

ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価に関する研究

楊 俊傑*・落合英俊**・林 重徳***

ジオグリッドを一層敷設した補強基礎地盤の支持力評価を検討した。ジオグリッドを基礎幅より浅く敷設した場合、模型載荷試験により補強基礎地盤はジオグリッドを横切って無補強の場合に比べてより大きいすべり面が発生する形で破壊する。このような破壊メカニズムを用い、速度場法の理論を援用し、補強基礎地盤の支持力を、破壊域拡大の効果とせん断抵抗の効果を考慮した評価方法を示し、実験結果と比較した。

Key Words: earth reinforcement, sand, geogrid, loading tests, bearing capacity, velocity field method

1. まえがき

図-1に示すような、ジオグリッドを地盤内に一層敷設することによって支持力の増加を図る方法は、基礎地盤の補強工法の一つである。このジオグリッド敷設による補強土効果は、表-1に示すような要因に影響されるものであり、それらを定量的に評価した補強基礎地盤の支持力を求める簡便な方法が確立されれば、基礎地盤の有力な支持力改良工法になり得る。

著者らは、有限幅のジオグリッドを一層敷設した補強地盤の表面 ($D_f=0$) に帯状荷重が作用する場合を対象として、ジオグリッドの種類、敷設深さと敷設幅、基礎幅、地盤密度が補強基礎地盤の破壊形態、支持力特性、ジオグリッド敷設による補強の効果に与える影響およびそれらの相互の関係を実験で調べ、報告している¹⁾。本文は、速度場法を用いてジオグリッドを一層敷設した補強基礎地盤の支持力の評価を試みたものである。

速度場法は極限解析法の一つであり、正解値との位置づけが判ること、また、合理的な破壊メカニズムを設定できれば、実務でも比較的使用され易いことから、支持力問題、土圧問題、斜面の安定問題によく用いられている^{2), 3)}。補強土の支持力問題においても、補強材の敷設深さや敷設幅、地盤の性状、基礎の形状特性等を反映した補強基礎地盤の破壊メカニズムを合理的に設定できれば、速度場法は有力な手法になるものと考えられる。

本文は、補強材を最適敷設深さより浅く敷設した補強基礎地盤 ($Z < Z_0 \approx B$) を対象とし、その補強効果を評価する支持力式を速度場法を用いて求めるものである。

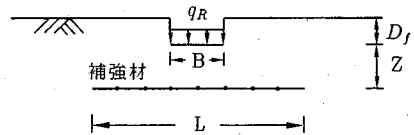


図-1 ジョグリッドを一層敷設した補強地盤の概念図

表-1 補強基礎地盤の支持力に及ぼす影響要因

項目	影響因子
基礎	幅 B, 根入れ深さ D_f
地盤	粘着力 c, 内部摩擦角 ϕ , 単位体積重量 γ
補強材	敷設深さ Z, 敷設幅 L, 引張り強度 F_u 許容伸びひずみ ϵ_0 , 土との摩擦特性 δ

2 補強基礎地盤の支持力載荷試験結果の要約と破壊メカニズム

速度場理論による上界値計算の結果がどれほど正解値に近いかは、ひとえに仮定された破壊メカニズムが、い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²⁾とされている。従ってまず最初に、これまで実施した模型載荷試験の結果を要約し、ついでその結果に基づいて、ジオグリッドによる補強基礎地盤の破壊のメカニズムを考察する。

(1) 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地盤の表面に帯状荷重を想定した模型載荷試験を実施した¹⁾。補強の効果は、補強地盤と無補強地盤における荷重～沈下曲線のピークに対応する荷重の比 q_R/q_0 (補強比と呼ぶ) として評価し、密な地盤 ($D_f=83\%$) の場合の実験結果を図-2～4に示す。図-2は補強比 q_R/q_0 とジオグリッドの敷設深さ比 Z/B の関係を、図-3は補強比 q_R/q_0 とジオグ

* 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木環境工学科 (〒860 熊本市黒髪2丁目39番1号)

** 正会員 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科

*** 正会員 工博 佐賀大学教授 低平地防災研究センター

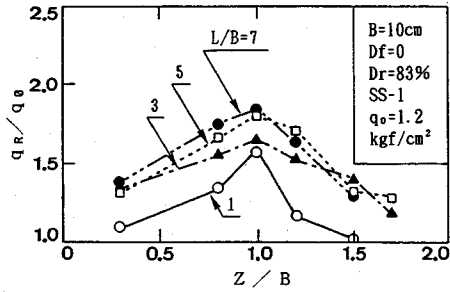
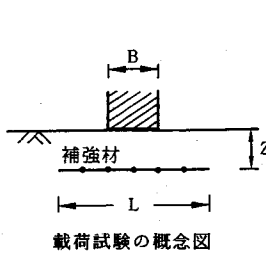


図-2 補強比 q_R/q_0 と敷設深さ比 Z/B の関係

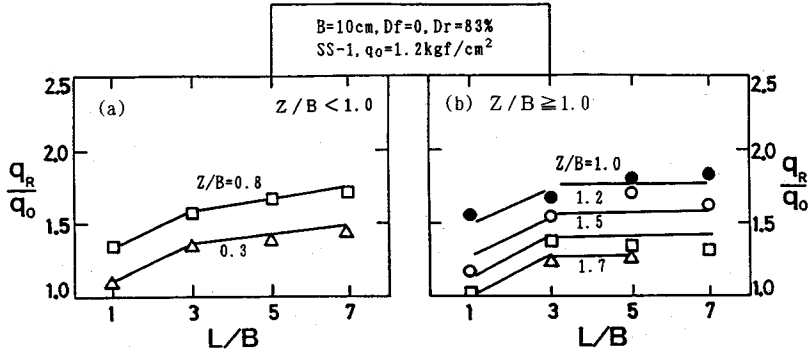


図-3 補強比 q_R/q_0 と敷設幅比 L/B の関係

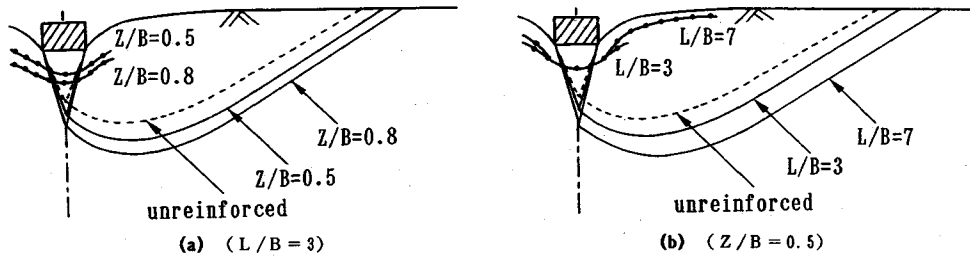


図-4 敷設深さと敷設幅による破壊形態の違い ($Z/B < 1$)

リッドの敷設幅比 L/B の関係を、図-4 は試験終了後の地盤の断面を撮影した写真から求められたすべり面の形状を示したものである。図-2~4 および文献1) より次の結論が得られている。

- (1) 補強効果が最大となる最適敷設深さが存在する。この最適敷設深さ Z_0 は地盤の密度、補強材の敷設幅とその種類にかかわらず、ほぼ基礎幅 B と同程度 ($Z_0 \approx B$) である (図-2 と文献1)。
- (2) 補強材を最適敷設深さより浅く敷設した補強基礎地盤 ($Z < Z_0 \approx B$) は、補強材を横切る形で破壊する (図-4)。この場合、敷設深さを増加すれば補強の効果も増加する (図-2)。また、敷設幅が大きいほど補強効果は大きくなるが、敷設幅が基礎幅の3倍程度までは補強効果は顕著に増加し、敷設幅が基礎幅の3倍程度以上になると増加の程度が小さくなる (図-3 (a))。
- (3) 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、補強材の上で破壊する (文献1)。この場合、敷設深さを増加したら補強の効果は逆に減少する (図-2)。一方、敷設幅が基礎幅の3倍程度までは補強効果は敷設幅とともに顕著に増加するが、敷設幅が基礎幅の3倍程度以上になると補強効果はほぼ一定になる (図-3 (b))。

(2) 補強基礎地盤の破壊メカニズム

ジオグリッドを一層浅く敷設した場合 ($Z < B$) の補強基礎地盤の破壊メカニズムはジオグリッドの敷設深さと敷設幅によって異なり、図-4 から次の結論が得られている。

- ① 破壊形態は無補強基礎地盤のそれに相似している。
- ② 破壊域は無補強基礎地盤より大きくなる。
- ③ 基礎直下での破壊はジオグリッドを横切る形で生じる。
- ④ 基礎直下に生じる土くさび角度はジオグリッドの敷

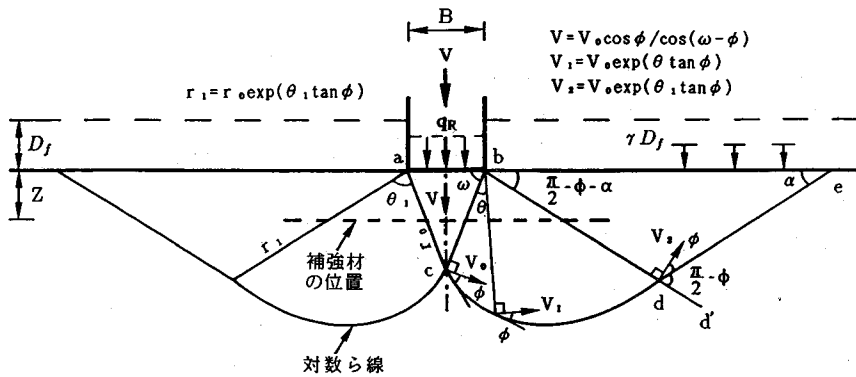


図-5 破壊メカニズムと可容速度場

設深さおよび敷設幅とともに大きくなる。

なお、対象とする浅い基礎 ($D_f \leq B$) の補強基礎地盤には、土被り圧の効果を等価サーチャージ (γD_f) として考え、地表面載荷の場合と同様なすべり面が生じると考える。

3. 補強基礎地盤の速度場法による支持力評価式

(1) 補強基礎地盤の破壊メカニズムの設定

速度場法を適用して支持力を求めるために、図-4に示すようなすべり面を次のように数学的に表現し直す。

すなわち、2章の結論①、②、③より、簡単のため、一つの考えとして無補強地盤の破壊メカニズム^{4),5)}を参照して、図-5に示すような破壊メカニズムを設定する。cdを対数らせんに、deを直線に仮定する。cdとdeを滑らかに接させるために角度 $\angle edd'$ を $(\pi/2 - \phi)$ とする。deと水平線の交わる角度を α とし、この α は得られる支持力の上界値を最小とするように決められる。

図-4に示すようなジオグリッド敷設による破壊域拡大の効果を、土くさび角度 ω が敷設によって変化するものとして評価する。すなわち、基礎直下に無補強の場合より大きい土くさび角度 ω が形成されると考えるので、破壊域は大きくなる。土くさび角 ω は次式のように、無補強の場合の土くさび角 ω_0 、補強材の許容伸びひずみ、引張り強度、土との摩擦特性、敷設幅比、敷設深さ比および土くさびの側面で生じる引張り力によって異なると考えられ、4章で検討する。

$$\omega = f(\omega_0, \varepsilon_0, F_u, \delta, L/B, Z/B, F_{Tmax}) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ε_0 は補強材の許容伸びひずみで、 F_u は ε_0 に対応する補強材の引張り強度であり、 δ は補強材と土との摩擦特性を表すパラメータである。また、 F_{Tmax} は土くさびの側面での補強材の引張り力であり、4章で検討する。

(2) 補強基礎地盤の可容速度場

前節で述べたように補強材敷設方法によって補強基礎

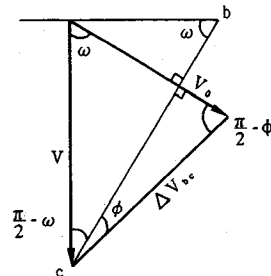


図-6 V, V₀, ΔV_{0c}の関係

地盤の破壊メカニズム(土くさび角度 ω)が変わるので、その可容速度場は無補強の場合と異なり、敷設方法によって変わるものである。

図-5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、図-6のようなベクトル図により速度成分を決定する。

土くさびが基礎と共に速度Vで下降するとする。図-6より、 V_0 とVの関係およびbc面に沿う速度の不連続値 ΔV_{0c} を次のように求める。

$$V = \frac{V_0 \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \dots \dots \dots (2)$$

$$\Delta V_{0c} = \frac{V_0 \sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} \dots \dots \dots (3)$$

また、bcdは対数らせ線であるので、

$$V_1 = V_0 \exp(\theta \tan \phi) \dots \dots \dots (4)$$

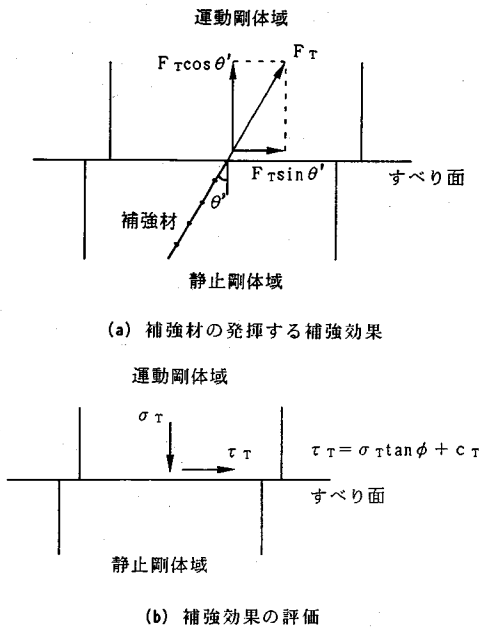
$$V_2 = V_0 \exp(\theta_1 \tan \phi) \dots \dots \dots (5)$$

となる^{2),4),5)}。

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、速度場法を実行できるが、まず、ジオグリッドがすべり面を横切った場合、そのすべりに抵抗して発揮したせん断抵抗の効果は速度場法において評価する考え方を説明する。

(3) ジオグリッドのせん断抵抗の評価

ジオグリッドが横切るすべり面では付加的なせん断応力が生じる。この付加のせん断応力は、Jewellの方法⁶⁾⁻⁸⁾



図—7 すべり面と交差する補強材の効果とその評価

を利用して、次のようにすべり面でジオグリッド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。

図—7 (a) に示すように運動する剛体は静止剛体に対してすべろうとすると、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 はすべり面方向の成分 $F_T \sin \theta'$ とすべり面に垂直な方向の成分 $F_T \cos \theta'$ に分けて考えられる。そこで、すべり面方向の成分 $F_T \sin \theta'$ がすべり面に対する直接抵抗力になる。一方、すべり面に垂直な方向の成分 $F_T \cos \theta'$ はすべり面に作用する直応力を増加させることによって、土のせん断抵抗力を増加させる。

したがって、図—7 (b) に示すように、すべり面において、補強材の引張り力による静止領域に働く応力はすべり面に垂直する付加の直応力 σ_T とすべり面に平行する付加のせん断応力 τ_T となる。単位奥行き、単位幅のすべり面を考えると、 τ_T と σ_T は次式のように表せる。

$$\tau_T = \sigma_T \tan \phi + c_T \dots\dots\dots (6)$$

$$\sigma_T = F_T \cos \theta' \dots\dots\dots (7a)$$

$$c_T = F_T \sin \theta' \dots\dots\dots (7b)$$

ここに、 F_T はすべり面の位置で補強材に発生した引張り力、 θ' は補強材とすべり面のなす角度である。

すなわち、土自身の変形・強度特性 (c_s や ϕ 等) を向上させる化学的地盤改良工法等と違って、補強土工法はせん断面に作用する直応力の増加 (σ_T) による土のせん断抵抗の増加 ($\sigma_T \tan \phi$) と補強材力のすべり面に平行な成分による抵抗力 (c_T) として評価できるものである。したがって、運動する剛体ブロックの速度は、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、ともに静止域に対して ϕ だけの傾きを持つものであり、速度場法を実行することができる。

補強材を横切るすべり面では、すべり面に沿って静止領域に作用するせん断応力 τ_R は、土の本来のせん断応力 τ_s と補強材によるせん断応力 τ_T の和として考えられ、次式のようになる。

$$\begin{aligned} \tau_R &= \tau_s + \tau_T \\ &= (\sigma_s + \sigma_T) \tan \phi + (c_s + c_T) \\ &= \sigma_R \tan \phi + c_R \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

ここに、 σ_s と c_s はそれぞれ補強材なしとした場合のすべり面上の直応力と土の粘着力である。

速度場法では、直応力 σ_R 、せん断応力 τ_R を求める必要がない²⁾ので、粘着力に相当する成分 c_R だけを用いて、土だけの場合と同様な考え方²⁾にしたがい、補強材が横切るすべり面で消費するエネルギーは次式で算定する。

$$\begin{aligned} E_R &= (c_s + c_T) \times (\text{速度成分}) \times \cos \phi \times (\text{すべり面長さ}) \\ &= E_s + E_T \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

ここに、 E_s と E_T はすべり面において、それぞれ土と補強材が消費するエネルギー（内部消散）である。

(4) 補強基礎地盤の支持力評価式

式 (9) のようにジオグリッドのせん断抵抗の効果は簡単に内部消散に組み入れることができる。次に、速度場法を用いた補強基礎地盤の支持力評価式を考える。

速度場法を補強基礎地盤の支持力問題に適用する場合、解き方等は従来の方法²⁾と同じであるが、上述のようにジオグリッドと交差するすべり面ではジオグリッドによる内部消散が生じる。図—5 に示すように、ジオグリッドが横切るすべり面では土くさびの側面と動径すべり面が考えられるが、ここでは、簡単のため、図—8 に示すように、敷設されたジオグリッド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ジオグリッド敷設による内部消散だけ考える。

図—8 より土くさび側面に平行するジオグリッドの分力 c_T が次式のように求められる。

$$c_T = (F_{Tmax} / bc) \cos \omega \dots\dots\dots (10)$$

図—5 に示す可容速度場に基づいて、従来の手順²⁾に従い、外力仕事と内部消散を計算し、全外力仕事と全内部消散を等値として、求められた補強地盤の支持力は次式に示される。

$$q_R = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r + \frac{F_{Tmax}}{B} \sin 2\omega \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 N_c 、 N_q 、 N_r は ω 、 ϕ 、 α の関数であり、次式で与えられる。

$$N_c = \frac{\cos(\omega - \phi)}{\cos \omega \sin \phi} \left\{ \frac{\sin \omega \sin \phi}{\cos(\omega - \phi)} \right\}$$

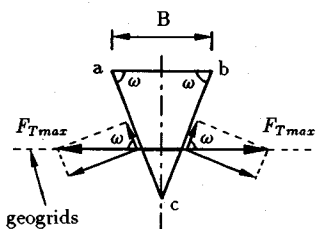


図-8 土くさび側面に沿う付加のせん断応力

$$-1 + \left(\frac{\sin \phi \cos(\phi + \alpha)}{\sin \alpha} + 1 \right) \exp[(\pi + 2\phi + 2\alpha - 2\omega)\tan \phi] \dots \dots \dots (12a)$$

$$N_q = \frac{\sin(\phi + \alpha) \cos(\omega - \phi)}{\cos \omega \sin \alpha} \exp[(\pi + 2\phi + 2\alpha - 2\omega)\tan \phi] \dots \dots \dots (12b)$$

$$N_r = \frac{\cos(\phi + \alpha) \sin(\phi + \alpha) \cos(\omega - \phi)}{2 \cos^2 \omega \sin \alpha} \exp\left[\left(\frac{3}{2}\pi + 3\phi + 3\alpha - 3\omega\right)\tan \phi\right] + \frac{\cos(\omega - \phi)}{2 \cos^2 \omega (1 + 9 \tan^2 \phi) \cos \phi} \left[3 \tan \phi \sin(\phi + \alpha) - \cos(\phi + \alpha) \right] \exp\left[\left(\frac{3}{2}\pi + 3\phi + 3\alpha - 3\omega\right)\tan \phi\right] + 3 \tan \phi \cos \omega + \sin \omega \left] - \frac{1}{2} \tan \omega \dots \dots \dots (12c)$$

上式の α はいずれの ϕ, ω においても $(\pi/4 - \phi/2)$ になると N_c, N_q, N_r は最小となる。したがって、図-5の破壊メカニズムにおける α は、 $(\pi/4 - \phi/2)$ と考えられ、この時の N_c, N_q, N_r を補強基礎地盤の支持力係数とする。

せん断抵抗の効果を表すパラメータ F_{Tmax} (土くさび側面に働く補強材の引張り力) と破壊域拡大の効果 (破壊メカニズム) を表すパラメータ ω (補強基礎地盤の土くさび角度; 式(1)) が分かれば、式(11)と(12)により、補強基礎地盤の支持力を算定できるが、本文では次のように考える。

4. パラメータ F_{Tmax} と ω について

(1) 補強材の最大引張り力 F_{Tmax} について

補強の効果は補強材が変形して初めて発揮するものである。補強の効果を検討するために、変位の導入が必要になる。しかし、速度場法は剛塑性理論に立脚するものであるため、本文は、補強土の現在の実用設計法⁹⁾と同じ考えを用いて極限状態で発生され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。

まず、補強材の地盤内における引抜き状態について考

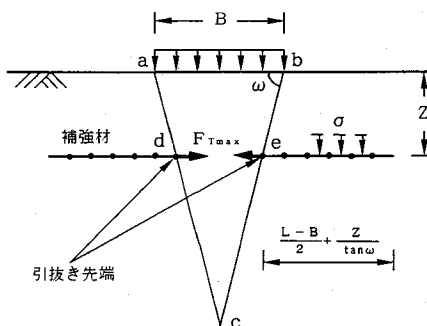
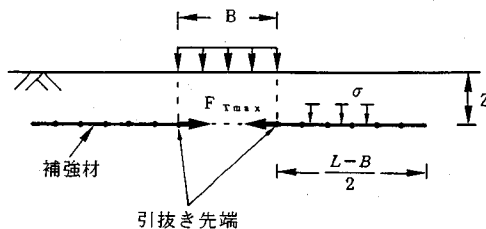
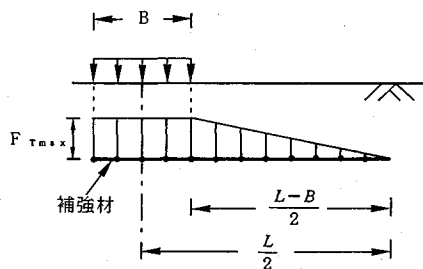


図-9 地盤内における補強材の引抜き状態



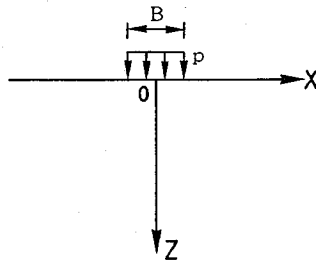
(a) 補強材の引抜き状態の仮定



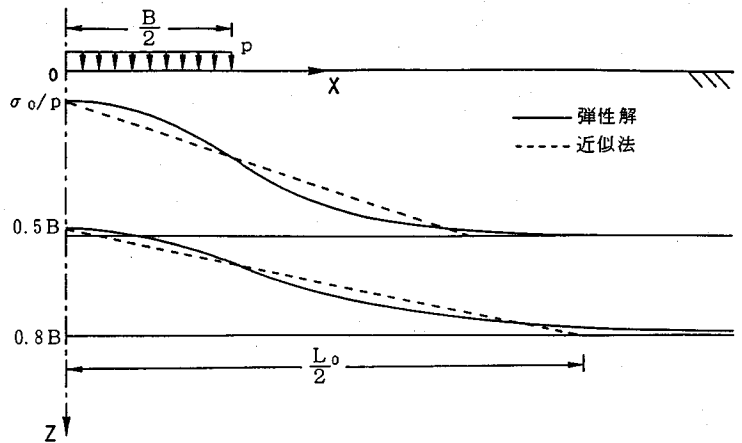
(b) 補強材に生じる引張り力の分布の仮定

図-10 地盤内における補強材の引抜き状態と生じる引張り力分布の仮定

える。幅が10 cm程度の模型基礎が作用する補強材を敷設した地盤の場合、補強材の末端に引張り力が生じず、基礎の中心下の補強材の部分に最大の引張り力が生じる^{10),11)}。一方、幅が2~3 m程度の実大規模の基礎が作用した場合には、模型基礎の場合と同じく補強材の末端に引張り力が生じないが、最大の引張り力が基礎の中心下の部分でなく、基礎中心下の部分を中心とし、ある幅を持って生じている¹²⁾。また、補強基礎地盤が補強材を横切って破壊することから、補強材は図-9に示すように、土くさびの側面から引き抜かれる状態にあると考えられる。しかし、宮崎・廣川らの模型実験の結果¹¹⁾によると、補強材敷設幅が短い場合には、補強材に生じる引張り力が非常に小さい。これは地盤内の補強材が引抜き状態と違って、補強材は定着せず、土に対して相対的に動くために、引張り力がほとんど期待できない状態にあ



図一11 帯荷重が作用した場合の地盤内の垂直応力を計算するための座標表示



図一12 帯荷重による地盤内の垂直応力の Boussinesq の弾性解と近似計算による結果

ると考えられる。したがって、計算上の便宜のためにも、基礎幅 B を境として、補強材敷設幅 L が基礎幅 B と同じまたはそれより小さい場合 ($L \leq B$) は補強材に引張り力が生じないと仮定する。すなわち、図一10 (a) に示すように、極限状態時、地盤内における補強材は基礎端から引き抜かれる状態にあり、基礎直下における補強材に最大の引張り力 F_{Tmax} が生じ、補強材の末端に引張り力が生じないと考えている。また、引抜き状態にある補強材に生じた引張り力は図一10 (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^{13),14)}。この場合、引抜き試験の結果を利用した次式を用いて補強材の最大引張り力 F_{Tmax} を算定できる¹³⁾⁻¹⁵⁾。

$$F_{Tmax} = \tau_{max}(L-B) = \sigma(L-B) \tan \delta \quad (13)$$

ここでは簡便的に、 σ は補強材の上面に作用する平均垂直応力であり、 δ には土と補強材の平均的な摩擦角を用いる。

支持力問題では、式 (13) における垂直応力 σ は次式のように、補強材上面にある土被り圧 $[\gamma(D_f+Z)]$ と載荷重の影響を受けるものである。

$$\sigma = \gamma(D_f+Z) + \sigma_z \quad (14)$$

ここに、 σ_z は載荷重による補強材の上面に分布する垂直応力で、以下のように Boussinesq の弾性解を援用して考える。

a) 帯荷重による地盤内の垂直応力の簡便計算法

帯荷重による補強材の上面に分布する垂直応力は、直接に Boussinesq の解を利用して推定するのが複雑である。ここで、Boussinesq の弾性解による垂直応力の分布特性を捉える簡単な近似方法を考える。

図一11 に示すような鉛直帯荷重 p が幅 B で地表面に加わる場合、ある深さの水平面上に垂直応力が分布される。図一12 の実線は Boussinesq の解による $Z=0.5$

B と $Z=0.8B$ の水平面上に働く垂直応力の分布図を示すものである。この図から分かるように、水平面の深さとともに、荷重作用軸下の応力が小さくなるが、応力分布幅は広くなる。荷重作用軸より離れていくほど伝播された応力は小さくなっていく。荷重はある幅を持って伝播すると仮定すると、伝播された応力とその幅との積を帯荷重とその幅との積と等しくさせるように荷重の伝播幅を定める方法が考えられる。

帯状荷重作用軸下の応力 σ_0 は、 $x/B=0$ 時の影響係数 I_0 を用いて次式のように算定できる。

$$\sigma_0 = I_0 p \quad (15)$$

地盤内応力を、高さ σ_0 、底辺長 L_0 の二等辺三角形分布と仮定する。この三角形に囲まれた閉合領域内の荷重を載荷重 (pB) と等しくさせるように、二等辺三角形の底辺長 L_0 を定める。すなわち、

$$L_0/B = 2/I_0 \quad (16)$$

この近似方法によって定められた応力分布を図一12 において、点線で示している。実線で示す Boussinesq の弾性解による応力分布特性を反映できることが分かる。

このような近似方法は、深さ Z のところに幅 L で敷設された補強材の上面に働く帯荷重による垂直応力の計算に適用できるものとする。

b) 補強材の最大引張り力 F_{Tmax} について

図一10 に示すように、補強材は基礎端から引き抜かれる状態にあると仮定しているので、図一13 (a) に示すように、引抜きに抵抗する補強材の上面に作用する垂直応力は基礎端より外の範囲の応力を考えれば良い。引抜き試験の結果を利用して、補強材の最大引張り力 F_{Tmax} を算定するために、さらに、三角形分布垂直応力を平均して考える。すなわち、図一13 (a) において、実線で示すような三角形荷重を、荷重度が等しくなるように $(L_0-B)/2$ の範囲で等分布させる。

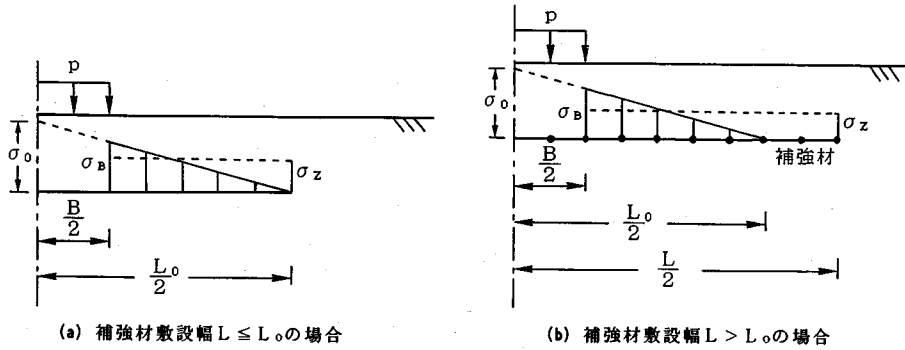


図-13 補強材上面に作用する平均垂直応力 σ_z の計算

$$\sigma_z = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{2} I_0 \right) I_0 p \quad (L \leq L_0) \quad (17)$$

図-13 (b) に示すように、補強材の敷設幅 L が L_0 より長く敷設された場合に、その長い部分 $(L - L_0)$ の補強材の上面には帯状荷重による垂直応力が働かないとされているので、この場合は、三角形分布応力(長さ: $(L_0 - B)/2$, 高さ: σ_B)を幅 $(L - B)/2$ の範囲で等分布させて、平均垂直応力 σ_z を求める。

$$\sigma_z = \frac{1}{2} \frac{2/I_0 - 1}{L/B - 1} \left(1 - \frac{1}{2} I_0 \right) I_0 p \quad (L > L_0) \quad (18)$$

地盤内応力を起こさせる載荷重 p が分かれば、近似的に式 (17) あるいは式 (18) で補強材の上面に働く平均垂直応力を計算できる。ここでは、載荷重 p を近似的に無補強基礎地盤の支持力 q_0 とする。

帯荷重による補強材の上面に働く平均垂直応力 σ_z を予測できれば、式 (14) と (13) を用いて補強材の引張り力 F_{Tmax} を算定できる。

(2) 補強基礎地盤の土くさび角度 ω 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 ω は、式 (1) に示すように無補強基礎地盤の土くさび角 ω_0 、補強材の許容伸びひずみ ϵ_0 、引張り強度 F_u 、土との摩擦特性 δ 、敷設幅比 L/B 、敷設深さ比 Z/B および最大の引張り力 F_{Tmax} によって異なる。また、2章 (2) 節の結論④により、土くさび角度 ω は補強材の敷設幅比 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 ω の拡大の仕方を考える。

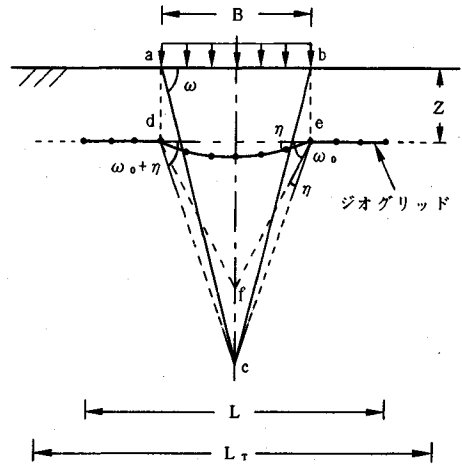


図-14 土くさび角度 ω の拡大の仕方の仮定

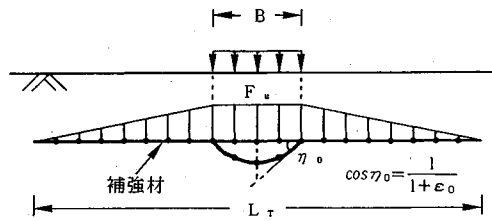
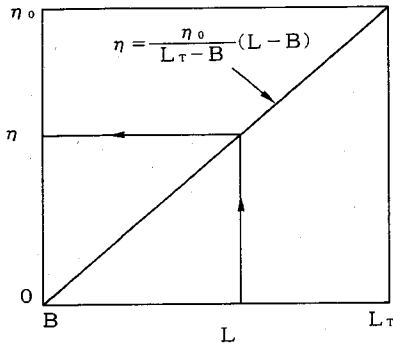


図-15 補強材の許容伸びひずみ ϵ_0 とその変位角 η_0

とともに深くなる。そして、補強材の敷設幅によって ω_0 が拡大され、f 点が c 点に至る。この拡大された角度を η とし、次のように考える。

図-10 (b) に示すように補強材の最大引張り力は基礎直下で生じるとしているため、図-14 に示すように、補強材全長の伸びも塑性ヒンジのように基礎直下に集中して生じると考える。この補強材敷設幅に対する伸び(伸びひずみ) ϵ は変位角 η として表されると考える。 η は、補強材に生じた最大引張り力や補強材の引張り強度および許容伸びひずみ ϵ_0 によって異なる。図-15 に示すように、補強材が許容伸びひずみ ϵ_0 に対する幅 L_T で敷設された場合、 η はそれに対する許容変位角 η_0 となり、



図一16 補強材の変位角と敷設幅との関係の仮定

補強材の引張り力 F_{Tmax} はその引張り強度 F_u となる¹⁸⁾。一方、敷設幅 L は基礎幅 B と同じ場合に、地盤内における補強材に生じる引張り力はゼロとして考えている ($F_{Tmax}=0$) ため、 η もゼロとなる。基礎幅 B と L_T の間での敷設幅 L に応じた変位角 η は、図一16に示すように敷設幅の増加に伴い直線的に増加するとすると、次式で算定するものになる。

$$\eta = \frac{L-B}{L_T-B} \eta_0 \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 L_T は補強材が破断する限界敷設幅であり、補強材の引張り強度 F_u を式 (13) に代入することによって得られた式 (20) で算定する。また、 η_0 は式 (21) で算定する。

$$L_T - B = \frac{F_u}{\sigma \tan \delta} \dots\dots\dots (20)$$

$$\cos \eta_0 = \frac{1}{1 + \epsilon_0} \dots\dots\dots (21)$$

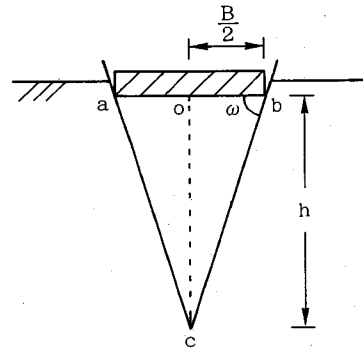
式 (13) と式 (20) を式 (19) に代入すると次式が得られる。

$$\eta = \frac{F_{Tmax}}{F_u} \eta_0 \dots\dots\dots (22)$$

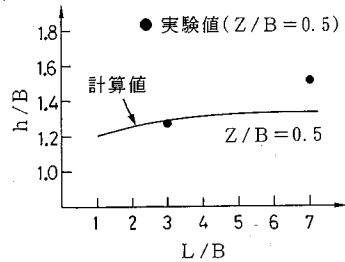
次に、図一14において点 a と c 、 b と c をそれぞれ結んで、 $\angle bac$ ($\angle abc$) を敷設幅と敷設深さの効果を考慮した補強の場合の土くさび角度 ω として考える。幾何関係により ω を次式のように求める。

$$\tan \omega = \tan(\omega_0 + \eta) + 2(Z/B) \dots\dots\dots (23)$$

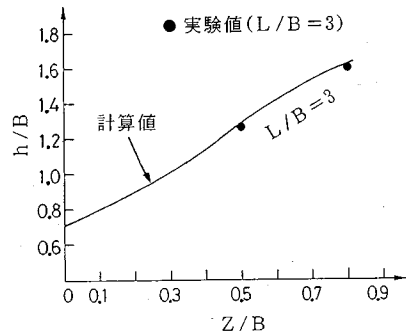
3章で述べたように、本文では補強効果としてせん断抵抗の効果と破壊域拡大の効果を考慮している。せん断抵抗の効果は、補強材に生じる引張り力によりもたらされ、Biquet, J. らの言うアンカー効果^{17),18)}に相当するものと考えられる。しかし、基礎幅 B と同じ幅の補強材を敷設した場合、補強効果があるにも係わらず、Biquet, J. らの考え方によれば補強効果が生じない^{19),20)}。この場合、式 (13) より引張り力がゼロとなり、せん断抵抗の効果がなくなるが、式 (23) より破壊域拡大の効果が生じる。一方、破壊域拡大の効果は、基礎直



図一17 実験結果より土くさび角度の読み取り方



(a) h/B と L/B の関係



(b) h/B と Z/B の関係

図一18 補強地盤の土くさび角度 $\omega(h/B)$ の計算値と実験値の比較

下に土くさびが生じることを前提としているため、式 (23) より計算される土くさび角度 ω の限界は90度である。

式 (23) を用いて算定される補強基礎地盤の土くさび角度 ω と模型実験から得られた土くさび角度との比較を行う。

二等辺三角形の底辺長とその高さの比が決まれば、底角が決まる。したがって、土くさびの高さを h とすれば、式 (23) 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。

$$h/B = \frac{1}{2} \tan(\omega_0 + \eta) + Z/B \dots\dots\dots (24)$$

実験で得られた土くさびの写真¹⁾を拡大し、図一17に

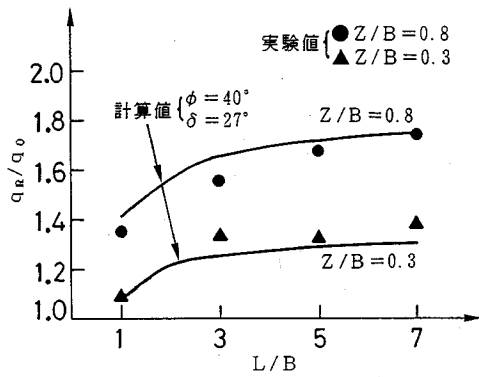


図-19 計算結果と実験結果の比較

示す方法に従って、 h/B を読み取る。その値を用いて式(24)より計算した h/B と比較するのが図-18である。ただし、相対密度 $D_r=83\%$ の地盤は $\phi=40$ 度とした。無補強基礎地盤の土くさび角度 ω_0 はChenの提案⁵⁾を採用すると $(15+\phi)$ 度になる。また、補強材とした高分子ネットZ-28-93は引張り強度 $F_u=0.47$ tf/m、許容伸びひずみ $\epsilon_0=26\%$ である。図-18より、式(23)を用いて、算定される補強基礎地盤の土くさび角 ω は、精度良く実験結果を評価することができると言えよう。

次に、上述のようなパラメータ F_{Tmax} と ω の予測方法を用いて、補強基礎地盤の支持力評価式(式(11)と式(12))によって計算される結果と実験結果との比較を行う。

5. 計算結果と実験結果の比較

相対密度が83% ($\phi=40$ 度, $\gamma=1.6$ tf/m³とする)の砂地盤の表面に、幅 B が0.1mの帯状荷重を想定した模型載荷試験を実施した¹⁾。使用されたジオグリッドは二軸延伸SS-1であり、その引張り強度 F_u は1.2tf/mで、許容伸びひずみ ϵ_0 は10%である。また、土とジオグリッドの平均摩擦角 $\delta=2\phi/3 \approx 27$ 度とした。敷設深さ Z を $Z/B=0.3, 0.8$ で、敷設幅 L を $L/B=1, 3, 5, 7$ であった。これらの値を用い、計算した支持力値と実験値を比較したものが図-19である。ただし、無補強基礎地盤の支持力 q_0 は、式(12c)において、支持力係数 N_r が最小となる時($\omega_0=15+\phi$ 度)⁵⁾の値を式(11)の第三項に代入して算定した値を用いた。ジオグリッドを地盤内に一層浅く敷設した場合、提案した方法により、実験結果をかなり良く評価できることが分かる。

6. 結 論

ジオグリッド補強による基礎地盤の支持力を、破壊域拡大の効果とせん断抵抗の効果を考慮した速度場法を用いて評価する方法を示した。この方法による支持力の推定結果は、模型実験の結果を比較的うまく評価すること

ができる。今後、解の精度の向上を工夫するとともに、現場実験を用いて提示した方法を検証する予定である。

謝 辞

本研究を遂行するにあたって、九州大学工学部の大谷順先生(現 熊本大学工学部)、梅崎健夫先生(現 信州大学工学部)、熊本大学工学部の鈴木敦巳先生および北園芳人先生には、有益な助言を、実験装置の計画作成及び実験に際しては、九州大学工学部の中島通夫技官に多大なご助力を賜った。また、三井石油化学工業(株)の平井貴雄氏には補強材に関するデータを提供して頂いた。ここに記して、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 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特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.499/Ⅲ-28, pp.117~126, 1994.9.
- 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.
- 前田良刀：斜面上の直接基礎の支持力評価に関する研究，九州大学学位論文，1991.
- 山口柏樹：土の力学，エンジニアリング・サイエンス講座26, pp.93~115, 1976.7.
- Chen, W.F.: Limit analysis and soil plasticity, Developments in geotechnical Engineering 7, 1975.
- Jewell, R.A. and Wroth, C.P.: Direct shear tests on reinforced sand, Geotechnique, Vol.37, No.1, pp.53~68, 1987.
- 龍岡文夫：文献抄録，補強した砂の直接せん断試験，土と基礎，Vol.36, No.1, pp.92~95, 1988.
- 龍岡文夫：ジオテキスタイルを用いた補強土工法，2. ジオテキスタイルによる補強メカニズムその1，土と基礎，Vol.41, No.3, pp.76~82, 1993.3.
- 龍岡文夫：ジオテキスタイルを用いた補強土工法，2. ジオテキ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.
- 宮崎啓一・佐藤靖彦・廣川文明：ポリマーグリッドによる砂地盤補強の模型実験，第25回土質工学研究発表会講演概要集，pp.2061~2062, 1990.6.
- 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，土木学会第46回年次学術講演会発表概要集，pp.740~741, 1991.9.
- 川崎廣貴・平井孝典・古川 治・佐藤正義・関島謙蔵・河辺衛：FRP系ジオテキスタイルによる補強盛土の実大実験，第25回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1981~1984, 1990.6.
- 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.352~353, 1989.3.
- 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.
- 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) 落合英俊・松下博通・林 重徳：硫酸イオンを含む地盤における住宅基礎，土と基礎，Vol. 34, No. 6, pp.45~50, 1986.6.
- 17) Binquet, J. and Lee, K.L. : Bearing capacity tests on reinforced earth slabs, *J.GT Div. ASCE*,101, pp.1241~1255, 1975.
- 18) Binquet, J. and Lee, K.L. : Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, *J.GT Div. ASCE*,101, pp.1257~1276, 1975.
- 19) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement, *Proc.Int.Geotechnical Symposium ; Theory and Practice of Earth Reinforcement, Balkema*, pp.191~196, 1988.
- 20) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Bearing capacity in reinforced horizontal sandy ground, *Geotextiles and Geomembranes* 9, pp.51~82, 1990.
- (1993.11.12 受付)

EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF GEOGRID REINFORCED FOUNDATION

Junjie YANG, Hidetoshi OCHIAI and Shigenori HAYASHI

The bearing capacity of reinforced foundation ground with one layer geogrid was formulated based on the upper bound theorem of plasticity theory. The failure mechanism of reinforced foundation ground was obtained using the results of model tests. Two reinforcing effects were considered in the proposed formula. The first is that the failure zone is extended, which is reflected by the enlarged angles of the rigid triangular wedge under the base of footing. The second one is that the shear resistance on the two lateral sides of the wedge increases. The calculated results were compared with the loading test results.