

投稿論文 (和文報告)
TECHNICAL
REPORT

関西国際空港埋立材料の超大型三軸 圧縮試験による強度・変形特性

布施洋一*・高橋 昇**・福島伸二***・
香川和夫****

関西国際空港の人工島の埋立材料(最大粒径が $D_{max}=300$ mm 程度の粗粒材)の強度・変形特性を求めするために供試体寸法が直径 $d=1200$ mm, 高さ $h=2400$ mm の超大型三軸圧縮試験を実施した。供試体は粗粒材の粒度組成を変えないで原粒度のまま, かつ実際の埋立密度状態で作製した。この粗粒材の破壊包絡線は拘束圧の増加とともに勾配が小さくなる曲線形状をしており, 強度は拘束圧に強く依存していることがわかった。

Keywords : gravel, large scale triaxial compression test, reclamation material, strength, failure envelope, deformation

1. ま え が き

関西国際空港の人工島の埋立地盤の特徴は最大粒径が 300 mm 程度の土砂が使用されること, 埋立完了後の空港諸施設の建設工事までの期間が短いこと, 埋立層が厚いことなどである。このため人工島内に建設される空港建物, アクセス用道路・鉄道の高架橋基礎などの空港諸施設の安定性を検討するには粗粒材で構成される厚い埋立地盤の強度・変形特性を正確に把握することが必要がある。この埋立土砂は粒径が大きいため, 通常室内土質試験により強度・変形特性を調べるには粒径を供試体に適合するようにスケールダウンさせて粒度組成をモデル化しない限り不可能である。しかしモデル化した模擬材料では原材料の特性を正確に評価できないので, その試験結果を適用するには高度な技術的判断が要求される。そこでここでは供試体が直径 $d=120$ cm, 高さ $h=240$ cm の超大型三軸圧縮試験機(試験可能な最大粒径 $D_{max}=200\sim 300$ mm)を用いて, 粒度組成を変えない原材料そのものの締固め特性の把握と現地の埋立密度における強度・変形特性を調べた事例を報告する。

2. 埋立材料の粒度・比重試験

試験に使用した埋立材料は関西国際空港の南西 20 km の位置にある和歌山県加太地区の原石山から採取された土砂(和泉層群系)で, 採取地からベルトコンベアで積出し棧橋のストックパイルに運ばれたものから約 30 t だけショベルで採取してダンプ輸送してきたものである。この試料は砂岩(和泉砂岩)と粘板岩の碎石を混合

させたもので, このうち砂岩は比較的硬質であるが粘板岩は脆く破砕しやすいものもあった。

搬入された材料はまず 50.8 mm の木製ゲージにより粒径 50.8 mm 以上と 50.8 mm 以下に分けた(一次分級)。粒径 50.8 mm 以上の試料は木製ゲージ(フルイ目: 200, 150, 101.6, 53.5 mm)を用いて各粒度階に分級し, 粒径 50.8 mm 以下の試料は屋外で空気乾燥後機械フルイ(フルイ目: 38.1, 25.4, 19.1, 9.54, 4.76, 2.00 mm 以下の 6 粒度階)により分級した。それぞれ分級した試料は各粒度階毎に屋内のストックヤードに仮置きした。このように各粒度階毎にフルイ分けするのは, 粗粒材では粗粒分と細粒分が分離しそのままの状態では均質な供試体を作製するのが難しく, 人工的に粒度調整する必要があるからである。

これとは別に搬入された試料から約 500 kg だけ採取しフルイ分け試験を実施し, 材料の原粒度を調べた。図 1 にこの粒度試験の結果を示す。この材料の均等係数は $U_c=26.2$ と比較的粒度分布がよいが, 最大粒径が $D_{max}=300$ mm と大きく原粒度のまま通常サイズの土質試験機では試験ができない。一般には原粒度を粗粒材用の供試体寸法が直径 $d=30$ cm, 高さ $h=60$ cm 程度の大型三軸圧縮試験で試験可能な最大粒径まで平行移動させた相似粒度法などにより粒度組成をモデル化した模擬材の試験が考えられる。このモデル化は粒度さえ同じであれば粒径という幾何学的な違いはあっても粒子破砕の程度, 粒子のかみ合わせの強さ, さらに締固め特性が同じであると仮定している。また粗粒材として透水性が十分大きく水の影響がないことも必要である。しかしこの材料は均等係数がやや大きいため, モデル化すると細粒分が多くなり透水性が低下し間隙水の影響により模擬材料と原材料の間に力学特性に相違が生じることが考えられる。したがってここでは原材料のまま試験が可能な超大型三軸圧縮試験を行うことにした。

* 正会員 関西国際空港(株) 常務

(〒542 大阪市中央区南船場 3-11-10 心斎橋太陽ビル)

** 正会員 日本鉄道建設公団設備部(元関西国際空港(株) 設計部)

*** 正会員 工博(株) フジタ技術研究所土木研究部

**** 正会員 工修(株) フジタ土木本部技術部

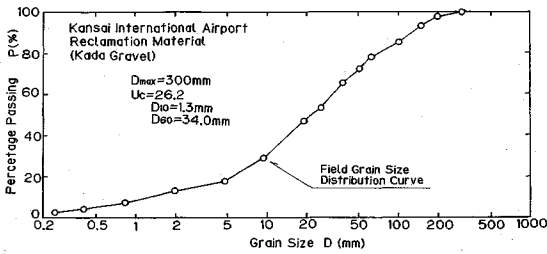


図-1 埋立材料の原粒度曲線

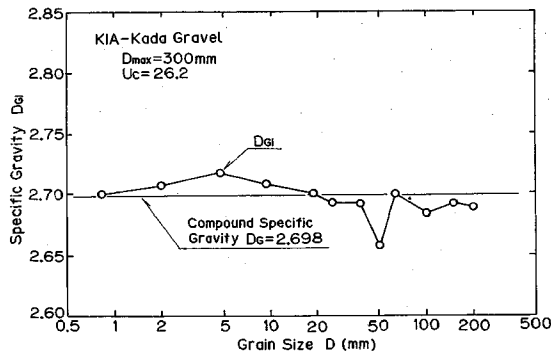


図-2 埋立材料の各粒度階における比重と合成比重

次に粗粒材の比重は粒径により異なるので粒径 4.76 mm 以上の試料は JIS-A 1110『粗粒材の比重・吸水率試験法』により、また粒径 4.76 mm 以下の試料は JIS-A 1202『土粒子の比重試験法』によりそれぞれ各粒度階毎に求めた。そして試料を代表する比重として石井・大迫 (1981)¹⁾による合成比重 (D_c) を求めた。この比重試験の結果を図-2 に示す。

3. 超大型三軸圧縮試験機

本研究で使用した超大型三軸圧縮試験機はロック材のような粗粒材の強度試験のために開発されたもので、供試体寸法は直径 $d=120$ cm, 高さ $h=240$ cm である (鎌田ら (1975)²⁾, 福島ら (1989)³⁾。図-3 に試験システムの全体図を示す。供試体は厚さ $t_m=10$ mm のゴムスリーブ (布で補強してありヤング率は約 $E_m=90$ kgf/cm²) で包み、また供試体の上・下端面とキャップ・ペダスタルの間にはそれぞれ試料の細粒分が流失ないようにフィルター材 (直径 118 cm の不織布) を置いた。側圧 (σ_c) は圧縮空気をレギュレータにより所定の圧力に制御して体積変化測定用タンク (TA) 内で水圧に変換して加え、また軸荷重は油圧ユニットからの油を載荷シリンダー内に一定流量ずつ送り込むことにより加えた (変位制御)。この時の軸変位速度は油量を流量調整弁で調節するが、今回の試験では軸変位は $\dot{\epsilon}_a=0.25$ %/min とした。

供試体の体積変化は以下の様に測定した。載荷プラン

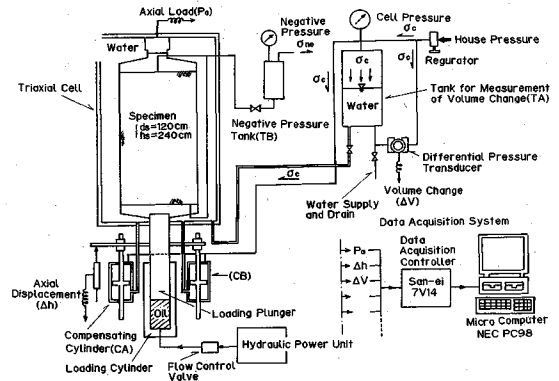


図-3 超大型三軸圧縮試験システム

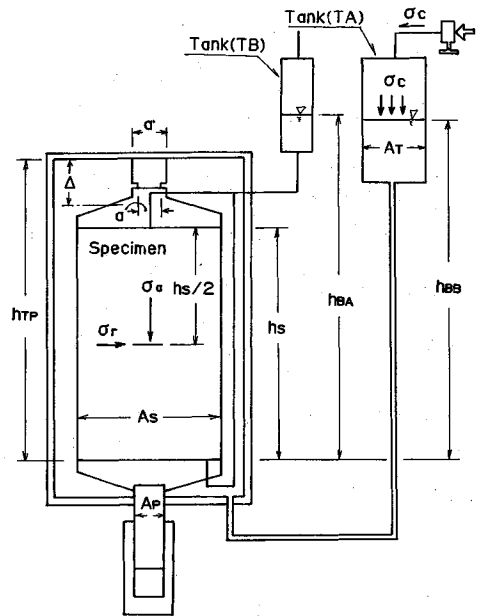


図-4 供試体の軸応力と側方応力の計算

ジャーがセル内に貫入した容積分のセル水はプランジャーの断面の半分の断面をもつ二つの補正シリンダー (CA, CB) に流入するようにしてあるので、タンク (TA) には供試体の体積変化分のみのセル水が流出あるいは流入する。供試体の体積変化はこのタンク内の水位変化を差圧計により測定して求めた。

(供試体の軸応力・側方応力の計算)

寸法の大きい供試体を使用しているため供試体の応力算定には供試体の自重、セル水位 (タンク (TA) 内の水位) などの影響により供試体の応力分布が非一様である (福島ら (1989)³⁾。ここでは供試体を代表する応力として供試体中央部 (高さの 1/2 の位置) で計算することにした。供試体中央位置における軸応力 (σ_a) は図-4 より軸方向の力の釣り合いから次式のように求まる。

$$\sigma_a = (P_a + W_c + W_w) / A_s + (1 - a / A_s) (\sigma_c + \Delta \cdot \gamma_w) + (h_s / 2) \cdot (D_c - 1) \cdot \gamma_w / (1 + e) \dots \dots \dots (1)$$

ここで P_a はロードセルによる軸荷重の測定値, W_c はキャップ重量, そして W_w はキャップの上部にある水の重量 ($= (A_s - a') \cdot (\Delta + h_{BB} - h_{TP})$) である。なおセル水による浮力の影響もあるが供試体中央位置ではこの影響は小さい (ペダスタルと供試体の重量でキャンセルされる) のでここではこれを無視した。

側方応力 (σ_r) は以下のようにして求めた。ゴムスリーブの外側から作用する側方応力は図-4 から供試体上端から深さ (z) における側方応力を σ_{rz} とすると

$$\begin{aligned} \sigma_{rz} &= \sigma_c + (h_{BA} - h_s + z) \cdot \gamma_w - (h_{BB} - h_s + z) \cdot \gamma_w \\ &= \sigma_c + (h_{BA} - h_{BB}) \cdot \gamma_w \\ &= \sigma_r^* \end{aligned}$$

となる。ゴムスリーブの外側から作用する側方応力は、タンク (TA) 内水位 (h_{BB}) とタンク (TB) 内水位 (h_{BA}) のみに関係し高さ方向に一樣であることがわかる。そして求めるべき供試体に作用する側方応力は以下に示すゴムスリーブの拘束力の補正 (式 (3)) をした次式で計算できる。

$$\sigma_r = \sigma_r^* + \Delta \sigma_{rm} \dots \dots \dots (2)$$

(ゴムスリーブの拘束力の補正)

試験後の供試体の観察によるとゴムスリーブは軸方向に座屈しており、ゴムスリーブは供試体の軸方向の変形は拘束せず側方変形のみを拘束すると考えられる。したがってここでは側方応力のみゴムスリーブの拘束力の補正を行った。補正はゴムスリーブを弾性薄肉円筒とみなして供試体とともに変形するものとして次式で計算した (Fukushima, S. et al (1989)⁴⁾).

$$\Delta \sigma_{rm} = 2 \cdot t_m \cdot (\sigma_r^* - E_m \cdot \epsilon_r) / d_s \dots \dots \dots (3)$$

ここで ϵ_r は供試体の半径方向ひずみ ($= (\epsilon_v - \epsilon_a) / 2$) である。

4. 締め固め試験

三軸圧縮試験に先立ち材料の締め固め特性を調べるために最大・最小密度試験を行った。超大型三軸圧縮試験の供試体作製時と同様に供試体作製用ピット内にモールドとゴムスリーブをペダスタルにセットする。ペダスタルにフィルター材を置く。最も密詰め状態の時の乾燥密度を想定し、一層分 (1/6 供試体) に必要な試料を所定の粒度になるように各粒度階からその時の吸水量を考慮して計量する。各粒度階の試料を均質になるように混合してから、写真-1 に示すようにバケツで最もゆるく詰まるように静かにモールド内にまきだす (この時 $D=100$ mm 以上の粒径部分は層内に一樣に分布するように手で配置する)。表面を平らに仕上げた後、この1層目の層厚を測定し密度を算定する。この後供試体はパイプ

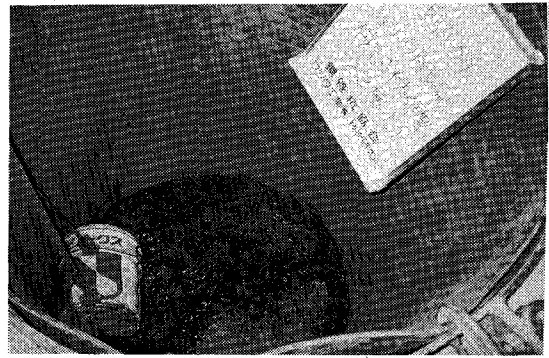


写真-1 供試体の作製 (試料のまき出し)

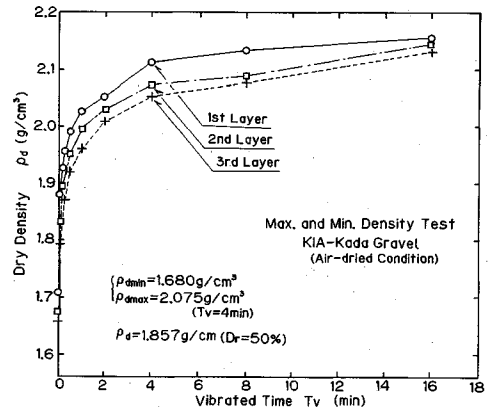


図-5 乾燥密度と加振時間曲線

レータで加振して締め固める。加振時間 (T_v) は10秒、20秒、30秒、1分、2分、4分、8分、16分とし、各加振時間毎に密度を測定する。この作業を2層目、3層目について繰り返す。この試験から得られた各層の乾燥密度と加振時間の関係を図-5に示す。最小密度 (ρ_{dmin}) は $T_v=0$ 秒における密度の各層の平均値である。最大密度 (ρ_{dmax}) はさらに加振してもそれ以上密にならないときの密度である。しかし実際には加振により粒子破砕が発生し粒子の細粒化による密度増加もあり、粒子破砕の含まれない最大密度を求めるには特別の取扱いが必要である。ここでは最大密度として $\rho_d \sim T_v$ 曲線において加振時間の増加に対して密度の増加率の低下が現れる $T_v=4$ 分における密度を採用した。このようにして求めた最大・最小密度はそれぞれ

$$\rho_{dmax} = 2.075 \text{ g/cm}^3, \rho_{dmin} = 1.680 \text{ g/cm}^3$$

であった。本研究は埋立地盤の実際の密度状態の強度・変形特性の調査が目的であるから、試験密度 ρ_{dTEST} は別途実施された埋立地盤の現場密度試験の結果 ($\rho_{dFIELD} = 1.79 \sim 1.96$ g/cm³ (平均値 1.875 g/cm³) に近い相対密度 $D_r=50\%$ に相当する $\rho_{dTEST}=1.857$ g/cm³ にした。

5. 超大型三軸圧縮試験

(1) 試験方法

目標とする試験密度・試験粒度になるように1層分(1/6 供試体)に必要な試料を各粒度階から計量し、これらを均質になるように混合する。予めモールド内に1層目の仕上面まで水を入れておき、混合した試料を締め試験と同様に静かにモールド内にまきだす。パイプレータにより目標とする試験密度になるように最大・最小密度試験の $\rho_a \sim T_v$ 曲線を参考にして加振する。この操作を残り5層分について繰り返す。供試体上端面を水平に敷きならし、フィルター材を置きキャップをセットする。供試体内に十分水を通してから、拘束圧が供試体中央位置で $\sigma_r = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ になるように供試体にタンク (TB) から負圧 $\sigma_{NE} = -0.7 \text{ kgf/cm}^2$ を加えて自立させる。供試体内に連絡しているタンク (TB) 内の水位は供試体中央位置より高く約 200 cm の水頭差があるため供試体中央位置で拘束圧が 0.5 kgf/cm^2 になるようにこの大きさの負圧を加えている。前述したように供試体寸法が大きく供試体の応力分布が一樣ではないので、以下供試体の応力状態に注意して負圧とセル圧の制御を行う。モールドをはずし供試体の直径を測定する。供試体を供試体作製用ピットから取り出し三軸セル内にセットする(供試体の移動中には供試体中央位置とタンク (TB) 内の水位差を考慮して常に $\sigma_r = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ になるように負圧を制御する)。供試体高さを測定してから載荷フレームを組み立てから三軸セル内に注水する(この時タンク (TA) 内の水位とタンク (TB) 内の水位が同じになるようにする)。負圧とセル圧 (σ_c) を交換し、圧密開始の応力状態にする。圧密は所定の拘束圧 ($\sigma_3 = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) まで等方圧密 ($\sigma_3 = \sigma_a = \sigma_r$) するが、この時のセル圧は 0.5 kgf/cm^2 ずつ段階的に増加させ、各圧密段階では体積変化が終了するまで1時間おいてから次の段階に進む。圧密終了後セル圧一定のまま軸荷重を変位制御で増加させてせん断する。せん断は軸ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ まで続ける。試験後の試料は空気乾燥後フルイ分け試験を行い粒子破碎率 (B_{MIX} : Marsal の粒子破碎率⁵⁾) を求める。供試体作製中に生じる粒子破碎量を求めるために3層分だけの供試体を上述した方法と同様に作製し粒子破碎率 (B_0) を求めておく。そして各供試体の圧密・せん断中に発生する粒子破碎量として $B_{SHEAR} = B_{MIX} - B_0$ を計算する。

(2) 応力-ひずみ関係

超大型三軸圧縮試験から求められた応力-ひずみ関係を図-6 に示してある。図中に示す表中の ρ_a^* は供試体作製時の密度、 ρ_{di} は供試体作製後に供試体内に水で飽和させ負圧で自立させた時の密度、そして ρ_{dc} は供試体を所定の拘束圧まで等方圧密させたせん断開始時の密度

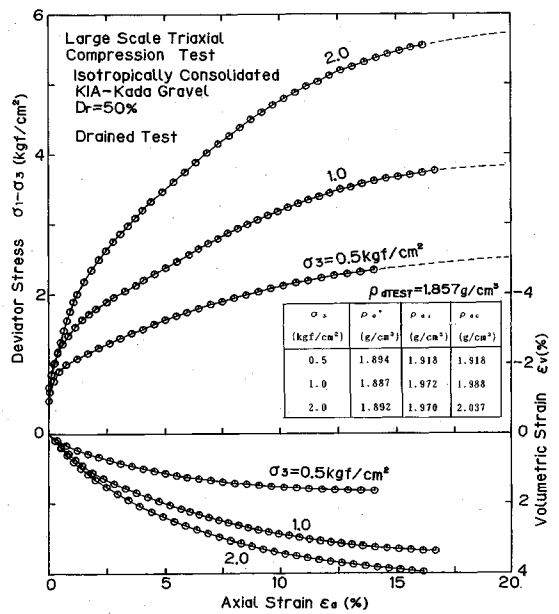


図-6 応力-ひずみ関係

である。ここで注意しなければならないことは側方応力は高さ方向に一定であるが、軸応力は供試体の自重により高さ方向に非一樣な分布をしていることである。この供試体の自重を考慮した軸応力は式(1)から中央位置で等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r = 1.0$) になるように設定しても供試体上・下端面で以下のような差がある。

$$\sigma_a^{\text{top}}/\sigma_r = 1 - [(D_c - 1)/(1 + e)]\gamma_w(h_s/2)/\sigma_r$$

$$\sigma_a^{\text{bottom}}/\sigma_r = 1 + [(D_c - 1)/(1 + e)]\gamma_w(h_s/2)/\sigma_r$$

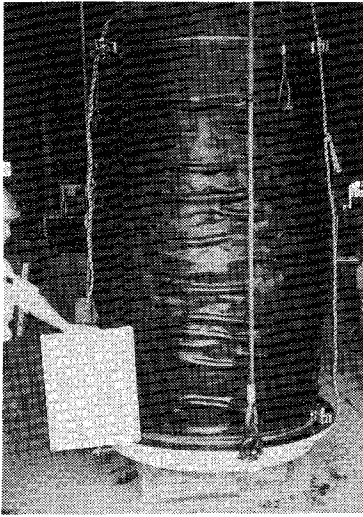
供試体密度を目標密度 $\rho_{d\text{TEST}} = 1.857 \text{ kgf/cm}^3$ ($e = D_c/\rho_{d\text{TEST}} - 1 = 0.453$) とすると上式はそれぞれ

$$\sigma_a^{\text{top}}/\sigma_r \approx 1 - 0.14/\sigma_r$$

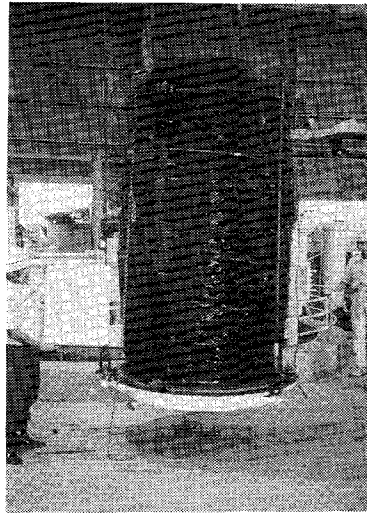
$$\sigma_a^{\text{bottom}}/\sigma_r \approx 1 + 0.14/\sigma_r$$

となる。例えば側方応力が $\sigma_r = 0.5 \text{ kgf/kgf/cm}^2$ の場合供試体中央部で等方応力状態 ($\sigma_a/\sigma_r = 1.0$) になっていたとしても上・下端面では $\sigma_a^{\text{top}}/\sigma_r \approx 0.72$ (三軸伸張)、 $\sigma_a^{\text{bottom}}/\sigma_r \approx 1.28$ (三軸圧縮) になり、せん断中軸応力を増加させてゆくと主応力比 (σ_1/σ_3) が高い下端面から破壊がこの部分から生じることになる。写真-2 (a) ~ (c) に各拘束圧における試験後の供試体を示してある。各供試体とも全体的にたる形の変形をしているが、これは粗粒材では砂の試験のように端面摩擦を除去できないためと思われる。しかし特に拘束圧の低い $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体は上述したように自重の影響により供試体下部に近い部分に変形が集中している。

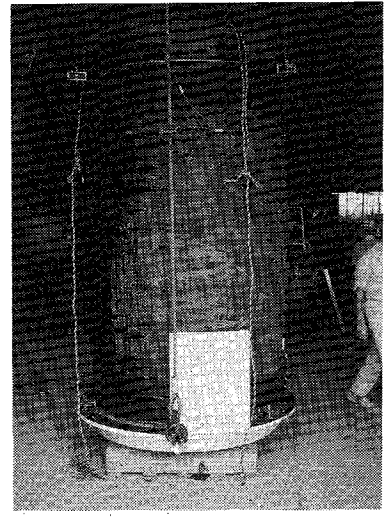
図-6 からどの拘束圧においてもせん断変形の進行とともに偏差応力は増加してゆき明確な最大値を示さないことがわかる。またせん断中の体積変化はどの拘束圧で



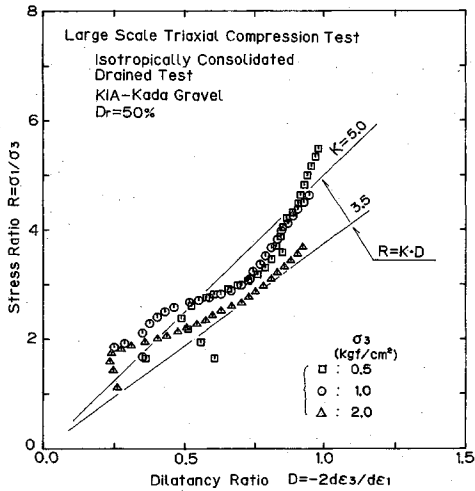
写真—2 (a) 試験後の供試体
($\sigma_3=0.5 \text{ kgf/cm}^2$)



写真—2 (b) 試験後の供試体
($\sigma_3=1.0 \text{ kgf/cm}^2$)



写真—2 (c) 試験後の供試体
($\sigma_3=2.0 \text{ kgf/cm}^2$)

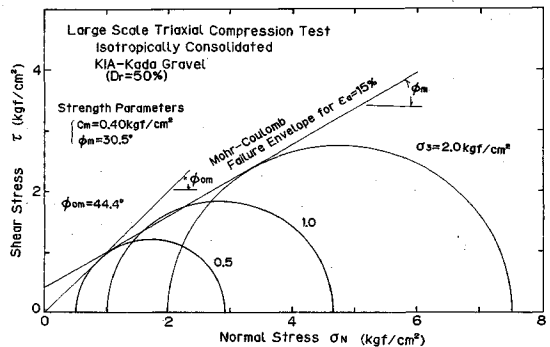


図—7 応力比—ひずみ増分比関係

も体積収縮を示していることがわかる。この傾向は拘束圧が高いほど顕著であり、この材料のせん断特性が拘束圧に強く依存していることがうかがえる。

(3) 応力比—ひずみ増分比関係

図—7に応力比 ($R = \sigma_1/\sigma_3$)—ひずみ増分比関係 ($D = -2de_3/de_1$)を示す。この関係は粒状体のせん断による体積変化特性を表すものであるが、豊浦砂のように粒径のそろったきれいな砂では密度、拘束圧によらずほぼ直線関係 ($R = D \cdot K$)にあることが認められている。しかし本材料では拘束圧によらず似たような傾向はあるものの必ずしも直線関係になく途中で折れ曲がったような関係にある。これは粗粒材に特有な現象であろうか。あるいは本来直線関係にあるものが後述する粒子破碎によりせん断中に体積変化傾向が変化してしまうことも考



図—8 Mohrの応力円 ($\epsilon_a=15\%$)

えられる。この問題については、粒子破碎のあるなしにかかわらず、粗粒材の応力比—ひずみ増分比関係の試験データが少ないのでさらに検討が必要であろう。

(4) Mohr-Coulombの強度パラメータ

偏差応力が明確な最大値を示さないために供試体の破壊の定義が難しい。そこで供試体の変形に応じた強度を求めるためにそれぞれ軸ひずみ $\epsilon_a = 1.0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 15.0, 20.0\%$ に達した時にモビライズされた偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$)により Mohr の応力円を描き、これらの応力円に接する直線を描きその傾きと切片から内部摩擦角 (ϕ_m)と粘着力 (c_m)を求めた。これらのうち供試体の変形が所定の軸ひずみに達しない場合には図—6の応力—ひずみ曲線を点線のように延長させて推定した偏差応力から応力円を求めた。図—8には軸ひずみ $\epsilon_a = 15.0\%$ における Mohr の応力円の例を示してある。各軸ひずみにおいてモビライズされた ϕ_m と c_m を図—9に示してある。この図から粘着力は変形によらずほぼ一定であるが、内部摩擦角は変形の大きさに依存しているこ

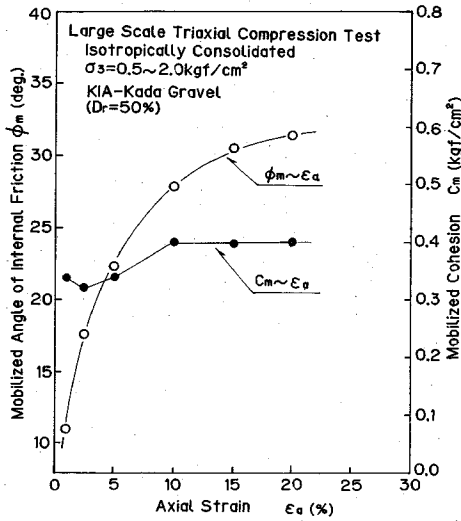


図-9 モビライズされた ϕ_m と c_m

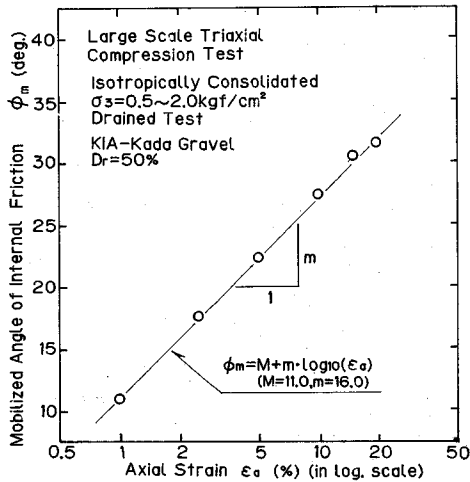


図-10 モビライズされた ϕ_m と軸ひずみ ϵ_a の両対数プロット

とがわかる。この ϕ_m のひずみ依存性は図-10 に示すように片対数グラフ上でほぼ直線

$$\phi_m = M + m \cdot \log_{10}(\epsilon_a) \dots\dots\dots (4)$$

で表せることがわかる。ここで m , M はそれぞれ直線の傾きと切片 ($\epsilon_a=1\%$ 時の ϕ_m) である。しかし最大値を示さない粗粒材の強度としては三軸圧縮試験の供試体の軸ひずみで考えてどの程度の値に対応する ϕ_m と c_m を強度パラメータとして採用するかは判断に苦しむところである。

応力円の包絡線を直線近似して強度パラメータを求めると粘着力成分が現れる。しかし試験で得られた Mohr の応力円の包絡線は直線ではなく、垂直応力の増加とともに勾配が小さくなる曲線になっている。このことは軸ひずみの増加にともなう平均応力 ($s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$) と最大せん断応力 ($t=(\sigma_1-\sigma_3)/2$) の変化を示した図-

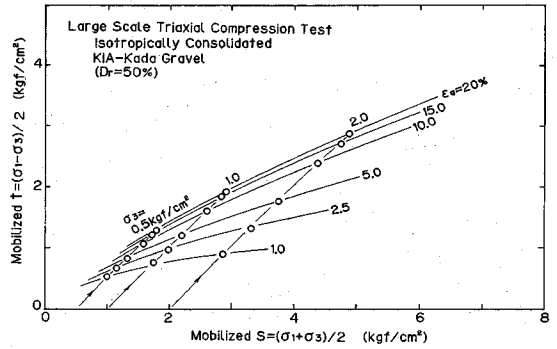


図-11 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ の関係

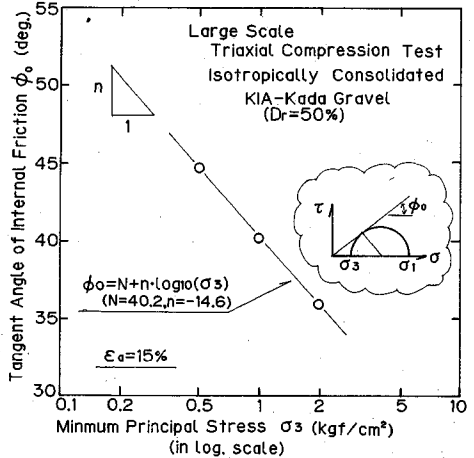


図-12 接線摩擦角 ϕ_0 と拘束圧 σ_3 の関係

11 からわかる。つまりこの材料の実際の粘着力、つまり拘束力がゼロの時に発揮される強度成分は直線近似で得られるように大きくはなく、内部摩擦角は強く拘束圧に依存している。この強度の拘束圧依存性を調べるために粘着力をゼロ ($c_m=0$) として計算される接線摩擦角

$$\phi_{0m} = \sin^{-1}[(\sigma_1 - \sigma_3)_m / (\sigma_1 + \sigma_3)_m] \dots\dots\dots (5)$$

を用いる。ここでは軸ひずみ $\epsilon_a=15\%$ における偏差応力についてのみ考え、上式から計算した ϕ_0 と拘束圧 σ_3 の関係を図-12 に示す。このようにして計算される ϕ_0 は図-12 にあるように片対数グラフ上で直線近似するなどして拘束圧依存性は考慮できるが ($\phi_0 = N + n \cdot \log_{10}(\sigma_3)$)、破壊面上の垂直応力の関数形 (破壊包絡線) になっていないので安定解析への導入には不便である。粗粒材は砂のような粒状体に比較して特に強度の拘束圧依存性が強いが、このような場合の破壊包絡線を表現できる適切な方法が必要である。このひとつの方法として Charles, J. A. and Watts, K. S. (1980)⁶⁾ や松本・渡辺 (1987)⁷⁾ はべき関数

$$\tau_r = A \cdot (\sigma_N)^B \dots\dots\dots (6)$$

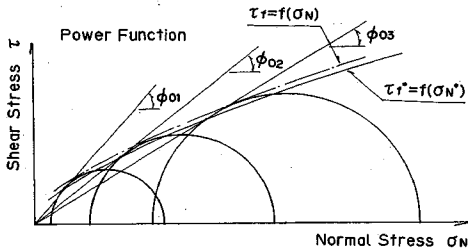


図-13 σ_f^* と τ_f^* の計算

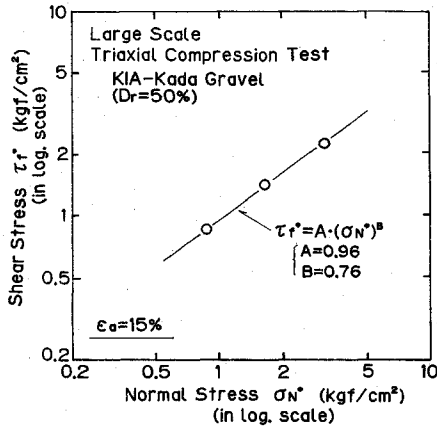


図-14 $\sigma_f^* \sim \tau_f^*$ 関係 ($\tau_f^* = A \cdot (\sigma_N^*)^B$)

で破壊包絡線を近似している。この方法は岩石材料の破壊包絡線の近似式として適用されている (Barton, N. (1976)⁸⁾)。この関係は破壊面上のせん断強度と垂直応力が両対数プロット上で直線関係にあることを意味し、係数 A は $\sigma_N = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の時のせん断強度で、また B は直線の傾きでこの値が小さいほど破壊包絡線の曲がりが大きく ϕ が拘束圧に強く依存することを示している。三軸圧縮試験のように主応力制御型の試験では供試体の破壊面上の応力成分 (σ_N, τ_f) はわからないので、これに代わる応力成分として図-13に概念的に示すように接線摩擦角 ϕ_0 を求める場合と同様に Mohr の応力円に原点を通る接線をひき、この接線と応力円との接点の座標値 (σ_f^*, τ_f^*) を用いる。この値は ϕ_0 と破壊を定義した軸ひずみにおける最大・最小主応力 (σ_{1f}, σ_{3f}) から次式より計算できる。

$$\sigma_f^* = (\sigma_1 + \sigma_3)_f / 2 - [(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2] \cdot \sin \phi_0$$

$$\tau_f^* = [(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2] \cdot \cos \phi_0 \dots \dots \dots (7)$$

この (σ_f^*, τ_f^*) を両対数グラフ上にプロットし、これらを直線近似して係数 A, B を決定するが、図-14に軸ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ における場合を示してある。この式は破壊面を仮定した安定解析への導入に便利であるが (Charles, J. A. ら (1980)⁶⁾)、係数 A や B の物理的意味が不明で通常使用されている強度パラメータとの対応

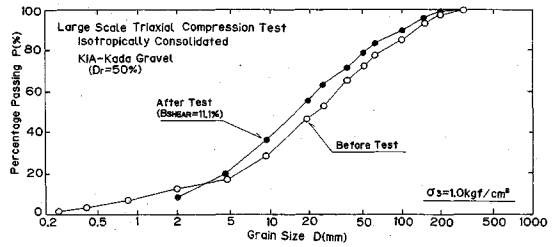


図-15 試験前後の粒度曲線 ($\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

がよくわからないことなど適用にあたっては注意すべきであろう。

強度の拘束圧依存性を考慮するこの他の方法としては破壊包絡線を2本の直線で、つまり粘着力成分がないかあるいはあっても小さいことを考慮して低拘束圧領域では原点を通る直線で、またそれ以上の拘束圧領域では粘着力成分も含めた直線で近似する方法がある。具体的には試験を実施したうち最も小さい最小主圧力 (σ_3)_{min} の Mohr の応力円の原点を通る接線 (接線摩擦角線: $\tau_f = \sigma_N \cdot \tan \phi_0$) と、試験を実施したすべての Mohr の応力円を図-8のように直線近似した包絡線 ($\tau_f = c + \sigma_N \cdot \tan \phi$) で破壊包絡線を表示するものである。軸ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ においてモビライズされた破壊包絡線を2本の直線 (ϕ_{0m} 線と $c_m - \phi_m$ 線) で近似した場合を図-8に示してある。この方法はある拘束圧で破壊包絡線の傾きが急変するというような問題もあるが、強度パラメータは使い慣れたものでなじみやすい。

強度パラメータの決定方法は、強度の拘束圧依存性の影響が対象とする構造物の種類により異なると思われるので、その構造物の安定計算結果に及ぼす影響の有無を検討して決めるべきであろう。

(5) 粒子破碎

試験中(供試体作製・圧密・せん断)に生じた粒子破碎量を見るために図-15に試験前後の粒度曲線を比較してある ($\sigma_3 = 1.0 \text{ gf/cm}^2$ の場合)。図中には供試体作製中に生じた粒子破碎率 (B_0) と圧密・せん断中に生じた粒子破碎率 (B_{SHEAR}) を示してある。ここで粒径の小さい部分で試験後の粒度曲線が試験前のものより右側にあるのは細粒分が供試体解体中に流失したか空気乾燥・フルイ分け中に紛失したものと思われる。いずれにせよ粒子破碎により細粒化することがわかる。粗粒材は砂のような粒径の小さい材料に比較して粒径の大きい粒子に応力集中が生じることなどの理由により粒子破碎が生じやすい。しかもこの粒子破碎は試験中に供試体の粒度分布や密度分布などの材料特性を変えてしまう。前述したような粗粒材の強度の拘束圧依存性はこの粒子破碎によるものとされているが (莊司 (1983)⁹⁾)、まだわからない点が多い。粒子破碎は母岩の性質 (強度・クラックの有無・含水状態)、粒子の詰まり方 (堆積構造・粒度・

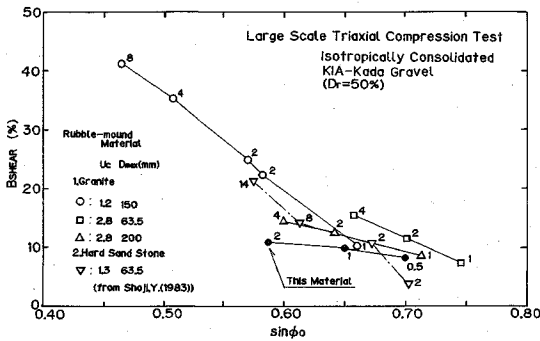


図-16 $B_{SHEAR} \sim \phi_0$ の関係

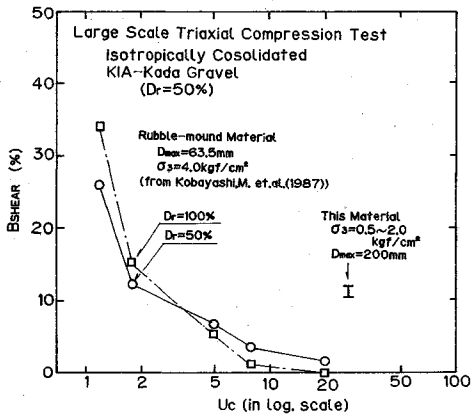


図-17 $B_{SHEAR} \sim U_c$ の関係

密度) や粒子に加えられるエネルギー (粒子間接点力やせん断力) により相違すると思われるが、その発生メカニズムはよくわかっていない。しかし現象として以下のように分類されるかもしれない。(1) 粒子の角がとれる程度の破碎—母岩がもともと堅牢な場合があるいは加えられたエネルギーが小さい場合で粒子破碎量は小さく粒子間のかみ合わせの強さも大きい。(2) 大きく2~3個程度に割れる—母岩の強度に比較して加えられたエネルギーが大きい場合。(3) 粒子が粉々に細粒化してしまう—これは母岩がもともと弱く破碎しやすい材料の場合で、粗粒材の粒度を大きく変えまた透水性も低下させる。(4) 以上のことが複合的に発生—材料の母岩が各種あり粒子破碎に対する強度に差がある場合。しかし現状ではこれらを区別して粒子破碎の評価をできないし、またせん断変形に伴って粒子破碎がどのように進行してゆくのかも明らかではない。

ここでは圧密・せん断中の粒子破碎について考え、粒子破碎率 B_{SHEAR} に及ぼす拘束圧と均等係数の影響の一般的傾向について見てみる。図-16にこの埋立材の B_{SHEAR} と接線摩擦角 (ϕ_0) の関係を示す。図中には荘司 (1983)⁹⁾ の捨石材 (花崗岩・硬質砂岩) の試験結果も示してある。また図-17には B_{SHEAR} と均等係数の関

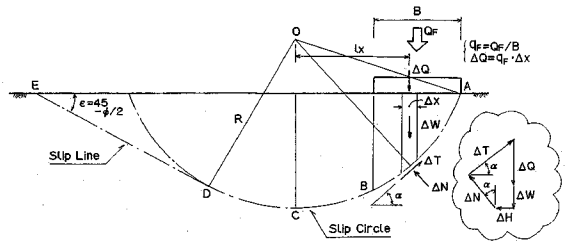


図-18 分割法による支持力計算

係を小林ら (1987)¹⁰⁾ の捨石 (花崗岩) の試験結果とともに示してある。これらの図から傾向として以下のことがわかる。粗粒材の粒子破碎は拘束圧が高くなるほど大きくなり、これに対応して強度も低下している。このことが強度の拘束圧依存性が粒子破碎によるものとする理由になっている。また均等係数が大きくなるほど粒子破碎は小さい ($U_c > 10$ になると急減する) ことがわかる。本報告における埋立材について考えると拘束圧が高いほど粒子破碎は大きくなっているが拘束圧による差は小さく、必ずしも粒子破碎だけが強度の拘束圧依存性の原因ではないことがうかがえる。またこの材料は均等係数の大きさに比較して粒子破碎が大きい。これは主に母岩の脆さにも起因しているようである。粗粒材のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響は拘束圧、均等係数だけでなく母岩の性質に起因する粒子破碎特性にも関係しているようであり、これらの相互関係の解明には体系的な研究が必要である。

6. 地盤支持力に及ぼす強度の拘束圧依存性の影響

斜面などの安定解析で採用される分割法は仮定したすべり面上の地盤材料の不均質性を考慮する方法としてその実用性が認められている。前節で述べてきたような強度の拘束圧依存性のある粗粒材からなる地盤も一種の不均質地盤とみなせるので、粗粒材よりなる地盤の安定性に及ぼす強度の拘束圧依存性の影響を考慮するのに分割法が採用できるものと考えられる。Charles, J. A. and Soares, M. M. (1984)¹¹⁾、松本・渡辺 (1987)⁷⁾ は斜面の安定解析において材料強度の拘束圧依存性を考慮するためにこの方法を適用している。両者とも強度の拘束圧依存性はべき関数 (式 (6)) で与えているが、斜面の安定性を論じる場合には強度の拘束圧依存性の影響が大きいことを示している。ここでは地盤の支持力算定に及ぼす強度の拘束圧依存性の影響を調べるために今泉・山口 (1986)¹²⁾ の方法を参考にして図-18に示すような基礎の一端を通る円弧すべり面 (ABCD) と傾き $\epsilon (= 45 - \phi/2)$ の直線すべり面 (DE) からなる破壊型式に対して分割法を適用して支持力計算を行う。分割片に作用する力は自重 ΔW 、地表面の基礎荷重 (A~B区間の

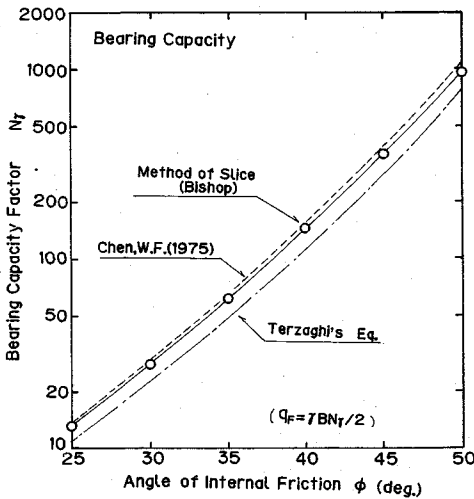


図-19 分割計算法による $N_\gamma \sim \phi$ 関係

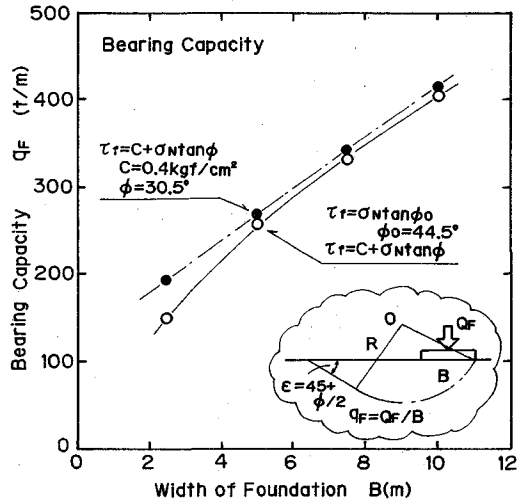


図-20 強度の拘束圧依存性が支持力に及ぼす影響

み) $\Delta Q = (Q_F/B) \cdot \Delta x = q_F \cdot \Delta x$ (一様分布を仮定), 不
 静定内力である側面の鉛直力 ΔV と水平力 ΔH , そして
 すべり面上のせん断抵抗力 $\Delta T = \tau_f \cdot ds$, 垂直力 $\Delta N =$
 $(\Delta Q + \Delta W) \cdot \cos \alpha$ である. この垂直力 ΔN は分割片に
 作用する力の多角形の鉛直方向のつり合い式 (静定化仮
 定は Bishop 法 ($\Delta V = 0$) による) $\Delta W + \Delta Q = \Delta N \cdot \cos \alpha$
 $+ \Delta T \cdot \sin \alpha$

$$\Delta N = (\Delta W + \Delta Q - \Delta T \cdot \sin \alpha) / \cos \alpha \dots \dots \dots (8)$$

せん断抵抗力 $\Delta T = \tau_f \cdot \Delta s$ のうち強度の拘束圧依存性
 あるせん断強度は τ_f はべき関数 $\tau_f = A \cdot (\sigma_N)^B$ あるいは
 複直線 $\tau_f = \sigma_N \cdot \tan \phi_0 / \tau_f = c + \sigma_N \cdot \tan \phi$ で与えられるが,
 べき関数を用いると支持力算定式が複雑な形になるので
 ここではせん断強度として複直線法によるものを採用す
 る. したがってせん断強度を $\tau_f = c + \sigma_N \cdot \tan \phi$ の形で与
 えるとせん断抵抗力は

$$\Delta T = \tau_f \cdot \Delta s = (c + \sigma_N \cdot \tan \phi) \cdot \Delta s$$

$$= c \cdot \Delta s + \Delta N \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (9)$$

となる. 式 (8), (9) から各区間における分割片のせん
 断抵抗力は以下のように得られる.

$$\Delta T = (c \cdot \Delta x + (\Delta Q + \Delta W) \cdot \tan \phi) /$$

$$\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi) \quad (A \sim B \text{ 区間})$$

$$\Delta T = (c \cdot \Delta x + \Delta W \cdot \tan \phi) /$$

$$\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi) \quad (B \sim D \text{ 区間})$$

$$\Delta T = (c \cdot \Delta x + \Delta W \cdot \tan \phi) /$$

$$\cos \varepsilon (1 + \tan \varepsilon \cdot \tan \phi) \quad (D \sim E \text{ 区間})$$

すべり円の中心点 O に関する抵抗モーメント $M_R =$
 $\sum \Delta T \cdot R$ とすべりモーメント $M_s = \sum (\Delta Q + \Delta W) \cdot l_x +$
 $\sum \Delta W \cdot l_x$ のつり合いから支持力 q_F を求めると次式に
 なる.

$$q_F = [R \cdot \sum_A (c \cdot \Delta x + \Delta W \cdot \tan \phi) / \cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi)$$

$$+ \sum_D (c \cdot \Delta x + \Delta W \cdot \tan \phi) / \cos \varepsilon (1 + \tan \varepsilon \cdot \tan \phi)]$$

$$- \sum_A \Delta W \cdot l_x / [\sum_A \Delta x \cdot l_x - R \cdot \sum_A \Delta x \cdot \tan \phi /$$

$$\cos \alpha \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi)] \dots \dots \dots (10)$$

図-19 に強度の拘束圧依存性がなく ($\phi = \text{一定}$), 粘
 着力のない ($c = 0$) 場合の上式により計算した支持力
 $q_F (= \gamma B N_\gamma / 2)$ の特性を調べるために支持力係数 N_γ と
 内部摩擦角 ϕ の関係を理論的な関係を比較してある.
 これよりこの分割法による支持力は理論的に求められた
 Chen, W. F. (1975) の $N_\gamma \sim \phi$ の関係¹³⁾ と Terzaghi の
 $N_\gamma \sim \phi$ 関係¹⁴⁾ 間にあり, どちらかといえば前者の関係に
 近いことがわかる.

図-20 には強度の拘束圧依存性が支持力に及ぼす影
 響をみるために, 破壊包絡線を一本の直線 ($\tau_f = c + \sigma_N \cdot$
 $\tan \phi$) で近似した場合と複直線

$$\tau_f = \sigma_N \cdot \tan \phi_0 (\sigma_N \leq \sigma_{NR}) \dots \dots \dots (11-1)$$

$$\tau_f = c + \sigma_N \cdot \tan \phi (\sigma_N > \sigma_{NR}) \dots \dots \dots (11-2)$$

で近似した場合の支持力と基礎幅 B の関係を示してあ
 る. ここで $\sigma_{NR} (= c / (\tan \phi_0 - \tan \phi))$ は複直線近似にお
 ける両直線の交点の垂直応力である. また基礎の範囲 A
 $\sim B$ 区間では σ_{NR} は求められないのでないの
 で式 (11-2) を用いて計算した (この区間は基礎直下にあ
 るので垂直応力は $\sigma_N > \sigma_{NR}$ になるものと考えられる).
 この図から基礎の支持力問題では強度の拘束圧依存性の
 影響は基礎幅の大きさに依存し, この幅がある一定以上,
 この例では大体 $B = 5 \text{ m}$ 以上になれば無視できることが
 わかる. これは基礎幅が大きくなるとすべり面は深い位
 置を通り, その面上に作用する垂直応力も大きく全強度

成分に占める粘着力成分の割合が小さくなるためと考えられる。このことはすべり面上の垂直応力が比較的低い斜面安定問題のように強度の拘束圧依存性の影響が大きい場合と異なるところである。

7. 結 論

関西国際空港人工島の埋立てに使用される材料は最大粒径が $D_{max}=300$ mm 程度の粗粒材である。ここではこの材料の原粒度のまま、かつ実際の埋立密度における強度・変形特性を最大直径 $d=120$ cm, 高さ $h=240$ cm の供試体寸法を持つ超大型三軸圧縮試験機により調べたところ、砂のような粒状体に比較して以下のような特徴があることがわかった。

(1) この粗粒材の応力-ひずみ曲線は明確な最大値を示さず変形とともに偏差応力が増加してゆるみ硬化型である。このため破壊の定義が難しく、変形に応じてモビライズされる強度を求める必要がある。

(2) ある大きさの軸ひずみにおいてモビライズされる強度は拘束圧に強く依存しており、Mohrの応力円から得られる破壊包絡線は拘束圧の増加とともに勾配が小さくなる曲線形状をしている。このため安定計算に使用する強度パラメータを決める時には対象とする構造物によってはMohr-Coulombの直線近似以外の方法を採用する必要がある。

(3) このような粗粒材の強度の強い拘束圧依存性は粒子の破碎によるものとされているが、この粒子破碎が粗粒材のせん断特性に及ぼす影響はよくわかっていない。今後は粒子破碎が粗粒材のせん断特性に及ぼす影響を拘束圧、均等係数などの相互の関係と合わせて体系的に調べる必要がある。

謝 辞

本試験を実施するにあたり関西国際空港(株)工務二部の大川征治氏・綱谷喜明氏、同社岸和田工事事務所の山城多朗氏・鉄尾義治氏、和歌山県土地開発公社加太開発工事事務所の関係者諸氏、鋼管杭協会の桜井雅夫氏・川高久夫氏、また(株)フジタ大阪支店土木部の切口睦

男氏には種々の御協力をいただきました。ここに厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 石井武美・大迫 光：締固めた粗粒材の合成比重と間隙比，土質工学会論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp.117~122, 1981.
- 2) 鎌田正孝・石井武美・酒見徳行・小山田明美：砂による大型三軸圧縮試験機の検定，フジタ工業(株)技術研究所報，No.12, pp.85~92, 1975.
- 3) 福島伸二・望月美登志・香川和夫・石井武美：砂の低拘束圧領域における超大型三軸圧縮試験，土質工学会論文報告集，Vol. 29, No. 1, pp.187~194, 1989.
- 4) Fukushima, S. and Tatsuoka, F.: Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand at Extremely Low Pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30~48, 1984.
- 5) 土質工学会：ロックフィル材料の試験と設計強度，pp.80~82, 1982.
- 6) Charles, J.A. and Watts, K.S.: The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill, Geotechnique, Vol.30, No.4, pp.353~367, 1980.
- 7) 松本徳久・渡辺和夫：ロック材のせん断強度，土と基礎，Vol. 35, No.12, pp.49~54, 1987.
- 8) Barton, N.: The Shear Strength of Rock and Rock Joints, Int. J. Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics, Vol.13, pp.255~279, 1976.
- 9) 荘司喜博：大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 4, pp.59~120, 1983.
- 10) 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷拓：捨石マウンドの支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol. 26, No. 2, pp.371~411, 1987.
- 11) Charles, J.A. and Soares, M.M.: Stability of Compacted Rockfill slopes, Geotechnique, Vol.34, No.1, pp.61~70, 1984.
- 12) 今泉繁良・山口柏樹：分割法による地盤の支持力計算法，土質工学会論文報告集，Vol. 26, No. 2, pp.143~150, 1986.
- 13) Chen, W.F.: Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, p.246, 1975.
- 14) 土質工学会編：土と基礎実用数式・図表の解説，第5章支持力，p.93, 1987.

(1991.4.27 受付)

STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF RECLAMATION MATERIAL OF KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT IN LARGE SCALE TRIAXIAL COMPRESSION TEST

Yohichi FUSE, Noboru TAKAHASHI, Shinji FUKUSHIMA and Kazuo KAGAWA

In order to investigate the strength and deformation characteristics of the reclamation material (Kada-gravel) of Kansai-International-Airport, a series of large scale triaxial compression test was performed with the specimen ($h/d=2400$ mm/ 1200 mm) which has the field gliding and field density. It was found the following from test results. This material has the maximum particle size of 300 mm and the uniformity coefficient of 26.2. The gravel show a failure envelope with pronounced curvature at low stress level, i.e. the value of strength parameter is strongly dependent on the value of σ_3 .