

大型可動壁模型土槽におけるジオグリッド補強砂の補強効果

樋口貴也¹・青木 恒²・石原研而³・塚本良道⁴・榎尾孝之⁵

¹正会員 株式会社 U.S.コンクリート (〒110-0015 東京都台東区東上野 3-5-9)

²工修 鹿島建設株式会社 関東支店 (〒135-0016 東京都江東区東陽 6-3-2)

³工博 工博 東京理科大学 理工学部 土木工学科 (〒278-8510 千葉県野田市山崎 2641)

⁴正会員 Ph. D 東京理科大学 理工学部 土木工学科 (同上)

⁵太陽工業株式会社 土木エンジニアリング事業部 (〒154-0001 東京都世田谷区池尻 2-33-16)

加圧型大型可動壁模型土槽装置に、ジオグリッドで補強された密度の異なる豊浦砂の補強地盤を作成し、サーチャージを載荷後、側壁を可動させることにより、土圧の変化とジオグリッドのひずみを測定したものである。ジオグリッドの敷設方法は、高さ1mに3枚を水平に敷設したものと無補強について、実験を行った。試験の結果、土圧は、可動壁の移動量が大きくなるにしたがって小さくなり、補強土の方が、無補強に比べて小さい変位で土圧の軽減の程度が大きい。また、ジオグリッドのひずみは、可動壁の移動量が大きくなった。どの敷設方法においても可動壁移動にともなう壁面土圧の低下量とジオグリッドに発生する引張り力の比較を行うことにより、密度の異なる地盤の補強メカニズムの違いについて考察を行っている。

Key Words : large-scale model test, earth pressure, geogrid-reinforced soil, strain, dense and loose soil.

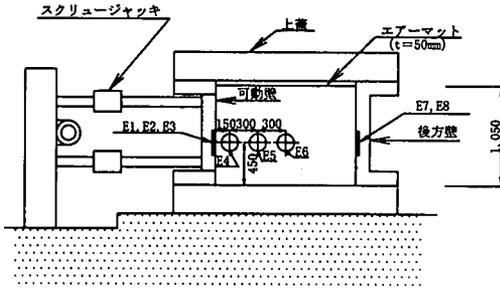
1. まえがき

ジオグリッド補強土の補強効果発生メカニズムは、地盤とジオグリッドが相対的に変位するときの摩擦力による応力伝達により大きな影響を受ける。これについての要素試験は、以前より研究がなされている¹⁾。試験法としては、土中引抜き試験が一般的に多く用いられており、Inqold^{2), 3)}によるジオグリッドと砂質土や粘性土との摩擦特性に関する研究をはじめとして、林、落合ら⁴⁾も同様にジオグリッドを対象とした土中引抜き試験を行っている。しかし、この試験方法では、実際の土中におけるジオグリッドの摩擦特性を十分に把握することは難しいと言える。

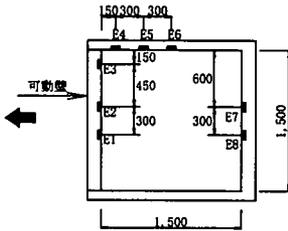
また、ジオグリッド補強土のせん断試験方法としては、大型の三軸圧縮試験^{5), 6)}や平面ひずみ圧縮試験⁷⁾が実施されている。ただし、三軸圧縮試験においては、無補強の場合に比較して補強土が σ_1/σ_3 の増加が、補強材の敷設間隔が小さい程大きい点が明らかにされているが、ジオグリッドの異方性や三次元問題であることにより、実際のジオグリッド補強

土への解析に即応できない。一方、平面ひずみ圧縮試験においてはジオグリッドの異方性が考慮でき二次元問題への解析が容易でかつ、最小主応力(σ_3)方向の変位測定もギャップセンサーを用いて行うことができる。しかしながら、これらの試験は補強土壁の壁面の変形と土圧の関係を求めることは困難である。

さらに、近年、実大試験盛土^{8), 9)}を築造し土中に敷設したジオグリッドに発生した応力や補強土壁の背面の土圧と壁面水平変位との関係を計測する実験も行われている。しかしながら、実大試験盛土を土の密度あるいはジオグリッドの敷設方法を変えて多くの試験パターンを行うことは、時間的、経済的な問題により困難である。そこで、本研究は、実際の補強土の壁面部に可能な限り近い条件で、壁面部をモデル化した大型可動壁土槽を用いてジオグリッド補強土の密度や鉛直応力を変化させ、補強土壁の壁背面部の土圧の低減効果とジオグリッドに発生する応力および摩擦力の分布などを調べたものである。



a) 側面図



b) 平面図

(単位：mm)

図-1 土槽の概略図

2. 試験条件および方法

本試験に用いた実験装置は、加圧型大型可動壁模型土槽装置であり、その概要を図-1に示す。土槽の内寸法は、1.50m×1.50m×1.05mであり、可動壁面は、高さ1.00m、幅1.50mである。また、土圧計は土槽深さのほぼ中央となる高さのE1～E8に示すの壁面に埋め込み設置されている。試料土として表-1に示すような豊浦砂を用い突き固め方法で、相対密度を $D_r=75\%$ と $D_r=45\%$ に変えた。ジオグリッドは、表-2に示す物性のものを使用した。

ジオグリッドの敷設は、図-2に示すように3枚水平に敷設した場合（以下補強砂と言う。）と無補強砂の場合について行った。ここで、ジオグリッドと可動壁は連結を施していない。なお、土槽壁面にはメンブレンを施しフリクションカットを行った。さらに、ジオグリッドには敷設幅中央部の強度方向のストランドに25cmピッチでひずみゲージをはりつけ、実験中にジオグリッドに発生する引張り応力の変化を測定した。

試験手順は、図-3に示すようにステップ1でエアーマットにより10kPa/minで所定のサーチャージを加える（ K_0 載荷）。ステップ2で可動壁を主働側に0.05mm/minで動かす（主働移動）。ステップ3で地盤が主働状態に達した状態で約20時間の安定化を図る（長期安定化）。ステップ4でサーチャージの場合と同じ速度で除荷した。ステップ5で可動壁を戻しこれを同一供試体を用いて $\sigma_v=100,200,300\text{kPa}$

表-1 豊浦砂の物性

比重 G_s	2.65
平均粒径 D_{50} (mm)	0.19
均等係数 U_c	1.70
細粒分含有率 (%)	0
最大間隙比 e_{max}	0.988
最小間隙比 e_{min}	0.616

表-2 ジオグリッドの物性

材質	ビニロン
目合 (mm)	20×20
破断時引張強度 (kN/m)	68.6
破断時伸びひずみ (%)	8.0
引張剛性 (kN/m)	8.58×10^2

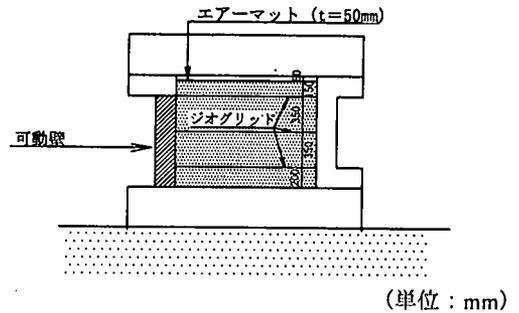


図-2 ジオグリッドの敷設方法

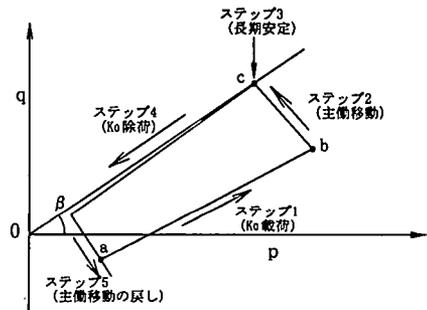


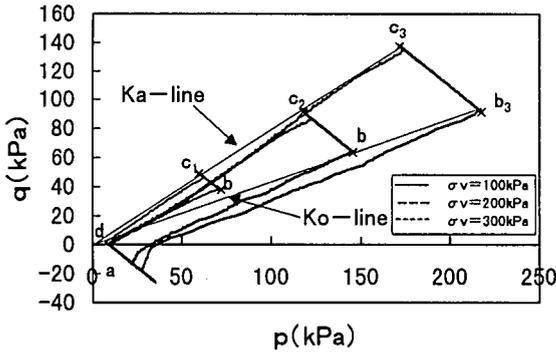
図-3 p-qプロットの模式図

について繰り返す。なお、この応力経路は土槽中の全体を模式化したものである。実験の全過程を応力経路で記したp-qプロットを図-3に示した。

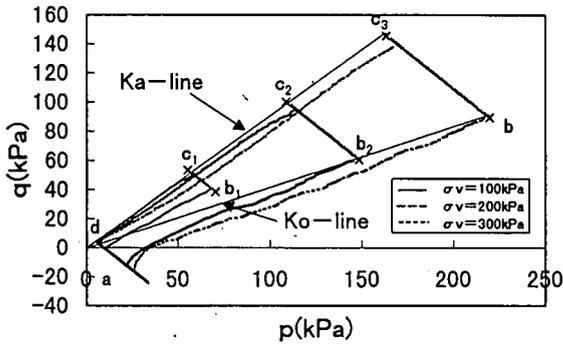
これは、1サイクルにおけるp-qプロットの模式図である。ここで、

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}, \quad q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (1)$$

また、 σ_v を垂直応力、 σ_h を水平応力と定義する。



(1) 無補強砂



(2) 補強砂

図-4 実験結果による p-q プロット (Dr=75%)

3. 試験結果

(1) p-q プロットによる試験手順の解釈

図-4 に実験結果による p-q プロットを示す。このように、各サイクル (上載圧 $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa , 300 kPa) における応力経路を同一グラフに描けば、主働状態に達した点 ($c_1 \sim c_3$ 点) と原点とを最小二乗法にて近似して得られる Ka-line (破壊線) と、Ko 载荷終了時点 ($b_1 \sim b_3$ 点) と原点とを近似して得られる Ko-line を示すことができる。

(2) 可働壁の移動量と土圧係数の関係について

可働壁の移動量と土圧係数 K の関係を図-5~図-6 に示す。ここで、土圧係数 $K = \text{水平土圧 } \sigma_h / \text{垂直土圧 } \sigma_v$ と定義しておく。また、 σ_h は、土槽境界の影響を考慮して、土圧計 E1 と E2 の平均をとっている。これらの図より土圧係数は、可働壁の変位量と共に緩やかに減少していき、静止土圧から主働土圧へと変化していくことがわかる。また、緩い地盤よりも密な地盤の方が小さい主働土圧係数にいたり、補強された地盤の方が無補強の地盤よりも

小さい主働土圧係数になることがわかる。

図-7 に相対密度と主働土圧係数の関係を示す。また、表-3 にそれぞれの地盤において計測された土圧係数の平均値と Rankine による主働土圧係数 K_{ar} と Rankine の値に対する計測値の比率を示す。

ここで、

$$K_{ar} = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \quad (2)$$

である。なお、この式中の内部摩擦角は相対密度より求めた¹⁰⁾。

この式からもわかるように一般に土圧係数は内部摩擦角の影響を受け、内部摩擦角が大きい場合、すなわち地盤の相対密度が増加すると、 K_{ar} は減少する。

図-7 において、無補強の場合の結果を見てみると Rankine の土圧係数よりも全体的に小さな値となっており、とくに地盤が密な場合は、より小さい値が出ているようである。しかし、相対密度別に見てみると地盤が密なものほど土圧係数は小さく、緩いものほど土圧係数が大きくなるといった特徴はよく出ている。

補強を行ったものについては、密な地盤の場合、Rankine の値に対する比率は 19% となっており大きな補強効果が示されている。Dr=45% の場合に関しては、56% とある程度の補強効果は認められるが密な場合ほど大きくない。

主働状態に達するまでに必要とした可働壁移動量について図-8 に示す。このグラフを見ると鉛直応力の大きいときの方が主働状態に達するまでに必要な主働移動量が大きいことがわかる。

鉛直応力とは実際の問題に直して考えてみると、盛土の高さに置き換えることができるので、同じ盛土においても頂部よりも底部の方が主働状態に達するまでに、より大きな変形量が必要であることを意味している。また、地盤が緩いときの方が主働状態に達するまでの移動量は大きくなるがわかる。

また、ジオグリッドを敷設した方が主働状態に達するまでの移動量は大きくなっている。これはジオグリッドを敷設することにより、より小さい土圧係数に達するのにともない移動量も大きくなること、一因として挙げられる。

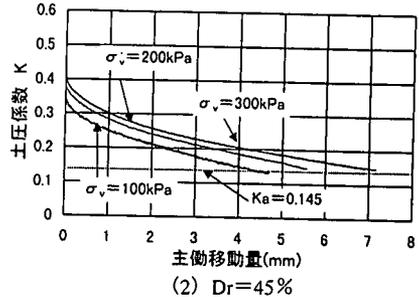
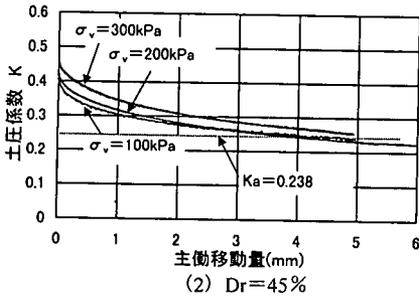
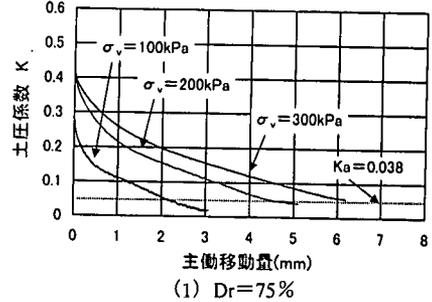
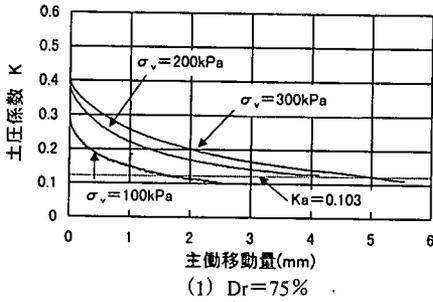


図-5 可動壁の移動量と土圧係数の関係（無補強砂）

図-6 可動壁の移動量と土圧係数の関係（補強砂）

表-3 測定された主働土圧係数

項目	実測平均値	Rankine 理論値 K_{ar}	実測平均値/Rankine 理論値(%)
無補強砂 (Dr=75%)	0.103	0.198	52
無補強砂 (Dr=45%)	0.238	0.26	92
補強砂 (Dr=75%)	0.038	0.198	19
補強砂 (Dr=45%)	0.145	0.26	56

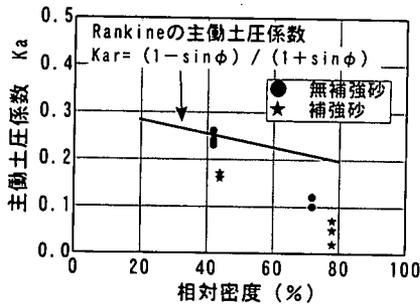


図-7 相対密度と主働土圧係数

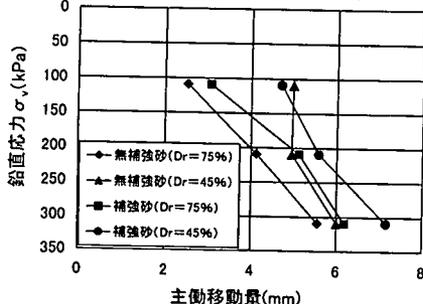


図-8 主働状態に達するのに必要な移動量

(3) ジオグリッドのひずみ分布・張力分布について

密度の異なる地盤におけるジオグリッド 3 枚敷設時のジオグリッドに発生する引張りひずみ分布を図-9 に示す. 図中の横軸は可動壁面移動開始位置からの距離を表しており, 縦軸は主働状態時でのひずみを表している.

Dr=75%の地盤においては壁面から 30cm の位置でピークを迎えた後, 100cm 付近でかなり小さい値となり, その後, 後方壁面までほぼその値で推移している. しかし, Dr=45%の地盤においては同じような点でひずみのピークを迎えた後, ひずみは後方壁面まで直線的に低下していく. また, 本試験においてジオグリッドに発生した張力は, 最大で 6 kN/m 程度であり, これは, ジオグリッドの破断強度の約 10%である. つまり, 今回の実験においては, 砂とジオグリッドの摩擦抵抗が等しく, かつ, 同じ応力とひずみの関係を有するジオグリッドであれば, 破断に対する安全率が $F_s=3.0$ と仮定しても, 破断強度で 18kN/m のもので十分であるという

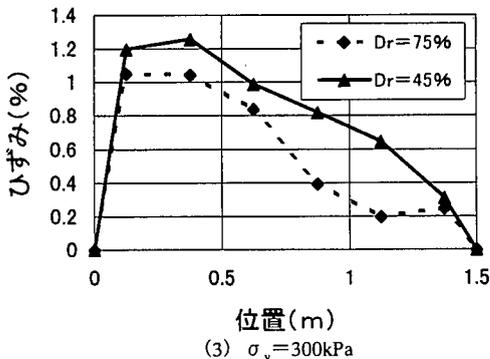
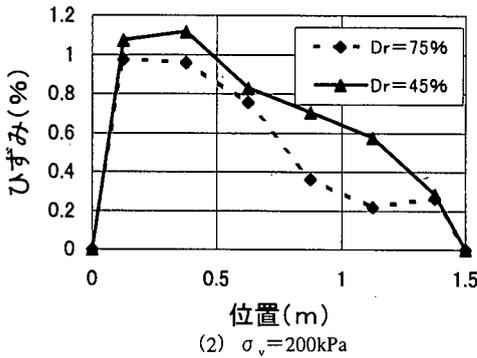
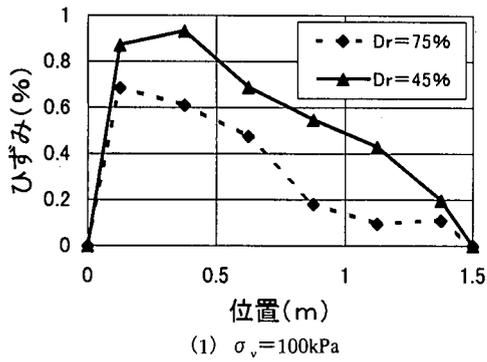


図-9 ジオグリッドの引張りひずみ分布 (最下層)

ことになる。このことにより、 $Dr=45\%$ の地盤の方がジオグリッドに発生するひずみは大きく、ジオグリッド上に広くひずみが分布するのに対して、 $Dr=75\%$ の地盤の方が緩い地盤よりジオグリッドのピークひずみは小さく、ひずみ分布も比較的集中している。

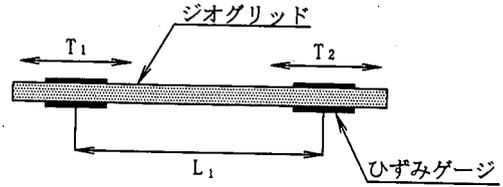


図-10 摩擦抵抗応力の求め方

(4) ジオグリッドの摩擦抵抗について

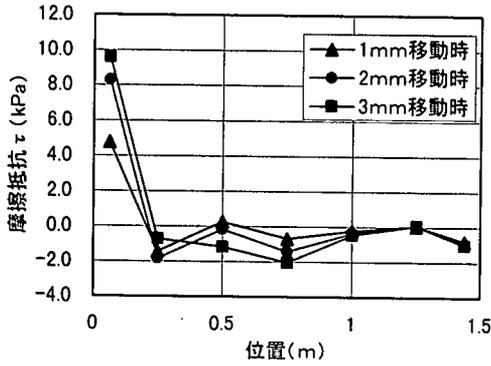
ジオグリッドの摩擦抵抗については、まず、引張力 T の分布を発生したひずみ量から算出する。次に、図-10 に示すように引張力の変化の割合を 2 で割ったものが摩擦抵抗 τ であると定義した。

$$\tau = \frac{T_2 - T_1}{2 \cdot L_1} \quad (3)$$

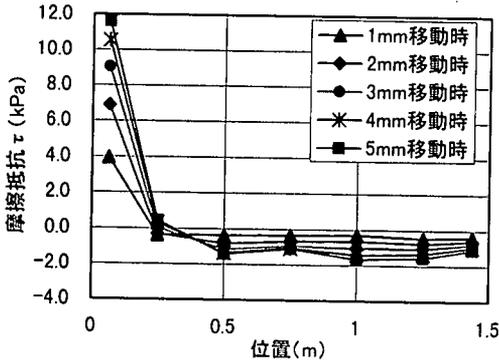
ここで、 T を単位幅当りの引張力、 L をゲージ間の長さとする。

図-11 に摩擦抵抗の分布の推移を示す。ここで、可動壁面では、自由端であるため、引張力を 0 としている。また、摩擦抵抗が正であるということは、図-12 に示すようにジオグリッドに働く摩擦力が左向きに作用していることになる。そこでこの摩擦力が発生する原因は、ジオグリッドと地盤の間に相対的な変位が生じてきたためであり、そのため摩擦力の符号が逆転する τ_0 点は、最大ひずみ T_{\max} が発生する点で、ジオグリッドに対し地盤の変形方向が相対的に逆転する点であるといえ、図-12 のように物理的な解釈ができる分布であると言える。

そこで、特に最下層のジオグリッドのせん断応力に着目し、摩擦抵抗が最初に + から - に変化する点を τ_0 点として着目すると、その点の距離は図-11 に示すように、 $Dr=45\%$ 、 75% の両方において可動壁から 25cm 程度の位置にあることがわかる。図-13 にジオグリッドの引張力分布の模式図を示す。摩擦力は引張力変化がある場所にて発生しているので、ここでは傾きのある部分に摩擦力が生じている。またその傾きは地盤とジオグリッドの間に働く摩擦力を表しており、その傾きが急なほど摩擦力は大きくなる。今回の実験結果では密なものの方が傾きが大きくなっている。今回の実験において緩い地盤ではジオグリッドに発生している引張力は可動壁面から 1.5m において自由端となっており 0 になっているが、もっとジオグリッドが長く敷設されていた場合、もっと長い範囲において引張り力が分布し、その傾きももっとなだらかになることも考えられる。すなわち、ジオグリッドの定着は地盤が密なものの方がより短くてすみ、地盤が緩くなるとより長い定着が必要になると言える。



(1) $Dr=75\%$ (上載圧 100kPa, 最下層)

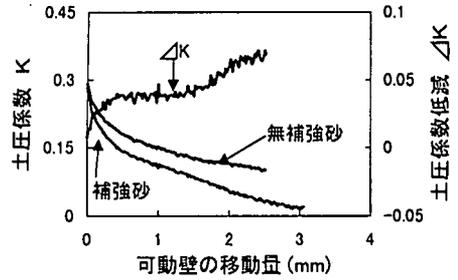


(2) $Dr=45\%$ (上載圧 100kPa, 最下層)

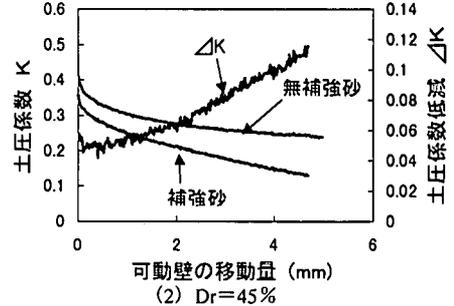
図-11 ジョグリッド摩擦抵抗の分布

表-4 ΔK_{final} の値

σ_v (kPa) \ Dr (%)	100	200	300
75	0.0805	0.0864	0.0563
45	0.1102	0.1071	0.0768



(1) $Dr=75\%$



(2) $Dr=45\%$

図-14 可働壁の移動量と土圧係数低減の関係 ($\sigma_v=100kPa$)

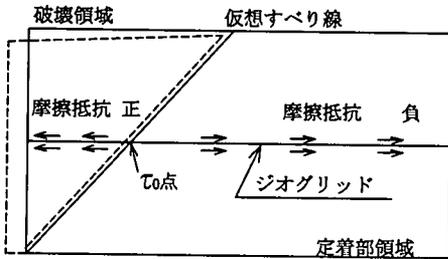


図-12 主働移動時の模式図

(5) 土圧係数低減 ΔK について

土圧係数低減 ΔK を以下に定義する。

$$\Delta K = K_1 - K_2 \quad (4)$$

ここで、 ΔK : 土圧係数低減

K_1 : 無補強砂の土圧係数

K_2 : 補強砂の土圧係数

ΔK は、無補強砂の場合と補強砂のどちらか小さい壁面移動量までしか求めることができないので、両方とも移動を終了した時点での σ_v (kPa) に対する最終的な土圧係数低減 ΔK_{final} を表-4 に記す。

図-14 に可働壁の移動量と土圧係数低減の関係を示す。 $Dr=75\%$ の地盤においては、 ΔK の値は壁面移動量がごく小さい時点において少し上昇し、移動中期では余り変化が無く、移動後半になるとまた上昇を始めたと言った現象が発生している。補強土はある程度変形を許容しないと、大きな補強効果は期待できないとする今までの考え方と良く合致するものである。 $Dr=45\%$ の場合においても $Dr=75\%$ の場合ほどではないが同様の挙動が見て取れる。

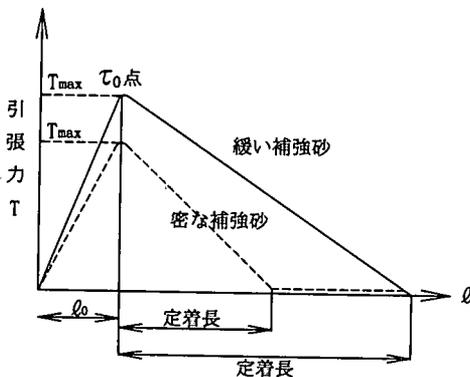


図-13 ジョグリッドの引張力分布の模式図

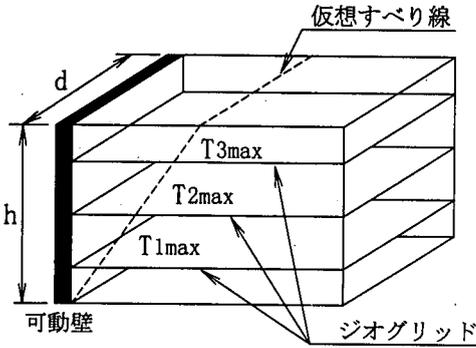


図-15 σ_{hg} の概念図

(6) ジオグリッド上に発生している引張応力の評価

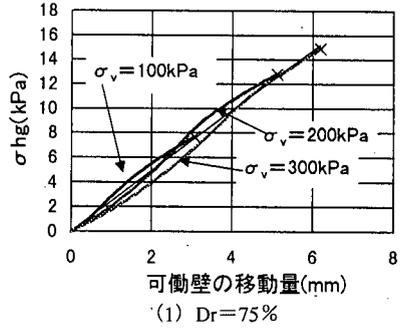
図-15 のようにジオグリッド各層において測定される最大の引張力をそれぞれ $T1_{max}$, $T2_{max}$, $T3_{max}$ とする。その値を加算したものを T_{max} とする。 $T1_{max}$ は別に $2 \int_{l_0}^{1.5} \tau_i(\ell) d\ell$ と定義される。ここで $\tau_i(\ell)$ は i 番目のジオグリッドに働く摩擦せん断応力の分布であり、 ℓ は可動壁からの距離、 τ_0 は点の可動壁からの距離である。

$$T_{max} = \sum_{i=1}^3 T1_{max} \quad (5)$$

ここで T_{max} とはジオグリッド上に発生する引張り力の合計で、可動壁面に対して鉛直方向の力である。壁面移動に伴うジオグリッドのたわみを見捨てたとき可動壁面に対して鉛直に作用する力となる。ここで、ジオグリッドのたわみにもなる可動壁面との鉛直方向からの偏差は、可動壁面の移動量・土槽の形状と大きさ・試料土のダイレタンシー角・試料土内に発生するすべり面に沿うひずみの局所化など、さまざまな要因から影響を受けられるが、本試験での可動壁面移動量は、土槽長さ 1.5m に対して 5mm 程度であり無視しうるものとして取り扱っている。この T_{max} を壁面の高さで壁面の幅 d で割ったものを σ_{hg} と定義する。ここで、本論文で定義されているジオグリッドに発生する 2 つの応力、 σ_{hg} (式 (6)) と τ (式 (3))、の定義の違いに注意していただきたい。

$$\sigma_{hg} = \frac{T_{max}}{h} \quad (6)$$

σ_{hg} の意味を考えてみると、主働移動にともないすべろうとする土塊を引き止めようとするジオグリッドに発生する応力であると考えられる。この値はジオグリッドの敷設間隔などに大きく影響を受けると考えられる。一番上のジオグリッドに生じている値は信頼性が低いので、今回は中央のジオグリッドに発生している引張力の 3 倍を T_{max} とした。



(1) $Dr=75\%$

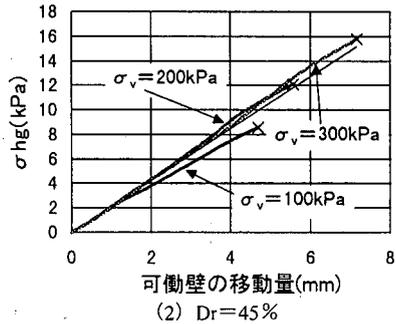


図-16 可動壁の移動量と σ_{hg} の関係

このようにして求めた可動壁の移動量と σ_{hg} との関係を図-16 に示す。

図-16 に示してある可動壁の移動量と σ_{hg} の関係についてみると、主働移動初期においてはジオグリッドに発生する引張力は少なく、移動中期では大きく、移動後期の主働状態に達する前にはまた小さくなることを表している。その傾向は特に密な場合に強いことがわかる。

ここで、 σ_{hg} を各上載圧で割って無次元化し、 K_g という値を以下のように定義した。

$$K_g = \sigma_{hg} / \sigma_v \quad (7)$$

K_g は、ジオグリッドに生じている破壊領域に存在する土と土を引き止めようとしている応力のパラメータである。 K_g と実際の土圧低減効果 ΔK を比較してみると図-18 のようになる。

図-18 に示しているように K_g と ΔK の関係は地盤の相対密度によって大きく異なってきている。地盤が密な場合には K_g に比べて ΔK の方が同じか大きくなっている。これはジオグリッドに生じている最大引張力の合計よりも可動壁面での土圧低減量の方が同じか大きいことを示している。しかし地盤が緩い場合はこの関係は逆転している。

すなわち、地盤が緩い場合には、ジオグリッド

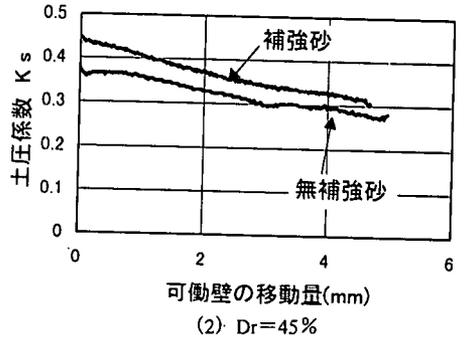
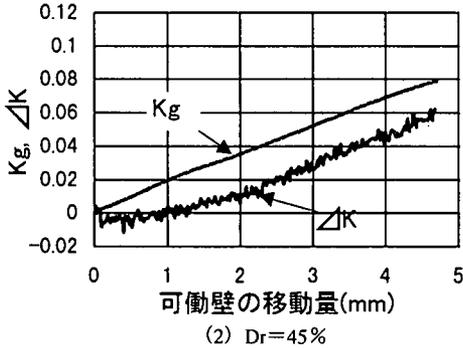
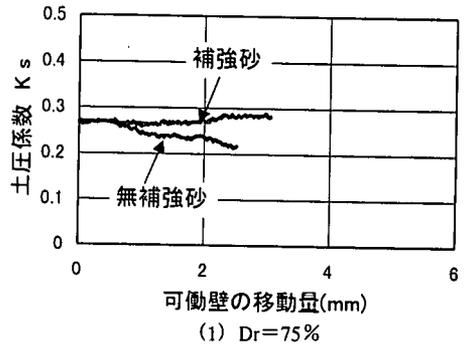
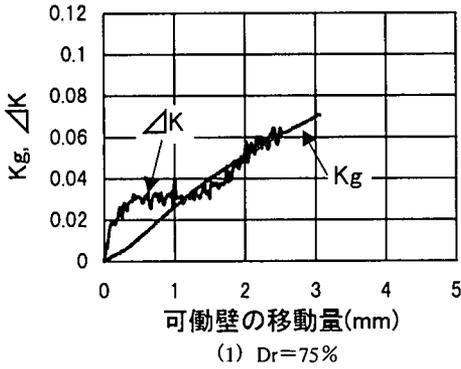


図-17 可動壁の移動量 ΔK , K_g の関係 ($\sigma_v=100\text{kPa}$)

図-18 E4における側方土圧係数の変化 ($\sigma_v=100\text{kPa}$)

上に発生する引張力が100%, 土圧低減効果には反映されずにロスしていることがわかる。また密な場合にはジオグリッドがすべろうとする土塊をつなぎとめておくというメカニズム以外に補強効果が発生するメカニズムが存在すると考えられる。なお、上載荷重200kPa, 300kPaの場合においても同様な傾向を示す。

(7) 補強砂における側方応力の影響

前述のメカニズムを考えるために、可動壁から15cm離れた側壁に設置してある土圧計E4(図-18参照)のデータに着目した。上載圧100kPaの場合におけるE4の側方土圧係数 K_s の変化を図-18に示す。この結果を見ると $Dr=75\%$ の場合には、無補強のときよりも補強を行ったときの方が土圧の低下が抑えられており、 $Dr=45\%$ の場合には、補強を行ったものの方が無補強のものよりも土圧の低下が大きいことがわかる。なお、上載荷重200kPa, 300kPaの場合においても同様な傾向を示す。

そこで壁面付近の土要素を取り出して考えてみる。可動壁面にはフリクションカットを施してあるので摩擦が働かないものとして、鉛直方向を σ_1 方向、側壁方向を σ_2 、可動壁方向を σ_3 と仮定する。ただし、この仮定は可動壁面の土圧計が地盤と剥離していない状況を想定している。 $Dr=75\%$ の場合

で無補強の場合は σ_3 が大きく低下し、 σ_2 も低下することがわかる。

ここで、補強砂については σ_3 は無補強砂の場合以上に大きく低下しているが、 σ_2 についてはあまり低下していないことになる。これはジオグリッドにより土の変形が拘束されているので、その結果拘束圧が上がっているという効果と、地盤の変形に伴うダイレイタンスによる圧力上昇の効果の二つの原因が考えられる。どちらにしろ地盤の拘束圧が上昇するため、地盤自体のせん断強度が上昇すると考えられる。

これに対し $Dr=45\%$ の地盤で補強を行った場合には無補強の場合よりも土圧計E4の圧力、すなわち σ_2 が下がってきている。これは緩い地盤では密な地盤ほど地盤の変形を拘束する効果が期待できないか、地盤の変形に伴い負のダイレイタンスが生じているためではないかと考えられる。地盤の拘束圧が下がっているために地盤自体のせん断強度は低下し、ジオグリッド上に発生する引張力は土圧の低減効果に100%はつながらずにロスが生じているのではないかと考えられる。

4. まとめ

- (1) 地盤が主働状態に達するまでに必要となる壁面移動量は、地盤が緩いものの方がより大きくなる。また主働状態に達した際の補強材に発生する引張力も、地盤が緩いものの方がより大きくなる。
 - (2) ジオグリッドを敷設することにより主働土圧は極めて小さくなり、その度合いは、地盤の密度が密なほど大きい。
 - (3) ジオグリッドに生じているひずみから、引張力、摩擦力を算定すると摩擦力の正負が逆転する点、 τ_0 点が見られる。この点がジオグリッドに対する地盤の変形の方向が逆転する点であり、すべり線であると考えられる。またジオグリッドの定着長は、地盤が緩い場合の方が密な場合に比べるとより長くなる傾向にある。
 - (4) ジオグリッドに発生している、破壊領域の土を引き留めようと作用している応力を表す K_g と、土圧低減量 ΔK を比較してみると、密な場合には K_g 以上に土圧の低減が認められるのに対し、側方応力の変化から緩い地盤では、密な地盤ほど地盤の変形を拘束する効果が小さいか、あるいは地盤の変形に伴い負のダイレタンシーが生じているため、ジオグリッドに発生する引張力は100%土圧低減効果には反映されずにロスが生じていることがわかる。
- 4) 林重徳, 山内豊聡, 落合英俊, 孫 純屏: 土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構, 土と基礎. Vol.33, No.5, pp.21~26, 1985.
 - 5) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫: 超大型三軸圧縮試験による実物補強財の補強効果確認試験, 第2回ジオテキスタイルシンポジウム, pp.64~69, 1987年12月.
 - 6) Futaki, M, Suzuki, H, and Yamato, S, : Super large triaxial compression tests on reinforced sand with high strength geogrid, 4th International Conference on Geotextile, Geomembrane and Related Products, pp.759~764, 1990.
 - 7) Higuchi, T., Ishihara, K., Tsukamoto, Y., and Masuo, T., : Deformation and Strength of Geogrid-reinforced Granular Soil at Plane Strain Conditions, Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society. Vol.38, No.1, pp.221~227, 1998.
 - 8) 三木博史, 工藤浩一郎, 滝昌和, 福田直三, 岩崎高明, 西村淳: ジオグリッド補強盛土実物大模型実験, 第6回ジオテキスタイルシンポジウム 発表論文集, pp.57~62, 1991年12月.
 - 9) 建設省土木研究所 材料施工部 施工研究室: ジオテキスタイルを用いた実大補強土壁の動態観測, 土木研究所資料, 1997年3月.
 - 10) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. : Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65~84, 1986.

参考文献

(1998.5.29 受付)

- 1) Potyondy, J.G. : Skin friction between various soils and construction materials, Geotechnique, Vol.11. pp.339~353, 1961.
- 2) Inqold, T.S. : Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand, Geotechnical Testing Journal. ASTM, Vol.6, No.3, pp.101~111, 1983.
- 3) Ingold, T.S. : A laboratory investigation of grid reinforcement in clay, Geotechnical Testing Journal. ASTM, Vol.6 No.3, pp.112~119, 1983.

REINFORCING EFFECTS OF GEOGRID REINFORCED SAND IN LARGE SCALE MODEL TESTS

Takaya HIGUCHI, Hisashi AOKI, Kenji ISHIHARA,
Yoshimichi TSUKAMOTO and Takayuki MASUO

Large-scale model tests are conducted on geogrid-reinforced soil prepared with dense and loose Toyoura sand. The earth pressures and strains induced along the geogrids are measured during surcharge application and movement of the model retaining wall. One test series are conducted with three geogrid sheets placed horizontally in the model. The other test series are conducted without geogrid reinforcement. The earth pressures are found to become smaller as the model wall moves away from the soil. Especially, the earth pressures of the reinforced soil become smaller, compared with those of the non-reinforced soil. The strains along the geogrids also develop as the model wall moves away, and have peaks at the positions within 50 cm from the retaining wall.

By comparing the earth pressure changes and the geogrid strains, the discussions are made with respect to the difference in the reinforcement mechanism associated with dense and loose soils.