

# 斜面上基礎の設計

## THEORY AND DESIGN OF FOUNDATIONS ON SLOPES

中島英治\*・田原賢二\*\*・前田良刀\*\*\*

By Eiji NAKASIMA, Kenji TABARA and Yosito MAEDA

### まえがき

近年、高速道路が縦貫道から横断道の時代へと移行するにつれ、山地部の斜面上に構造物基礎を設ける機会が多くなってきた。

水平地盤における地盤の支持力および基礎の荷重・変位特性を理論的または実験的に推定する問題に関しては、土質・基礎工学の急速な進歩とコンピューターの大幅な普及に伴い、現在では設計実務上支障のない精度で求められるようになってきている。

道路橋の分野でも、道路橋示方書(IV)が制定され下部・基礎構造の設計体系が整備されている。この中で、基礎は浅い基礎と深い基礎に分けられ地盤と基礎の相対剛性により設計上は直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎に大別され、それぞれ独自の設計手法が採用されている。しかしながら、これらの規定の対象は水平地盤に限られ、支持地盤が傾斜した斜面上の基礎については適用に問題がある。

日本道路公団は、昭和45年度から山岳地における橋梁基礎の調査、計画、設計、施工上の問題点を解明するため、(財)高速道路調査会に委託しこれらの研究を進め、要領等の整備を行ってきた。

本文は、斜面上直接基礎と深礎杭基礎の設計法について、主として日本道路公団の研究の成果をもとに、設計実務上において生じる問題点について若干の考察を加え

ながら報告するものである。

### 1. 斜面上基礎の種類

傾斜した斜面上に基礎を設置する場合、基礎の施工に伴う掘削の影響を極力少なくすることが重要である。斜面では大型施工機械の搬入が困難であるほか、掘削量は平地に比べて大規模となりやすい。また、この切取法面は復旧が困難であるため永久法面となり、法面の保護および安定に多大の工費を要するためである。

これらの理由から、斜面の傾斜角度や支持地盤の深さなどによって図-1に示すような基礎形式が採用されることが多い<sup>2)</sup>。

(a) 置き換えコンクリート：支持層が浅く部分的な改良が望ましい場合、不良箇所をコンクリートで置き換えその上に平らなフーチングを設置する方法である。

(b) 段差フーチング：支持層は比較的浅い位置にあるが、置き換えコンクリートでは置き換え面積が大きくなるような箇所ではフーチング自体に段差を設けることがある。

この場合、地盤状況により段差の形状を決定することになる。

(c) 深礎杭：支持層が深い場合、もしくは支持層が浅い場合でも地山の傾斜が急で直接基礎では施工困難な場合に用いられる。

(d) 大口径剛体基礎：大スパンの橋梁基礎として大口径の場所打杭を用いることがある。

この施工法は通常の深礎工法と異なり、ロックボルトとモルタル吹付けにより孔壁を保持しながら掘削していくものである。

\* 正会員 日本道路公団 技術部構造技術課長  
(〒102/東京都千代田区麹町 5-7-2)

\*\* 日本道路公団 技術部構造技術課課長代理(同上)

\*\*\* 日本道路公団 技術部構造技術課(同上)

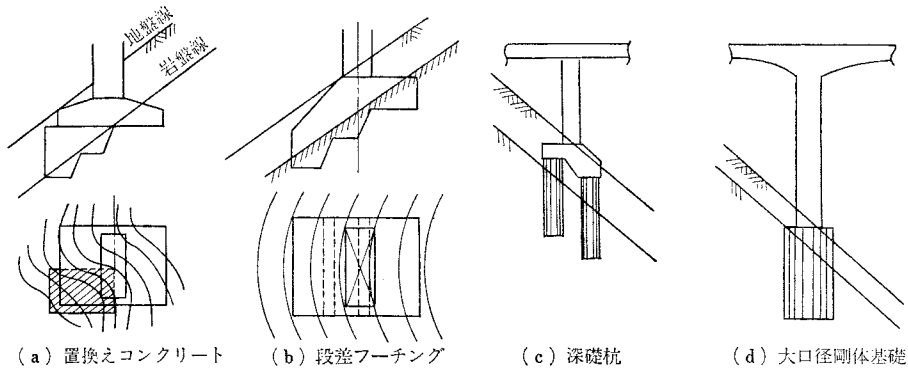


図-1 斜面上の基礎形式

## 2. 斜面上直接基礎の設計

### (1) 地盤の支持力の概要

実用的な立場から広く使用されている Terzaghi<sup>3)</sup>, Meyerhof<sup>4)</sup>, Prandle-Kezdi<sup>5)</sup>, 等の支持力公式をはじめとして、地盤の極限支持力に関しては多くの研究が進められてきた。しかしながら、斜面を対象としたものはあまり多くなく、Meyerhof<sup>6)</sup>, 勝見<sup>7)</sup>, 塩井<sup>8)</sup>等の研究があるが斜面に偏心傾斜荷重が作用した場合の実用的な計算法は見あたらない。

日本道路公団が採用している方法は、道路橋示方書と同様な考え方のもとに現在の支持力解析法の基本をなしている古典的な剛塑性理論から求めた Prandle-Kezdi の理論を拡張し、斜面上の基礎に適用したものである。

水平地盤の場合、帯状基礎の支持力として Terzaghi<sup>3)</sup> は次のような形で支持力算定式を提案している。

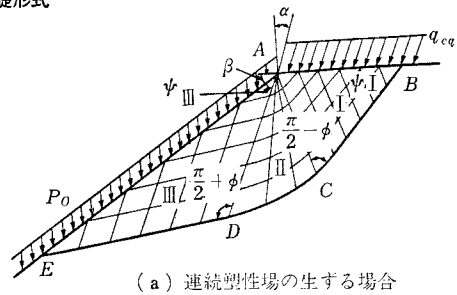
$$q_a = q_c + q_q + q_r = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \quad \dots\dots\dots (1)$$

式(1)は支持力に及ぼす要素を三つの支持力係数に分離し、それらを重ね合わせて極限支持力を求めるものである。周知のように道路橋示方書では荷重の偏心、傾斜を考慮し支持力係数を定めているが、 $N_c$ ,  $N_q$  は Prandle の支持力公式を拡張し、 $N_r$  については Sokolovski の近似解を用いている<sup>11)</sup>。

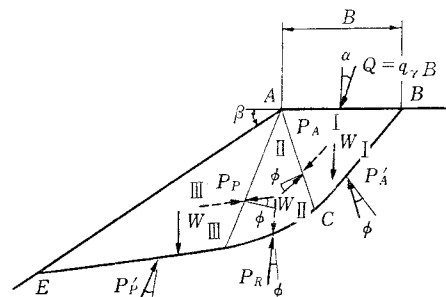
このような異なったすべり面を持つ支持力を組み合わせる方法は簡便で、厳密解と比較しても約 20% 程度の誤差で実用的にも支障のないことが確認されている<sup>9)</sup>。

### (2) 斜面上の支持力<sup>9), 10)</sup>

斜面上における直接基礎の支持力は、水平地盤の場合と同様に斜面地盤を自重のない剛塑性体と考え、サーチャージ ( $P_0$ ) および粘着力 ( $C$ ) に対する支持力成分およびそれに対応したすべり形状を求め、そのすべり形状に



(a) 連続塑性場の生ずる場合



(b) 自重による付加支持力

図-2 斜面上基礎の支持力機構

対して自重を与えこれより自重 ( $\gamma$ ) による支持力成分を求め、この二つの支持力成分の和として全支持力を求めるものである。

図-2 (a) は自重を無視した場合の支持力の考え方を示したもので、Prandle-Kezdi の理解と同様に三つの塑性場が生じると考える。そして、斜面の影響により遷移領域Ⅱが小さくなり全体の支持力が低下することになる。自重による支持力は、図-2 (b) に示したすべり面と塑性場に関する力の釣合式から求められる。

これにより斜面上の直接基礎の極限支持力度は次式で求めることができる。

$$q_{a\beta} = \alpha' \cdot C \cdot N_{c\beta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot \beta' \cdot B \cdot N_{r\beta} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $q_{a\beta}$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した斜面上の基礎の極限支持力度 ( $t/m^2$ )

$C$  : 地盤の粘着力 ( $t/m^2$ )

- $\alpha', \beta'$  : 基礎の形状係数
- $\gamma$  : 地盤の単位体積重量 ( $t/m^3$ )
- $\beta$  : 斜面の傾斜角
- $B$  : 偏心を考慮した有効載荷幅 (m)

$N_{c\beta}, N_{\gamma\beta}$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

式(2)に有効載荷面積を乗じれば、全体の極限支持力を求めることができる。なお、サーチャージ  $P_0$  の効果については、計算の簡便化の実際の設計にあたっての評価が難しいことから、これを無視している。

図-3、図-4 は斜面傾斜角  $30^\circ$  の場合の支持力係数

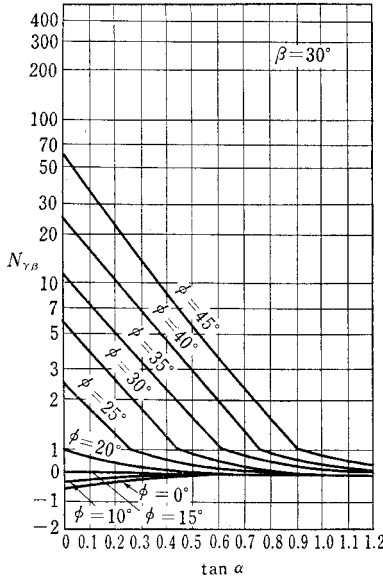


図-3 支持力係数  $N_{\gamma\beta}$  を求めるグラフ

$N_{r\beta}, N_{c\beta}$  と基礎底面に作用する荷重の傾斜  $\tan \alpha$  との関係を示したものである。荷重の傾斜は、基礎底面に作用する水平荷重 ( $H$ ) と鉛直荷重 ( $V$ ) の比で、 $\tan \alpha = H/V$  で求められる。

(3) 実務上の問題

図-1 に示すように斜面上に直接基礎を設ける場合、経済性および施工性からフーチングに段差を付けたり、一部をコンクリートで置き換えたりすることが多いが、この種の基礎に対する実用的な支持力算定公式は現在のところない。しかしながら設計実務上はこの処理は非常に重要な問題である。

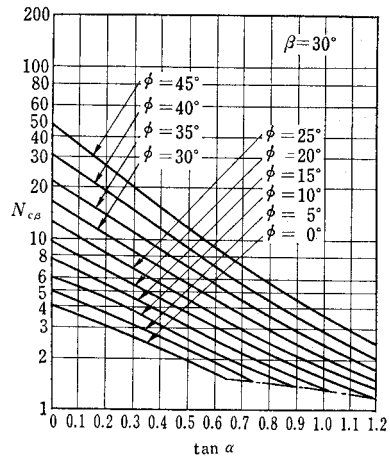


図-4 支持力係数  $N_{c\beta}$  を求めるグラフ

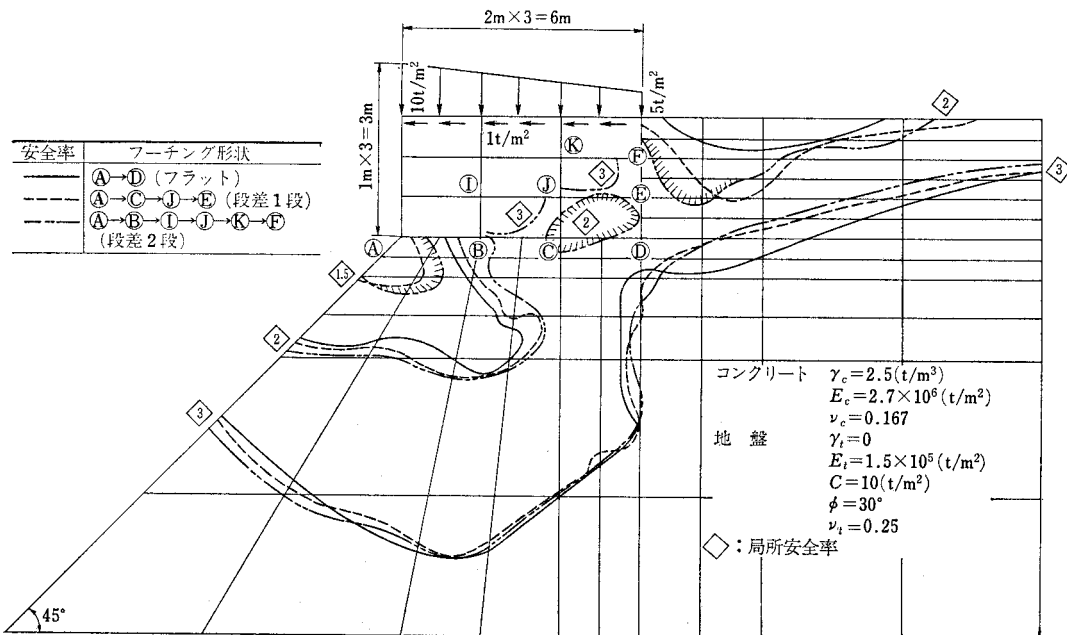


図-5 基礎形状による局所安全率の変化

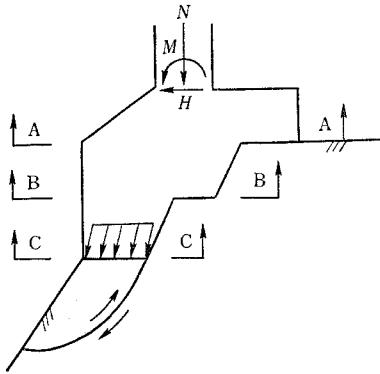


図-6 段差フーチングの安定計算

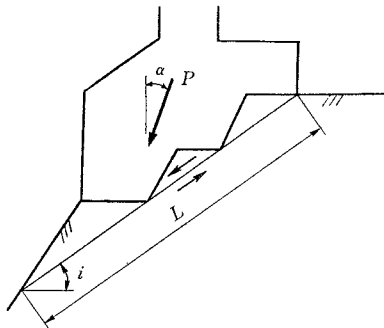


図-7 仮想すべり面の照査

図-5 は、フーチングが段差を持つことによる応力集中箇所の特定と段差形状が地中部応力の変化に及ぼす影響について、FEM によりフーチングと地盤を連続弾性体として解析したものである。地盤内に発生する応力に関してモール・クーロンの破壊基準を適用して、安全率の分布をコンターで示してある。この結果、定性的に次のことが言える。段差数を増やすことにより、谷側最下面付近と、各段差付近において局所安全率が低下してくる。局所安全率の低下が全般破壊に直接結びつくとは断言できないが基礎地盤の安全性において留意すべきことである。

したがって、これまで述べてきた支持力公式を適用するにあたっては、現在のところ便宜的に、図-6 に示すように A-A、B-B、C-C の順に逐次反力分布を求めて、それぞれの有効基礎幅で得られる支持力に対して安全性を照査することが必要である。同一フーチング内で異なるすべり面と異なる支持力を算定することは、理論的には矛盾するが実務上は許容できるものとする。

また、このような計算法が成立するためには、基礎が段差に沿ってすべりを生じないことを確認しておかねばならない。この場合、図-7 に示す各段差を結ぶ直線すべり面を考え次式で照査すればよいと考えられる。

$$P \cdot \cos(\alpha + i) \cdot \tan \phi + C \cdot L \cdot B \geq n \cdot P \cdot \sin(\alpha + i) \quad \dots\dots\dots(3)$$

- ここに、 $P$ ：傾斜荷重
- $i$ ：換算段差角度
- $L$ ：仮想すべり面の長さ
- $n$ ：安全率
- $B$ ：フーチング奥行幅

### 3. 斜面上深礎杭の設計

#### (1) 深礎杭の特性

斜面上の杭基礎は、前面地盤が有限であるため横抵抗については慎重な配慮が必要である。基礎の横方向の設計は、杭の剛性と地盤の強度により異なってくる。杭の根入れが短い場合(=ケーソン)は、その安全性は杭体よりも地盤の破壊が優先するため地盤耐力の照査は不可決である。また、根入れが長い場合(=杭)は、逆に杭の全長にわたって地盤が降伏することは考えられず、微小な変位のもとでは地盤を弾性地盤と考えればよい<sup>12)</sup>。

このような背景から、道路橋においてはケーソンには極限地盤反力法、杭には弾性地盤反力法が適用されている<sup>1)</sup>。しかしながら、両設計法とも万能ではなく、極限地盤反力法は地盤の変形性状については適合性が劣り、特に斜面上の杭を扱うには不都合であるし、逆に弾性地盤反力法は地盤の破壊安全度が扱えない。一般に、深礎杭は設計区分上ケーソンと有限長杭の中間領域にあることが多く、かつ斜面上に設置されることから、地表面付近の地盤の挙動が杭の横抵抗に大きく影響するため、杭の変位と地盤耐力を評価できる合理的な設計法が望まれる。

日本道路公団は、昭和 45 年から斜面上の深礎杭の設計手法について研究を進め、室内模型試験<sup>13)</sup>、現地試験<sup>14)、15)、16)</sup>と理論的研究を重ね<sup>9)、17)、18)</sup>、地盤の逐次塑性化を考慮した弾塑性設計法を提案している<sup>10)、19)</sup>。

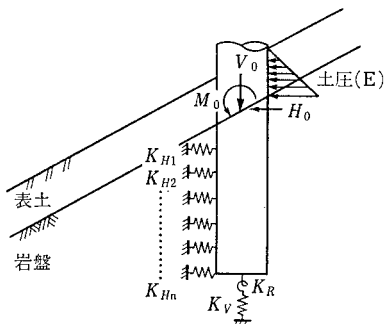
#### (2) 設計法の概要

杭の横方向への変位に伴い、傾斜地盤は地表面付近から降伏し、弾性領域から塑性領域へと移行していく。この塑性領域に極限地盤反力法を適用し、それ以深の地盤は弾性領域にあるものとして弾性地盤反力法を適用し、杭の横抵抗を論ずるものである。横抵抗に関する設計時の主な照査内容は次の三つである。

- ① 上部構造から定まる許容変位量および杭に必要な剛性を確保する許容変位量を超えないこと(一般には常時 15mm、地震時 25mm)。
- ② 杭体が安全であること。
- ③ 転倒に対して安全であること。

図-8 に示す解析モデルにおいて、斜面の影響を考慮した地盤反力係数を求め、弾性支承上の梁としての計算

を行い地盤反力を求める。この地盤反力が各深度ごとに計算した許容地盤耐力をオーバーした場合は、その範囲



$V_0$ : 杭頭に作用する鉛直力  
 $H_0$ : " " " 水平力  
 $M_0$ : " " " 曲げモーメント  
 $K_{Hj}$ : n 番目の水平バネ定数  
 $K_V$ : 鉛直バネ定数  
 $K_R$ : 回転バネ定数

図-8 解析モデル

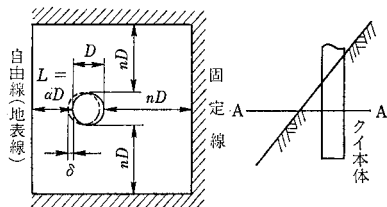


図-9 水平スライスモデル

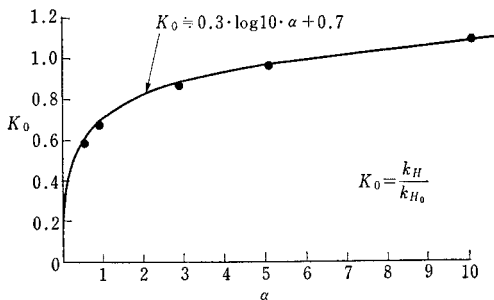


図-10 前面かぶり  $\alpha$  と  $K_0$  の関係

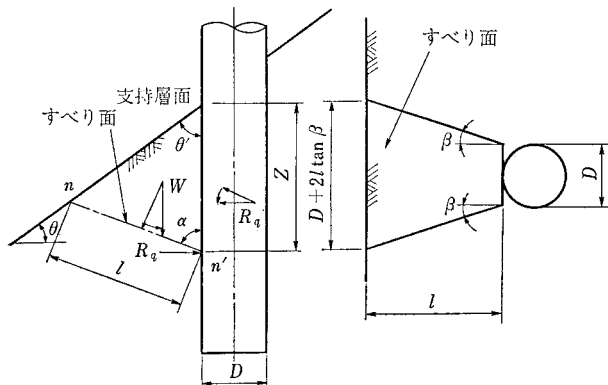


図-11 極限地盤耐力の仮定

は塑性化したものと考えて地盤反力係数をゼロとし、その部分の重量による摩擦抵抗分を抵抗力と考えて、計算を繰り返す。

a) 横方向地盤反力係数

斜面の影響は横方向地盤反力係数 ( $k_H$ ) で加味するものとし、次式で示す。

$$k_H = (0.3 \log_{10} \alpha + 0.7) \cdot k_{H0} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $k_H$ : 斜面の影響を考慮した横方向地盤反力係数 (kg/cm<sup>3</sup>)

$k_{H0}$ : 水平地盤の横方向地盤反力係数 (kg/cm<sup>3</sup>)

$\alpha$ : 杭前面から斜面までの距離と杭径の比 (1 ≤  $\alpha$  ≤ 10)

式(4)は、図-9 に示す水平スライスモデルに、二次元 FEM により荷重強度と変位の関係から求めたものである (図-10)。

b) 許容地盤耐力

極限地盤耐力は、図-11 に示すようなすべり面を仮定し、すべり面に沿うせん断抵抗力の水平成分の最小値として求める。

$$R_{qa} = \frac{w \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi} \times \frac{1}{n} \dots\dots (5)$$

ここに、 $R_{qa}$ : 許容水平地盤耐力 (t)

$w$ : 塑性化した部分の重量 (t)

$A$ : すべり面の底面積 (m<sup>2</sup>)

$C, \phi$ : 地盤の粘着力および内部摩擦角

$\alpha$ : すべり角 (未知数)

$\beta$ : すべり面の広がり角 ( $\beta = \phi/3$ )

$n$ : 安全率

なお、上式では、安全側のためにすべり面の側面の抵抗と、杭前面と地盤の摩擦抵抗は無視してある。

塑性化後の抵抗  $R_0$  は同様な考え方とすると次式で与えられる。

$$R_0 = \frac{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi}{\sin \alpha + \cos \alpha \cdot \tan \phi} \times w \dots\dots\dots (6)$$

c) 横方向の安定の照査

図-12 に示すように、杭前面の各深さまでの水平

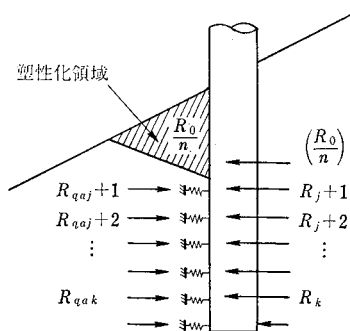
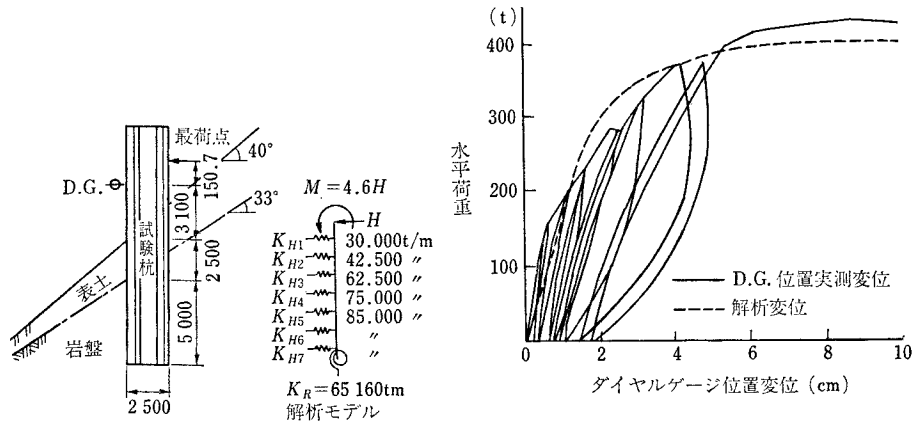


図-12 水平方向の安定



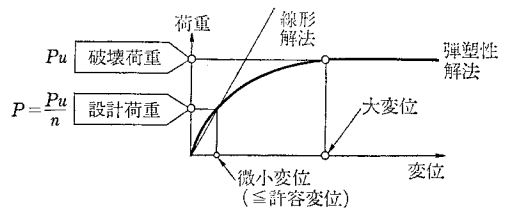
図一13 試験杭の解析モデルと荷重変位曲線

反力の総和が、その位置における地盤の許容地盤耐力を超えないという条件で安定の照査を行う。

$$R_{gak} \geq \frac{R_0}{n} + \sum_{i=j+1}^k R_i \dots\dots\dots (7)$$

(3) 実務上の問題

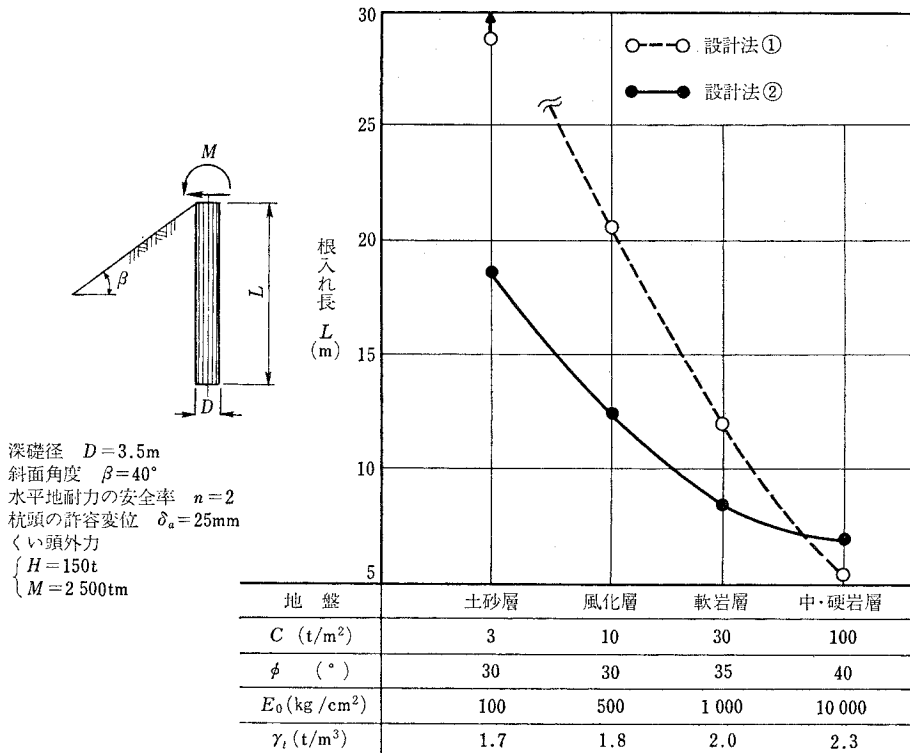
この設計法は現在のところ、日本道路公団のみならず道路橋の分野で広く利用されているが、一方では、計算法が非常に煩雑であること、土砂層が主体となる場合は著しく適合性が劣り適用範囲が岩部だけに限定されるこ



図一14 荷重・変位の概念図

と、等の問題も指摘されている。

周知のように、杭の荷重・変位特性と横方向の安定に



図一15 設計法と根入れ長の関係

関しては、① 地盤の非線形性 および 大口径杭に対する地盤反力係数の寸法効果、② 離散化されたバネの弾性地盤への適用、③ 極限地盤耐力算定時のせん断定数および破壊形状等、多くの仮定条件のもとに解析されている。上述の諸定数をうまく設定すれば杭の挙動を評価できるが、現在の技術レベルでは、土砂から硬岩までの地盤を対象として、杭の挙動と安定を同時に表現できる解析モデルは無理があると考えられる。

図-13 は試験杭<sup>14)</sup>における荷重・変位曲線の一例である。粘着力  $C=16 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi=40^\circ$  と仮定したものが図中の破線で示してあるが、この地盤の調査結果からは、 $C=10\sim 20 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=40^\circ$  程度と推定されるものである。

しかしながら、実測値と適合させるため、個々の地盤定数をそのつど修正することは、煩雑であり実用的でない。したがって、現時点では上述の設計法によるほか、実用的な見地から次のような設計法も可能である。

図-14 に示すように、現行の設計荷重範囲は微小変位 (15~25 mm) 領域であり、破壊状態の大変位を想定したものでない。設計諸量のうち許容変位および杭体の応力度の照査については、斜面の影響を考慮した弾性地盤としての線形弾性地盤反力法により、終局的な安定の照査については、本文 (2) で述べた b)、c) の方法により変位の問題と安定の問題を分離する方法である。この方法によれば、従来適用性が著しく劣るとされてきた土砂層を主体とする場合も妥当な値が得られる<sup>20)</sup>。

図-15 は上述した二つの設計法、① 杭頭の変位と安定を同時に取り扱う弾塑性設計法 (設計法①)、② 変位と安定を分離した設計法 (設計法②) についての杭の根入れ長がどのように変化するかを地盤定数を変えて試算したものである。これから、設計法 ② は土砂から硬岩までの幅広い領域に対して設計上の対応ができるものと考えられる。

## あとがき

斜面上基礎の設計法について、日本道路公団の研究の

成果を述べるとともに応用上の問題点に対して考察しながら報告した。なお、地盤の諸定数は確定したものとして議論を進めてきたが、山地部の斜面地盤では、クラックの発達した岩盤や、破碎帯、崖錐堆積物等のばらつきの大い地盤の諸定数をどのように定量的に評価し設計にインプットするかという問題もまた重要である。

上述した設計法と地盤定数は、それぞれ単独に評価されるべきものではなく、二つがタイアップしてより合理的な結果が得られるものとする。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年5月。
- 2) 本村ほか1名：傾斜した支持層の基礎と異種基礎—道路橋での例—，基礎工，1983年11月。
- 3) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, 1943.
- 4) Meyerhof, G.G.: The Bearing Capacity on Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc. 3rd I.C.S.M.F.E., 1953.
- 5) Kezdi, A.: The Effect of Inclined Load on the Stability of a Foundation, Proc. 5th I.C.S.M.F.E., 1961.
- 6) Meyerhof, G.G.: The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes, Proc. 4th I.C.S.M.F.E.
- 7) 勝見ほか1名：斜面地盤における剛基礎の支持力，土質工学会論文報告集，Vol. 20, No. 4, 1980年。
- 8) 塩井ほか3名：Kötter 式の数値解による道路橋示方書支持力公式の検討，橋梁と基礎，1984年3月。
- 9) (財) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究 昭和47年度報告書，1972年2月。
- 10) 日本道路公団：設計要領第二集，1984年4月。
- 11) 建設省土木研究所：偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法，土木研究所資料，第226号，1966年12月。
- 12) 横山：くい構造物の計算法と計算例，山海堂，1977年11月。
- 13) 日本道路公団：斜面上の基礎に関する模型試験報告書，昭和49年2月。
- 14) 日本道路公団：中国自動車道西下野深礎杭水平載荷試験報告書，昭和48年3月。
- 15) 日本道路公団：中央道岩掛橋深礎杭載荷試験報告書，昭和48年3月。
- 16) 日本道路公団：中国道道谷第一橋深礎杭載荷試験報告書，昭和53年3月。
- 17) (財) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究報告書，昭和48年度報告書。
- 18) 同上：昭和49年度報告書。
- 19) 同上：昭和53年度報告書。
- 20) 同上：昭和58年度報告書。

(1984. 12.21・受付)

## ● ご案内 ●

——土木学会論文編集委員会第VI小員会

『土木学会論文集・第VI部門』は、3月と9月の年2回発行です。論文を投稿ご希望の方は、別掲の投稿要項等をこちらのうえ、委員会あてお寄せ下さい。なお、不詳点は事務局編集課 (電話 03-355-3441 番、内線 156) あてお願いします。