

## 論文

速度場法を用いたジオグリッド  
補強基礎地盤の支持力評価

楊 俊傑\* ・落合 英俊\*\*

鈴木 敦巳\*\*\* ・北園 芳人\*\*\*\*

Evaluation of the Bearing Capacity of Geogrid Reinforced  
Foundation Ground Using the Velocity Field MethodYANG Jun jie\*, Hidetoshi OCHIAI\*\*, Atsumi SUZUKI \*\*\*  
and Yoshito KITAZONO\*\*\*\*

## 1. まえがき

著者らは、図-1に示すような有限幅のジオグリッドを地盤内に一層敷設した補強基礎地盤について、一連の模型載荷試験を実施し、その破壊形態、支持力特性、補強の効果およびそれらの相互の関係を調べ<sup>1)~3)</sup>、また、その補強基礎地盤の支持力を評価するために、速度場法を用いた補強土構造物の安定解析法を提案してきた<sup>4)~6)</sup>。本論文は、提案した解析法のジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価に対する有効性について検討を行った。

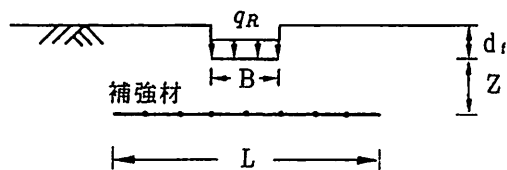


図-1 対象とする補強基礎地盤

2. 速度場法を用いた補強土構造物の安定解析法<sup>6)</sup>

土塊にすべり面を生じて崩壊させるような外力を求める方法の一つとして速度場法がある。速度場法は、仮想仕事法において変位を速度、ひずみを速度成分に置き換えたものである。したがって、すべり面に沿う速度成分およびそれと内力による仕事算定されれば外力が求められる。速度成分は変位の適合と境界条件を満たすことによって決定されるものである。内力と速度成分による内部仕事(内部消散)  $E_s$  はクーロンの破壊基準式と変位の適合条件によって得られる式(1)で算定する<sup>7)</sup>。

$$E_s = c_s V \cos \phi L_s \quad (1)$$

ここに、 $L_s$ はすべり面の長さ、 $V$ はそのすべり面に沿う速度成分、 $c_s$ 、 $\phi$ は土の粘着力と内部摩擦角である。

速度場法を補強土構造物の安定解析に適用する場合には、①補強材を含んだすべり面において補強材の発揮する効果が速度場法において評価できるか、②無補強の場合と同様、仮定された補強土構造物の破壊メカニズムがいかにかに現実の物理現象を忠実に表現できるか、という二つのポイントがあると考えられている。前者の場合は補強土構造物の安定解析への速度場法の適用

平成6年8月3日受付

\*助手 工修 土木環境工学科

\*\*教授 工博 九州大学工学部

\*\*\*教授 工博 土木環境工学科

\*\*\*\*助教授 工博 土木環境工学科

が可能か否かに関わる問題で、後者の場合は得られた解の精度に関わる問題である。

前者の問題、すなわち補強材を含んだすべり面において補強材の発揮する効果については次のように内部消散として評価する。図-2(a)に示すように、運動する剛体が静止剛体に対してすべり面に沿って運動しようとする時、すべり面を横切る補強材に引張り力  $F_T$  が生じる。この引張り力  $F_T$  をすべり面方向の成分  $F_T \sin \theta'$  ( $c_r$  と置く) とすべり面に垂直な方向の成分  $F_T \cos \theta'$  ( $\sigma_r$  と置く) に分けて考える。すなわち、土自身の変形・強度特性 ( $c_s$  や  $\phi$  等) を向上させる化学的地盤改良工法等と違って、図-2(b)に示すように、補強土工法はすべり面に作用する直応力の増加 ( $\sigma_r$ ) による土のせん断抵抗成分 ( $\sigma_r \tan \phi$ ) の増加とすべり面に平行な補強材力の分力 ( $c_r$ ) によるせん断抵抗の増加として評価できる。したがって、運動する剛体ブロックの速度が静止域に対する方向は、補強材を横切るすべり面と補強材なしの土だけのすべり面において、同じく  $\phi$  だけの傾きを持つものと考えられる。そこで、補強材を横切るすべり面では、補強材の効果、補強材によって消費されるエネルギー (内部消散) として評価することができる。この場合の内部消散  $E_r$  の計算は、次式のように補強材力のすべり面に平行な成分を用いれば良い。

$$E_r = c_r V \cos \phi L_s \tag{2}$$

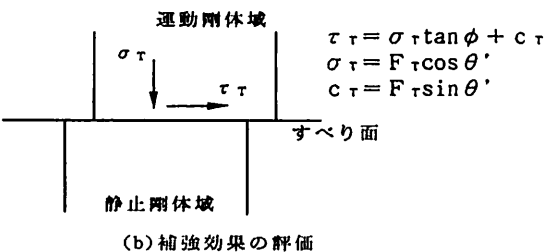
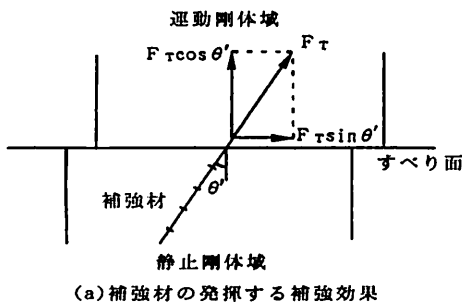


図-2 すべり面と交差する補強材の効果とその評価

ここに、 $L_s$ 、 $V$ 、 $\phi$  は式(1)と同じくそれぞれすべり面の長さ、すべり面に沿う速度成分、土の内部摩擦角であり、 $c_r$  はすべり面の位置ですべり面に平行な補強材力の成分である。

したがって、補強材による内部消散を全内部消散に付加するという簡単な操作によって、速度場法で各種の補強土構造物の安定解析を行うことができる。

一方、後者の問題、すなわち速度場法を用いて比較的簡単に精度の良い解を求めるために、次の二つの方法がある。

一つは速度場法から得られた解がどれほど正解値に近いかは仮定された破壊メカニズムがいかにかに現実の物理現象を忠実に表現しているかにかかっているため、現場における観測例や室内実験の結果から合理的な破壊メカニズムを設定する方法である。

もう一つは、速度場法から得られる解と正解値との位置関係を知るために、変数 ( $X$  とする) を含む破壊メカニズムと可容速度場を仮定し、解析して得られた解 (境界外力) をその変数  $X$  で微分することによって、仮定された破壊メカニズムの中で正解値に最も近い解を求める方法である。

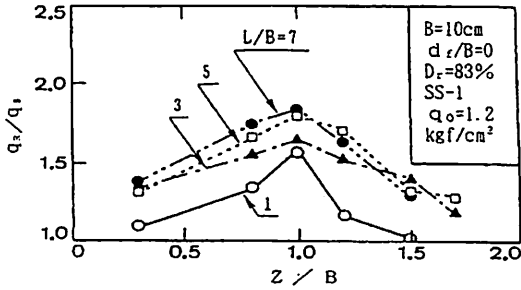
### 3. ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価への適用

速度場法を用いた補強土構造物の安定解析法を適用し、下述のような補強効果を評価したジオグリッド補強基礎地盤の支持力式を求めて、実験結果を用いてその有効性を検証する。

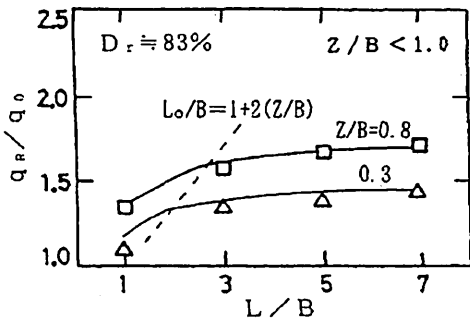
#### 3.1 ジオグリッド補強基礎地盤の支持力載荷試験結果の要約

ジオグリッドを一層敷設した補強基礎地盤に帯状荷重を想定した模型載荷試験 (図-1) を行った。得られた結果は、地盤の密度、基礎の根入れの有無およびジオグリッドの種類と関係なく、次のようにまとめられる<sup>11-13)</sup>。

(1) 図-3(a) は地盤の相対密度  $D_r \approx 83\%$  の場合、補強比  $q_n/q_0$  と補強材敷設深さ比  $Z/B$  との関係を示すものである。補強効果が最大となる補強材の最適敷設深さが存在する。この最適敷設深さ  $Z_0$  は補強材の敷設幅にかかわらず、ほぼ基礎幅  $B$  と同程度 ( $Z_0 \approx B$ ) である。すなわち、補強材を最適敷設深さより浅く敷設した場合 ( $Z < Z_0 \approx B$ )、敷設深さが深くなると補強の効果も大きくなる。しかし、補強材を最適敷設深さより深く敷設した場合 ( $Z > Z_0 \approx B$ )、敷設深



(a) 補強比  $q_R/q_0$  と敷設深さ比  $Z/B$  との関係

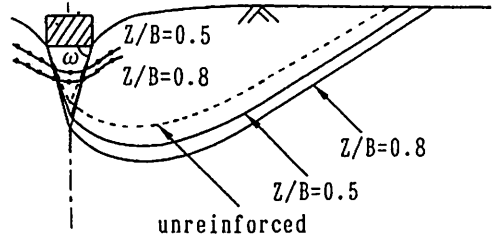


(b) 補強比  $q_R/q_0$  と敷設幅比  $L/B$  との関係 ( $Z/B < 1.0$ )  
 図-3 模型載荷試験の結果 ( $D_r=83\%$ ,  $d_f/B=0$ )

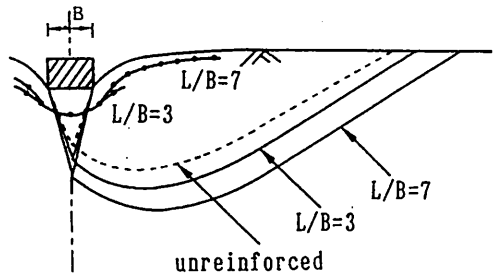
さが深くなると補強の効果は逆に減少する。本論文はジオグリッドを浅く敷設する場合 ( $Z < B$ ) を対象として、補強基礎地盤の支持力を評価する。そして、この場合の補強比  $q_R/q_0$  と敷設幅比  $L/B$  との関係を図-3 (b) に整理した。敷設幅が大きいほど補強効果は大きくなるが、敷設幅比が  $L_0/B$  (効率的な敷設幅比と呼ぶ) までは補強効果が顕著に増加し、敷設幅比が  $L_0/B$  以上になると増加率が小さくなる。

(2) 最適敷設深さ ( $Z_0 \approx B$ ) を境にして、補強基礎地盤の破壊形態が二つに分けられる。補強材を最適敷設深さより浅く敷設した場合 ( $Z < Z_0 \approx B$ )、補強基礎地盤は補強材を横切る形で破壊する (形態1)。補強材を最適敷設深さより深く敷設した場合 ( $Z > Z_0 \approx B$ )、補強基礎地盤は補強材上面で破壊する (形態2)。

形態1の場合 ( $Z < B$ ) のすべり面と補強材敷設深さ、敷設幅との関係を図-4 に示す。敷設深さと敷設幅が増加するとすべり面が大きくなる。つまり、図-3 のように補強効果は敷設深さと敷設幅の両方に影響される。



(a) 敷設深さが異なる場合 ( $L/B=3$ )



(b) 敷設幅が異なる場合 ( $Z/B=0.5$ )

図-4 実験終了後の地盤断面の変形状況により求められたすべり面 (破壊形態1)

なお、効率的な敷設幅比  $L_0/B$  については次のように考えられる。

補強材敷設深さ比  $Z/B < 1$  の場合、図-4 に示すように補強基礎地盤は補強材を横切る形ですべり面が生じるため、土くさびより外の領域にある補強材には引張り力が生じ、補強効果は補強材の引抜き挙動にも支配される。この引抜き抵抗は、敷設幅比  $L/B$  と補強材上面に作用している鉛直応力が大きければ大きいほど大きい。ところで、補強材上面に作用する鉛直応力  $\sigma$  は、次式のように土被り圧 [ $\gamma(Z+df)$ ] と載荷重  $q_R$  によって補強材上面に伝播された鉛直応力  $\sigma_z$  の和で表される。

$$\sigma = \gamma(Z+df) + \sigma_z \tag{3}$$

ここに、 $\sigma$  は深さ  $Z$  に敷設された補強材の上面に作用する鉛直圧力、 $\gamma$  は土の単位体積重量、 $df$  は基礎の根入れ深さ、 $\sigma_z$  は載荷重  $q_R$  によって補強材上面に伝播された鉛直応力である。

式(3)の右辺第1項は土被り圧で、補強材全幅にわたって作用しているが、第2項は載荷重によって伝播

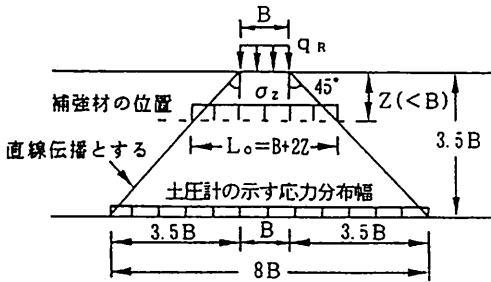


図-5 荷重伝播の模式図

されるもので、図-5に示すようにある幅内に分布している。この分布幅内に敷設された補強材には荷重による鉛直応力が作用するので、分布幅内では補強材の引抜き抵抗力が大きく、補強効果も大きい。この分布幅を前述した効率的な敷設幅 $L_o$ とする。

荷重の地盤内の分布幅と鉛直応力は、図-5に示すように荷重が直線的に伝播するという仮定のもとで近似的に計算される。荷重端から広がる角度を $45^\circ$ 、 $30^\circ$ にとったり、また2:1法という鉛直方向2に対して水平方向1にとったりする<sup>9)</sup>。本論文では荷重の伝播角度を $45^\circ$ とする。これは、土槽底面に設置された土圧計の示した応力分布幅(約 $8B$ )と一致するからである<sup>11) 13)</sup>。そして、幅 $B$ の帯状荷重 $q_R$ が深さ $Z$ の位置に伝播する鉛直応力 $\sigma_z$ とその分布幅 $L_o$ は次式で与えられる。

$$\sigma_z = \frac{B}{B + 2Z} q_R \quad (4)$$

$$L_o = B + 2Z \quad (5)$$

ここに、 $\sigma_z$ は荷重による地盤内の鉛直応力、 $B$ は基礎幅、 $Z$ は深さ(補強材)、 $q_R$ は荷重、 $L_o$ は伝播された鉛直応力の分布幅(補強材の効率的な敷設幅)である。

式(5)より補強材の効率的な敷設幅比 $L_o/B$ が次式で表される。

$$L_o/B = 1 + 2(Z/B) \quad (6)$$

式(6)から分かるように、補強材の効率的な敷設幅比 $L_o/B$ は敷設深さによって異なり、敷設深さが浅い場合は小さく、深い場合は大きい。この結果を図-3(b)において点線で示した。点線の左側は荷重の伝播幅内に敷設されたことを意味し、敷設幅の増加に伴う補強効果の増加割合が大きい。点線の右側の敷設幅の

場合、幅の増加に伴う補強効果の増加割合が小さい。

### 3. 2 ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価

速度場法を補強土構造物の安定解析に適用する場合、解き方等は従来の方法<sup>1)</sup>と同じであるが、補強材を横切るすべり面では補強材による内部消散を計算し、それを全内部消散に加えれば良い。

#### 3. 2. 1 破壊メカニズムと可容速度場の設定

図-4に示すような模型荷重試験の結果に基づいて、ジオグリッド補強基礎地盤の破壊メカニズムと可容速度場を設定する。

図-4より補強基礎地盤の破壊形態について次の結論が得られる<sup>11)</sup>。

- ① 破壊形態は無補強基礎地盤のそれに相似である。
- ② 基礎直下での破壊はジオグリッドを横切る形で生じる。
- ③ 破壊域は無補強基礎地盤より大きくなる。
- ④ 基礎直下に生じる土くさび角度 $\omega$ はジオグリッドの敷設深さおよび敷設幅とともに大きくなる。

なお、根入れのある補強基礎地盤の場合には、土やり圧の効果を等価サーチャージ荷重( $\gamma d_i$ )として考えれば、実験結果<sup>11)</sup>より地表面荷重の場合と同様なすべり面が生じると考えてよい。

速度場法を適用して支持力を求めるために、図-4に示すような実験結果を数学的に表現し直してから可容速度場を設定する。

上記の結論①、②、③、④より、無補強地盤の支持力解析に用いられている破壊メカニズムを参照して、図-6に示すような、無補強の場合の破壊メカニズムに相似な破壊メカニズムを設定する<sup>9)</sup>。破壊域拡大の効果(上記の結論③)を、基礎直下に生じる土くさび角度が補強材敷設によって大きくなるとして評価する。すなわち、無補強の場合の土くさび角を $\omega_0$ とすると、補強の場合の土くさび角 $\omega$ は次式のように $\omega_0$ 、補強材の許容伸びひずみ $\varepsilon_0$ 、引張り強度 $F_u$ 、土との摩擦特性 $\delta$ 、敷設幅比 $L/B$ 、敷設深さ比 $Z/B$ および土くさびの側面が生じる引張り力 $F_{Tmax}$ によって異なる(上記の結論④により)と考えられる。

$$\omega = f(\omega_0, \varepsilon_0, F_u, \delta, L/B, Z/B, F_{Tmax}) \quad (7)$$

上式の具体的な関数形は3. 2. 3節で検討する。

一方、図-6に示すように、土くさび面に作用する補強材の引張り力 $F_{Tmax}$ が土くさびの貫入に抵抗する。

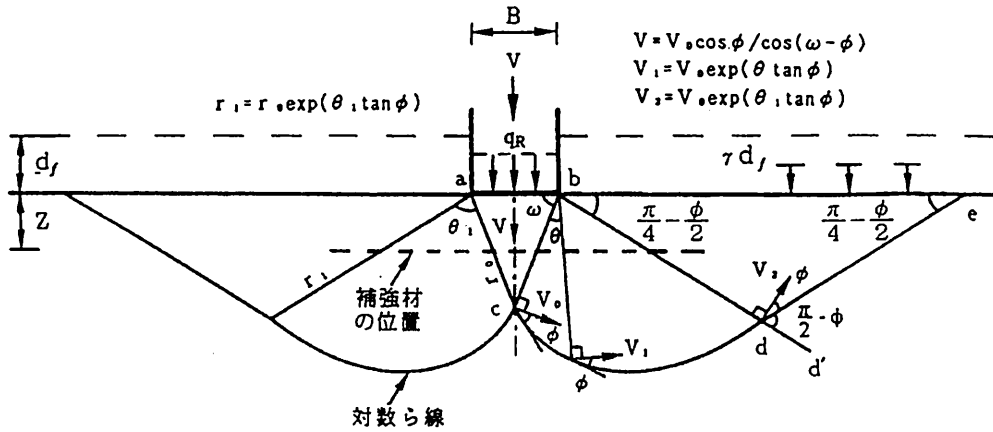


図-6 破壊メカニズムと可容速度場

この抵抗を補強材のせん断抵抗の効果と呼ぶことにする。このせん断抵抗の効果は速度場法においては内部消散として考える。

図-6に示すような破壊メカニズムが可容速度場となるように、次のように考える。

土くさびが基礎とともにVの速度で下がる時、過渡域、すなわち対数らせんの初期速度( $\theta = 0$ のとき)を $V_0$ とする。 $V_0$ は変位の適合条件から対数らせんcdの接線と $\phi$ の角度をもつ。速度Vはbc面を通過した後、 $V_0$ となるので、bc面では速度が不連続となり、変位の境界条件から、土くさびの速度V、bc面の速度 $V_{bc}$ および対数らせんの初期速度 $V_0$ の間には、図-7のようなホトグラフに示される関係が成り立っている。

各速度は次式のように $V_0$ によって表される。

$$V = \frac{V_0 \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \quad (8)$$

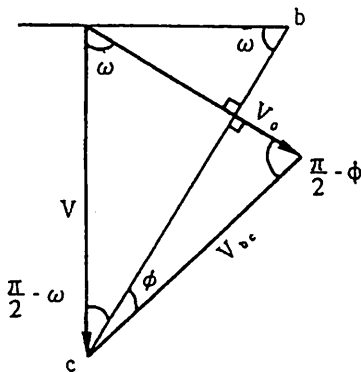


図-7 V,  $V_0$ ,  $V_{bc}$ の関係 (ホトグラフ)

$$V_{bc} = \frac{V_0 \sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} \quad (9)$$

初期速度 $V_0$ ( $\theta = 0$ の時)をもつ対数らせん( $r = r_0 \exp(\theta \tan \phi)$ )に沿って任意の位置( $\theta$ )での速度を $V_1$ とすると、bcdは対数らせんであるので、

$$V_1 = V_0 \exp(\theta \tan \phi) \quad (10)$$

との関係が成立し、また、 $\theta = \theta_1$ を上式に代入して対応する速度 $V_2$ は、次式で表される<sup>7), 10)</sup>。

$$V_2 = V_0 \exp(\theta_1 \tan \phi) \quad (11)$$

直線deと対数らせんbcdはd点で滑らかに接するので、剛体ブロックbdeのde面に沿う速度は $V_2$ となる。 $V_2$ の方向は図-6に示すように変位の適合条件よりde面となす角が $\phi$ となる。

これで、V,  $V_0$ ,  $V_1$ および $V_2$ は可容速度場を構成する。この可容速度場に基づいて、全外力仕事と全内部消散を求め、両者を等値して境界外力である支持力 $q_R$ を求められる。

### 3. 2. 2 支持力評価式

図-6に示している可容速度場に基づいて、ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価式を誘導する。

#### 1) 角度・線分長・面積の計算

図-6を参照して角度、線分長、面積を計算する。

##### ① 角度

$$(1) \angle abc = \omega \quad (2) \angle cbd = \theta_1$$

$$(3) \angle e d d' = \frac{\pi}{2} - \phi$$

$$(4) \angle b e d = \frac{1}{2} \angle e d d'$$

したがって、

$$(5) \angle b e d = \angle e b d = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

$$(6) \omega + \theta_1 = \frac{3}{4}\pi + \frac{\phi}{2}$$

$$(7) \theta_1 = \frac{3}{4}\pi + \frac{\phi}{2} - \omega$$

② 線分長

$$(1) \overline{a b} = B \quad (2) \overline{b c} = r_0 = \frac{B}{2 \cos \omega}$$

$$(3) \overline{b d} = r_1 = r_0 \exp(\theta_1 \tan \phi)$$

$$(4) \overline{b e} = \frac{r_1 \cos \phi}{\sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})}$$

$$(5) \overline{d e} = \frac{r_1 \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})}{\sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})}$$

③ 面積

$$(1) \Delta a b c = \frac{1}{4} B^2 \tan \omega$$

$$(2) \Delta b d e = \frac{1}{2} \overline{b e} r_1 \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$$

2) 全内部消散の計算

図-6に示すように可容速度場は対称であるので、右半分の内部消散を考えてその2倍を全内部消散とす

る。すなわち、直線すべり面 $\overline{bc}$ 、対数らせり面 $\overline{cd}$ およびその動径すべり面、直線すべり面 $\overline{de}$ での内部消散を考える。

各すべり面での内部消散 $E_i$ は式(1)あるいは式(2)によって計算される。

①直線すべり面 $\overline{bc}$

$\overline{bc}$ 面に沿う速度成分 $V_{bc}$ は式(9)に表されている。その線分長を用いて土による内部消散は次式のように算定される。

$$E_{bc} = c_s V_{bc} \cos \phi \overline{bc}$$

$$= c_s V_0 B \frac{\sin \omega \cos \phi}{2 \cos(\omega - \phi) \cos \omega} \quad (12)$$

一方、図-6に示すように、土くさびの側面(直線すべり面 $\overline{bc}$ )と過渡域(動径すべり面)を交差する補強材がエネルギーを消費すると考えられるが、ここでは、簡単のため、図-8に示すように、敷設された補強材を土くさび側面に働く引張り力 $F_{Tmax}$ に置き換えて考える。すなわち、せん断抵抗の効果として土くさび側面での補強材敷設による内部消散だけ考える。

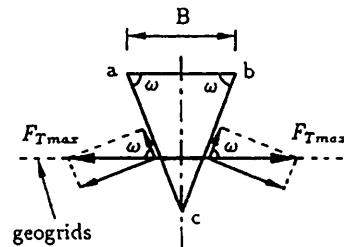


図-8  $\overline{bc}$ 面に平行なジオグリッドの引張り力の成分

図-8より土くさび側面に平行な補強材力の成分 $c_T$ が

$$c_T = (F_{Tmax} / \overline{bc}) \cos \omega \quad (13)$$

と求められるため、補強材による内部消散 $E_{bcT}$ は次式となる。

$$E_{bcT} = c_T V_{bc} \cos \phi \overline{bc}$$

$$= F_{Tmax} V_0 \frac{\sin \omega \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \quad (14)$$

② 動径すべり面

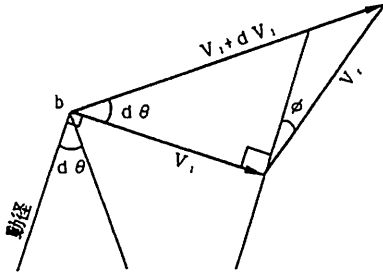


図-9 動径すべり面に沿う速度成分  $V_r$

動径すべり面に沿う速度成分  $V_r$  は図-9 に示すように

$$V_r = V_1 \frac{d\theta}{\cos\phi} \tag{15}$$

となるため、動径すべり面での内部消散  $E_r$  は次式になる。

$$\begin{aligned} E_r &= \int c_s V_r \cos\phi r = \int c_s V_1 r d\theta \\ &= c_s V_0 r_0 \frac{\exp(2\theta_1 \tan\phi) - 1}{2 \tan\phi} \\ &= c_s V_0 B \frac{\exp(2\theta_1 \tan\phi) - 1}{4 \tan\phi \cos\omega} \end{aligned} \tag{16}$$

③ 対数らせり面  $\overline{cd}$

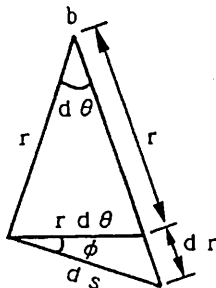


図-10 対数らせりに沿う内部消散

対数らせり面  $\overline{cd}$  に沿う速度成分は  $V_1$  であり、内部消散は図-10を参照して積分で計算される。

$$E_{cd} = \int c_s V_1 \cos\phi ds \tag{17}$$

図-10により  $ds = r d\theta / \cos\phi$  が得られ、 $V_1$  の表示とともに上式に代入して整理すると、

$$E_{cd} = \int c_s V_1 r d\theta = E_r \tag{18}$$

となる。

④ 直線すべり面  $\overline{de}$

$\overline{de}$  面に沿う速度成分は  $V_2$  であるため、

$$\begin{aligned} E_{de} &= c_s V_2 \cos\phi d\epsilon \\ &= c_s V_0 B \frac{\cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos\phi}{2 \cos\omega \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \exp(2\theta_1 \tan\phi) \end{aligned} \tag{19}$$

⑤ 全内部消散

全内部消散は各すべり面上の内部消散の代数和となる。

$$E_{total} = 2 E_{bc} + 2 E_{bcr} + 2 E_r + 2 E_{cd} + 2 E_{de}$$

$$= 2 c_s V_0 B \frac{\sin\omega \cos\phi}{2 \cos(\omega - \phi) \cos\omega}$$

$$+ 2 F_{Tmax} V_0 \frac{\sin\omega \cos\phi}{\cos(\omega - \phi)}$$

$$+ 2 c_s V_0 B \frac{\exp(2\theta_1 \tan\phi) - 1}{4 \tan\phi \cos\omega}$$

$$+ 2 c_s V_0 B \frac{\exp(2\theta_1 \tan\phi) - 1}{4 \tan\phi \cos\omega}$$

$$+ 2 c_s V_0 B \frac{\cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos\phi}{2 \cos\omega \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \exp(2\theta_1 \tan\phi)$$

(20)

## 3) 全外力仕事の計算

図-6に示すような外力(載荷重 $q_R$ とサーチャージ圧 $\gamma d_f$ )による仕事とすべり面に囲まれている土塊の自重による仕事の和を全外力仕事とする。

外力仕事の計算は式(2)に従う。

$$\text{外力仕事} = (\text{力 or 重量}) \times (\text{その方向の速度}) \quad (2)$$

① 載荷重 $q_R$ による仕事 $W_q$ 

$$W_q = q_R B V = q_R V_0 B \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \quad (2)$$

② サーチャージ圧 $\gamma d_f$ による仕事

$$W_q = \gamma d_f \overline{b} e V_2 \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = -V_0 B \gamma d_f \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos \phi}{2 \cos \omega \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \exp(2 \theta_1 \tan \phi) \quad (2)$$

## ③ 土塊自重による仕事

三角形ブロック $abc$ による仕事 $W_{abc}$ ;

$$W_{abc} = \gamma \Delta abc V = V_0 B \gamma B \frac{\tan \omega \cos \phi}{4 \cos(\omega - \phi)} \quad (2)$$

三角形ブロック $bde$ による仕事 $W_{bde}$ ;

$$W_{bde} = \gamma \Delta bde V_2 \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = -V_0 B \gamma B \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos \phi}{8 \cos^2 \omega \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \exp(3 \theta_1 \tan \phi) \quad (2)$$

ブロック $bcd$ による仕事 $W_{bcd}$ ;

図-11を参照して積分で $W_{bcd}$ を求める。

$$\begin{aligned} W_{bcd} &= \int -\frac{1}{2} r d\theta r \gamma V_1 \cos[\pi - (\omega + \theta)] \\ &= -V_0 B \gamma B \frac{\left[3 \tan \phi \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)\right] \exp(3 \theta_1 \tan \phi) + 3 \tan \phi \cos \omega + \sin \omega}{8 \cos^2 \omega (1 + 9 \tan^2 \phi)} \end{aligned} \quad (2)$$

## ④ 全外力仕事

$$\begin{aligned} W_{total} &= W_q + 2W_q + W_{abc} + 2W_{bde} + 2W_{bcd} \\ &= q_R V_0 B \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} - 2V_0 B \gamma d_f \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos \phi}{2 \cos \omega \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \exp(2 \theta_1 \tan \phi) \\ &\quad + V_0 B \gamma B \frac{\tan \omega \cos \phi}{4 \cos(\omega - \phi)} - 2V_0 B \gamma B \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos \phi}{8 \cos^2 \omega \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \exp(3 \theta_1 \tan \phi) \\ &\quad - 2V_0 B \gamma B \frac{\left[3 \tan \phi \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)\right] \exp(3 \theta_1 \tan \phi) + 3 \tan \phi \cos \omega + \sin \omega}{8 \cos^2 \omega (1 + 9 \tan^2 \phi)} \end{aligned} \quad (2)$$

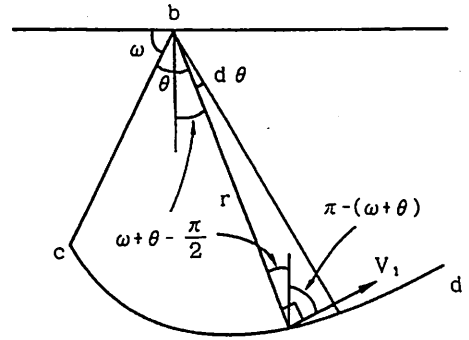


図-11 対数らせりすべり域の自重による仕事の計算



4) 支持力評価式

全外力仕事と全内部消散を等値して、そこから求められた境界外力を支持力の上界値とする。

$$W_{total} = E_{total}$$

29

式(27) ( $W_{total}$ ) と式(20) ( $E_{total}$ ) を上式に代入すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} & q_R V_0 B \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} - 2 V_0 B \gamma d_f \frac{\sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos \phi}{2 \cos \omega \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \exp(2 \theta_1 \tan \phi) \\ & + V_0 B \gamma B \frac{\tan \omega \cos \phi}{4 \cos(\omega - \phi)} - 2 V_0 B \gamma B \frac{\sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos \phi}{8 \cos^2 \omega \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \exp(3 \theta_1 \tan \phi) \\ & - 2 V_0 B \gamma B \frac{[3 \tan \phi \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) - \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})] \exp(3 \theta_1 \tan \phi) + 3 \tan \phi \cos \omega + \sin \omega}{8 \cos^2 \omega (1 + 9 \tan^2 \phi)} \\ & = 2 c_s V_0 B \frac{\sin \omega \cos \phi}{2 \cos(\omega - \phi) \cos \omega} + 2 F_{Tmax} V_0 \frac{\sin \omega \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} + 2 c_s V_0 B \frac{\exp(2 \theta_1 \tan \phi) - 1}{2 \tan \phi \cos \omega} \\ & + 2 c_s V_0 B \frac{\cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos \phi}{2 \cos \omega \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \exp(2 \theta_1 \tan \phi) \end{aligned}$$

30

上式において、左辺第1項の  $q_R$  が求めようとする境界外力であるため、左辺と右辺を ( $V_0 B \cos \phi / \cos(\omega - \phi)$ ) で割ると、左辺第1項は  $q_R$  となる。また、左辺第2項は  $-\gamma d_f$  の項となり、 $N_q$  と定義する。左辺第3, 4, 5項は  $-\gamma B$  の項となり、 $-\gamma B / 2$  で各項をくくることができ、残りの項の和を  $N_\gamma$  と定義する。右辺の第2項は  $(F_{Tmax} / B) \sin 2 \omega$  となる。第1, 3, 4項は  $c_s$  の項となり、 $c_s$  で各項をくくって、残りの項の和を  $N_c$  と定義する。

左辺第1項  $q_R$  以外の項を右辺に移動すれば、補強基礎地盤の支持力評価式が次式のように得られる。

$$q_R = c_s N_c + \gamma d_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \frac{F_{Tmax}}{B} \sin 2 \omega$$

30

ここに、 $F_{Tmax}$  は土くさび面に働くジョグリッドの引張り力、 $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$  は補強基礎地盤の支持力係数で、 $\phi$ 、 $\omega$  の関数であり、次式で与えられる。

$$N_c = \frac{\cos(\omega - \phi)}{\cos \omega \sin \phi} \left\{ \frac{\sin \omega \sin \phi}{\cos(\omega - \phi)} - 1 + (1 + \sin \phi) \exp\left[\left(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\omega\right) \tan \phi\right] \right\} \quad (31a)$$

$$N_q = \frac{\cos \phi \cos(\omega - \phi)}{(1 - \sin \phi) \cos \omega} \exp\left[\left(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\omega\right) \tan \phi\right] \quad (31b)$$

$$N_r = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cos(\omega - \phi)}{2 \cos^2 \omega} \exp\left[\frac{3}{2}\left(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\omega\right) + \tan \phi\right] + \frac{\cos(\omega - \phi)}{2 \cos^2 \omega (1 + 9 \tan^2 \phi) \cos \phi} \left\{ \left[ 3 \tan \phi \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \exp\left[\frac{3}{2}\left(\frac{3}{2}\pi + \phi - 2\omega\right) \tan \phi\right] + 3 \tan \phi \cos \omega + \sin \omega \right\} - \frac{1}{2} \tan \omega \quad (31c)$$

上式に基づいて補強基礎地盤の支持力係数表を作成し、表-1に示し、また、一例として $\phi=30^\circ$ の場合の支持力係数を図-12に示す。

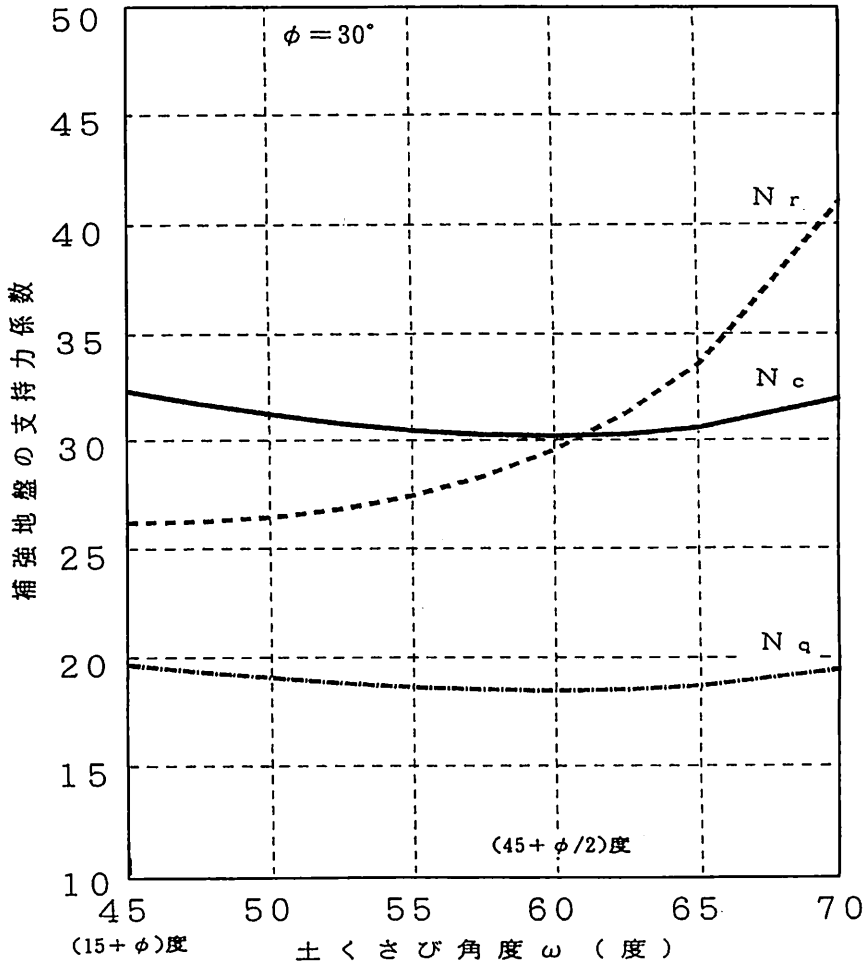


図-12 補強基礎地盤の支持力係数 (φ=30度)

表-1 補強基礎地盤の支持力係数

$\phi$	N	$\omega$	45	47.5	50	52.5	55	57.5	60	62.5	65
			30	Nc	32.28	31.69	31.18	30.75	30.43	30.22	30.14
	Nq	19.64	19.29	19.00	18.75	18.57	18.45	18.40	18.45	18.62	
	Nr	26.16	26.20	26.39	26.78	27.39	28.28	29.52	31.21	33.51	
$\phi$	N	$\omega$	47	50	52.5	55	57.5	60	62.5	65	67.5
			32	Nc	37.92	37.07	36.48	36.01	35.68	35.51	35.53
	Nq	24.69	24.60	24.16	23.79	23.29	23.19	23.20	23.36	23.72	
	Nr	36.16	36.28	36.66	37.34	38.40	39.92	42.04	44.97	49.02	
$\phi$	N	$\omega$	49	52.5	55	57.5	60	62.5	65	67.5	70
			34	Nc	44.92	43.73	43.06	42.55	42.25	42.17	42.38
	Nq	31.30	30.50	30.04	29.70	29.50	29.44	29.58	29.97	30.67	
	Nr	50.38	50.69	51.41	52.63	54.48	57.13	60.85	66.06	73.42	
$\phi$	N	$\omega$	50	52.5	55	57.5	60	62.5	65	67.5	70
			35	Nc	49.06	48.09	47.29	46.67	46.27	46.12	46.29
	Nq	35.35	34.67	34.11	33.68	33.40	33.30	33.41	33.81	34.56	
	Nr	59.68	59.89	60.60	61.89	63.92	66.87	71.06	76.96	85.35	
$\phi$	N	$\omega$	52	55	57.5	60	62.5	65	67.5	70	72.5
			37	Nc	58.97	57.67	56.64	56.00	55.66	55.71	56.23
	Nq	45.43	44.37	43.68	43.20	42.94	42.98	43.37	44.32	45.72	
	Nr	84.51	85.09	86.48	88.86	92.51	97.83	105.44	116.38	132.39	
$\phi$	N	$\omega$	54	57.5	60	62.5	65	67.5	70	72.5	75
			39	Nc	71.65	69.67	68.66	68.03	67.88	68.30	69.48
	Nq	59.02	57.42	56.60	56.09	55.97	56.31	57.26	59.04	62.00	
	Nr	121.33	122.81	125.50	129.95	136.69	146.55	160.90	182.10	214.50	
$\phi$	N	$\omega$	55	57.5	60	62.5	65	67.5	70	72.5	75
			40	Nc	79.33	77.69	76.43	75.61	75.31	75.66	76.84
	Nq	67.57	66.19	65.13	64.45	64.20	64.49	65.47	67.40	70.69	
	Nr	146.25	147.38	150.17	155.05	162.62	173.85	190.34	214.83	252.35	
$\phi$	N	$\omega$	57	60	62.5	65	67.5	70	72.5	75	77.5
			42	Nc	98.24	95.85	94.48	93.78	93.87	95.00	97.50
	Nq	89.45	87.31	86.07	85.44	85.52	86.54	88.79	92.82	99.61	
	Nr	215.44	218.41	224.10	233.61	248.23	270.15	303.08	353.93	436.71	

式(30)右辺の前3項は無補強地盤の支持力公式と同じ形となるが、破壊域拡大の効果を表している支持力係数が異なる。すなわち、式(31)における $\omega$ が補強時の土くさび角である。この $\omega$ は式(7)のように無補強地盤の土くさび角 $\omega_0$ 、補強材の許容伸びひずみ、引張り強度、土との摩擦特性、敷設幅、敷設深さおよび $F_{Tmax}$ によって異なり、破壊域拡大の効果を表してい

る。

式(30)右辺の第4項はせん断抵抗の効果を表している。

すなわち、提案した補強基礎地盤の支持力評価式(式(30)と式(31))に、補強材敷設による破壊域拡大の効果とせん断抵抗の効果を考慮している。

補強材を敷設しない無補強の場合、この二つの効果

がなくなるので、式(30)において、第4項がなくなると同時に、土くさび角 $\omega$ は式(7)より、無補強の場合の $\omega_0$ となる。したがって、無補強の場合の支持力評価式は次式ようになる。

$$q_0 = c_s N_{c0} + \gamma d_f N_{q0} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma 0} \quad (32)$$

支持力係数 $N_{c0}$ 、 $N_{q0}$ 、 $N_{\gamma 0}$ は式(31)において $\omega$ を $\omega_0$ で置換することによって得られ、Chen<sup>10)</sup>の提案した支持力係数と同じになる。

無補強の場合の土くさび角 $\omega_0$ は支持力 $q_0$ を最小とするように決められる。すなわち、図-12において、支持力係数 $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ が同時に最小となるときに土くさび角 $\omega$ が無補強の場合の $\omega_0$ となり、対応する $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ は無補強の場合の支持力係数 $N_{c0}$ 、 $N_{q0}$ 、 $N_{\gamma 0}$ となる。しかし、図-12に示すように、同一な $\omega$ に対応する $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ が同時に最小になるのではなく、 $N_\gamma$ は $\omega = \phi + 15$  (度)、 $N_c$ と $N_q$ は $\omega = 45 + \phi / 2$ のとき、それぞれ最小値をとる。したがって、最小の支持力 $q_0$ を与える $\omega_0$ は、支持力係数の大小だけでなく、それらの重み ( $c_s$ 、 $\gamma d_f$ および $\gamma B / 2$ ) の相対的な大小にも支配される。Chenは次のように提案している。

$$\frac{\gamma B}{2 c_s} > 0.1 : \omega_0 = (15 + \phi) \text{度} \quad (33a)$$

$$\frac{\gamma B}{2 c_s} \leq 0.1 : \omega_0 = (45 + \frac{\phi}{2}) \text{度} \quad (33b)$$

また、上記のような土くさび角 $\omega_0$ を用いて支持力を計算する場合、誤差は5%以内になるといわれている<sup>10)</sup>。

そこで、図-12において、無補強時の土くさび角 $\omega_0$ がある位置に対して、補強の場合の土くさび角 $\omega$ は、式(7)に従い次第その $\omega_0$ の右側に位置する。なお、図-12に示すように、支持力係数 $N_c$ と $N_q$ の最小値を与える土くさび角が $(45 + \phi / 2)$ であり、これは、普通 $(15 + \phi)$ より大きいので、 $\omega_0$ を $(15 + \phi)$ とする場合に、土くさび角 $\omega$ に対応する補強基礎地盤の支持力係数 $N_c$ 、 $N_q$ は $\omega_0 (= 15 + \phi)$ に対応する無補強の場合の支持力係数 $N_{c0}$ 、 $N_{q0}$ に比べて小さくなることもあるが、この場合 ( $\gamma B / 2 c_s > 0.1$ )、重みが大きい項の $N_\gamma$ が大きくなるので、補強基礎地盤の

支持力として無補強の場合より大きくなる。

土くさび角 $\omega$ は破壊メカニズムを観察した模型載荷試験の結果を利用して決定する。

土くさび側面に働くジオグリッドの引張り力 $F_{Tmax}$ と補強時の土くさび角 $\omega$  (式(7)) が与えられれば表-1から補強基礎地盤の支持力係数を読み取って式(30)で補強基礎地盤の支持力を算定できる。

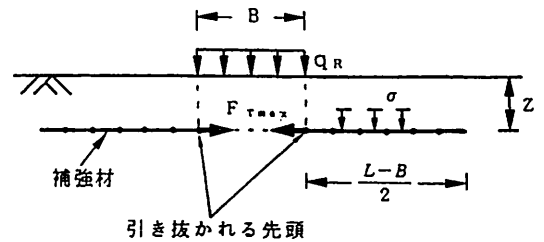
次節では、パラメータ $F_{Tmax}$ と $\omega$ の定め方を述べる。

### 3. 2. 3パラメータの定め方

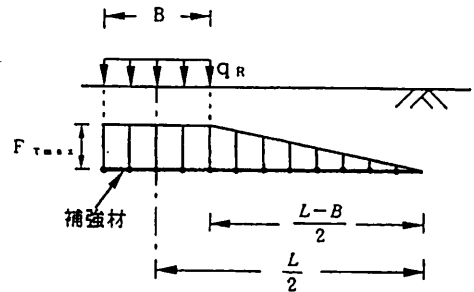
#### 1) ジオグリッドの最大引張り力 $F_{Tmax}$ について

本論文は、補強土の現在の实用設計法<sup>11)</sup>と同じ考えを用いて極限状態で発生するであろう補強材の引張り力を想定した上で速度場法を利用するものである。

まず、ジオグリッドの地盤内における引抜き状態に



(a) 補強材の引抜き状態の仮定



(b) 補強材に生じる引張り力の分布の仮定

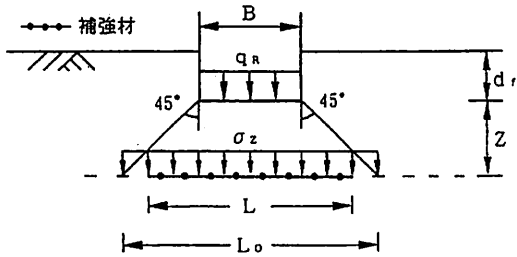
図-13 地盤内における補強材の状態と生じる引張り力の分布の仮定

ついて考える。図-13(a)に示すように、極限状態時、地盤内におけるジオグリッドは基礎端から引き抜かれる状態にあり、基礎直下におけるジオグリッドに最大の引張り力  $F_{Tmax}$  が生じ、補強材の端には引張り力が生じないと考えられる<sup>12)</sup>。したがって、引抜き状態にあるジオグリッドに生じた引張り力は図-13(b)に示すように直線的に分布していると仮定することができる<sup>13)、14)</sup>。この場合、引抜き試験の結果を利用した次式を用いてジオグリッドの最大引張り力  $F_{Tmax}$  が算定できる<sup>15)</sup>。

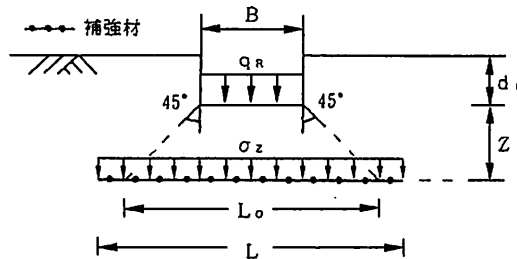
$$F_{Tmax} = \tau_{max}(L - B) = \sigma(L - B) \tan \delta \quad (34)$$

ここでは簡便的に、 $\tau_{max}$ は最大引抜きせん断応力、 $\sigma$ はジオグリッドの上面に作用する平均的な鉛直応力、 $\delta$ は土とジオグリッドの平均的な摩擦角を用いる。

$\delta$ は引抜き試験の結果から求められ、 $\sigma$ は次のように推定される。



(a) 敷設幅  $L \leq L_o$  の場合



(b) 敷設幅  $L > L_o$  の場合

図-14 載荷重による補強材上面に作用する平均鉛直応力  $\sigma_z$

図-14(a)に示すように、補強材を効率的な敷設幅  $L_o$ 以内の範囲 ( $L \leq L_o$ ) に敷設した場合、補強材全長にわたってその上面に伝播荷重が作用している。そこで、補強材上面に働く平均鉛直応力は式(4)を式(3)に代入することによって算定できる。

$$\sigma = \gamma(d_f + Z) + \frac{B}{B + 2Z} q_R \quad (L \leq L_o) \quad (35)$$

一方、補強材の敷設幅  $L$  は効率的な敷設幅  $L_o$  より長い場合 ( $L > L_o$ )、図-14(b)に示すように、その長い分 ( $L - L_o$ ) だけは載荷重の影響を受けないが、引抜き試験の結果を利用し、ジオグリッドの最大引張り力を推定するために、敷設幅  $L$  の範囲で載荷重による鉛直応力を等分布させる。

$$q_R B = \sigma_z L \quad (36)$$

よって敷設幅  $L (> L_o)$  の補強材に作用する載荷重による等分布圧力  $\sigma_z$  は次式になる。

$$\sigma_z = \frac{B}{L} q_R \quad (37)$$

上式を式(3)に代入すれば、 $L > L_o$  の場合の補強材の上面に加わる鉛直応力が次式で算定できる。

$$\sigma = \gamma(d_f + Z) + \frac{B}{L} q_R \quad (L > L_o) \quad (38)$$

ところが、式(35)と式(38)における  $q_R$  は地盤内応力を起こさせる補強基礎地盤の支持力で、求めようとするものである。 $\sigma$ を求めるためには、 $q_R$ が必要である。しかし、 $q_R$ は式(30)で求められるが、式(30)のジオグリッドの最大引張り力  $F_{Tmax}$  や次節で述べる土くさび角  $\omega$  は  $\sigma$  の関数となっており、一義的に定まらない。したがって、まず、適当な  $q_R$  を与えて、 $F_{Tmax}$  や  $\omega$  を算定して、次に、この  $F_{Tmax}$  や  $\omega$  を用いて式(30)より、 $q_R$  を算定する。この二つの  $q_R$  を比較して、両者が一致すれば、それを補強基礎地盤の支持力  $q_R$  とする。二つの  $q_R$  が一致しなければ、新たに  $q_R$  を与えて  $q_R$  を計算する。与えられた  $q_R$  とそれを用いて算定された  $q_R$  が等しくなるまで繰り返す。ここで、 $q_R$  を次のように定義する。

$$q_R = R q_0 \quad (39)$$

ここに、 $R$ は補強基礎地盤と無補強基礎地盤の支持力の比 $q_R/q_0$ で、補強比と呼ぶことにする。そうすると、式(35)と(38)は式(40)になる。

$$\sigma = \gamma(d_f + Z) + \frac{B}{B + 2Z} R q_0 \quad (L \leq L_0) \quad (40a)$$

$$\sigma = \gamma(d_f + Z) + \frac{B}{L} R q_0 \quad (L > L_0) \quad (40b)$$

ここで、補強比 $R$ を1からスタートさせ、補強基礎地盤の支持力 $q_R$ を計算し、式(39)により $R$ を計算して、二つの $R$ が一致するまで $R$ を変化させる。

補強材の敷設幅 $L$ 等が与えられれば、補強材上面に作用する応力 $\sigma$ が式(40)によって推定され、さらに、式(34)で補強材に生じる最大の引張り力 $F_{Tmax}$ が推定できる。

2) 補強基礎地盤の土くさび角 $\omega$ について

破壊域拡大の効果を考慮しているパラメータ土くさび角度 $\omega$ は、式(7)に示すように無補強の場合の土くさび角 $\omega_0$ 、補強材の許容伸びひずみ、引張り強度、土との摩擦特性、敷設幅、敷設深さおよび最大引張り力によって異なる。また、3.2.1節の結論④により、土くさび角 $\omega$ はジオグリッドの敷設幅比 $(L/B)$ と敷設深さ比 $(Z/B)$ の増加と共に増加するので、次のような土くさび角度 $\omega$ の拡大の仕方を考える。

図-13(b)に示すようにジオグリッドの最大引張り力は基礎直下で生じているとするため、ジオグリッド

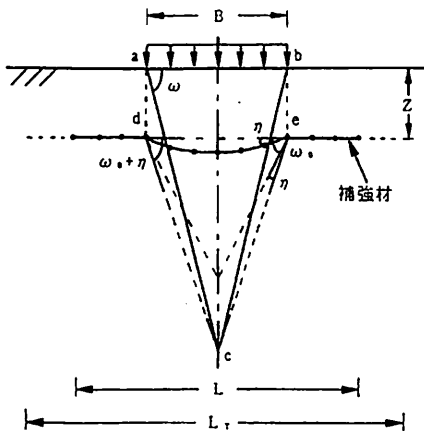


図-15 土くさび角 $\omega$ の拡大の仕方に関する考え方

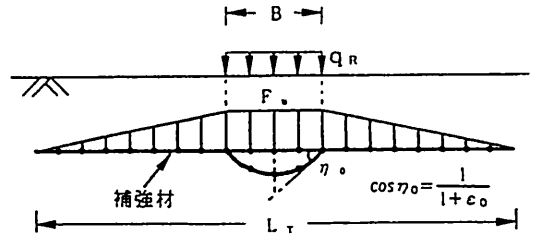


図-16 補強材の許容伸びひずみ $\epsilon_0$ とその変位角 $\eta_0$ の関係

全長の伸びも塑性ヒンジのように基礎直下だけ集中して生じると考える。このジオグリッドの敷設幅に対する伸び(伸びひずみ) $\epsilon$ は変位角 $\eta$ として表されると考える。図-15に示すように、ある深さ $Z$ ( $< B$ )に敷設されたジオグリッドの下面に無補強の場合の土くさび角 $\omega_0$ より変位角 $\eta$ だけ増加した角度( $\omega_0 + \eta$ )を持つ二等辺三角形 $dce$ を想定する。この $\eta$ は前述したようにジオグリッドの伸びひずみ $\epsilon$ を角度に換算した変位角であり、ジオグリッドに生じた最大引張り力やジオグリッドの引張り強度および許容伸びひずみ $\epsilon_0$ によって異なる。図-16に示すように、ジオグリッドが許容伸びひずみ $\epsilon_0$ に対する幅( $L_r$ )で敷設された場合、 $\eta$ はそれに対する許容変位角 $\eta_0$ となり、ジオグリッドの最大引張り力 $F_{Tmax}$ はその引張り強度 $F_u$ となる。一方、敷設幅 $L$ は基礎幅 $B$ と同じ場合、地盤内におけるジオグリッドは定着せず、土に対して相対的に動くために、生じる引張り力は無視できるほど小さいと考えられる。したがって、 $F_{Tmax} = 0$ とし、 $\eta$ もゼロになる。基礎幅 $B$ と $L_r$ の間での敷設幅 $L$ に応じた変位角 $\eta$ は、敷設幅の増加に伴い直線的に増加すると仮定すると、次式で算定できるものになる。

$$\eta = \frac{L - B}{L_r - B} \eta_0 \quad (41)$$

ここに、 $L_r$ は補強材の最大引張り力 $F_{Tmax}$ がその引張り強度 $F_u$ となるときの補強材の敷設幅であるため、補強材が破断する限界敷設幅と称することにして、補強材の引張り強度 $F_u$ を式(34)に代入することによって得られた式(42)で算定する。

$$L_r - B = \frac{F_u}{\sigma \tan \delta} \quad (42)$$

式(42)より、破断する限界敷設幅は、補強材の引張り強度および土との平均摩擦角が与えられた場合、補強材に作用する鉛直応力に支配される。

$\eta_0$ は図-16から式(43)で算定する。

$$\cos \eta_0 = \frac{1}{1 + \varepsilon_0} \quad (43)$$

一方、変位角  $\eta$  は、敷設幅とともに直線的に増加すると仮定しているの、補強材に生じる最大引張り力  $F_{Tmax}$  にも比例している。つまり、式(34)の  $(L - B)$  と式(42)を式(41)に代入すれば、変位角  $\eta$  は次式のように最大引張り力と引張り強度でも表示される。

$$\eta = \frac{F_{Tmax}}{F_u} \eta_0 \quad (44)$$

補強材に引張り力が生じない場合、変位角  $\eta$  がゼロとなり、最大引張り力  $F_{Tmax}$  が引張り強度  $F_u$  になる場合、変位角  $\eta$  は許容伸びひずみ  $\varepsilon_0$  に対応する許容変位角  $\eta_0$  となる。

次に、図-15において点  $a$  と  $c$ 、 $b$  と  $c$  をそれぞれ結んで、 $\angle bac$  ( $\angle abc$ ) を敷設幅と敷設深さの効果を考慮した補強の場合の土くさび角  $\omega$  として考える。三角形  $cab$  の高さは三角形  $cde$  の高さ  $Z$  の和であり、つまり、

$$\frac{B}{2} \tan \omega = \frac{B}{2} \tan(\omega_0 + \eta) + Z \quad (45)$$

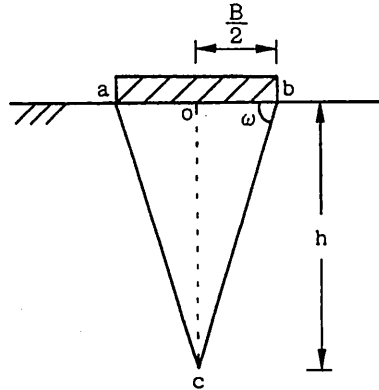
が成り立つため、補強の場合の土くさび角  $\omega$  の表示は次式になる。

$$\tan \omega = \tan(\omega_0 + \eta) + 2 \left( \frac{Z}{B} \right) \quad (46)$$

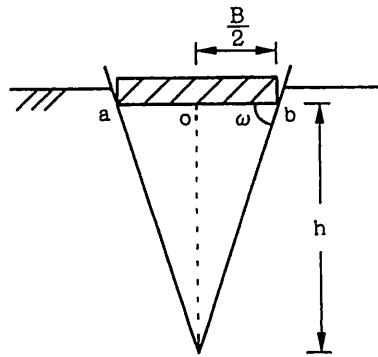
式(46)を用いて算定される補強基礎地盤の土くさび角  $\omega$  と模型実験から得られた土くさび角度との比較を行う。

図-17(a)に示すように、土くさびの高さ  $h$  と基礎幅  $B$  の相対値  $(h/B)$  を決めれば、土くさび角度  $\omega$  が決まる。すなわち、式(46)より得られた次式を用いて実験結果と比較することができる。

$$\frac{h}{B} = \frac{1}{2} \tan(\omega_0 + \eta) + \frac{Z}{B} \quad (47)$$



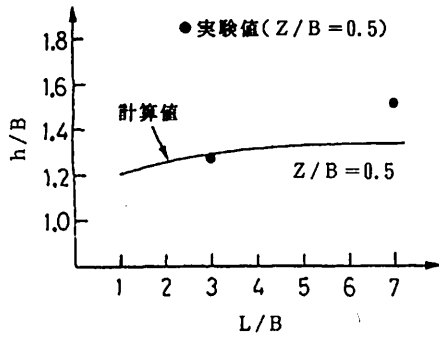
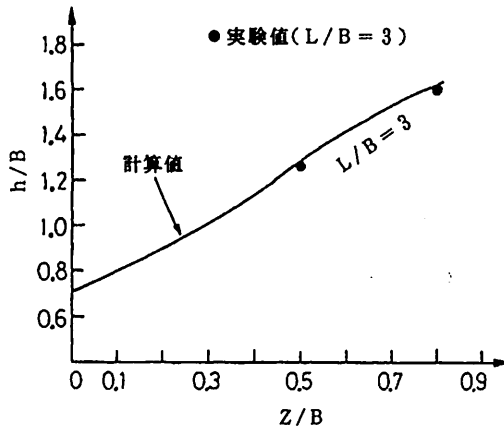
(a) 土くさび角度  $\omega$  と  $h/B$  の一義的關係



(b) 実験結果より土くさび角度の読み取り方

図-17 計算と実験より土くさび角度の読み取り方

実験から得られた土くさびの写真を拡大し、図-17(b)に示すような方法に従い、 $(h/B)$  を読み取る。その値を用いて式(47)より計算した  $(h/B)$  と比較したのが図-18である。ただし、相対密度  $D_r \approx 83\%$  の砂については三軸圧縮試験の結果により、 $c_s = 0$ 、 $\phi = 40$ 度とした。無補強基礎地盤については、 $c_s = 0$  で、地表面載荷 ( $d_f = 0$ ) のため、支持力式(32)において、第1項と第2項がなくなり、最小の支持力を支配するのが第3項となる。したがって、最小の支持力係数  $N_\gamma$  を与えた土くさび角  $(15 + \phi)$  を無補強の場合の土くさび角  $\omega_0$  とする。つまり、 $\omega_0 = 15 + \phi = 55$ 度を用いた。また、補強材として高分子ネット Z-28-93の引張り強度  $F_u = 0.47$ tf/m、許容伸びひず

(a)  $h/B$  と  $L/B$  の関係(b)  $h/B$  と  $Z/B$  の関係図-18 補強基礎地盤の土くさび角  $\omega$  ( $h/B$ ) の計算値と実験値の比較

み  $\varepsilon_0 = 26\%$  であった。図-18より、式(46)を用いて、補強基礎地盤の破壊メカニズムを精度よく表現できると言えよう。

次節では、模型載荷試験結果に基づいて提案式を検証する。

### 3. 2. 4. 模型載荷試験の結果に基づく評価式の検証

提案した補強基礎地盤の支持力評価式の妥当性を検証するには、実地盤での実験を用いたほうが最も信頼性が高い。

しかし、すでに明らかにされたように、ジオグリッド補強基礎地盤の支持力はジオグリッドの引張り強度、許容伸びびずみ、土との摩擦特性、敷設深さ、敷設幅、

地盤の性状および基礎の幅と根入れ深さに影響されている。このような、数多くの要因に影響されている補強基礎地盤の支持力特性（補強材あり、なしの条件における支持力の差異）を把握することを目的とした本研究では、実物規模の現場実験では困難である。そこで、条件を変化させて繰り返し行い、同一地盤を再現できる模型実験を用いた<sup>16)</sup>。

本節では、実施した模型実験を対象にし、提案式を用いて解析する。計算した結果と実験結果を比較することによって提案式の妥当性を検証する。計算結果と実験結果に整合性があれば、その計算方法が、規模を実物まで拡大しても、外挿することによって適用できると考えられる<sup>16)</sup>。もちろん、このような場合の外挿の精度は模型の大きさが実物に近いほど高いものである。

なお、実物を再現できない模型実験<sup>17)~19)</sup>により、得られた結果は定量的でなく、定性的であるため、補強効果を調べるとき無次元化された補強比を用いて行った。このような実験結果との比較においても、提案式で計算される補強基礎地盤の支持力と無補強基礎地盤の支持力との比を用いて行う。この場合、無補強基礎地盤の支持力  $q_0$  は、補強基礎地盤の支持力評価式(式(30))において土くさび角  $\omega$  を無補強の土くさび角  $\omega_0$  に、また、補強材の最大引張り力  $F_{Tmax}$  をゼロに置き換えて得られた支持力式(式(32))によって計算される。

#### 1) 計算フローチャート

提案式を用いて補強基礎地盤と無補強基礎地盤の支持力の比（補強比）を算定するフローチャートを図-19に示す。

#### 2) 提案式を用いた模型載荷試験結果の評価

図-19に示す計算フローチャートに従い、補強基礎地盤と無補強基礎地盤の支持力の比を計算して、模型載荷試験から得られた補強比と比較する。

豊浦標準砂で、相対密度  $D_r$  が約83%と40%の場合について、三軸圧縮試験を行って得られた内部摩擦角  $\phi$  はそれぞれ約40度と36度であった。相対密度  $D_r$  が大きければ大きいほど対する内部摩擦角  $\phi$  は大きいのであるが、簡単のため、 $D_r$  と  $\phi$  の関係を直線とする。 $D_r = 83\%$  で、 $\phi = 40$ 度と  $D_r = 40\%$  で、 $\phi = 36$ 度を用いて、 $D_r = 55\%$  と25%の時の  $\phi$  を計算すると、それぞれ  $\phi = 37.4$ 度と  $\phi = 34.6$ 度となる。なお、浅い基礎 ( $d_f/B < 1$ ) の場合、密度が大きい地盤（根入れの影響を見積もった目安として  $D_r = 0.75 \sim 1$ ）には、全般せん断破壊が生じるのに対して、密度が小さい地



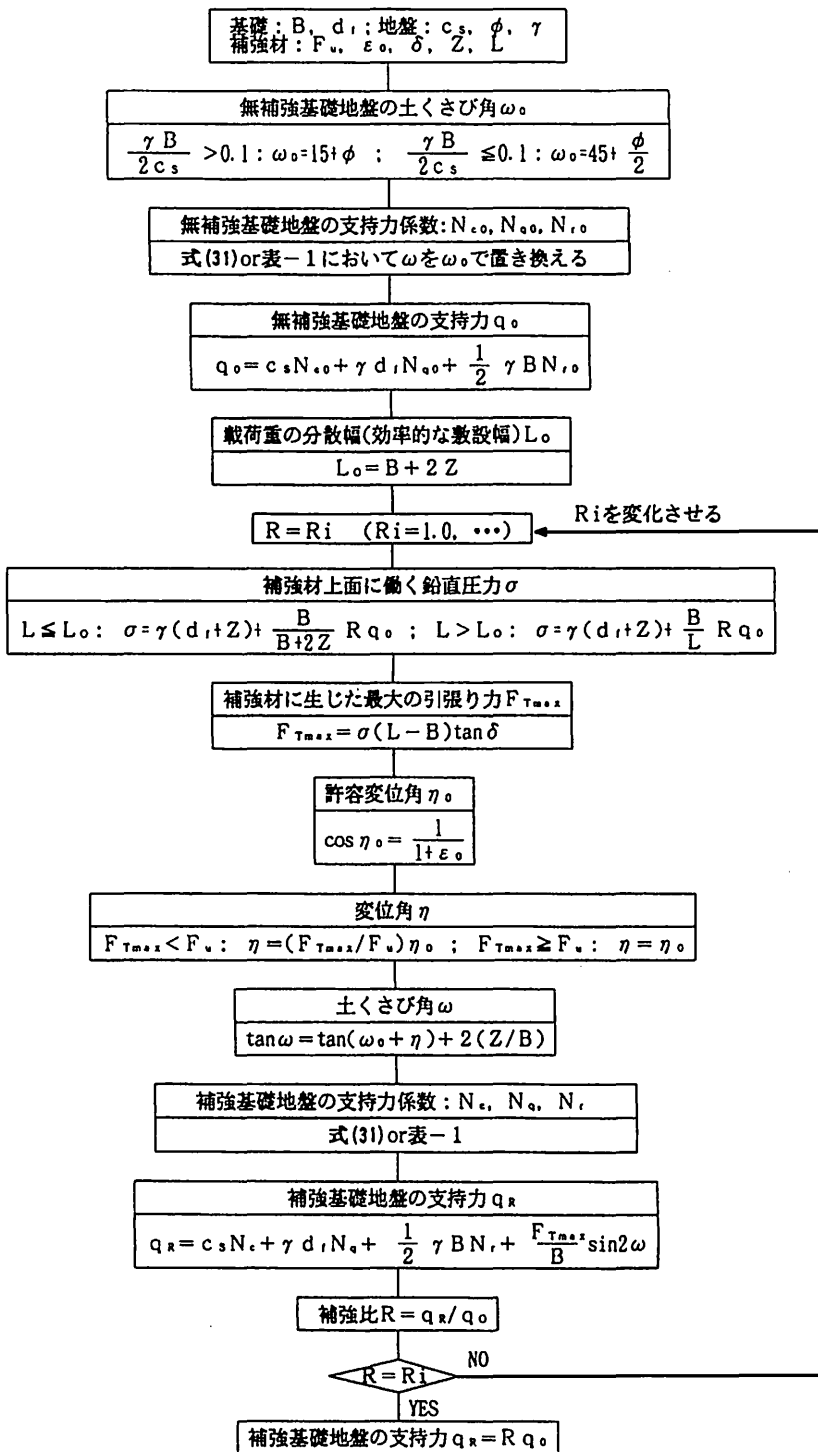


図-19 補強基礎地盤の支持力計算フローチャート

盤 ( $D_r = 0 \sim 0.75$ ) には、局所あるいはパンチングせん断破壊が生じる<sup>20)</sup>。剛塑性理論に立脚した速度場法は、本来、剛塑性体に似た挙動をする全般せん断破壊が生じる地盤に適用されるものであるため、支持力を計算する時、地盤の密度に対応する内部摩擦角  $\phi$  を修正せずにそのまま用いる。局所せん断あるいはパンチングせん断破壊が生じる地盤にも、剛塑性論に立脚した支持力公式を適用するためには、大きな変形が生じた残留時に着目すれば、塑性域では  $c_r$ 、 $\phi_r$  の強度定数を持つとみて良いと考えられる。すなわち、この場合の基礎は、過大な沈下が始まることは別として、極限状態で、 $c_r$ 、 $\phi_r$  が発揮されて釣り合うと考えられる<sup>21)</sup>。この場合、支持力を計算するとき、 $c_r$ 、 $\phi_r$  を用いる。強度定数  $c_r$ 、 $\phi_r$  については、Cornforth<sup>22)</sup>、Terzaghi<sup>23)</sup> と Vesic<sup>24)</sup> はそれぞれ次のように提案している

$$\text{Cornforth: } \phi_r = \frac{2}{3} \phi \quad (48)$$

$$\begin{aligned} \text{Terzaghi: } c_r &= \frac{2}{3} c \\ \tan \phi_r &= \frac{2}{3} \tan \phi \end{aligned} \quad (49)$$

$$\text{Vesic: } \tan \phi_r = (0.67 + D_r - 0.75 D_r^2) \tan \phi \quad (0 \leq D_r \leq 0.67) \quad (50)$$

式(48)と式(49)では、どのようなときに、式を適用すればよいかそれを判断する目安を与えていない。式(50)は、砂地盤で、地表面載荷 ( $d_f/B = 0$ ) の場合について、相対密度  $D_r \leq 0.67$  であれば、地盤には局所あるいはパンチングせん断破壊が生じるとして、 $\phi_r$  を計算するものである。本論文は、砂地盤を対象として解析するので、式(50)を用いる。したがって、 $D_r = 55\%$  と  $25\%$  の地盤について、それぞれ  $\phi = 37.4$  度と  $\phi = 34.6$  度であるが、 $D_r < 0.67$  なので、式(50)を適用して、それぞれの  $\phi_r$  は  $37.2$  度と  $31.6$  度となる。

ジオグリッドと土との平均摩擦角  $\delta$  は、土中におけるジオグリッドの引抜き試験結果<sup>1)</sup> を参考して、土の内部摩擦角  $\phi$  の約三分の二 ( $2\phi/3$ ) を採用する。

ジオグリッドSS-1とSR-2については、引張り強度  $F_u$  はそれぞれ  $1.2 \text{ t/m}$  と  $8.0 \text{ t/m}$  であり、許容伸びひずみ  $\varepsilon_0$  は  $10\%$  と  $17\%$  である。

相対密度が  $83\%$  の砂地盤の表面載荷 ( $d_f/B = 0$ )

について、ジオグリッドはSS-1で、基礎幅  $B$  が  $0.1 \text{ m}$  の場合、ジオグリッド敷設幅比は  $L/B = 1, 3, 5, 7$  で、敷設深さ比は  $Z/B = 0.3$  と  $0.8$  であった。計算結果と実験結果は敷設深さ比  $Z/B$  をパラメータとし、補強比  $q_u/q_0$  と敷設幅比  $L/B$  との関係を図-20に示す。なお、図中に補強材の効率的な敷設幅比率  $L_0/B$  は点線で示されている。補強効果は敷設幅の増大に伴い増大するが、約効率的な敷設幅比  $L_0/B$  を境にして、敷設幅比は  $L_0/B$  までは補強効果の増加割合が大きいが、 $L_0/B$  以上になると補強効果の増加割合が小さくなる。計算値と実験値は比較的良好な対応を示している。

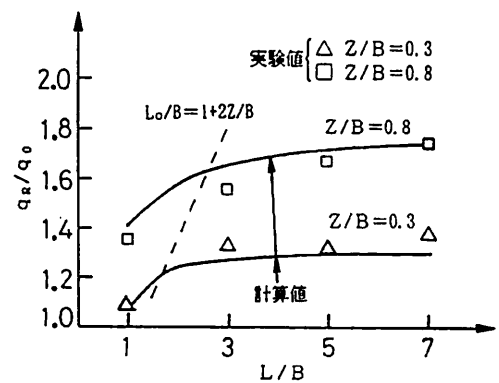


図-20 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r = 83\%$ ,  $B = 0.1 \text{ m}$ )

一方、基礎幅  $B = 0.05 \text{ m}$  の場合、ジオグリッド敷設幅比は  $L/B = 5$  で、敷設深さ比は  $Z/B = 0.6, 0.8, 1.0$  であった。この場合の計算結果と実験結果は補強比  $q_u/q_0$  と敷設深さ比  $Z/B$  との関係として、図-21に示される。なお、図中に  $Z/B = 1$  の場合の結果も示されているが、この  $Z/B = 1$  を境界敷設深さ比として考えている。

地盤の相対密度が  $55\%$  の場合について、基礎幅  $B = 0.1 \text{ m}$  と固定して、ジオグリッドSS-1とSR-2を使用した。ジオグリッドSS-1を用いた場合、敷設深さと敷設幅を変化させて実験を行った。計算結果と実験結果を図-22に示す。ジオグリッドSR-2を用いた場合、敷設幅比は  $L/B = 5$  で、敷設深さを变化させた。計算結果と実験結果との比較を図-23に示す。地盤密度が  $83\%$  の場合と同様に、計算結果は実験結果の傾向をうまく表していることがわかる。

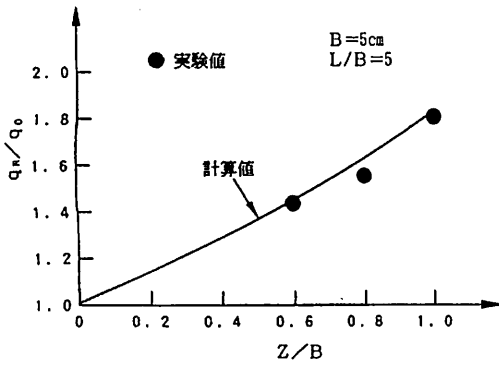


図-21 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r=83\%$ ,  $B=0.05\text{m}$ )

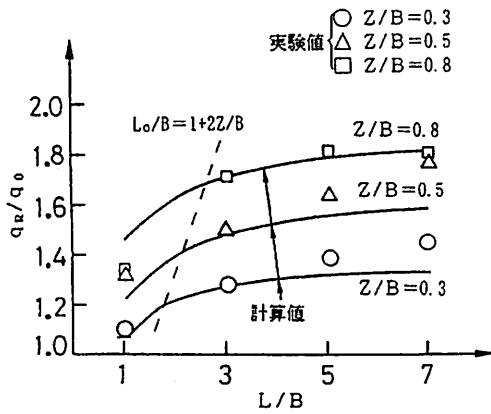


図-22 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r=55\%$ , SS-1)

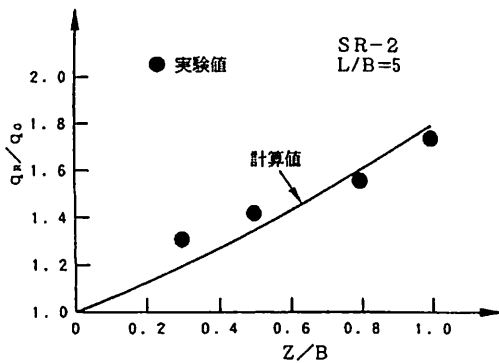


図-23 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r=55\%$ , SR-2)

地盤密度が25%の場合に、ジオグリッドSS-1の敷設幅比は $L/B=5$ と固定して、敷設深さ比は $Z/B=0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0$ と変化した。計算した結果と実験結果を図-24に示す。

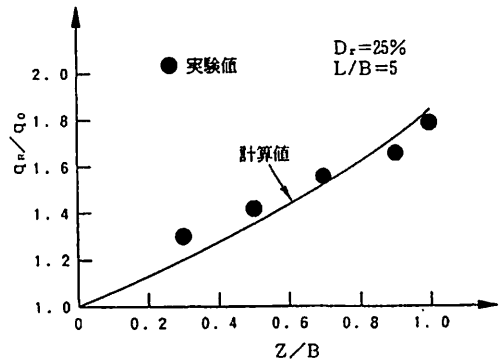


図-24 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r=25\%$ )

地盤密度は83%で根入れ幅比 $d_f/B=0.5$ の場合について、ジオグリッドSS-1の敷設幅比 $L/B=5$ で、敷設深さ比 $Z/B=0.5, 0.8, 1.0$ であった。図-25に、根入れがある場合の計算結果と実験結果を示す。

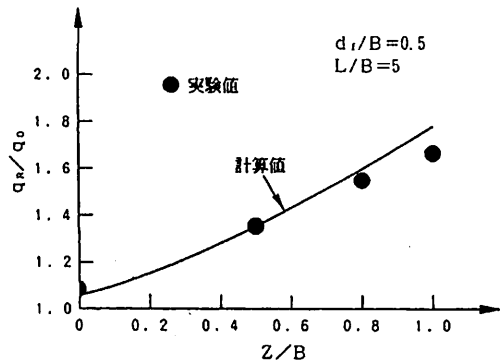


図-25 計算結果と実験結果の比較 ( $D_r=83\%$ ,  $d_f/B=0.05\text{m}$ )

図-20, 21, 22, 23, 24, 25に示すように、地盤の密度が大きい場合と小さい場合、基礎の根入れがある場合とない場合、基礎幅とジオグリッドの種類が異なる場合などいずれの場合においても、計算結果は模型実験の結果をうまく評価でき、提案した補強基礎地盤の支持力評価式の妥当性は検証された。計算結果と模型実験の結果との整合性から、本論文で提案した支持力評価式が、規模を実物まで拡大しても、外挿することによって適用できると考えられる<sup>16)</sup>。

#### 4. 結 論

補強材を一層敷設した基礎地盤における補強の効果は破壊域拡大の効果とせん断抵抗の効果として評価できる。速度場法において、破壊域拡大の効果は土くさび角が補強材の敷設方法によって変化するものとして評価し、また、補強材がすべり面と交差するところで発揮するせん断抵抗の効果を、補強材が消費するエネルギーとして評価している。この二つの補強効果を組み入れた補強基礎地盤の支持力評価式を提案した。

提案した補強基礎地盤の支持力評価式の妥当性は、模型実験結果を用いて検証された。

#### 参考文献

- 1) 楊俊傑・落合英俊・鈴木敦巳・林重徳：ジオグリッドで補強した密な砂地盤の支持力特性，熊本大学工学部研究報告，第43巻，第1号，pp. 1～9，1994. 3.
- 2) 楊俊傑・落合英俊・鈴木敦巳・北園芳人・大谷順：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に及ぼす地盤密度の影響，熊本大学工学部研究報告，第43巻，第1号，pp. 11～20，1994. 3.
- 3) 楊俊傑・落合英俊・鈴木敦巳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に及ぼす基礎の幅と根入れ深さの影響，熊本大学工学部研究報告，第43巻，第1号，pp. 21～26，1994. 3.
- 4) 楊俊傑・落合英俊・林重徳：速度場法による補強土構造物の安定解析について，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部，pp. 1182～1183，1993. 9.
- 5) 楊俊傑・落合英俊・林重徳・鈴木敦巳：速度場法を用いた補強土構造物の安定解析，第29回土質工学研究発表会講演概要集，pp. 2451～2454，1994. 6.
- 6) 楊俊傑・落合英俊・鈴木敦巳・北園芳人・林重徳：速度場法を用いた急勾配補強盛土の安定解析，日本材料学会，第1回地盤改良シンポジウム論文集，pp. 135～140，1994. 6.
- 7) 木村孟・日下部治：土の強さと地盤の破壊入門，土質工学会，pp. 273～312，1987. 7.
- 8) 福岡正巳・村田清二・今野誠：新編土質工学，国民科学社出版，pp. 191～208，1984.
- 9) 楊俊傑・落合英俊・林重徳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価，第8回ジオテクスタイルシンポジウム論文集，pp. 8～17，1993. 12.
- 10) Chen : Limit analysis and soil plasticity, *Developments in geotechnical Engineering* 7, 1975.
- 11) 龍岡文夫：ジオテクスタイルを用いた補強土工法，2. ジオテクスタイルによる補強メカニズム その3，土と基礎，Vol. 41, No. 5, pp. 67～74，1993. 5.
- 12) 宮崎啓一・廣川文明：補強材敷設長さの差異が模型砂地盤に与える影響，土木学会46回年次学術講演会概要集，第Ⅲ部，pp. 740～741，1991. 9.
- 13) 楊俊傑・落合英俊・林重徳・大谷順・荻迫栄治：土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗特性，昭和63年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp. 352～356，1989. 3.
- 14) 荻迫栄治・落合英俊・林重徳：土中におけるジオグリッドの引抜き抵抗特性，第24回土質工学研究発表会講演概要集，pp. 13～16，1989. 6.
- 15) H.Ochiai, et al. : Pull - out behavior of polymargrid in soils and its analytical method, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, Japan*, Vol.48, No.2, pp.125～139, 1988.
- 16) 土質工学会：地盤工学における模型実験入門，1994. 1.
- 17) 三笠正人：土質工学と模型実験，土と基礎，Vol.28, No.5, pp. 1～2，1980.5.
- 18) 山口柏樹：模型実験結果の解釈と信頼性，土と基礎，Vol.28, No.5, pp. 3～7，1980.5.
- 19) 足立紀尚：模型実験とその限界，土と基礎，Vol.40, No.5, pp. 1～4，1992.5.
- 20) Vesić : Analysis of ultimate loads of shallow foundation, *ASCE, SM1*, pp.45～73, 1973.
- 21) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，1984.
- 22) Cornforth, D. H : Prediction of drained strength of sands from relative density measurements, *STP - 523, ASTM*, 1972.
- 23) Terzaghi, K. and Peck, R, K. : *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons, pp.222, 1967.
- 24) Vesić : Bearing capacity of shallow foundation, *Found. Engineering ed. by Winterkorn and Fung, van Nostrand Reinhold*, 1975.