

フトンカゴと補強材一体構造の擁壁的な挙動

Behavior of Integral Structure of Gabion and Reinforced Retaining Wall

川崎 始 Hajime KAWASAKI (エターナルプレザーブ(株))
 西山 哲 Satoshi NISHIYAMA (岡山大学大学院環境生命科学研究科)
 ラ アウン Hla AUNG (エターナルプレザーブ(株))
 久保 幹男 Mikio KUBO (エターナルプレザーブ(株))

豪雨災害地等では、コンクリート擁壁より排水性が高いフトンカゴ擁壁が適切である。フトンカゴ擁壁はカゴ内の栗石重量により安定が確保される。栗石量の削減案として、フトンカゴと補強材一体構造を考えたが、これらが一体とみなせるかが不明確であるため、模型実験及び解析による検討を行った。模型実験は、フトンカゴタイプと鋼製枠タイプを行い、フトンカゴタイプが変形しにくい剛な構造であることを確認した。実験の再現解析として、擁壁安定性の照査と、補強材と土との摩擦による引抜き抵抗の照査を行い、実験結果と整合性があることを確認した。実験の裏込め材が高強度であったため、一般的な裏込め材 ($\phi = 30^\circ$) への適用高さも検討した。

キーワード：擁壁，フトンカゴ，補強材，一体構造 (IGC : H02, E02, E14)

1. はじめに

1.1 研究の経緯

沢部や集水地の擁壁は、コンクリート壁に比べてフトンカゴ壁の優位性が確認されている。コンクリート壁は、背後からの地下水を閉塞し、その結果、裏込め土の飽和化により、擁壁の変状や崩壊を招くことがある。それに対しフトンカゴ壁は、背後からの地下水を排水し、裏込め土の強度の保持を図ることができる。写真-1, 2の事例¹⁾は、地震で崩壊したコンクリート擁壁とフトンカゴ擁壁による復旧である。



写真-1 コンクリート擁壁の崩壊¹⁾



写真-2 フトンカゴ擁壁による復旧¹⁾

フトンカゴ擁壁は、多段積みフトンカゴを一体とみなし、裏込め土からの土圧力に対して、滑動や転倒の照査が実施される。常時の滑動と転倒の照査法を示す。

◆滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \times \mu}{\sum H} \geq 1.5 \quad (1)$$

$\sum V$: 主にフトンカゴの重量

μ : 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数

$\sum H$: 主に土圧力

◆転倒に対する安定

$$F_r = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} \geq 1.5 \quad (2)$$

$\sum Mr$: 主にフトンカゴ重量による抵抗モーメント

$\sum Mo$: 主に土圧力による転倒モーメント

以上のようにフトンカゴ擁壁は重量により安定を保つ構造であるため、擁壁高が高くなると土圧力が増加し、図-1に示すフトンカゴ内の栗石量を多く必要とする。しかしながら栗石は高価なため、コスト削減が求められる現場や、栗石の確保が困難な現場では適用し難い。筆者らは解決策として、フトンカゴと補強材を一体にした構造を考案し、その有用性を検証したので、ここに報告する。

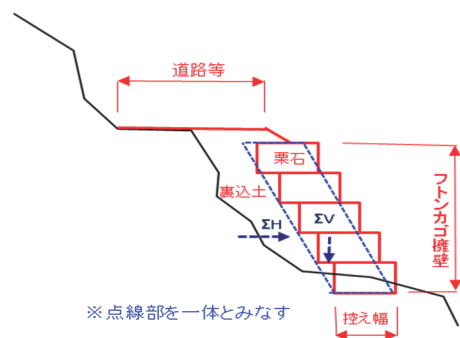


図-1 フトンカゴ擁壁の断面図

1.2 研究の目的と実施内容

図-2 に、フトンカゴと補強材一体の詳細図を示す。フトンカゴと補強材は一体成型の材料²⁾であり、弱部となる接続部を設けていない。図-3 に、フトンカゴと補強材一体の補強土壁の断面図を示す。補強土壁は、補強領域からなるゾーンをひとつの土工構造物（以下、一体化とする）とみなし、擁壁設計と同様な滑動・転倒・支持の照査が行われており³⁾、擁壁的な挙動が期待されている。

通常の補強土壁の安定は、補強材と盛土材との摩擦抵抗による引抜き抵抗力に基づいており³⁾、補強材の強度特性に着目した引抜き試験は実施されている⁴⁾。補強領域に着目すると、補強材(ジオテキスタイル)で土質材料を拘束した構造物を一体とみなす事例⁵⁾はあるが、フトンカゴ(壁面)と補強材一体の構造について、補強領域の一体化を論じた事例はない。

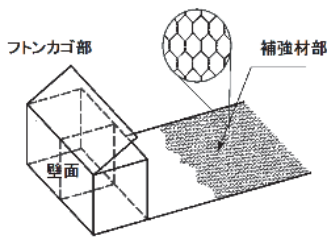


図-2 フトンカゴと補強材一体の詳細図²⁾

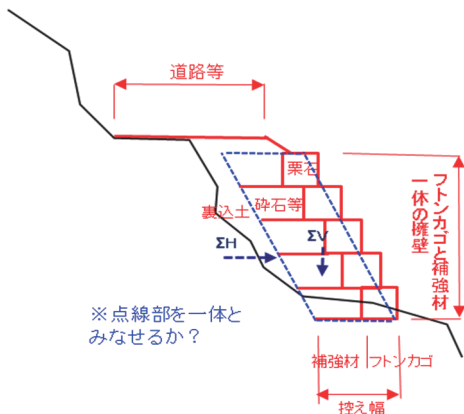


図-3 フトンカゴと補強材一体の断面図

そこで、本研究は、壁面がフトンカゴタイプと鋼製枠タイプについて模型実験を実施し、補強領域の挙動を確認することとした。2タイプの模型実験により、フトンカゴタイプの補強領域における一体化の優位性を確認した。

2. 模型実験

2.1 実験概要

写真-3 に、フトンカゴタイプの試験状況を示す。15段のフトンカゴ天端の盛土面には油圧ジャッキを設け、段階的に荷重を載荷し、フトンカゴや盛土内の挙動を確認した。写真中に見える白い箇所は、ポリエチレン製のターゲットを示しており、この測定から、荷重載荷による変形状況を確認した。図-4 および図-5 に、フトンカゴタイプと鋼製枠タイプの模型概要図を示す。ここでは、変位計とターゲットの位置を示している。補強材の長さは、両タイプともに同一長(全幅 0.3m)である。



写真-3 フトンカゴタイプの試験状況

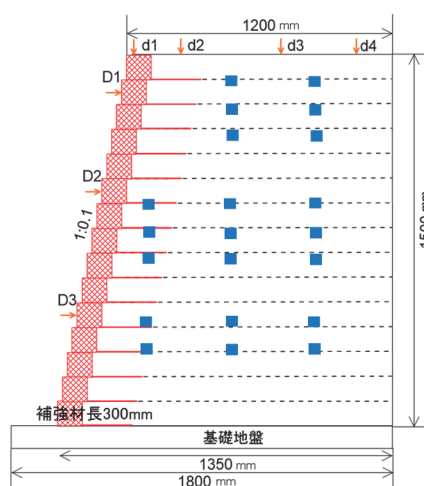


図-4 フトンカゴタイプ

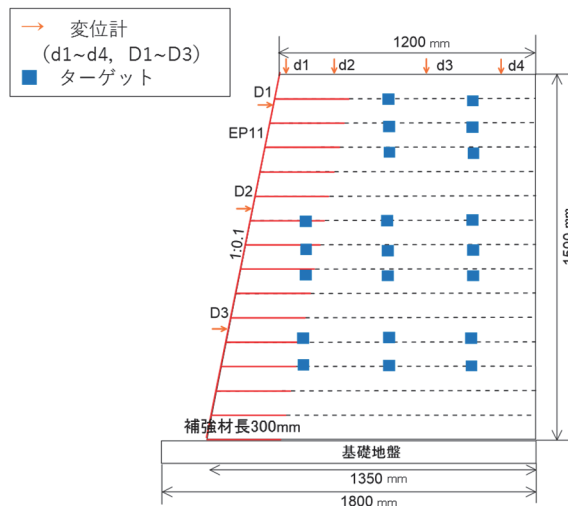


図-5 鋼製枠タイプ

2.2 材料特性

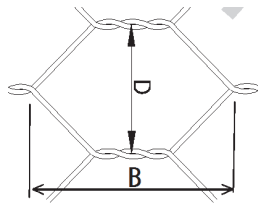
表-1 に、フトンカゴ・鋼製枠・補強材を構成する実物と模型の寸法比を示す。模型は実物の 1/8 程度である材料特性を確認するため、材料の引張試験を実施した。引張試験は、試験片の上下端部分を固定台具で固定させ、引張速度 2%/min により試験片が破断するまで行った。図-6 および図-7 に、引張試験結果を示す。図中には、破断時の引張強度とその時の伸びを、引張荷重を試験片の有効幅で割った強度を示した。また、表-2 および表-3 に、実物大材料と模型材料の引張強度(T)と引張剛性(EA)をそれぞれ示す。ここで、引張強度(T)は、破断時の引張荷重を試験片の有効幅で割った値である。また、引張剛性(EA)は、破断時の引張強度(T)とひずみ(ε)の割線勾配を示している。

これらの結果から、実物と模型の平均から得られる引張強度比は 1/3.8 となり、引張剛性比は 1/5.0 となった。一方、亀甲金網の寸法比は 1/8 程度である。

表-1 実物材と模型材の寸法

| | 実物材 | 模型材 | 寸法比 実物/模型 |
|-----------|----------|-----|--------------|
| 線径 (mm) * | 2.7(3.7) | 0.5 | 5.4(7.4) |
| D(mm) | 80 | 10 | 8.0 |
| B(mm) | 120 | 15 | 8.0 |

() 内 : コーティング含む
線材材質 : 鉄線
D, B : 右図のとおり



本試験は、フトンカゴと補強材の補強領域の一体化を確認するものである。その効果は、フトンカゴの抵抗による依存が高いので、フトンカゴのサイズを優先すべきと考えた。従って、試験の寸法縮尺は、亀甲金網の寸法比 1/8 に近い 1/10 を想定した。

表-4 は模型サイズと実物想定サイズを整理したものである。土槽内に、0.1m×15 段の模型を作成した。実物高さの想定は、寸法縮尺 1/10 より 1.0m×15 段=15m とした。

表-2 実物材の引張試験の結果一覧

| 実物材 | 引張強度 T (kN/m) | 引張剛性 EA (kN/m) |
|---------|---------------|----------------|
| 試験体-1 | 52.34 | 218.1 |
| 試験体-2 | 48.39 | 201.6 |
| 平均値(実物) | 50.37 | 209.9 |

表-3 模型材の引張試験の結果一覧

| 模型材 | 引張強度 T (kN/m) | 引張剛性 EA (kN/m) |
|---------|---------------|----------------|
| 試験体-1 | 13.08 | 41.50 |
| 試験体-2 | 13.53 | 39.79 |
| 試験体-3 | 13.17 | 43.47 |
| 試験体-4 | 13.54 | 42.31 |
| 試験体-5 | 14.73 | 36.31 |
| 平均値(模型) | 13.33 | 41.77 |

表-4 模型サイズと実物想定サイズ

| | フトンカゴタイプ | | 鋼製枠タイプ | |
|---------|----------|-------|--------|------|
| | 実物 | 模型 | 実物 | 模型 |
| 高さ(m) | 1.0m | 0.1m | 1.0m | 0.1m |
| 補強材長(m) | 3.0m | 0.3m | 3.0m | 0.3m |
| 中詰材(mm) | 150~200 | 15~20 | なし | なし |

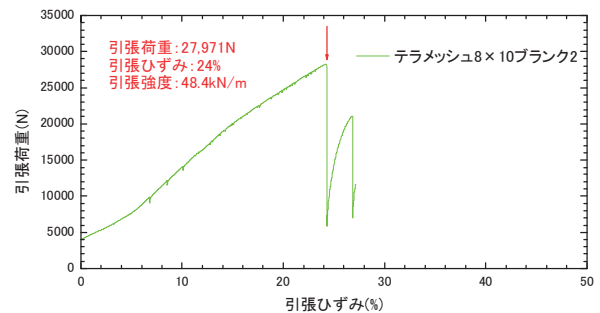
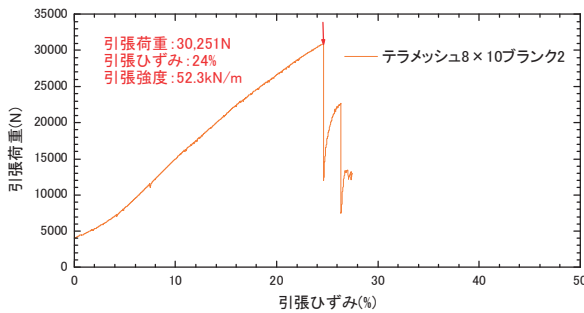


図-6 実物材の引張試験結果

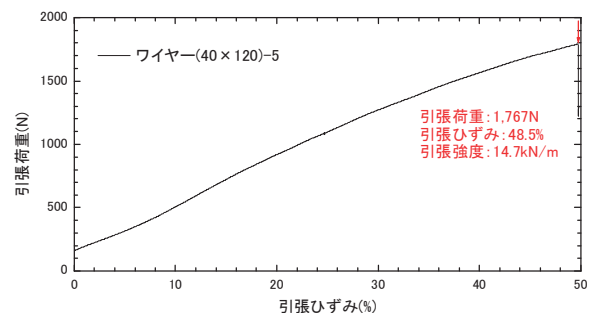
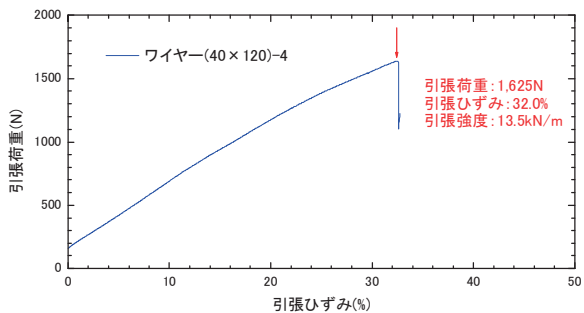


図-7 模型材の引張試験結果(代表 2 材)

2.3 盛土材料

フトンカゴ内の中詰め材は、実物の栗石 150~200 mm に相当する材料として、寸法縮尺 1/10 サイズとなる 13~20 mm の碎石を使用した。裏込め土材は、山砂（猪苗代産）を用いた。裏込め材はフトンカゴと補強材の一体化に重要な要素に当たる。まず、図-8 および図-9 に示すように、室内の物理試験により、粒度分布と締固め曲線を確認した。次に供試体を作製し、三軸圧縮試験 (CD) より、裏込め土のせん断強度を確認した。土質材料は、突固め試験から算出した最適含水比 ($W_{opt}=12.4\%$) に調整した山砂を使用した。

供試体は、直径 5cm×高さ 10cm のプラモールドを用いた。突固めは、1.5 kg のランマーを使って 3 層に分けて行った。落下高さ 20 cm から、1 層あたり 3 回の突固めを行った。締固め度は 85% 程度とした。

三軸試験 (CD) は、圧密応力 30kPa, 50kPa, 100kPa について行い、それぞれ応力ひずみ関係を求めた。応力ひずみ関係より最大値を読み取り、最小主応力 σ_3 と最大主応力 σ_1 を算出し、モールの応力円 (図-10) を作成した。ここで、破壊包絡線は、模型実験の土被り圧を考慮し、30 kPa と 50kPa を優先し設定する接線から、 $c=2.5\text{kN/m}^2$, $\phi=39.0^\circ$ の結果を得た。

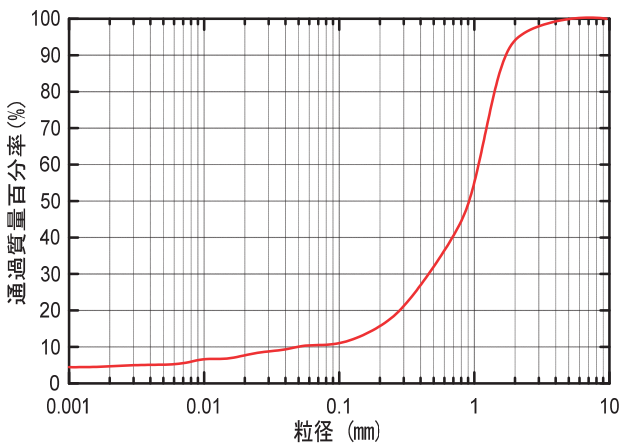


図-8 粒径加積曲線 (粒度分布)

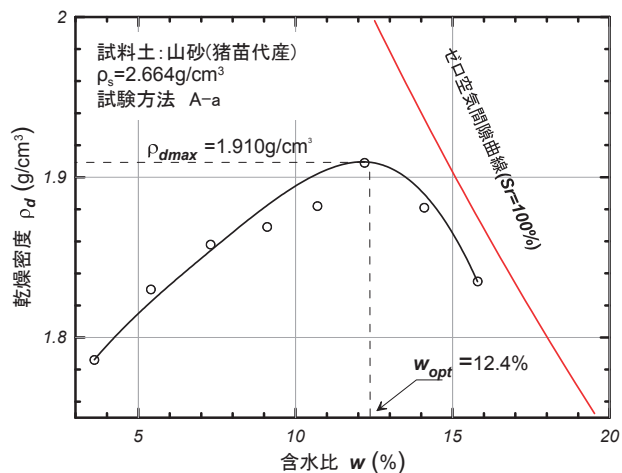


図-9 締固め曲線

2.4 模型地盤の作製

図-4 と図-5 の模型概要図に示したとおり、土槽底面には基礎地盤を作製した。この層は、最適含水比 12.4% に調整した試料土を使い、十分に締め固めた密な地盤とした。

次に、模型 1 段ごとに、その背後の裏込め土層は含水比 12.4% に調整した土が 10 cm 仕上がり厚さとなるように、まき出しと締固めを行った。締固め度は 85% となるように管理した。同様の作業を繰り返して、15 層の地盤を作製した。ここでの壁面勾配は 1:0.1 とし、壁面材には背後から裏込め土が入り込まないように、不織布を挿入した。締固め度の確認は、2 段目、8 段目、13 段目の裏込め土の作製後に、砂置換法による密度試験 (JIS A 1214) を実施し、締固め度が 85%±3% であることを確認した。

2.5 測定項目

図-4 と図-5 に示したとおり、変位計は、上面に d1~d4 の 4 か所、壁面に D1~D3 の 3 か所設置した。また、試験中の背後裏込め土の変位を調べるために、ポリエチレン製のターゲット (高さ 2 cm×長さ 2 cm×奥行き 2 cm) を 21 か所設置した。これらより、鋼製枠タイプとフトンカゴタイプの変位状況を確認した。

2.6 荷重方法

荷重は、裏込め土の上面に鉄製プレート (1.2m×0.8m×t25mm) を設置し、その 4 か所から油圧ジャッキを使って荷重した。荷重は段階荷重方式とした。荷重荷重は、鋼製枠タイプでは、13.6, 27.1, 54.3, 67.9, 81.4, 95.0, 122.1, 135.7, 149.3kN/m² の 9 段階荷重とした。フトンカゴタイプでは、上記のステップに加え、176.4, 203.6, 217.1kN/m² の 3 ステップを追加した。各ステップの荷重に達したら 5 分間荷重を保持し、その後除荷を行い、次のステップに移行した。

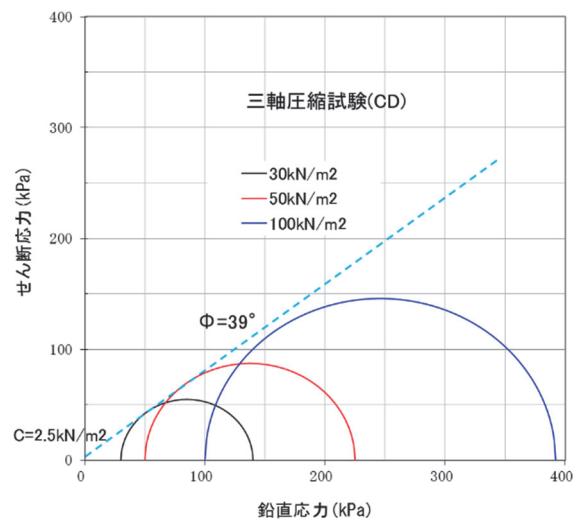


図-10 モールの応力円図

3. 模型実験の結果

3.1 変位計の結果

表-5～表-8, 図-11～図-14に, 鋼製枠タイプとフトンカゴタイプについて, 上面と壁面の変位を計測した結果を示す。ここでは, 載荷重が 0kN/m², 14kN/m², 27kN/m², 54kN/m² (変形が微小な段階) を整理した。表-5 および表-6 に示した載荷重 0kN/m², 14kN/m², 27kN/m² の鉛直変位量は, フトンカゴタイプは鋼製枠タイプの約 1/2～1/3 程度と少ない。載荷重 54kN/m² の鉛直変位量は, 壁面(測定位置 0)において, フトンカゴタイプは鋼製枠タイプの約 1/2.5 であり, 変形に違いが見られた。

表-7 と表-8 に示した載荷重 0kN/m², 14kN/m², 27kN/m² の水平変位量は, フトンカゴタイプは鋼製枠タイプの約 1/10 程度と少ない。載荷重 54kN/m² の水平変位量になると, フトンカゴタイプと鋼製枠タイプは同等である。これより, 載荷重 0kN/m², 14kN/m², 27kN/m² の段階では, フトンカゴタイプは, 鋼製枠タイプに比べて, 変形しにくい剛な構造体であることを確認した。図-13 および図-14 に示した壁面の水平変位では, 鋼製枠タイプは中間高さ部のハラミ出しが確認されるが, フトンカゴタイプではハラミ出しは確認されない。

表-5 鋼製枠タイプ 上面の鉛直変位

| 測定位置 (壁面からの距離) | | 0 (mm) | 600 (mm) | 1200 (mm) |
|-------------------|----------------------|-----------|-------------|--------------|
| 載荷重 | 0 kN/m ² | 0 | 0 | 0 |
| | 14 kN/m ² | 1.3mm | 1.1mm | 1.1mm |
| | 27 kN/m ² | 3.4mm | 2.8mm | 2.8mm |
| | 54 kN/m ² | 11.0mm | 9.5mm | 9.5mm |

表-6 フトンカゴタイプ 上面の鉛直変位

| 測定位置 (壁面からの距離) | | 0 (mm) | 600 (mm) | 1200 (mm) |
|-------------------|----------------------|-----------|-------------|--------------|
| 載荷重 | 0 kN/m ² | 0 | 0 | 0 |
| | 14 kN/m ² | 0.6mm | 0.5mm | 0.6mm |
| | 27 kN/m ² | 1.0mm | 1.2mm | 1.9mm |
| | 54 kN/m ² | 4.2mm | 7.2mm | 9.5mm |

表-7 鋼製枠タイプ 壁面の水平変位

| 位置 (底面からの距離) | 0 kN/m ² | 14 kN/m ² | 27 kN/m ² | 54 kN/m ² |
|-----------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1250mm | 0.4mm | 1.2mm | 4.2mm | 4.2mm |
| 750mm | 0.6mm | 1.5mm | 5.1mm | 7.4mm |
| 50mm | 0 | 0.5mm | 0.8mm | 2.3mm |

表-8 フトンカゴタイプ 壁面の水平変位

| 位置 (底面からの距離) | 0 kN/m ² | 14 kN/m ² | 27 kN/m ² | 54 kN/m ² |
|-----------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1250mm | 0 | 0.3mm | 0.1mm | 6.8mm |
| 750mm | 0 | 0.3mm | 0.7mm | 5.0mm |
| 50mm | 0 | 0.1mm | 0.4mm | 3.4mm |

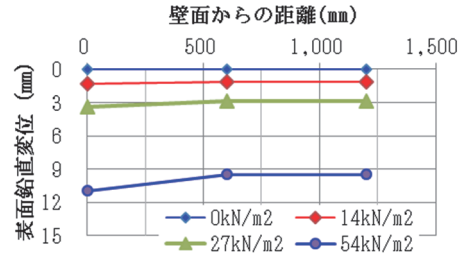


図-11 鋼製枠タイプ 上面の鉛直変位図

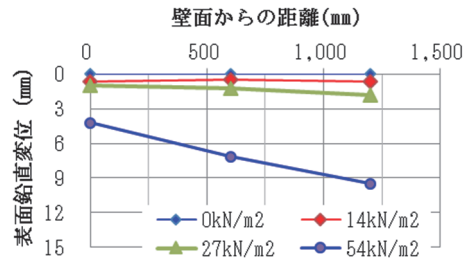


図-12 フトンカゴタイプ 上面の鉛直変位図

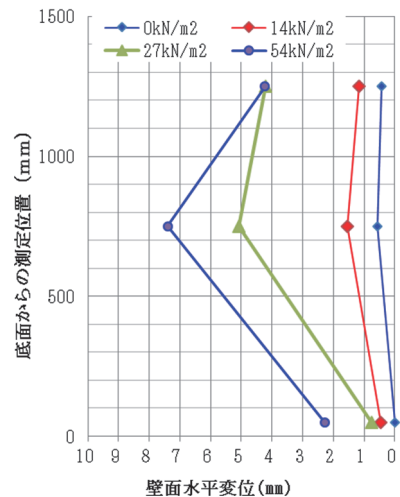


図-13 鋼製枠タイプ 壁面の水平変位図

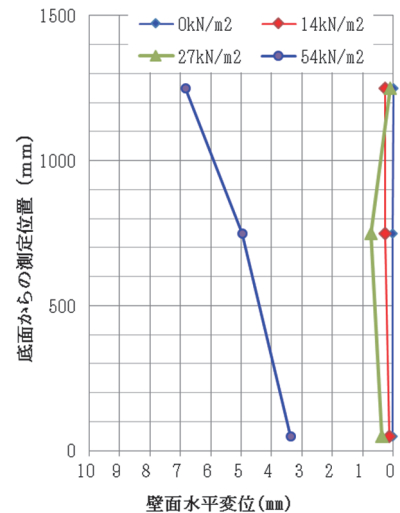


図-14 フトンカゴタイプ 壁面の水平変位図

3.2 裏込土の変位の結果

フトンカゴタイプについては、裏込め土内の変位状況を確認し、図-15のようにコンター図で整理した。赤破線部分は、フトンカゴと補強材の領域を示す。載荷重 $0\text{kN/m}^2 \sim 14\text{kN/m}^2$ の変位量は、赤破線内は 0.6mm 以下と少ない。また、赤破線内の背後の変位量も 0.6mm 以下であり、同等の変位を示している。載荷重を 27kN/m^2 まで上げると、赤破線内の最大変位量が 1.2mm 程度まで上昇する。それでも、高さ 1500mm との比は $1/1,000$ 以上もあり少ない。また、最大変位量と最小変位量との差は 1.0mm 以下である。さらに、載荷重を 54kN/m^2 まで上げると、赤破線内の最大変位量が 10mm 程度まで上昇する。また、最大変位量と最小変位量の差は 5.0mm 以上まで拡大している。以上より、少なくとも載荷重 $0\text{kN/m}^2 \sim 14\text{kN/m}^2$ の段階では、補強領域は一体的な挙動を示していると考えられる。

4. 解析による実験再現

4.1 擁壁安定性の照査

載荷重が $0\text{kN/m}^2 \sim 14\text{kN/m}^2$ の段階のフトンカゴタイプが一体的な場合、補強領域を一体とみなす安定計算結果と整合すると予想した。これを確認するため、擁壁設計の安定性の照査⁶⁾に準拠した再現計算を行った。ここで一体とみなす領域は、フトンカゴ幅 0.1m と補強材を含めた幅 0.3m の2種類を想定した。

計算条件は以下のとおりである。擁壁安定性の照査は、載荷重 14kN/m^2 を考慮した計算とした。

壁面勾配 $1:0.1$

擁壁高さ $H \sim 1.5\text{m}$ (模型サイズ)

上載荷重 載荷重 14kN/m^2

幅 0.1m (フトンカゴ幅) と 0.3m (補強材込み幅)

フトンカゴの単位体積重量 $\gamma = 17.5\text{kN/m}^3$

裏込め土 $\gamma = 19\text{kN/m}^3$, $c = 2.5\text{kN/m}^2$, $\phi = 39^\circ$

表-9 と表-10 に、滑動と転倒の安全率の計算結果を示す。許容値は擁壁設計⁶⁾の常時の値であり、計算値の青書きは許容値を下回ったもの、赤書きは安全率 1.0 を下回ったものを示した。

幅 0.1m (フトンカゴ幅) を一体とみなした計算結果では、擁壁高さ $H=0.9\text{m}$ で転倒安全率が 1.0 を下回り、擁壁高さ $H=1.5\text{m}$ まで製作できた実験結果と整合しない。一方で、幅 0.3m (補強材込み幅) を一体とみなした計算結果では、製作した擁壁高さ 1.5m までにおいて許容安全率を満足し、実験結果と整合した。

以上のように、擁壁安定性を照査した結果からは、フトンカゴと補強材を含めた幅 0.3m の領域が一体になっていると考えることが妥当であるとの結果が得られた。

表-9 幅 0.1m を一体とみなした計算結果

| 模型サイズ 擁壁高 | 転倒安全率 | | 滑動安全率 | |
|--------------|-------|------|-------|------|
| | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| H=0.7m | 1.51 | 1.50 | 1.92 | 1.50 |
| H=0.8m | 1.15 | 1.50 | 1.62 | 1.50 |
| H=0.9m | 0.90 | 1.50 | 1.40 | 1.50 |
| H=1.0m | 0.74 | 1.50 | 1.23 | 1.50 |

表-10 幅 0.3m を一体とみなした計算結果

| 模型サイズ 擁壁高 | 転倒安全率 | | 滑動安全率 | |
|--------------|-------|------|-------|------|
| | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| H=1.2m | 3.88 | 1.50 | 2.95 | 1.50 |
| H=1.3m | 3.30 | 1.50 | 2.75 | 1.50 |
| H=1.4m | 2.91 | 1.50 | 2.63 | 1.50 |
| H=1.5m | 2.60 | 1.50 | 2.52 | 1.50 |

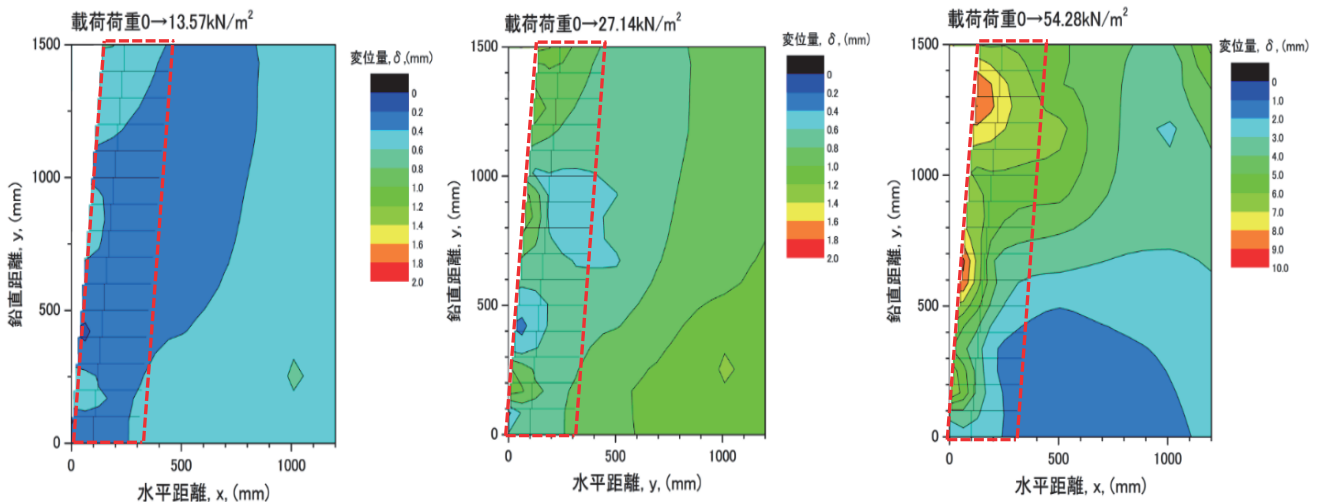


図-15 フトンカゴタイプの変形コンター図

4.2 補強材の引抜き抵抗の照査

載荷重が 0kN/m²~14kN/m² の段階のフトンカゴタイプが一体的な場合、補強材と土との摩擦抵抗による引抜き抵抗力は十分安定であると予想した。これを確認するために、フトンカゴ背面に作用する土圧による引抜き力と、補強材と土との摩擦抵抗による引抜き抵抗力の関係を検討した。

図-16に、土圧による引抜き力Tと摩擦による引抜き抵抗力τの関係を示す。補強材の引抜き力Tは、フトンカゴ面に作用する水平土圧σ_hとし、補強材の引抜きに対する安全率F_s=2.0を考慮³⁾し、式(3)により求めた。ここで、水平土圧σ_hは、静止土圧係数(K₀)×鉛直土圧(γH)であり、静止土圧係数K₀は、実験材の強度φ=39°から求めた。

$$T = F_s \times \sigma_h \quad (3)$$

補強材と土との摩擦抵抗による引抜き抵抗力τは、実物材料の引抜き試験から、補強材と土との摩擦特性を確認した。それらを整理した結果を図-17に示す。引抜き試験は、2種類の土（礫質土と砂質土）について行った。土の間に補強材を挟み込み、上部から2種類の拘束圧σ_vを与えた状態で引抜き力Fを測定した。引抜き力Fは、補強材と土が接触する長さLと奥行き幅Wおよび接触2面を除いて、引抜き試験のせん断応力度τ^{*}を式(4)により算出した。

$$\tau^* = F / (2 \times L \times W) \quad (4)$$

これより見かけの粘着力c^{*}と摩擦抵抗角φ^{*}を求めたところ、下記の値を得た。

砂質土 c^{*}=10.0kN/m² φ^{*}=7.5°
 礫質土 c^{*}=6.0kN/m² φ^{*}=20.8°

補強材の引抜き力 (T = F_s × σ_h)
 σ_h(水平土圧) = K₀ × σ_v
 σ_v(鉛直土圧) = γ × H
 K₀(静止土圧係数) = 1 - sinφ

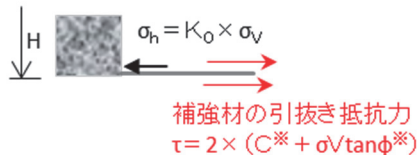


図-16 引抜き力と引抜き抵抗力の関係

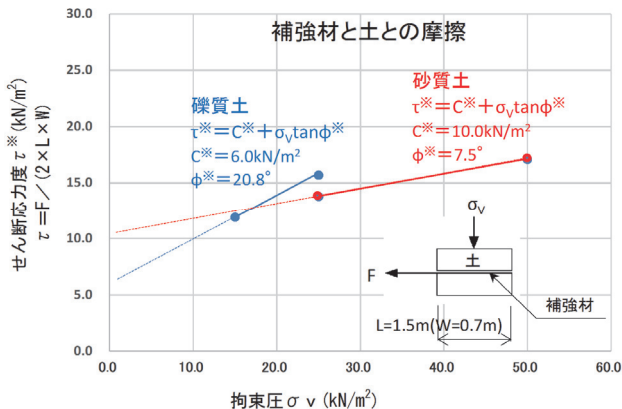


図-17 補強材と土の摩擦特性

なお、上記は2種類の拘束圧による試験の評価であるため、今後、幅広い拘束圧で多くの試験値を得て、再評価する必要がある。これより、図-16に示す補強材と土との摩擦による引抜き抵抗力τは、以下(5)式から求めた。ここでのc^{*}とφ^{*}は、実験で山砂を使用したことより、砂質土の値とした。

$$\tau = (c^* + \sigma_v \tan \phi^*) \times 2 \quad (5)$$

ここで、c^{*}=10.0kN/m²、φ^{*}=7.5°である。

図-18に、載荷重0kN/m²における実験の裏込土による補強材の引抜き力と引抜き抵抗力の関係を示す。補強材と土との摩擦による引抜き抵抗力は引抜き力の3倍程度の値を示しており、十分安全であることを確認した。

5. 一般的な裏込め材への適用高さ

実験の裏込め材は、強度定数がc=2.5kN/m²、φ=39.0°と比較的高強度な材料であった。その影響により、フトンカゴと補強材の領域の一体性がみられたと考えた。そこで、一般的な擁壁設計で使用される強度定数c=0、φ=30°において、フトンカゴと補強材の一体性がみなせるか否かを、「4.1 擁壁安定性の照査」と同様の解析により確認することとした。計算条件は以下のとおりである。ここでは、実物大（模型サイズの10倍）を想定した計算とした。

- 壁面勾配 1:0.1
- 擁壁高さ H=~15m (1.5m 模型サイズの10倍)
- 上載荷重 なし (載荷重 0kN/m²)
- 幅 3.0m (補強材込みの幅)
- フトンカゴの単位体積重量 γ=17.5kN/m³
- 裏込め土 γ=19kN/m³, c=0, φ=30°

計算結果を表-11に示す。

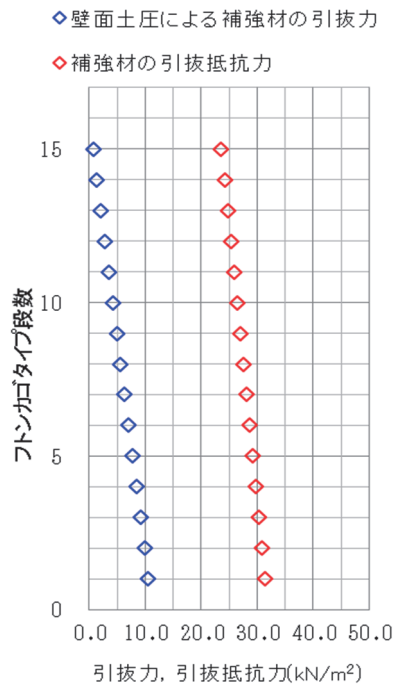


図-18 引抜き力と引抜き抵抗力の関係(φ=39°)

表-11 幅 3.0m を一体とみなした計算結果

| 縮尺換算後 擁壁高 | 転倒安全率 | | 滑動安全率 | |
|--------------|-------|------|-------|------|
| | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| H=7m | 3.36 | 1.50 | 1.80 | 1.50 |
| H=8m | 2.52 | 1.50 | 1.62 | 1.50 |
| H=9m | 1.98 | 1.50 | 1.47 | 1.50 |
| H=10m | 1.61 | 1.50 | 1.35 | 1.50 |
| H=11m | 1.34 | 1.50 | 1.12 | 1.50 |

青書きは許容値を下回った値を示している。この結果によると、擁壁高さ H=8.0m までが一体とみなせる適用高さと考えられる。

6. まとめ

本論文のまとめとして、以下に箇条書きを示す。

- (1) 地下水が問題となる現場は、コンクリート擁壁より通水性の高いフトンカゴ擁壁が適切である。
- (2) フトンカゴ擁壁は安定上、栗石重量が必要となる。
- (3) 栗石量の削減案として、フトンカゴ（幅 1.0m）と補強材（全幅 3.0m）の一体構造について、その領域が一体的とみなせるかを検討した。
- (4) 模型実験（0.1m×15 段積み、寸法縮尺 1/10 程度）の載荷重 0kN/m²、14kN/m²、27kN/m² 段階では、フトンカゴタイプは鋼製枠タイプと比べて変形しにくい剛な土構造物であることを確認した。
- (5) 載荷重 0kN/m²～14kN/m² の模型実験のフトンカゴタイプは変形が微小であり、補強領域を一体とみなす安定計算照査を行ったところ、フトンカゴと補強材を含めて一体とみなした計算結果の方が、フトンカゴのみ一体とみなした計算結果より妥当であった。
- (6) 模型実験の裏込め土（φ=39°）を条件に、フトンカゴ背面土圧による引抜き力と、補強材と土との摩擦による引抜き抵抗力を対比した。引抜き抵抗力は3倍程度の値を示し、十分安定であることを確認した。
- (7) 一般的な裏込め土（φ=30°、砂質土）で実物大（模型サイズの10倍）を想定した条件に、フトンカゴと補強材の領域を一体とみなした擁壁安定性の照査を行ったところ、擁壁高さ H=8.0m 程が許容値内となった。本実験サイズのフトンカゴと補強材一体構造（実物大想定全幅 3.0m）は、一般裏込め土の場合には、壁高 8.0m までが限界と考えられた。

なお、フトンカゴと補強材一体構造の補強土壁は、以下を踏まえた研究を継続する予定である。

- 1) 補強材と土との摩擦による引抜き抵抗力：幅広い拘束圧で多くの引抜き試験を実施し、摩擦抵抗を適切に評価する。

- 2) 排水性（透水係数は文献⁷⁾を引用）：フトンカゴ内の栗石（透水係数 $1 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ 程）の削減案では、排水性を確保する対応を考える。一般裏込め材の砂質土の透水係数は $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ と幅広く、排水性が不確実であることから、補強材部分には排水性が確実なクラッシュラン（透水係数 $4 \times 10^{-2} \sim 3 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ）相当の礫質土を配置するのが良いと考えている。
- 3) 耐震性の確認：文献⁸⁾によると、高さ 8m 以下のコンクリート擁壁は、常時の作用に対して安全性を満足する場合には、レベル 1 地震動に対しても性能 2 を満足するとの考え方がある。フトンカゴ擁壁も同等の耐震性を有すると想定しているが、これを振動実験等で確認する。

謝辞

本実験は、日本大学工学部（郡山）の仙頭准教授と学生の皆さんにご協力いただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会 2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書、4.3 造成盛土、PP87-91、2008。
- 2) エターナルプレザーブ(株)：テラメッシュ工法 NETIS NO. KT-150023-A、<http://www.etp21.co.jp/>、閲覧日 2017.6。
- 3) (財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第二回改訂版）平成 25 年 12 月、平成 25 年
- 4) 野並賢、澁谷啓、片岡沙都紀：2 種類のジオテキスタイルの引抜き強度特性の現場比較実験、ジオシンセティックス論文集、第 30 巻、2015.12
- 5) 辻慎一朗、伊藤修二、花見元嗣、高橋啓太、小笠原耕一：ジオテキスタイルを用いた拘束土壁工法の設計と適用例、ジオシンセティックス論文集、第 28 巻、2013.12
- 6) (社)日本道路協会：道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版）、5-7-3 もたれ式擁壁、pp160-162、平成 24 年。
- 7) (社)日本道路協会：舗装設計施工指針（平成 18 年度版）平成 18 年 2 月、pp81、平成 18 年。
- 8) (社)日本道路協会：道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版）、pp89、平成 24 年。

(2017 年 6 月 19 日 受付)