

# 堆積砂地盤上の直接基礎載荷試験に見られるせん断層の発達と粒子破碎

大内正敏\*・日下部治\*\*・萩原敏行\*\*\*・阿部慎太郎\*\*\*\*

建設中のケーソンの作業室内を利用して、正方形直接基礎の載荷試験を実施した。地盤は玉石混じりの砂層で、1 kN/m<sup>2</sup>程度の粘着力成分を有するものである。地盤破壊面には目視可能なせん断層がみられ、X線撮影および顕微鏡写真によるせん断層の詳細な観察から、載荷板直下の高圧下では粒子破碎を伴う密実化したせん断層が発生し、低応力下の受働領域では体積膨張を伴うせん断層が生じていることが明らかとなった。

**Key Words** : natural deposits, sand, in-situ loading test, shear strength, shear band, particle crushing, bearing capacity

## 1. 序 論

自然砂礫の不攪乱要素のせん断挙動は、低い応力範囲では体積膨張を伴うひずみ軟化型の脆性挙動を示すが、ある応力を境に体積収縮を伴うひずみ硬化型の塑性挙動をすることが広く認められている<sup>1)~3)</sup>。この挙動変化点の拘束圧  $\sigma'_3$  と粘着力  $c_d$  の関係として、中位な固結砂で  $\sigma'_3 = 276 \text{ kN/m}^2$  ( $c_d = 175 \text{ kN/m}^2$ )<sup>1)</sup>、弱い固結砂で  $\sigma'_3 = 69 \text{ kN/m}^2$  ( $c_d = 12 \text{ kN/m}^2$ )<sup>1)</sup>、スコリアで  $\sigma'_3 = 700 \sim 1500 \text{ kN/m}^2$  ( $c_d = 98 \text{ kN/m}^2$ )<sup>2)</sup>、火山性の固結砂で  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$  ( $c_d = 111 \text{ kN/m}^2$ )<sup>3)</sup> との報告がなされ、 $\sigma'_3/c_d = 2 \sim 15$  の関係が伺える。このような自然砂礫地盤上に設置された直接基礎の挙動を考える場合、対象とする基礎の所要圧力範囲と、要素の挙動変化応力レベルとの相対的な大小関係が重要となる。

前田ら<sup>4)</sup>は、静岡県駿東郡小山町御殿場の高速道路の橋梁基礎建設地点で  $N$  値が 100 以上の密なスコリア地盤で直接基礎の載荷試験を実施した。そこでの報告では (1) 基礎直下の圧縮が卓越する破壊機構で明瞭な極限支持力の定義が困難であること、(2) 乾燥砂から得られた結果よりさらに顕著な支持力係数の寸法効果が存在すること、(3) 可視可能なすべり線が観察されたこと、の3点が特徴的であり、これは御殿場スコリアが圧縮性に富み、粒子破碎程度が著しいためと考えられた。

前回試験地盤としたスコリアは、火山噴出物であり特有な多孔質粒子構造を持ち、上述の観察事実はかなり特殊な地盤の例として位置づけられるとの判断もあった。そのため、他の砂礫地盤での再度同様な載荷試験を試み、スコリアでの観察事項の一般性を確認する必要を筆者ら

は感じていた。再試験を実施する対象地盤として筆者らの目標としたのは、スコリア地盤より年代の若い砂礫地盤で、粘着力が小さく、粒子破碎の程度も小さなものであった。

このような背景から、小田原港早川河口でのケーソン工事において再度、ケーソン作業室内を利用して直接基礎の載荷試験と不攪乱要素試験<sup>5)</sup>を実施した。試験の目的上実施した一連の作業は前回のスコリア地盤での作業とほぼ同様である。すなわちケーソン底面で飽和状態で排水載荷試験を実施し、基礎の寸法効果を調べ、併せて載荷地点近傍からブロック状の不攪乱試料を採取し、広い範囲の拘束圧力下で要素試験を実施した。ただし、スコリア地盤での経験をふまえて (1) 小さな粘着力の評価、(2) 載荷試験時の基礎周辺での地盤体積変化の計測、(3) すべり線発達の詳細な観察、および (4) せん断層での粒子破碎の定量的計測の4点について特に配慮しつつ実験を行った。

その結果、御殿場スコリアとの比較の上で、不攪乱早川河口砂は、膨張性から収縮性への変化点の応力がやや小さく、粒子破碎程度も小さく、粘着力も 100 分の 1 程度と小さいことが明らかとなったが、斜長石を中心とする早川河口砂でもせん断層は可視でき、ここでは粒子破碎が生じていることが確認され、程度の差は存在するもののスコリアでの観察事実は他の砂礫でも生じていることが再確認された。

## 2. 載荷試験位置とその地盤状態

改築中の西湘バイパス小田原港橋は、神奈川県小田原市早川河口の小田原漁港上に架かり、4基のニューマチックケーソン基礎により支持されている。試験位置は、図-1に示すように箱根の芦ノ湖から相模湾に注ぐ早川の河口部で、そこから連続する汀線部にある。この付近の地層は、主に箱根火山の活動による第四紀更新世の火

\* 正会員 (株)白石 開発技術部長

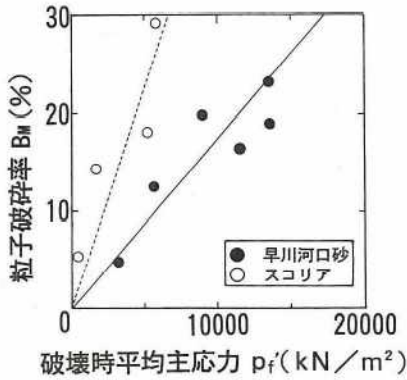
(〒101 千代田区岩本町 3-9-3 森徳ビル)

\*\* 正会員 Ph. D. 広島大学教授 工学部第四類 (建設系)

\*\*\* 正会員 工修 群馬大学助手 工学部建設工学科

\*\*\*\* 正会員 (株)白石 開発技術部





図—4 粒子破碎率と破壊時平均主応力の関係<sup>5)</sup>

および一次元、等方圧縮除荷試験を実施した。試験方法と結果の詳細は文献<sup>5)</sup>に報告したが、早川河口砂のせん断挙動の挙動変化点は $\sigma_3^s = 600 \sim 1000 \text{ kN/m}^2$ 程度であった。

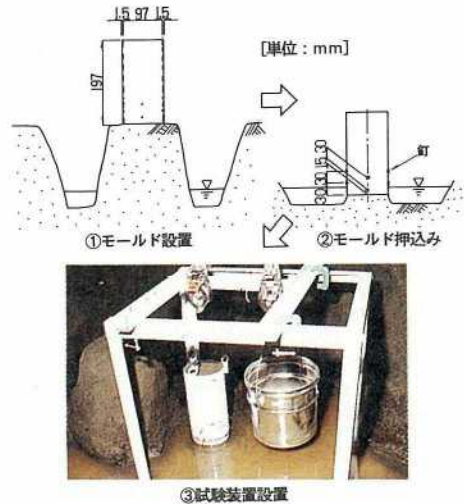
一次元圧縮試験の $e-\log p'$  曲線からは $3000 \text{ kN/m}^2$ 付近で折点を有する曲線となること、三軸圧縮試験後の供試体内の透水係数も $8000 \text{ kN/m}^2$ の拘束圧では試験前の値に比べて10%以下まで劣化することが明らかにされている<sup>5)</sup>。

粒子破碎の卓越する応力レベル、 $p'_v = 3000 \text{ kN/m}^2$  (一次元圧縮)は早川河口砂が斜長石を多く含む鉱物構成であるため、石英を主成分とする豊浦砂の $8800 \sim 27500 \text{ kN/m}^2$  (等方圧縮)<sup>6)</sup>に比べると低く、スコリアの $2800 \sim 4900 \text{ kN/m}^2$  (一次元圧縮)<sup>2)</sup>と同等の範囲にある。図—4は、Marsalの粒子破碎率 $B_M$ <sup>7)</sup>と不攪乱試料の三軸圧縮試験の破壊時平均主応力 $p'_f$ との関係を示している。粒子破碎率は、試料になされた塑性仕事量と密接に関係することが指摘<sup>8)</sup>されているが、今回の三軸圧縮試験は全て軸ひずみ15%で試験を終了させているため、図—4は $B_M$ と仕事量の関係と類似の結果も与えている。 $p'_f$ の増大とともに粒子破碎率が増加しているが、早川河口砂はスコリアに比べると粒子破碎の程度は小さい。

早川河口砂の粘着力は、以下の二種類の方法によって評価した。

三軸圧縮試験から得たモール円の破壊包絡線は、側圧が $19.6 \sim 4707 \text{ kN/m}^2$ の広範囲な側圧では上に凸な曲線となるが、側圧が $58.8 \text{ kN/m}^2$ 以下の低圧部では直線となった。この低圧部の破壊包絡線を最小自乗法で求めると、粘着力は $c_d = 2.9 \text{ kN/m}^2$ で、その時の内部摩擦角は $\phi_{d0} = 47.2^\circ$ となる。また、残留状態の粘着力 $c_r$ は、低圧部と同様に求めるとゼロとなった。

本試験では地盤の粘着力を精度良く評価するために、さらに引張り試験装置を作成し、試験地盤にて図—5の方法で破断面が飽和状態の一軸引張り強度 $\sigma'_t$ を求めた。試験方法は、村田らによりシラス地盤で実施された方



図—5 原位位置引張り試験の手順

法<sup>9)</sup>を採用し、深さTP-8.0m付近で3回実施した結果、一軸引張り強度 $\sigma'_t$ の平均値は $0.2 \text{ kN/m}^2$ となった。 $\sigma'_t$ のモール円と、三軸圧縮試験の最も低い側圧 $19.6 \text{ kN/m}^2$ のモール円の破壊包絡線から $c_d, \phi_{d0}$ を求めると、 $c_d = 0.3 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_{d0} = 49.8^\circ$ で、粘着力は $\sigma_3^s \leq 58.8 \text{ kN/m}^2$ の低圧部から求めた値と一致せず1/10程度となる。早川河口砂には僅かではあるが粘着力が存在することはわかるが、 $c_d$ の値を正確に求め、評価することが困難であることも経験された。

内部摩擦角の拘束圧依存性の程度は、スコリア<sup>1)</sup>と同様にしてde Beer<sup>10)</sup>の提案による次式の平均主応力 $\sigma_m = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ の対数と一点法により求めた内部摩擦角 $\phi_d$ の関係式で評価した。

$$\phi_d = \phi_{d0} - A \log(\sigma_m / \sigma_{m0}) \dots \dots \dots (1)$$

不攪乱早川河口砂のパラメータ $A$ は、 $c_d = 2.9, 0.3 \text{ kN/m}^2$ のいずれの場合も $0.13 \text{ (rad)}$ であった。

#### 4. 載荷試験

##### (1) 試験概要

###### a) 荷重段階と載荷サイクル

荷重段階、載荷サイクルは、極限支持力 $Q_T$ が推定範囲の最小値となっても2サイクル、5ステップ以上となること、また最大値であっても1日で終了することを条件に決めた。荷重保持時間は15分間としたが、降伏荷重に達し塑性域が拡大し始めたら、排水条件が完全に満足されるよう荷重増分値を1/2に減じることにした。

###### b) 作業気圧と地下水位の管理

P13ケーソンは海岸の築島内に沈設するため、試験地盤の地下水位は1m前後の潮位変動の影響を受ける。試験準備中、作業気圧は理論圧より $4.9 \sim 9.8 \text{ kN/m}^2$ の範囲内で高く設定し、試験地表面が水位変動によって乱

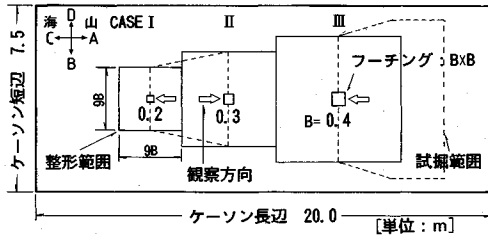


図-6 ケーソン内載荷試験位置 (平面図)

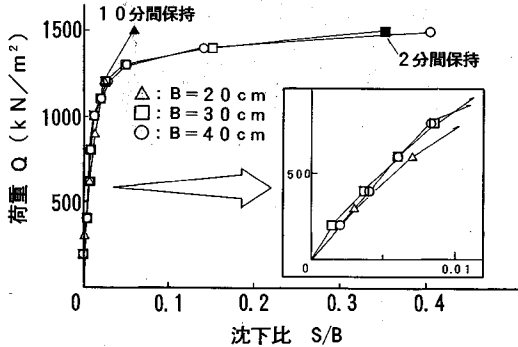


図-7 荷重～沈下比関係

れないよう地下水位を下げて管理した。試験当日に地盤を飽和状態に復帰させる際、作業気圧の低下速度が大き過ぎると地表面付近の浸透破壊が懸念された。このため作業気圧は微調整が可能な送気圧力制御装置 (計測精度  $3.92 \text{ kN/m}^2$ , 表示  $0.98 \text{ kN/m}^2$ ) で管理するとともに、押さえ荷重の効果を期待した高さ  $20 \text{ cm}$  程度の地山をフーチング周囲に残しておき、水位を  $20 \text{ (cm/時間)}$  程度の速度で徐々に上昇させ試験地表面の飽和状態を確認してからこれを撤去することにした。

c) 載荷試験

図-6 に P13 ケーソン (平面形状  $7.5 \text{ m} \times 20 \text{ m}$ ) 内の試験位置平面図を示す。載荷試験は、基礎幅  $B$  が  $20, 30, 40 \text{ cm}$  の正方形フーチング (以下、CASE I, II, III と記す) で 3 ケース実施した。載荷試験装置は、 $490 \text{ kN}$  および  $1960 \text{ kN}$  用の油圧ジャッキを使用し、荷重制御方式とした。可傾式のジャッキヘッドと支柱間が、載荷固定点上のヒンジ結合とみなせ、フーチング底面との距離は  $60 \sim 100 \text{ cm}$  である。フーチングは鋼製の十分剛なものとし、底面が粗となるよう、試験地盤面に硬練りの早強セメントペーストを薄く敷きならしてから設置した。

載荷中は、フーチング沈下量 (隅角部 4 箇所、変位計: 最小目盛  $1/100 \text{ mm}$ , ストローク  $100 \text{ mm}$ )、載荷重を計測するとともに、フーチング周辺の地表面変位について計測した。計測はフーチング端から基礎幅  $B$  の間隔で  $4B$  までの 4 点  $\times$  4 方向に、ロッドスケール (最小目盛り  $5 \text{ mm}$ ) を設置して目視により行った。測定時刻は、

表-2 極限・降伏支持力一覧表

CASE	B cm	$Q_f \text{ kN/m}^2$	$Q_y \text{ kN/m}^2$	$S_y \text{ mm}$
I	20	1471	981	3.3
II	30	1471	981	3.7
III	40	1471	1030	6.3

各ステップの処女荷重の保持開始から 5 分後とした。試験地盤地表面のクラック発生状況はスケッチ、写真、ビデオカメラで記録し、試験後にフーチングの水平移動量を計測した。

3 ケースの載荷試験が終了した後、図-6 に破線で示した範囲を  $2B$  の深さに掘削し、破壊状況の観察、せん断層の採取を実施した。また、載荷によるフーチング直下地盤の粒子破碎の分布状況を調べるため、フーチング直下と試験影響外からそれぞれ乾燥重量約  $1 \text{ N}$  の試料を採取して粒度試験を実施した。

(2) 試験結果

a) 荷重-沈下挙動

図-7 は 3 ケースの荷重-沈下比 ( $S/B$ ) 関係である。いずれも  $1470 \text{ kN/m}^2$  まで載荷したが、最大載荷重に対して CASE I, II は荷重保持できず、CASE III は地表面に同心円状のすべり面が新たに外側にも生じたため、これを極限支持力  $Q_f$  と判断して試験を終了した。最大沈下量は CASE I ~ III でそれぞれ  $46, 112, 162 \text{ mm}$  であった。降伏支持力  $Q_y$  は  $\log Q \sim \log S$  曲線の折曲点から推定したが、 $Q_f$  との比は一般にいわれている値  $1.5$  にほぼ一致した (表-2)。

試験終了時に観察された地表面クラックのスケッチを図-8 に示す。いずれのケースもフーチングの傾斜側とは反対の水平移動方向に多くの放射状クラックと、地表面へすべり面が到達して生じた同心円状の段差が観察された。放射状クラックが僅かでも生じた時の載荷重は、CASE II が  $1274 \text{ kN/m}^2$ , CASE III が  $1176 \text{ kN/m}^2$  であった。段差は、CASE II が早く  $1372 \text{ kN/m}^2$ , CASE III は  $1274 \text{ kN/m}^2$  であり、いずれも放射状クラックが先行して発生した。すべり面到達距離は、フーチング端からいずれも最大で  $3B$  強であり、これはスコリア層で実施した正方形基礎の現場載荷試験の結果と同程度である<sup>11)</sup>。

b) 地表面変位挙動と地盤の体積ひずみ

図-9 に CASE III の土塊すべり方向の地表面の浮上がりに見られる鉛直変位と荷重との関係を、荷重～沈下関係とともに示した。鉛直変位は最初にフーチングから最も近い  $1B$  の位置に降伏荷重付近で発生し、次第に外側へ進行している。鉛直変位の急増する降伏点を連ねると、地盤の破壊が進行的であることが伺え、Muhs<sup>12)</sup>, 駒井ら<sup>13)</sup>の実験結果からの指摘が追認される。Muhs は

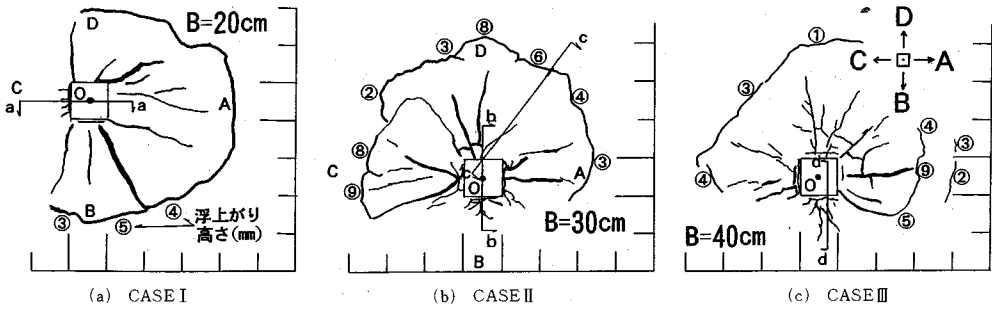


図-8 地表面クラックのスケッチ

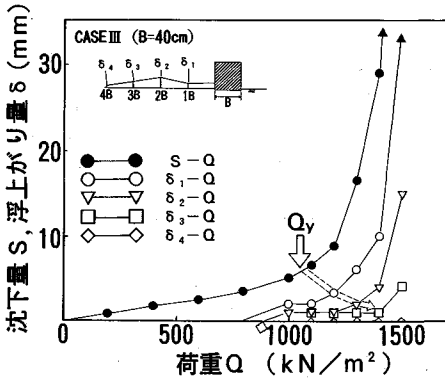


図-9 地表面の浮上がり量～荷重曲線

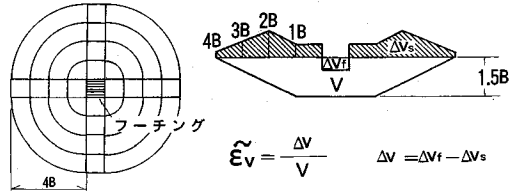


図-10 地盤の平均的な体積ひずみの計算方法

砂地盤の大型試験において湛水した地表面の隆起を観察し、これをもとに支持地盤の進行性破壊を指摘し、駒井らは大型載荷試験でフーチング周辺地盤の浮上りを測定し、これと載荷重との関係より求められる降伏荷重は荷重～沈下関係の結果とよく対応することを示している。

次に地表面の鉛直変位データを用いて、載荷中の地盤の平均的な体積ひずみを以下のようにして求めた。試験地盤の隆起体積  $\Delta V_s$  とフーチング貫入体積  $\Delta V_f$  の差  $\Delta V$  を地盤全体の体積変化量として、これを初期体積  $V$  で除した値を地盤の平均的な体積ひずみ  $\bar{\epsilon}_v$  とした。隆起体積は、図-10 に示すようなフーチング端から等距離 ( $1B \sim 4B$ ) の範囲を考え、それぞれの面積に 4 方向の鉛直変位量の平均値を乗じて求めた。初期体積  $V$  は、 $1B$  までの範囲を深さ  $1.5B$  とし、それより外側は直線的に  $4B$  の位置で地表面となるような範囲を仮定した。初期体積を与える深さと領域は、5. の解析結果から得られた地盤の破壊形状に基づいて設定した。

図-11 に、CASE I～III の  $\bar{\epsilon}_v$  と沈下比の関係、荷重を極限荷重で正規化した荷重比と沈下比の関係と比較した。載荷初期の体積収縮から降伏荷重付近を境に体積膨張に転じている。この体積変化の進行は、不攪乱試験の三軸圧縮試験から得られた低拘束圧時の体積ひずみと軸ひずみとの関係<sup>5)</sup>と同じである。すなわち、載荷初期

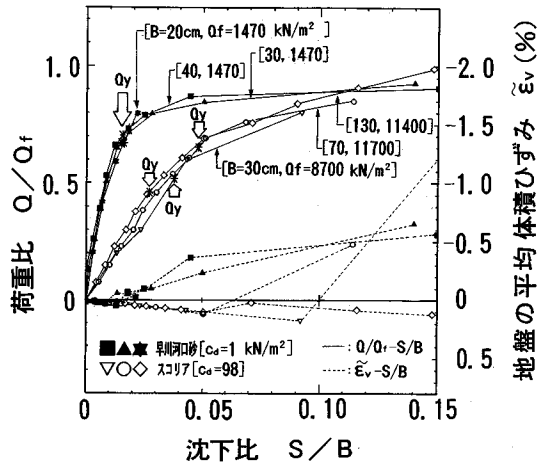


図-11 地盤の平均体積ひずみ～沈下比と荷重/極限荷重～沈下比曲線

にはフーチング直下の体積圧縮が際立つが、徐々にせん断領域が広がり低応力下で膨張し始めるに従い、地盤全体が体積膨張を示すようになると解釈される。

図中には  $B=30, 70, 130$  cm の正方形基礎で実施したスコリアの結果<sup>4)</sup>も整理して示した。スコリアは、早川河口砂と同様な体積変化の傾向を示しているが、体積膨張に転じるのは降伏荷重付近以降とやや遅く、その時の沈下比は大きい。これは、粘着力の小さい早川河口砂が小さな沈下比で破壊しブリットな挙動を示すのに比べ、粘着力が大きく支持力が高いスコリアの場合、フーチング直下は圧力レベルがより高く著しい粒子破碎を伴って体積収縮するためと考える。すなわち、地表面の浮上りが見られるようにフーチング側方の受働域へ荷

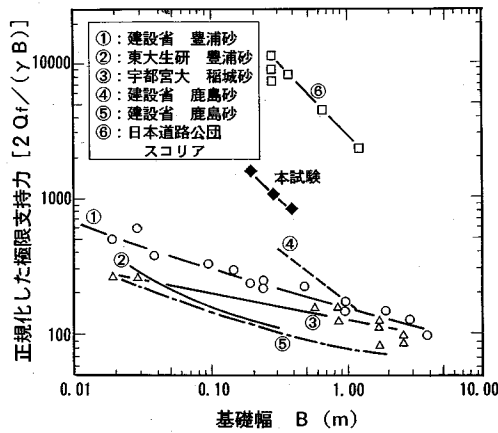


図-12 正規化した極限支持力と載荷幅の関係

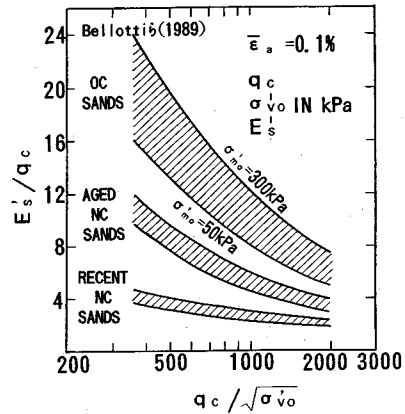


図-13 コーン貫入試験による変形係数の評価 (シリカ砂)<sup>16)</sup>

重が波及し地盤全体で荷重に抵抗し始めるには、主動くさびの形成と押込みが必要であり、それまでに圧縮性の大きいスコリアは大きな沈下比を要している。

c) 正規化した極限支持力

図-12に  $\gamma'B/2$  で正規化した極限支持力  $N_{rc}$  と基礎幅の関係を示す。既往の実験結果とともに示した<sup>4)</sup>。対象地盤は④が水締めした砂の模型地盤、⑥が粘着力 100 kN/m<sup>2</sup> 程度のスコリア地盤、それ以外は乾燥砂の模型地盤である。本試験の支持力値は、乾燥砂地盤に比べて大きく、 $N_{rc}$  の基礎幅に対する減少傾向すなわち寸法効果の程度も著しい。基準となる基礎幅  $B_0$  を用いて寸法効果の程度を次式、

$$N_{rc} \propto (B/B_0)^{-n} \dots\dots\dots (2)$$

で表すとスコリアと早川河口砂が  $n=1.0$ 、水締め砂が  $n=0.7$ 、その他の乾燥砂は岡原<sup>14)</sup>によると  $n=0.2 \sim 0.3$  となり、早川河口砂は粘着力成分  $c$  を有するスコリアや水締めした砂地盤と同様な  $N_{rc}$  の減少傾向を示している。

乾燥砂と不攪乱地盤では地盤材料は異なるが、 $\phi$  の違いはあまりないことが予想されるので、スコリア、早川河口砂で支持力係数  $N_{rc}$  が勾配を有することは粘着力成分が大きく影響していると考えられる。また、 $N_{rc}$  が基礎幅の増大につれて次第に乾燥砂の実験結果に近づくこと、すなわち粘着力成分の支持力値に及ぼす影響が応力レベルの増加とともに低減することも示唆される。なお、Kusakabe ら<sup>15)</sup>の拡張した Kötter 式を用い粘着力成分を変化させて行った支持力解析からも、図-12と同様な関係が得られ、粘着力成分の大きさが支持力に及ぼす影響が解析的にも明らかにされている。

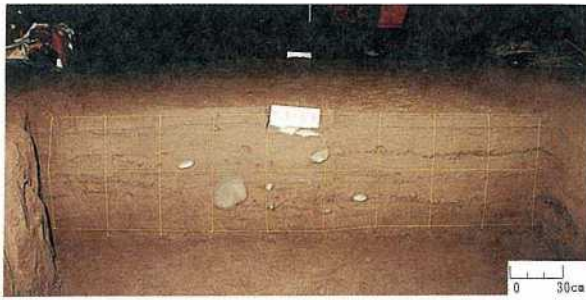
Bellotti ら<sup>16)</sup>は、砂地盤のコーン貫入試験によるコーン支持力  $q_c$  と、試験地盤の排水三軸圧縮試験から得られる軸ひずみ 0.1% 時の変形係数  $E'_s$  との関係を図-13のように示している。図より過圧密の砂地盤や ageing

を有する砂地盤は、堆積年代の新しい砂地盤に比べ変形係数が大きいことを指摘し、これは堆積年代による地盤の応力履歴や粘着力成分の影響のためであるとしている。さらに、 $q_c$  の増加に対する変形係数の減少傾向がより急となることを指摘しているが、図-12の粘着力成分の違いによる支持力と基礎幅との関係と対応させると、荷重レベルが小さいところでは年代効果(粘着力成分の大きさ)が重要であり、荷重レベルの増加にしたがってその影響は相対的に小さくなること示唆される。

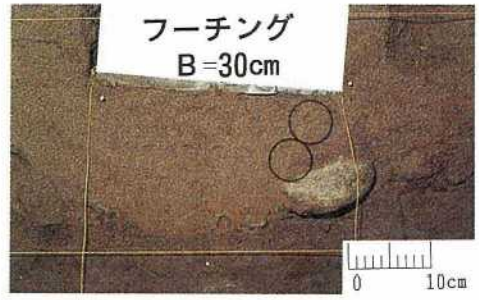
d) 破壊状況の観察

写真-1は試験後の試掘断面(CASE II)である。フーチング直下および側方地盤の破壊状況は写真-2、図-14に詳細に示した。3ケースとも多孔質なスコリアでの経験<sup>11)</sup>と同様、原地盤の暗灰色が明茶褐色に変色したせん断層が観察され、フーチングの水平移動方向とは反対側の端部から生じていた。せん断層の最大長さはCASE I ~ IIIでそれぞれ 17, 19, 29 cm であり、載荷試験の極限支持力  $Q_f$  は3ケースとも同一なため荷重レベルとの比較はできないが、せん断層は基礎幅およびフーチング最大沈下量大きいほど長くて明瞭であった。

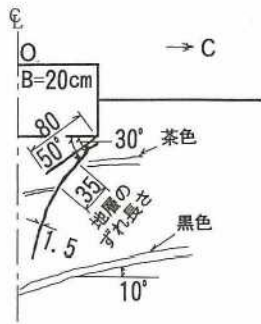
このせん断層を、不攪乱状態で採取して観察した。サンプリングは、内径 58 mm、厚さ 1 mm、奥行き 50 mm のステンレス製モールドで水平に押し込む方法で行った。写真-3は写真-2のフーチング直下丸印(下)の位置から採取したモールドであり、せん断層が観察される。これを X 線写真で捉えたのが写真-4である。X 線の透過量は密度に関係するためせん断層張したすべり面は周囲より濃く写る<sup>17)</sup>が、今回は写真中の矢印で示した白い部分がせん断層でせん断により細粒化が起こり密実化していることがわかる。一方、図-14 (b) に示すように地層模様のずれと地表面の段差から、CASE II の受働域のせん断層を推定し、ここからもフーチング直下同様に3個のせん断層を採取した。写真-5は図-14 (b)



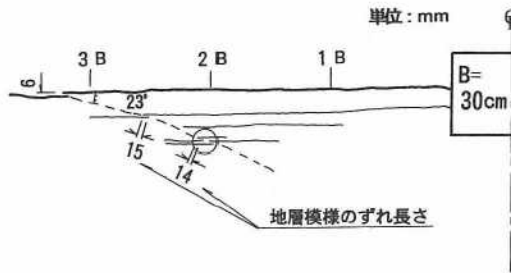
写真一 CASE II の試掘断面



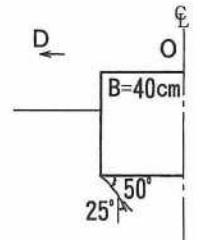
写真二 CASE II のフーチング直下 (図-8 (b) の b-b 断面)



(a) CASE I (図-8 (a) の a-a 断面)

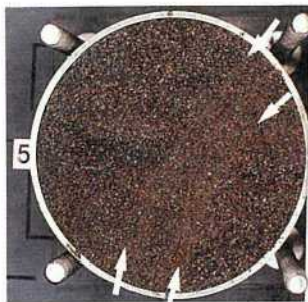


(b) CASE II (図-8 (b) の c-c 断面)

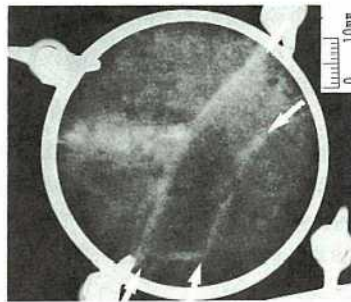


(c) CASE III (図-8 (c) の d-d 断面)

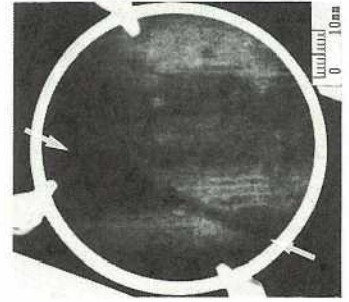
図-14 試掘断面のスケッチ



写真三 写真二の下の丸印から採取した主働域のせん断層



写真四 写真三の X 線写真



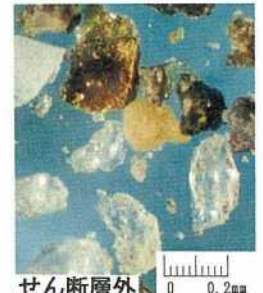
写真五 受働域のせん断層の X 線写真 (図-14 (b) の丸印)



写真六 主働域のせん断層の顕微鏡拡大写真 (写真二の上の丸印)



写真七 主働域のせん断層内外の粒子の顕微鏡拡大写真 (写真二の下の丸印)



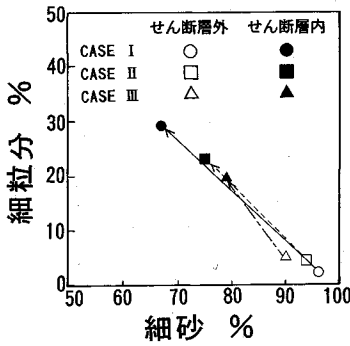


図-15 せん断層内外の粒度分布

の丸印の位置から採取したせん断層の X 線写真である。水平な黒い地層模様を斜めに切断した黒い部分がすべり面で、周辺地盤に比べて濃く緩んでいると判断され、フーチング直下のせん断層とは対照的である。すなわち、高圧力が作用する主動くさびでは粒子破碎を伴いながら密実化しつつせん断層が形成されるのに対し、受働域では低圧力下でのせん断により体積膨張を伴うせん断層が形成される。

体積変化の程度を把握するために、X線写真の濃度を濃度計 (Macbeth TD 932) を用いて計測した。X線照射時には厚さを変化させたアルミニウムを同時に撮影し濃度比較に用いた。その結果、せん断層内外の密度は換算アルミニウム厚さから判断して、受働域せん断層内 < せん断層外 < 主動域せん断層内の順に密になっている。

写真-6 は、写真-2 の丸印 (上) の位置から採取したせん断層を、実体顕微鏡 (オリンパス SZ-Tr-1) で拡大した写真である。中央部に見られるせん断層は、粒子が細粒化してやや明茶褐色に変色しており、せん断層内部と外部との境界が確認される。フーチング直下から採取した 8 個の全てのせん断層の幅を写真より計測した結果、1.5~2.5 mm であり、 $S_s$  層の平均粒径に対する比は 7~15 倍となった。写真-7 は、せん断層部分と外側部分の試料をそれぞれ取り出して乾燥させた後撮影した結果である。せん断層内は、せん断層外部に比べて細粒分の量が多いことがわかる。

フーチング直下せん断層内外の試料についてそれぞれ粒度試験を行い、細砂と細粒分の割合の変化を図-15 に示した。せん断層内は外側に比べて細砂が減少し細粒分が増加していることがわかる。すなわち、3.(2) で述べたせん断試験後供試体内の透水係数の劣化に見られるように、フーチング直下の拘束圧レベルの高いせん断層部分では粒子破碎が生じ、地盤材料の力学特性が変化しているものと推定される。

10 000 kN/m<sup>2</sup> 程度の極限支持力を得たスコリアでは、粒子破碎を伴って密実化したフーチング直下のせん断層

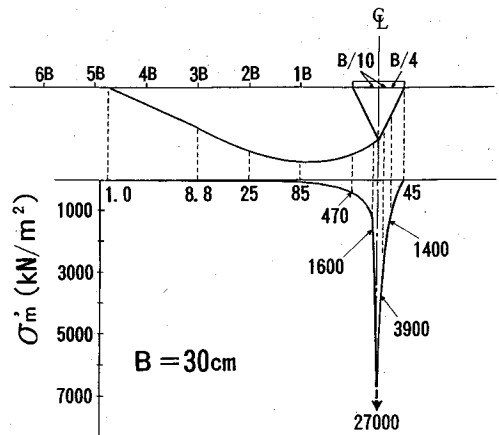


図-16 すべり線上の平均主応力の計算結果

および識別できるほど粒子破碎がなく緩んだ受働域のせん断層を観察し、圧力レベルと粒子破碎との関係を指摘した<sup>4)</sup>。この観察結果は、極限支持力がスコリアの 15% 程度と小さい早川河口砂においても、目視観察だけでなく定量的計測によってもその事実が確認されたことになる。早川河口砂、スコリア地盤の 2 例の載荷試験での観察結果から、せん断層発達のメカニズムはフーチング直下の高圧力下主動域と側方の低圧力下受働域により異なることが明らかにされた。

## 5. 解 析

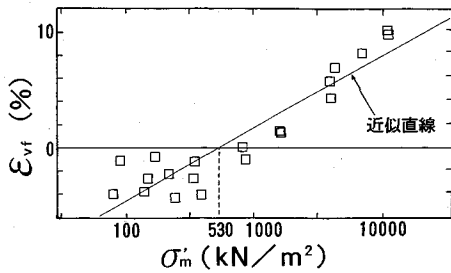
内部摩擦角の応力依存性を考慮した拡張した Kötter 式<sup>18)</sup>により載荷試験結果を解析した。解析手法は、極限荷重時に地盤の全面的な塑性化を仮定する完全塑性理論に基づいており、完全粗なフーチング底面直下に、水平面と  $45^\circ + \phi_d/2$  の角度をなす円錐状 ( $\phi_d$  が応力レベルによって変化するため真の円錐とはならない) の剛体くさびが形成されると仮定し、そのくさびに作用する力の釣り合いから支持力を求めている。正方形フーチングを基礎幅  $B$  を直径とする円形に仮定した軸対称条件下で、早川河口砂地盤の極限支持力値、破壊形状、すべり線上の塑性応力を求め、試験値および破壊機構の観察・測定結果と対比した。

### (1) 極限支持力と破壊形状

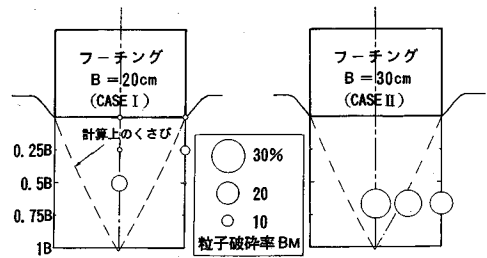
3.(2) で述べた試験地盤の粘着力の評価方法に応じて、入力地盤定数は内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮した  $c_d = 2.9 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi_{d0} = 47.2^\circ$ ,  $\sigma_{m0} = 231 \text{ kN/m}^2$  および  $c_d = 0.3 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi_{d0} = 49.8^\circ$ ,  $\sigma_{m0} = 87 \text{ kN/m}^2$  の 2 ケースを設定し、土の自重はいづれも水中単位体積重量  $8.92 \text{ kN/m}^3$  を用いて各基礎幅について解析した。

極限支持力の計算値と試験値との比は 0.86~1.75 となり、本試験の小さな基礎幅では僅かな粘着力の評価が予測精度に大きく影響しているが、原位置引張り試験結





図一七 三軸圧縮試験のピーク強度時の体積ひずみと平均主応力の関係



図一八 フーチング直下の粒子破砕率の分布

果を用いたケース ( $c_d = 0.3 \text{ kN/m}^2$ ) が  $Q_f = 1270 \sim 1820 \text{ kN/m}^2$  と試験に近い値を得た。破壊形状はすべり線のフーチング端から地表面到達点までの距離と比較すると、試験値との比は 1.31~1.48 といずれも過大評価となった。フーチング下のくさび底角の計算値は  $70^\circ$  ほどであるが、フーチング端から生じたせん断層がなす底角は  $30 \sim 50^\circ$  と小さく、くさび形状の計算値は大き過ぎるようである。

(2) すべり線上の塑性応力と粒子破砕

基礎幅 30 cm,  $c_d = 0.3 \text{ kN/m}^2$  より  $Q_f = 1555 \text{ kN/m}^2$  を得た解析結果から、すべり線上の平均主応力  $\sigma_m$  の値をすべり線形状とともに図一六に示した。くさび先端付近の  $\sigma_m$  は、応力集中によって早川河口砂の粒子破砕が卓越する応力レベル  $3000 \text{ kN/m}^2$  を大きく超えている。また、三軸圧縮試験のピーク強度時の体積ひずみと  $\sigma_m$  の対数関係を図一七に示すように直線近似すると、体積ひずみの膨張域と圧縮域の境界は  $\sigma_m$  が  $530 \text{ kN/m}^2$  付近、 $\sigma_3$  に換算すると  $100 \text{ kN/m}^2$  強となる。くさび側面の大部分と遷移域のすべり線のくさび先端近傍はこの応力レベルを超えており、極限荷重時に体積収縮していることになる。したがって、極限荷重時のフーチング直下の地盤内は、フーチング底部の載荷面近傍よりくさび先端に近い領域の方が応力レベルは高く、粒子破砕および体積収縮が顕著になることが伺える。

一方、試験地盤の粒子破砕の程度は、フーチング直下から採取した試料の粒度試験結果から定量化した。粒子破砕の尺度は、礫混入による測定精度の低下を避けるため  $4.76 \text{ mm}$  ふるいの通過試料について、Marsal の方法<sup>7)</sup> による粒子破砕率  $B_M$  を用いた。なお、 $B_M$  の計算に必要な破砕前の試料は、破砕したフーチング直下試料と同じ土層でフーチング端部と  $3B$  以上離れた位置から採取した。図一八は、CASE I, II の試掘断面で測定された粒子破砕率を、数値に比例した直径の円によって採取箇所ごとに表示したものであり、計算上のくさび先端に近づくほど粒子破砕率が大きくなっている。

以上の解析と測定結果より、3. で述べた材料における応力レベルと粒子破砕の比例関係が地盤内においても確

認された。さらに、材料で確認された粒子破砕と体積収縮との相関関係が、4. に示したせん断層の X 線写真から地盤内においても確認された。したがって、粒子破砕が顕著に発生したくさびの先端近傍は、著しい体積収縮を伴ったと考えられる。

(4) 考察

今回の試験値と解析を比較した結果、支持力と破壊形状の両方について的一致度は必ずしも良好ではなかった。この要因として第一に、粘着力の評価が挙げられる。砂地盤の粘着力の値の推定精度を高めるには、 $\sigma - \tau$  軸の原点近傍のモール円として引張り試験、圧裂引張り試験、一軸圧縮試験の結果が必要となる。しかし、自立困難な供試体の室内試験は実施が困難である。

第二には、自然地盤の不均質性が挙げられる。三軸試験は相対密度が平均値 84%、標準偏差 11% とばらついた供試体を用いたが、これらの内部摩擦角  $\phi_d$  は標準偏差  $2^\circ$  弱でばらつき、支持力係数が  $\phi_d$  に敏感な密な地盤ではこの影響は大きい。

第三には、主働くさびの粒子破砕に伴う体積収縮が挙げられる。剛体と仮定したくさびの形状は極限荷重時に先端近傍がかなり収縮するため計算値より実際は小さく、破壊形状の全体も過大評価されたと考える。粒子破砕を伴う密な自然砂礫地盤においては、剛塑性理論による支持力解析の限界が伺えられ、今後は地盤の変形と  $\phi_d$  の拘束圧依存性を考慮した弾塑性解析が必要と考える。

6. 結 論

本研究より得られた結論は以下のとおりである。

(1) 実ケーソンを利用して飽和砂地盤上の現場載荷試験を実施した結果、先のスコリア地盤上の載荷試験と同様、フーチング直下でせん断層、粒子破砕が観察された。

(2) 不攪乱早川河口砂は、拘束圧  $600 \sim 1000 \text{ kN/m}^2$  付近でせん断挙動が brittle から ductile な挙動へと変化し、 $1 \text{ kN/m}^2$  程度の粘着力を有し、また平均主応力  $\sigma'$  が  $3000 \text{ kN/m}^2$  を越えるような高压下では粒子破砕が卓越する。

(3) 地表面浮上がり量の計測から、地盤の荷重～沈下～体積変化の関係が、要素挙動のそれと良い対応を示すことが明らかにされた。

(4) 正規化した極限支持力は、乾燥砂地盤に比べて大きく、寸法効果の程度も著しく、粘着力を有するスコリア地盤や水締め砂地盤と同様な傾向を示した。

(5) フーチング直下のせん断層内部では粒子破碎が進行し、せん断層発達のメカニズムはフーチング下の位置や圧力レベルによって異なることが明らかにされた。

(6) フーチング直下の粒子破碎の程度はくさび先端に近づくほど大きく剛塑性解析結果の塑性応力と対応し、要素の応力レベルと粒子破碎の対応関係が地盤でも成立した。

謝 辞：本研究に対して種々のご配慮を頂いた日本道路公団厚木工事事務所工事長の前田良刀博士ならびに小田原工事事務所の方々にお礼を申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S.: Cemented sands under static loading, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.107, GT6, pp.799~817, 1981.
- 2) 日下部 治・前田良刀・大内正敏・萩原敏行：不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響，土木学会論文集，No.439/Ⅲ-17, pp.69~78, 1991年.
- 3) O'Rourke, T.D. and Crespo, E.: Geotechnical properties of cemented volcanic soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.10, pp.1126~1147, 1988.
- 4) 前田良刀・日下部 治・大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集，No.430/Ⅲ-15, pp.97~106, 1991年.
- 5) 萩原敏行・日下部 治・大内正敏・岡本圭司：構造特性に着目した不攪乱早川河口砂の強度・変形特性，土木学会論文集，No.487/Ⅲ-26, pp.119~128, 1994年.
- 6) 三浦哲彦：高圧下の砂の応力～ひずみ関係に関する一考察，土木学会論文報告集，No.282, pp.127~130, 1979

- 年.
- 7) 石井武美：粒子破碎の表示尺度のもつ物理的意義，土質工学会論文報告集，Vol.29, No.4, pp.155~164, 1989年.
- 8) 三浦哲彦：杭先端付近における砂の粒子破碎と杭の支持機構，土と基礎，Vol.32, No.2, pp.45~50, 1984年.
- 9) 村田秀一・山内豊聡：乱さないシラスの強度特性の要因について，土質工学会論文報告集，Vol.17, No.3, pp.81~91, 1977年
- 10) de Beer, E.E.: The scale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations, *Geotechnique*, Vol.13, No.1, pp.39~75, 1963.
- 11) 大内正敏・日下部 治・前田良刀：ニューマチックケーソン内での載荷試験の経験と破壊機構の観察，土木学会論文集，No.448/Ⅲ-19, pp.141~150, 1992年.
- 12) Muhs, H.: On the phenomenon of progressive rupture in connection with the failure-behaviour of footings in sand, *Proc. 6th ICSMFE*, Vol.Ⅲ, pp.419~421, 1965.
- 13) 駒井 隆・余田 功・阪田 理：立川礫層における大型載荷試験結果について<その1>，第12回土質工学研究発表会，pp.631~634, 1977年.
- 14) 岡原美知夫・高木意次・小幡 宏・森 浩樹・龍田昌毅：支持力の寸法効果に関する遠心模型実験，第43回土木学会年次学術講演会，pp.250~251, 1988年.
- 15) Kusakabe, O., Maeda, Y. and Ohuchi, M.: Large-scale loading tests of shallow footings in pneumatic caisson, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.118, No.11, pp.1681~1695, 1992.
- 16) Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. and Robertson, P.K.: Design parameters of cohesionless soils from in situ tests, *Transportation research record*, No.1235, pp.45~54, 1989.
- 17) Roscoe, K.H.: Tenth Rankine Lecture: The influence of strain in soil mechanics, *Geotechnique*, Vol.20, pp.129~170, No.2, 1970.
- 18) 日下部 治・前田良刀・白石俊多・河合伸由：拡張したKötter式を用いた大型3次元基礎の載荷試験の解析，第25回土質工学研究発表会，pp.1243~1246, 1990年.

(1993.7.14 受付)

## DEVELOPMENT OF SHEAR BAND AND PARTICLE CRUSHING OBSERVED IN IN-SITU LOADING TESTS ON A SEDIMENTED SAND

Masatoshi OHUCHI, Osamu KUSAKABE, Toshiyuki HAGIWARA and Shintaro ABE

Three loading tests of square footing (0.2, 0.3, 0.4 m) were conducted in a pneumatic caisson being constructed 8.7 m below the ground surface on a sandy layer containing cobbles, of which cohesive intercept was estimated to be  $1 \text{ kN/m}^2$  from triaxial compression tests and field direct tension tests. After the loading tests, visible shear bands were observed. A detailed examination of the shear bands by X-ray radiograph and magnified photograph reveals that the shear bands beneath the footing under high pressure were formed with densification by particle crushing, whereas the shear bands in passive zones under small pressure were loosen by positive dilatancy.