

タイトル	平板載荷試験と小型FWD によるせん断抵抗角の評価法の提案
著者	上浦, 正樹; Kamiura, Masaki
引用	工学研究 : 北海学園大学大学院工学研究科紀要(11): 15-23
発行日	2011-09-30

# 平板載荷試験と小型 FWD による せん断抵抗角の評価法の提案

上 浦 正 樹\*

## A PROPOSAL FOR ESTIMATION OF ANGLE OF SHEAR RESISTANCE USING STATIC LOADING TEST AND PORTABLE FWD

Masaki Kamiura\*

### 1. はじめに

小型 FWD は現場で簡易に載荷荷重と変位を測定できることから普及が進んでいる。その主な使用方法に地盤支持力評価がある。一般的にサウンディングではロッドなどを挿入して鉛直方向の各層の支持力を推定する上で有利であるのに対して、小型 FWD のような原位置試験では平面での地盤剛性などの推定に適している。一方、日本の原位置で行われる盛土の締固め管理手法では小型 FWD 以外で落球探査による方法<sup>1)</sup>や重錘の加速度を測定して支持力を評価する方法などの簡易装置が 3~4 例<sup>2)</sup>が提案されている。これらの多くは地盤を弾性と仮定して評価する方法と評価指標を設け統計的な処理で地盤剛性との関係式を導く方法が採用されている。また、同様な方法で簡易装置によって極限支持力や締固め度を推定する手法も提案されている。これらの背景から、小型 FWD においても原位置での測定が容易であることから、剛性評価以外にさらに利用範囲の拡大が望まれているに至っている。

そこで、現状の小型 FWD の利用方法は、測定される荷重と変位の関係から地盤を弾性体に近似して弾性理論を基本に関係式を求めて評価指標を推定していること<sup>3),4)</sup>から、本研究ではこれを拡大して地盤の支持力に関する弾塑性理論を活用してせん断抵抗角  $\phi$  を推定することとした。そのため圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験によってせん断抵抗角  $\phi$  を求め、この結果と本研究の推定結果とを比較し、検討することとした。せん断抵抗角  $\phi$

は今まで多くの研究から相対密度  $D_r$  や間隙比  $e$  などの物性に関係づけられている<sup>5)</sup>ことから、せん断抵抗角  $\phi$  が推定できるならば小型 FWD によるこれらの物性に関する値を推定できることが想定される。

### 2. 既往の研究

#### 2.1 支持力評価

地盤の支持力のうち極限支持力を求める方法には、一般的に Terzaghi の支持力式による方法と平板載荷試験による方法がある<sup>6)</sup>。この Terzaghi の支持力式では理想的な剛塑性な性質をもつことが前提である。この剛塑性の仮定は基礎が傾かず沈下する地盤の全般破壊に相当する<sup>7)</sup>。ここで基本となるパラメータの一つはせん断抵抗角  $\phi$  で、これを求める方法には室内試験による三軸圧縮試験がある<sup>8)</sup>が、山口は深基礎の支持力評価を載荷時に発生するくさびを半球状と仮定して弾塑性の押広げ問題として取り扱い、粘着力  $c$  とせん断抵抗角  $\phi$  を用いて支持力を推定する方法を示している<sup>9)</sup>。

浅い基礎において帯基礎と円形基礎では破壊時の破壊面の断面形状は異なっている。帯基礎では載荷の初期の段階で垂直断面において基礎底面下に三角形のくさびが形成される。さらに沈下が進むと、このくさびからせん断による体積膨張を起こす領域であるせん断帯が発生してすべり面を構成し、これが発達して破壊に至る。一方、円形基

\* 北海学園大学大学院工学研究科建設工学専攻 (社会環境系) 教授・博士 (工学)  
Graduate School of Engineering (Civil & Environmental Eng.), Hokkai-Gakuen University

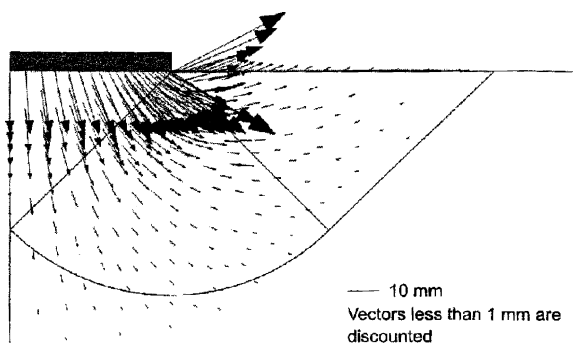


図-1 端部での土粒子の盛り上がり<sup>11)</sup>

礎では体積膨張を起こす明確な不連続な面は存在せず連続的なせん断変形による破壊が発生する。このすべり線の X 線写真から荷重によって円形基礎底面から発達するくさびの形状は三角錐と楕円錐のほぼ間にあることが推定されている<sup>10)</sup>。また、粒状路盤上の円形載荷板に荷重によって発生する変位の原因には大きく 2 要素があり、一つは圧縮によって粒状路盤内の密度が大きくなることと二つ目にはせん断滑りによる側方流動によって体積膨張を起こすことが考えられる。礫地盤において円形の直接基礎の縁部近くでは荷重によって側方流動が発生し土粒子が載荷板外側へ移動して盛り上がり現象が推定されている(図-1)<sup>11)</sup>。平板荷重試験と小型 FWD の荷重時に載荷板の端部付近でも同様に接地圧が急激に減少することから同様な現象が見られることが予想され、その結果として碎石などの非粘性体に荷重する場合に載荷板端部においてその外側では応力が解放されることが報告<sup>12)</sup>されている。しかし実際の路盤や地盤の上部にはアスファルト層などが敷設され、舗装表面の荷重による路盤の側方流動が抑制されていることから現場の即した試験方法を考慮する必要がある。そこで上浦ら<sup>13)</sup>は載荷板の外側にドーナツ状の内径部分をくり抜いた抑え鉄板(以下抑え鉄板)を設置し、側方流動が発生する範囲を載荷中心から遠くすることで載荷板縁端部での側方流動を抑え、接地圧を確保できることを報告している。

## 2.2 静的荷重と動的荷重

荷重圧力を変位で除した K 値を平板荷重試験では  $K_{30}$  値、PFWD では  $K_{PFWD}$  値とすると、わが国では  $K_{PFWD}$  値から  $K_{30}$  値を推定しようとする試みがなされた<sup>14)</sup>。これから土全体を粘土、砂、礫に分類し、経験的な実績に基づいて粘性土系では

$K_{PFWD}$  値が  $K_{30}$  値の 1 倍とし、砂系では  $K_{PFWD}$  値が  $K_{30}$  値の 1.5 倍、礫系では  $K_{PFWD}$  値が  $K_{30}$  値の 2 倍とする換算係数  $\gamma$  を用いる方法が提案されている<sup>15)</sup>。この原因について、動的荷重によるみかけの粘性<sup>16)</sup>や載荷板縁部付近の地盤が降伏状態に達したこと<sup>26)</sup>などが考えられている。

## 2.3 せん断速度測定

舗装体では加振によって複数の周波数をもつ波が舗装体内に伝播するが、これらの波全体の移動速度は群速度と呼ばれる<sup>17)</sup>。この場合に波長によりエネルギーの浸透深さが異なることから各層に伝播するときに材料定数に応じた位相速度分散が生ずる<sup>18)</sup>。よって群速度から分散曲線を求めて、舗装体の構造解析に利用している<sup>19),20)</sup>。一方、小型 FWD の荷重で地盤表面に発生した鉛直方向の波は小型 FWD 本体の加速度計で観測され、また離れた地点では外部センサの鉛直方向の加速度計で測定される(図-2)。この波形は伝播によって振幅が小さくなるものの単一波と見なすことができる<sup>21)</sup>ので、せん断波として取り扱うことができる。そこでこの波の頂点間の時間差を求め、この間の距離で除して位相速度を推定する。この場合の位相速度はせん断速度と見なすことができる<sup>22)</sup>なので、地盤のせん断弾性係数  $G$  は位相速度  $V_s$  と質量密度  $\rho$  を用いて  $G = \rho V_s^2$  より求まる<sup>23)</sup>。せん断波を用いて得られるせん断弾性係数は、概ねせん断ひずみが  $10^{-7} \sim 10^{-5}$  以下の弾性領域に対応している<sup>24)</sup>。よって、これから変形係数  $E$  を  $E = 2(1+\nu)G$  より求め、これを弾性領域での変形係数<sup>25)</sup>とすることができる。小型 FWD の加速度センサが地盤を伝播する波の検出の誤差は、地盤に直接加速度計を設置した場合の位相の変化において 0 P 時間との比は 0.01 以下であり、無視できるものと考えられる。また、せん断波で推定できる変形係数  $E$  の範囲は地盤の締固め密度に依存す

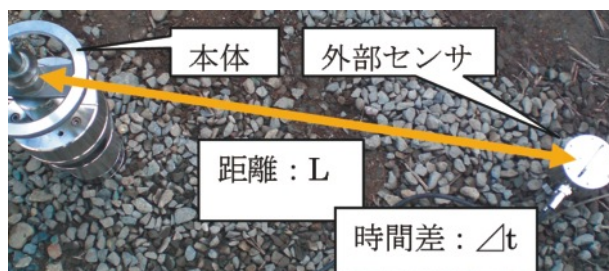


図-2 小型 FWD によるせん断速度の推定

るが、礫地盤で質量密度  $2 \text{ kg/m}^3$ 、深さ  $150 \text{ mm}$  程度までは可能であることが確認されている<sup>27)</sup>。

### 3. 載荷試験

平板載荷試験装置(最大載荷荷重  $50 \text{ kN}$ )にロードセル(最大荷重  $50 \text{ kN}$ 、サンプリング間隔  $100 \text{ msec}$ )をセットし、半径  $10 \text{ cm}$  の載荷板の端部近くに変位計(最大変位  $5 \text{ mm}$  サンプリング間隔  $100 \text{ msec}$ )をほぼ等角度に3か所取り付け、載荷速度を3種類( $0.04 \text{ kN/sec}$ 、 $0.2 \text{ kN/sec}$ 、 $1 \text{ kN/sec}$ )で検討した。その結果、この3種類では各変位量  $0.5 \text{ mm}$  に対して載荷荷重の差は2%以内であったので、この間に差がないと見なし、中間の  $0.2 \text{ kN/sec}$  を採用した。小型 FWD(TML)については重錘質量  $15 \text{ kg}$ 、最大落下高さ  $60 \text{ cm}$ 、載荷板半径  $10 \text{ cm}$  とした。また試験用土槽は  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  のものを使用した(図-3)。抑え鉄板(図-4)は内径  $21 \text{ cm}$ 、外径  $30 \text{ cm}$ 、厚さ  $5 \text{ mm}$  で質量  $10 \text{ kg}$  であった。この鉄板によって載荷板縁端部での土粒子の盛り上がりなどの側方流動が抑制され、解析の条件をより満たすことになる。一方、この鉄板により付加される接地圧は  $0.002 \text{ MPa}$  である。これは小型 FWD 本体による直径  $20 \text{ cm}$  載荷板の接地圧(約  $0.01 \text{ MPa}$ )よりも小さく、この鉄板の使用によって地盤に与える影響は無視できるものと考えられる。

礫地盤など土の変形係数  $E$  はひずみレベルに依存する。本研究では載荷開始後、載荷板の接地面直下の地盤が弾性域から塑性域へ移行する現象を対象にしている。一般的に土を弾性として扱うのは  $10^{-4}$  のひずみであるが、ほとんどすべての土に対して弾性的特性だけを示すのは  $10^{-5}$  以下である<sup>28)</sup> ので、この範囲のひずみを非常に小さ

いひずみと称することとした。そこで弾塑性解析で重要となる非常に小さいひずみの領域での変形係数  $E$  は、低拘束圧状態で推定されるせん断波速度によって求めることとした。その方法は小型 FWD 本体と外部センサの加速度波形から推定される時間差( $\Delta t$ )とその間の距離からせん断波速度を推定し、これから導かれる弾性係数を初期状態の変形係数  $E$  とした(図-5)。本研究で用いた礫材は粗礫( $26.5 \text{ mm}$  以上)  $89.5\%$ 、中礫( $9.5 \sim 26.5 \text{ mm}$ )  $9.8\%$ 、細礫( $2 \text{ mm} \sim 9.5 \text{ mm}$ )  $0.6\%$ 、砂( $2 \text{ mm}$  以下)  $0.1\%$  であり、湿潤密度は  $2.11 \text{ g/cm}^3$ 、含水比  $5\%$  であった。

抑え鉄板の効果を確認するために、平板載荷試験と小型 FWD での載荷試験において鉄板上で載荷点中心から  $20 \text{ cm}$  の箇所と抑え鉄板から  $10 \text{ cm}$  離れた載荷点中心から  $40 \text{ cm}$  の位置に変位計を設置した。平板載荷試験によってえられた載荷点中心の変位に対する各点の変位の比率を図-6に示す。この図で凡例には抑え鉄板を使用した場合を「鉄板有」、使用しない場合を「鉄板無」としている。また凡例の数字は  $0.025 \text{ mm} \sim 0.5 \text{ mm}$  までの載荷点中央の変位を示している。この結果から載荷点中心から  $20 \text{ cm}$  の位置では鉄板無の比率

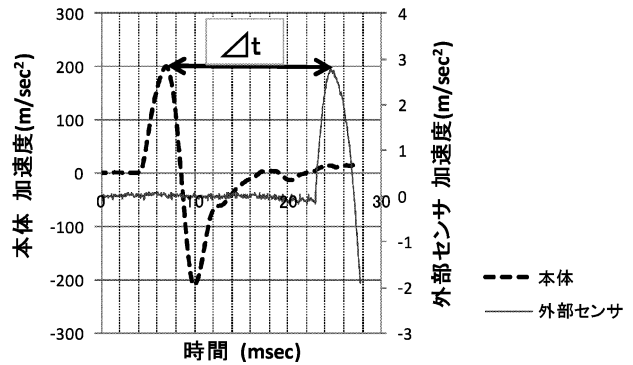


図-5 小型 FWD によるせん断波速度の推定



図-4 抑え鉄板と変位計

図-3 試験用土槽

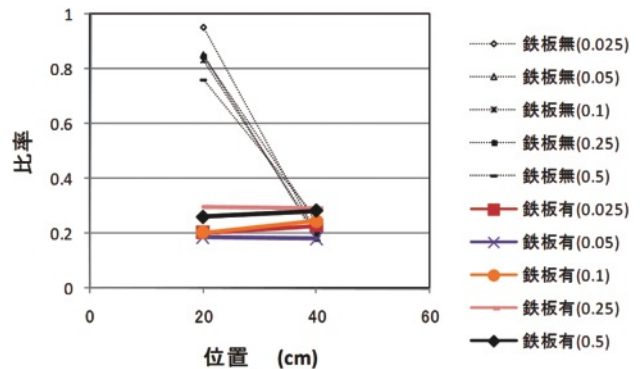


図-6 抑え鉄板の有無と表面の変位の比較

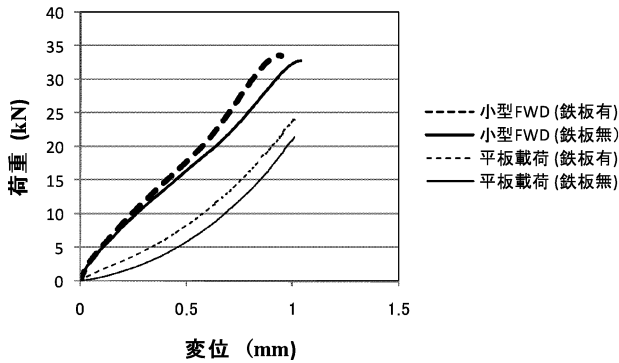


図-7 荷重試験結果

が高く、鉄板有では比率が低いことがわかる。これから抑え鉄板は荷重板外側の地盤の変位を抑制する効果があることが明らかになった。これは荷重によって荷重板縁端部で地盤が降伏し、鉄板によってこれが抑制されることを報告している研究結果を考え合わせると、鉄板有では荷重板端部での降伏が抑制され、その結果から変位は小さくなることが考えられる。

平板荷重試験と小型 FWD 試験で抑え鉄板を使用した場合と使用しない場合で、最大変位 1 mm 付近まで荷重した結果を示す(図-7)。これから変位が 0.83 mm における鉄板無の荷重荷重の比較では小型 FWD が平板荷重試験の概ね 1.8 倍であることがわかる。この比は既往の研究から礫材では 2 程度であることから礫の特徴を示している。荷重板の直径が 20 cm であるので小型 FWD の荷重試験結果を適用し、推定された  $K_{30}$  値は  $520 \text{ MN/m}^3$  であった。また、同じ変位での荷重荷重に対する抑え鉄板の有無の比は平板荷重試験では 1.20、小型 FWD では 1.16 であった。

#### 4. 弾塑性理論に基づくせん断抵抗角 $\phi$ の推定

荷重時に発生する円形荷重のくさびの形状が三角錐と楕円錐に近いことが推定されることから、本研究では荷重板底面を中心とする半球体をくさびの形状とする。また礫材は弾塑性体で、モール・クーロンの降伏条件に従い、塑性流動時にダイレイダンスを無視することとする。そして荷重応力によって抑え鉄板の荷重中心側から徐々に抑え鉄板の内径  $a$  から端部の径  $b$  まで同心円状に塑性域が発達すると仮定する(図-8)。

山口<sup>9)</sup>は、弾塑性理論を用いて地盤内で球状に空洞の押拡げる仮定で粘着力  $c$  とせん断抵抗角

$\phi$  を用いて式を展開している。本研究ではこの考え方を導入するが、非粘性体を対象としているのではありませんせん断抵抗角  $\phi$  のみを用いる。また、このせん断抵抗角  $\phi$  はひずみの程度に影響されないものとする。ここで座標の名称を図-9 に示す。

最初の段階として塑性域を対象とする。この領域ではモール・クーロンの降伏条件から式(1)が成り立つ。

$$\sigma_\theta - \sigma_r = -\mu(\sigma_\theta + \sigma_r) \tag{1}$$

ここで  $\mu = \tan \phi$ ,  $0 < \alpha = \frac{1-\mu}{1+\mu} < 1$  とする。

なお極座標系で半径方向成分を  $\sigma_r$  とし、これに直交する成分を  $\sigma_\theta$  とする(図-10)。

また応力のつり合い条件においては弾性領域と塑性領域に限らず、式(2)が成立する<sup>29)</sup>。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{2(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \tag{2}$$

式(1)を用いて式(2)を積分することから積分定数

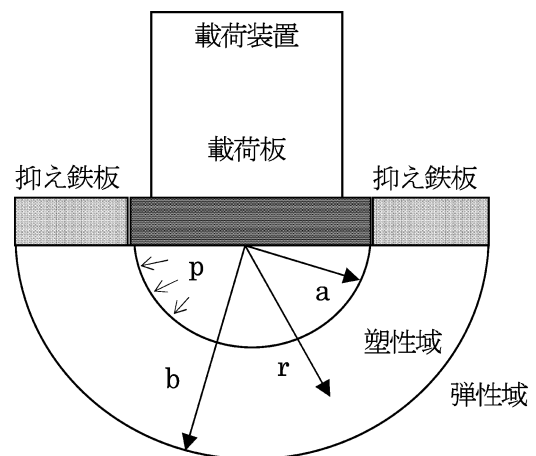


図-8 解析用断面図

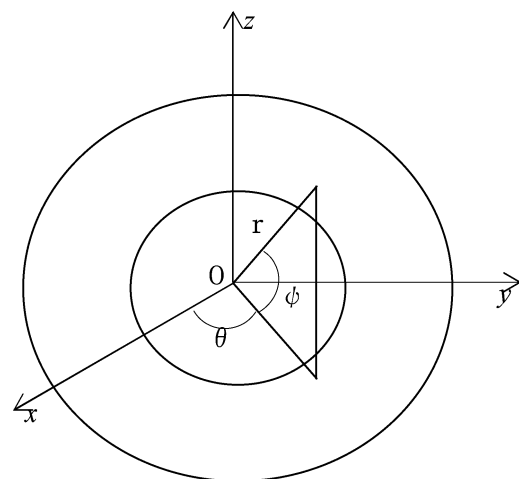


図-9 極座標系での名称

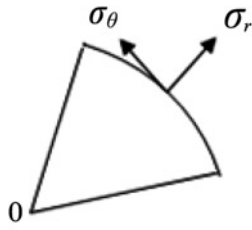


図-10  $\sigma_r$  と  $\sigma_\theta$  の関係

A により式(3)が導かれる。

$$\sigma_r = Ar^{2(a-1)} \quad (3)$$

ここで抑え鉄板の端部  $r=b$  における  $\sigma_r = p_e$  とすると、球体に直交する応力成分と接する応力成分を式(4)、(5)で示すことができる。

$$\sigma_r = p_e \left( \frac{b}{r} \right)^{2(1-a)} \quad (4)$$

$$\sigma_r = B + \frac{D}{r^3} \quad (5)$$

次の段階の弾性域では、応力成分の  $\sigma_r$  と  $\sigma_\theta$  は式(6)と式(7)で与えられる<sup>30)</sup>。

$$\sigma_\theta = \alpha p_e \left( \frac{b}{r} \right)^{2(1-a)} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = B - \frac{D}{2r^3} \quad (7)$$

$$B = -p_0 \quad (8)$$

ここで  $r$  が十分に大きいときの平均応力を定常応力  $p_0$  とすると、 $-3p_0 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_\phi$  が成り立つ。これから式(6)と式(7)の  $B$  は式(8)となる。ここで  $\sigma_\phi$  は図-9で  $\phi$  方向の成分を示す。

また、弾塑性境界とした抑え鉄板の端部  $r=b$  で(1)のモール・クーロンの降伏条件を満たすことから式(6)と式(7)における  $D$  が定まる。

$$D = \frac{-4\mu p_0 b^3}{3-\mu} \quad (9)$$

以上から弾性域内の  $\sigma_r$  と  $\sigma_\theta$  が次のように求まる。

$$\sigma_r = -p_0 - \frac{4p_0\mu}{(3-\mu)} \left( \frac{b}{r} \right)^3 \quad (10)$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + \frac{2p_0\mu}{(3-\mu)} \left( \frac{b}{r} \right)^3 \quad (11)$$

第三段階として、 $r=b$  では塑性域と弾性域が同時に成り立つので、式(4)と式(10)から式(12)が導かれる。

$$p_e = -3p_0 \frac{1+\mu}{3-\mu} \quad (12)$$

よって式(4)から塑性域内の  $r=a$  での  $\sigma_r$  は  $p_0$  を用いて次の式で示すことができる。

$$(\sigma_r)_a = \frac{-3p_0(1+\mu)}{3-\mu} \left( \frac{b}{a} \right)^{2(1-a)} \quad (13)$$

ここで山口が提案した式<sup>9)</sup>に微小変位量  $\delta$  において塑性変形の連続性を考慮した式(14)を導入する。

$$\frac{b}{a} = \left[ \frac{(3-\mu)}{9\mu} \times \frac{\delta}{a} \times \frac{E}{p_0} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (14)$$

$$p = 3p_0 \frac{1+\mu}{3-\mu} \left( \frac{3-\mu}{9\mu} \cdot \frac{\delta}{a} \cdot E \right)^{\frac{4\mu}{3(1+\mu)}} \quad (15)$$

これらの式(13)と式(14)を用いることで  $r=a$  における半球面体の圧力  $p$  は式(15)となる。よって試験結果から得られる  $p$ ,  $p_0$ ,  $\delta$ ,  $E$  を式(15)に用いることで  $\mu (= \sin \phi)$  の推定が可能となった。

## 5. 試験結果

### 5.1 予備試験

今回は研究の第一段階であるので、直径 10 cm × 高さ 20 cm の供試体を用いて一般的な方法である JGS 0524 により圧密排水(CD)三軸圧縮試験を行い、せん断抵抗角を推定した。

#### a) 試験条件

試料の作成では、単位体積重量が試験地盤に近くなるようにした。また、圧密圧力は 20 kN/m<sup>2</sup>, 40 kN/m<sup>2</sup>, 80 kN/m<sup>2</sup> の 3 段階とした。せん断試験は 0.5%/min のひずみ制御によって行った(図-11)。



図-11 圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験

b) 試験結果

供試体の単位体積重量は試験地盤のものより小さく最大 20% 程度の誤差があった。また 3 段階の圧密圧力に対して最大応力差から得られたせん断抵抗角は 44° であった。この値は単位体積重量が実際の地盤より小さいことを考慮するとさらに大きいせん断抵抗角が予想されるが、現段階ではこの値を用いて検討することとした。

5.2 定常応力 (p<sub>0</sub>) の検討

σ<sub>r</sub> を対象に半球体の r=a と r=b の間の応力のつり合い条件に加え、抑え鉄板の端部 r=b の応力 σ<sub>r</sub> は p<sub>b</sub>=p<sub>e</sub> であることと接地圧を p<sub>s</sub> とすると σ<sub>a</sub>=p<sub>s</sub> となることから式(16)を導くことができる。

$$p_e = p_b = p_s \left( \frac{a}{b} \right)^2 \tag{16}$$

この(16)式と式(13)より式(17)が得られる。

$$p_0 = -\frac{p_s}{3} \times \left( \frac{a}{b} \right)^2 \times \frac{3-\mu}{1+\mu} \tag{17}$$

以上から式(17)により定常応力 p<sub>0</sub> は接地圧 p<sub>s</sub> より求めることが可能となった。

式(17)の妥当性を検討するために、試験は載荷板の半径 a を 10 cm, 抑え鉄板端部外径 b を 30 cm, 接地圧 p<sub>s</sub> を載荷荷重の載荷板の面積で除したものとし、載荷荷重 W をひずみ ε が 10<sup>-6</sup>~10<sup>-4</sup> に対応する 40N (ε=10<sup>-6</sup>), 80N (ε=10<sup>-4</sup>), 300N (ε=10<sup>-4</sup>) の 3 段階でせん断摩擦角 φ (μ=sin φ) を 40°~50° まで 5 段階で式(17)から P<sub>0</sub> を求めた。

定常応力 p<sub>0</sub> は r が十分大きく、載荷の影響が無視できる深さ h での応力である。よってこの応力は地盤を構成する土の自重によって発生する応力に相当する。このことを考慮して定常応力 p<sub>0</sub> に対して、測定した現場密度で除して載荷の影響が

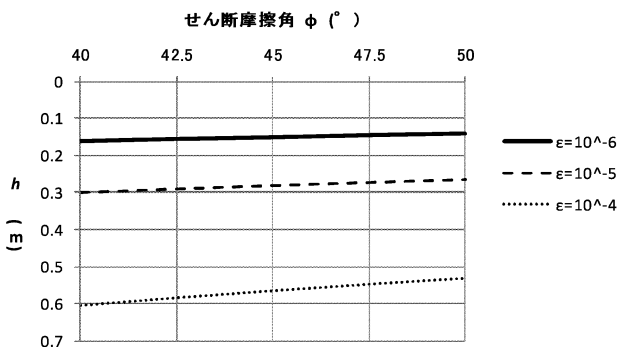


図-12 せん断抵抗角 φ と h の関係

無視できる深さ h を求めた(図-12)。これは、小型 FWD を用いた剛性評価は載荷直径の 5 倍以上はできないとの報告<sup>31)</sup> を考慮すると、式(17)は妥当であると考えられる。このことから以下では、式(17)から定常応力 p<sub>0</sub> は接地圧を p<sub>s</sub> の関数として用いることとする。

5.3 せん断抵抗角 φ の推定

本研究では載荷開始後、載荷板の接地面直下の地盤が弾性域から塑性域する現象を対象にしているため、非常に小さいひずみ領域での変形係数を用いる。そこで、小型 FWD の本体と外部センサーにより載荷によって発生する表面波の加速度を測定し、これから表面波速度を推定からによって変形係数 E を推定することとした。また、式(15), (17)において変数を少なくするために変位と接地圧の比 M を次のように定義した。

$$\frac{\delta}{p_s} = M \tag{18}$$

この M とひずみの関係では載荷直後の乱れを除き増加する傾向が見られる(図-13)。これは塑性領域が拡大していく傾向があると考えられる。そこで非常に小さいひずみの状態では M が最小で安定した領域を解析対象とすることとした。これから M は平板載荷試験で 0.15 cm/MPa, 小型 FWD で 0.04 cm/MPa とした。

以上の M を用いて式(19)とした。この式から変位と接地圧を用いてせん断抵抗角 φ を推定することができる。

$$\frac{3 \sin \phi}{1 + \sin \phi} \left( \frac{b}{a} \right)^{\frac{3 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} = \frac{M}{a} E \tag{19}$$

図-13 に示すように、礫地盤では平板載荷試験と小型 FWD では M は大きく異なっている。こ

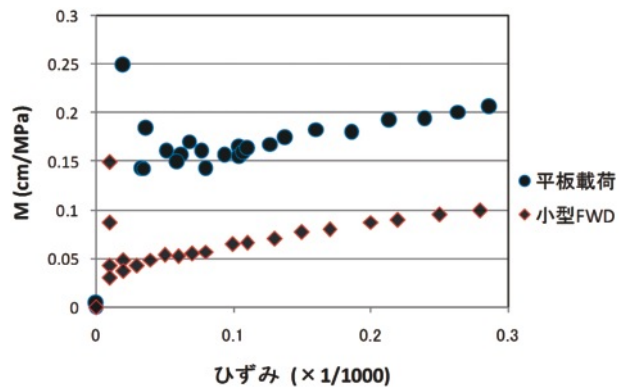


図-13 ひずみと M の関係

これは従来の研究<sup>32)</sup>で示されている動的載荷に起因する要因によるものと考えられる。だが、礫地盤において  $K_{30}$  値に対する  $\gamma$  の値と  $M$  における平板載荷試験と小型 FWD の比を比較すると、この動的載荷の影響は非常に小さいひずみの領域でより大きくなっている。従って非常に小さいひずみの領域での小型 FWD の  $M$  について今後詳細な検討が必要となる。よって、ここでは 2. (1) で示した礫の換算係数  $\gamma (=2)$  を採用し、載荷荷重を  $\gamma$  で除した値を用いることで動的載荷の影響を考慮することとした。以上からここでは動的載荷の影響の少ない平板載荷試験の結果と換算係数  $\gamma$  を用いた小型 FWD 試験の結果により解析を進め、せん断抵抗角  $\phi$  を推定することとした。

以上により礫地盤のような非粘性地盤を対象に式(19)により算定されたせん断抵抗角  $\phi$  と  $M$  の関係から平板載荷試験と小型 FWD 載荷試験の初期段階で  $M$  と変形係数  $E$  の値を求めることでせん断抵抗角  $\phi$  が推定することが可能となった(図-14)。これから非常に小さいひずみ領域で平板載荷試験と小型 FWD による載荷試験の結果に基づき、せん断抵抗角  $\phi$  を推定した(図-15)。これ

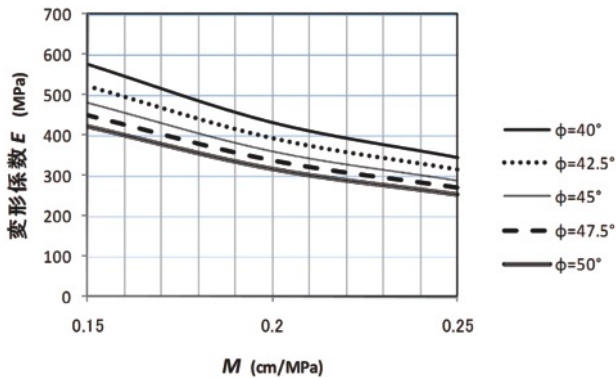


図-14  $M$  と変形係数  $E$  との関係

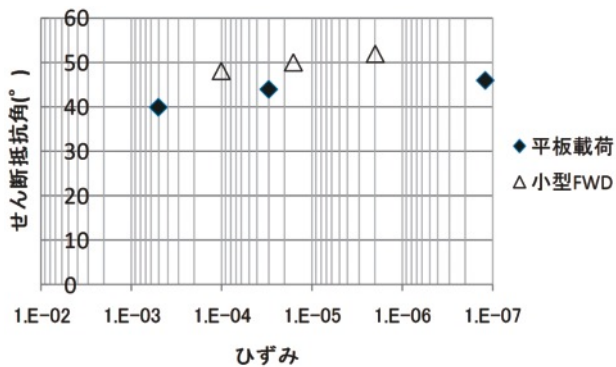


図-15 せん断抵抗角  $\phi$  とひずみの関係

らの値を比較するため、 $5 \times 10^{-5}$  付近のひずみにおけるせん断摩擦角  $\phi$  を代表値とした。また、平板載荷試験によるせん断抵抗角  $\phi$  の推定結果は間隙比に差があるものの三軸圧縮試験結果(44°)に近いことが明らかになった。一方、小型 FWD 載荷試験の結果は三軸圧縮試験の結果よりも大きい値であった。

#### 5.4 理論に用いた仮定の検討

載荷時に発生する円形載荷のくさびの形状を半球体とし、載荷応力が抑え鉄板の載荷中心側から徐々に同心円状に塑性域が拡大すると仮定して非粘性地盤で弾塑性理論によりせん断抵抗角  $\phi$  の推定式を導いた。本研究ではこの推定式によりせん断抵抗角  $\phi$  を用いて載荷の影響が無視できる深さの関係を求めたところ、礫のせん断抵抗角  $\phi$  において載荷板直径の 5 倍以上であり、既往の研究結果と同じような傾向が得られたが、このような理論展開の現実的な妥当性や非常に小さいひずみのレベルで求めたせん断抵抗角  $\phi$  の汎用性についてさらに検討を進めていきたいと考えている。次に、式(19)を実際の応用する場合に問題となるのが変形係数  $E$  の扱いである。ここでは弾性域が塑性域になる微小レベルを対象とする変形係数  $E$  を求めたが、現場において簡易に変形係数  $E$  を推定するためには他の方法を用いるなどの検討が必要である。

#### 6. せん断抵抗角 $\phi$ の利用例

せん断抵抗角  $\phi$  の利用例としてこの値から他の地盤に関する指標として間げき比  $e$  との関係を検討した。せん断抵抗角  $\phi$  と間げき比  $e$  や相対密度  $D_r$ 、凸凹係数  $FU$  など多くの推定事例がある。ここでは礫と砂の非粘性体に関して文献からまとめることとした(図-16)。この図で相対密度  $D_r$  から間げき比  $e$  を推定するにあたり均一な球における理論値である  $e_{max}=0.910$ 、 $e_{min}=0.350$  とした<sup>39)</sup>。また  $FU=0.7$  を採用したのは粒子の形状が三角と四角の間の値による。また、せん断抵抗角  $\phi$  については試験方法の違いで  $\phi$  や  $\phi_a$  など様々な指標があったが、ここでは一律に  $\phi$  として扱っている。以上の結果に加えて、本試験で得られた三軸圧縮試験による値と平板載荷試験と小型 FWD 載荷試験ともひずみレベル  $5 \times 10^{-5}$  の代



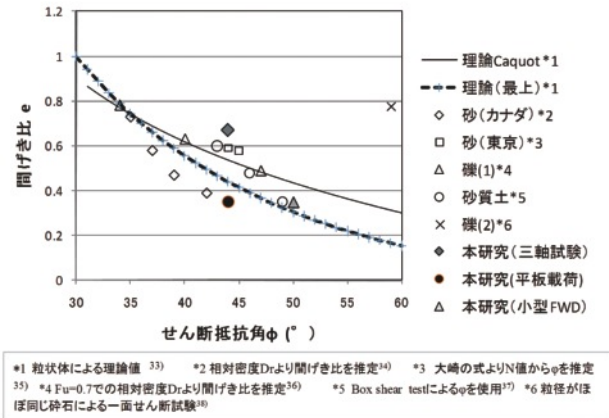


図-16 せん断抵抗角  $\phi$  と間げき比  $e$  の関係

表値を図に示す。これから本試験結果はほぼ妥当な結果が得られていると考える。

## 7. まとめ

本研究では、小型 FWD 利用範囲の拡大のために弾塑性理論による解析方法を構築することを目的に、せん断抵抗角  $\phi$  の推定方法について検討した。小型 FWD と平板載荷試験で抑え鉄板を載荷板の外側に設置しその効果を確認し、平板載荷試験と小型 FWD 載荷試験によって非常に小さいひずみの状態での接地圧と変位を求め、せん断抵抗角  $\phi$  を推定した。そして、圧密排水(CD)三軸圧縮試験で求めたせん断抵抗角  $\phi$  とを比較した。また、せん断抵抗角  $\phi$  と間げき比の関係性を文献から推定した。以上から本研究の推定値とを比較した結果から本方法がほぼ妥当であることを確認した。

本研究で得られた主な知見をまとめると次のとおりである。

- 礫地盤において抑え用鉄板は平板載荷試験と小型 FWD の載荷試験で載荷板外側の地盤の変位を抑制する効果がある。
- 非粘性地盤において、載荷時に発生する円形載荷のくさびの形状を半球体とし載荷応力が抑え鉄板の載荷中心側から徐々に同心円状に塑性域が拡大すると仮定して、弾塑性理論によりせん断抵抗角  $\phi$  の推定式を導いた。
- せん断抵抗角  $\phi$  について圧密排水(CD)三軸圧縮試験で求めた結果と弾塑性理論により推定される結果とを比較した。
- この推定式によりせん断抵抗角  $\phi$  を用いて載荷の影響が無視できる深さの関係を求めたと

ころ、せん断抵抗角  $\phi$  において載荷板直径の 5 倍以上であり、非常に小さいひずみのレベルであるものの既往の研究結果と同じような傾向が得られた。

- せん断抵抗角  $\phi$  の活用方法としてせん断抵抗角  $\phi$  と間げき比の関係を文献から推定し、本研究の推定値とを比較した。この結果から本方法がほぼ妥当であることを確認した。

## 【参考文献】

- 1) 北本幸義, 吉田輝, 川野健一: 落球探査による盛土の施工管理, 土木学会第 64 回年次講演会, Vol.3, pp. 739-740, 2009.
- 2) 古谷弘: 最近の盛土の締固めにみる品質管理の考え方と今後の方向性, 基礎工, 総合土木研究所, pp.18-22, 2009.
- 3) C. v. Gulp, Groenen, J. and Beuving, E., Experience with various types of foundation tests. Proceedings of the 5th International Symposium on Unbound aggregates in roads, Nottingham, pp.239-246, 2000.
- 4) K. P. George: Portable FWD (PRIMA100) for in-situ subgrade evaluation, Final Report (U. S. DOT FHWA & MDOT), pp.36-37, 2006.
- 5) 例えば最上武雄編著: 土質力学, 技報堂, pp.977-987, 1969.
- 6) 地盤工学ハンドブック編集委員会: 地盤工学ハンドブック, 地盤工学会, p.875, 1999.
- 7) 小田匡寛, 古戸幸博: 浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味, 土木学会論文集, vol.321, pp.113-122, 1982.
- 8) 例えば河上房義: 土質力学, 森北出版, pp.120-122, 2001.
- 9) 山口柏樹: 無限土中における空洞押広げの弾塑性解析と応用, 東工大・土木工学科研究報告, No.15, pp.1-11, 1973.
- 10) 岡村未対, 竹村次朗, 木村孟: 砂地盤における円形及び帯基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文集, vol. 463, pp.85-94, 1993.
- 11) A. S. Osman, M. D. Bolton: Simple Plasticity-based prediction of the settlement of shallow circular foundation, *Geotechnique* 55, No.6, pp.435-447, 2005.
- 12) 桑野基史, 上浦正樹, 董勤喜: 小型 FWD と平板載荷の剛性評価に関する一考察, 土木学会第 64 回年次講演会, vol.4, pp.79-80, 2009.
- 13) 上浦正樹, 桑野基史: 小型 FWD を用いた粒状路盤の剛性評価に関する研究, 舗装工学論文集, Vol.14, pp. 122-124, 2009.
- 14) 田附伸一, 島峰徹夫, 関根悦夫, 阿部長門: FWD を

- 用いた鉄道盛土の急速施工管理について, 第 33 回地盤工学研究発表会概要集, pp.2093-2094, 1998.
- 15) 土木学会舗装委員会編: FWD および PFWD 運用の手引き, 土木学会, pp.73-74, 2002.
- 16) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫: 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, pp.253-266, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, 2008.
- 17) 田自米鏡二: 弾性波動論の基本, 槇書店, pp.192-197, 1994.
- 18) 林康久, 岸本和久, 中塚俊介: 弾性表面波の分散性を用いた表面層構造の非破壊評価, 非破壊検査, 第 54 巻, 3 号, pp.152-158, 2005.
- 19) N. Gucunski, R. D. Woods: Numerical simulation of the SASW test, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol.11, pp.213-227, 1992.
- 20) 表面波を用いた舗装構造診断へのアプローチ 小澤良明・松井邦人・松枝富士夫 土木学会舗装工学論文集 第 6 巻, pp.122-131, 2001.
- 21) kamiura M, Nakayama. S: Application of acceleration measurement method for estimating the stiffness of unbound aggregates in roadbed, *Proceedings of 6<sup>th</sup> International Symposium on Pavements Unbound*, pp.125-126, 2004.
- 22) 大崎順彦: 新地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, p.168, 1998.
- 23) 6)と同じ, pp.217-218.
- 24) 17)と同じ, p.193-218.
- 25) 6)と同じ, p.189.
- 26) 13)と同じ, pp.126-132.
- 27) 21)と同じ, pp.128-129.
- 28) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp.136-138, 1981.
- 29) S. P. チェモシエンコ, J. N. グーディア: 弾性論, コロナ社, pp.469-473, 1999.
- 30) 29)と同じ, pp.70-72.
- 31) 15)と同じ, p.74.
- 32) 例えば Tatsuoka, F., Ishihara, M., Benedetto, H., and Kuwano, R.,: Time-dependent deformation characteristics of geomaterials and their simulation, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.2, pp.106-132, 2002.
- 33) 5)と同じ, pp.977-987.
- 34) 前田良刀: 一面せん断試験によるカナダグリッチモンド砂の原位置せん断強度の推定, 土木学会年次講演会, vol.3, pp.93-94, 2004.
- 35) *N* 値の話編集委員会: 改訂 *N* 値の話, 理工図書, p.184, 2004.
- 36) 松岡元: 地盤工学の新しいアプローチ, 京都大学学術出版会, pp.219-223, 2003.
- 37) 村上俊秀, 鈴木素之, 山本哲朗: 砂質土地盤における試作現場せん断試験機の適用性, 山口大学工学部研究報告, Vol.51, No.2, pp.21-29, 2001.
- 38) 福島和彰, 松島亘志, 山田恭央: イメージベース DEM による碎石の一面せん断試験シミュレーション, 第 6 回地盤工学会関東支部発表会講演集, pp.126-128, 2009.
- 39) 35)と同じ, pp.182-183.