

軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES ON BEARING
CAPACITY OF SOFT ROCK FOUNDATION

吉中 龍之進*・西 牧 均**

By Ryunoshin YOSHINAKA and Hitoshi NISHIMAKI

1. ま え が き

軟岩の力学的性質はまだ十分明らかではない。しかしその特徴的な性質は、① ある応力レベル以下では著しいひずみ軟化を示す、② 土に比べ地質的にはるかに古い地盤であることから節理、断層などの不連続面がある、③ 破壊包絡線が著しい非線形を示すことが少なくないことなどであろう。

最近、大型構造物の建設などに伴いこの種の地盤の支持力問題が注目されるようになった。土の支持力問題は従来から非常に研究されてきたが、軟岩は上に述べた性質のためこれとは地盤条件がかなり異なるのでその支持力の評価には未知な点が多い。

軟岩の支持力を扱った研究は多くない。そのおもなものでは次のようである。荷重の増大とともに載荷板周辺地盤に放射方向に亀裂が生じると仮定したLadanyi(1966)の理論的研究¹⁾、種々の地盤に対する現地載荷試験の結果から軟岩の支持特性を調べた吉田、吉中(1966,1967)²⁾、Yoshinaka(1967)³⁾の実験的研究、凝灰岩上で大型の載荷試験を行いその結果を有限要素解析したPellegno(1974)の研究⁴⁾、また最近では、本四連絡橋の地盤調査に関連して多数の現場載荷試験、すなわち著しく風化した花こう岩の支持力調査⁵⁾に関して貴重なデータが報告され、また第三紀層砂岩・泥岩に対して載荷板径2mの大型試験を含む一連の載荷試験から複雑な地盤構成をもつ軟岩の支持力に関して重要なデータが報告^{6),7)}されている。

これらの調査・研究から明らかになった軟岩の支持特性の特徴をみると、

④ 荷重増大に伴い載荷板下の地盤に放射状あるいはリング状の亀裂が発生し最大荷重に至る。したがって破

壊形式は載荷板のめり込み(Punching)の様相を呈し、岩体中に特別な弱面がない限り塑性体にみられるようなすべり線の発生はない。

⑤ 硬い岩石からなる地盤とは異なり支持特性(変形・強度)と地盤材料の物性との結びつきが強い。たとえば極限支持力が一軸圧縮強度のおよそ3~5倍になるものが多い。

⑥ 載荷板の下に顕著な弱面(層)があれば支持特性はそれに著しく支配される。

従来の研究は軟岩自体の性質がよくわかっていなかったこともあって、上記の特徴を示す支持特性と軟岩の物性の関連付けが必ずしも十分でなかった。本研究は最近の軟岩研究を基本に、軟岩物性を考慮してその支持特性を調べたもので、次の基礎研究からなる。

① 2次元支持力実験により、均質地盤や地盤内に連続した鉛直不連続面がある場合の地盤の支持機構を調べる。

② 地盤を形成する軟岩の物性試験から軟岩に適した力学モデルを設定する。

③ ②で得た軟岩物性(ひずみ軟化、非線形変形性と拘束圧の影響、非線形破壊規準、不連続面)を考慮して①の実験および現場載荷試験結果を説明できる数値解析法を検討し、実際問題への適用をはかる。

2. 不連続面をもつ軟岩基礎の2次元支持力
実験

(1) 実験方法

幅5cm、長さ15cmの剛体帯基礎を、幅15cm、長さ50cm、高さ30cmの整形した軟岩基礎の上に置き、支持力試験を行った。地盤の平面ひずみ条件を満たすため図-1の剛性実験枠に軟岩を収納し、軟岩の側面にグリースを塗布して側面摩擦を低減しよう努めた。軟岩と

* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設基礎工学科

** 正会員 工修 戸田建設(株)技術開発センター

表-1 支持力試験用岩石の物理的性質（平均値）

種類	比重	飽和含水比 (%)	単位体積重量 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙比	間隙率 (%)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	圧裂による引張強度 (kg/cm ²)
Aシリーズ	2.408	29.8	1.79	1.40	0.72	41.8	69.4	7.68
Bシリーズ	2.346	32.0	1.80	1.37	0.72	41.8	88.8	8.27

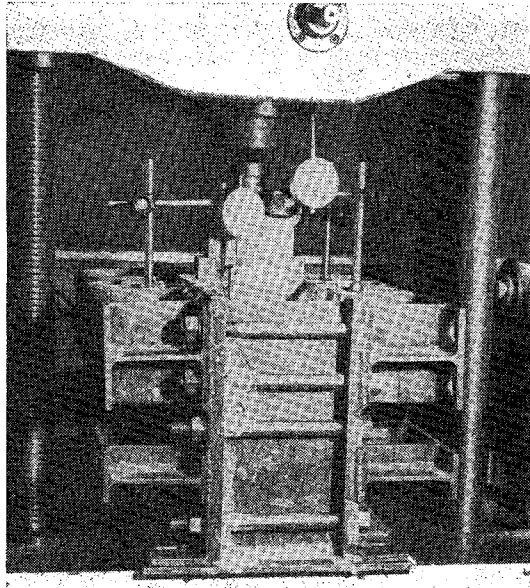


図-1 2次元支持力試験装置

実験枠の間はいずれの部分にも隙間はない。

岩石の整形は大型のダイヤモンドソーで行い、不連続面のある基盤の場合はあらかじめ所定の位置にダイヤモンドソーで切断してから実験枠に収納した。この不連続面は平滑でかつ充填物はなく全面が接触の状態にある。

基礎の沈下量は2個のダイヤルゲージ、また基礎端から5mmの真の地盤面の沈下も同時に測定した。載荷方法は実験枠全体を30t オルゼンあるいは200t アムスラー圧縮試験機にのせて載荷し、荷重はこれら試験機の読みで検出した。載荷速度は2kg/cm²/分程度であり、かつ岩石が多孔質であるので排水条件の試験である。

使用した軟岩は宇都宮市から産出する大谷石で、試験に際しては深さ約30mの採掘坑から均質、かつ“みそ”^{注1)}の少ない岩石（五十石細目）を直接採取し、乾燥させない状態で保存の後、飽和状態にして試験に供した。岩石はA、Bの2種類を用いたが実験はおもにBを採用した。岩石の基本物性を表-1に示した。

不連続面の方向は鉛直、かつ基礎の長手方向に平行である。

(2) 実験結果

注 1) 岩石中で粘土鉱物が塊状に集まっている部分を大谷石では“みそ”とよんでいる。

表-2 モデル地盤載荷試験一覧表

実験番号	不連続面の有無(位置)	岩石の種類
PLT-1 (A) 2 (B)	なし	Aシリーズ
PLT-3 (D) 4 (C)	なし	Bシリーズ
PLT-5 (E) 6 (F) 7 (G) 12 (L) 8 (H) 10 (J) 13 (M) 9 (I) 11 (K)	X=0.0 B X=0.25 B X=0.5 B X=0.75 B X=1.0 B X=1.0 B X=1.25 B X=1.5 B X=2.5 B	Bシリーズ

B: フーチング幅

一連の実験で求めた荷重-沈下曲線を図-2、同両対数表示した例を図-3に、また各実験の終了後、基盤の測面で観察される破壊状況を図-4に示した。荷重-沈下関係では載荷重Pと基礎の沈下量Sの曲線およびSとSDすなわち基礎端より5mm離れた左右の基盤表面の沈下量の曲線を示した。載荷試験の種類を一括して表-2に示した。

図-2 (a) は基盤に不連続面を含まない場合の結果である。P-S関係は初期の弾性的沈下から降伏後急激に沈下が増大する傾向を示しているが、この関係はSとSD曲線と非常に類似している。これはPとSDが直線的、すなわち基盤の支持力はその側方への応力の伝達能力と密接な関係があること、いいかえると載荷板下の亀裂の発生に依存することを示している。なお、図中(A)(B)は表-1のAシリーズ、(B)(C)は同Bシリーズの岩石に対応し、物性の違いが支持力に鋭敏に反映することがわかる。

図-3 (a) にみられるように両曲線の直線からの離脱点の荷重はほぼ等しい。沈下がさらに増大すると荷重は徐々に増大するがSDは逆に浮き上がりに転じる。このとき、載荷板下の基盤は図-4のように、くさびが形成されると同時にその下方へ引張り亀裂が伸びている。

基盤内に鉛直の不連続面がある場合の荷重-沈下関係が図-2 (b)~(d) である。不連続面を含まない場合に比べるといずれも支持力が低下し、その最大低下量は約40%である。また最大荷重後に支持力が低下する軟化現象が特徴的である。図-5は支持力の低下と不連続面の位置の関係を示したもので、各支持力を均質な地盤の

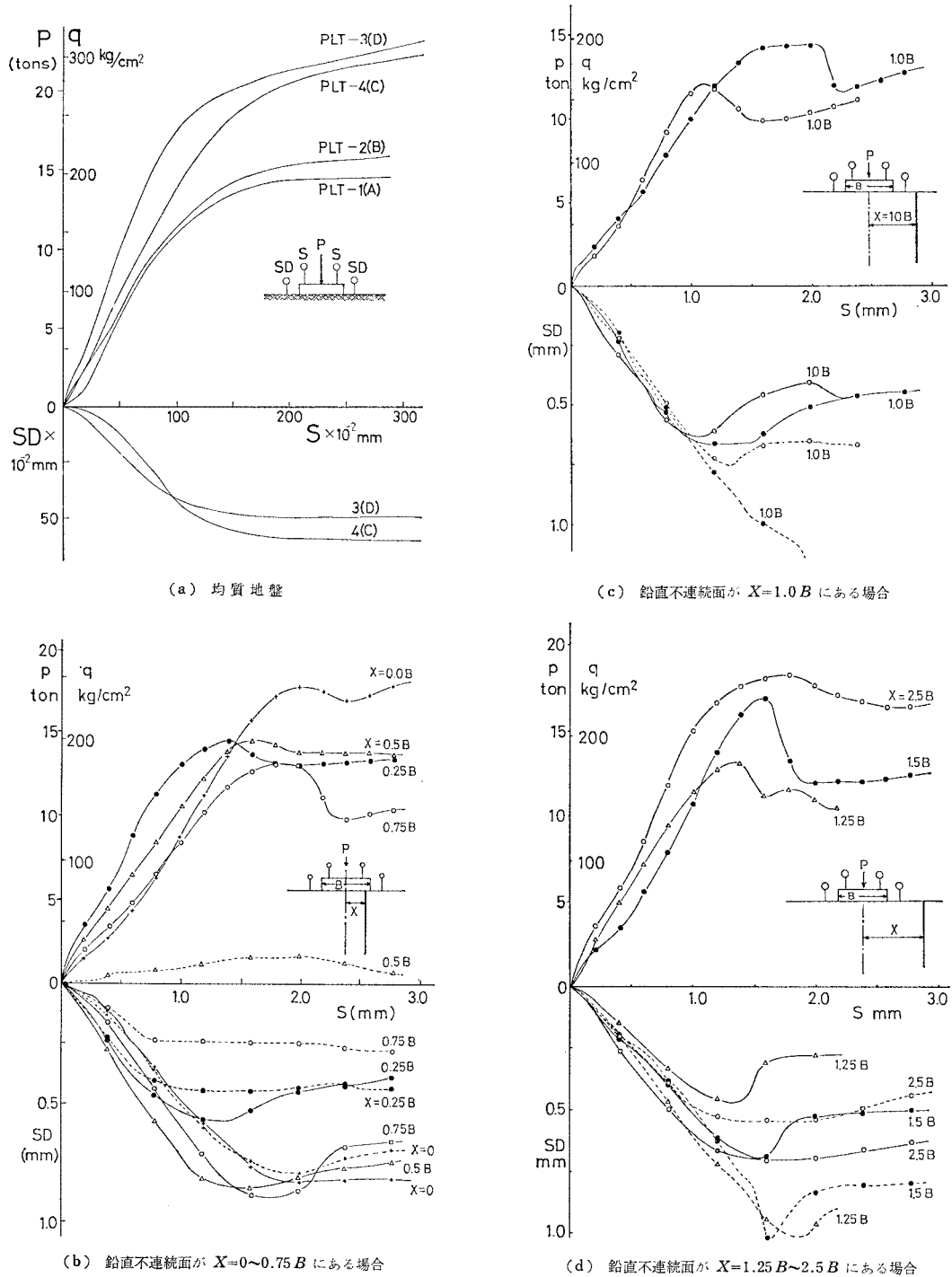
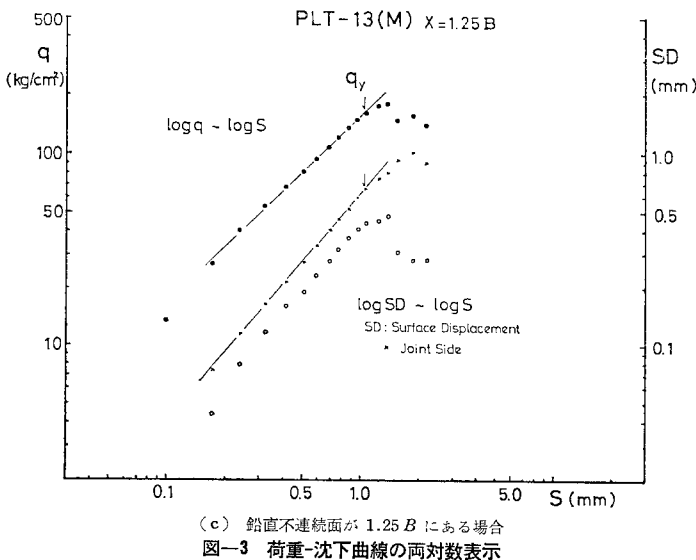
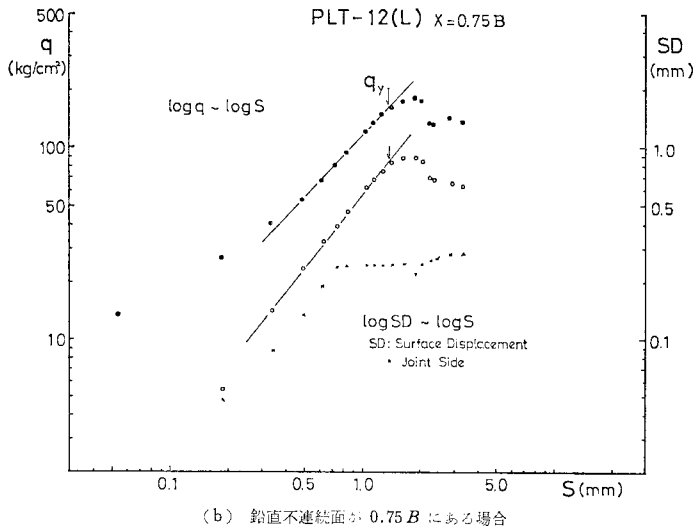
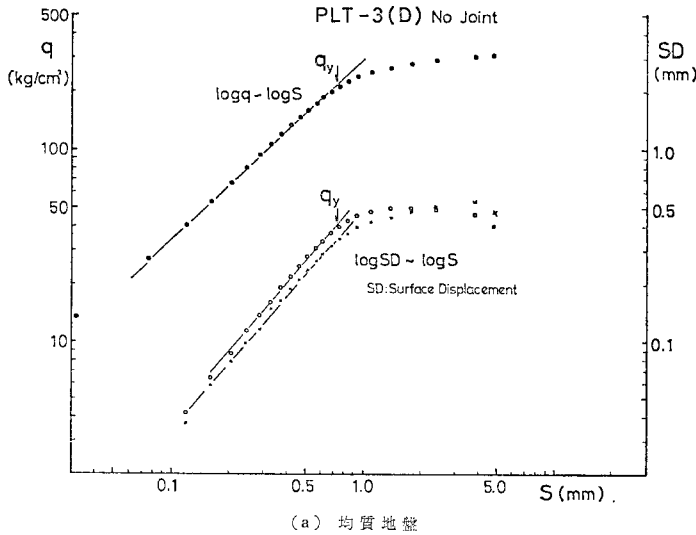


図-2 支持力試験による荷重-沈下曲線 (S-SD 曲線のうちの点線は不連続面側の沈下関係)

支持力との比で示している注2)。これによると不連続面が $0.25 \sim 1.5 B$ のとき、特に $1.0 B$ で低下が著しく、

一方、載荷板の直下 $0.0 B$ および $1.5 \sim 2.5 B$ で 20% 程度の低下となる。ここに B は載荷幅である。降伏支持力 ($\log P$ - $\log S$ 表示で直線から離れる点) も最大支持力と同じ傾向を示している。不連続面がある場合の軟化現

注 2) 不連続面を含む場合の支持力 q には、下つき添字 j を、また最大支持力に f 、降伏支持力には y をつけた。



象を、各荷重-沈下曲線の軟化後の支持力と最大支持力の比で示し、不連続面の位置との関係で図-6に示した。図-6は図-5と同じ傾向をもつが最大の軟化をする位置が $1.5B$ となる。

次に各荷重-沈下曲線の特徴を述べる。図-2 (b)~(d)の各曲線は、均質な地盤(図-2 (a))に比べて複雑で、特に初期の段階で沈下量が大きく現れる。しかし変形が進行するに従い図-2 (a)にほぼ平行の曲線となる。

載荷板周辺地盤の挙動は図-2の S - SD 曲線にみられる。ここでは不連続面の位置による影響が明瞭である。すなわち最大支持力(ピーク)発生時は、不連続面に反対側の地盤表面の沈下が最大の時点でもある。これは基礎下のくさびの形成との関係を示しており、不連続面に反対側の基礎端から進展した亀裂が基礎下を通り不連続面方向へ伸びるくさび形成の過程を示すものと思われる。このようなくさび形成に伴って載荷板両側の地盤の挙動は支配される。不連続面の位置 X が中心よりずれて、 $0 < X \leq 0.75B$ となると沈下は常に不連続面の反対側が大きく、また不連続面側は沈下が早く停止する。このとき荷重は前者の側に大きく負担されていることがわかる。

$0.75B < X < 2.5B$ になると降伏荷重付近までは載荷板両側の地盤に沈下量の差がない。しかし降伏後は常に不連続面側の沈下が大きく、 $X \geq 2.5B$ では両側の沈下に差はない。

図-3 (a)~(c)は荷重-沈下関係の両対数表示である。最大荷重に至る広い区間にわたって直線性が認められ、その直線からの離脱点が P - S 、 S - SD 曲線ともほぼ一致している。ただし、不連続面がある場合の SD の挙動は先にも述べたとおり P - S 曲線と同じ挙動を示すのは不連続面を含まない側の挙動である。

次に地盤の破壊性状を観察する。載荷試験が終了して後、供試体側面にみられる破壊状況を図-4 (a)~(d)に示した。いずれの場合もくさびを形成しており、これは単体として取り出しが可能でその内部はあまり破壊されないことが多い。

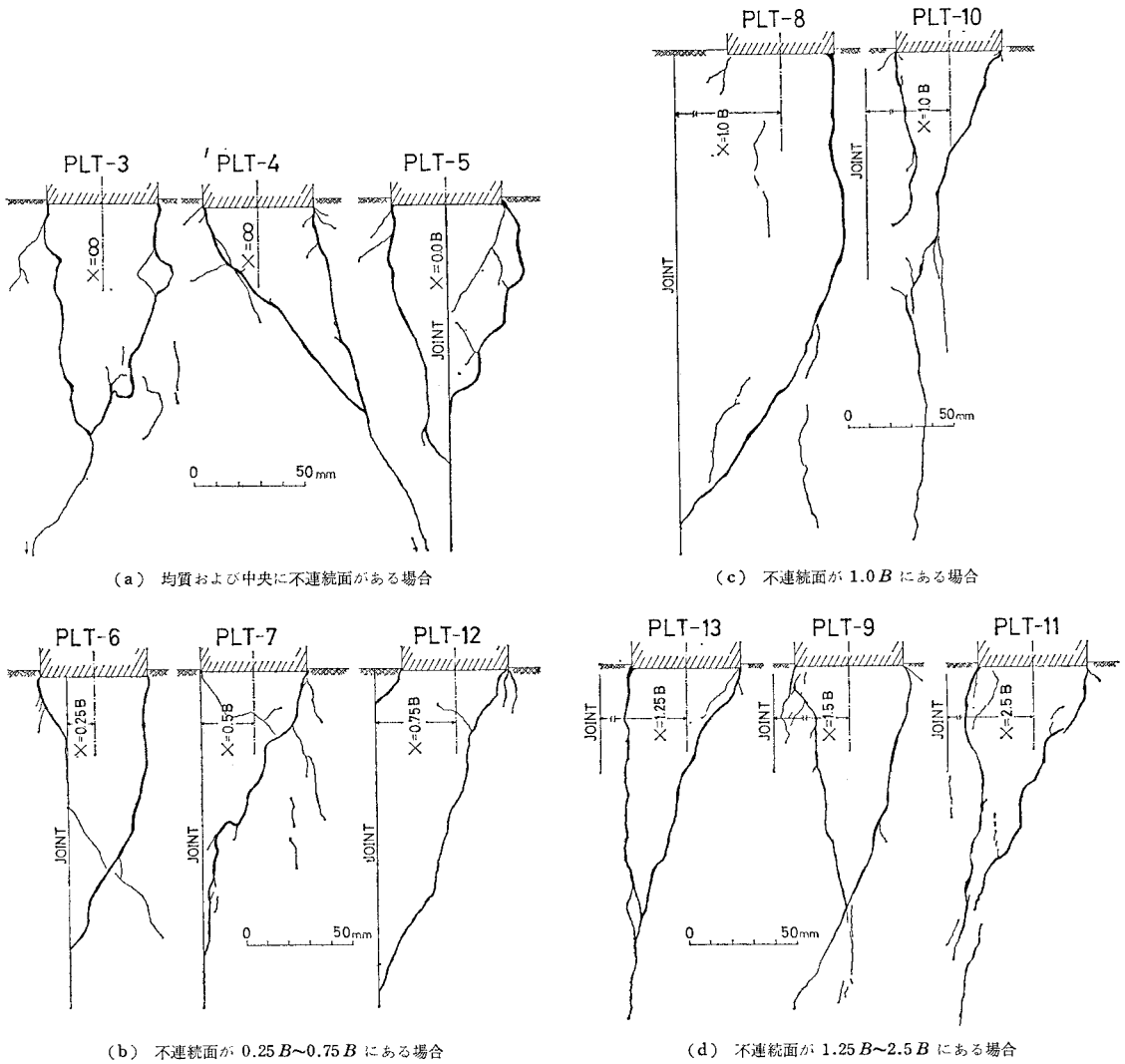


図-4 載荷板下の地盤の破壊状況

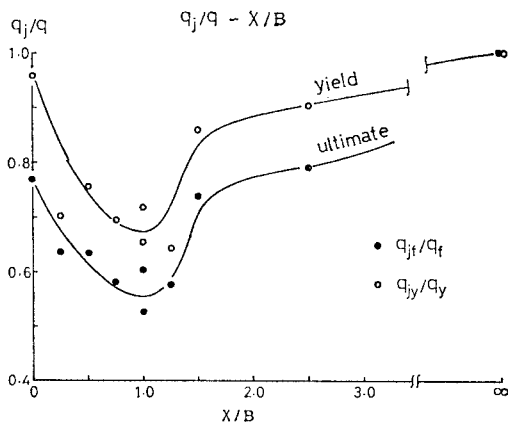


図-5 不連続面の位置と支持力の低下

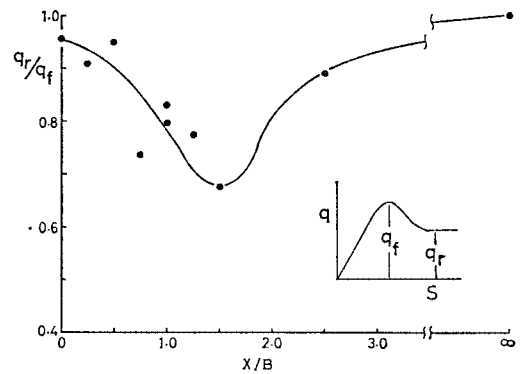


図-6 不連続面の位置とピーク荷重後の荷重低下状況

くさびの形状は図-4のとおり不連続面の位置によって大きく異なる。くさびの寸法は不連続面がない場合が最小で、中心よりずれるに従い順次大きくなり $X=1.0B$ で最大（深さ $5.5B$ ）で、いずれも載荷板端に生じた亀裂が不連続面に達して止まる。 $X \geq 1.2B$ では、くさびが不連続面側に片寄るが載荷板の両端から亀裂が生じて独立したくさびを形成する。寸法は不連続面がない場合よりやや大きい。

以上のようにくさびの形状・寸法は支持特性と密接に関係しており、たとえば最大支持力はくさびの大きさに逆比例していることがわかる。

3. 支持特性の数値解析

(1) 地盤物性に関する力学モデル

a) 強度規準

従来から土質あるいは岩石材料で最もよく利用される強度規準は Mohr-Coulomb、あるいは修正 Griffith 規準であろう。これらはいずれも圧縮応力域は直線関係を与える。しかし軟岩では圧縮域も非線形であるものが多い。本解析はこれを考慮して新たに次の2規準の導入を試みた。

Mohr-Coulomb 規準の準用：

破壊包絡線が図-7の曲線であるとき、曲線を c_1 の接線と、さらに高い応力域の接線の2本の直線で近似させるものとする。したがってA点を境に粘着力が c_1' 、 c_2' および摩擦角が ϕ_1' および ϕ_2' の2本の直線で表される。後述の解析に便利なように平均有効主応力と最大せん断応力で表現するとA点の応力 σ_{mA}' と両規準線と与えられる最大せん断応力は次式となる。

$$\sigma_{mA}' = \frac{c_2' \cos \phi_2' - c_1' \cos \phi_1'}{\sin \phi_1' - \sin \phi_2'} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c' \cos \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sin \phi' \dots\dots\dots (2)$$

ここに c' 、 ϕ' は σ_{mA}' を境にそれぞれ c_1' 、 ϕ_1' および c_2' 、 ϕ_2' となる。 σ_1' 、 σ_2' 、 σ_3' はそれぞれ最大、中間、および最小有効主応力とする。上記の関係は最大(ピーク)

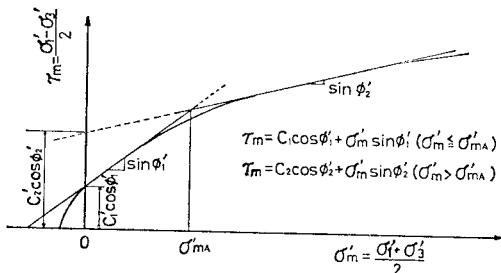


図-7 破壊包絡線の表示方法

強度、残留強度に適用されるものとする。

べき関数による強度規準：

種々の軟岩を用いた三軸圧縮試験から吉中・山辺(1979)⁸⁾は軟岩のみならず硬岩にも適用できる強度規準を導いた。

$$\tau_m / \tau_{m0} = \alpha (\sigma_m' / \sigma_{m0}')^\beta \dots\dots\dots (3)$$

ここに α 、 β は岩石による実験定数、 $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 、 $\sigma_m' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$ で τ_{m0} 、 σ_{m0}' は基準強度、すなわち一軸圧縮強度 q_u から導かれる値で $\tau_{m0} = q_u/2$ 、 $\sigma_{m0}' = q_u/3$ である。式(3)を書き改めると、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\alpha \cdot q_u^{1-\beta})/2 \cdot (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')^\beta \dots\dots (4)$$

上式は最大、残留および降伏の各強度に適用される。許容引張り応力：

割れ目のない軟岩は引張り応力が許容される。引張り応力側の破壊規準は修正 Griffith 規準によるものとした。これによると最大許容引張り応力 T_s は q_u をパラメーターとして、次の関係となる。

$$T_s = \left(\frac{1 - \sin \phi'}{4 \cos \phi'} \right) \cdot q_u \dots\dots\dots (5)$$

また粘着力 c との間には $T_s = (-c/2)$ の関係がある。

b) 非線形応力-ひずみ関係

軟岩の応力-ひずみ関係の特徴はその一例を図-8に示すように、拘束圧の変化によりひずみ軟化→硬化形に変化しやすいこと、全体的に非線形であること、変形係数が拘束圧の増大とともに増大するなどがある。図-8

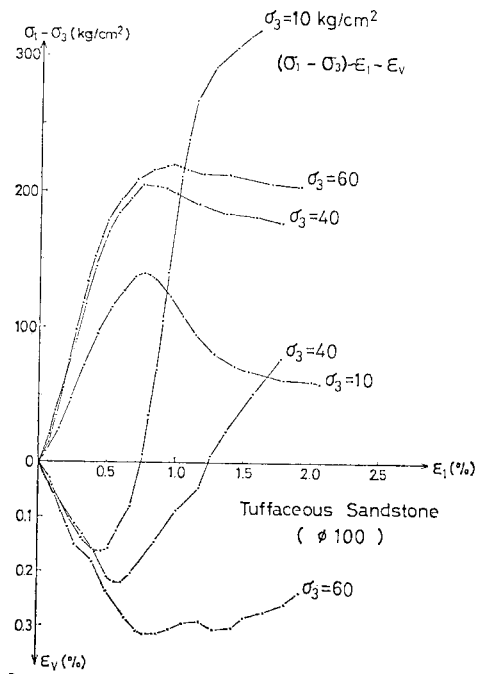


図-8 三軸圧縮試験による応力-ひずみ関係 (凝灰岩, CD 試験)

は 2. の実験に用いた岩石と同様の凝灰岩で大型供試体(高さ 20 cm, 直径 10 cm)により試験している. 大型の供試体ほど非線形性が強い⁸⁾. 供試体の非線形応力-ひずみ関係の表現方法にはスプライン関数ほかがあるが, ここでは, 最も一般的な双曲線を用いることにし, ひずみ軟化特性の導入については, 3. (2), a) に述べる新しい解析手法の中で別途考慮することにした.

双曲線表示によると, 初期弾性係数 E_i をもつ岩石の接線弾性係数 E_t は, 次式 (Duncan と Chang⁹⁾(1970)) となる.

$$E_t = E_i \left[1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^n \dots\dots\dots (6)$$

ここに $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は破壊時の主応力差, R_f は双曲線の形状から決まる主応力差の漸近値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ で定義され常に 1 より小さく, 小さいほど非線形が弱い. すなわち,

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \dots\dots\dots (7)$$

式 (6) の E_i は Janbu の関係式¹⁰⁾ から得られるが軟岩は $\sigma_3' = 0$ でも E_i は零でない. 筆者らが提案した次式で E_i を評価する¹¹⁾ こととする.

$$E_i = E_0 + K p_a (\sigma_3' / p_a)^n \dots\dots\dots (8)$$

ここに K, n は材料定数, p_a は大気圧である. また式 (6) の破壊強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は Duncan らは Mohr-Coulomb 規準を適用しているが, 本研究は非線形を考慮して式 (2) あるいは式 (4) を用いることにする.

体積ひずみ関係の非線形性は Kulhawy と Duncan¹²⁾ の双曲線近似による接線ポアソン比 ν_t が適用できるとした.

$$\nu_t = \frac{G - F \log(\sigma_3' / p_a)}{1 - d(\sigma_1 - \sigma_3) / A} \dots\dots\dots (9)$$

ここに, $A = E_i \left\{ 1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right\}$

また, G, F, d は材料定数であり, E_i は式 (8) による.

c) 不連続面の力学的性質

不連続面は引張りには抵抗しないがせん断および圧縮に抵抗する. せん断強度は式 (2) によるものとし, せん断剛性 k_s は不連続面の一面せん断試験からせん断応力とせん断変位の勾配で定める. 垂直剛性は不連続面を含む供試体の一軸圧縮変形量から岩石自体の圧縮量を差し引き, 垂直応力と圧縮量 ΔV 曲線から求める. 接線垂直剛性 k_n は次式で表示する. この関係は 図-16 に述べる一連の実験から新たに求めたものである.

$$k_n = m \exp(l \cdot \Delta V / V_{mc}) \dots\dots\dots (10)$$

ここに m, l は材料定数であり, V_{mc} は最大可能閉塞量である.

(2) ひずみ軟化・不連続面を考慮した数値解析法

a) ひずみ軟化特性の解析法

ひずみ軟化を考慮する解析法には周知のように Zienkiewicz¹³⁾ らによる応力分配法に準じて行う方法¹⁴⁾ と塑性論に立脚して行う方法¹⁵⁾ の 2 つがある. 本研究では, 使用した軟岩の塑性的性質がまだ十分明らかでないこと, 解析のための諸定数が通常の三軸試験などから容易に求められることなどから前者の応力分配法(最小主応力一定)で行った. なお解析は, 軟化域も非線形であることから 図-9 に示すステップ法を導入した. 解析の妥当性は支持力試験結果との照合において検証される.

軟岩の破壊条件は 3. (1), a) に述べたように非線形であり, かつ応力レベルに応じてひずみ軟化→塑性流動→ひずみ硬化と変化する. 解析はこれら全域をカバーしなければならない. 3. (1), a) の破壊規準, 3. (1), b) の変形性表示によって 図-9 (a), (b) に示す内容の解析を実施した. 解析手順は次のようである.

(i) 接線係数法による増分法で任意の要素が破壊するまで非線形解析をする. 破壊規準に達した要素は以後の増分段階は塑性流動 ($G_t = 0.0, \nu_t = 0.49$) とする. 塑性流動の処理は後述する.

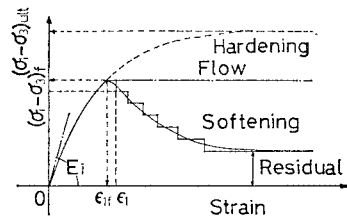
(ii) 破壊に達した要素の応力低下量 $\{\sigma^*\}_m$ を次のようにして求め, また破壊時の主ひずみ ϵ_{1f} を求めておく. 図-9 (b) の A で破壊したとすると, その時点での最小主応力に対して B 点まで応力低下することになる.

$\{\sigma^*\}_m$ は,

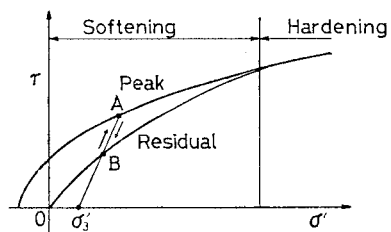
$$\{\sigma^*\}_m = [(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2] - [(\sigma_1 - \sigma_3)_r / 2] \dots\dots (11)$$

したがって, 要素内応力は次のようになる.

$$\{\sigma^*\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x^* \\ \sigma_y^* \\ \tau_{xy}^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (1/2) \{\sigma^*\}_m (1 - \cos 2\theta) \\ (1/2) \{\sigma^*\}_m (1 + \cos 2\theta) \\ (-1/2) \{\sigma^*\}_m \sin 2\theta \end{Bmatrix}$$



(a) 非線形応力-ひずみ関係の表示



(b) 非線形破壊包絡線と応力経路

図-9

.....(12)

ここに θ は σ_1 が x 軸となす角, 添字の f, r はピークおよび残留状態を示す.

(iii) 初回の応力分配は破壊後の増分計算で ϵ_1 (図-9 (a) 参照) が ϵ_{1f} に対する比 ϵ_1/ϵ_{1f} が一定値 k を超えたとき行ふ. 配分すべき応力はステップ数を n_s とすると $\{\sigma_i\}_m = \{\sigma^*\}/n_s$ である. $\{\sigma_i\}_m$ はこれと等価な接点外力 $\{F_i\}_m$ に変換する. $\{F_i\}_m$ は仮想仕事の原理から次式で求める.

$$\{F_i\}_m = \int_V [B]_m^T \{\sigma_i\}_m dV \dots\dots\dots (13)$$

(iv) (iii) で求めた $\{F_i\}$ を構造物に作用させ, 破壊した要素は塑性流動, 未破壊要素は前段階の弾性定数のまま全体剛性マトリックスを作り弾性解析する. この再配分解析で求められる各要素の応力を, それまでの応力に加え次の増分のための E_t, ν_t 等を求める. ただし, ここで破壊した要素は先の (i), (ii) にもどる.

(v) 以後の増分計算で $\epsilon_1/\epsilon_{1f} > k^2$ となれば, 再び 1 段階分の応力を (iii), (iv) の順で処理する. ただし増分解析における荷重または変位増分量や破壊域によっては 1 段階で $(\epsilon_1/\epsilon_{1f}) > k^2$ となることがあるので, 1 回の配分計算の再配分応力 $\{\sigma_i\}$ は次のとおりとする.

$$\left. \begin{array}{l} \textcircled{1} \quad k \leq \epsilon_1/\epsilon_{1f} < k^2 \rightarrow \{\sigma_i\}_m = \{\sigma^*\}_m/n_s \\ \textcircled{2} \quad k^2 \leq \epsilon_1/\epsilon_{1f} < k^r \rightarrow \{\sigma_i\}_m = 2\{\sigma^*\}_m/n_s \\ \textcircled{3} \quad k^{r-1} \leq \epsilon_1/\epsilon_{1f} \leq k^r \rightarrow \{\sigma_i\}_m = (r-1)\{\sigma^*\}_m/n_s \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

(vi) 以上の順序で n_s ステップの分配を行い要素内応力が残留強度に達したならば, 以後塑性流動とする.

塑性流動は次のようにして与えることができる. 各応力増分段階での線形応力-ひずみ関係 $\{d\sigma\} = [D]\{d\epsilon\}$ の $[D]$ マトリックスは平面ひずみ等方性の場合,

$$[D] = \begin{bmatrix} K_t + G_t & K_t - G_t & 0 \\ K_t - G_t & K_t + G_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (15)$$

ここに K_t, G_t は接線弾性係数 (体積およびせん断) であるが, おのおのは弾性体において $K_t = E_t / \{2(1 + \nu_t)\}$ ($1 - 2\nu_t$), $G_t = E_t / \{2(1 + \nu_t)\}$ である. したがって要素が破壊した場合 $E_t = 0$ (すなわち $K_t = G_t = 0$) とすることが考えられるが, 地盤材料は塑性状態にあっても体積圧縮には十分抵抗すると考えられるので本研究では, 塑性流動は $G_t = 0, \nu_t = 0.49$ とした.

b) 不連続面の挙動解析

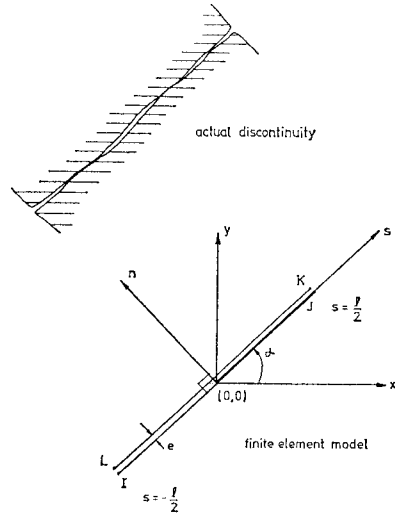


図-10 ジョイント要素 (Goodman¹⁸⁾ による)

岩盤には節理, 断層などの不連続面が普遍的に含まれているのでそれを地盤解析に導入することはきわめて重要である. 解析法にはいくつかの手法が提案されているが本研究では地盤中の断層のような既存の連続性の不連続面を取り扱うので Goodman ら¹⁸⁾によるジョイント要素の手法を用いた.

これは不連続面を 図-10 のように理想化し, 長さ l と微小間隔 e をもつ 4 節点長方形要素で表現する. ジョイント要素の節点変位と外力の関係は x, y , 座標系において $\{F_{x,y}\} = [K]_{x,y} \{u_{x,y}\}$ でありここで $[K]_{x,y} = [T]^T [K]_{s,n} [T]$ で与えられる. また $[T]$ は座標変換マトリックス, $[K]_{s,n}$ は 図-10 の s, n 座標系でのジョイント要素剛性マトリックスであり, 次式で示される.

$$[K]_{s,n} = [B][C_J][L_0] \dots\dots\dots (16)$$

$$[C_J] = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & \beta^3 k_n/4 \end{bmatrix}$$

k_s, k_n は 3. (1), (c) で定義した単位長さ当りの不連続面の接線方向および垂直方向剛性である. 式 (16) の剛性マトリックスを全体剛性マトリックスに組み込むことにより不連続面の解析が可能となる. ただし式 (16) の $[L_0]$ はジョイントの形状に関するマトリックスである.

(3) 理論支持力と数値解析支持力の比較

支持力計算法には種々のものがある. 計算法の違いが

表-3 仮想地盤の地盤定数 (記号は 3.(1) 参照)

	γ'_t (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	c_r	$\phi = \phi_r$	E_0 (kg/cm ²)	K	n	R_f	G	F	d	n_s^*	k^{**}
ケース 1	2.2	1	0	30°	100	1800	0.5	0.8	0.3	0	0.3	5	1.2
ケース 2	2.2	10	0	30°	2000	1100	0.43	0.8	0.4	0	0	5	1.2

* ひずみ軟化の応力低下のステップ数
** ひずみ軟化の主ひずみ比

結果に与える影響を仮想地盤について検討する。設定した地盤条件は表-3の2ケースで数値解析はいずれも剛体帯基礎について行う。

理論支持力には剛塑性論に基づく Terzaghi の支持力¹⁷⁾、クラックの発達に注目した Ladanyi の支持力¹⁾、そのほか参考のために塑性域の進展に注目した Maslow, 星盤, Jaropolskij らの降伏支持力¹⁸⁾を取り上げた。

数値解による支持力は、設定した物性どおり 3.(2) の手法に従ってひずみ軟化を考慮したもの、破壊後単に流動のみあるいは硬化のみをすとしたものを比較した。

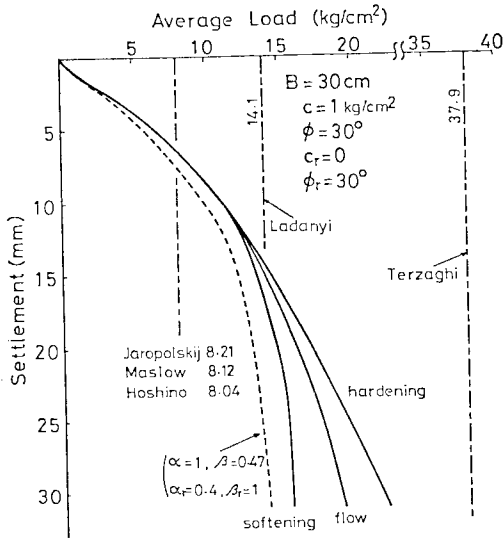


図-11 仮想地盤の支持特性解析値の比較 (ケース 1)

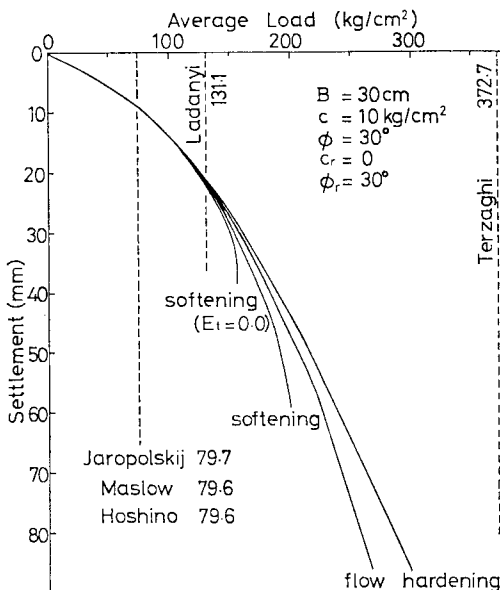


図-12 仮想地盤の支持特性解析値の比較 (ケース 2)

なお軟化の例では破壊規準を式 (2) と式 (4) について、さらに塑性流動の条件を G_t のみ零とする場合と $E_t=0$ ($G_t=K_t=0$) について比較した。

計算結果を 図-11, 12 に示した。図から明らかなように数値解は Terzaghi の極限支持力と星盤らの降伏支持力の間であって、ひずみ軟化の場合は 図-12 に $E_t=0$ が最も小さい。 G_t のみを零にした場合に破壊規準が式 (4) のべき関数は、式 (2) の Mohr-Coulomb 規準を準用した場合より支持力、変形性とも小さい。いずれにしても軟化特性のある地盤の場合、極限支持力は剛塑性論による支持力の半分程度となる。沈下量を無限大に取ったときの Ladanyi の支持力は、他の理論支持力に比べひずみ軟化を考慮した数値解に最も近い。しかし 図-11, 12 の比較で明らかなように粘着力が大きいほど両者の違いは大きくなっている。

図-13 はケース 1 の数値解における地盤内の破壊の進展を示している。 載荷板下にあまり破壊が進行していないくさびが形成され、沈下量の増大とともにその周辺にせん断域、さらに外側に引張り破壊域が形成されて極限状態に近づく様子がわかる。なお図の右側はひずみ軟化、左側は破壊後は単に塑性流動のみが生じるとした場合である。

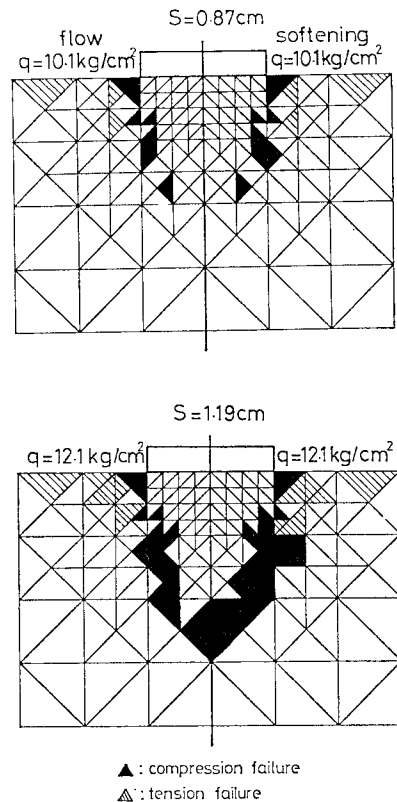


図-13 地盤内の破壊進行状況

表-4 2次元支持力実験の地盤条件

岩石の強度特性		岩石の変形特性		不連続面	その他
モール・クーロン規準 (バイリニア表現) 式(2)	へき関数規準 式(3)	E_t に関する係数 式(7)~(9)	ν_t に関する定数 式(10)	$c=0$ $\phi_r=38^\circ$ $k_s=336 \text{ kg/cm}^2$ $m=44.72 \text{ kg/cm}^2$ $l=4.86$ $V_{mc}=0.02 \text{ cm}$	$\gamma_t=1.80 \text{ g/cm}^3$ $q_u=88.8 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_t=8.27 \text{ kg/cm}^2$
$c_1=14.5 \text{ kg/cm}^2$ $c_2=40.0 \text{ kg/cm}^2$ $c_r=14.5 \text{ kg/cm}^2$ $\phi_1=50^\circ$ $\phi_2=17^\circ$ $\phi_r=29^\circ$	$\alpha_f=0.996$ $\alpha_r=0.777$ $\beta_f=0.448$ $\beta_r=0.623$	$K=110$ $n=0.89$ $E_0=20000 \text{ kg/cm}^2$ $R_f=0.35$	$G=0.35$ $F=0$ $d=0$		

(4) 断層(不連続面)をもつ基礎地盤

a) 解析方法と地盤物性

先に 2. に述べた 2 次元支持力実験の結果を 3. (1) および 3. (2) の方法で数値解析し、解析法の実際問題への適用性を調べた。解析は実験条件に合わせて平面ひずみ、等変位載荷である。

地盤材料の一般的な物理的性質は表-1 のとおりである。解析に必要なほかの諸定数を一括して表-4 に示した。これらは圧密排水三軸圧縮試験(図-14 参照) および一面せん断試験その他から求めたものである。岩石の応力-ひずみ関係は図-8 にみたように初期部分の直線性がよいので厳密には双曲線近似は適用できないが全体としての非線形を表現するために表-4 の定数を定めた。図-15 は表-4 の値を求めるための作図の一例で図-15 (a) は Kondoner の式¹⁹⁾ $\frac{\epsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\epsilon_1$ 、また図-15 (b) は Kulhawy ら¹²⁾ による $\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = f + d\epsilon_3$ の関係を調べたものである。 ϵ_3/ϵ_1 はほぼ一定とみてよいので 0.35 とした。

不連続面のせん断特性は直径 60 mm の供試体について求めた。図-16 (a), (b) はせん断力-せん断変位関係、同 (b) はせん断強度-垂直応力の関係である。前者は非線形が著しいが解析上の便のため k_s を一定とした。一方、不連続面の垂直剛性は不連続面を含む直径 50 mm、長さ 100 mm の供試体の圧縮量 B から不連続面を含まない供試体の圧縮量 A を差し引いた量 ΔV を求め、

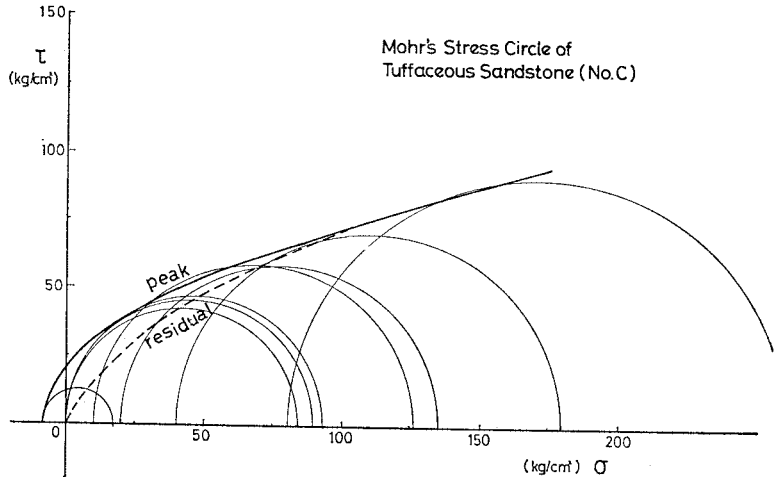
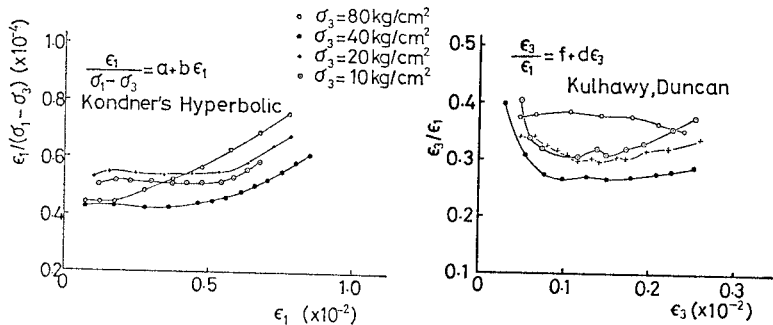


図-14 2次元支持力試験地盤材料の破壊包絡線(試料 No. C)



(a) $\epsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ 関係 (b) $\epsilon_3/\epsilon_1 - \epsilon_3$ 関係

図-15 2次元支持力試験地盤材料(No. C)の応力-ひずみ関係

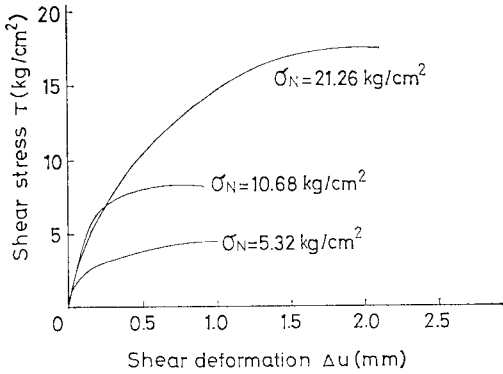
これと垂直応力の関係、図-17 から求めた。 k_n は $\Delta V - \sigma$ 曲線の接線で定義される。そこで k_n と $\Delta V/V_{mc}$ を片対数表示したものが図-18 であって、これより次式が求まる。

$$k_n = 44.72 \exp(4.86 \Delta V/V_{mc}) \dots\dots\dots (17)$$

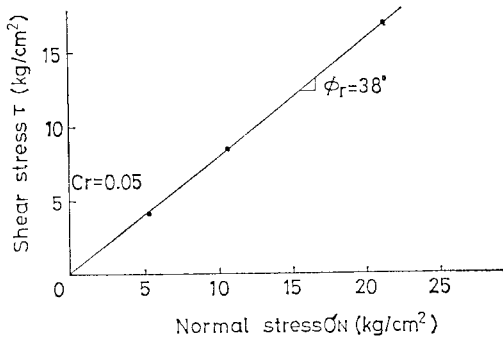
ここに V_{mc} は図-17 の漸近線である最大可能閉塞量で、解析には実験枠のゆるみも考えて $2 \times 10^{-2} \text{ cm}$ とした。

b) 数値解析の結果

数値解析を不連続面を含まない場合と不連続面の位置



(a) せん断応力-せん断変位関係



(b) せん断強度関係

図-16 不連続面のせん断特性

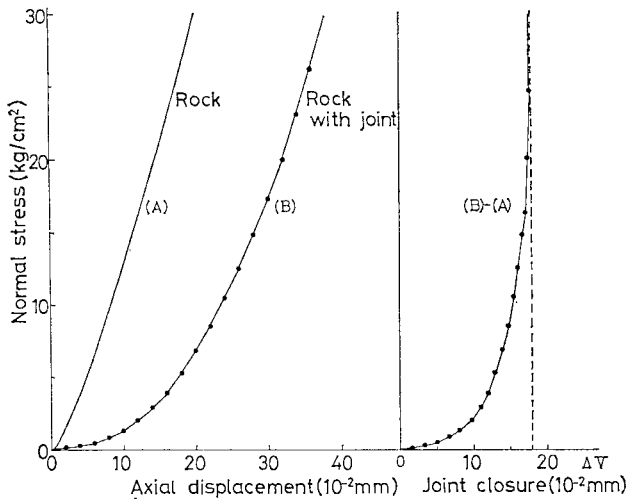


図-17 不連続面の垂直剛性(応力-変位)

X が $0.0B, 0.5B, 1.0B, 2.5B$ の場合について行った。解析結果を実験結果に併記して 図-19 (a)~(e) に示した。

図-19 (a) は不連続面を含まない場合である。極限支持力は実測値が平均 312 kg/cm^2 (沈下 5 mm) に対し解析値^{注3)}はケース 1 (破壊規準, 式 (2)) が 324.8 kg/cm^2 ,

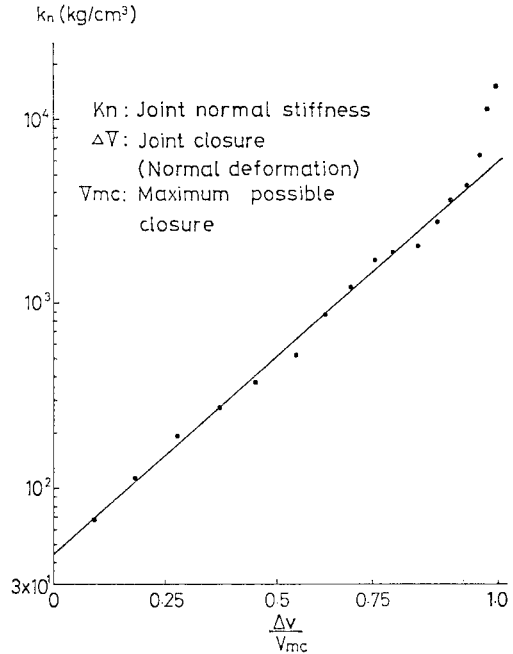


図-18 接線単位垂直剛性と変位

ケース 2 (破壊規準がべき関数) が 319.4 kg/cm^2 でいずれもよく一致し、特にべき関数の場合の一致が良好である。しかし降伏荷重から極限荷重に至る間の実測値の急激な変形性の変化を解析値が追うことができない。ちなみにケース 1 について c_2 を実験値の 40 kg/cm^2 から 30 kg/cm^2 に落とすと 図-19 (a) に併記したように沈下傾向は実測に近くなるが極限支持力は大きく低下する。載荷板周辺地盤の挙動は $S-SD$ 曲線にみるように解析では初期のゆるみに起因する沈下は説明できないが全体の傾向はよく一致する。

不連続面を含む場合が 図-19 (b)~(e) で、採用した破壊規準はいずれもべき関数式 (4) である。上に述べたように式 (2), 式 (4) ととも実験結果に近い解析結果を与えたが、数値解析では式 (4) が便利であり、式 (2) のような曲線から直線への変換上の誤差がない。各例とも実測との適合性はよい。ただし 図-19 (a) と同様、実測が初期に大きい沈下を生じる領域は追従できない。

極限支持力について計算値と実測値を比較して表-5 に示した。両者の比は $0.92 \sim 1.09$ であり

非常によく一致する。次に不連続面の存在による支持力低下を不連続面の位置との関係で 図-20 に示した。実測では $0.5B \sim 1.25B$ 付近にわたって全体的に低下しているが解析値は低下傾向が明確で、 $0.5B$ に不連続面がある場合、すなわち載荷板端の直下にあるとき支持力は

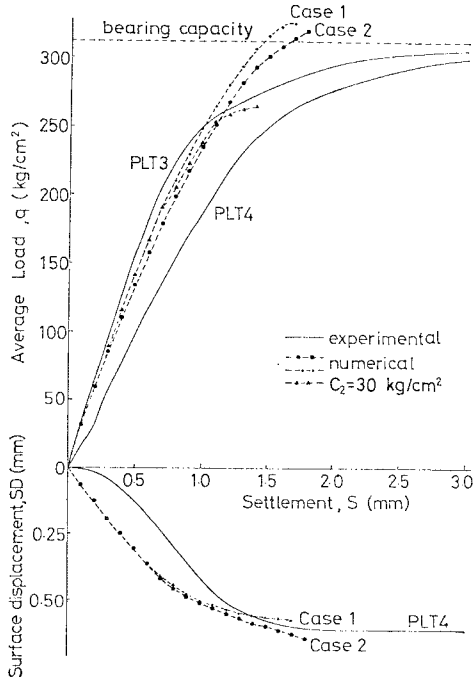
注 3) 解が収束しなくなる一段階前の荷重。

最小となる。

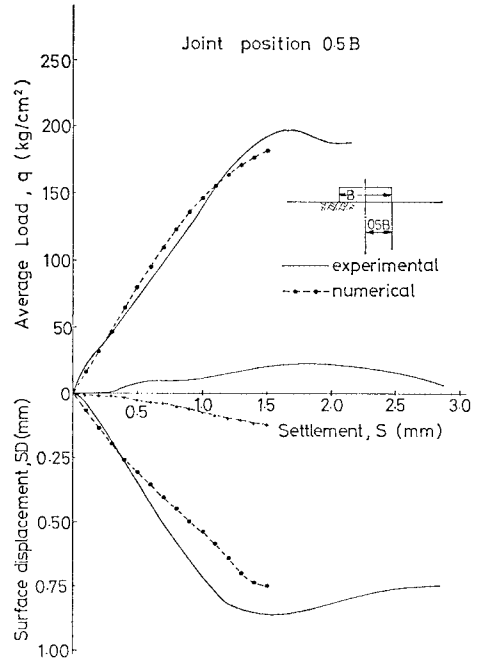
以上の例にみたように岩石試験で得られる物性値から特定の、かつ単純な形状の不連続面を含む場合の支持力は 3. (2) に述べた数値解析でかなりの精度で予測できることがわかる。

(5) 風化花こう岩地盤

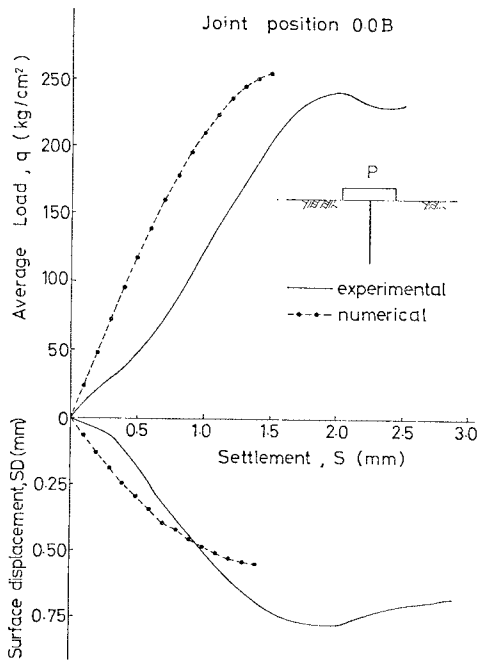
風化花こう岩は組織がきわめてぜい弱なため従来から自然状態における力学的性質はあまり明らかではなかった。しかし最近、各種の風化段階にある花こう岩に対す



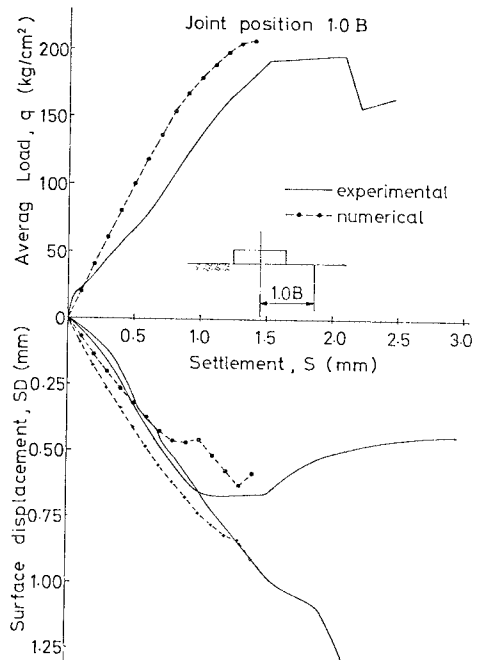
(a) 均質地盤



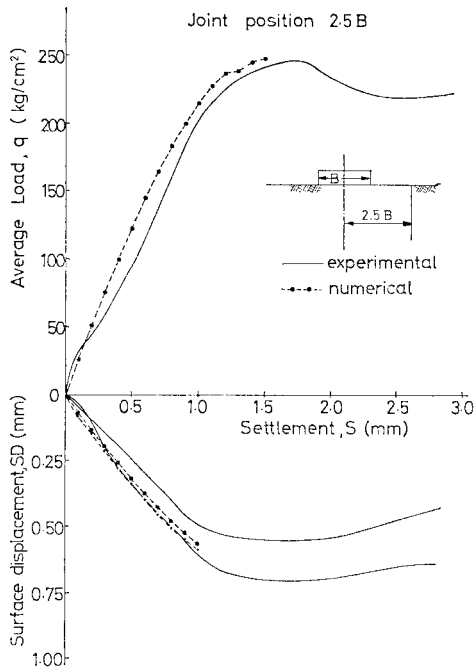
(c) 不連続面が 0.5B にある場合



(b) 不連続面が 0.0B にある場合



(d) 不連続面が 1.0B にある場合



(e) 不連続面が 2.5B にある場合
 図-19 2次元支持特性の解析結果

表-5 実測および計算支持力の比較

不連続面の位置	不連続面なし	0.0B	0.5B	1.0B	2.5B
実測支持力 q_m kg/cm ²	312.0	240.2	197.6	187.7	245.9
計算支持力 q_c kg/cm ²	319.4	255.4	182.6	204.9	248.2
比 q_c/q_m	1.02	1.06	0.92	1.09	1.01

る一連の現場载荷試験や、それに関連した物性試験が実施されるようになり⁶⁾、物性と支持特性の関連が検討できるようになってきた。ただし物性については乱さない供試体作成の困難さや物性の複雑さにより粘着力などの

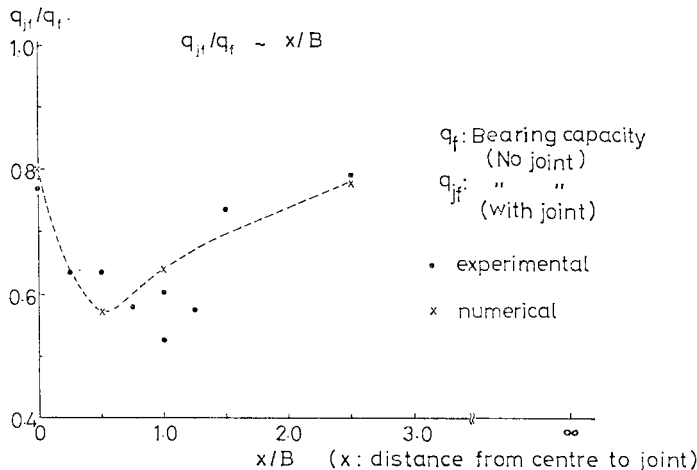
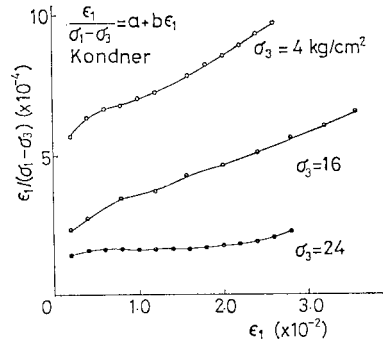
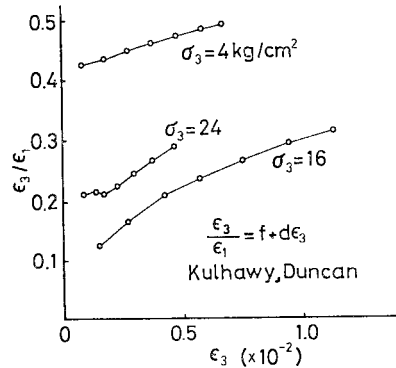


図-20 不連続面の位置と支持力低下 (解析値)



(a) $\epsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ 関係



(b) $\epsilon_3/\epsilon_1 - \epsilon_3$ 関係

図-21 風化花こう岩の応力-ひずみ関係 (D_M 級)

表-6 風化花こう岩の試験地盤物性

地盤	間隙率 n (%)	比重	粘着力 c' (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ'	ボーリング孔内変形係数 (kg/cm ²)
D _M	24~34	2.65	0~2.6	40~45°	800~1400
D _L	35~40	2.60	0~1.2	30~35°	50~240

組織鋭敏な量の評価は容易でない、したがってここでは、物性試験と現場試験の関連を解析を通して検討し、それより花こう岩の支持特性および物性評価の妥当性を知ろうとするものである。

a) 解析条件と地盤物性

解析は現場での平板载荷試験に合わせて軸対称剛体载荷とした。乱さない試料の三軸圧縮試験²⁰⁾によるとひずみ軟化特性はあまり顕著でなく、また破壊包絡線は粘着力が少ないため非線形性が強くないので、破壊後は塑性流動する材料で破壊規準は Mohr-Coulomb 規準に従うものとみなした。

対象とした地盤は生口島の花こう岩で試験の実施は本四公団²²⁾によるものである。試験地盤は岩盤分類³⁾によると D_M

級および D_L 級に属する。地盤の物性試験⁵⁾は大小の供試体を用いた三軸圧縮試験，現地ブロックせん断試験およびその他の物理試験で，支持力試験は D_M 地盤が直径 30 cm の平板による載荷，D_L 地盤が直径 40 cm の平板による載荷である。

一連の物性試験で求められた物性値は表-6のとおりである。粘着力のばらつきが大きい。応力-ひずみ関係の一例を D_M 級の試料について図-21に示した。図から 3. (1), (b) に述べた非線形表示が可能であることがわかる。しかし ϵ_0/ϵ_1 に対する拘束圧の影響が明らかでない。しかしほぼ同様の風化岩に対する試験例²⁰⁾も参考にすると拘束圧の影響を無視できることを示している。一方、応力-ひずみ関係の初期値 E_i (式 (6)) に対する拘束圧の影響は著しい。これを図-22²¹⁾に示した。

式 (8) の E_0 は試料のせい弱さのために室内試験での評価が難しい。試験横坑の壁面，切羽での岩盤観察では結晶粒子のかみ合わせによる粘着力が十分期待できること，すなわち E_0 の存在を示している。本解析ではボーリング孔内変形試験による変形係数 E_b を E_0 の代わりに用いた。これは試験地点の土かぶり非常に小さいこと，試験時の応力状態が一軸圧縮状態に近いこと，および E_b と E_0 の相関性データ²³⁾によると両者はほぼ等しいことによる。

以上の検討から解析のための定数を表-7のように定めた。表-7の ϕ' , n , E_0 , F , G , r_f は測定値としてばらつきの少ない信頼性の高い物性である。一方 c' , R_f , d は材料の性質上判定が難しいので，これを解析上のパラメーターとし，現場載荷試験結果から逆にこれを定めるものとした。なお解析には自重を考慮した。

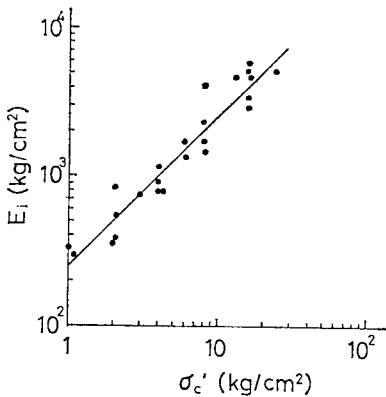


図-22 初期変形係数と拘束圧力²¹⁾

b) 解析結果

図-23, 24 は，それぞれ D_L, D_M 地盤の解析結果と現場試験における荷重-沈下曲線である。現場測定は D_L 地盤が 4 か所，D_M 地盤が 5 か所であるが各図には測定結果の主要な分布範囲を示してある。解析結果はいずれも実測曲線をほぼ説明できる曲線を与えている。これらより D_L~D_M 級に風化した花こう岩の支持力特性を説明する物性値は表-6, 7 で与えられ，そのうち，不確定要素の多い値は，支持力に関係する強度特性の総合試験でもある載荷試験の解析で定め得ることがわかる。この場合， $R_f=0.3\sim 0.6$, $d=3\sim 6$ 程度であり，粘着力は表-6 に示した値の上限ないしそれよりかなり大きめ

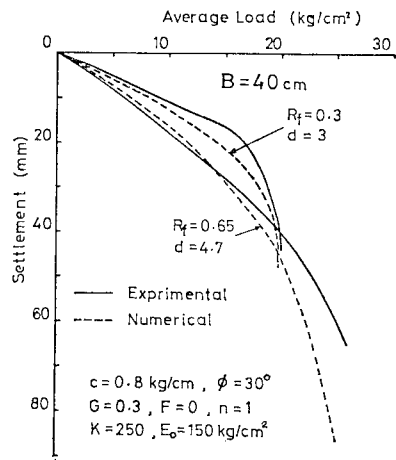


図-23 風化花こう岩の荷重-沈下曲線 (D_L 級)

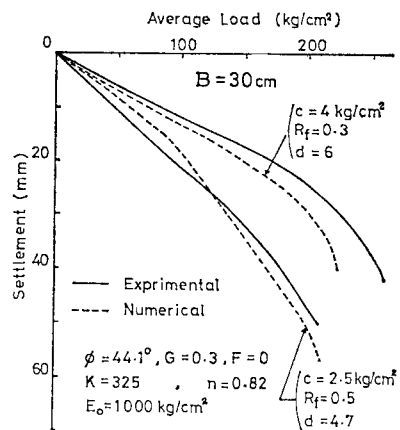


図-24 風化花こう岩の荷重-沈下曲線 (D_M 級)

表-7 数値解析のための地盤物性

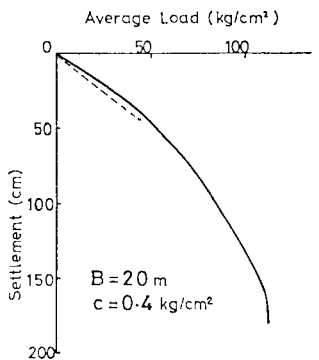
地盤	c' (kg/cm ²)	ϕ'	K	n	E_0 (kg/cm ²)	R_f	F	G	d	γ_t (g/cm ³)
D _M	0~5	44°	325	0.82	1000	0.3~0.8	0	0.3	5~7	2.0
D _L	0~1	30°	250	1.0	150	0.3~0.8	0	0.3	5~7	2.0

の値となっている。

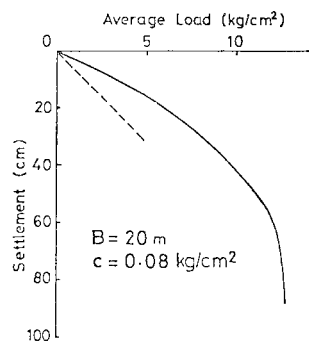
c) 基礎工への応用の一例

先に述べた解析が妥当であるとする小型基礎としての平板載荷試験結果は **b)** の解析を通して実基礎へ適用が可能となる。そこで同じ条件の地盤上に直径 20 m の円形基礎が置かれたケースを仮定した解析を試みた。使用できる物性値は **b)** で定められたが粘着力については寸法効果の影響が少なくないと思われる。種々の岩石質地盤材料についてこの問題を総括した資料²⁴⁾によると大寸法では初期値の 1/10 とすれば十分のようである。この条件で解析した結果が 図-25 (a), (b) である。

極限支持力は平板載荷試験結果の 70% 程度に低下するが粘着力の低減の大きさに比べて支持力低下は少ない。これは載荷幅の増大に伴う地盤自重の影響である。沈下量は図中の点線が、地盤を弾性体と仮定したときの計算値であり、それに比べ解析結果は拘束圧の影響(式(8))および非線形の影響が顕著である。なお参考までに剛塑性理論による Terzaghi の極限支持力を求めると、図-25 (a) のケースが 538 kg/cm^2 、同 (b) が 59 kg/cm^2 で、解析解に比べきわめて過大な結果を与えることがわかる。



(a) 粘着力を 0.4 kg/cm^2 に設定した場合



(b) 粘着力を 0.08 kg/cm^2 に設定した場合

図-25 風化花こう岩上の大型基礎の荷重-沈下関係の解析例

4. 結 論

土と岩の中間的性質をもつ軟岩地盤の支持特性について、モデル実験と数値解析を行った。モデル実験では従来現場試験等から予測・推定されていた事項を明確に把握することができ、また数値解析ではモデル実験および現場試験結果を、軟岩物性を考慮することで大略説明できることが判明した。

(1) 支持力モデル実験について

(1) 支持地盤中の不連続面の有無にかかわらず、荷重の増大に伴って載荷板下にくさびが形成され、それが貫入する形で (Punching shear) 破壊に至る。土質材料に一般的なすべり面の発生はない。

(2) 支持力、荷重-沈下関係、地盤内破壊の形状は、不連続面の有無とその位置に大きく依存する。

(3) 荷重-沈下曲線に現れる降伏現象は載荷板下のくさびの発達過程で側方への荷重伝達が限界に達したときに生ずると考えられる。

(2) 数値解析結果について

(1) 地盤構造が比較的単純な場合の軟岩地盤の支持力・沈下挙動は、軟岩物性を下記 (2)~(4) の方法で表現した有限要素法解析で、かなりの精度に求めることができる。

(2) 軟岩の非線形な強度条件は、本解析に導入したべき関数規準(式(3))、あるいは2本の直線で近似する Mohr-Coulomb 規準が適当である。

(3) ひずみ軟化特性の解析はステップ状応力低下法を用いることにより軟岩の特性に近似させて行うことができる。ひずみ硬化特性の解析には従来の双曲線近似法が便利である。変形性に対する拘束圧の効果は式(3)で与える。以上により軟岩に顕著なひずみ軟化→硬化の性質を同時に解析に導入できる。

(4) 軟岩中にある不連続面の垂直剛性の表示は指数表示(式(10))で与えることができる。

(5) 不連続面を含まない軟岩の極限支持力を上記の数値解と剛塑性支持力論による値で比較すると、後者は前者に比べかなり過大な値を与える。

(6) 解析上で、大変形問題、軟岩材料の膨張性グイレイタンシー、その他未解析の問題が残る。今後、実測と解析を通して検討しなければならない。

5. 謝 辞

風化花こう岩の検討に際して種々の貴重なデータを使

用させていただいた本四連絡橋公団の関係各位、ならびに風化花こう岩の性質について有益なご意見をいただいた同公団の越智啓登氏、また2次元支持力実験に際して多大な協力をいただいた土岐恒太君（現、西武建設）、これらの方々に厚くお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) Ladanyi, B. : Failure mechanism of rock under a plate load, Proc. 1st Int. Cong. ISRM, pp. 415~420, 1966.
- 2) 吉田 巖・吉中龍之進 : 明石層および神戸層の工学的性質, 土木研究所報告, No. 129, pp. 1~53, 1966.
- 3) Yoshinaka, R. : Triaxial compression test and strength characteristics of soft rocks, Soils and Foundations, Vol. VII, No. 2, pp. 52~66, 1967.
- 4) Pellegno, A. : Surface footing on soft rock, Proc. 3rd Int. Cong. ISRM, pp. 733~738, 1974.
- 5) 土質工学会編 : 風化花崗岩とまき土の工学的性質とその応用, 土質工学会, pp. 37~138, 1979.
- 6) 本四連絡橋公団 : 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書, 土質工学会, 1977.
- 7) 高橋幸蔵・有田 稔 : 神戸層載荷試験, 本四技報, 第5号, pp. 14~19, 1978.
- 8) 吉中龍之進・山辺 正 : 軟岩の強度条件式と応力-ひずみ関係に与える供試体の寸法効果, 第12回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 31~35, 1979.
- 9) Duncan, J.M. and C.Y. Chang : Nonlinear analysis of stress and strain in soil, ASCE, Vol. 95, SM 5, pp. 1629~1653, 1970.
- 10) Janbu, N. : Soil Compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, Proc. Eur. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 19~25, 1963.
- 11) 吉中龍之進・浜島良吉・西牧 均 : 地盤の変形性に及ぼす載荷幅の影響, 第5回 岩の力学国内シンポジウム, pp. 127~132, 1977.
- 12) Kulhawy, F.H., J.M. Duncan and H.B. Seed : Finite element analyses of stresses and movements in embankments during construction, Contract Report No. S-69-8, USAEWES, 1969.
- 13) Zienkiewicz, O.C., S. Valliappan and I.P. King : Stress analysis of rock as a "No-Tension" material, Géotech., Vol. 18, No. 1, pp. 56~66, 1968.
- 14) Lo, K.Y. and C.F. Lee : Stresses analysis and slope stability in strain-softening materials, Géotech., Vol. 23, No. 1, pp. 1~11, 1973.
- 15) Höeg, K. : Finite element analysis of strain softening clay, ASCE, SM 1, pp. 43~58, 1972.
- 16) Goodman, R.E., R.L. Taylor and T.L. Brekke : A model for the mechanism of jointed rock, ASCE, Vol. 94, SM 3, pp. 637~659, 1968.
- 17) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, pp. 120~129, Wiley, 1966.
- 18) 土質工学会編 : 土質工学ハンドブック, pp. 270~273, 技報堂, 1965.
- 19) Kondoner, R.L. and J.S. Zelasko : Void ratio effect on the hyperbolic stress-strain response on a sand, ASTM, SPT, No. 361, pp. 250~257, 1963.
- 20) Yoshinaka, R. and T. Onodera : Undisturbed sampling of decomposed granite soil and its mechanical properties, Soil Sampling, 9th Int. Conf. SMFE, pp. 97~102, 1977.
- 21) 赤井浩一・足立紀尚・山本和夫・大西有三 : 風化花崗岩の支持力特性の検討, 防災研究会(本四公団委託), 1976.
- 22) 本四連絡橋公団 : 尾道-今治地区海峡部地質調査, その17, 1977.
- 23) 吉中龍之進 : 横方向地盤反力係数, 土木技術資料, Vol. 10, No. 1, pp. 32~37, 1968.
- 24) 吉中龍之進 : 軟岩の変形・強度に関する2~3の特質, 土と基礎, Vol. 22, No. 6, pp. 7~12, 1974.

(1979.8.14・受付)