

ソイルバッグの補強効果とその適用工法について

On Reinforcing Effect and Applications of Soil-Bags Construction

山本春行 Haruyuki YAMAMOTO (広島大学大学院国際協力研究科)



古来、土嚢は「土」あるいは「礫材」等の地盤材料を袋に詰めて補強利用する方法であり、洪水時の土嚢積み対策はよく知られている。その他、軟弱地盤の支持力増強や崖崩れ跡の補強工法として利用されてきた非常に長い歴史がある。しかし、歴史上、何時の時代から使われ始めたのかは定かではない。元々バラバラの地盤材料を袋に詰めて拘束して利用することは非常に合理的であるが、それは経験によるもので力学的な裏付けは無いままに利用されてきたものと考えられる。

筆者は約17年前の初期からソイルバッグ工法の開発研究と現場への適用に携わってきた。本報ではソイルバッグの補強効果とその実施工例について述べる。

キーワード：耐荷力，拘束効果，履歴曲線，減衰特性

(IGC : M09)

1. はじめに

袋詰め補強土（以下、ソイルバッグと呼称する。）とは、土あるいは土に類するものを袋詰めにした一般的に言う土嚢を性能評価したものである。

袋詰めにすることで中詰め材を拘束補強し、それ自体の強度を向上させる。従来、ソイルバッグがよく活用される場面は、台風などによる大雨での洪水時に土嚢で簡易な堤防を作って、水が氾濫する範囲を抑制したり建物への侵入を防いだりするのに用いられている。しかし、近年、そのソイルバッグが性能評価されて建設材料としても使用されている。そして、ソイルバッグを活用した土嚢積層体の具体的な構築物として、土嚢積み盛土、土嚢積み補強地盤、土嚢積み擁壁と土嚢積みコラム基礎等が挙げられる。

中詰め材を完全に包み込むことにより、土嚢長辺の直交方向からの载荷に対して拘束効果を最大限発揮するので、軟弱地盤上の基礎下にソイルバッグを敷込むことは上部構造体からの荷重により押しさえ込まれ拘束されるため、ソイルバッグの能力を最大限発揮させる一番効果的な利用方法であると言える。そして、これらのソイルバッグ工法の特徴として次ぎのことが明らかにされている。

- (1) 地盤材料の完全拘束効果による耐荷力の飛躍的な増大
- (2) 解体廃材や現地発生土が利用でき、安価
- (3) 交通振動や地震動の減衰効果
- (4) 碎石入りソイルバッグの凍上防止効果
- (5) 超軟弱地盤へ適用可能

注：本論文報告は既往の文献¹⁾³⁾をとりまとめて拡充・再構成したものである。

2. 補強原理

図-1 に示す二次元モデル化した土嚢に鉛直外力 σ_v ならびに水平外力 σ_h が作用する状態を考える($\sigma_v > \sigma_h$)。このとき土嚢袋材に張力 T が発生し、中詰め材が拘束されることにより耐荷力は式(1)で表される。

$$\sigma_v = \sigma_h K_p + \frac{2T}{B}(mK_p - 1) \quad (1)$$

ここに、 K_p は中詰め材の受働土圧係数であり、 m は土嚢の幅厚比 B/H である。

二次元模型土嚢の鉛直耐力の実験値と積層段数の関係を図-2 に示す。土嚢模型の寸法は幅 $B=10\text{cm}$ 、厚さ $H=2\text{cm}$ 、奥行き $D=5\text{cm}$ であり、土嚢材には上質コピー用紙(破断張力 $T=35.7\sim 44.5\text{N/cm}$)を用いている。また、中詰め材にはアルミ丸棒混合体(直径 $1.6, 3.0\text{mm}$ 、長さ 5cm 、混合重量比 $3:2$ 、内部摩擦角 $\phi=25^\circ$)を用いた。1~10のそれぞれの積層段数に対して、各5回~10回の鉛直耐荷力に関する試験を行った。同図から、積層段数が増すにつれて鉛直耐荷力が低下していき、3~5段以上になるとほぼ一定値に収束していくことが分かる。

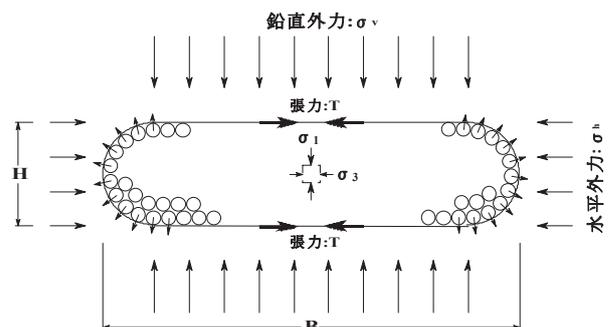


図-1 袋状繊維による中詰め材の拘束効果

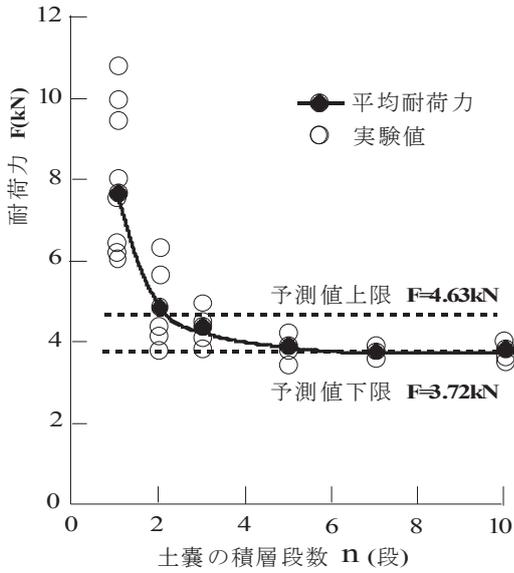


図-2 鉛直耐荷力と積層段数の関係

また、積層段数が少ない1,2段の場合には、実験値のバラツキが大きく耐荷力もかなり大きくなっているが、載荷盤による境界での拘束の影響によるものと考えられる。一方、土嚢袋模型材の破断張力の上・下限値を用いた式(1)による耐荷力の推定値は、同図中に示されているとおり積層段数3~5段以上の収束値にほぼ対応している。したがって、載荷実験で鉛直耐荷力を求める場合には、少なくとも3段以上の積層段数で行わなければならないことが分かる。

以上、二次元土嚢の耐荷力予測式(1)について検討してきたが、次にこれを三次元土嚢の耐荷力予測式に拡張することを考える。式(1)は、簡便さから二次元土嚢として扱い、土嚢長軸に平行な面に最大主応力 $\sigma_{1f}(=\sigma_v)$ 、短軸に平行な面に最小主応力 $\sigma_{3f}(=\sigma_h)$ を作用させた状態を考え、二次元土嚢が破壊する時の極限耐荷力の予測式を導いている。三次元土嚢の場合にも同様の考えに従うが、図-3に示すように土嚢の長・短辺両側面に発生する張力を考慮して導く。まず、土嚢を理想的な直方体と考えれば(実際には隅角の部分は、土嚢材の張力により滑らかな曲面を形成する)、破壊が始まる極限状態下での土嚢の中詰め材に作用する主応力は式(2)~(4)のように表せる。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{1f} \cdot BD + T(2B+2D)}{BD} = \sigma_{1f} + \frac{2T}{D} + \frac{2T}{B} \quad (2)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{2f} \cdot BH + T(2B+2H)}{BH} = \sigma_{2f} + \frac{2T}{H} + \frac{2T}{B} \quad (3)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_{3f} \cdot DH + T(2D+2H)}{DH} = \sigma_{3f} + \frac{2T}{H} + \frac{2T}{D} \quad (4)$$

ここに、Tは土嚢材の単位幅あたりの引張り破断耐荷力である。そして $D > B$ 、 $\sigma_{2f} = \sigma_{3f}$ とおけば $\sigma_2 > \sigma_3$

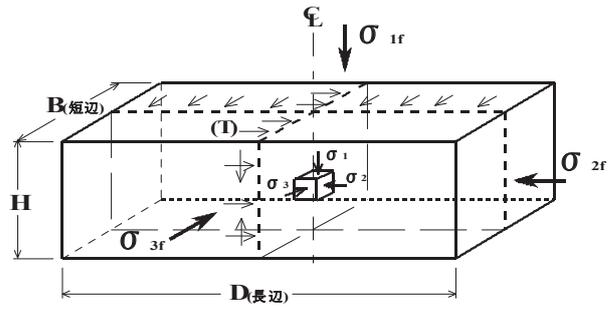


図-3 三次元土嚢の中詰め材に作用する応力

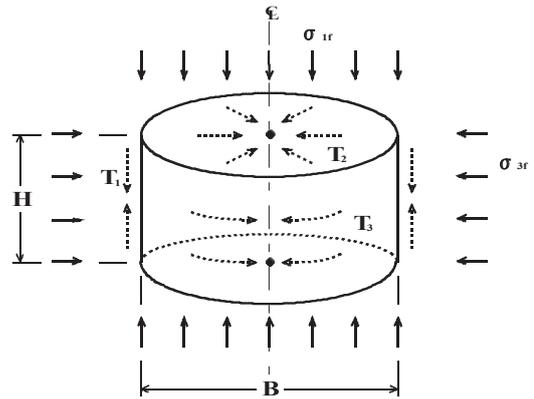


図-4 円柱形状土嚢に作用する外圧力と張力

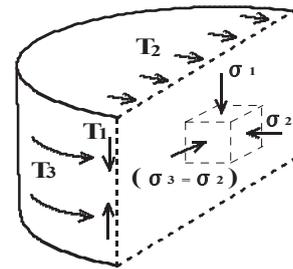


図-5 円柱形状土嚢の中詰め材に作用する応力

より、 σ_1 と σ_3 の間の塑性平衡条件式(5)を介して、直方体土嚢の極限耐荷力は式(6)のように導かれる。

$$\sigma_1 = K_p \cdot \sigma_3 \quad (5)$$

ただし、 $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 、 ϕ :内部摩擦角

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} \cdot K_p + 2T \left\{ \left(\frac{1}{H} + \frac{1}{D} \right) \cdot K_p - \left(\frac{1}{D} + \frac{1}{B} \right) \right\} \quad (6)$$

式(6)において、 $D \rightarrow \infty$ 、 $\sigma_{1f} = \sigma_v$ 、 $\sigma_{3f} = \sigma_h$ とおけば、式(1)の二次元土嚢の耐荷力予測式に帰着することは明らかである。さらに円柱形状土嚢の場合には図-4ならびに図-5より、中詰め材に作用する最大および最小主応力は式(7)、式(8)のように表せる。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{1f} \cdot B^2 \pi / 4 + T_1 \cdot B \pi}{B^2 \pi / 4} = \sigma_{1f} + \frac{4T_1}{B} \quad (7)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{3f} \cdot BH + T_2 \cdot 2B + T_3 \cdot 2H}{BH} = \sigma_{3f} + \frac{2T_2}{H} + \frac{2T_3}{B} \quad (8)$$

そして、塑性平衡条件式(9)を介して、円柱形状土嚢の極限耐荷力は式(10)のように得られる。

$$\sigma_1 = K_p \cdot \sigma_2 \quad (9)$$

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} \cdot K_p + \frac{2T_1}{B} \left\{ \left(\frac{T_2}{T_1} \cdot \frac{B}{H} + \frac{T_3}{T_1} \right) \cdot K_p - 2 \right\} \quad (10)$$

なお、土嚢材に作用する張力が全て等しくなる場合には($T_1 = T_2 = T_3 = T$)、式(10)は式(11)のようになる。

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} \cdot K_p + \frac{2T}{B} \left\{ \left(\frac{B}{H} + 1 \right) \cdot K_p - 2 \right\} \quad (11)$$

この円柱形状土嚢に対する式(11)と二次元土嚢に対する式(1)を比較すると、一般に、 $K_p \geq 1.0$ であるから、土嚢材による中詰め材に対する拘束効果は、円筒形状土嚢の方がより有効に作用することが分かる。

さて、ここで三次元の拘束効果の影響がどの程度のものか、具体的に検証してみる。砕石($\phi=44$ 度)入りポリエチレン製標準土嚢($T=11.8$ kN/m, $B=0.4$ m, $D=0.4$ m, $H=0.1$ m)の圧縮試験結果によれば、実測された耐荷力は225~284 kNであることが報告されている⁴⁾。 $\sigma_{3f}=0$ (側方からの作用圧力無し)として、式(1)の二次元土嚢の耐荷力予測式にこれらの値を代入し、耐荷力 F を求めれば式(12)のようになる。

$$\begin{aligned} F &= \sigma_{1f} \cdot B \cdot D = \frac{2T}{B} \left(\frac{B}{H} K_p - 1 \right) \cdot B \cdot D \\ &= 2T \left(\frac{B}{H} K_p - 1 \right) \cdot D = 2 \left(\frac{0.4}{0.1} \times 5.55 - 1 \right) \cdot T \cdot D \quad (12) \\ &= 42.4 T \cdot D = 42.4 \times 11.8 \times 0.4 \approx 200 \text{ kN} \end{aligned}$$

一方、同じ条件で式(6)の三次元土嚢耐荷力予測式から耐荷力 F を求めれば式(13)のようになる。

$$\begin{aligned} F &= 2T \left\{ \left(\frac{1}{H} + \frac{1}{D} \right) K_p - \left(\frac{1}{D} + \frac{1}{B} \right) \right\} B \cdot D \\ &= 23.6 \left\{ \left(\frac{1}{0.1} + \frac{1}{0.4} \right) \times 5.55 - \left(\frac{1}{0.4} + \frac{1}{0.4} \right) \right\} 0.4 \times 0.4 \quad (13) \\ &\approx 240 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上から本例の場合には、二次元の拘束効果に対して、三次元の拘束効果により20%程度の耐荷力の増大があり、実験値ともほぼ整合していることが分かる。

2. 土嚢積層体の繰り返しせん断特性

土嚢積層体の振動低減効果については、ソイルバッグを用いた基礎を有する建物の実測値から確認されている。しかし、明確なメカニズムは十分に解明されていないので、繰り返しせん断試験を行い、ソイルバッグの振動低減効果についてさらに検討を行った。

2.1 静的繰り返しせん断試験

本試験では鉛直荷重積載下で実際の地震動を静的水

平荷重に見立てて繰り返し荷重を作用させ、得られた繰り返し水平荷重~水平変位量の関係から土嚢積層体の挙動特性と履歴減衰性能を明らかにすることを目的とした。

なお、ソイルバッグは摩擦型とスリップ型の2種類を用意し、2段重ねの試験体についてそれぞれ試験を行った。摩擦型には、中詰め材に砕石($D=20\sim40$ mm)を用いた。スリップ型には、中詰め材に豊浦砂($D=0.075\sim0.4$ mm)を用い、さらに滑りやすくする為に下層ソイルバッグと上層ソイルバッグの間に厚さ0.2mmのポリエチレンシート(PEシート)を挟んだ。試験装置には、パンタグラフ式大型せん断試験機を用いた。実験装置の全景を写真-1に、側面を図-6に示す。同図のようにソイルバッグ積層体の載荷板の上部にパンタグラフを設置し、載荷板が回転せずに水平・鉛直に移動できる構造になっている。また、ソイルバッグ積層体が試験機に接する面(1段目ソイルバッグ面と1段目ソイルバッグの上面)には非常に目の粗い布やすり(#180)を高強度の接着剤で張り付け、その面ではすべりが生じないようにした。ソイルバッグ積層体には、上部荷重として試験機の載荷板等の荷重である25kNを作用させている。摩擦型ソイルバッグの応力比 τ/σ ~せん断ひずみ γ (%)の関係を、図-7に示す。中詰め材に砕石を用いた場合には変位量が大きくなると応力比 τ/σ のピーク値は

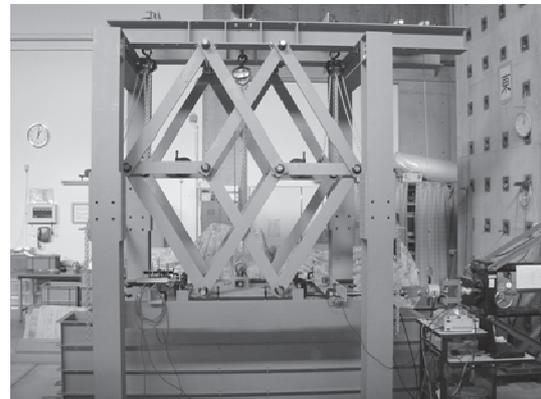


写真-1 パンタグラフ式大型せん断試験機の全景

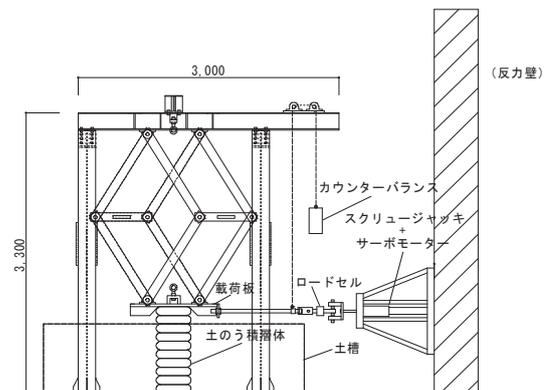


図-6 パンタグラフ式大型せん断試験機の側面

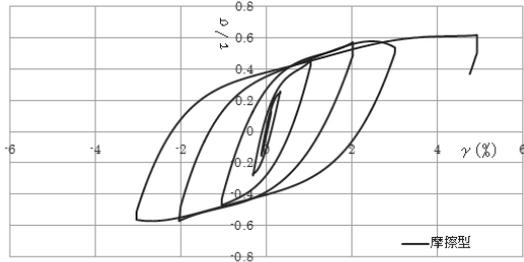


図-7 τ/σ ～せん断ひずみ γ (%)の関係(摩擦型)

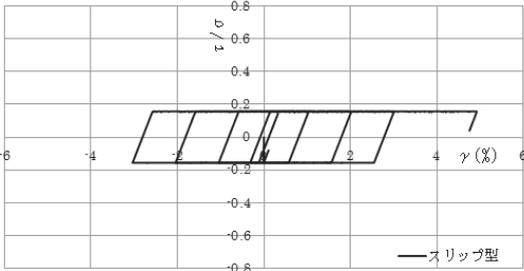


図-8 τ/σ ～せん断ひずみ γ (%)の関係(スリップ型)

0.6 付近の値になることが分かり、応力比 τ/σ の値が 0.6 付近になると滑りによる変形が生じているものと考えられる。繰り返し载荷に対して耐力はほとんど減少せず非常に安定した紡錘型のループを描いていることも分かる。

スリップ摩擦型ソイルバッグの応力比 τ/σ ～せん断ひずみ γ (%) の関係を図-8 に示す。中詰め材に砂を用いさらにソイルバッグ間に PE シートを挟んだ場合は、応力比 τ/σ のピーク値は 0.15 付近の値になることが分かり、これは、摩擦型ソイルバッグの応力比 τ/σ のピーク値の 25% である。履歴形状は同図から分かるように摩擦型と形こそ異なるが、スリップ型も非常に安定した平行四辺形のループを描いている。

2.2 動的繰り返しせん断試験

本動的試験では、入力する振動数を変えながら揺れを検討するスイープ試験と自由振動の際の周期とダンピング特性を検討する為の自由振動試験を行った。なお、試験で用いたソイルバッグの中詰め材には砕石 (D20～40mm) を使用した。動的試験に用いた振動台 (2.5m×3.0m, 一軸 1000gal(max), W=100kN(max)) の全景を写真-2 に、側面を図-9 に示す。ソイルバッグは 2 段積みものを、振動台の 4 つ角に配置しており、それぞれに 25 kN の鉛直荷重を作用させている。

スイープ試験の結果を図-10 に示す。同図は、振動数を変えながら正弦加速度波を入力した結果であり、この試験体の固有振動数は約 6.5Hz であることが分る。次に自由振動試験の結果を図-11 に示す。本試験では、始めに振動数 6Hz の正弦加速度波を 2 秒間入力し 2 秒後に振動台を停止して自由振動状態にした。これより、減衰定数 h は約 0.16 であることが分かった。

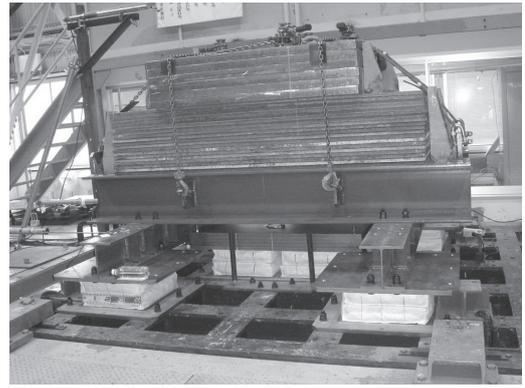


写真-2 振動台の全景

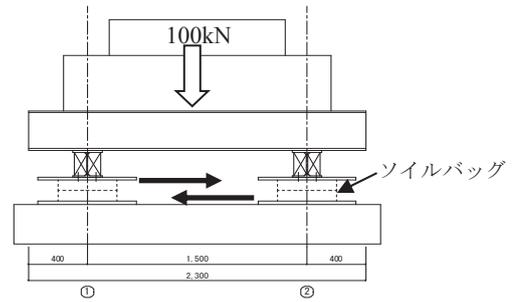


図-9 振動台の側面

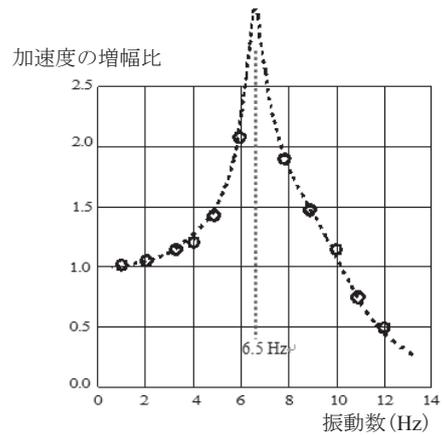


図-10 スイープ試験結果

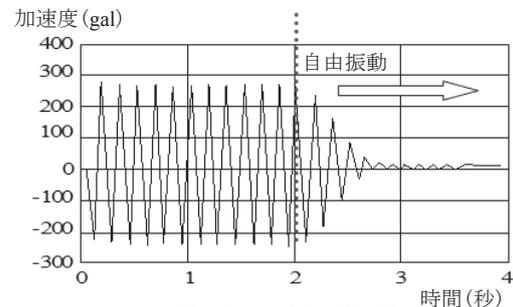


図-11 自由振動結果

2.3 多数回静的繰り返しせん断試験

地震時の水平力は何回も繰り返し作用するので、この状況に応じてソイルバッグ積層体の挙動を検討する必要がある。したがって、地震時に多数回の繰り返し水平力が作用する場合を想定し、多数回静的繰り返しせん断試験を行いその履歴性状の健全性について調べた。

表-1 多数回静的繰り返しせん断試験

繰り返し回数	最大せん断ひずみ	中詰め材
100回	±1%	豊浦砂 (D=0.075~0.4mm)
		砕石 (D13~20mm)
25回	±4%	豊浦砂 (D=0.075~0.4mm)
		砕石 (D13~20mm)

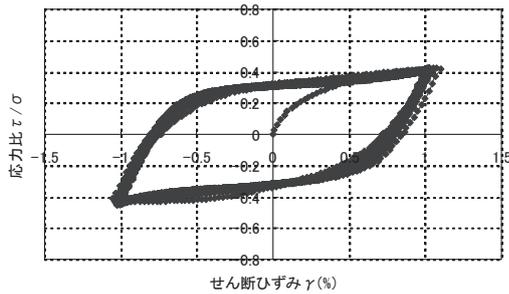
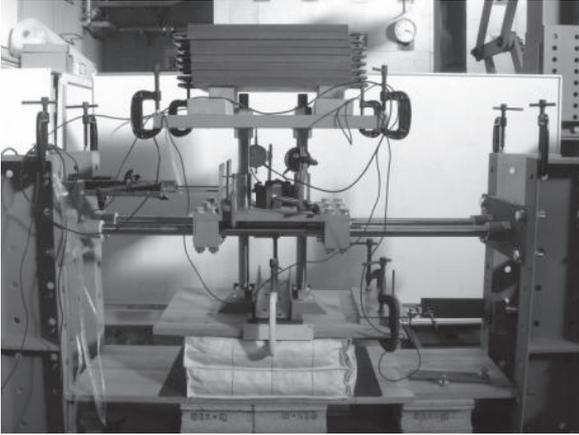


図-12 τ/σ ~ γ (%) 関係(豊浦砂)

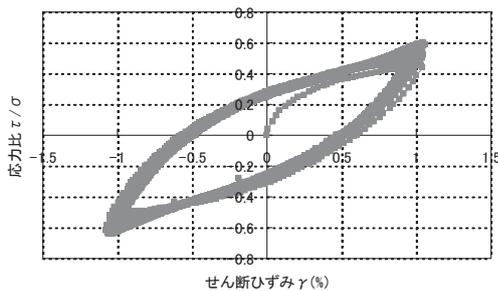


図-13 τ/σ ~ γ (%) 関係(砕石)

なお、中詰め材には豊浦砂と砕石の2種類を用い、静的繰り返し回数を100回($\gamma_{max} = \pm 1\%$)と25回($\gamma_{max} = \pm 4\%$)作用させたせん断試験を行った(表-1参照)。実験装置には、写真-3に示すリニアブッシュ式せん断試験機を用いた。せん断力を作用させるときに載荷板が回転せず力が加えられるように、リニアブッシュを水平方向と鉛直方向の両方に設置して、変速モーターとスクリュージャッキによってソイルバッグ積層体をせん断変形させており、変速モーターの正転と逆転により水

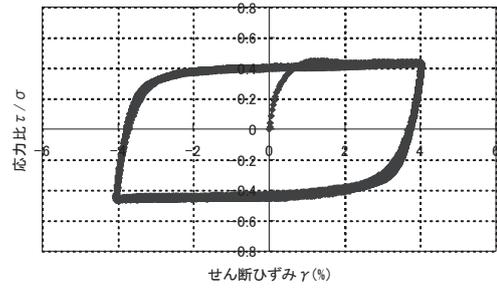


図-14 τ/σ ~ γ (%) 関係(豊浦砂)

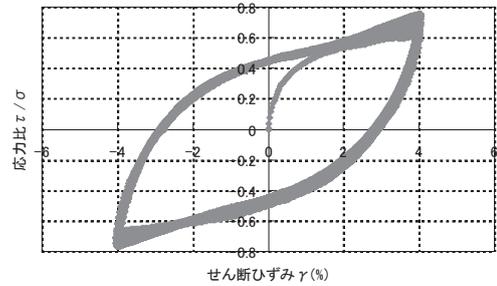


図-15 τ/σ ~ γ (%) 関係(砕石)

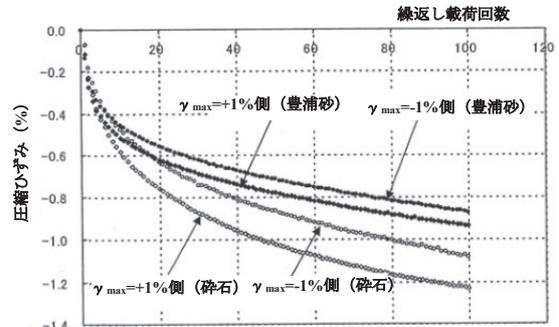


図-16 圧縮ひずみ (%) ~ 繰り返し回数の関係

平変位方向を切り替えることができる。二段積みのソイルバッグに鉛直荷重として載荷板上部に鉄板を設置した。鉄板の荷重は合計1.8kNであり、この荷重は砂質地盤で70cm程度の深さに埋設されている状態に近い。

それぞれの試験における応力比 τ/σ ~ せん断ひずみ γ (%)の関係を図-12~15に示す。中詰め材が豊浦砂の場合は多数回の繰り返しに対しほぼ一定の耐荷力を保っているが、中詰め材が砕石の場合は初期段階では耐荷力が増加し、その後一定値に収束していることが分かる。これは、中詰め材が砕石の場合は粒径がほぼ揃っているので初期の密度が豊浦砂よりも小さく、繰り返すことで徐々に締まっていき、ソイルバッグ間の摩擦面の状態も徐々に安定していったものと思われる。したがって、図-16に示す圧縮ひずみ (%) ~ 繰り返し回数の関係のように、繰り返し回数の増加に対し圧縮ひずみも徐々に増加していき中詰め材が砕石の場合には豊浦砂の場合よりも大きな圧縮ひずみが発生している。なお、試験終了後のソイルバッグ間の袋面には豊浦砂と砕石の場合共に損傷痕は見られなかった。さらに大きな圧力下でも図-7, 8に示しているように、繰り返しせん断力に対して非常に安定した履歴性状を有していることが分かる。

3. 適用例

ソイルバッグ工法はその特性を生かして、これまでに図-17 や写真-4 に示すように様々な施工に適用されているが、ここでは筆者が実際に設計から施工管理まで手がけた「土嚢積み擁壁」と「減震基礎工法」について紹介する。

3.1 土嚢積み擁壁

安定解析では裏込め土の土圧による滑動と転倒について考えており、また滑動と転倒のそれぞれで常時と地震時についても考慮する。滑動による最も危険な部分は、最下段のソイルバッグとその上のソイルバッグ間の摩擦面と考えられるのでその位置で検討した。図-18 は裏込め土のすべり面を仮定し、擁壁に作用する力（単位奥行き幅当たり）の関係を示している。

ここに、 H_s ：擁壁の高さ、 B_s ：擁壁の幅、 ω ：擁壁の傾き角度、 θ ：裏込め土のすべり角度、 W_1 ：裏込め土のすべり土塊の重量(kN)、 W_3 ：上載荷重(kN)、 P_a ：裏込め土による主動土圧(kPa)、 ϕ ：内部摩擦角（裏込め土） $=40^\circ$ 、 ϕ_s ：ソイルバッグ間の摩擦角 $=23^\circ$ 、 ϕ_w ：壁面摩擦角（仮定 $2/3 \phi$ ） $=26.7^\circ$ 、 C ：粘着力（裏込め土） $=6.4\text{kPa}$ 、 K_h ：震度法による水平方向成分 $=0.15$ （常時は0とする）、 K_v ：震度法による鉛直方向成分 $=1$ （仮定）、 γ ：単位体積重量（裏込め土） $=19.1\text{kN/m}^3$ である。

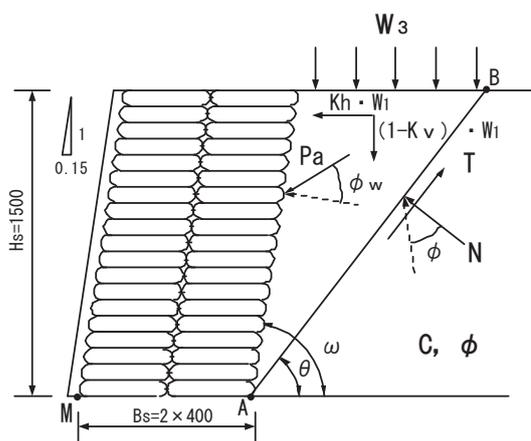


図-18 擁壁に作用する力

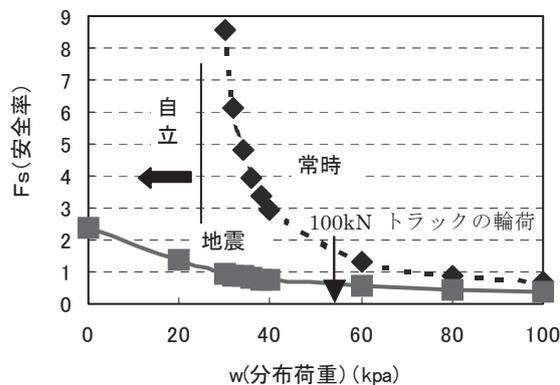


図-19 滑動に対する安定性の検討結果

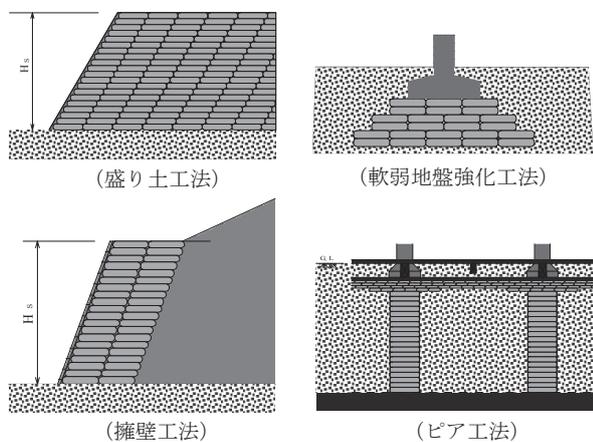


図-17 ソイルバッグ工法を用いた施工例



写真-4 路盤施工

(軟弱地盤対策と交通振動の低減)

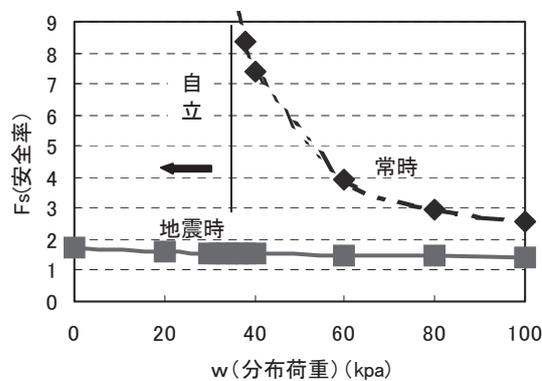


図-20 転倒に対する安定性の検討結果

滑動力とソイルバッグ間の摩擦抵抗力との比から安全率は式(14)のように定義され、図-19 に安全率と背面地盤上の分布荷重との関係を示す。なお、未知量 θ については θ の値を様々に変化させることにより、最大となる土圧、すなわち主動土圧 $P_{a\max}$ を算出することができる（試行勾配法）。

$$F_s = \frac{\tan \phi_s \{ \gamma B_s H_s - P_{a\max} \cos(\omega + \phi_w) \}}{k_h \gamma B_s H_s + P_{a\max} \sin(\omega + \phi_w)} \quad (14)$$

転倒に対する安定性についても図-18 の点 M における転倒モーメントと抵抗モーメントとの比から安全率を計算し、その結果を図-20 に示す。

以上の検討結果(常時に背面地盤上を 100kN トラック

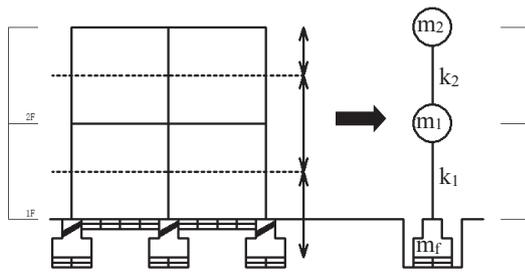


図-25 集中質量系モデル

を設置している。エルセントロ 1940-NS 波ならびに本建物の近隣で観測された K-NET 波(2004 年新潟県中越地震・三条-EW 波)を用いた予備的な応答解析により独立基礎下では図-24 に示す比率で摩擦型とスリップ型のソイルバッグを配置した。1 階土間下の配置比率もほぼ同様である。なお合成した履歴性状を用いた弾塑性応答解析(Newmark の β 法)は図-25 に示すように、せん断型の集中質量系に置換して行った。

表-2, 3 にはそれぞれの入力加速度波に対する応答結果を比較して示しており、ソイルバック積層体を設置していないものに対する「摩擦型のみ」、「スリップ型のみ」ならびに「組み合わせ型」のソイルバック積層体を設置した場合の各応答値の比率である。同表から摩擦型の場合には、ソイルバック積層体のせん断力とせん断変形関係における降伏値が大きく降伏後の剛性も大きいので、減震効果はほとんど無いことが分かる。一方、スリップ型ならびに組み合わせ型では 25~40%程度の減震効果があり、特に柱軸力が大きい 1 階部分の部材への負担がかなり減少する。なお、図-23, 25 に示すように基礎と周辺地盤との接触を防ぐ為に隙間が必要であり、応答解析の結果では相対変位がスリップ型で 75.2mm, 組み合わせ型で 57.0mm であったので 100mm の隙間を設けている。

表-2 エルセントロ 1940 NS による応答解析結果の比較

		摩擦型のみ	スリップ型のみ	組み合わせ型 (5:44)
最大絶対加速度	2階	99.93%	96.58%	99.25%
	1階	99.95%	76.55%	77.04%
最大層間変位	2階	99.89%	95.02%	98.92%
	1階	95.15%	64.95%	70.52%
最大層せん断力	2階	99.93%	96.55%	99.24%
	1階	99.76%	74.24%	78.37%

表-3 2004 年新潟県中越地震 K-NET 波(三条-EW 波)による応答解析結果の比較

		摩擦型のみ	スリップ型のみ	組み合わせ型 (5:44)
最大絶対加速度	2階	99.90%	77.48%	77.71%
	1階	100.19%	70.25%	78.80%
最大層間変位	2階	99.76%	66.16%	66.51%
	1階	100.44%	59.67%	67.14%
最大層せん断力	2階	99.90%	77.44%	77.72%
	1階	100.30%	68.60%	76.22%



写真-7 ソイルバッグの敷設完了検査

写真-7 は独立基礎下のソイルバッグの敷設完了検査時の様子である。

4. まとめ

本報告では、ソイルバッグの補強原理と振動低減効果ならびに実施工への適用例について述べた。

地盤材料等の中詰め材を土嚢袋で完全に包込むことによって驚異的な耐荷力を発揮すること、ソイルバッグの積層体に繰り返し水平荷重が作用する際の履歴曲線は非常に安定しており振動減衰が良好であることを示した。これらの特性を利用したソイルバッグ工法の内、擁壁工法ならびに減震基礎工法の設計詳細と実施工例について解説した。

謝辞

ソイルバッグ工法の開発研究に際して、名古屋工業大学名誉教授・松岡元先生には多くの議論の機会と助言を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 金韶紅, 山本春行: 袋詰め補強土の耐荷力に関する研究(その 2 袋詰め土の補強理論), 日本建築学会中国支部研究報告集, CD 版, 2008.
- 2) 金韶紅, 山本春行: 繰り返し水平力を受ける袋詰め補強土の挙動特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 構造 I, pp.481-482, 2009.
- 3) Haruyuki Yamamoto and Hongyang Cheng: Development Study on Device to reduce Seismic Response by using Soil-Bags, *First Australasia and South East Asia Conference in Structural Engineering and Construction (ASEA-SEC-1)*, pp.597-602, 2012.
- 4) 松岡元: 地盤工学の新しいアプローチ (構成式・試験法・補強法), 京都大学学術出版会, p.248, 2003.

(2018 年 9 月 26 日 受付)