



# 浅い基礎の支持力と変形に関する理論とその適用

## 1. はじめに

山口 柏樹\*

### 1.1 本講座のねらい

浅い基礎に関し、その支持力を巡る議論は古典的土質力学の主要問題の一つであった。しかし、支持力不足に起因する基礎の破壊事例はあまり数多くなく、軟弱な粘性地盤上の盛土工事に伴う破壊、あるいはタンクやサイロのような急速載荷状態での基礎の破壊などが主な事例といえてよい。すなわち地盤上の載荷においては、支持力よりも沈下のほうが設計上の支配要素となることが多く、更に面倒な解析を行って支持力を見積もってみても、その妥当性を検証する現場スケールでの破壊実験がほとんど不可能であることなどの理由もあって、支持力問題は土質技術者にとって、それほど魅力のあるテーマでなくなってきた。ペックが、支持力評価式の中で最も信頼できるものは飽和粘土地盤の  $q_u = 5.14 c_u$  だけであると皮肉っぽく述べているが、この間の事情を物語っているように思われる。それと同時に、支持力計算で重要なことは計算法の妥当性の有無よりも土の強度の評価であって、例えばフェレニウスの円弧すべり計算で  $q_u = 5.52 c_u$  としても塑性解との差は10%に過ぎないが、非排水強さ  $c_u$  の測定に入り込む誤差のほうが上記の差よりずっと大きいといった議論がよく行われることも事実で、これが支持力評価を入念に行う意欲を減殺する働きをしたことも否定できない。

それならば本講座で事新しく浅い基礎の支持力を取り上げた理由は何であるのか。大別して3つである。(i)支持力の大きな地盤は、定まった設計荷重に対し一般に沈下が少なく、支持力が精確に評価されるなら、その場合の沈下も、比較的精度よく推定できることが分かってきた、(ii)遠心力載荷装置の開発によって、現場スケールの模型実験が容易に行われるようになり、経済的に困難な支持力の現場的実験検証が可能となってきた、(iii)いままでややもすると地盤の破壊のパターンは一通りであると速断するきらいがあったが、地盤を構成する土の性質、地盤の層構造、基礎の形状や寸法などの差異に応じて異なる破壊のパターンがあり、異なるパターンに対しては、それに適切な計算方式を用いなければならないことが明らかになってきたことがあげられる。すなわち、冒頭に述べた支持力評価はあまり意味がないとする根拠について、改めて反省すべき時点に至った

表-1.1 講座「浅い基礎の支持力と変形に関する理論とその適用」掲載予定一覧表

章	標 題	執筆者	掲載号
1	はじめに	山口 柏樹	57年7月号
2	支持力と変形解析の歩み	山口 柏樹	" 7月号
3	浅い基礎の支持力と変形解析の手法 3.1 支持力解析 3.1.1 均一地盤 3.1.2 不均一地盤 3.2 変形解析 3.2.1 均一地盤 3.2.2 不均一地盤	塩井 幸武 加倉井正和 関口 秀雄	" 8月号 " 9月号 " 11月号
4	解析例 4.1 数値計算による解析 4.2 模型実験による解析	小林 正樹 木村 孟	" 12月号 58年2月号
5	各種構造物の設計法比較 5.1 建築関係 5.2 橋梁関係 5.3 港湾関係	福井 實 青木一二三 莊司 喜博	" 3月号
6	あとがき	山口 柏樹	" 4月号

ということができ、ここに支持力問題が新しい脚光を浴びるようになったのである。この間の経緯について本講座が、読者諸氏の関心を呼ぶ形で現況報告を行うことができれば、古い表題も決して無意味でないものと信ずる。

以下、順を追ってもう少し詳しい説明を加え、引き続き各章の序説としたい。なお、各章の内容と執筆者は表-1.1のとおりである。

### 1.2 支持力安全率と沈下

浅い基礎の接地圧を  $q$ 、沈下を  $S$  とすると、 $S/q$  と  $S$  は経験上ほぼ直線関係にあることが知られている。図-1.1はその一例であるが、この種の線形関係は、杭基礎の鉛直載荷や水平載荷の場合にも認められている。このことから  $q$  と  $S$  は双曲線関係にあることが知られ

$$S = \frac{qq_u}{K_i(q_u - q)} = \frac{q_u}{K_i(F_s - 1)} \dots\dots\dots(1)$$

のように表せる (図-1.2)。ただし  $K_i$  は初期沈下曲線の勾配の逆数で地盤反力係数といわれるものであり、 $F_s = q_u/q$  は支持力に関する安全率である。(1)式から、 $q \rightarrow q_u$  または  $F_s \rightarrow 1$  で沈下が急増することが分かる。特に沈下の増加率  $dS/dq$  で見ると

$$\frac{dS}{dq} = \frac{q_u^2}{K_i(q_u - q)^2} = \frac{F_s^2}{K_i(F_s - 1)^2} \dots\dots\dots(2)$$

\*東京工業大学名誉教授 名古屋大学教授 工学部土木工学科

講 座

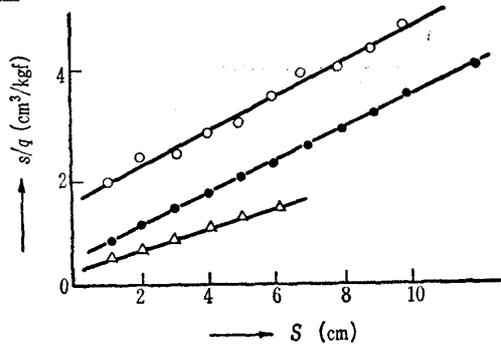


図-1.1 荷重沈下の双曲線表示

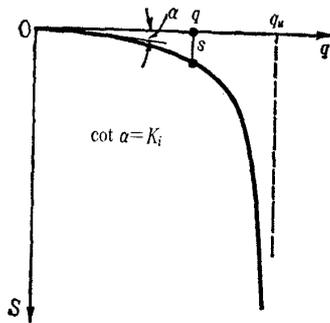


図-1.2 荷重沈下曲線

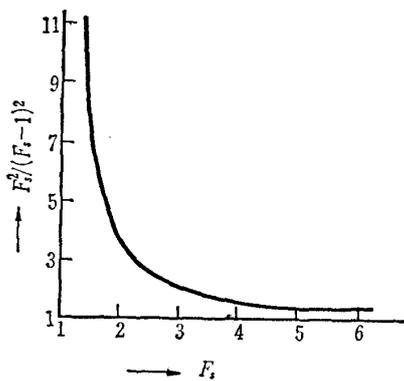


図-1.3 沈下の増加率

は図-1.3に示すようであり、 $F_s < 2.5 \sim 3$  で  $dS/dq$  が急増する。この  $F_s$  は特に軟弱な地盤を除いて、通常基礎設計に適用される安全率の値と大体一致する。

$K_i$  を小さい載荷板で求めることはあまり意味がない。 $K_i$  は  $q$  や  $S$  が微小な段階での  $q/S$  であるから地盤を弾性体と仮定して、

$$S = \frac{qB I_s}{E(1-\nu^2)} \text{ または } K_i = \frac{E(1-\nu^2)}{BI_s} \dots \dots \dots (3)$$

から  $K_i$  を見積る方がむしろ合理的であろう。ここに  $E$ ,  $\nu$  は土の初期弾性率とポアソン比,  $B$  は基礎の幅,  $I_s$  は基礎の平面形状と地盤の厚さによって決まる沈下係数である。 $I_s$  の値については, Poulos (プーロス) などの書<sup>1)</sup> にいろいろのケースのものが与えられている。なお, 地盤は均一でなく  $E$  の値が深さ方向に対して変わるのが通例であるが, そのような場合でも,  $E$  を区分的に変わるとして比較的簡単に  $I_s$  を求めることができる。 $K_i$  の決定のうえで影響が大きいのは  $E$  値の選択である。採取した粘性土のサンプルは, 応力開放や多少の機械的乱れのため変形剛性が低下し

やすい。このため, 現場圧力より大きい圧力で再圧密して試験するか, プレッションメーターの現場試験などの利用が考えられる。一方, 砂質土の場合は, 圧縮, 除荷を数回繰り返した後の圧縮曲線について  $E$  を測る方法がある。

さて(1)式に立ち戻って述べると, 本式から,  $q_u, K_i$  が知られていれば, 任意の載荷段階 ( $q$  または  $F_s$ ) での沈下が評価できることが分かる。これは, 変形曲線の初期の弾性段階と終期の塑性段階を内挿的につなぐ簡単な経験式である。そして, 支持力  $q$  を計算することが単にそれだけの問題でなく, 沈下推定の上でも大きな役割を果たすことが理解されるであろう。読者は, (3)式により  $S$  したがって  $K_i$  を評価することと, (1)式で  $S$  を推定することと本質的に差はないのではないかと反問されるかもしれない。(3)式はごく小さな  $q, S$  に対して適用されるものであって通常の地盤ではほとんど疑いなく成立する弾性関係式であるのに反し, (1)式は  $0 \sim \infty$  間の沈下を近似するものであって, 両者は本質的に異なるものであることに注意されたい。

1.3 遠心力載荷実験

遠心力載荷実験については本講座でも後で詳しい説明があるので, ここでは簡単に触れるに止める。

砂地盤上の帯基礎の支持力は  $q_u = \gamma B N_\gamma / 2$  のように表せる。塑性解析の結果によると  $N_\gamma$  は砂のせん断抵抗角の関数であるので,  $q_u / \gamma B$  は同じ条件の砂地盤に対して一定となるはずである。しかし実測による  $N_\gamma$  は幅  $B$  が大きくなるほど小さくなり, いわゆる寸法効果という現象が起こる。このため, 小型のモデルにより支持力実験を行った結果を実大の基礎に適用すると危険側に出ることとなる。したがって, 支持力実験はできるだけ大きなサイズのモデルについて行わなければならないが, 経済的, 時間的な困難を伴うため砂に関する支持力理論の実験的検証は容易でないのである。

ところで, 遠心力場内におかれた土の単位体積重量は  $M_c \gamma$  (ただし  $M_c$  は重力加速度単位で表した遠心加速度) であるから, 幅  $B$  の遠心場モデルの場合, 内部応力は幅が  $M_c B$  なる拡大された重力場地盤の相似対応点の内部応力に等しくなる (図-1.4)。すなわち,  $M_c$  を変えることによりいろいろの幅のモデル実験が1個の載荷板で可能となり, 数 cm の幅のモデルでも  $M_c$  を数十とすることにより,

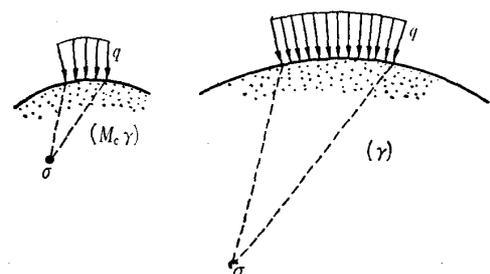


図-1.4 遠心載荷装置の応力の相似性

数mの基礎に相当した実験が実施できることとなる。また、粘土地盤の排水荷重試験を遠心力場で行うと、排水路長が小さいため、大型のモデルに比べて(縮少比)<sup>2</sup>の時間比で圧密、荷重をすますことができる。

このように、遠心力荷重装置の開発は支持力実験に大きな寄与をなし、前記寸法効果の解明あるいは種々の境界条件に応じたモデル実験を、現場サイズに適合した形で実施するうえで有力な道具となりつつある。

ただし遠心力荷重装置では、応力の相似条件は上述のように容易に満たされるのに反し、ひずみの相似条件は一般に成り立たない。その理由は、砂の弾性率が応力に比例しないためである。もし弾性率が応力に比例するとすれば、 $M_c$ の値にかかわらず荷重板の沈下は同じになるのは明らかであるが、弾性率は大体応力の1/2乗に比例するため、モデルに生ずる沈下やひずみは $M_c$ とともに増すこととなり、これが寸法効果を生ずる原因の一つとなっている。なお、遠心荷重相似則について $M_c$ を大きくすることは寸法を拡大することであるから、砂材料を用いた場合、あたかもロック材の試験をすることになるといった意見があるが、この指摘は誤りである。なぜならば、 $M_c$ を増すことは、応力を $M_c$ 倍の地盤に相当した応力まで増すことだけを意味するのであって、 $M_c$ が変わってもモデルのサイズは変わるわけではないからである。

1.4 破壊のパターン

砂地盤上の浅い基礎のモデル試験で得られた破壊のパターンを図-1.5に示す。密な地盤では地表面に到達する破壊線が認められ、荷重沈下曲線は剛塑性体の応力ひずみ曲線と似ており、 $q_u$ が明確に読み取れる。このパターンは全般せん断といわれる。中位の密度の砂地盤になると、地表面につながる破壊線が現れることなく大きな沈下を生ずるが、これは局所せん断と呼ばれる。また、もっと緩い地

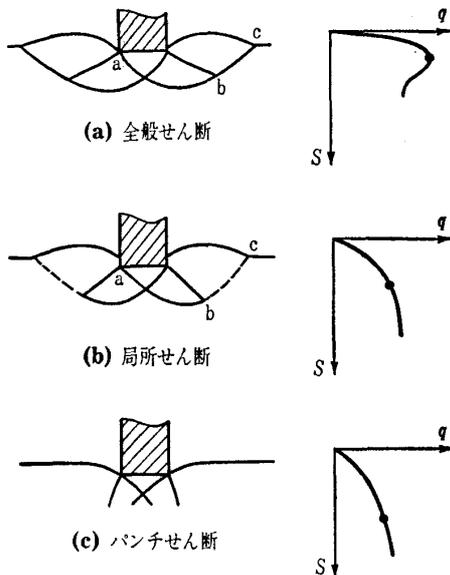


図-1.5 破壊のパターン

盤の場合には、基礎直下の土柱の圧縮に起因する周縁部のせん断が破壊の主因と考えられるが、これは破壊の形からパンチせん断と名付けられている。薄い密な表層の下に圧縮しやすい土層がある場合もパンチせん断のパターンが出やすい。

以上は浅い基礎での話しであるが、根入れが大きい深い基礎では密な地盤でも局所せん断やパンチせん断が生じやすい。これは地表に破壊線が到達する全般せん断となるための押込み力が過大なものとなり、先端近くの局所的塑性化に対する破壊が優先するためである。このとき、塑性化に伴う体積変化は、先端を囲む局限された部分で吸収されてしまう。

全般せん断と局所せん断では、目視できる破壊線の形に差異はあっても、応力の限界条件(破壊条件といってもよい)が図-1.5の曲線abcに沿って成り立つと考えられる。したがって、相対密度で決めるせん断抵抗角を用いて支持力係数を計算すればよいとするのがテルツァーギ以来の便法である。これに対して、パンチせん断の場合は未だ適切な評価法はないようであるが、筆者は、主働土くさび高に当たる土柱部分の圧縮強さで評価するののも一つの方法ではないかと考えている。その結果は

$$q_u = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma p}; N_{\gamma p} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \left\{ \left( \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)^2 - 1 \right\} \dots\dots\dots(4)$$

であるが、 $N_{\gamma p}$ は局所せん断に対する支持力係数にほぼ近いものである。

多層地盤のように不均一な地盤では、荷重幅(B)と軟弱層厚(H)の比の大小に応じていろいろのタイプの破壊形式が考えられるが、最も小さい破壊圧に対するパターンが実現可能なものである。

表層近くに飽和粘土層があるときで荷重幅がかなり大きい( $B/H \geq 3.64$ )なら、急速荷重の場合に絞り出し破壊のパターン(図-1.6)が考えられる。このときの $q_u$ は、荷重端を通り粘土層下面で下層地盤に接する円弧について調べた最小破壊圧より小さく、その差は $B/H$ の大きいほど著しい。剛塑性理論を適用して計算すると、 $q_u$ が、

$$q_u = c_u N_{cs}, N_{cs} = \frac{B}{2H} + \pi + 1 \dots\dots\dots(5)$$

のように与えられる。一例として $B/H=6$ の場合、(5)式による $q_u$ は $7.14 c_u$ であるが、円弧すべりで求めた最小の $q_u$ は $11.3 c_u$ で約60%も過大となり、この種の破壊は起こり

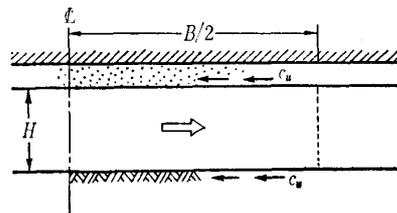


図-1.6 薄い粘土層の絞り出し破壊

講 座

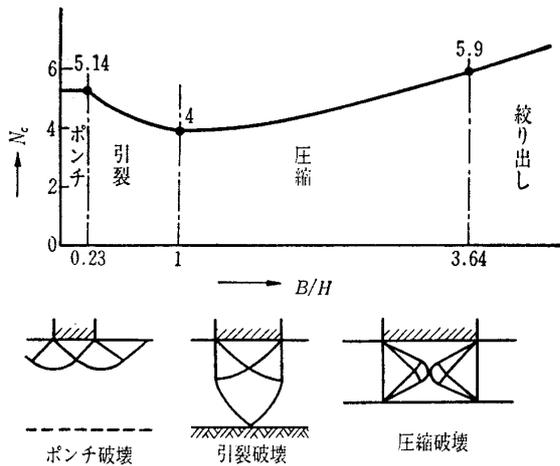


図-1.7 幅、厚さの変化に対する破壊のパターンの変わり方

得ない。

金属塑性論におけるいままでの成果も総合して述べると、 $B/H$ の値に対する破壊のパターンおよび支持力係数は、大体図-1.7のようになる。この図から、載荷幅によらず画一的に  $q_u = 5.14 c_u$  を用いると、場合によってはかなりの誤差が伴うことがうかがえるであろう。

二層地盤で上層が砂層(厚さ $H$ )、下層が粘土層であるケースは埋立地盤によく見られる。幅 $B$ が小さく破壊ゾーンが砂層内に止まる間は、 $q_u = \gamma B N_f / 2$  すなわち  $q_u \propto B$  の

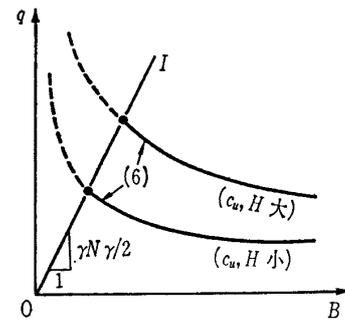


図-1.8 砂-粘土層の支持力挙動

ように支持力が増す。しかし、 $B$ が大となり圧力球根が粘土層に及ぶようになると、粘土層の破壊が基礎破壊の因子となる。応力 $q$ を受ける帯基礎の場合に、砂層を伝わって粘土層上に分散してきた応力 $q'$ は、分散角勾配を $1/2$ とみれば  $q' = qB / (B + H)$  となる。  $q' = 5.14 c_u + \gamma H$  ならば粘土層が破壊を起こし、

$$q = (5.14 c_u + \gamma H) \left( 1 + \frac{H}{B} \right) \dots\dots\dots(6)$$

が対応する表面圧力となる。このときの挙動を図-1.8に示した。直線Iと曲線との交点は、二層地盤で得られる最大支持力と対応する基礎幅を与える。

## 2. 支持力と変形解析の歩み

### 2.1 極限支持力の評価法

密な砂、過圧密な粘土地盤では浅い基礎の破壊沈下が小さく、全般せん断状態で安定を失う。ゆえに、破壊面上で土のせん断強さが作用する(極限平衡にある)として求めた崩壊荷重は、地盤の極限支持力の良い近似となる。一方緩い砂地盤では、残留摩擦角が働くとして求めた崩壊荷重まで耐えることができるので、理論上格別な差異はないが、沈下が大き過ぎて設計上あまり役立たない。すなわち、

(古典的)支持力理論においては、沈下に対する答が0か無限大の二者択一といってよく、無力に近いものである。この点を多少改良しようとする立場は1.2に述べた。

さて、支持力理論は、実用的な意味ではテルツァーギによって総括された。彼は、プラントルやライスナーの導いた自重のない塑性材料のポンチによる押し込み圧と、自重に起因する貫入抵抗が重ね合わせられるとして、半無限地盤の帯基礎の極限支持力を、

$$q_u = p_0 N_q + c' N_c + \gamma B N_f / 2 \dots\dots\dots(7)$$

の形に表した。当初、テルツァーギは、粗い基礎直下に形成される主動土くさびを底角 $\phi'$ の二等辺三角形として支

持力係数を計算したが、この推論は、その後理論的にも実質的にも否定されるに至り、今日では底角を  $(\pi/4 + \phi'/2)$  とする考えが受け入れられている。この土くさびに対し、

$$\left. \begin{aligned} N_q &= \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \exp(\pi \tan \phi') \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_f &= 2(N_q + 1) \tan \phi' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

である。また、 $N_f$ は摩擦円法などを利用して試探的に求められるのであるが、上式で計算しても  $20^\circ < \phi' < 40^\circ$  に対して5%以内の安全側の誤差で近似できる。

支持力の精密解は、剛塑性体の平衡方程式として有名なケッテルの差分方程式を境界条件に合わせて解いて得られるが、電子計算機の発達につれていろいろのケースの解が提示されるに至った。表-2.1は(8)式による $N_f$ と上記精密解とを比べたものであるが両者の差は意外と小さい。

しかし、複雑な境界形状や三次元載荷に対して精密な塑

表-2.1 帯基礎の支持力係数  $N_f$  の比較

$\phi'$	0°	10°	20°	30°	40°
$N_f$ (近似)	0	1.2	5.4	22.4	109
$N_f$ (精密)	0	1	4	18	100

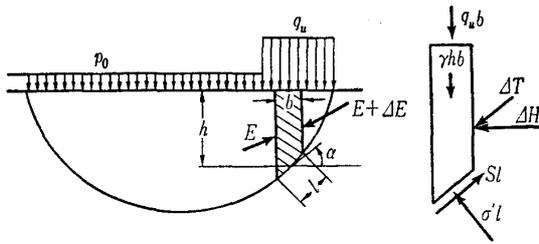


図-2.1 分割法による支持力計算

性解を求めるのは困難であり、このため経験も加味して実用を主眼とした支持力式が多数提案されている。これらについては後章に述べられるであろう。

表-2.1 から分かるように  $\phi'$  は  $30^\circ \sim 40^\circ$  の間で  $N_r$  に大きく影響し、 $\phi'$  に 10% の差があれば  $N_r$  に 50~100% の差異をもたらす（程度は少ないが  $N_c$ ,  $N_q$  についても事情は似ている）。したがって支持力計算では、計算の手法よりも  $\phi'$  の選択が問題である。帯基礎の場合、変形条件からみると、平面ひずみ圧縮試験から得る  $\phi'$  ( $\phi_{p'}$  と書く) を用いるべきだと思われるが、破壊線に沿うせん断ひずみや平均圧力が異なるため、平均的にみた  $\phi'$  は  $\phi_{p'}$  より小さくなる。近似支持力係数は、表-2.1 で見られるように高目のものとなることから考えても、 $\phi_{p'}$  によって支持力を推定することは危険である。むしろ三軸圧縮試験による  $\phi'$  ( $\approx 0.9 \phi_{p'}$ ) を用いるほうが簡便であると同時に安全である。

不均一な地盤では、分割法によって支持力を算定することが多い。図-2.1 に示す一つの帯片の両側面に働く合成断面力を  $\Delta E$  とし、これの底辺方向と水平方向の成分を  $\Delta T$ ,  $\Delta H$  とすれば、力の釣合式は、

$$\left. \begin{aligned} Sl &= (q + \gamma h)b \sin \alpha + \Delta T + \Delta H \cos \alpha \\ \sigma'l &= (q + \gamma h)b \cos \alpha - \Delta H \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

ただし  $S = c' + \sigma' \tan \phi'$

である ( $q$  は基礎下の帯片では  $q_u$ , 基礎外の帯片では  $p_0$  を表す)。ここに  $\Delta H = 0$ ,  $\Delta T \neq 0$  と仮定するものをフェレニウス法、 $\Delta H \neq 0$ ,  $\Delta T = 0$  とするのがビショップ法である。これらを脚符  $F$ ,  $B$  で区別すると、(9)式から、

$$\frac{S_F}{S_B} = \frac{\{c' + (q + \gamma h) \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi'\} (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi')}{c' + (q + \gamma h) \tan \phi'} \dots\dots\dots(10)$$

砂地盤では  $c' = 0$  として

$$S_F/S_B = (1 + \tan \alpha \tan \phi') \cos^2 \alpha \dots\dots\dots(11)$$

となり、 $|\alpha| \leq 30^\circ$  (ほぼ斜面安定を調べるときに当たる) では  $S_F \approx S_B$  とみてよいが、支持力解析では  $|\alpha| \geq 60^\circ$  となることもまれでなく (a) 図参照),  $S_B$  は  $S_F$  の数倍になる。したがって、ビショップ法はフェレニウス法に比べ大きな支持力をもたらす。例えば、 $\phi' = 30^\circ$ ,  $\gamma = 0$  の場合、 $p_0$  に対する  $N_q$  を両者の方法で求めると、 $N_{qF} = 5.6$ ,  $N_{qB} = 31.4$  である (精密解は 18.4 で、これらの算術平均にほ

ぼ等しい)。

他方、飽和粘土の急速载荷では、 $\phi' \rightarrow 0$ ,  $c' \rightarrow c_u$  とすれば常に  $S_F = S_B$  で、計算仮定の差にかかわらず支持力は一致する。しかし、このことは、粘土地盤の場合、分割法あるいは円弧すべりによる計算法が常に良い結果をもたらすことを意味するものでない点に留意すべきである (1.4 参照)。

極限平衡の考えにより求めた支持力は、極限解析 (リミットアナリシス) における上界定理を同じ破壊のパターンに適用して導かれた崩壊荷重 (可容速度解という) にしばしば一致することが知られている。このことから、普通提案されてる極限支持力は高目で危険側のものとなる (表-2.1 参照)。一方、リミットアナリシスの教える所によれば、正しい崩壊荷重は上、下界定理に応ずる崩壊荷重の間にあるから、下界定理によって求めた支持力 (これを可容応力解という) は安全側のもとなる。したがって、可容応力解は工学上都合のよいものであるが、一般に求めることが容易でないと言われてきた。最近、離散化モデル法といわれる解析法が工夫されるようになり、この問題について明るい展望が開かれつつある (次号第 3 章参照)。

## 2.2 地盤の降伏荷重の評価法

極限支持力と並んで、地盤の降伏荷重に関する関心が払われるようになってから久しい。その先べんをつけたのはフレーリッヒである。図-2.2 に示す分布荷重 ( $q$ ) に対し、弾性体内の 1 点  $P$  の最大せん断応力  $\tau_{max}$  は、

$$\tau_{max} = (q/\pi) \sin \theta \dots\dots\dots(12)$$

で与えられる。飽和粘土を考え  $\theta = 90^\circ$  で  $\tau_{max} = c_u$  とすると、 $q = \pi c_u (= q_y$  と書く) となるが、 $q < q_y$  に対しては弾性体内のすべての点で  $\tau_{max} < c_u$  であり、 $q = q_y$  においては半円上の点が破壊条件を満たすが、他の点では弾性状態にあることが容易に分かる。いいかえると、 $q_y = \pi c_u$  は全域弾性でなくなり始める载荷弾性応力であって、フレーリッヒは地盤の降伏荷重と呼んだ。降伏時点の  $F_s$  は  $5.14/3.14 = 1.64$  となるが、地盤は完全弾性体でなく、また初期異方性 ( $K_0$  応力状態) に基づくせん断応力が载荷前から存在している等のため、より小さい载荷重 (したがってより大きい  $F_s$ ) で降伏することになる。その度合は  $K_0$  の小さな正規粘土で著しいが、 $K_0$  が 1 に近い過圧密粘土ではフレーリッヒ解の近似は悪くない。経験的にも、過圧密粘土地

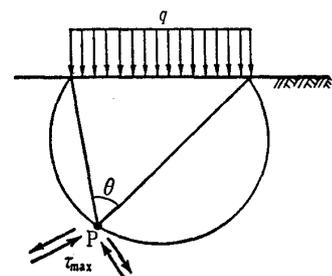


図-2.2 帯荷重の弾性応力

講 座

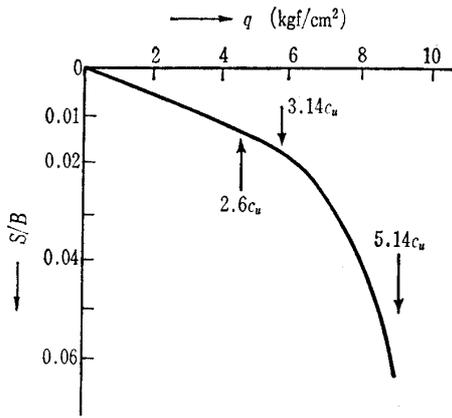


図-2.3 飽和粘土の荷重沈下図 ( $c_v=1.75 \text{ kgf/cm}^2$ )

盤の荷重に伴う沈下性状は、 $F_s > 2$ なら弾性的とみてよいとされている。

最近、有限要素法や階差法等によって地盤の変形や沈下を逐次求められるようになった。ヘーグは、初期せん断応力のない飽和粘土地盤 ( $G=140 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\nu=0.3$ ,  $c_u=1.75 \text{ kgf/cm}^2$ ) の帯荷重に対する弾塑性解析を行い、 $q_v=2.6c_u$  を求めているが、 $q=3.14c_u$  でも沈下性状はかなり弾性的である (図-2.3参照)。

2.3 地盤の沈下の評価法

基礎設計の段階で、十分な安全率 (おおよそ  $F_s > 3$ ) を考える限り沈下は弾性的であるので、地盤を弾性体とみて沈下を見積っても大きな誤りはない。この場合の沈下は即時沈下と圧密沈下が主である (砂地盤であっても、砂質土中に含まれる細粒土分の存在、砂質地盤の下によくある粘性地盤などのために、多少の圧密沈下が生ずるのが一般である)。即時沈下 ( $S_i$ ) は、非排水条件での沈下であるから、 $S_i$  を算定する場合、ポアソン比は0.5を、圧縮弾性率 ( $E_u$ ) は応力レベルに応ずる弾性率を用いる。すなわち

$$S_i = 3qBI_s / 4E_u \dots\dots\dots(13)$$

圧密沈下 ( $S_c$ ) は、現在土かぶり圧 ( $\sigma_v'$ ) が圧密降伏圧力 ( $p_c$ ) より小さい過圧密粘土で  $\sigma_v' + q > p_c$  の場合には

$$\Delta S_c = \left( \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{p_c}{\sigma_v'} + \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_v' + q}{p_c} \right) \Delta z \dots\dots\dots(14)$$

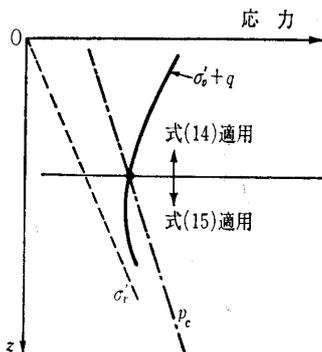


図-2.4 過圧密粘土の沈下計算式

によって厚さ  $\Delta z$  の層の圧密沈下が見積れる (図-2.4)。ただし、 $C_c$ ,  $C_s$  は圧縮、膨張指数である。また  $\sigma_v' + q < p_c$  なら、上式で形式的に  $C_c = C_s$  とおいて

$$\Delta S_c = \frac{C_s}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma_v' + q}{\sigma_v'} \right) \Delta z \dots\dots\dots(15)$$

一方、正規粘土では  $p_c = \sigma_v'$  であるので、(14式からよく知られた関係式

$$\Delta S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma_v' + q}{\sigma_v'} \right) \Delta z \dots\dots\dots(16)$$

が得られる。

沈下計算には、 $e_0$ ,  $p_c$ ,  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $E_u$  など土の状態や材料特性に関するパラメーターのほかに分散応力  $q$  の値が関係してくる。土の定数としては、特に  $E_u$ ,  $p_c$  の選定に気を付けねばならない。粘土が過圧密であるか否かは、 $p_c$  と  $\sigma_v'$  の比較以外に液性指数の大小 (これが0.6以下では過圧密といわれる) なども考慮して慎重に検討するとともに、圧密試験では、 $p_c$  付近の荷重増加率を小さくしたり、荷重に際し粘土の構造を痛めないよう丁寧に試験を行うなどの注意がいる。ところで、 $q$  の計算はブーシネスクによる弾性鉛直応力によるのが普通である。ブーシネスク応力が、粘土層の鉛直応力の良い近似であることは実際確かめられている。これは鉛直応力が材料定数を含んでいないこと、鉛直応力の合成値が荷重に等しいことの二つに起因している。ただし根入れのある場合、設計荷重から全土かぶり圧を引いた正味荷重についてブーシネスク応力を算定しなければならない。基礎底面における荷重前後の有効圧力の変化が、上記の正味荷重に等しいからである。

ここに述べた圧密沈下計算法はオエドメーター法と呼ばれるもので、ポアソン比を0と仮定した場合の対称軸上の弾性沈下に相当する。理論上は沈下量を過少に評価するという難点があるが、計算が簡単であるうえに誤差は小さく、 $B/H$  がごく小さいといった極端な荷重条件を除けば実測との対比もまずまずである。

(16式は本来、正規粘土について提案された式であるが、砂についても適用してよい。ただし粘土では  $C_c$  を圧密試験で求めるが、砂地盤ではコーン貫入試験を現場で行い、得られた静的貫入抵抗 ( $q_c$ ) によって  $E$  を推定する点が異なる。その結果は  $E = (1.5 \sim 2.0)q_c$  である。ここで  $E = 1/m_v$ ,  $m_v \propto C_c / (1+e_0)\sigma_v'$  を考慮すると、 $C_c / (1+e_0) \propto \sigma_v' / q_c$  となり(16式のかわりに

$$\Delta S = (1.5 \sim 2.0) \frac{\sigma_v'}{q_c} \log \left( 1 + \frac{q}{\sigma_v'} \right) \Delta z \dots\dots\dots(17)$$

によって砂地盤の沈下を評価できる。(17式はドビヤの式といわれ、ヨーロッパでよく利用されている。これに対し、アメリカなどでは一時期テルツァーギ・ペック法として知られている経験式、

$$S = \frac{q}{(1.5 \sim 2.2)N} \left( \frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \dots\dots\dots(18)$$

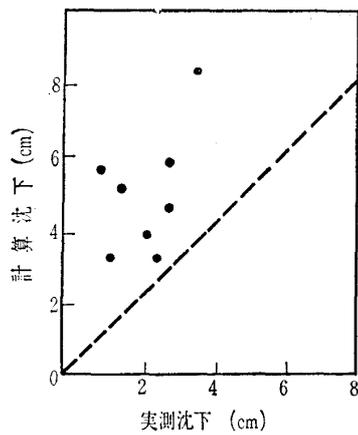


図-2.5 テルツァーギ・ベック法の精度

が流行したことがある。ここに $N$ は標準貫入試験の貫入抵抗,  $q$ は $\text{tf}/\text{m}^2$ ,  $B$ は $\text{m}$ ,  $S$ は $\text{cm}$ の単位である。しかし上式による計算値は, 図-2.5にみられるように実測値を2~3倍も上回り,  $N$ 値に対する土かぶり圧の補正を行わない限り精度よい予測ができないことが分かったため, 今日では推奨されていない。そのかわりに, 弾性沈下式における $E$ として前述の $2.0q_c$ を用いるというシュマートマンの方法が利用されるようになったのであるが, その予測精度は(1)式と大差がない。

## 2.4 FEMによる変形予測

一昔前までは, 地盤の一般的変形解析は不可能なことでされていた。しかし, FEMと電子計算機の発達, 土のような応力と時間履歴に依存する粘弾塑性体が複雑な境界条件の下にあっても, その変形解析を可能ならしめるようになった。支持力問題に限定しても, 図-2.4に示したような計算例にとどまらず, 実測した沈下傾向とよく一致するようなFEMの成功事例が幾つか発表されている。しか

しFEMに関しては次の点に注意を払う必要がある。計算手段としてのFEMは極端にまで精巧化できるが, それとのバランスを失せぬためには, 土の応力-ひずみ関係式も実際の土挙動を精密に表示するものでなければならない。ところが, 土の適確なモデル化は容易でない。理由としては, (i)複雑な地盤を代表し得るサンプルを採り出すことが経済的に難しい, (ii)サンプリング時の乱れを完全に避けることはできず, 変形特性が地盤内のそれと異なる, (iii)変形特性を調べる試験機で供試体の端面摩擦を完全に0とすることができないので, いわゆる要素試験が実行し得ない, (iv)主応力回転等に伴い土の構造が変化し, これがまた変形挙動を変えるという効果を持つため, 特定の応力付加条件で求めた応力-ひずみ関係の汎用性が少ない, などの事柄が挙げられる。更にFEMによる数値解を求めるには単に高次元の連立方程式を解くという手間の解決だけで済むものではない。特に非線形材料の場合など, 個々の問題に応じた工夫を加えないとよい解が得られないのが一般である。このような事情により, 地盤の変形をFEMで求めることに疑問を投げかける人も少なくない。筆者はFEMが万能であるとは考えない一人であるが, 一面ではFEMの強力な価値を認めるのもやぶさかでない。この立場からみて時と場所を心得てFEMを利用することが大切であると思う。すなわち, 安全率が小さく過大な非弾性沈下が予想される場合, 地盤形状が複雑で弾性解の適用が難しい場合, 重要な構造物において地盤の不同沈下を極度に問題とする場合等がこれである。その最も典型的事例としてタンク基礎が考えられるが, これについては後章で詳しく述べられると思う。

## 参考文献

- 1) H.G. Poulos and E.H. Davis: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, 1974.

## 土質工学会新刊案内

### 土質試験法スライドの改訂および販売についてのお知らせ

「土質試験法スライド」は昭和41年9月に初版を発刊し, その後47年に一部改訂が行われ, 現在まで約800セットが販売されています。このスライドは技術者の研修や学生の教育などに広く利用されてきました。

しかし, この10年間に土質試験のJISの改訂, 新たな学会基準の制定などがあり, それに伴って昭和54年12月には「土質試験法——第2回改訂版——」が公刊されました。このような背景から, 従来のスライドは現在のJISあるいは「土質試験法」と適合していない部分があること, カラ

ースライドでは避けられない退色が初版のスライドは著しくなったことなどから, 土質工学会では全面的な改訂をせざるを得なくなりました。そのため, 一昨年から土質試験法スライド改訂編集委員会によって改訂作業が行われ, 本年7月頃販売される見込みになりました。

改訂を行うにあたり, その方針と内容はもちろんのこと, 各種視聴覚機器の普及に伴い, どのような視聴覚教材にすべきかが大きな岐路となりました。そこで, できるだけ多くの方々のご意見を反映させるために, 約880の関係機関