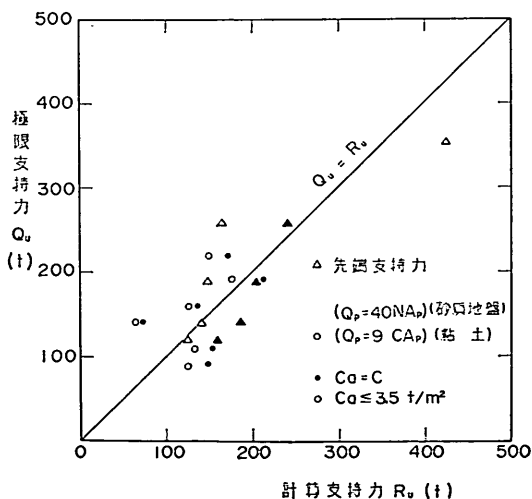


図-4.3 粘土地盤に打込んだクイの極限支持力 Q_u と計算支持力 R_c との関係

2種類の計算極限支持力との間関係とを比較してみる。ここで○△印は港湾構造物設計基準により附着力は 3.5 t/m^2 以上にはならないとみなしたときの計算支持力であり、●▲印は附着力 c_a は粘着力に等しいとみなした従来の計算法による支持力である。また、○●印は軟弱粘土地盤に打込んだ浮きクイの試験結果であり、△▲印は互層地盤でクイ下端が粘土層で止まっている場合の支持力である。図-4.3をながめると、いずれの方がより精度が高いか判定しがたいが、Tomlinson のように附着力を制限した方が計算支持力が小さめの値を与えて、安全側の誤差を与えていることからみて、設計基準のように $c_a \leq 3.5 \text{ t/m}^2$ とする仮定はほぼ妥当なものといえる。

前節で Sander, E. N. R. 式などは、提案された時代から推察できるように、砂地盤に木グイを打込んでいた経験にもとずいて提案されてきたことを述べたが、ここで、現在我々がよく用いている鋼グイの極限荷重と各クイ打ち公式の支持力との間にどのような関係があるのか、同一貫入量に対して、各クイ打ち公式の支持力が異なった値を与えるならばどの式が一番妥当なのか、また、貫入量に応じて妥当な支持力を与える式が変化するならば、どのような貫入量のときにどのクイ打ち公式を適用すべきかを検討してみよう。港湾工事現場で行なった載荷試験結果とクイ打ち結果を表-4.2にとりまとめ、これらのクイの最大試験荷重 Q_{\max} と打込み記録より算出した各クイ打ち公式の支持力 R_{cal} との比 Q_{\max}/R_{cal} いわばクイ打ち公式支持力の安全率的な量を図-4.4~図-4.8の縦軸に、横軸にクイの最終貫入量を示す。なお、クイ打ち公式支持力と静力学支持力公式の支持力の差異を比較するために、図-4.8に最大荷重と設計基準に示す支持力との比と、貫入量の関係を示しておく。図-4.4では比較的式が複雑で各要素をおりこんである Hiley の簡易式 (式 3.18), Pacific Coast Uniform Building Code 式 (式 3.23), Krapff-Stern 式 (式 3.24), Weisbach 式 (式 3.26) の比較を行なっている。図-3.3~図-3.8で Weisbach の支持力が他のクイ打ち公式の値より大きな値を示しているのと同様に、Weisbach 式の計算支持力が全般に大きすぎる値 (1.5倍~2倍) を示すほか、他の3式は貫入量が小さい時以外はほぼ妥当な値を示している。特に、式の非常によく似ている P. C. U. B. C. 式と Krapff-Stern 式の間では貫入量が 0.5 cm 以上の範囲ではよく似た支持力を示しているのに、貫入量が 0.5 cm 以下となると、Krapff-Stern 式はほぼ妥当な値を示しているのに反し、P. C. U. B. C. 式は小さな支持力を与えるのは興味深い。簡易 Hiley 式はリバウンド量の測定もれ

表-4.2 港灣工事現場で行なったクイの載荷試験結果とクイ打ち資料

資 料	杭種類	杭長 (m)	根入長 (m)	直 径		ハンマー型式	打込エネ ルギ一 (kg-m)	打込回 数/分	キヤッ プ重 量	載荷重 量 (t)	載荷重 (最終) (t)	載荷時間	沈下量 (mm)	土 質 性 状 先端 N 平均 N
				杭頭 (mm)	杭先 (mm)									
長 浦	鋼管杭	28.5	16.5	711.2	711.2	I-D-H22	5500	50~60		6.2	110	14h	21	シルト
山 1	"	24.0	3.75	700	700	"	5500	50~60		4.9	220	1h25m	35	シルト粘土
2	"	24.0	9.0	700	700	"	5500	50~60		4.9	220	1h20m	1	"
神 戸 1	"	18.0	16.2	500	500	マキナナテリ-S-8	3600	55		1.96	150	2h10m	25	17 砂
2	"	21.0	19.2	500	500	"	3600	55		2.29	125	1h	32	17 "
4	"	24.0	22.2	500	500	"	3600	55		2.62	125	1h10m	41	14 "
5	"	27.0	25.2	500	500	"	3600	55		2.94	200	1h40m	32	20 "
6	"	30.0	28.2	500	500	"	3600	55		3.27	205	1h15m	23	25 "
尼 崎	"	31.0	16.65	1200	1200	M-40	11600	50~60		10.00	489	55h	5.4	100 シルト
舞鶴 (I) 1	"	28.0	16.83	610	610	油谷2号	2140	120		3.72	155	9h20m	14	20 粘土
2	"	28.0	17.83	610	610	"	2140	120		3.72	190	10h45m	5	21 "
(II) 32	"	24.0	17.0	485	485	"		120		1.62	120	5h40m	16.3	"
44	"	24.0	17.0	485	485	"		120		1.62	135	7h30m	28.5	"
45	"	30.0	27.0	485	485	"		120		2.03	300	9h05m	3.0	"
65	"	24.0	17.0	485	485	"		120		1.62	190	10h10m	18	"
65	"	28.0	21.0	485	485	"		120		1.89	260	5h25m	25.5	"
堺	"	30.0	28.8	560	560	I-D-H22	5500	50~60		4.80	160	17h25m	17	"
広 島	"	30.0	16.0	400	400	デマ-グV-R28	2036			3.27	140	10h25m	10	シルト
博多 (I) 27-2	"	24.0	17.0	650	650	I-D-H22	5500	50~60		3.79	210	13h25m	186	13 砂
30-2	"	24.0	17.0	650	650	"	5500	50~60		3.79	120	6h35m	55	13 "
(II) 19	"	24.0	16.8	650	650	"	5500	50~60		3.79	320	8h30m	72	風化頁岩 砂
38	"	24.0	17.0	650	650	"	5500	50~60		3.79	350	10h30m	37	"
(III) 7-3	"	24.0	13.0	650	650	"	5500	50~60		3.79	300	7h40m	45以上	頁岩, 砂, シルト
名古屋 高潮	P. C. 杭	8.9	8.6	350	350	I-D-H12	3120	50~60		1.39	38	11h	8	3 シルト
" 稻永	鋼管杭	24.6	16.8	711.2	711.2	I-D-H22	5500	50~60		4.73	220	9h	10.5	粘土

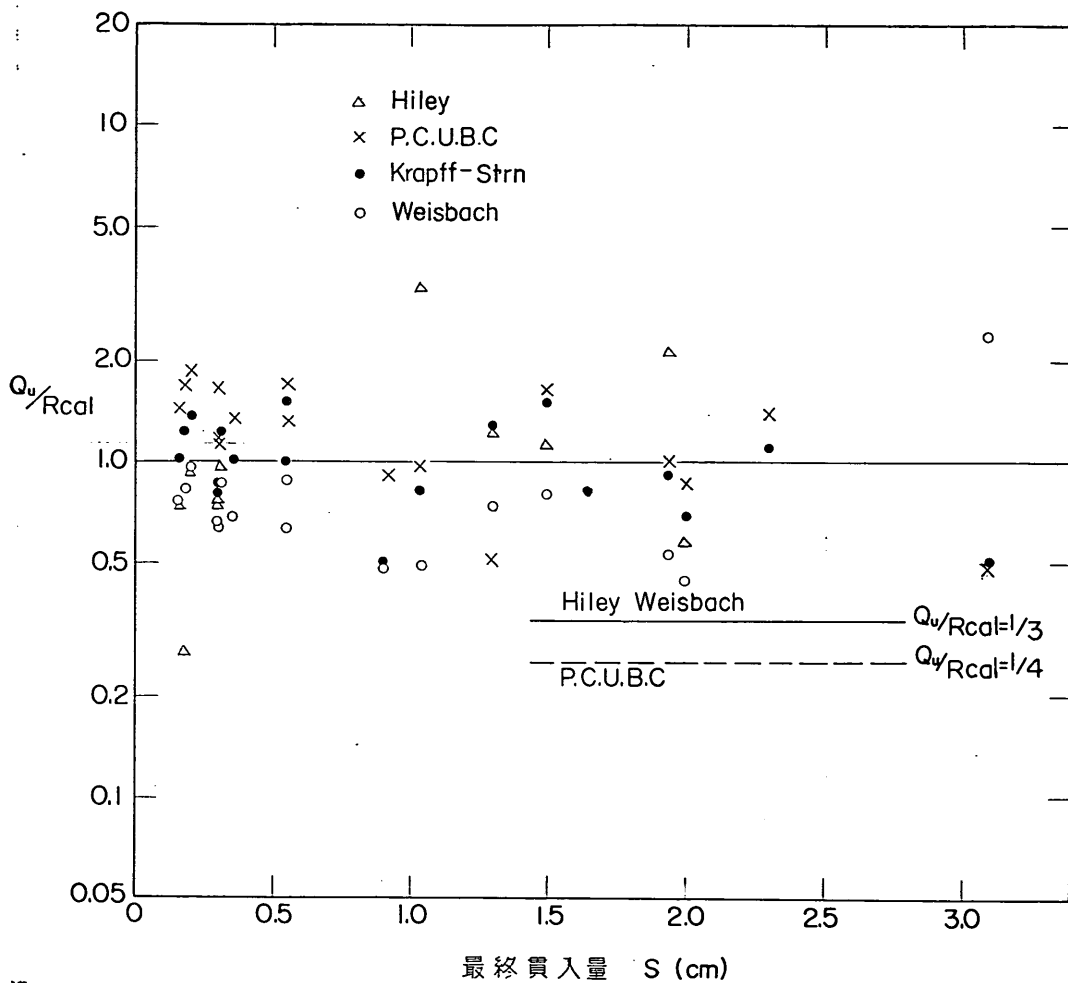


図-4.4 最大試験荷重と各クイ打ち公式による支持力との比とクイの最終貫入量との関係

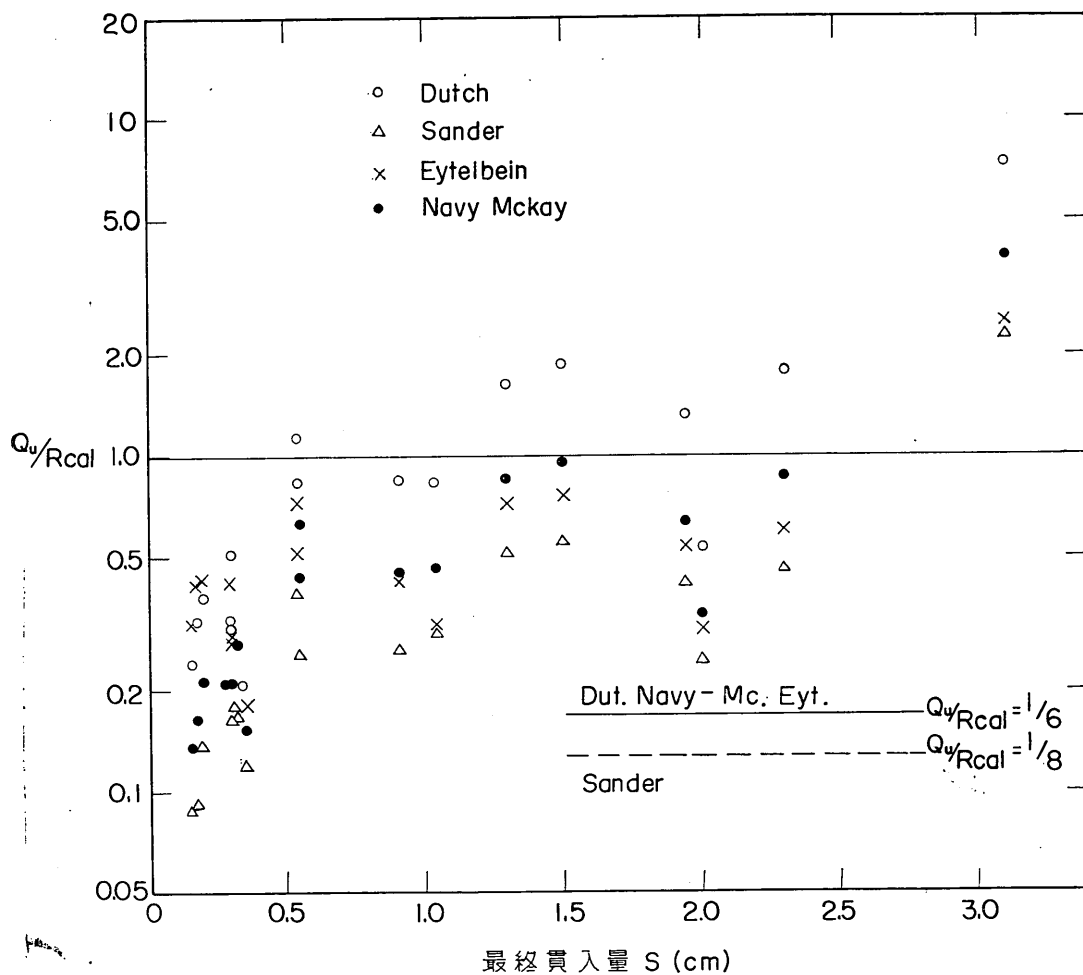


図-4.5 最大試験荷重と各クイ打ち公式による支持力との比とクイ最終貫入量との関係

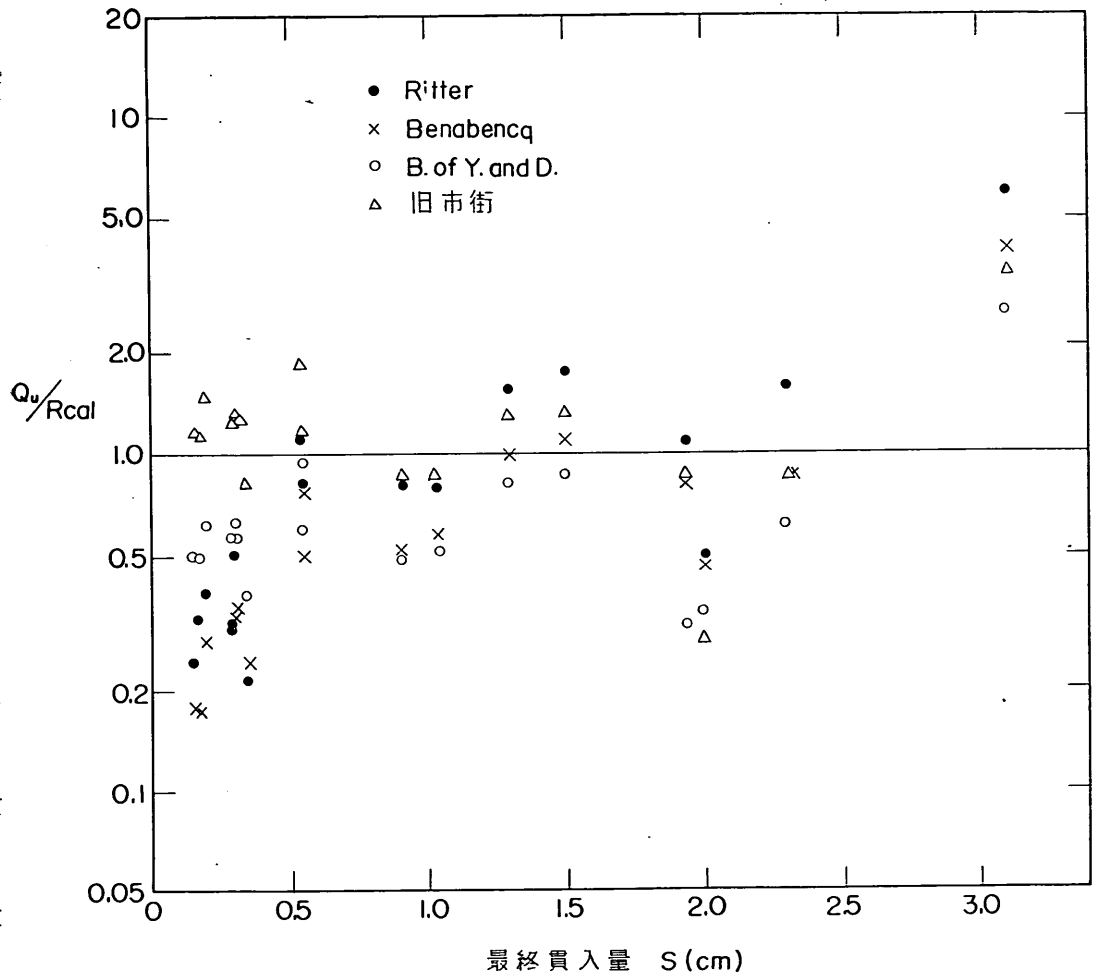


図-4.6 最大試験荷重と各クイ打ち公式による支持力との比とクイ最終貫入量との関係

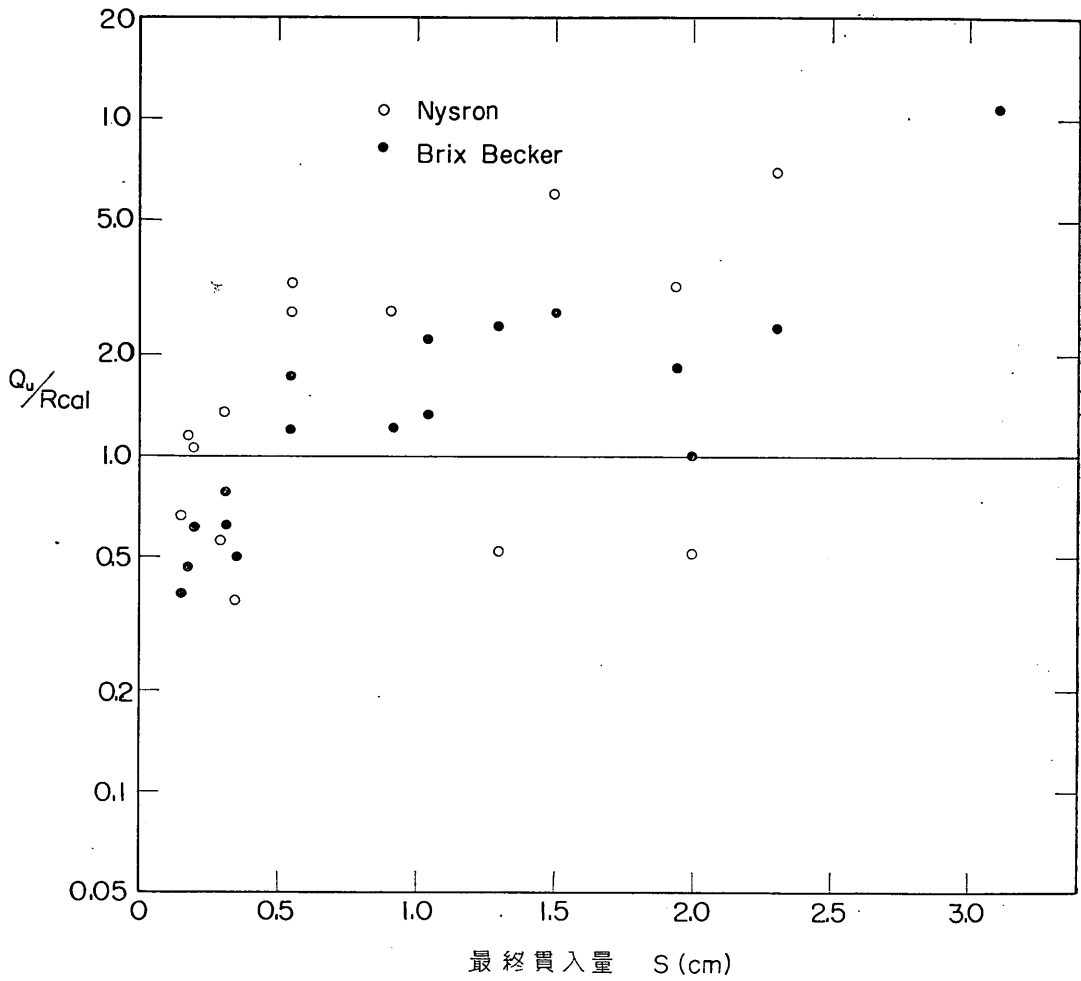


図-4.7 最大試験荷重と各クイ打ち公式による支持力との比とクイ最終貫入量との関係

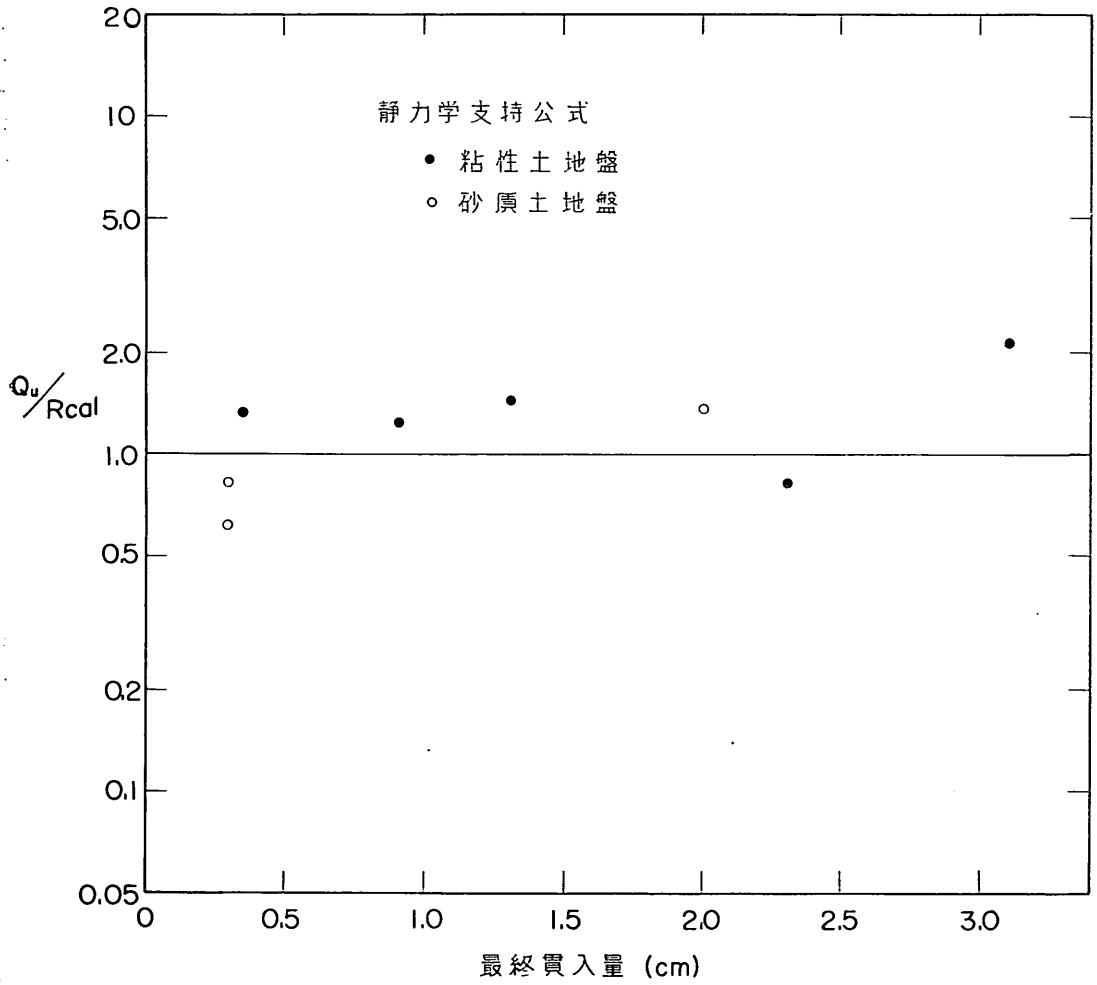


図-4.8 最大試験荷重と静力学支持力公式による極限支持力との比とクイ最終貫入量との関係

もあったため、データ数は少なくないが、Krapff-Sternの式と共に全般にわたって妥当な支持力を与えることが判る。図-3.6~図-3.8に示されているC.N.B.C., P.C.U.B.C., K & S, Redtenbacher, Weisbachの各クイ打ち公式の鋼グイに対する許容支持力と最終貫入量との関数関係と、各式の支持力の相対関係と、これらのうちではほぼ妥当な支持力を与えているKrapff-Stern式はC.N.B.C., Redtenbacherの支持力よりは常に大きいという事実とを勘案すると、C.N.B.C., Red.の支持力は小さめの値を示すことと推定できる。P.C.U.B.C., C.N.B.C.式にくらべてK & Sは貫入量が3mm以下の範囲では支持力の増加率が大きい、この特性が貫入量の全域にわたってK & S式がほぼ妥当な支持力を与えさせているのであろう。また、図-3.6~図-3.8では貫入量が5mm以上の範囲でも、K & SとP.C.U.B.C.とが一致していないのかかわらず、図-4.4で両者がほぼ似ている値を示しているのは、安全率の差異のためであり、図-3.6~図-3.8の貫入量が1cmより大きい範囲では両式の値の比はほぼ一定で4/3である。簡易Hiley式、Weisbach式は計算安全率を3、P.C.U.B.C.式は計算安全率を4にとることを提案しているので、これらの式での計算安全率がどの程度の余裕をもっているのかを検討するために、図-4.4に安全率の逆数の線を記入してみた。いずれの式もいかなる貫入量の際にも適用しても、計算支持力を安全率で割った許容支持力は最大載荷重よりも小さく一応安全であることが判る。しかし、Weisbach式はこの余裕が小さいので十分安全で許容支持力を与えているとはいいきれない。他の式では1,2の例以外には最大載荷重は許容支持力よりも3倍以上大きいので、十分安全である。図-4.5にオランダ式(式3.27) Sander(式3.30), Eytelbein(式3.35), Navy-Mackay(式3.37)の各式の計算支持力と最大載荷重と最終貫入量の関係を示す。図-4.6に示した各式と異なって、これらの式はいずれも単純なので、貫入量の変化に応じて最大載荷重と計算支持力との比も変化しており、これらの式の適用範囲の狭いことを表示している。つまり、クイの貫入量が1cmよりも少なくなると計算支持力は過大な値を示し、また、3cmよりも大きくなると過小な支持力を示している。この中間の貫入量であってもSander, Navy-Mackay, Eytelbeinの諸式は実極限支持力よりも大きな値を与えている。しかし、オランダ式は、かなりのバラツキはあるが貫入量が0.5cm以上の場合は他の同程度の単純な式にくらべると一応妥当な支持力を与えている。オランダ式、Navy-Mackay, Eytelbeinの諸式の計算安全率は6、Sander式では8であるが最大載

荷重とクイ打ち公式の許容荷重と比較すると、図-4.5に示すように貫入量が0.5cm以上の範囲では、許容支持力はせいぜい最大荷重の50%程度であり、一応妥当な値を与えているとみなし得る。図-4.6にRitler(式3.28) Benabencq(式3.29), Bureau of Yards & Docks(式3.33), 旧市街地建築物法(式3.34)のクイ打ち公式支持力と最大載荷重と最終貫入量との関係を示す。これら諸式は図-4.5に示した各式とほぼ同じ形の式なので傾向もよく似ている。このうち、旧市街地建築物法は貫入量が3cm程度まで大きくない限り、最大載荷重との比はほぼ妥当で安全な値を示している。またBureau of Yards & Docksの式は簡単であるにもかかわらず、この比はほぼ妥当な値を示しており、しかも貫入量が比較的小さい場合(0.3cm以上)でも図-4.4に示す最大載荷重とWeisbach式による支持力の比とかなりよく似た値を示しているのは興味深い。図-4.7にNysron(式3.39), Brix Becker(式3.39)のクイ打ち公式の支持力と最大載荷重と貫入量との関係を示す。両式とも従来の諸式とは全般に過少な支持力を与え、しかも特定の貫入量に対してすら妥当な支持力を与えないというかなり異なった傾向を示している。とくに、Nysron式は貫入量が0.3cm以下の範囲を除くと過少な支持力を与えており、他の式が比較的妥当な支持力を示す貫入量が1cm以上の場合には反対に非常に小さい支持力を示している。

図-4.9~図-4.16にR.D.Chellisのとりまとめたクイの実測極限支持力とHiley(式3.17), Canadian National Building Code(式3.21), Pacific Coast Uniform

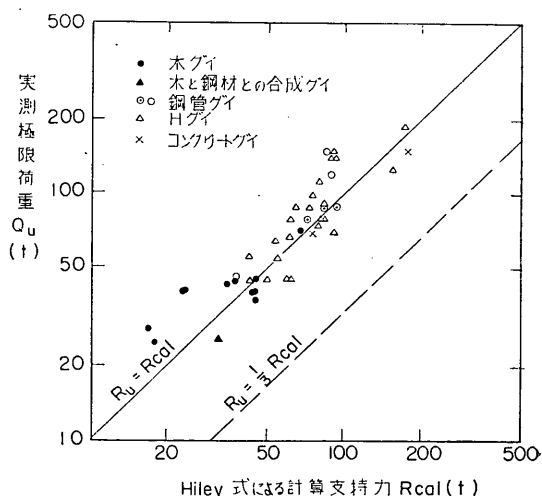


図-4.9 極限支持力とHileyのクイ打ち公式による支持力との比較

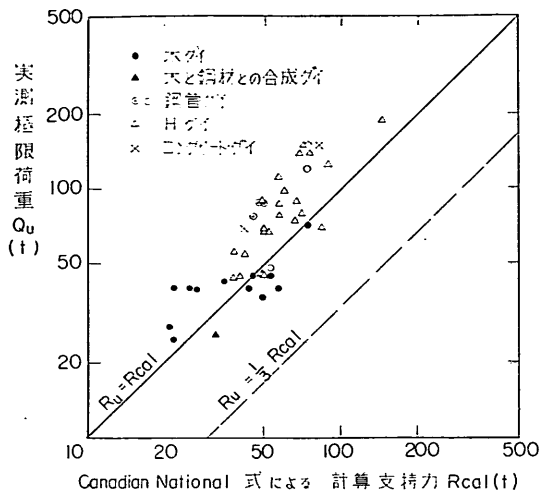


図-4.10 極限支持力と C.N.B.C. クイ打ち公式支持力との比較

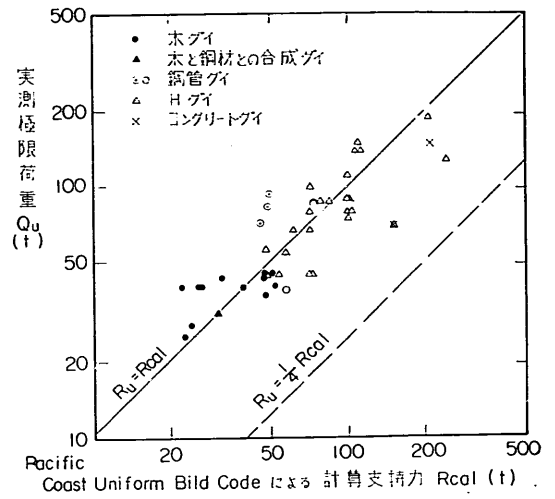


図-4.11 極限支持力と P.C.U.B.C. クイ打ち公式支持力との比較

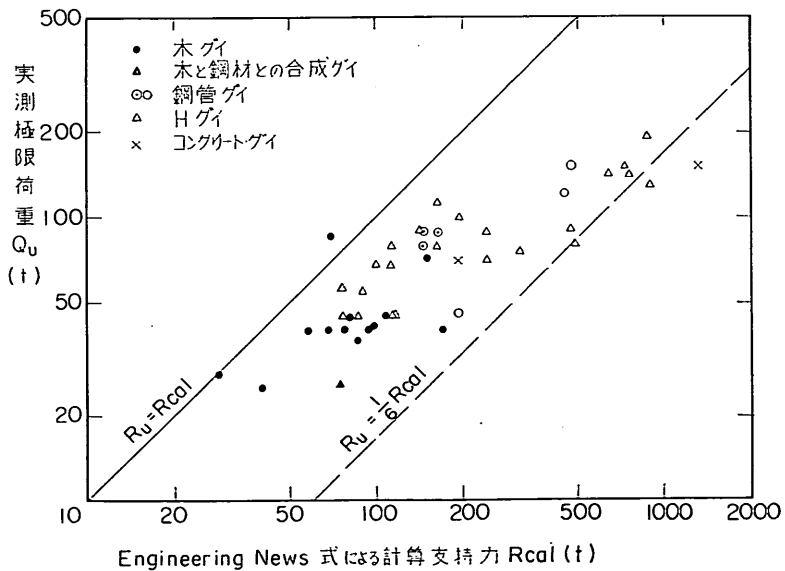


図-4.12 極限支持力と E.N.R. クイ打ち公式支持力との関係

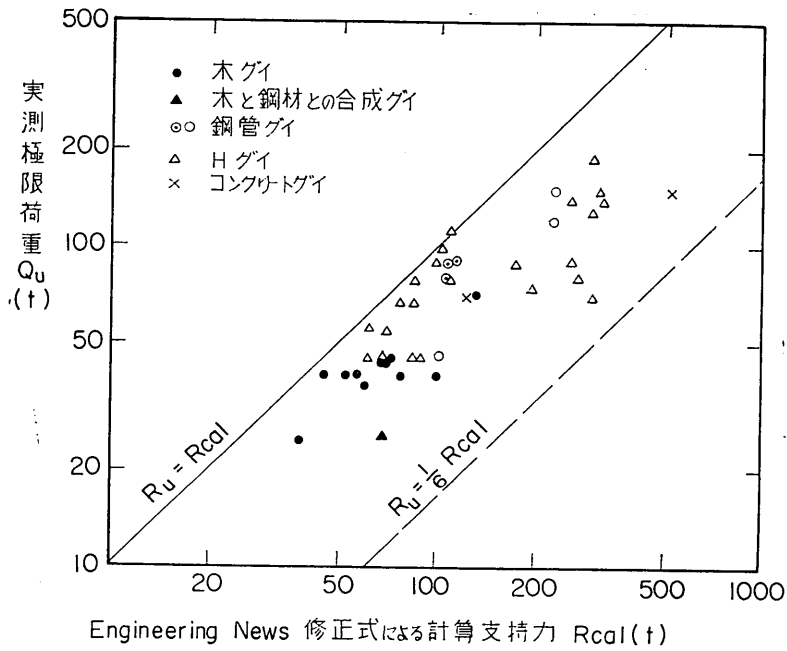


図-4.13 極限支持力と E.N.R. 修正クイ打ち公式支持力との関係

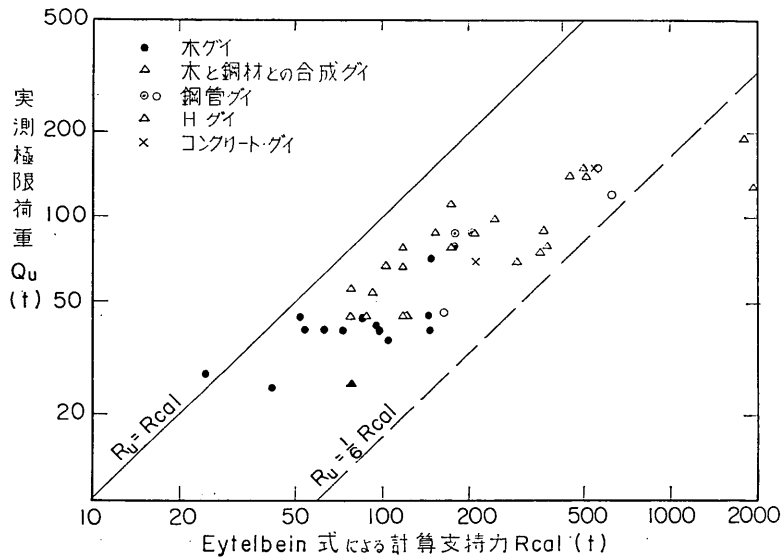


図-4.14 極限支持力と Eytelwein クイ打ち公式支持力との関係

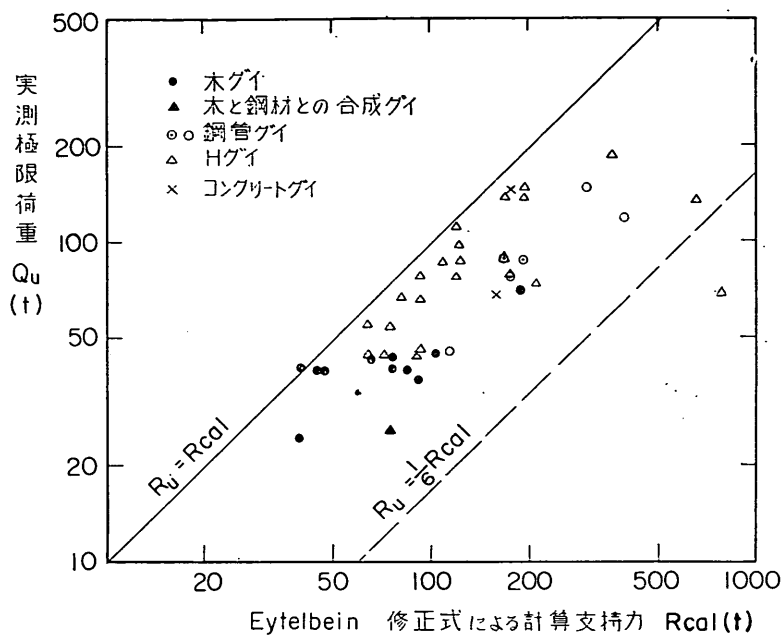


図-4.15 極限支持力と Eytelwein 修正クイ打ち公式支持力との関係

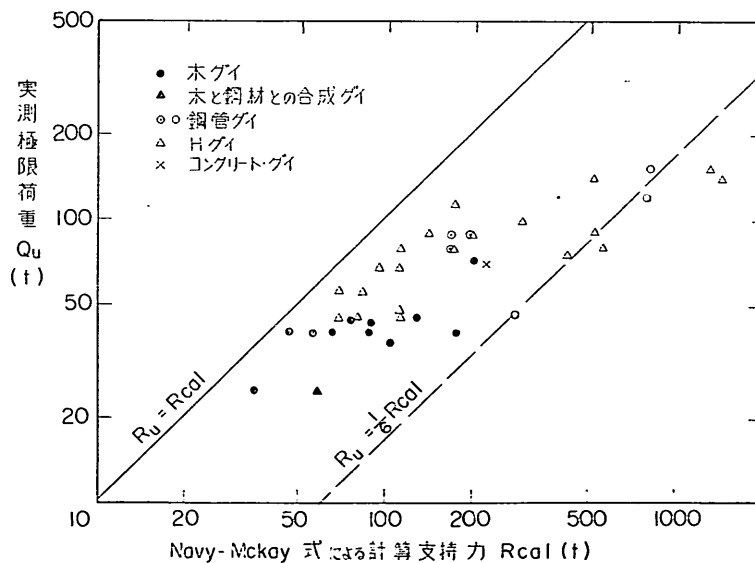


図-4.16 極限支持力と Navy-Mckay クイ打ち公式支持力との関係

Building Code(式3.23), Engineering News(式 3.31, 32), Engineering News 修正式(式 3.33), Eytelbein(式 3.27, 35)の諸クイ打ち公式の支持力との比較を行っている。この比較は木クイ, コンクリートクイ, 鋼クイと多種のクイについて, いいかえればさまざまなハンマー, 1.3tのドロップハンマーからラム重量9tのスチームハンマーまで行なわれている。Hileyの式はどの種のクイについても比較的まとまったしかも妥当な支持力を与えているが, どちらかという計算値は小さな値を与える傾向がある。C.N.B.C.式も比較的まとまった支持力を与えているが木クイ以外のクイには小さすぎるいいかえれば60t以上の支持力をもつクイの計算支持力は小さな値を与えており, 図-3.6~図-3.8と図-4.4より推論したことを裏付けている。P.C.U.B.C.は計算支持力が120t以下のクイには比較的まとまった妥当な計算支持力を与えているが, 150t以上の計算支持力のあるクイでは計算支持力が大きくなりすぎる傾向がある。しかし, 図-4.6では小さい貫入抵抗を示すときは計算支持力が小さくなる傾向を示しており, 両者は矛盾している。一応, 計算安全率が4であるから, 極限荷重が計算許容荷重より小さくなることはない。E.N.R.は上記3式に比べると非常にバラついており, しかも計算支持力は極限荷重よりも非常に小さくなっており, 支持力が大きくなるにつれてこの傾向はますます強くなる。計算支持力が500tを越える場合には極限荷重は計算許容支持力より小さくなっている。図-4.12で判るように, E.N.R.の適用範囲は計算支持力が100t以下に限られよう。E.N.R.修正式を用いると, データーは比較的まとまり極限荷重が計算許容荷重より小さくなることはない。Eytelbein, Navy-Mackayの両式はE.N.R.と全く同じ傾向を示しており, 当然のことではあるが図-4.5とも同じ傾向を示している。また, Eytelbein修正式もE.N.R.修正式とほぼ同じ傾向を示している。

5. 降伏支持力について

鋼材など弾性的材料の降伏強度は荷重を除去したときに残留変形が生じはじめさせる荷重強度で定められるが, クイの支持力是非弾性的材料である地盤の強度で決められる関係上, 比較的小さい荷重の下でも微少ではあるが残留沈下量があるので, 上記のような意味で, 降伏支持力を定義することは実用上意味がない。それゆえ, 考え方を拡張解釈して, 残留沈下量を顕著にしはじめさせる荷重をもって実用上の降伏荷重と定義することはできる。別の面から考えてみよう。材料がソ性状態となる

と, 荷重が大きくなる程変形量も急激に大きくなるのは当然であるが, さらに, 載荷時間が長くなる程また変形量は増大してゆく。したがって, 継続時間の短い荷重に安定だとしても, 同じ荷重が長時間作用すると破壊することもあり得る。クイのように荷重が長時間にわたって作用する構造物では短期荷重に対して安定であるだけでなく, 長期荷重にも安定でなければならず, 降伏支持力を長期荷重下のクイの挙動から定義することもまた有意義である。

現在のところ, クイの降伏支持力の判定法として次の3種の方法が提案されている²⁰⁾。

i $\log Q \sim \log u$ 法

載荷試験で載荷法が荷重制限による急速載荷法であるときの試験結果を整理しグラフ化すると図-5.1が得られる。ここで右下側の荷重 Q と沈下量 u との関係を示しているグラフで表わされている沈下量は, 左下側の時間 t と沈下量 u の関係を示したグラフで明かのように, 一定時間載荷後の沈下量である。この荷重 Q と沈下量 u との関係を両対数表示でグラフ化したのが図-5.2である。図-5.1では曲線で表わされていた両者の関係が図-5.2では2本の折線で表わされ, 折線の交点 $Q=220t$ を一つの特別な点としてとり出すことができる。この折点の物理的な意味としては, この荷重より荷重が大きくなると, 荷重と沈下量の関係が急変し, しかも沈下量の増分が荷重に比べて相対的にかなり大きくなることであり, この荷重を越えると沈下量が急変することである。当然のことではあるが図-5.1でもこの現象は明確に表われている。

ii $u \sim \log t$ 法

載荷試験結果をとりまとめた図-5.1のうち左下側のグラフは沈下量と実験経過時間との関係を示している。載荷方法が荷重制御方式なので, 当然荷重と時間との関係は左上側のグラフのように階段状となる。一方, 地盤にある程度以上の大きさの定荷重をかけると地盤はクリープを起こすので, 沈下量と時間とのグラフは何百年も前につくられ上面がふみへらされた石の階段の断面のような形となる。各荷重段階ごとのクリープ現象を詳細に検討するために, 一定荷重下の時間と沈下量との関係を拡大してつくったグラフを各荷重段階ごとにとりまとめたものが図-5.3である。普通クリープ現象が途中で終了するような安定なクリープの場合, 変形量 u と時間との間には式(5.1)のような指数関係が成立つので, 図-5.3では時間を対数表示とし, 安定なクリープと破壊の前兆である危険なクリープとを見わけやすくしてある。

$$u = u_{\max}(1 - \alpha e^{-\beta t}) \quad (5.1)$$

20) 建築鋼クイ基礎設計施工規準同解説

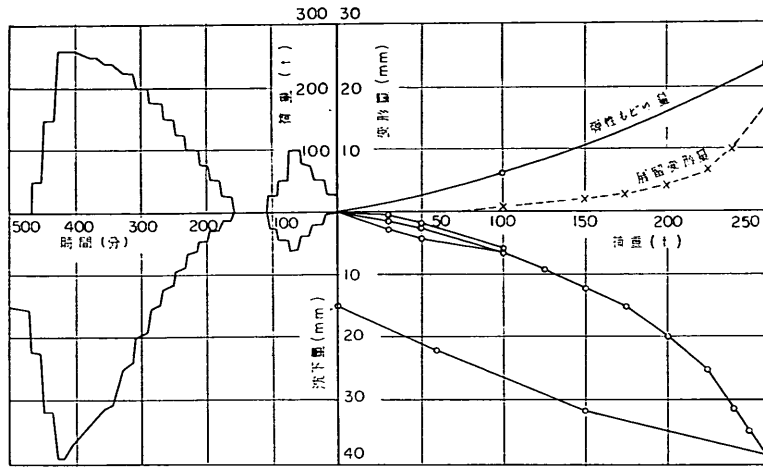


図-5.1 荷重制御の急速載荷法による砂礫層に打込んだ鋼管ゲイの載荷試験結果の一例

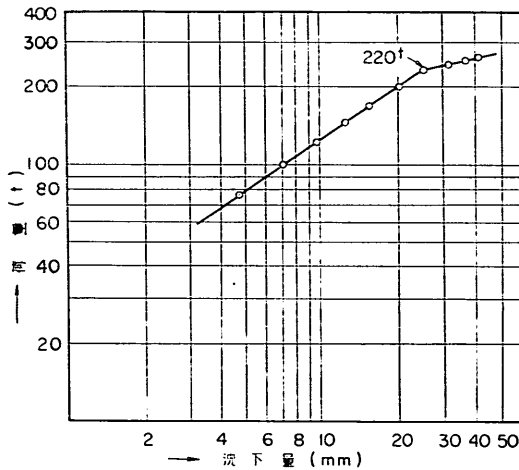


図-5.2 $\log Q \sim \log u$ 法による降伏支持力の判定法の説明図

ここで、 α 、 β は正の常数である。載荷重が小さい間では時間、沈下量を示す線は直線でも時間軸とはほぼ平行であり、クリープが生じても僅かであり、しかもすぐ終了していることが、つまりクリープはほとんど生じていないことが判る。荷重が大きくなるに伴って、この関係はほぼ直線ではあるけれども時間軸に対して多少傾きはじめ、傾角も次第に大きくなることから、クリープ現象が顕著になったこと、しかしなお安定な状態であることが判る。しかし、荷重が 225 t にもなると、この関係は凹形な線となり、式 (5.1) の示す安定なクリープの状態が終ったことを意味する。クイに働く実際の長期荷重によるクリープ現象を推論するには、クイの試験載荷時間は短かすぎるので、このことから直ちに載荷重が長

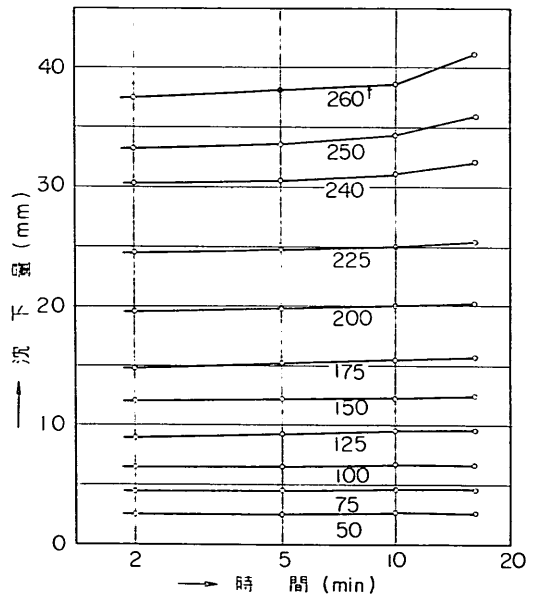


図-5.3 $u \sim \log t$ 法による降伏支持力の判定法の説明図

期荷重としては危険な値となったとは必ずしもいきれずまた、反対にこの荷重がなお安定な荷重であるともいきれないが、クイの支持力に対して特別な意味をもった荷重といえよう。

iii $du/d \log t \sim Q$ 法

$u \sim \log t$ 法の判定は前に述べたように両者の指数関数の形がくずれはじめる荷重をもって降伏荷重としたのであるが、かりにある時刻で指数関係 (時間軸を対数表示としたときの直線関係) がくずれたとしても、その後別

の直線関係を続けてゆくならば必ずしも危険なクリープと断定はできないはずである。このように考えると、降伏荷重と定義すべきものは当初の直線関係が破れた荷重ではなく、クリープの進行速度が実際にクイの安定上問題をもたらすような荷重とすべきであろう。しかし、具体的に問題となるクリープの進行速度を抽出することは困難であるから、クリープの進行速度と荷重との関係を調べて、この関係が急変し、クリープの進行速度が急増する荷重をもって降伏荷重と判定するのの一つの方法であろう。その一例として図-5.4の縦軸にはクリープの進行速度を代表するものとして、図-5.3の $u \sim \log t$ の線のうち直線部分こう配を示し、横軸にその時の荷重を示してある。この関係は2本の折線で表わされるので折線の交点である $Q=243t$ をもって降伏荷重と判定できる。

3つの異なった判定法により定められた降伏支持力の

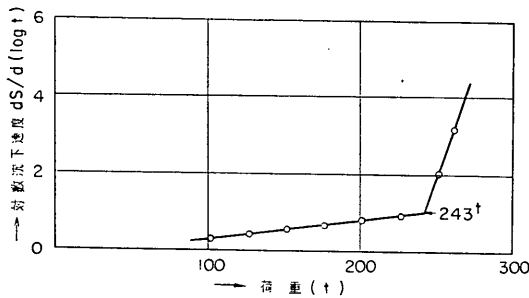


図-5.4 $\Delta u / \Delta \log t \sim Q$ 法による降伏支持力の判定法の説明図

間にはどのような関係があるのかを検討するために、種々の地盤に打込まれた鋼管グイ、コンクリートグイや沈設したコンクリートピアの載荷試験結果から上記の判定法によってもとめた降伏荷重、最大載荷重、極限荷重を表-5.1に示し、各降伏荷重間の関係を図-5.5、図-5.6に示す。3つの降伏荷重値はほぼ同じ値を示しており、とくに、 $\log Q \sim \log u$ 法と $u / \log t \sim Q$ 法で求めた降伏荷重との間にはかなりよい一致がみられる。この理由として、 $u \sim \log t$ 法によっては載荷重間に存在しているはずの降伏荷重を内挿によって推定できないが、他の2方法では内挿できることがあげられる。一荷重段階での荷重の上げ幅を小さくすればこの誤差を減らすことができるので、この場合には表-5.1を見れば明かのように3つの降伏荷重はほぼ一致している。これらのことから推察す

ると、いずれの判定法を用いてもほぼ同じ降伏支持力を得ることができるので、一番単純な $\log Q \sim \log u$ 法により降伏支持力を判定してよい。

図-5.5、6で降伏荷重を判定する方法の各判定値を比較してみた結果、3者の間にはかなりよい一致をみたが、これらの資料は鋼グイに関するものが多く、このほかによく用いられている木グイ、コンクリートグイについてもそのまま成立つとは限らないので、木グイ、コンクリートグイの載荷試験結果を上記判定法とほぼ同様な考えで推定した2つの降伏荷重を比較した結果を図-5.7に示す²¹⁾。資料は長さが4~11m、平均径が14~27cm

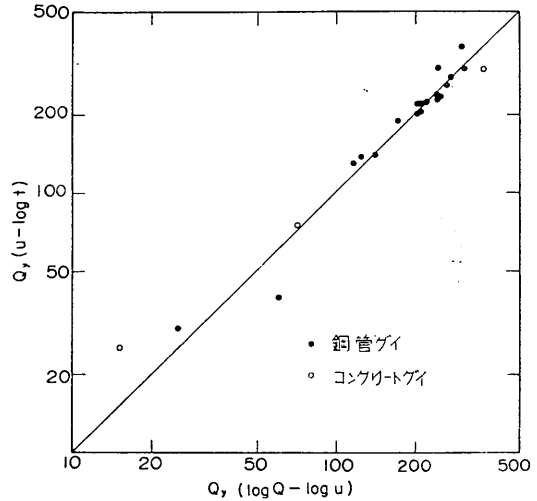


図-5.5 $\log Q \sim \log u$ 法より求めた降伏荷重と $u \sim \log t$ 法より求めた降伏荷重との間の関係

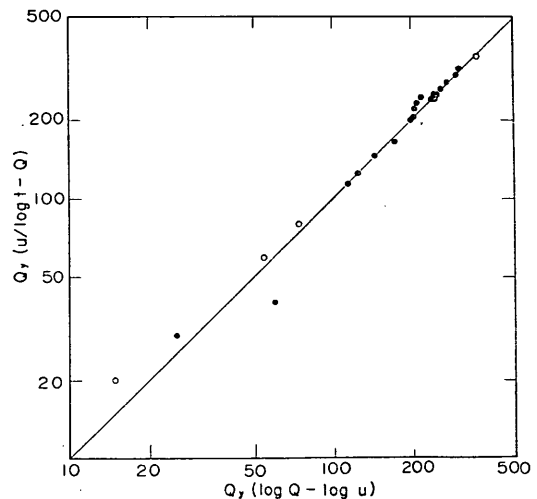
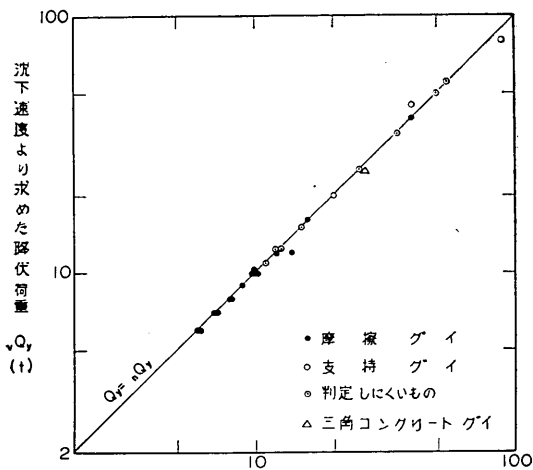


図-5.6 $\log Q \sim \log u$ 法で求めた降伏荷重と $\frac{u}{\log t} \sim Q$ 法より求めた降伏荷重との間の関係

21) 川崎浩司, 荻野郁太郎, 杭支持力公式の研究 (荷重沈下, 時間曲線の性状によるクイ支持力推定法) 日本建築学会論文報告集, 第60号, 昭和37年10月

表-5.1 各推定法による降伏荷重、最大載荷重、極限荷重の一覧表

	降伏荷重 Q_y (t)	一段階についで荷重のあげ			最大載荷重 Q_{max} (t)	極限荷重 Q_u (t)	地 盤		
		$\log Q \sim \log u$ 法	$u \sim \log t$ 法	$u \sim \log t \sim Q$ 法			ΔQ (t)	先 端	根 入 部
鋼管グイ $\phi 500\text{mm } L=22\text{m}$ $\phi 600\text{mm } L=28\text{m}$	240	240	240	30	300		砂礫 $N > 50$	砂質 $N=5 \sim 30$	
	300	360	300	40	360		"	砂および硬シルト $N=2 \sim 14$	
鋼管グイ $\phi 670\text{mm } L=32.3\text{m}$ 先端支持力 周面抵抗	245	300	250	50	325		砂礫 $N > 50$	砂および粘土 ($N=2 \sim 15$)	
	—	—	200	50	250		"	"	
鋼管グイ $\phi 500\text{mm } L=31\text{m}$ $L=28\text{m}$	200	200	200	50	250	250	シルト質細砂 $N=30$	砂質 ($N=15 \sim 40$)	
	200	200	200	50	250	250	"	"	
コンクリートピア $A=0.95\text{m}^2 L=13\text{m}$	360	300	350	50	450		砂礫 $N > 50$	砂およびシルト ($N=5 \sim 30$)	
コンクリートグイ $\phi 300\text{mm } L=6.7\text{m}$ $L=6.5\text{m}$	56	—	—	—	83	83	砂 $N=30$	砂質 $N=1 \sim 35$	
	66	—	—	—	85	85	"	"	
鋼管グイ $\phi 600\text{mm}$	220	225	243	25	260	—	砂礫 $N > 150$	軟弱粘土	
コンクリートグイ $\phi 400\text{mm } L=14\text{m}$ $L=10\text{m}$ $\phi 300\text{mm } L=8\text{m}$	75	70	80	10	100	—	砂礫 $N=20$	火山灰シルト $N=2 \sim 9$	
	55	—	60	5	100	—	"	"	
	15	25	20	5	40	40	火山灰シルト $N=2 \sim 9$	"	
鋼管グイ $\phi 300\text{mm } L=31\text{m}$ 先端支持力 周面抵抗	25	30	30	10	40	40	砂 $N=49$	砂, 粘土 $c=3\text{t/m}^2$	
	60	40	40	10	70	—	"	"	
鋼管グイ $\phi 500\text{mm } L=31\text{m}$	70	—	—	20	200	200	砂 $N=23$	粘土砂 $c=1.4 \sim 2.4\text{t/m}^2$ $N=7 \sim 30$	
鋼管グイ $\phi 700\text{mm } L=37\text{m}$ $\phi 500\text{mm } L=24\text{m}$	126	—	—	20	156	—	細砂 $N=59$	粘土 $c=1.5 \sim 2\text{t/m}^2$	
	70	—	—	20	90	90	"	"	
鋼管グイ $\phi 500\text{mm}$ $L=29\text{m}$	先 端 開	—	—	—	25	212	—	砂礫 $N=50$	砂と粘土 $N=8 \sim 34$ $c=3 \sim 6\text{t/m}^2$
	開	307	300	316	25	338	338		
	閉	260	260	260	25	284	—		
	閉	—	220	281	25	326	—		
	二重壁 (内)	116	130	118	25	171	171		
	(外)	210	220	232	25	328	—		
鋼管グイ $\phi 500\text{mm}$ $L=29\text{m}$	先 端 開	240	230	245	25	290	—		
	閉	—	—	—	25	—	—		
	先 端 開	240	230	245	25	298	298		
	閉	—	—	—	25	276	—		
	二重壁 (内)	123	130	123	25	156	—		
	(外)	—	—	—	25	322	—		
鋼管グイ $\phi 500\text{mm}$ $L=29\text{m}$	先 端 開	143	140	145	25	170	170		
	閉	203	220	220	25	236	—		
	閉	273	280	283	—	306	306		
	二重壁 (外)	172	190	167	—	262	262		



荷重-沈下関係より求めた降伏荷重 nQ_y (t)

図-5.7 木グイ、コンクリートグイについての2つの降伏荷重の比較

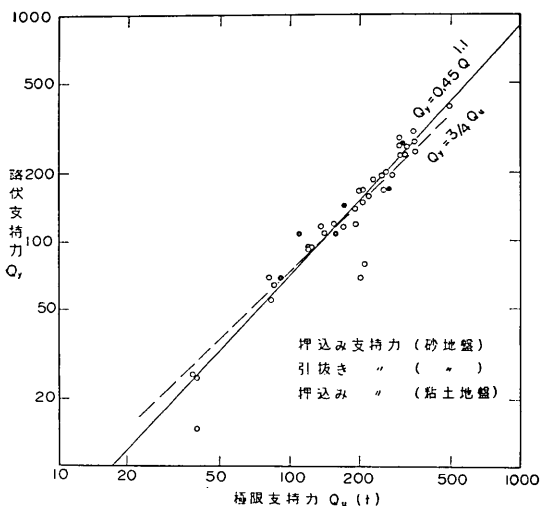


図-5.8 極限荷重 Q_u と降伏荷重 Q_y との関係

の木グイと、長さ5~23m、径が18~35cmのコンクリートグイの載荷試験結果であり、地盤も粘着力にして1~3t/m²の粘土地盤、 N 値が10~40の砂質地盤と広範囲にわたって資料が集められている。図-5.7の縦軸には“ $\Delta u/\Delta \log t \sim Q$ 法”より求めた降伏荷重に相当する nQ_y を示し、横軸には $\log Q \sim \log u$ 法に相当する nQ_y を示してある。 nQ_y は、 $\Delta u/\Delta \log t$ の代りに相当する載荷時間の間に沈下した全沈下量 u の比、平均沈下速度 u/t と荷重 Q との関係が急変する荷重である。一方、沈下量 u と荷重との間に $u = \alpha Q^n$ なる関係を想定し、指数 n が急変する荷重をもって nQ_y としており、 nQ_y はざっくり $\log Q \sim \log u$ 法より求めた降伏荷重といえる。図

-5.7よりみると両者の値がかなりよく一致しているので、木グイ、コンクリートグイについても $\log Q \sim \log u$ の関係より降伏荷重を判定してよいことがわかる。

図-5.8に表-4.1にとりまとめた載荷試験結果より得た極限支持力と $\log Q \sim \log u$ 法により求めた降伏支持力との関係を示す。2、3の例外をのぞき、支持力を t で表示すると両者の間には

$$Q_y \approx 0.45 Q_u^{1.1} \quad (\text{単位; t}) \quad (5.2)$$

の関係がほぼ成立する。式(5.2)は実用的でないので、降伏荷重が50t~400tの範囲内であるとすると、式(5.2)は単純になり、

$$Q_y \approx \frac{3}{4} Q_u \quad (5.3)$$

の関係が得られる。ここで Q_y は降伏支持力、 Q_u は極限支持力である。図-5.8に示したデータの大半は砂質地盤に打込んだグイの載荷試験結果によるが、このうち2、3の例は粘土質地盤に打込まれ、しかも先端が支持層に達していない浮きグイの試験結果である。これらのデータは図-5.7では◎印で表示してあるが、特別な傾向を示しているわけではなく、式(5.3)は地盤の差異、グイの種類に関係なく成立している。図-5.8に示したデータは全体で41あるが、これらは表-4.1にまとめた載荷試験結果のうち、載荷重を極限支持力に達するまであげたもののみ取出して表示したのであるが、これらの試験結果のうち極限荷重まで載荷しなかった事例もかなりある。これらの場合の最大荷重と、式(5.3)で推定した極限荷重とを比較すると、40ケース中僅かに4件のみ推定極限荷重が最大載荷重(極限荷重より小さい荷重)よりも小さいのに過ぎなく、しかもこれらのケースでは推定降伏荷重値の間にはバラツキがあって、降伏荷重そのも

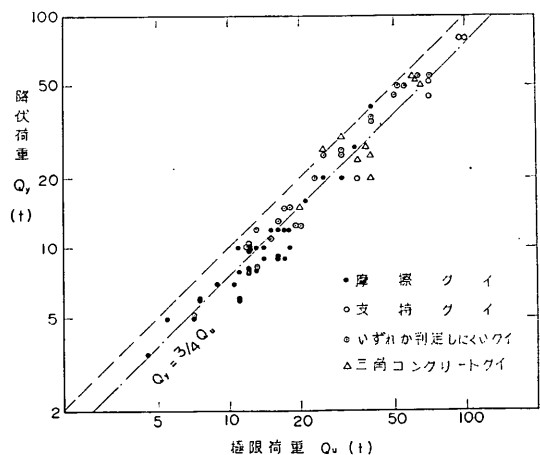


図-5.9 木グイ、コンクリートグイの極限荷重 Q_u と降伏荷重 Q_y の比較

のにも誤差が含まれているので、この点からも式 (5.3) がほぼ妥当な値を示していることが判る。

木グイ、コンクリートグイでも、降伏荷重と極限荷重との間に、 $Q_y = \frac{3}{4} Q_u$ の関係が成立つかを検討するため、図-5.7で取扱った資料の両者の関係を図-5.9に示す。ここで降伏荷重 Q_y は nQ_y であり、 nQ_y が求めてない場合は Q_y で代用し、極限荷重 Q_u はクイ頭の沈下量が

15mmに達した時の荷重をもって代用する。なお、図中の記号はクイの打込み効率より判定された支持グイ、摩擦グイの区別で、●印が摩擦グイ、○印が支持グイ、◎印がいずれとも判定し難いものであり、△印は三角コンクリートグイである。両者の間の関係は図-5.8にくらべるとバラついてはいるが平均的にみると、 $Q_y = \frac{3}{4} Q_u$ の関係はほぼ成立つということが出来る。

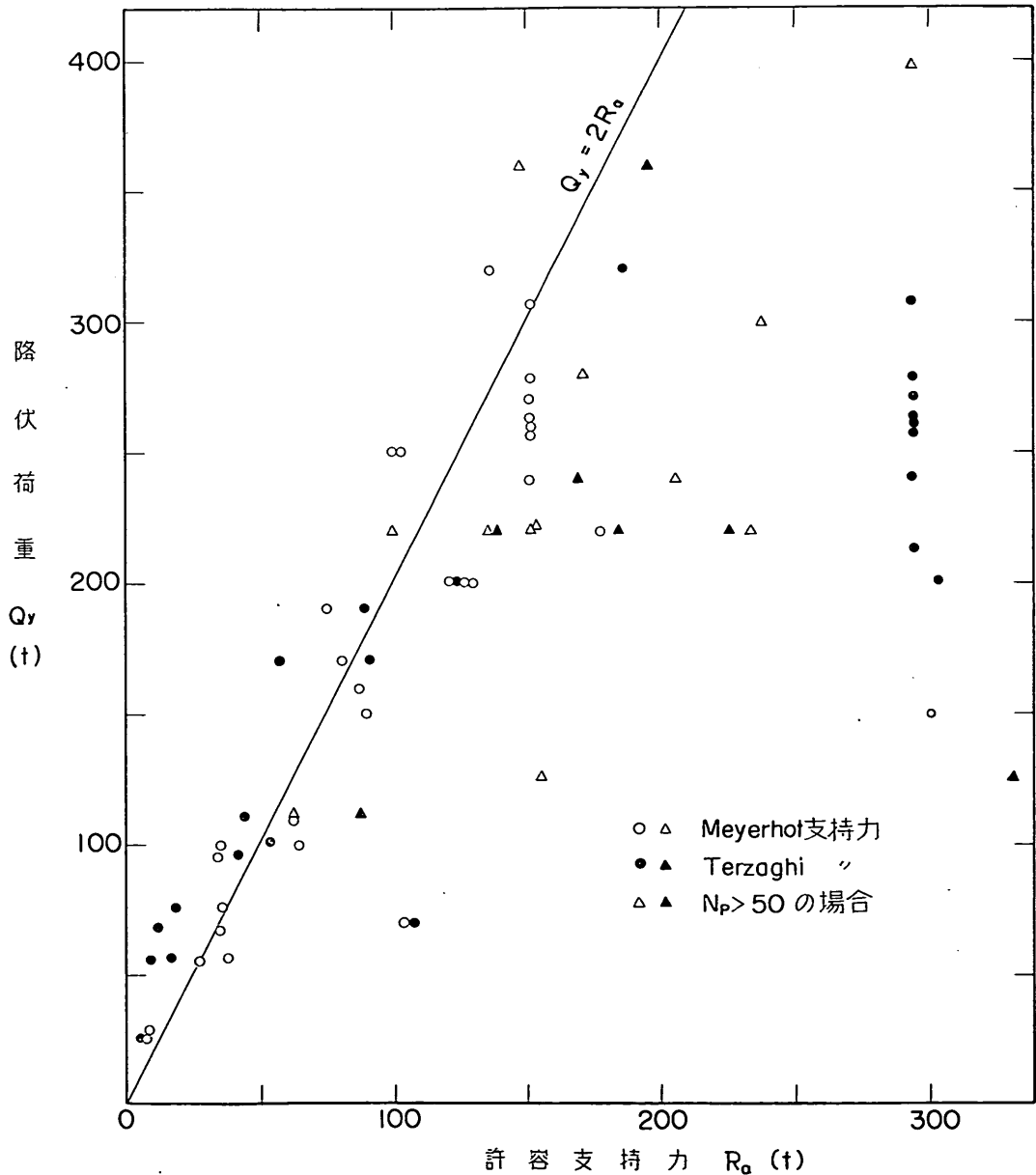


図-5.10 砂地盤内のクイの降伏荷重と許容支持力との関係

つぎに降伏荷重 Q_y と Meyerhof の計算許容支持力 R_a との関係を図-5.10に示す。この関係は図-4.1に示した極限荷重 Q_u と計算支持力 R_u との関係と同様に、支持力の大きいケース以外では $Q_y=2R_a$ の直線関係がほぼ成立し、支持力が大きいときでもクイ下端附近の N 値が50以下の場合には上記の関係はほぼ成立している。いいかえると、クイ下端附近の地盤の N 値が50以下の場合には、Meyerhof の許容支持力は降伏荷重に対して2なる安全率をもっているといえる。参考のために、図-5.10に Terzaghi 式の許容支持力 (安全率を Meyerhof と同じに3とする) と降伏荷重との関係を表示してある。極限荷重の場合と同様に、支持力が小さい場合は Meyerhof の許容支持力と同様に $Q_y=2Q_a$ の関係が成立しているが、降伏荷重が 200 t 以上の場合には許容支持力は降伏荷重とほぼ同程度となり、場合によっては降伏荷重よりも大きな値を示している例もある。

図-5.11に粘土地盤内に打込んだクイの降伏荷重 Q_y と

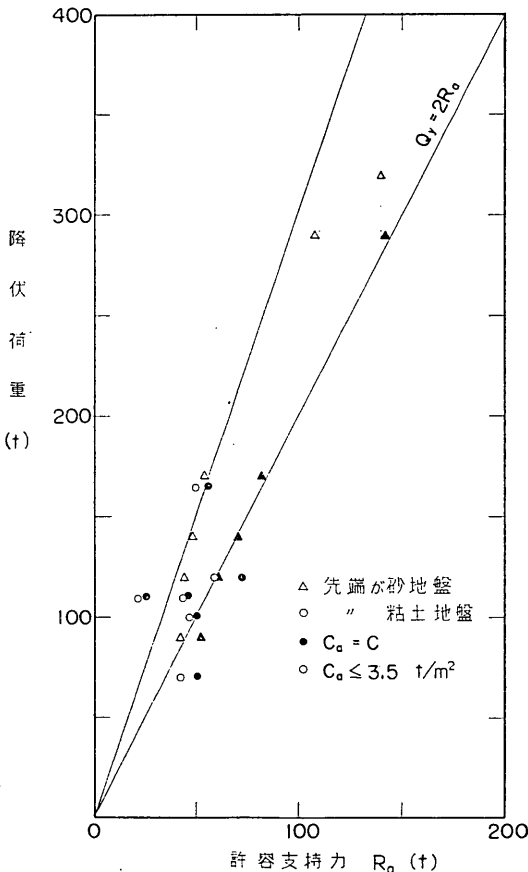


図-5.11 粘土地盤内のクイの降伏荷重と許容支持力との関係

計算許容支持力 R_a との関係を示してある。資料が少ないのでクイ下端が砂地盤に打込んであるものも加えた。この際、Meyerhof 支持力は妥当な値を示すことが図-5.10で確認されているので、図-4.3に示す極限荷重 Q_u と極限支持力 R_u との関係と同様に先端支持力 R_P は

$$R_P = 40N A_P$$

で計算し、またクイ先端も粘土層内に留まっている場合には、

$$R_P = 9c A_P$$

として先端支持力を算出している。クイ周囲に働く附着力 c_a を粘着力と等しいとみなした時の計算値と、附着力 c_a は 3.5 t/m^2 よりも大きくなり得ないとみなした時の計算値を●▲印と○△印に区別して表示し、浮きグイは○●印、砂層まで打込んであるものは△▲印で表示してある。また、計算許容支持力は Meyerhof 支持力と同じに極限計算支持力を安全率3で除したのと同じとして、図-5.11で明かなように、両者とも降伏荷重と許容支持力との間には砂地盤での Meyerhof 支持力のような直線関係はなく、

$$\frac{Q_u}{R_a} = 2 \sim 3$$

の範囲でバラついており、大体の傾向としては、 $c_a = c$ とみなした場合に Q_y は $2R_a$ に近く、 $c_a \leq 3.5 \text{ t/m}^2$ とみなした場合は Q_y は $3R_a$ に近いようである。

6. クイ頭の沈下について

前に述べたようにクイの許容支持力本来は極限支持力だけで勘案するのではなく、載荷重に対するクイ頭沈下量をも加味して決めねばならない。クイの支持力が極限状態に達したとき、またはクイの支持力が降伏状態に達したとき、クイ頭の沈下量がどの程度になったかは興味あることである。ここで、クイの載荷試験結果をとりまとめて、クイ頭沈下量を推算する方法を案出してみようが、資料が載荷試験であるため、長期荷重のクリープ、またクイに働く荷重による粘土地盤の圧密沈下量などを含めた沈下推定式とはならない。したがって、長期荷重によるクリープ、粘土地質の圧密沈下量などは別途考慮しなければならない。

表-4.1にとりまとめた載荷試験 (鋼グイが主体) で得た極限荷重下のクイ頭沈下量 Δu と降伏荷重下のクイ頭沈下量 Δy とを 図-6.1 で比較する。載荷試験は普通荷重制御方式で行なわれるので、極限荷重下では載荷時間の経過と共に沈下量も増大してゆき、最終沈下量を決め難い。降伏荷重下では沈下の進行にも一応の限度があり

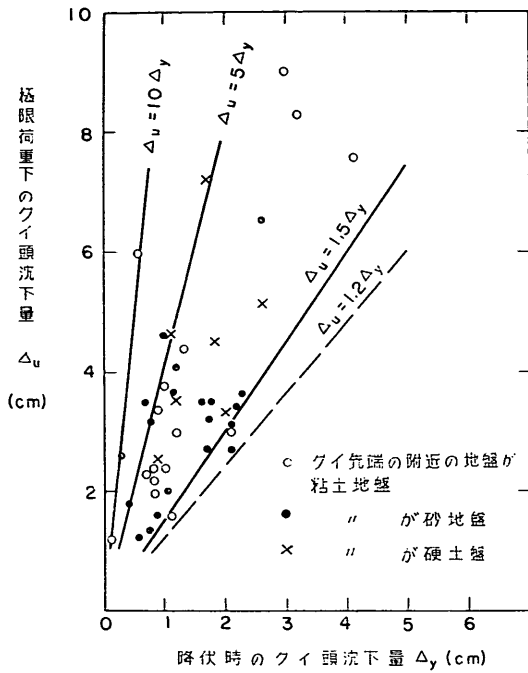


図-6.1 極限荷重時と降伏荷重時とのクイ頭沈下量の比

沈下速度が無視できるようになった時点をもって沈下が終了したとみなせば、一応の最終沈下量を規定できる。各載荷試験結果を同じ視点で比較する関係上、とりあえず、図-6.1の極限荷重下の沈下量を載荷重が極限荷重に達した瞬間のクイ頭の沈下量とし、一方、降伏荷重下の沈下量は沈下現象が落着いた時点の沈下量、最終沈下量

をとり上げている。両者の沈下量を規定している時点が異なっているので、この比較は矛盾しているようではあるが、降伏荷重程度の荷重は長期間にわたり、クイに作用することが予想されるし、その場合のクイ頭の沈下量がどの程度までになるかは興味がある。一方、クイが破壊するような荷重が働くと、いいかえれば、クイが壊れようとして破壊をまぬがれている時のクイ頭の沈下量がどの程度になるかもまた工学的に興味があることである。しかし、破壊を起こしてしまったクイの沈下量は工学的には意味がない。

極限荷重下でのクイ頭沈下量はクイ下端附近の地盤によってかなりの差異があると思われるので、図-6.1では下端附近の地盤を粘土地盤(○印)、砂質地盤(●印)、固結粘性土地盤($N < 20$)などの硬土地盤(×印)の3種にわけてデータを表示してある。しかし、図-6.1をみて明かのようにクイ下端附近の地盤による差異は考える必要がなさそうである。図-6.1によると極限荷重下の沈下量 Δu は降伏荷重下の沈下量 Δy の1.2倍~10倍というようにバラツキ、一見2つの沈下量との間にはあまり明瞭な関係がないようにみえる。しかし、若干のデータを除外すると、バラツキの範囲はせばまり

$$1.5 < \frac{\Delta u}{\Delta y} < 5 \quad (6.1)$$

となる。このバラツキの原因を調べるために、極限荷重下のクイ頭沈下量と降伏荷重下での沈下量との比 $\Delta u/\Delta y$ とクイ根入れ長 L_d との関係を図-6.2に、クイ下端附近の N 値との関係を図-6.3に示す。両図を比較すると、クイの根入れ長の差異がこのバラツキの原因の一つになっ

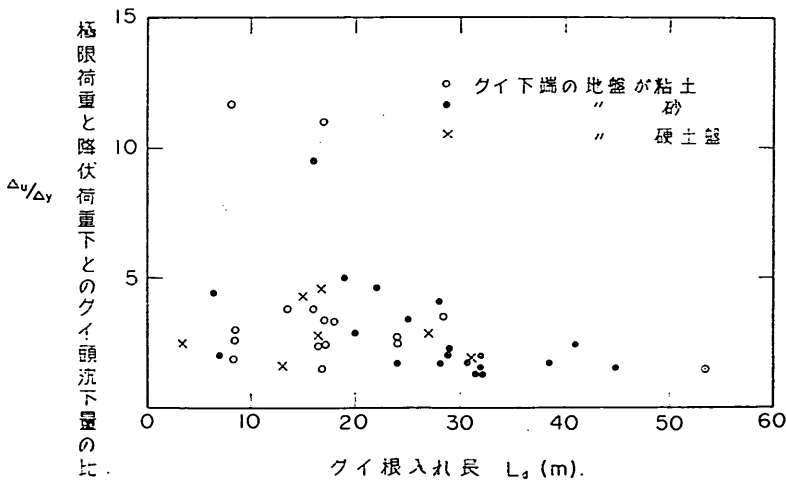
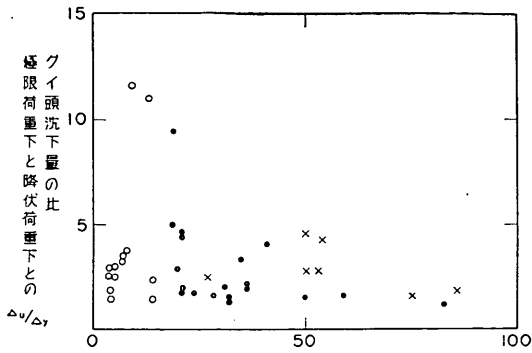


図-6.2 極限荷重下と降伏荷重下とのクイ頭沈下量の比とクイ根入れ長との関係 (パラメーターはクイ下端の N 値)



クイ下端附近地盤の標準貫入試験値 N

図-6.3 極限荷重下と降伏荷重下とのクイ頭沈下量の比とクイ下端附近地盤のN値との関係

ているが、クイ下端附近の地盤条件はあまり影響を及ぼしていないことが判る。また図-6.4に両荷重と沈下量の比と根入れ長とクイ径との関係を図示する。極限荷重下では、クイ下端の地盤が変形するはずであるから、この比にはクイ径がかなり影響するものと思つたが、あまり支配的でないことがこの図より判る。したがって、大体の傾向としては、クイ根入れ長が30m以下の場合には両荷重下でのクイ頭沈下量の比 $\Delta u/\Delta y$ は

$$2 < \Delta u/\Delta y < 4 \quad (6.2)$$

となり、根入れ長が30m以上の場合にはこの比が

$$1.5 < \Delta u/\Delta y < 3 \quad (6.3)$$

22) 川崎浩司, 荻野郁太郎, 杭支持力公式の研究(荷重, 沈下, 時間曲線の性状によるクイ支持力推定法), 日本建築学会論文報告集, 第60号, 昭和37年10月

とみなせば十分であろう。なお、このデータの大部分は鋼グイに関するものではあるが、図-6.2のうち、根入れ長が5~10mの資料はコンクリートグイに関するものである。僅かな例ではあるがコンクリートグイも鋼グイとほぼ同じ傾向を示している所をみると、コンクリートグイでも極限荷重下の沈下量と降伏荷重下の沈下量との比は上記の範囲内にあるといえよう。

図-6.1をみると、クイが極限状態に達したときクイ頭沈下量は1~10cm (80%のクイでは1.5~5cmの範囲内)であり、降伏荷重下でのクイ頭沈下量は0.1~4cm (80%のクイは0.5~2.5cmの範囲内)であることが判る。

鋼グイはコンクリートグイや木グイに比べて一般に長く、荷重に対する相対断面積も小さいので、荷重によるクイ自体の圧縮ヒズミ量も大きくなり、極限、降伏荷重下でのクイ頭沈下量もクイの種別によって異なるものと思われる。この点を検討するために、木グイ、コンクリートグイの極限荷重、降伏荷重下のクイ頭沈下量を調べてみよう。前節で利用した、川崎, 荻野のとりまとめた木グイ、コンクリートグイの載荷試験結果の報告²²⁾では各クイの降伏荷重の外にクイ頭が1.0cm, 1.5cm沈下したときの荷重もとりまとめている。クイ頭沈下量が1.0cmのときの荷重を Q_{10} 、1.5cmのときの荷重を Q_{15} として、それぞれの値を縦横軸としてプロットしたものが図-6.5である。一部の点は $Q_{15} = Q_{10}$ なる直線上に並んではいるが、大部分の点は、

$$Q_{15} = 1.1Q_{10} \quad (6.4)$$

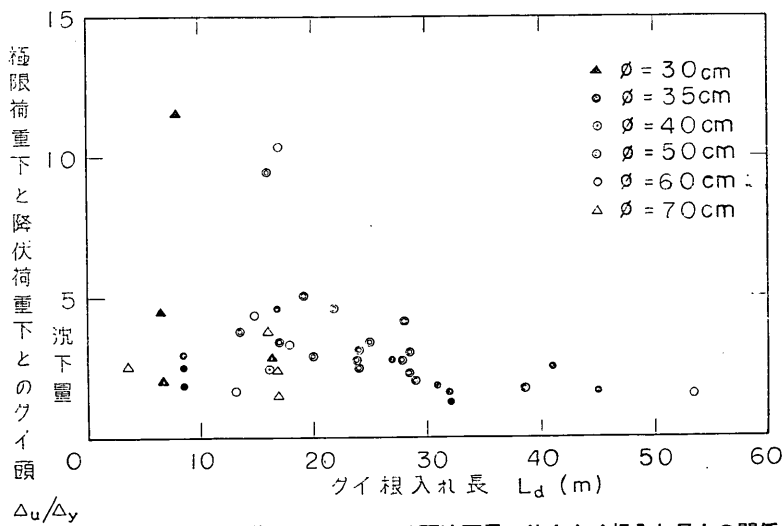


図-6.4 極限荷重下と降伏荷重下とのクイ頭沈下量の比とクイ根入れ長との関係 (パラメーターはクイ径)

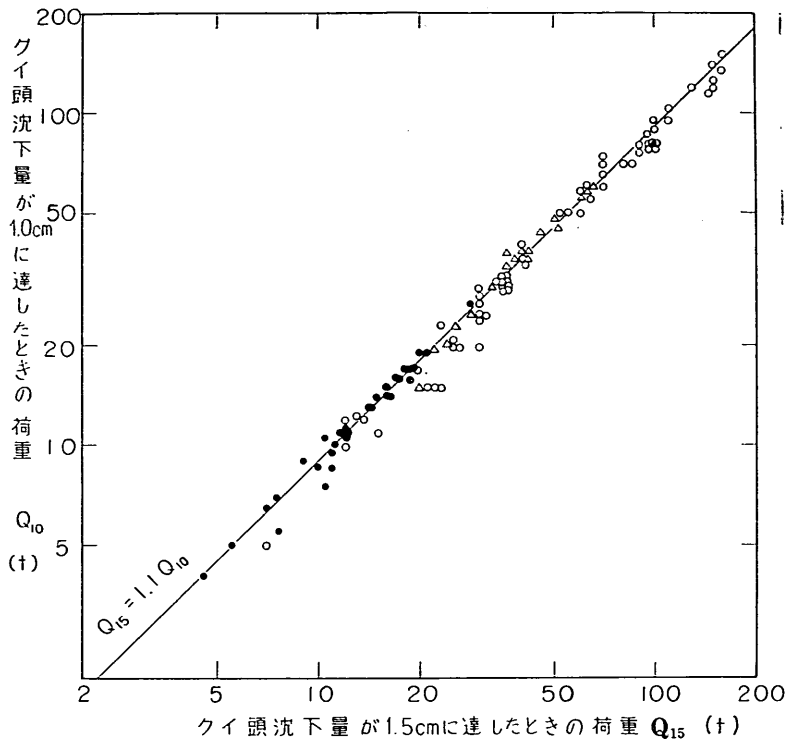


図-6.5 木グイ、コンクリートグイのクイ頭沈下量が 1.5cm となった時の荷重と 1.0cm になったときの荷重との比較

を中心として分布している。このことは、クイ頭が1cm であるときの荷重の1.1倍の荷重が作用すると、平均的な傾向としてクイ頭はさらに0.5cm 沈下することを意味し、大勢としては Q_{15} はすでに極限荷重となっているとはいきれない。むしろ、極限荷重附近では僅かの荷重増加で沈下量が急増するはずであるから、この現象は木グイ、コンクリートグイでは極限荷重下のクイ頭沈下量が1.5cmよりも大きい場合が多いことを示している。しかし、この資料のうち一部では $Q_{10}=Q_{15}$ が成立しているから、もちろん、沈下量が1.5cm以下でも極限荷重に達することはある。この事実は図-6.1の意味する内容とはほぼ同じであり、この程度の大まかな比較では鋼グイとその他のクイとの間に極限荷重下の沈下量に関する顕著な差異を見出すことができず、極限荷重下のクイ頭沈下量はクイ材の圧縮変形の影響をうけるけれども地盤の変形がむしろ支配的であることを示している。

図-6.6に川崎らがまとめた木グイ、コンクリートグイの降伏荷重 Q_y と Q_{10} との関係を表示してある。一部のデータは、 $Q_{10} \leq Q_y$ ではあるが過半数のデータは $Q_{10} > Q_y$ であり、この事実から大部分のクイでは降伏荷

重下の沈下量は1.0cm以下であることが判る。また前節に示した図-5.9の横軸は極限荷重とは書いてあるが、実質は沈下量が1.5cmに達したときの荷重 Q_{15} である。図-5.9ではごく一部のデータが $Q_y=Q_{15}$ ではあるが大部分が $Q_y < Q_{15}$ であり、図-6.6の示す内容と考えあわせると、通常の木グイ、コンクリートグイでは降伏荷重下の沈下量はせいぜい大きくて1.5cmであり、大部分のものが1.0cm以下となることが判る。この傾向は予想した通りに、降伏荷重下のクイ頭沈下量が鋼グイ(図-6.1参照)よりも小さ目であることを示し、降伏荷重下のクイ頭沈下量はクイ下端の地盤の変形のほかにクイ材の変形もまたかなり影響することを意味している。

降伏荷重下のクイ頭沈下量 $4y$ とクイ材の圧縮変形量との関係を調べるために、まず降伏荷重が完全支持グイに作用したときのクイ自体の弾性変形量 de を式(6.5)により算出し、

$$de = \frac{Q_y}{E} \frac{L}{A} \quad (6.5)$$

両者を比較してみる。ここで、 L, A, E はクイの長さ、クイ材の断面積、Young率であり、完全支持グイとは、

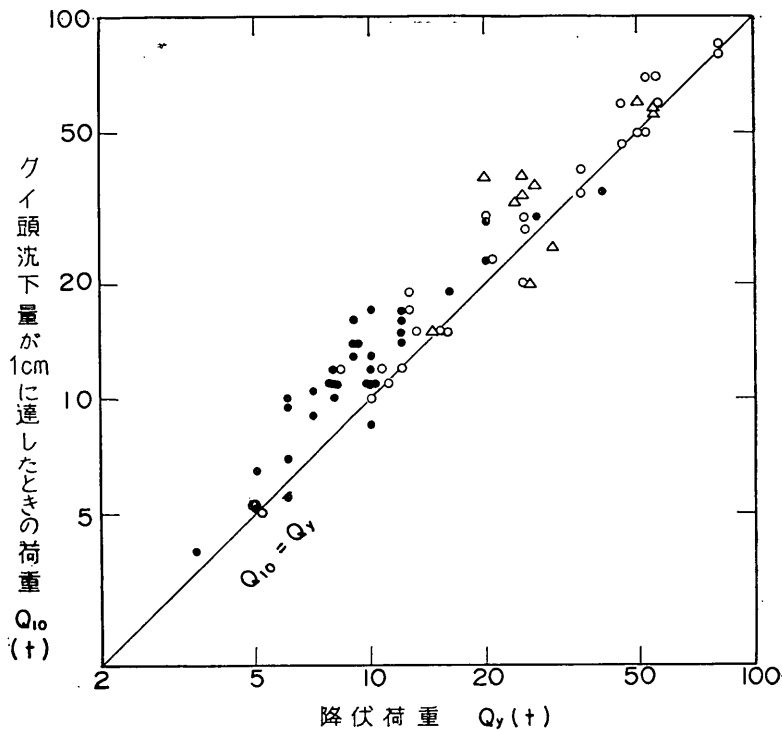


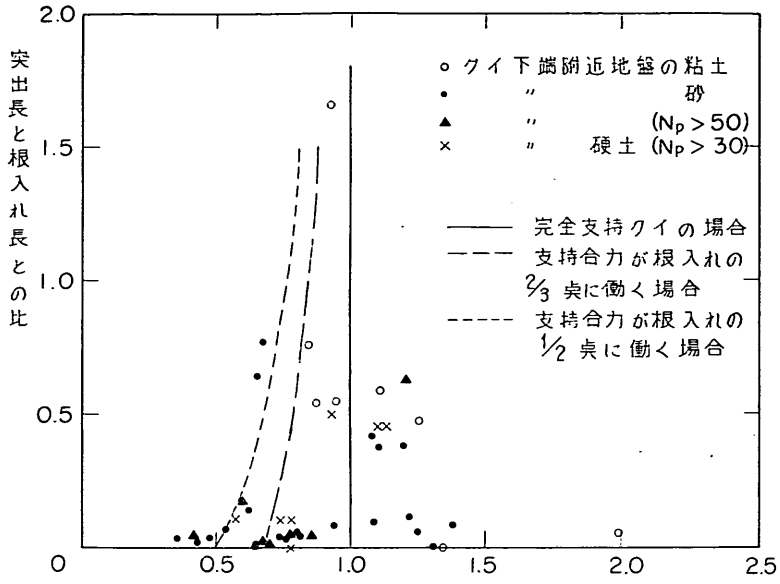
図-6.6 木ゲイ、コンクリートゲイのクイ頭沈下量が 1.0cm に達したときの荷重と降伏荷重との比較

周面抵抗が全く働かずクイに作用した荷重はクイの先端支持力と釣合っているという仮想のクイであって、クイ材応力は $\sigma = Q_y/A$ と一定であると仮定している。一方クイ支持力が周面抵抗のみで先端支持力が働かない完全摩擦ゲイも仮定しうる。完全摩擦ゲイで周面抵抗が上下方向に対称に分布し、しかも地上に突出していない場合には、このクイの弾性変形量 $\Delta e'$ は

$$\Delta e' = \frac{Q_y}{2E} \frac{L}{A} \quad (6.6)$$

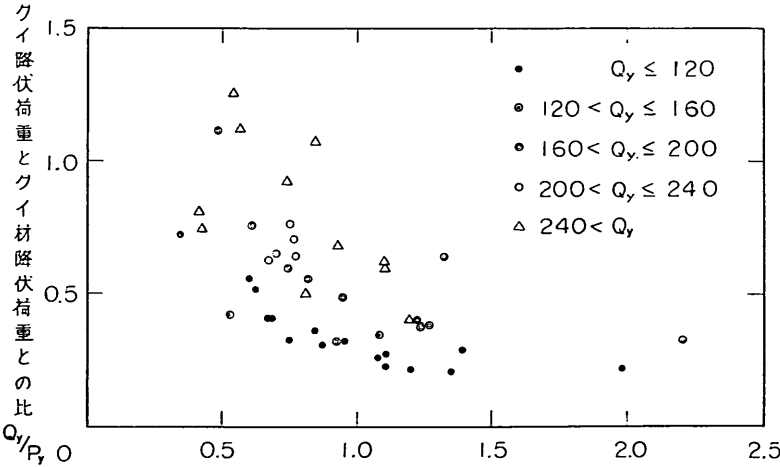
となる。しかし、実際には完全支持ゲイも完全摩擦ゲイもなく、また、港湾工事に用いる鋼ゲイはさん橋などに用いる関係上、突出長もかなり長く、クイの圧縮変形量は式(6.5)と(6.6)の中間の値になるはずである。突出長と根入れ長との比が $0 \sim 1.5$ の場合のクイ材の弾性圧縮量と完全支持ゲイの圧縮量 Δe との比を、クイの支持力、先端支持力と周面抵抗の和の合力の作用点が根入れ部の $1/2$ 点、 $2/3$ 点に働くときにわけて図-6.7の横軸に示す。また、同時に載荷試験で得た降伏荷重下のクイ頭沈下量 Δy と完全支持ゲイの弾性変形量 Δe との比も図-6.7の横軸に表示してある。降伏荷重下のクイ頭沈下量 Δy はクイ材の圧縮変形 ΔP とクイ下方の地盤の変形量 Δs と

の和であるから、図-6.7の各点はクイ材の変形量と完全支持ゲイの変形量との関係を示す線より Δs の分だけ右方に偏るのが当然である。図-6.7でクイ下端が硬土盤 ($N_P > 30$) にまで打込まれたクイを×印で表示し、 $N_P > 50$ の砂礫層にまで達しているものを▲印、砂地盤に打込まれたものを●印、粘土地盤のものを○印で表示してある。したがって、×印、▲印のクイはほぼ支持ゲイとみなされ、クイ下方の地盤の圧縮量 Δs は小さく、またクイに働く荷重は全長にわたってほぼ一様に働くとも考えられるので、各データは $\Delta y/\Delta e = 1$ の線に集まるはずである。しかし、突出部のあるクイ(港湾関係)は $\Delta y/\Delta e = 1$ の線に集まって支持ゲイの条件を満足しているが、突出部のないクイでは、 $\Delta y/\Delta e < 1$ となり、これらのクイの支持力が必ずしもクイ下端に集中しないことを示している。一方、粘土地盤に打込まれたクイの支持力は周面抵抗が支配的であり、周面抵抗もほぼ一様に働くことが多いので、クイ材の弾性変形量は支持力の合力が根入れ長の $1/2$ 点に作用したときの曲線(点線)とほぼ等しくなるはずであり、またクイ下方の地盤も粘土であるから硬土盤に比べて変形しやすくクイ荷重によって変形するので、粘土地盤に打込まれたクイのデータ(○印)は



降伏荷重下とクイ頭沈下量と同荷重下の完全支持クイとみなした時のクイ変形量との比 $\Delta y/\Delta e$

図-6.7 鋼クイの降伏荷重時のクイ頭沈下量，完全支持クイとみなした時のクイ変形量，クイ地上突出長，根入れとの間の関係



降伏荷重下のクイ頭沈下量と同荷重下の完全支持クイとみなした時のクイ変形量との比 $\Delta y/\Delta e$

図-6.8 鋼クイの降伏荷重，そのときのクイ頭沈下量，クイ材の圧縮変形量，クイ材の降伏荷重間の関係

点線の右側に散在するはずである。図-6.7では○印の分布状況は，上記の推論と一致している。砂地盤に打込まれたクイでは先端支持力も周面抵抗も無視できず，また周面抵抗も下部の方が大きくなるので，クイ材の弾性変

形量は完全支持クイの値（実線）と根入れ部の2/3点に作用する場合の値（破線）の中間にあり，さらに，クイ下方の地盤の圧縮も当然予想されるから，この種のクイ（●印）のデータは破線の右方に散在すべきである。図

-6.7では、すべてのデーターが必ずしもこの条件を満足してはいないが、大体の傾向としてはほぼ満しているといえよう。

降伏荷重下の鋼グイのクイ頭沈下量を定量的に推定する方法を見出すため、図-6.8に $\Delta y/\Delta e$ とクイ降伏荷重 Q_y とクイ材降伏荷重 P_y との比との関係をプロットしてみる。ここで、クイ材降伏荷重 P_y は鋼材降伏応力 σ_y と断面積の積で表わし、一応 σ_y は SS41 材の保証降伏応力の約10%増しの $\sigma_y=2,500\text{kg/cm}^2$ と仮定してある。図-6.8で明かなように、降伏荷重 Q_y をパラメーターとして $\Delta y/\Delta e$ と Q_y/P_y との間には何らかの関係がありそうである。この関係を調べるために、両者を対数表示にしたのが、図-6.9である。各点はコウ配が-1 である直線上に分布していることからみて

$$\frac{\Delta y}{\Delta e} \frac{Q_y}{P_y} = F(Q_y) \quad (6.7)$$

の関係が成立つことが判る。ここで、 P_y は

$$P_y = \sigma_y A \quad (6.8)$$

で表わされているから、式(6.7)は式(6.5)、式(6.8)より次のように書きかえられる。

$$\frac{\Delta y}{L} \frac{E}{\sigma_y} = F(Q) \quad (6.9)$$

図-6.10 に降伏荷重 Q_y とその時のクイ頭沈下量 Δy とクイ長 L との比との関係を示す。データーは若干のパラツキはあるがほぼ直線の周辺に集まり、両者の間には、

$$\frac{\Delta y}{L} \frac{E}{\sigma_y} \doteq 0.24 \times 10^{-2} Q_y \quad (6.10)$$

の関係が成立つ。さらに、 E 、 σ_y の値も代入すると式(6.10)は次のようにかきかえられる。

$$\frac{\Delta y}{L} \doteq 0.3 \times 10^{-5} Q_y \quad (Q_y \text{ は t 表示}) \quad (6.10')$$

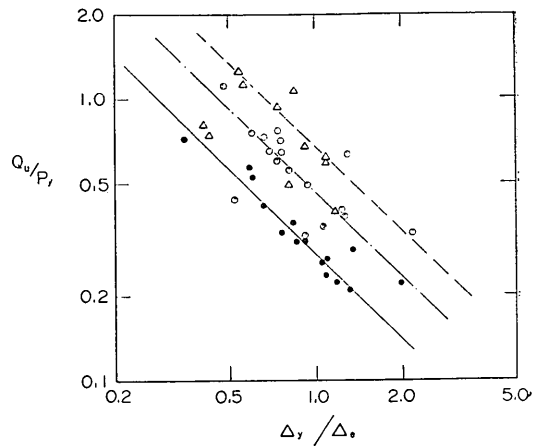


図-6.9 鋼グイの降伏荷重、その時のクイ頭沈下量、クイ材の圧縮変形量クイ材の降伏荷重間の関係

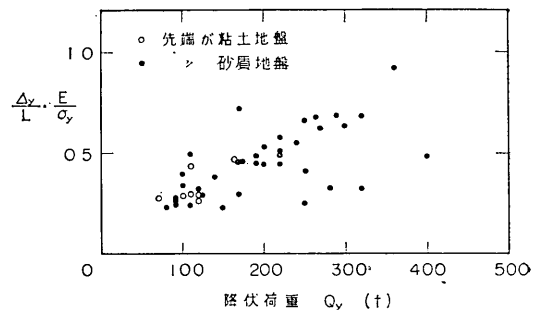


図-6.10 降伏荷重、その時のクイ頭沈下量、クイ長との関係

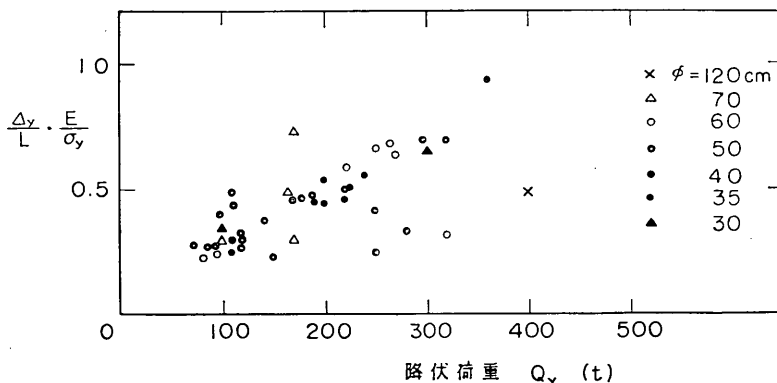


図-6.11 降伏荷重、その時のクイ頭沈下量、クイ長との関係

ここで図-6.7のパラついているデータを調べると、正常のクイよりも小さい d_y を示すデータは図-6.7で点線の左側に出ている $d_y/d_e < 0.4$ の4点とクイ径が120cmの大口径のクイの5例だけであり、正常の値よりも大きな d_y を示すデータは根入れ長が4m以下で $N_p = 27$ の土丹層に打込んだ例1ヶだけで通常の鋼グイでは地盤の性状(図-6.10参照, パラメーターはクイ下端の土質), クイの断面寸法(図-6.11参照, パラメーターはクイ径)に関係なく, 式(6.10')が成立つ。

降伏荷重下のクイ頭沈下量 d_y がクイ下方の地盤の性状に関係なく, つまりクイ下端が接している地盤が粘土地盤であっても土丹であっても関係なく, 降伏荷重 Q_y とクイ長 L だけで決まるという式(6.10')は一見不可思議であり, 当然クイ下端が粘土層に浮いているクイは土丹で支えられているクイよりもクイ頭沈下量は大きくなりそうである。ここで, この原因を調べてみよう。前に述べたように, クイ頭沈下量はクイ材の弾性変形量 d_p とクイ下端より下方の地盤の変形量 d_s との和である。同じ長さの支持グイ, 摩擦グイに同じ荷重が作用したときのクイ頭沈下量をそれぞれ分解して比較してみる。土丹層, 砂礫層などに打込まれた支持グイはクイ全長にわたってクイ荷重が作用するので, 全長にわたって圧縮ヒズミが発生し, 相対的に d_p は大きくなるが, クイ下端より下方の地盤の剛性が強いので逆に d_s は小さくなる。一方, 粘土層に打込んだクイでは, 浅い根入れ部でもある程度の周面抵抗が働き, 反対にクイ先端支持力は少ないのでクイの支持力のクイに働く全荷重が作用する部分のごく浅い根入れ部のみであり, 深くなるにつれてクイ荷重は周囲の地盤に分散してゆき, クイ材内の応力は漸減してゆく。このため, クイ材の圧縮変形量 d_p は相対的に減少するが, クイ下端の地盤は相対的に柔かいので d_s は相対的に大きくなる。しかし, 支持グイとは異なってクイ荷重の大部分がそのまま直接クイ下方の地盤に伝えられるのではなく, クイ周面を介して広く地盤に伝達しているため, クイ荷重は比較的広範囲に分散しているので, d_s は土丹層と粘土層との変形常数の差異ほど大きく増大しないはずである。したがって, $d_y = d_p + d_s$ は支持グイであっても浮グイであってもあまり差異はないのであろう。砂地盤に打込んだクイは支持グイと浮グイの間であるから, d_y, d_s, d_p の関係も両者とよく似てくるであろう。

降伏荷重 Q_y が作用したときのクイ頭の沈下量 d_y はまず式(2.10')などで Q_u を算出し, ついで式(5.3)により Q_y を算出し, さらに式(6.10')を用いれば概算値を計算することができる。しかし, クイ径が120cmの

鋼管グイでは式(6.10')では計算できないような例外もあるので, この種の沈下計算を行なうときは表-4.1のクイの形状を参考にして慎重に取扱うのがぞましい。また, 前に述べたように, 式(6.10')にはクイ荷重による地盤の圧密沈下量は含まれていないので, 地盤が粘性土で荷重の載荷期間が長い場合は, 地盤の圧密沈下量を別途計算しなければならない。

降伏荷重以下の荷重のときのクイ頭沈下量を算定するため, 降伏荷重の5/6, 3/4, 2/3, 1/2の荷重のときのクイ頭沈下量 $d_{5/6}, d_{3/4}, d_{2/3}, d_{1/2}$ と降伏荷重の沈下量 d_y との関係を図-6.12~図-6.15に示す。鋼グイで下端が砂層に達しているものを●印, 粘土地盤にとどまっているものを○印, コンクリートグイを▲印で表示したが, 地盤の差異, クイ材質の差異は特にあらわれていない。各グラフともデータに多少のパラツキはみられるが, ほぼ直線上に並んでおり, 降伏荷重下の沈下量 d_y と降伏荷重の*i*%相当荷重の沈下量 d_i との間には式(6.11)のように一次比例関係があることが判る。

$$d_i = \alpha_i d_y \quad (6.11)$$

式(6.11)を数量化するため, クイ頭沈下量の比 $\alpha_i = d_i/d_y$ と荷重と降伏荷重との比 $i = Q_i/Q_y$ とを対数表示で図-6.16に示す。降伏荷重の50%の荷重が働いたとき以外では両者の間には直線関係があり, 式(6.12)のような指数関係が成立つ。

$$\frac{d_i}{d_y} = \left(\frac{Q_i}{Q_y} \right)^{1.5} \quad (6.12)$$

参考のため, 極限荷重の下限推定値を図-6.16に×印でいれてある。式(5.3)により, 極限荷重 Q_u と降伏荷重 Q_y との間には

$$Q_u = \frac{4}{3} Q_y$$

の関係が成立ち, また, 図-6.1から極限荷重下の沈下量は

$$d_u > 1.5 d_y$$

で表わされるので図-6.16で明かなように, 極限荷重の沈下量の下限値に関しても式(6.12)が成立っている。

降伏荷重の50%の荷重下のクイ頭沈下量 $d_{1/2}$ が式(6.12)よりもわずかではあるが大きいところからみて, 降伏荷重の50%以下の荷重時の沈下量については, 式(6.12)が成立つとはいいきれない。図-6.15のパラツキよりみて, $d_{1/2}$ 以下の値について α_i の値を求めるのは無意味であるので, 正確な量は判らぬが, 応力とヒズミの関係からみて, 少くとも指数が1以下になることはあり得ない。したがって, 当然のことではあるが, クイに働く荷重を降伏荷重より小さくすればする程, クイ頭沈下

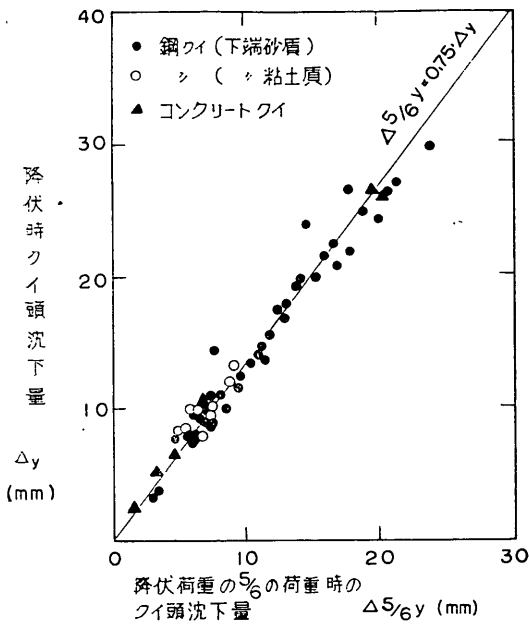


図-6.12 降伏荷重下のクイ沈下量と、降伏荷重の $\frac{5}{6}$ の荷重が作用したときのクイ頭沈下量との関係

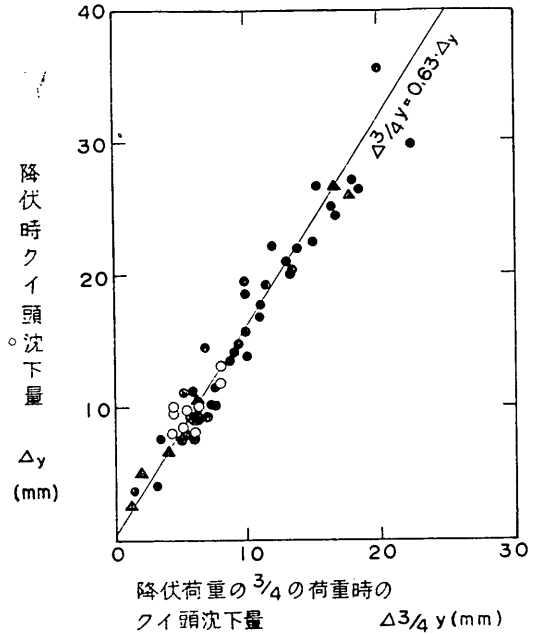


図-6.13 降伏荷重下のクイ頭沈下量と降伏荷重の $\frac{3}{4}$ の荷重が作用したときのクイ頭沈下量との関係

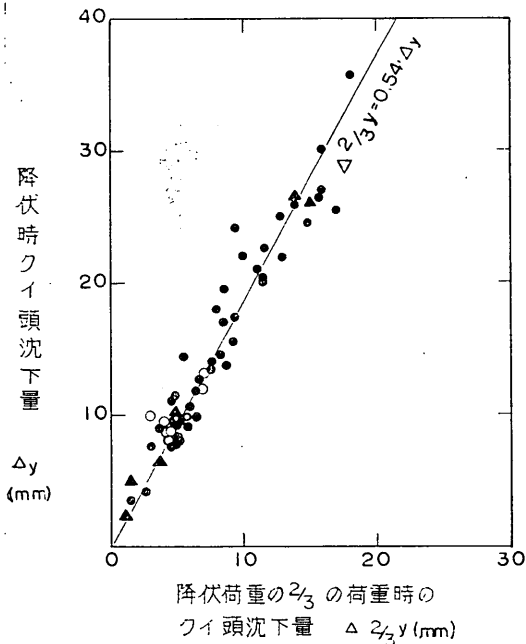


図-6.14 降伏荷重下のクイ頭沈下量と降伏荷重の $\frac{2}{3}$ の荷重が作用したときのクイ頭沈下量との関係

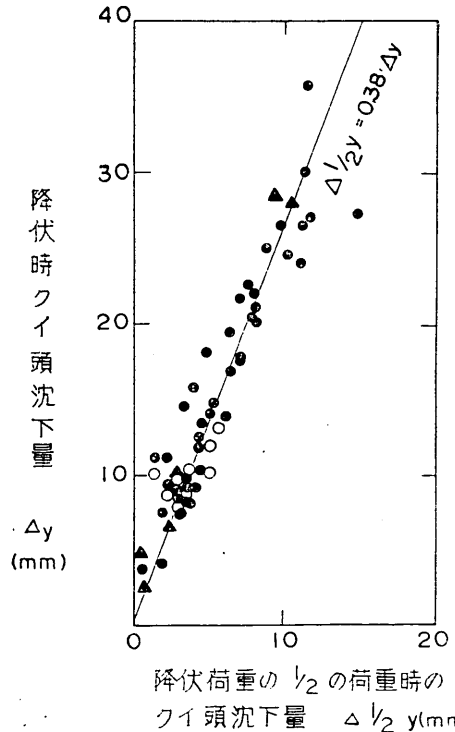


図-6.15 降伏荷重下のクイ頭沈下量と降伏荷重の $\frac{1}{2}$ の荷重が作用したときのクイ頭沈下量との関係

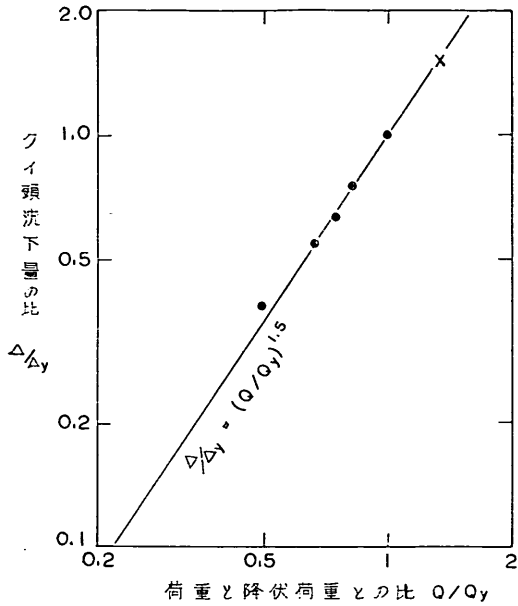


図-6.16 降伏荷重下の荷重が作用したときのクイ頭沈下量と荷重との関係

量を小さくすることができる。

式(6.12)は地盤が軟弱粘土であっても成立つが、地盤の圧密沈下の影響は入っていないから、荷重が長期間にわたって作用するときは、圧密沈下量を別途加算しなければならない。

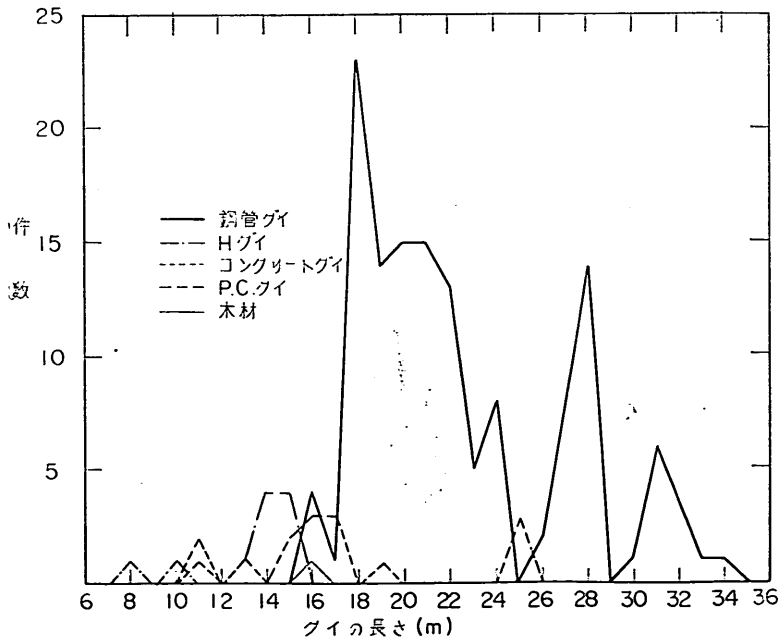


図-7.1 港湾工事に用いられるクイの長さ

7. 港湾構造物に用いられているクイの設計の現状について

ここで日本の港湾構造物に用いられているクイはどのように設計がすすめられ、またどの程度のクイが用いられているのか検討してみる。検討資料は設計基準課の手元にある各港湾建設局の設計計算書をもととして取まとめたので、小型けい船岸についての資料が洩れ、表-7.1

表-7.1 クイ材別件数

クイ材種別	件数
鋼管グイ	43
Hグイ	6
プレストレストコンクリートグイ	3
プレキャストコンクリートグイ	1
木グイ	1

示すように横さん橋に用いられていた鋼管グイに重点がおかれたきらいがあるが、現在の直轄港湾工事ににおけるクイの設計の実態はほぼ把握できると思われる

表-7.2 年度別設計件数

年 度	件 数
昭和 36 年 度	10
〃 37 〃	0
〃 38 〃	8
〃 39 〃	11
〃 40 〃	25

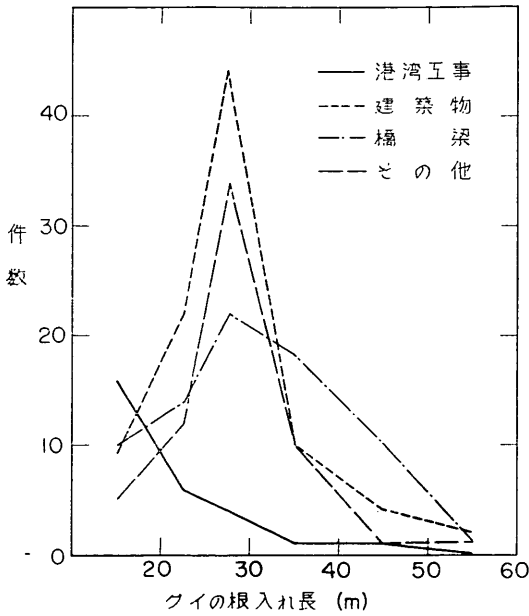


図-7.2 各利用種別クイの根入れ長の分布

にる。ここで取扱った設計例は表-7.2に示すように、昭和36年度来最近5年間に設計したものである。これら港湾工事に用いられているクイの長さの使用件数を材料別に図-7.1にとりまとめておく。木クイや継手の確実なP.C. パイルを除いたコンクリートクイはせいぜい17m前後までのものが用いられているが、鋼管クイは35m程度のもので用いられている。しかし、やはり20m前後の長さのものが一番よく用いられている。参考のために、最近載荷試験を行なった鋼クイを長さ別に港湾関係、建築関係、橋梁関係、その他の使用分野別に使用件数を図-7.2に示す。この結果よりみると港湾の分野では20m前

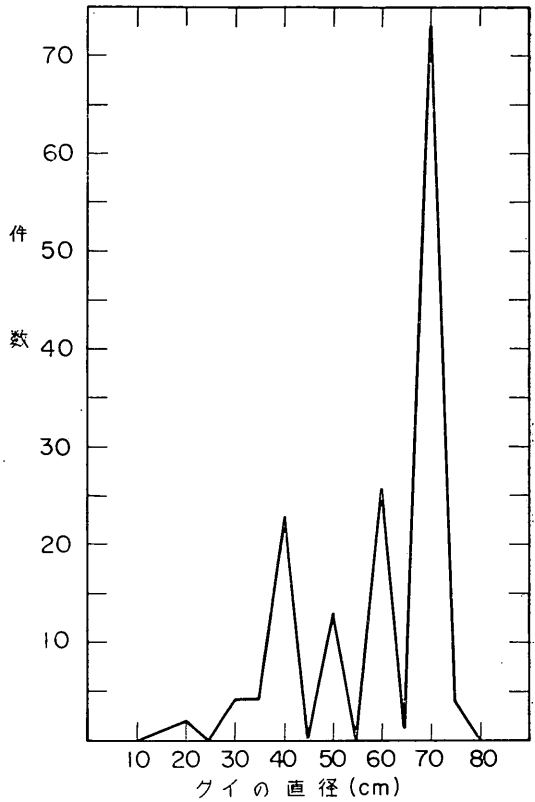


図-7.3 港湾工事に用いられるクイの径

後のクイが多く用いられているが、他の分野では25m~35mのクイが多く用いられており、港湾に用いられているクイは相対的に短いことがわかる。図-7.3に最近港湾工事に用いられた鋼クイの径別の使用件数を示す。さん橋に用いているクイであるので、70cmの径の鋼管が一番多く用いられている。これら港湾工事に用いられて

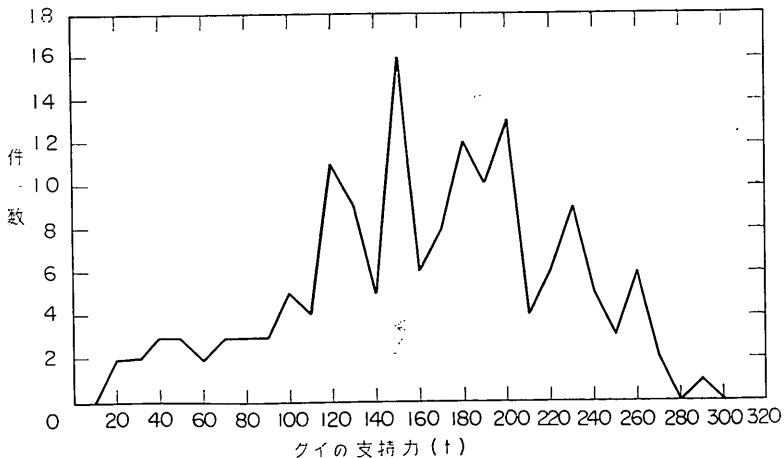


図-7.4 港湾工事に用いられるクイの計算支持力

いるクイの計算支持力の頻度を図-7.4に示す。このグラフよりみると、計算支持力は100 tから200 tまでのものが多い。この傾向はくりかえし述べているがサンプリングがさん橋にかたよったためであり、全体としてみればもっと小さい支持力のクイもかなりあるとみなされる。

表-7.3 設計法別件数

設計法	件数
載荷試験により	1
Dörr	8
Terzaghi	30
Meyerhof	2
その他	16

これらのクイの設計法は表-7.3に示すように、Terzaghiの設計法が圧倒的に用いられている。この傾向は港湾工事設計要覧でTerzaghiの設計法を推奨しているためである。表-7.3でその他の欄にとりまとめたものは粘土質地盤に打込むクイの設計の件数であり、この設計法もほとんどのものが砂質地盤の場合と同様に港湾工事設計要覧で推奨している式(式7.1)によっている。

$$R_u = (7.2 c_p + \gamma L) A_p + c_p L \quad (7.1)$$

ここで、各記号は第2節静力学支持力公式に用いているものと同じ記号である。また、ある建設局で一年間行なった設計をとりまとめた別の調査結果を表-7.4に示す。ここでもやはり、設計件数でもまた使用したクイの本数についてもTerzaghi式が圧倒的に用いられていることが判る。

表-7.4

検討公式	検討パーセント (件数)	検討パーセント (本数)
Terzaghi	85 %	86 %
Meyerhof	5.5	2.5
Dörr	2	6
動力学	5.5	5
分らない	2	0.5

地質地盤内に打込むクイの支持力をTerzaghi式で計算するとき、クイ周囲に働く地盤の土圧係数 K_n と摩擦係数 μ にかなる数値がよく用いられているかを調べるために、手元の資料で用いられている値をとりまとめ表-7.5に示す。全体の60%がしまった地盤に用いるべき $K_n=0.7$ 、 $\mu=0.7$ の値を用いていることがわかる。クイ下端附近の地盤の支持力係数、または内部摩擦角、クイ周辺に働く土圧の土圧係数、壁面摩擦係数など、Terzaghiの支持力計算に用いるこれらの数値と、このレポートで我々が議論してきた結果を比較するため、とりま

表-7.5 Terzaghi 設計法での静止土圧係数 K_n と周面摩擦係数 μ の値

K_n	μ	件数
0.7	0.7	25
0.7	0.6	3
0.7	0.53	1
0.7	0.3	1
0.6	0.6	1
0.5	0.6	4
0.5	0.43	1
0.5	0.4	1
0.5	0.35	1

とめた設計例について、クイ下端附近の地盤の N 値と設計計算に用いた内部摩擦角との関係を図-7.5に、クイ根入れ部の平均 N 値と根入れ部の平均内部摩擦角との関係

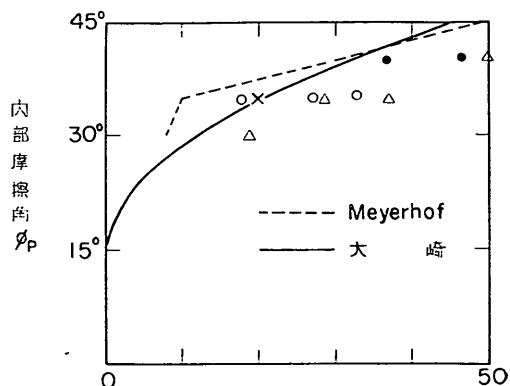


図-7.5 従来の設計法で用いてきたクイ下端附近地盤の内部摩擦角と N 値との関係

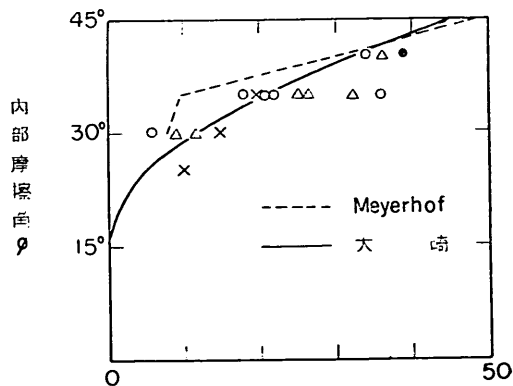


図-7.6 従来の設計法で用いてきたクイ根入れ部地盤の内部摩擦角と N 値との関係

を 図-7.6 に表示し、あわせて“2. クイの静力学支持力公式について”の 図-2.7~図-2.9 で Dörr, Terzaghi, Meyerhof の支持力の比較を行なったときに用いた, Meyerhof 提案の N 値と ϕ との関係と“4. 極限支持力について”で Terzaghi と Meyerhof の極限支持力を比較している 図-4.1 で用いた大崎提案の N 値と ϕ との関係を線で表示してある。なお, N 値から ϕ を読み取る作業で各建設局間に差異があるか否かを調べるために各データを各建設局単位で同じ符号で表わしてみたが, 特に差異はないようであり, 各点はほぼ同じように大崎の提案値より少し小さめの内部摩擦角を与えている。図-7.5 と 図-7.6 とを比較するとクイ下端の N 値と ϕ との関係は根入れ部での関係よりもなお一層安全側にあることが判る。大きな計算支持力を示すクイが, つまり締まった砂礫層に支えられているクイ, Terzaghi 方法で支持力を計算すると過大な設計支持力を与えるという 図-4.1 の示す事実を考えあわせると, このように内部摩擦角を控え目にとるということは正しい処置であるといえよう。図-7.7, 8 に根入れ部の平均 N 値と, 設計計算に用いられている周囲の土圧の土圧係数 K_n と壁面摩擦角 μ とのそれぞれの関係を表示してある。また, Terzaghi, Meyerhof 支持力の比較を用いた 図-2.7, 8, 9, 図-4.1 に用いた $K_n = \mu_n = \tan \phi$ の関係もあわせて 図-7.7, 8 に Meyerhof 大崎提案の内部摩擦角別に示してある。内部摩擦角の場合とほぼ同様に, 大崎提案の ϕ を用いて $K_n = \mu_n = \tan \phi$ と仮定した値よりも実例値は小さ目である。

設計でとりあげられた安全率の頻度を 図-7.9 に示す。

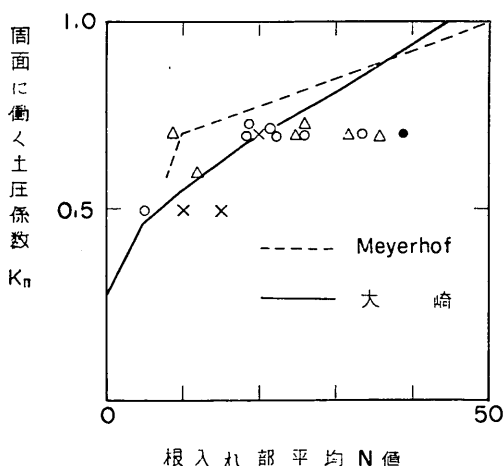


図-7.7 従来の設計で用いてきたクイ周囲に働く土圧の土圧係数 K_n と根入れ平均 N 値との関係

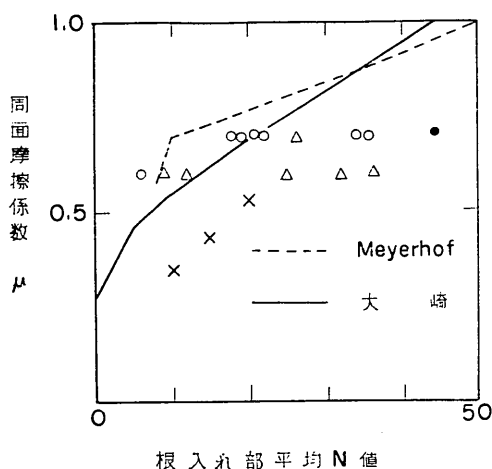


図-7.8 従来の設計で用いてきたクイ周囲に働く壁面摩擦係数 μ と根入れ平均 N 値との関係

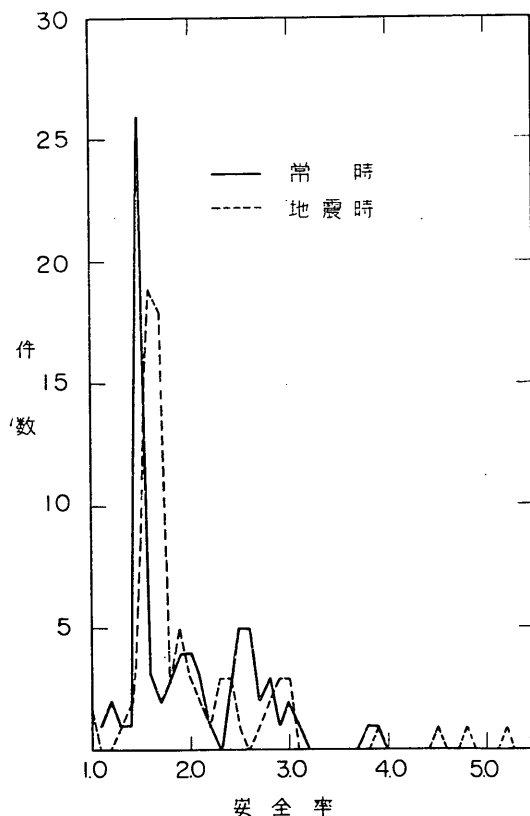


図-7.9 港湾工事に用いられるクイの計算上の安全率

常時、地震時共に安全率としては1.5より多少大きな値を用いるケースが一番多い。安全率を1.5としたケースは常時では全体の34%を占めるが、異常時では全体の8%にすぎない。しかし、安全率を1.5~1.7の範囲内におさえているケースは常時で41%、異常時では50%に達しており、さらに安全率が1.5~2.0の範囲内におさえているケースは常時では55%、異常時では63%となり、大半のケースでは安全率は2以下である。常時荷重に対して一番よく用いられる安全率は $F_s=1.5$ であり、異常時荷重に対しては $F_s=1.6\sim 1.7$ である。このように安全率がクイの安全率としてはかなり小さい値であり、1.5~1.7の範囲に集中していることと同時に、常時荷重の安全率と異常時荷重の安全率がほぼ同じ値であり、むしろ傾向としては異常時荷重に対する安全率が僅かではあるが大きめになっていることは港湾工事に用いられているクイの設計の特徴である。安全率が建物や橋梁の基礎グイにくらべて小さくても、過去数年前あるいはもっと以前より設計され、施工されて以来、いまだに支持力不足による上部構造物の破壊や、不同沈下など不詳事態が生じていないことから判断すると、港湾工事関係に用いるクイはとくに他の分野ほど大きな安全率を用いる必要がないものとも思われる。

今回、港湾構造物設計基準の発行で、砂質地盤に打込むクイの支持力はMeyerhofの計算式により算定することに、粘土地盤に打込むクイの支持力は粘着力 c が、 $c > 3.5\text{t/m}^2$ の場合には周面附着力を 3.5t/m^2 に制限することになっている。この設計法の改良が計算上の安全率にどのように影響しているのかを検討した結果を表-7.6表-7.7に示す。このうち、表-7.6は粘土地盤に打込んだクイについての比較である。硬土盤土丹など粘土地盤というにはあまりにも締まりすぎているものを除いて、粘土地盤に打込まれ、しかもクイ先端が良好な地盤まで達していないクイは全体で11件あるが、このうち根入れ部の粘着力が 3.5t/m^2 以上のケースは全体で5件にすぎない。しかも、これらの大部分は式(7.11)に示すように周辺附着力を粘着力に等しいとして計算しているが旧設計法での計算安全率が2.0以上あるので、新しい設計法で計算しなおしても1.5以上となり、他のクイとはほぼ同じ計算安全率をもっていることが判る。クイの先端を含む主要部分が砂質地盤に打込まれ、支持力の大部分が砂地盤の先端支持力や周面摩擦抵抗などで占められているクイの、設計法の改良による安全率の変化を表-7.7に示す。同一構造物に対する新基準による安全率は、2、3の例を除くと従来の方法の安全率にくらべて非常に大きくなっており、新基準は経済的な設計法といえる。ここで、2、

表-7.6 粘土地盤に打込んだクイの設計法の改良に伴う安全率の変化

	地盤の粘着力 (t/m^2)		根入れ長 (m)	旧安全率	現安全率
	先端	根入れ 平均			
1	6.5	6.5	9.5	2.24	1.65
2	5.0	5.0	8	1.75	1.26
3	5.0	5.0	14	2.12	1.52
4	4.6	5.2	18	2.27	1.67
5	4.8	5.7	17	2.2	1.69

表-7.7 砂地盤に打込んだクイの設計法の改良に伴う安全率の変化

	標準貫入 試験値		ϕ_p	根入れ長 (m)	安全率		旧設計条件	
	先端	根入れ 平均			旧方法	現方法	K_n	μ
1	20	20	35°	5.3	2.53	5.1	{0.5 0.7}	{0.35 0.43 0.54}
2	14	17	35°	9.5	1.49	1.64 Δ	0.7	0.7
3	14	15	35°	12.5	2.08	1.65 Δ	0.7	0.7
4	18	23	35°	8.0	2.41	13.6	0.7	0.3
5	18	21	35°	10.5	1.90	7.9	0.7	0.3
6	18	20	35°	12.5	1.72	5.9	0.7	0.3
7	25	33	35°	12.0	1.48	2.5	0.7	0.7
8	45	44	40°	9.0	1.69	14.2	0	0
9	38	41	40°	9.0	1.69	12.2	0	0
10	50	40	40°	9.0	1.69	15.1	0	0
11	45	42	40°	12.0	1.99	11.2	0	0
12	38	32	40°	12.0	1.99	9.3	0	0
13	50	30	40°	12.0	1.99	11.4	0	0
14	45	40	40°	4.0	1.56	8.7	0.7	0.7
15	27	28	35°	8.0	1.60	6.1	{0.6 0.7}	0.6
16	19	18	30°	13.0	1.68	4.8	0.6	0.6
17	33	22	40°	5.0	2.11	6.2	{0.6 0.7}	0.6

3番の資料はクイ下端が砂層の下のシルト層に打込まれているので、“4. 極限支持力について”で述べたように $N=c$ とみなし、 $Q_p=9NA_p$ として計算している。これらのクイの大部分は根入れ長が10m前後である。図-2.2に従来の設計法であるTerzaghi式と新基準であるMeyerhof式とのこの種のクイに対する極限支持力を比較してあるが、両者は比較的良好な支持力を示しており、表-7.7に示されるような安全率の大きな差異を説明していない。また、図-4.1に載荷試験により求めた極限荷重 Q_u とMeyerhof, Terzaghi両方式による極限支持力 R_u との関係を表示してあるが、両者を比較すると支持力の大きなクイではTerzaghi方式の方が大きな計算支持力を与えている。これらのことと表-7.7に示すこ

とは矛盾するようではあるが、図-7.5, 7, 8で明かなように、従来の設計例では図-2.2, 3, 4.1で両者を比較したときよりも、クイ下端附近の地盤の内部摩擦角 ϕ_p 、根入れ部の土圧係数 K_n 、壁面摩擦係数を控え目に用いているので、現在の構造物を新基準であるMeyerhof式で計算すると、新安全率は従来の値に比べてかなり大きくなるわけである。

従来の設計例の安全率は図-7.9に示すように、1.5以下のものも1, 2例あるが、これらのクイも十分安全であるのは、このようにやや控え目ともとれる ϕ_p のとり方にあるものと思われる。表-7.7に示されたように、従来の設計例を新基準で計算すると安全率が急上昇することからみて、新基準の計算法は過大な支持力を与えすぎはしないかと危惧するむきもあるかも知れないが、図-4.1, 図-5.10に示されるように、Meyerhof支持力はかなり妥当な値を示しているのだから、従来よく用いられている形状のクイを用いているかぎりこの点は全く問題はない。

8. 許容支持力について

クイの軸方向許容支持力はクイの極限支持力、降伏時支持力を安全率で除して求め、計算外力とこの許容支持力とを比較してクイ基礎各部の形状、寸法を決定する。我々はこの安全率の内につきのようにさまざまな意味をもちこんでいる。

- 1) 支持力推定の誤差のおぎない
- 2) 外力が設計荷重よりも大きくなった時の余裕
- 3) クイ頭沈下量の間接的制限

クイ支持力は直接載荷試験で確認することもあり、また静力学的支持力の算定により求めることもあり、時によってはクイ打ち公式により推定することもある。図-4.1で比較したように載荷試験で求めた極限荷重とMeyerhof計算支持力、Terzaghi的計算支持力との間に多少のバラツキがみられたごとく、静力学的支持力により極限支持力を算定するときある程度の算定誤差は防ぎようがない。Meyerhofは彼の計算支持力を用いた場合の安全率を3と決めているが、支持力の提案の課程で用いた N 値とコーン貫入抵抗値との間の関係のバラツキが最悪の場合には安全率3が、1.8に低下していると述べている²³⁾。この点からみるとMeyerhof支持力の安全率が3である理由の一つには支持力推定の誤差を補なうことが入っている。一方、動力学支持力公式によってク

イの支持力を推定することもあるが、図-4.4~図-4.8とを比較すればあきらかのように、クイ打ち公式の支持力の誤差はかなり大きく、これにより支持力の算定を行なうことは望ましくない。かりに支持力の算定を行なうと、この誤差をカバーするために安全率を静力学支持力公式の場合より大きくとらなければならないだろう。静力学支持力の誤差は本質的に避け得ないものであって、常に考慮しなければならないが、これとは異なった意味で、載荷試験によりクイ支持力を確認する場合であっても、試験結果をそのまま支持力と見なし得ないこともある。特殊の場合には長期間支持力は載荷試験時の支持力よりも小さくなることもある。土質力学の教科書によく示されている例ではあるが、軟弱粘土層の上の比較的薄い砂層に打込んだクイの載荷試験結果と同形状、同寸法のクイを多数打込んだクイ基礎との間には1本当りの支持力にかなりの差異が生じることが多い。載荷試験の場合、クイに働く荷重の絶対量が小さいので、この荷重による軟弱粘土層内の応力増加量は小さく、したがって、かりに粘土層のせん断強度が小さくてもこの応力増大のために破壊に到ることはないが、クイ基礎の場合には全荷重が大きくなるので、粘土層内の地盤応力増加量は試験グイの場合よりかなり大きくなり、地盤がせん断破壊を起こす危険もでてくるわけである。また、粘土地盤に直接打込んだクイの場合、試験荷重が大きくなると地盤がクリープを起こすはずであるが、試験の場合には載荷時間に制限があるのに、クイ基礎の場合には半永久的に荷重が働くこともあり、クリープに対する時間の影響は全く異なるので、この種のクイに対しては適正な試験を行なわねば間違った支持力を判定するおそれがある。

クイに働く荷重は構造物によってさまざまである。建築物の基礎グイであれば建物の自重、死荷重がクイ荷重の大半、むしろすべてであり、その大きさは設計段階でよい精度で算定できる。しかし、風、地震など横荷重が建物に働くとクイに働く荷重は変化し、一部では増大し、一部では減少する。この変動量は横荷重の大きさ、建物の形状、自重などによって決まるものであるから、建物を襲うであろう風、地震の本当の強さは設計段階では不明であり、建物の経済性、安全性を勘案して、これらの大きさを推定して、クイ荷重を決めざるを得ず、このため、実際にクイに働く荷重が設計荷重より大きくなる危険がある。また、鉄道橋であると、列車が通過していない時の死荷重は橋桁、橋台または橋脚の自重であり列車通過時ではこの外に列車重量と衝撃荷重、制動荷重などが働くであろう。この時には死荷重に対する活荷重

23) G.G. Meyerhof, Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of ASCE 1965 Jan.

の割合は建築物にくらべてかなり大きくなっている。設計段階では死荷重は当然正確に知り得る値であり、また列車荷重も機関車重量が 100 t 前後、貨、客車重量もそれぞれ判っている量であり、通常の運転状態における衝撃荷重も予想できるものであり、活荷重といえども十分に予測できるわけであり、地震など特殊な状態が起らぬかぎり設計荷重より大きな荷重が働く例は少ない。しかし、道路橋となると事情は多少異なり、活荷重の主体である自動車の重量は、鉄道橋の列車のように橋梁管理者と運行管理者とが一体となっていないので、設計段階で予想した値よりも大きな重量のものが走行するおそれが多分にある。このため、設計荷重よりも大きな荷重がクイに働く可能性は鉄道橋よりも大きい。港湾構造物になると、荷重の種類はさらに複雑となる。クイ構造物として比較的複雑な構造であるクイ式さん橋でみると、死荷重のほかに荷役貨物重量、荷役機械重量、船舶の接岸時の衝撃力、けい船時のけん引力、地震力などがある。このうち、荷役貨物、荷役機械の重量は自動車荷重に比べると載荷時間はかなり長く、しかも荷重の変動幅も大きい道路橋の自動車荷重のような性格のものであるから、この種の設計荷重は上記のような傾向のあることを踏まえて、岸壁と経済的に建設するという観点で決めるべきであって、この不確定要素をクイ支持力の安全率のうちで処理すべきものではなかろう。船舶けん引力、衝撃力は船舶の大きさだけでなく速度など船舶の運動状態防げん材の性能など別の要素との組合せによって決まるものなので、上載荷重などより複雑であるが、やはり、色々な条件を勘案し、不確定な面は設計荷重の内に含ませて決定すべきものであろう。しかし、設計荷重と安全率とは表裏一体のものであり、両者を判然とわけて議論するのは無意味であり、不可能なことである。

鋼材の圧延機の基礎グイとその建屋の基礎グイの安全率は同じにするだろうか？ 不等沈下を嫌う構造物の基礎グイと沈下の影響を受けない構造物の基礎グイは同じ安全率で設計するであろうか？ 我々は設計計算は通常荷重と支持力、あるいは応力と許容応力とを比較して行ない、変形量の計算を行なって設計することはまれである。変形計算が応力計算より複雑で精度が悪いために、応力または荷重が材料または構造の降伏値より小さい範囲内であれば変形量は小さいと事実上立脚して、荷重計算で代用しているわけであり、クイの設計もこの例からもれない。こういう観点よりみれば、クイの支持力計算の安全率は構造物の沈下による影響、荷重の性格（荷重の継続時間、衝撃荷重か否か）によって変るべきものであろう。死荷重のように永久に作用する外力に対しては

この荷重によってクリープを起こさないようなクイ基礎でなければならず、船舶の衝撃荷重のように短時間にしか作用しない外力に対しては、クイ反力がクリープ荷重を多少越えたとしても問題はなく、衝撃性荷重に対して安定な支持力以下であればよい。降伏荷重以下の荷重では、図-6.16 で明かなようにクイ頭沈下量は荷重のほぼ 1.5 乗に比例しているところからみて、許容荷重を降伏荷重よりも小さくすればするほどクイ頭沈下量をより小さく抑えることができるわけであり、安全率にはこの種の役割をも果している。

建築、橋梁の各分野におけるクイの軸方向許容支持力の決め方を調べてみよう。“建築基礎構造設計基準”（昭和36年、日本建築学会）では、

- イ、支持グイの長期許容支持力はクイ載荷試験における降伏荷重以下の値の 1/2 か、極限支持力の 1/3。
 - ロ、摩擦グイの長期許容支持力はクイ載荷試験における降伏荷重の 1/2、か極限支持力の 1/3。この値をクイ間隔により補正する。
 - ハ、クイの短期許容支持力は前項の値の 2 倍
- “建築鋼グイ基礎設計施工規準”（昭和38年、日本建築学会）では

- イ、単グイの長期許容支持力は降伏荷重値の 1/2 または極限支持力の 1/3、クイ材料の長期許容圧縮応力度にクイの有効断面積を乗じた値のうち最少の値。
 - ロ、単グイの短期許容支持力は降伏荷重値、極限荷重の 2/3、クイ材としての許容荷重（前項と同じ）のうち最少の値。
 - ハ、クイの降伏荷重値、極限支持力はクイの載荷試験による場合のほか、クイ打ち試験結果、静力学的支持力公式その他を参考にして決定することができる。
- “道路橋下部構造設計指針クイ基礎の設計編”（昭和39年建設省）では

- イ、載荷試験による軸方向押込許容支持力は極限支持力を表-8.1に示した安全率で除した値とする。
- ロ、クイ長が短かく、 N 値が30以下の場合には Terzaghi 公式により、クイが長い場合は Meyerhof の式により許容支持力を求める。

表-8.1 載荷試験による支持力の求め方

クイおよび地盤の種類 載荷時の種類	支持グイ	摩 擦 グ イ	
		良質な砂層	そ の 他
常 時	3	3	4
地 震 時	2	2	3

“土構造物の設計施工指針”（昭和41年，日本鉄道協会）
では

イ，支持グイの許容耐力は先端の極限支持力にクイ側面の極限摩擦力を加えて求めた極限支持力を

死荷重+活荷重のとき 3

地震時 2

で除したもの

ロ，摩擦グイの許容耐力も前項と同じ，ただし，極限周辺摩擦力は次式による。

粘土 $f = \frac{qu}{3}$ (最大値 $2t/m^2$)

砂 $f = \gamma IK \tan \phi$

となっている。

これらの基準，指針をながめてみると，建築の分野では“鋼グイ”でのへの但し書きはあるが，静力学支持力公式，クイ打ち公式に対する信頼性は薄く，載荷試験より許容支持力を決めることを強くすすめている。²⁴⁾ 一方橋梁分野では載荷試験を原則とはしているが，一辺倒ではなく，静力学支持力公式をも一応重視しており，これにより許容支持力を決めていくことも多いようであり，支持力式としては Terzaghi 式を中心にしている。建築のクイ基礎では同一地点（同じ地盤条件のところ）に数多くのクイを打込むことが多く，一回の載荷試験で多数のクイの許容支持力を確認でき，また荷重量も比較的正確に推定しやすく荷重側からも不確定要素が入りにくいなど，載荷試験の効率が高い。しかし，橋梁などでは上記のような利点が比較的少ないので，それぞれの状況に応じて許容支持力を決めるようにしているのであろう。

安全率の面からみると，死荷重が支配的である建物の長期荷重の安全率と，活荷重，死荷重こみの荷重に対して同じ値の安全率を用いる橋梁は，建築分野にくらべて実質的には大きな安全率を用いているといえよう。道路橋では活荷重は死荷重の20~30%程度であり，鉄道橋でも同程度であるが，橋脚も鋼構造となると活荷重が死荷重の数倍に達することもあるようである。また，地震時の安全率をみると，建築物（短期荷重）では長期荷重の1/2に低減されているのに反し，橋梁分野では低減率が2/3におさえられているのも，橋梁関係では建築分野に比べて大きな安全率を用いているといえよう。このように相対的に大きな安全率を用いるということが静力学支持力公式のもつ誤差を補なっているとも解釈できる。

クイの軸方向許容支持力は載荷試験結果より決定されるべきことは当然である。しかし，現実において，港湾分野で載荷試験により許容支持力が決められている例

24) 建築鋼グイ基礎設計規準・同解説，p. 30~p. 45

は，表-7.3に示すように非常に少ない。その原因はどこにあるのかはここでは問題にしないが，現実の問題として他の便法で許容支持力を決めざるを得ない。便法として静力学支持力公式，クイ打ち公式のいずれかをとるとなると，前に述べたように，砂地盤のクイに関しては，静力学支持力公式と極限荷重との関係を示す図-4.1，図-4.8と，極限荷重とクイ打ち公式との関係を示す図-4.4~図-4.7を比較すれば，また粘土地盤のクイに関しては打込みによる粘土地盤のリモールドを考えれば，静力学支持力公式を用いるべきことは明かであろう。ついで，砂地盤のクイであれば，Dörr, Terzaghi, Meyerhof のいずれの式によるか，粘土地盤のクイであれば Tomlinson の提案している附着力の制限をとり入れるか否かとなる。砂地盤のクイでは図-2.9に示すように，Dörr の式は Terzaghi, Meyerhof の支持力とは異なった値を示しているし，図-4.1に示すように Terzaghi 支持力は大きな計算支持力を示す範囲（クイ下端附近の地盤のN値が大きい場合）では載荷試験で確認した極限荷重より非常に大きな値を与えるし，一方，Meyerhof 支持力は図-4.1で明かなように妥当な値を与え，かつ，支持力式が単純で，現地盤状況を示す値としては日本で最も一般的な標準貫入試験値で直接計算できるなど簡便な支持力式であることなどを勘案すれば，Meyerhof 式をとるべきである。Tomlinson の提案に従って粘土地盤のクイの支持力を算出すべきか否かは，図-4.3では単純に判定しがたいが，誤差を安全側におさえると考えれば，Tomlinson 流に附着力を制限すべきである。

次に，極限支持力と許容支持力との比，安全率をいくつかにおさえるべきかを決めなければならない。港湾構造物のクイの安全率を検討する前に，港湾関係のクイに働く荷重の性質，全荷重のうち死荷重の占める割合を調べておく必要がある。矢板岸壁の控え組グイ，直グイ，組グイさん橋，セル岸壁の上部工の基礎グイについての死荷重比を表-8.2にとりまとめている。さん橋関係では，クレーン荷重，地震荷重が大きな影響を与えるので，常時でも異常時でも，死荷重は全荷重の50%程度にすぎない。また，基礎グイでもクレーン荷重に対する設計を行なうと死荷重比はやはり50%程度まで落ちるが，上載荷重だけの場合は80~90%程度のこともある。

とりあえず砂地盤のクイについて考えてみる。図-4.1で極限荷重 Q_u と Meyerhof 支持力 R_u とのバラツキを調べると， $1.5Q_u < R_u$ の関係がほぼ成立つ。したがって，支持力推定の誤差を避けるためには，安全率を 1.5以上にしておけばよい。港湾構造物のクイに働く荷重が表-8.2に示すように普通の大型けい船岸の場合には，常

表-8.2

	設計荷重 $P(t)$	死荷重 $P_d(t)$	死荷重比 P_d/P (%)	備 考
矢板岸壁控え組グイ(-11m)	66	51	77	常時 $q=2t/m^2$
〃	110	51	49	地震時 $k=0.2$ クレーン荷重
直グイさん橋 (-10m)	82.8	28.2	34	常時 ニューマチックコンベア荷重
〃 (-11m)	73.6	38.6	53	〃 $q=1.5t/m^2$
〃	86.6	38.6	45	暴風時 クレーン荷重
組グイさん橋 (-10m)	85.3	46.4	54	常時 直グイクレーン荷重
〃	99.1	46.4	47	暴風時 〃
〃	71	35	49	常時 斜グイ(1:5.5) クレーン荷重
〃	136	35	26	地震時 〃 $k=0.25, q=1.5t/m^2$
〃	53	27	51	常時 〃 (1:4) クレーン荷重
〃	134	27	20	地震時 〃 $k=0.25, q=1.5t/m^2$
セル岸壁 上部工の支持グイ (-10m)	30.8	26.7	87	常時 $q=2t/m^2$

時でも死荷重が50%程度にしかならないのであるから、安全率を決めるに当ってはクリーブ現象にあまりとらわれる必要はなく、許容荷重を降伏荷重におきかえても問題はあまい。Meyerhof 支持力のバラッキと極限荷重 Q_u と降伏荷重との関係、式(5.2)とを考えあわせると許容支持力は一応式(8.1)のように表わされる。

$$R_a < \frac{R_u}{1.5} \frac{3}{4} = \frac{1}{2} R_u \quad (8.1)$$

一方、クイ沈下量の面から検討してみると、図-6.1で明かなように降伏荷重下で沈下量が4cmに達しているものもあり、全体の90%がおさまる沈下量は2.5cmであり80%がおさまる沈下量2.1cmである。クイ頭沈下量を1cm程度におさえるとすると、図-6.16の関係から、許容荷重を降伏荷重の63%、約2/3に落とせばよい。この作業は荷重の釣合の問題ではなく、変形の面からの検討であるから、極限荷重 Q_u と極限支持力 R_u との関係は100%の安全をみこむ必要がない。ここで、20%の誤差をみとめるとすると、図-4.1より両者の関係は

$$R_u < 1.25 Q_u \quad (8.2)$$

となる。式(8.2)に、極限荷重式 Q_u と降伏荷重 Q_y との関係、 $Q_y = \frac{3}{4} Q_u$ 、クイ沈下量を降伏荷重の50%である荷重 Q' と Q_y との関係、 $Q' = \frac{2}{3} Q_y$ を代入すると

$$R_u < 1.25 \frac{4}{3} \frac{3}{2} R_a = 2.5 R_a \quad (8.3)$$

となる。

式(8.1)と式(8.3)から、砂地盤に打込んだクイの極限支持力を Meyerhof 支持力式により計算すれば、安全率を

$$\text{常時荷重に対して} \quad F_s = 2.5$$

$$\text{異常時荷重に対して} \quad F_s = 2.0$$

とするのが妥当と思われる。それぞれの荷重に対する安全率は次のような意味をもっている。常時荷重に対する安全率をまもるとすると、設計荷重が作用したときのクイ頭沈下量が10mm以下、港湾構造物のクイに作用する設計荷重の50%は死荷重であるから活荷重による沈下は5mm以下にはばおさまっており、異常時荷重に対する安全率をまもるとすると、最悪の場合でも設計荷重は降伏荷重以下におさまっている。これらの安全率は従来の数値に比べてかなり大きくなっているが、表-7.7で明かなように、従来の設計では内部摩擦角など計算条件であまい数値を用いてきているので、新しい方法で設計しても決して従来の構造物に比べて過大な設計となることはなく、むしろ経済的な設計になるはずである。

粘土地盤に打込んだクイの計算支持力に対する安全率も砂地盤の場合と同様に決めることができる。しかし、極限荷重 Q_u と計算極限支持力 R_u との比較資料が、図-4.3で明かなように少なく、十分な検討が行なえない。粘土地盤のクイの計算支持力は砂地盤の計算支持力に比べて安全側の値を示す傾向が強いが、図-4.3を機械的に処理してゆくと、砂地盤のときと同様に $Q_u > 1.5 R_u$ となり、以下同様な操作により、砂地盤と同じ安全率を用いれば十分安全であるということになる。しかし、実際問題としては、附着力を $3.5t/m^2$ 以下に制限した計算極限支持力は極限荷重の70%に満たない例もあり、安全で経済的なクイの設計を行なうためには十分な資料がそろって再検討を行なうまでは穀荷試験により許容支持力を判定することが望ましい。この際、いうまでもないがクリーブ現象、地盤の圧密沈下などを十分考慮して許容支持力を決めるべきである。

む す び

一本のクイの支持力についていろいろと考察を重ねてきたが、クイの支持力は一本のクイの支持力だけで決まるものではなく隣りのクイの影響をうけて小さくなることが多い。このような群グイ効果は重要であるが、今回の作業がクイの軸方向支持力の載荷試験結果の解析を中心としていたので、取り上げることができなかった。別の機会にとりあげてゆきたい。なお、貴重な試験データを提供していただいた皆様方に感謝いたします。

(昭和42年7月5日受付)

港 湾 技 研 資 料 No. 36

1 9 6 7 年 10 月

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 株式会社 第一印刷所
東京都中央区湊町2-16