

## 敷金網による軟弱地盤上盛土の側方変形抑止効果とその評価

Estimation of Restraining Effect of Wire Net Matting for Horizontal Displacement of  
Embankment on Soft Clay Ground

安福規之 Noriyuki YASUFUKU (九州大学大学院 工学研究院)  
 白井康夫 Yasuo SHIRAI (基礎地盤コンサルタンツ株)  
 吉田昌史 Masashi YOSHIDA (響灘開発株)

粘性土地盤や埋立て地のような軟弱地盤上に盛土を構築する場合には、盛土本体や基礎地盤の沈下とともに、盛土法尻や側方地盤の水平方向への変形が問題となる。特に盛土の建設用地に構造物が隣接するような条件下で施工を行う場合には側方変形を厳しく抑制する必要がある。その方法のひとつとして敷金網を敷設する工法が考えられ、浅層混合処理工法を用いる場合に比べて建設コストの縮減効果が期待されている。本研究ではまず、敷金網の補強効果を室内模型実験によって確認した。次に、補強メカニズム解明のために土中引抜き試験から敷金網と土との摩擦特性について調べた。また、引き抜き中の土圧の変化から敷金網による土の見かけの拘束圧増加に関する検討を行った。

キーワード：敷金網、補強土工法、盛土、側方変形抑止、拘束効果 (IGC : E-2, K-14, M-9)

## 1. はじめに

粘性土地盤や埋立て地のような軟弱な地盤上に盛土を構築する場合には、盛土本体や基礎地盤の沈下とともに、盛土法尻や側方地盤の水平方向への変形が問題となる。特に盛土の建設用地に田畑や他の構造物が隣接するような条件下で施工を行う場合には側方変形を厳しく抑制する必要がある。その方法として浅層混合処理やジオテキスタイル工法といった対策が多く用いられているが、図-1のように敷金網を盛土底面とその上方に盛土材を挟みこむようにして2枚敷設することで同様の変形抑止効果が得られると考えている。材料として敷金網の単価は安価であることから、上記の対策工法を用いる場合に比べて建設コストの縮減効果が期待されている。公共工事かけられる予算が縮小されざるを得ない近年の状況下で、公共工事をより効率的に進めていくうえでその効果は大きいと考えられる。また、液状化地盤上の盛土について、変形抑制対

策としてジオテキスタイルを用いた研究<sup>1)</sup>が行われていることから、筆者らは敷金網に着目した。しかし、敷金網を用いた変形抑制対策については、施工実績・効果に関する検証は行われているが<sup>2)</sup>、その補強メカニズム・設計手法に関しては十分な検討がなされていないのが現状である。盛土の側方変位量の予測や側方変位対策としての設計手法は存在しない。軟弱地盤上の盛土設計において敷金網は盛土全体の安定を検討する際には引張部材として設計に考慮されることがあるが、変形対策としては設計対象の部材として扱われないのが現状となっている。盛土や軟弱地盤の側方変形に関しては簡易的な予測手法<sup>3)</sup>が提案されているものの、数cm程度の変形を詳細に検討する手法としてはFEM解析が用いられている。

本研究では敷金網を用いた軟弱地盤対策工法のメカニズム解明・設計手法の提案に向けた第一歩として、敷金網の補強効果を室内模型実験によって確認した。土と敷金網の摩擦特性を把握するために土中引き抜き試験を実施し、敷金網の引抜き抵抗の評価を行った。さらに敷金網による補強メカニズムを、敷金網が変形して張力が発生し、敷金網に挟まれた地盤のみかけの拘束圧が増加することによるものと仮定し、見かけの拘束圧を求める手法を提案した。最後に、それを用いて補強土と未補強土の剛性比を比較することで敷金網の側方変形抑止効果を評価した。

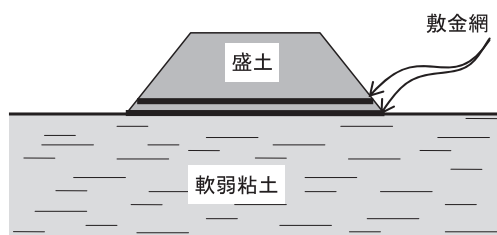


図-1 側方変形抑止対策としての敷金網工の概念図

## 2. 敷金網の変形抑止効果の検証

一般に（例えば文献3など）、軟弱地盤上に盛土を行った場合、施工時および盛土完了直後は図-2のように、軟弱地盤は側方にせん断変形し、その後圧密により引き込み沈下が生じる。当然、剛基盤であればこのような変形は生じない。筆者らは施工中から施工後数ヶ月間に生じるせん断変形による側方地盤の水平変位を敷金網で低減する軟弱地盤対策工法の確立を目指して研究に取り組んでいる。この敷金網は、引き込み沈下が卓越しはじめるまで、すなわち施工中から施工後数ヶ月間の対策工であり、仮設的な位置付けになる。このため、想定期間内においてはさびや腐食等の問題はないと考えている（写真-1の事例では施工後10年経過しても金網の健全性が確認されている<sup>2)</sup>）。

ここで、実際に敷金網を用いて軟弱地盤上の盛土を行った際、側方地盤の水平変位が低減されたという施工事例の報告<sup>2)</sup>はあるが、敷金網を敷設した場合と敷設しない場合の現場実験データは得られていない。そこで、室内土槽実験により、敷金網を敷設した場合と敷設しない場合で、盛土法尻の水平変位の抑止効果を定性的に確認することを目的として室内土槽実験を行った。

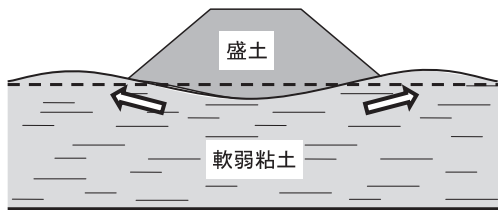


図-2 施工中の軟弱地盤の変形モード

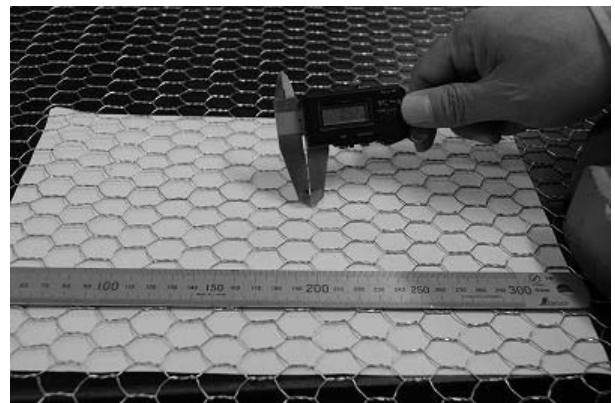
### 2.1 対象とした敷金網とその模擬材料

実施工で用いられている敷金網は、亜鉛メッキ鉄線ひし形金網であり、現地での敷設状況を写真-1に示す。この金網の特長として、衝撃吸収性に優れていること、斜面や凹凸地形への追従性に優れていること、可搬性・施工性に優れていること、また、2mmから5mmの線径と、線径と網目の比が20から75までとその組み合わせが多彩であり入手性にたけていること、加えて材料単価が安いこと（380円/m<sup>2</sup>程度）などが挙げられる。

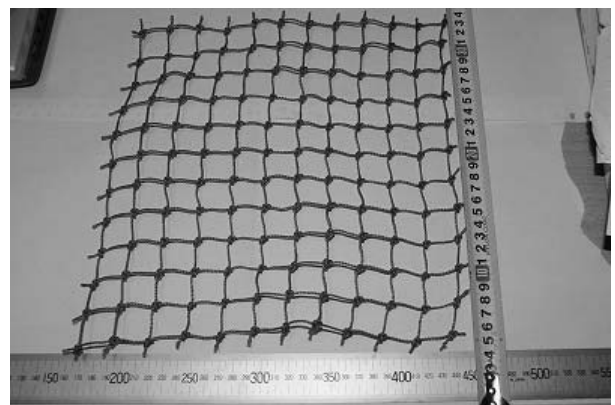
ここでの盛土と軟弱地盤を模擬した模型載荷実験は、敷金網の変形抑止効果について確認することを目的として実施した。このため、敷金網を模擬する網には金網とポリエチレン製の網の2種類を用いた（写真-2）。表-1にこれらの線径と網目の大きさを示す。なお、水平変位の抑止効果の確認のみを主目的としたため、材料特性を把握するための引張試験は行っていない。これらの網は盛土底面の面積（30cm×30cm）に合わせて切断して敷設した。



写真-1 敷金網敷設状況



(a) 金網



(b) ポリエチレンネット

写真-2 敷金網の模擬材料

表-1 金網とポリエチレンネットの線径と網目

	金網	ポリエチレンネット
線径 (mm)	0.7	1.5
網目 (mm)	12.9	23.6

### 2.2 実験概要

室内模型実験に用いた土槽装置の写真を写真-3、概略図を図-3に示す。土槽の大きさは内寸が幅95cm×高さ55cm×奥行き30cmである。土槽の前面はアクリル板でできており、変形状態を目視で確認することができる。土槽の内面には壁面摩擦を低減させるため、テフロンシートを張り

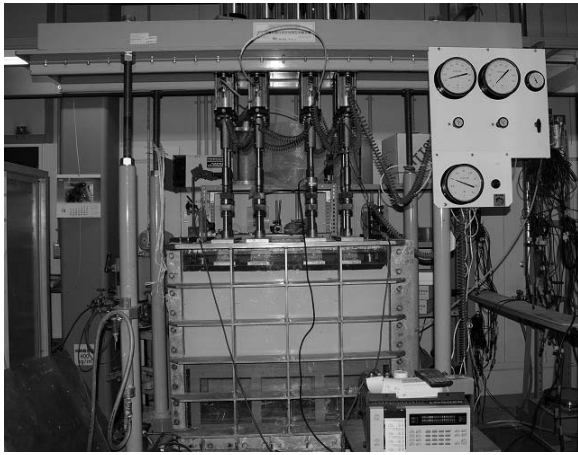


写真-3 室内模型実験装置

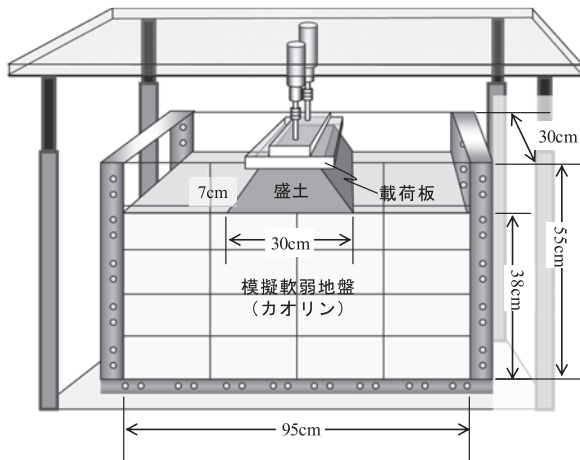


図-3 実験装置の概略図

付けたのちに、シリコングリースを塗布する。载荷は装置上部に設置したペロフラム式エアシリンダーを用いて、応力制御の条件で行っている。

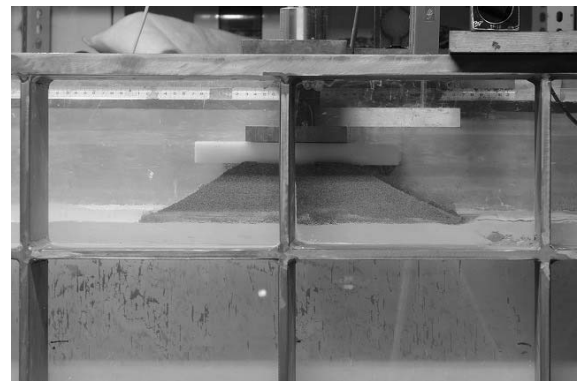
軟弱地盤は初期含水比 80%に練り返したカオリンを、初期層厚 50cm から 20kPa の圧力で圧密させたものを用いた。圧密後には層厚 38cm, 含水比 50%, コーン指数  $q_c=45$  kN/m<sup>2</sup> 程度になる。盛土材にはまき土を粒径が 850 $\mu$ m 以下、75 $\mu$ m 以上となるように調節したものを最適含水比である 10%程度に調節して用いた。模擬盛土の寸法は、土槽の大きさとのバランス、特に土槽の幅に起因する拘束が盛土と、その近い範囲の側方地盤の変形に大きな影響を与えないように考慮し、土槽の底面の幅は 30cm, 盛土高さは 7cm とした。また、側方地盤を盛土の左右に法尻から 30cm 程度確保できるようにした。盛土は、上記の盛土の寸法に合わせてアルミ板と亚克力棒で作成した型枠内に 1~2cm 程度まき出し、それを左官用のコテで締固めながら盛土を作成した。層状に高さが 7cm ほどになるまで盛り、盛土上面の幅が 10cm となるように成型するとともに、载荷荷重が均等に分布するように面を水平とするために水準器で確認しながら整えた。なお、本実験は水平変位抑止効果の有無を確認することに主眼をおいた基礎的な模型実験

と位置付けたものである。よって、相似則を直接的に考慮した模型実験とはなっていない。

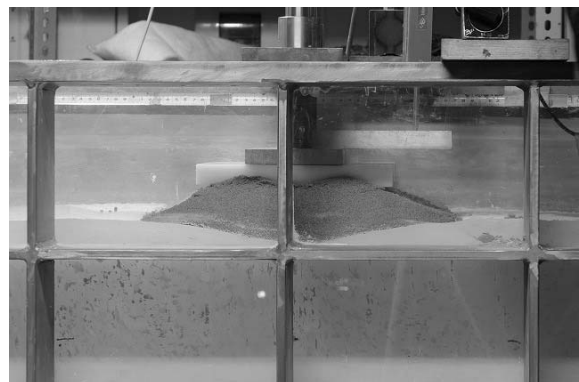
実験は表-2 に示すように、網の種類・条件を変えて 4 回実施した。4 つの実験ケースは、Case1 が敷金網を敷設しない場合、Case2 が盛土底面に金網を 1 枚敷設した場合、Case3 が金網を盛土底面とその上に 2cm の間隔で 1 枚敷設した場合であり、Case4 は同じくポリエチレンネットを盛土底面に 1 枚敷設した場合である。実験盛土への载荷は 5kPa を 1 ステップとする荷重制御の条件で行った。5kPa ずつ载荷圧を上げていき、1 ステップの荷重を 1 分間維持してから、次の载荷段階に移行する。载荷は写真-4 のように盛土の変形の様子を見ながら、40kPa 程度を目安に行った。測定項目は、盛土底面、上面の鉛直変位および図-4 に示した盛土法尻、側方地盤の水平変位である。鉛直変位は変位計により、側方地盤の水平変位は CCD カメラを用いた画像処理システム XV-1000 により測定した。

表-2 実験条件の一覧

実験ケース	実験条件
Case1	網無し
Case2	金網 1 枚
Case3	金網 2 枚
Case4	ポリエチレンネット 1 枚



(a) 10kPa 载荷時



(b) 20kPa 载荷時

写真-4 金網を 1 枚敷設した場合の変形の様子



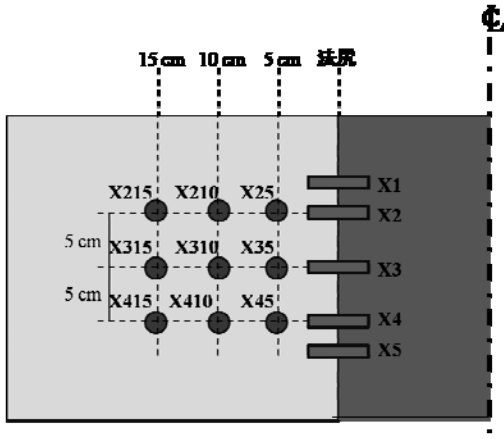
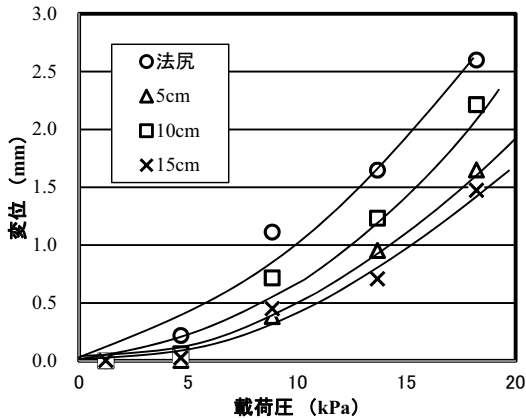


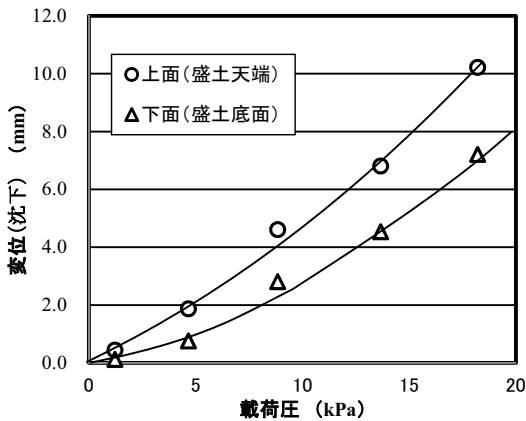
図-4 水平変位の測定点

### 2.3 法尻変位の抑制効果

図-5に Case1 (網の敷設なし) の 荷重圧と盛土法尻の水平変位, 盛土中央の鉛直変位 (沈下) との関係を示した。水平変位は盛土法尻から離れる方向, 図-4 の左向きの方  
向の変位である。盛土法尻で水平変位が最も大きく, 法尻から離れるにしたがって水平変位は小さくなっている。また, 盛土中央の鉛直変位 (沈下) については, 盛土底面に比べて盛土天端の沈下量の方が大きい。なお, 全ケースと



(a) 盛土法尻の水平変位



(b) 盛土中央の鉛直変位 (沈下)

図-5 Case1 網を敷設しない場合の沈下・水平変位

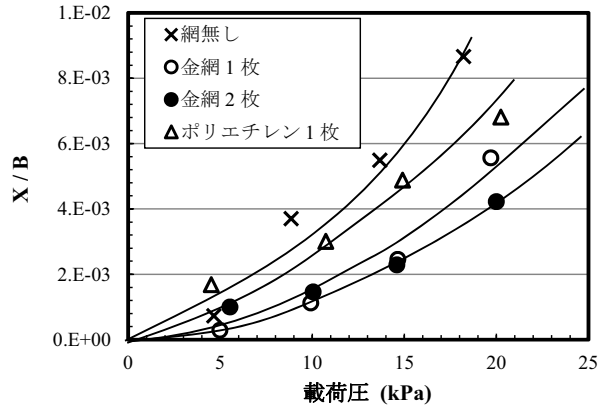


図-6 法尻の水平変位の比較

も 20kPa 程度までは沈下量に大きな差は見られなかった。

図-6 は縦軸に盛土法尻の水平変位  $X$  と盛土の下面の幅  $B$  との比  $X/B$  と荷重圧との関係を示したものである。変位を盛土幅で除して模型実験より得られた値を正規化して表現している。

これを見ると, 網を敷設することによる盛土法尻の変位の低減効果は明らかである。また, 網を敷設した場合でも金網とポリエチレンネットという材質の違いにより, 水平変位の低減効果は異なる。金網を敷設した場合の方が変位低減効果は大きく, この傾向は特に荷重圧が小さい領域において顕著である。この要因の一つに敷設材の剛性の違いが考えられる。

敷設材に金網を用いた場合についてしてみると荷重圧 15kPa までは敷設枚数による水平変位の抑制効果の差は小さい。荷重圧が 20kPa になると金網を 2 枚敷設した場合の方が, 1 枚敷設した場合に比べて変位が抑制されており, その変位は敷設しない場合に比べて 50%程度となっている。

### 3. 敷金網の土中引抜き特性とその評価

#### 3.1 試験方法とその手順

土中引抜き試験は補強材と土との摩擦特性を調べる試験の一つであり, 土試料中に敷設した補強材の一端を引抜き, その際の抵抗を評価する。試験は図-6, 写真-5 に示すような引抜き試験機を使用した。引抜き土槽は幅 40cm, 長さ 60cm, 高さ 20cm で上下に 2 分割でき, 上部にはさらに 10cm の土槽をいくつか積み重ねられる構造になっている。土槽上部には空気圧により任意の垂直応力を荷重できる。土試料には乾燥状態の豊浦砂を空中落下法により相対密度  $Dr=80\%$  で作成した。試験は表-3 と写真-6 に示すように, 線径・網目の異なる 5 種の敷金網を用いて垂直応力を変えて 3 回ずつ実施した。敷設枚数 2 枚とは, 図-7 のように, 引き抜く金網は 1 枚と他のケースと同様であるが, 引き抜く金網の上位 10cm に更に金網がもう 1 枚, そして

その上に 10cm の土槽を追加したケースである。引抜き速度は 1mm/min の一定速度である。土中の敷金網の変位を 図-8 のような位置で測定した。

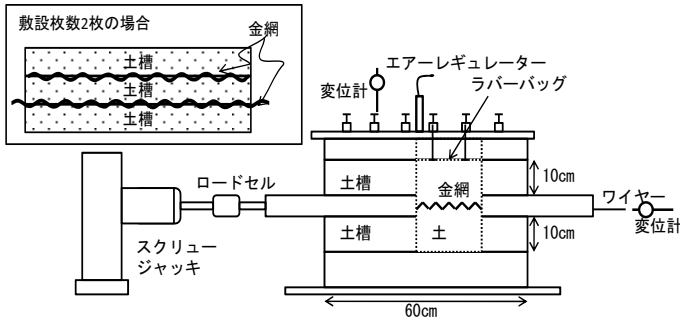


図-7 引抜き試験装置の概略図

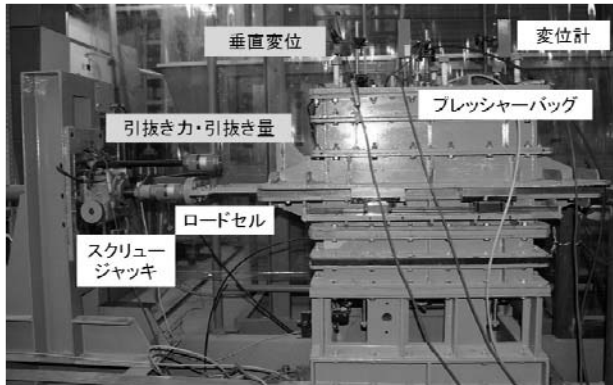
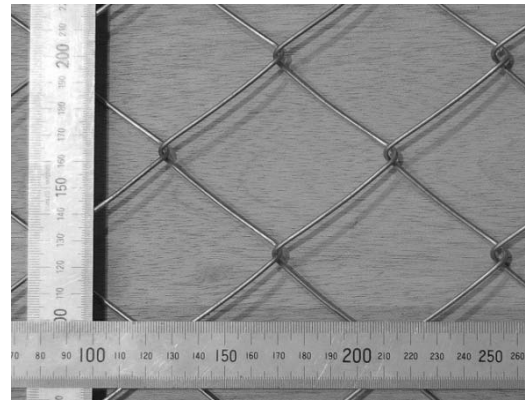


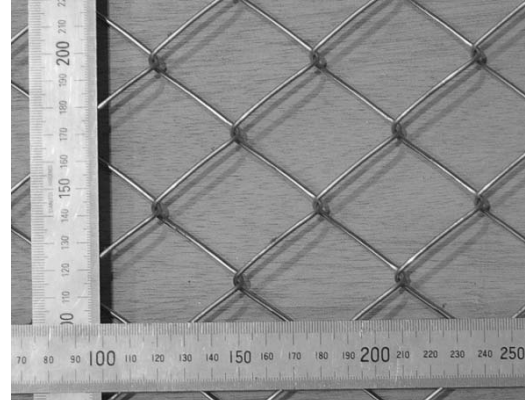
写真-5 引抜き試験装置

表-3 試験ケース一覧表

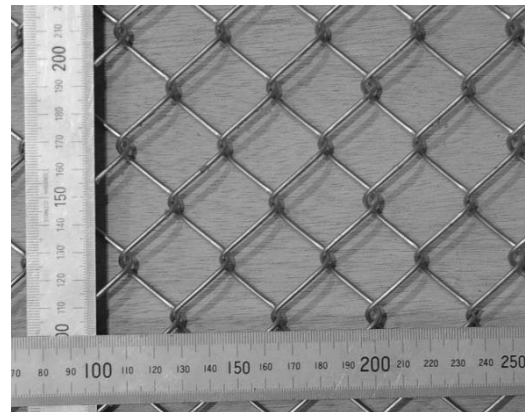
線径 (mm)	網目 (mm)	垂直応力 (kPa)			敷設枚数	
		10	15	30		
2.0	56	10	20	40	1	
	40					
	25					
3.2	56	10	20	40		2 (間隔10cm)
4.0	56					
2.0	56					



(a)  $\phi 2.0 \times 56\text{mm}$



(b)  $\phi 2.0 \times 40\text{mm}$



(c)  $\phi 2.0 \times 25\text{mm}$

写真-6 試験に用いた敷金網 ( $\phi 2\text{mm}$ )

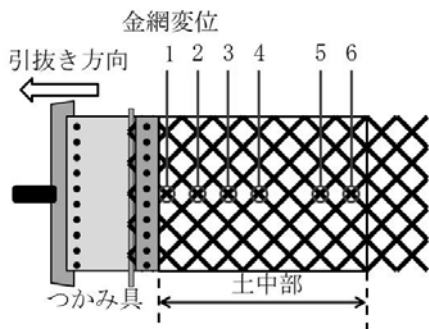


図-8 金網変位の測定位置 ( $\phi 2.0 \times 56\text{mm}$  の場合)

### 3.2 引抜き挙動

図-8 に示した引抜き口から順に測定点 1-6 を設け、土中の敷金網変位の分布と引抜き力の関係を 図-9 に整理した。敷金網の変位は引抜き口に近い測定点 1 から順に大きくなる。引抜き力  $F$  が大きくなるにつれて先頭から離れた測定点においても変位が生じている。敷金網の引抜き試験では測定点による変位の分布は垂直応力が比較的小さいケースでも大きい。この傾向は他の敷金網でも同様であり、素線が組み合わさって構成されている敷金網の応力発生機構に起因すると考えられる。図-10 には測定点 1 の変位と引抜き力の関係を敷金網の種類で比較した。線径 3.2mm、4.0mm では引抜き力が大きく発揮されている。また網目の大きさのみが異なる敷金網では変位 60mm における引抜

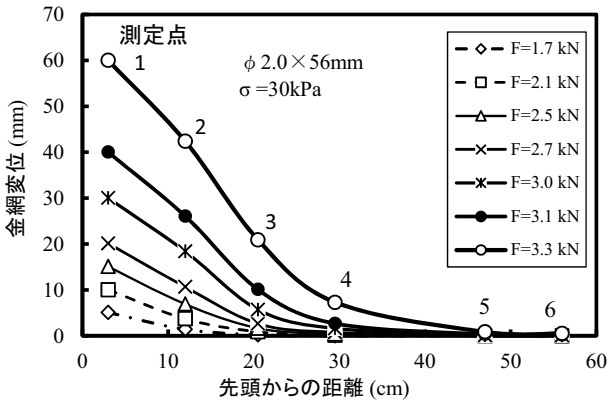


図-9 引抜き力-変位関係

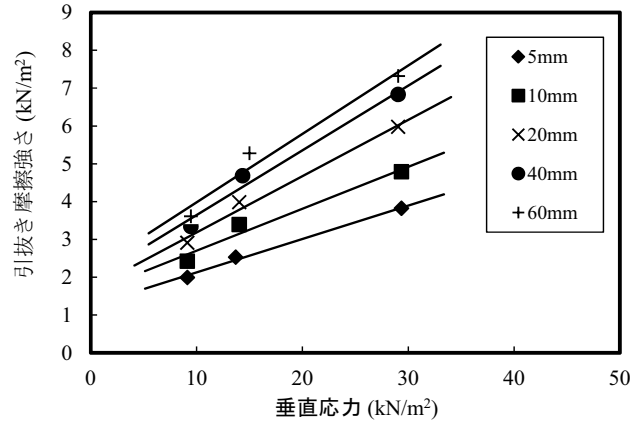


図-11 引抜き変位と $\tau$ - $\sigma$ 直線  
(敷金網  $\phi 2.0 \times 56\text{mm}$ )

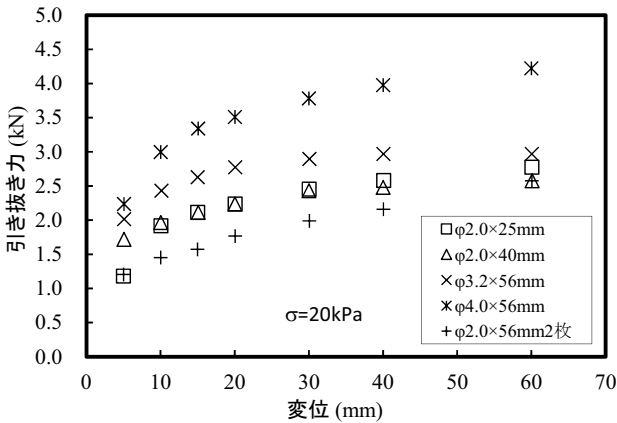


図-10 引抜き力-変位の比較

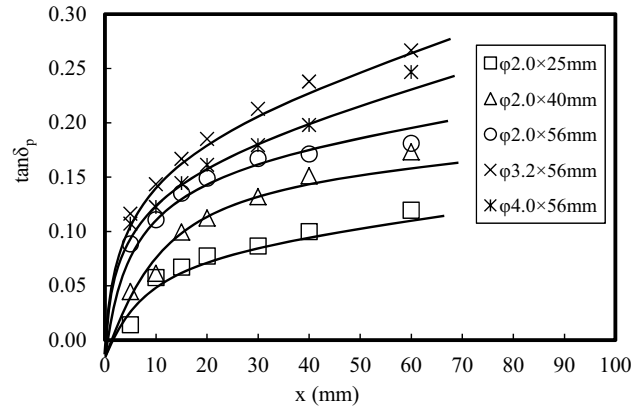


図-12  $\tan \delta_p$  と  $x$  の関係

き力に大きな差はないが、その状態に至るまでの引抜き力—変位関係の挙動が異なっている。網の種類が異なっても引抜き変位が大きくなっても引抜き力には明確なピークは生じていない。

### 3.3 引抜き抵抗の評価

補強材の摩擦抵抗を評価する指標に引抜き摩擦強さ $\tau_p$ がある。 $\tau_p$ の算出方法の1つである全面積法<sup>4)</sup>では式(1)を用いる。

$$\tau_p = \frac{F}{2 \cdot B \cdot L} \quad (1)$$

ここに、 $\tau_p$ : 引抜き摩擦強さ (kN/m<sup>2</sup>)、F: 引抜き力 (kN)、B: 敷設幅 (m)、L: 敷設長 (m)

$\tau_p$ と試験時の垂直応力 $\sigma$ の間には式(2)のような関係が成り立つ。 $\tau_p$ - $\sigma$ 直線の傾きと切片より引抜きパラメータ $\delta_p$ 、および $c_p$ を得る。

$$\tau_p = c_p + \sigma \cdot \tan \delta_p \quad (2)$$

ここに、 $c_p$ : 見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)、 $\delta_p$ : 引抜き摩擦角 (°)、 $\sigma$ : 垂直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

ジオシンセティックスに対する試験基準<sup>4)</sup>では $\tau_p$ を求めるためにFの最大値 $F_{\max}$ もしくは60mm引抜き時の $F_{60}$ を

用いる。しかし、60mm引抜き変位を生じさせた状態では敷金網の幅が狭まるような過大な変形状態が観察された。特に敷金網を安定対策ではなく変形対策として用いる場合にはこのような終局状態ではなく、盛土中で敷金網が発揮する摩擦抵抗を表現できるような変形過程の引抜きパラメータを得るべきであると考えた。そこで、ある引抜き変位が生じた時点の引抜き摩擦強さと垂直応力の関係を図-11に整理した。ジオシンセティックス同様、垂直応力が増加するとともに引き抜き摩擦強さが増加する傾向が確認できた。すなわち、金網を用いた場合でも引き抜き摩擦角 $\delta_p$ が得られた。また、引抜き変位が大きいくほど $\tau$ - $\sigma$ 直線の傾き $\delta_p$ は大きくなる。なお、この傾きは、引抜き変位10mm以下の場合と20mm以上の場合で大きく変化が生じている。図-12には各種の敷金網について測定点1の変位と $\tan \delta_p$ の増加関係を示した。これを見るとおおむね $X=20\text{mm}$ 程度を境に $\tan \delta_p$ 曲線の傾きが変化している。この理由として引き抜き変位が20mm程度以上になると、先頭の金網が引き抜けはじめ、有効面積が減少することが考えられる。図-9の測定点1の変位が10~20mmくらいまでは測定点1と2のみが変位しており、測定点3以降はほとんど引き抜き変位が生じていない。しかし測定点1の変位が20mmを超えると、測定点3の変位が生じ始め、さらに測定点1-2間、2-3間の相対変位が急増している。すなわち、金網の先頭はほとんど引き抜き抵抗には寄与してお

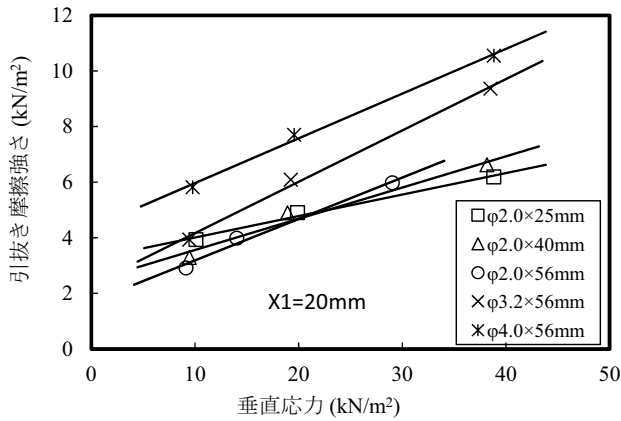


図-13 引抜き摩擦強さ-垂直応力関係

らず、また、相対変位が大きくなることで間延びし金網の幅が狭まり、有効面積が減少していることが考えられる。そこで、本研究では変形対策として大きな変形が生じる前の状態を想定していることから、敷金網に対して引抜きが生じ始める前の抵抗特性、 $X=20\text{mm}$  のときの引抜き力  $F_{20}$  を用いて  $\tau_p$  を算出し、敷金網の引抜き抵抗を相対的に評価することを提案する。なお、ここで提案する値は標準的な試験方法<sup>4)</sup>により行われた試験結果に限定する。図-13には  $F_{20}$  を用いて算出した  $\tau_p$ - $\sigma$  関係を示す。敷金網の線径が大きい場合には引抜き抵抗も大きい。敷金網の線径が同じ場合、網目の大きさに関わらず  $\tau_p$  は同様の値である。

#### 4. 敷金網の補強効果とその評価

ここでは、補強材を盛土内に敷くことで、マスとして盛土の平均的な剛性が高まると考えて検討を行った。2章でも記したように、軟弱地盤は破壊に至っておらず、せん断変形が生じている段階、圧密沈下が卓越する前の状態を想定している。

敷金網に挟まれた盛土地盤の応力状態を図-14のように仮定する。盛土材を  $\phi$  材料とすると盛土材の破壊時にはモールクーロンの破壊規準より、主応力  $\sigma_{1f}$  と  $\sigma_{3f}$  には  $\sigma_{1f} = K_p \cdot \sigma_{3f}$  の関係が成り立つ。敷金網を敷設した場合には鉛直方向の主応力  $\sigma_{1f}$  が作用すると土の変形を妨げるように敷金網の張力  $T$  が作用する。  $T$  による拘束応力を敷設

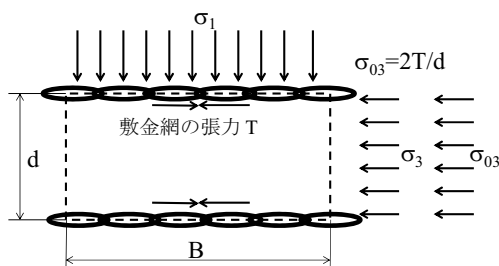


図-14 敷金網に挟まれた地盤の応力状態

間隔  $d$  を用いて表すと  $\sigma_{03} = T/d$  となる。鉛直方向主応力 ( $\sigma_{1f}$ )、水平方向主応力 ( $\sigma_{3f} + 2\sigma_{03}$ ) に対して前記の関係を適用すると式(3)が成り立つ。

$$\sigma_{1f} = K_p \left( \sigma_{3f} + \frac{2T}{d} \right) \quad (3)$$

ここで、式(3)の破壊状態に至るまでの変形過程を表現するために  $K_p$  に代えて  $\alpha \cdot K_0$  を導入すると式(4)の様に表せる。  $\alpha$  は盛土の応力状態を表現するパラメータである。

$$\sigma_{1f} = \alpha K_0 \sigma_{3f} + \alpha K_0 \frac{2T}{d} \quad (4)$$

ただし、

$$\frac{1}{(1 - \sin \phi)^2} \leq \alpha \leq \frac{1 + \sin \phi}{(1 - \sin \phi)^2} \quad (5)$$

$\alpha$  の最小値では静止土圧状態、最大値では受働土圧状態を表現している ( $1/K_0 < \alpha K_0 < K_p$ )。ここに、  $K_0$  : 静止土圧係数、  $T$  : 敷金網の張力 (kN/m)、  $d$  : 敷金網の敷設間隔 (m) 式(4)の右辺第2項は敷金網を敷設したことによる見かけの応力増分  $\Delta\sigma_{1f}$  とみなせ式(6)のように表現する。

$$\Delta\sigma_{1f} = \alpha K_0 \frac{2T}{d} \quad (6)$$

敷金網による補強メカニズムを式(6)に示す見かけの拘束圧の増加に起因して土の剛性が増加することによると考えると、その効果は式(7)に示す Janbu 式を用いた応力依存剛性モデルで表現することができる。敷金網による拘束圧増分を式(8)に加えると補強土の弾性係数  $E_w$  が求まる。補強土と未補強土の剛性の比  $r = E_w/E$  により敷金網の変形抑止効果を評価できる。

$$E = k \left( \frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n \quad (7)$$

$$r = \frac{E_w}{E} = \left( \frac{(1 + \Delta\sigma_{1f} / \sigma_{1f}) \sigma_{1f} + 2\sigma_{3f}}{\sigma_{1f} + 2\sigma_{3f}} \right)^n \quad (8)$$

ここで、  $E$  : 弾性係数、  $\sigma_m$  : 平均主応力、  $k, n$  : Janbu 式のパラメータ ( $n=0.5$ )、  $P_a$  : 大気圧

図-15は求めた評価式に盛土材を想定した諸定数を用い、盛土高  $H_b$  を(a)5.0m、(b)10.0mとした時の敷金網張力  $T$  と得られる  $r$  の関係を計算した結果である。敷金網の敷設間隔  $d$  は現場施工例にある 0.5 m とした。例えば 5m の盛土高で敷金網の張力が 10kN 生じると  $r=1.2 \sim 1.3$  程度になる。敷金網に大きな張力が生じるほど剛性比  $r$  は大きくなる。同じ  $r$  に対して  $\alpha$  が小さいほど対応する張力は大きくなる。これは盛土を最も安定な静止土圧状態 ( $\alpha=4.0$ ) に保つには変位を許す受働状態 ( $\alpha=6.0$ ) に比べて、同じ  $r$  を得るために大きな  $T$  が必要であることを示している。また、盛土高が大きくなるほど敷金網の同一張力に対する補強効果は小さくなる。



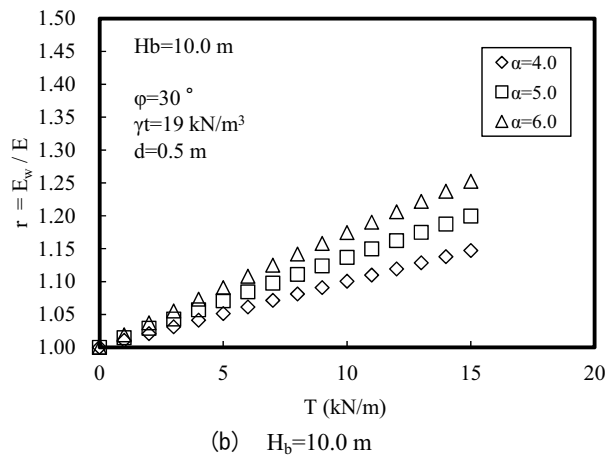
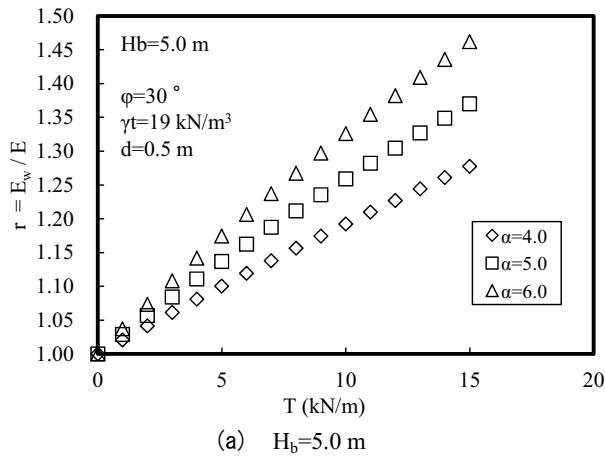


図-15 r-T 関係

## 5. 結論

敷金網による盛土の側方変位抑制効果のメカニズムについて模型実験および敷金網の引抜き試験により調べた。敷金網による補強効果の評価手法を検討し、評価式を提案した。本研究の結論を以下に述べる。

- ・ 室内模型実験において、盛土底面に金網を敷設した場合としない場合を比較した結果、網の敷設による盛土法尻の水平変位低減効果が確認された。
- ・ 敷金網の土中引抜き試験では、ある引き抜き変位に着目して垂直応力と引き抜き摩擦強さを整理すると、ジオ

シンセティック同様、引き抜き摩擦角 $\delta_p$ が得られた。さらに  $\tan\delta_p$  と引き抜き変位の関係を整理すると 20mm 程度の変位で先頭の網が大きな変形を生じ始めていると想定され、この 20mm 変位時の引き抜き力を用いて引き抜き抵抗を評価することを提案した。

- ・ 敷金網に挟まれた地盤の応力状態を鉛直方向の応力により生じた敷金網張力が水平方向にのみ拘束応力として作用すると仮定した場合に、敷金網による土塊の見かけの拘束圧増加を表現する式が導かれた。この見かけの拘束圧増加を応力依存剛性モデルに導入することで補強部の剛性が求まる。
- ・ ここで提示した考え方によれば、敷金網による変形抑止効果は補強土と未補強土の剛性比で評価できることになる。なお、盛土の補強効果が軟弱地盤にどのような影響を与えるかについては、今後の課題として研究が必要と考えている。

## 謝辞

本研究を進めるに当たり、検討会等で貴重なご意見を賜った大嶺聖准教授とハザリカヘマンタ教授、並びに実験装置の試作など日常的な支援を戴いている中島通夫技術職員に深甚の感謝を申し上げたい。

## 参考文献

- 1) 佐々木康, 福渡隆, 他(2002.12): 鳥取県西部地震時のジオグリッド敷設堤防の挙動に関する検討, ジオンセティックス論文集, 17, pp207-214, 2002.12..
- 2) 白井康夫, 安福規之, 他: 室内・現場実験による軟弱地盤対策としての敷金網の変形抑制効果に関する検討, 第 55 回地盤工学シンポジウム, pp.111-118, 2010.11..
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp.75-77, 1986.11.
- 4) 社団法人地盤工学会: 土質試験の方法と解説, pp.1058-1068, 2009.12.

(2009年6月29日 受付)