

固化処理土を裏込めに利用したケーソン式混成堤の水平抵抗力に関する遠心模型実験

新舎 博¹・堤 彩人²・菊池 喜昭³

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534番地の1)
E-mail: Hiroshi.Shinsha@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534番地の1)
E-mail: Ayato.Tsutsumi@mail.penta-ocean.co.jp

³正会員 東京理科大学教授 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)
E-mail: kikuchi_y@rs.tus.ac.jp

ケーソン式混成堤の水平抵抗力を増加させるためには、裏込めの設置が有効である。そこで、固化処理土からなる裏込めを設置した場合の水平抵抗力を遠心模型実験で求めた。処理土裏込めの水平抵抗力は、処理土のせん断力に基づくものと処理土と下部砂層との摩擦に基づくものからなり、両者を比較して、小さい方が処理土裏込めの抵抗力となる。しかしながら、処理土と下部砂層との境界にすべり防止工を施すと、処理土裏込めの抵抗力は処理土のせん断強度に依存するようになり、水平抵抗力を大きく増加させることが可能となる。

Key Words : solidification soil, back-filling, caisson, horizontal resistance, centrifuge model test

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、津波や高波浪により既存のケーソン式混成堤の多くが甚大な被害を受けた。ケーソン式混成堤の安定性を向上させるためには、ケーソン背面に裏込めを施すことが有効である。著者ら¹⁾²⁾は裏込めに捨石を使用した場合において、1/10模型実験および遠心模型実験を実施し、その結果から、裏込めの設置により水平抵抗力が大きく増加することと裏込めを設置した際のケーソン式混成堤の安定性を評価する方法を既に提案した。

一方、近年では、浚渫土の処分場不足が深刻である。浚渫土は航路や泊地の水深維持や増深の際に発生するものであり、年間約2000万 m³が発生している。しかしながら、環境面の制約などにより、新たな処分場の建設が困難な状況にある。浚渫土の有効利用策としては、浚渫土に固化材を混合して処理土を作製し、処理土を埋立や護岸背面の裏埋材に利用することが行われており、大量急速施工を想定した施工方法も既に確立されている³⁾⁴⁾。そこで、処理土をケーソン式混成堤の裏込めに利用することを対象として、処理土裏込めによる水平抵抗力の増加を遠心模型実験で明らかにすることを試みた。

遠心模型実験で想定した処理土裏込めを持つケーソン式混成堤の断面を図-1に示す。実物断面は水深-19.5 mの砂地盤上に5 m厚の捨石マウンドを作製してその上に幅16 m×高さ18 mのケーソンを置き、背面に処理土裏込めを施したものである。処理土裏込めは天端高を-6.0 m、天端幅を7.5 mとし、法勾配は水中施工であることを考慮して1:3とし、処理土の背面には土留め矢板(すべり防止工)を打設して5 m高の直立壁とした。

遠心模型実験は、ケーソン式混成堤の断面は1種類とし、処理土の強度を2水準に変化させて実施した。2章で処理土に関する既往の研究、3章で本実験で用いた処理

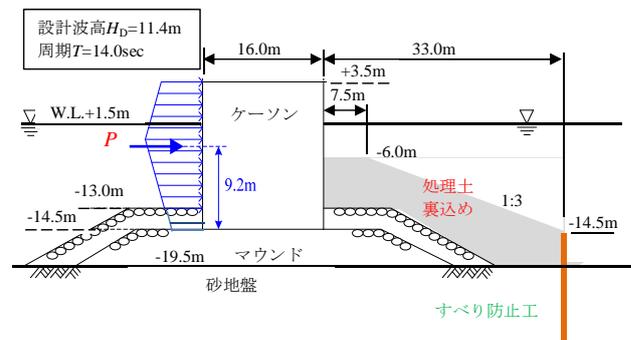


図-1 処理土裏込めを持つケーソン式混成堤

土の土質特性, 4章で遠心模型実験の方法と結果, 5章で処理土裏込めの水平抵抗力に関する考察, 6章で処理土裏込めの現地への適用に関する留意点について記述する。

2. 既往の研究

浚渫土を原料土とした固化処理土の土質特性を調べた研究は比較的多い。処理土は固化材の添加量により強度を任意に設定できるという利点があるが、通常、地盤材料として利用する際には、一軸圧縮強さ q_u を 100~500 kN/m² に設定することが多い³⁾。また、施工性についても検討されており、多くのケースでは一定以上のフロー値を有していれば、水中施工においても十分な自己充填性があることが確認されている³⁾。しかしながら、潮流があると、打設した処理土が固化する前に洗掘される恐れがあるので注意が必要である。

固化処理土を裏込めや中詰めに適用し、構造物の設計を有利にする研究として、以下のようなものが行われてきている。菊池ら⁵⁾は、中詰に処理土を利用した二重矢板式護岸の遠心模型実験を実施し、処理土と矢板の付着が十分に取れば、砂よりも処理土の方が構造物の変位、矢板の曲げモーメントとも小さくなることを示した。Kitazume *et al.*⁶⁾は、遠心場で処理土ブロックを傾斜させたり、あるいは振動を与えて破壊させ、破壊面は鉛直の引張クラック面と斜めのせん断面の両者からなることを示し、物部・岡部の土圧論では破壊域を正確に予測できないことから新しい力の釣り合い式を提案した。高橋ら⁷⁾は、遠心場で準静的な水平地震力が作用する場合の処理土地盤の主働破壊特性について検討するとともに、主働破壊モードを考慮した分割法⁸⁾による土圧算定を行い、計算精度が高いことを示した。土田ら⁹⁾は処理土の強度発現過程をモデル化し、5つのパラメータにより処理土の経時的な強度発現を予測する式を提案した。

これらの研究は主に、固化処理土に主働土圧の低減効果や固化処理土による強度増加そのものを期待した利用法を取り扱っており、固化処理土によって受動抵抗を増大することを目的とした利用法については検討されていない。本研究では固化処理土を受動抵抗増大の目的で利用した場合の効果をも、遠心模型実験を実施して検討した。

3. 処理土の土質特性

実験での原料土には名古屋港海成粘土を用いた。原料土の物理特性を表-1に示す。砂分は18%, 液性限界 w_L は84.3%, 強熱減量は9.3%であった。

表-1 原料土の物理特性

| 土粒子密度 ρ_s (g/cm ³) | 粒度組成 (%) | | | 液性限界 w_L (%) | 塑性限界 w_p (%) | 強熱減量 L_i (%) |
|--|----------|------|----|-------------------|-------------------|-------------------|
| | 粘土分 | シルト分 | 砂分 | | | |
| 2.668 | 38 | 44 | 18 | 84.3 | 24.4 | 9.3 |

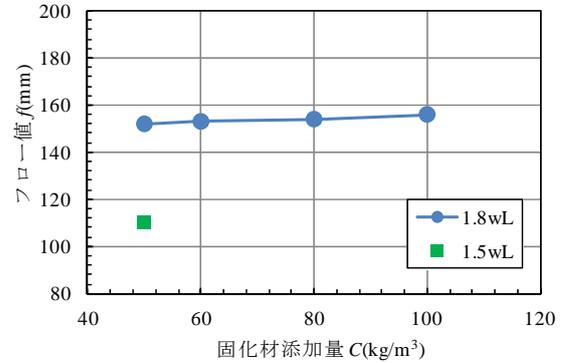


図-2 処理土のフロー値

(1) 処理土の配合試験

最初に、原料土を約 1.5 w_L の含水比 (≒126%) に調整し、5 mm 篩いを通して雑物を除去した。次に、この試料を 1.8 w_L の含水比 (151.7%) に調整し、配合試験を実施した。原料土への加水は遠心実験容器の型枠内に処理土を打設する際に、十分な自己充填性を期待するためであり、流動性を示すフロー値は 140~200 mm (試験方法: JHS A 313, 供試体はフロー値 80 mm で自立, 140~200 mm で締固め不要, 200 mm 以上で分離の可能性あり) を目標とした。固化材添加量は 50, 60, 80, 100 kg/m³ の 4 水準 (内割配合) とし、1.8 w_L の含水比に調整した原料土に水とセメントを 1:1 の質量比にして作製した固化材スラリーを添加した。

図-2に、処理土のフロー値を示す。原料土の含水比が 1.8 w_L の場合のフロー値は、固化材添加量が 50~100 kg/m³ において 152~156 mm であり、供試体作製時において締固めは不要であった。参考として実施した原料土の含水比 1.5 w_L 、固化材添加量 50 kg/m³ のフロー値は 110 mm であった。

(2) 処理土の強度特性

a) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は材齢 4 日と 7 日で実施した。供試体の大きさは直径 5 cm×高さ 10 cm である。図-3に、処理土の一軸圧縮強さ q_u と水・固化材比 W/C の関係を示す。 W/C は処理土内の水の質量を固化材の質量で除したものであり、材齢 28 日の q_{u28} は、含水比が変化しても W/C の指数関数になると言われている³⁾。図-3によると、本実験結果は材齢 4 日および 7 日も、材齢 28 日の場合と同様に指数関数で表すことができた。

表-2 目標 q_{u4} を満足する処理土の配合 (計算値)

| 4日強度 q_{u4} kN/m ² | W/C | 原料土 | | セメントスラリー | | 処理土 密度 (g/cm ³) |
|---------------------------------------|--------|-------------|-----------|-----------|-------------|-----------------------------------|
| | | 土粒子 (kg) | 水 (kg) | 水 (kg) | 固化材 (kg) | |
| 50 | 16.905 | 507.1 | 769.5 | 48.4 | 48.4 | 1.373 |
| 100 | 13.018 | 497.0 | 754.1 | 62.7 | 62.7 | 1.377 |
| 150 | 11.173 | 489.7 | 743.1 | 73.0 | 73.0 | 1.379 |
| 200 | 10.024 | 483.9 | 734.3 | 81.4 | 81.4 | 1.381 |

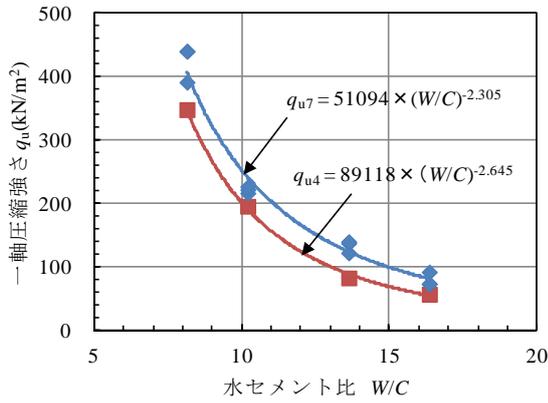


図-3 $q_u \sim W/C$ の関係

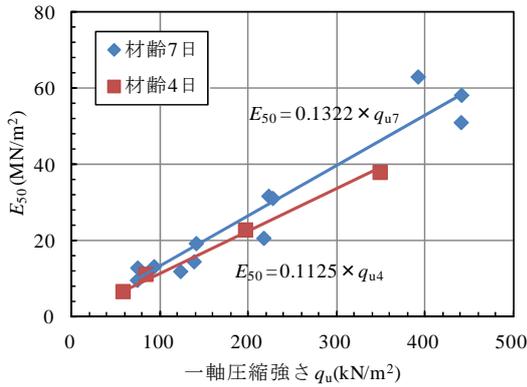


図-4 $q_u \sim E_{50}$ 関係

図-4に、 q_u と弾性係数 E_{50} の関係を示す。材齢4日と7日の $q_u \sim E_{50}$ 関係は幾分異なったが、それぞれ式(1)と式(2)の関係があった。なお、固化処理土には $E_{50} = 100 \sim 600 \times c_u$ (単位は kN/m^2 , c_u は28日養生時の非排水せん断強度で、 $c_u = q_u/2$)の関係があるとされており³⁾、これとほぼ同様の結果となった。

$$E_{50} = 264 \times c_{u7} \quad (1)$$

$$E_{50} = 225 \times c_{u4} \quad (2)$$

遠心模型実験を材齢4日で実施する場合、 q_{u4} が50, 100, 150および200 kN/m^2 になる配合は表-2のようになり、処理土の単位体積重量 γ_t は13.8 kN/m^3 となる。

b) 三軸非圧密非排水試験

三軸非圧密非排水試験を実施し、拘束圧 σ_r のある状態で、処理土の強度特性を求めた。供試体の目標強度 q_{u4} は100 kN/m^2 であり、背圧 σ_B は100 kN/m^2 , σ_r は50, 100および150 kN/m^2 を与え、载荷速度は0.1 %/minとした。軸ひずみ $\epsilon_a \sim$ 主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)$ の関係を図-5、 $\epsilon_a \sim$ 間隙水圧 Δu の関係を図-6に示す。

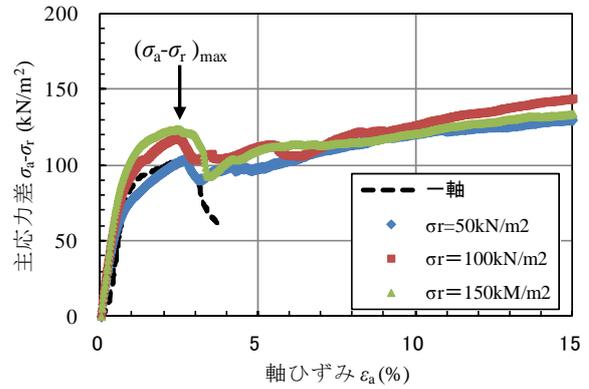


図-5 $\epsilon_a \sim (\sigma_a - \sigma_r)$ 関係

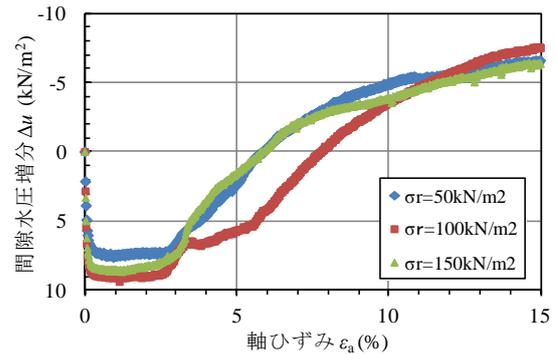


図-6 $\epsilon_a \sim \Delta u$ 関係

図-5によると、 ϵ_a が2.5%程度において主応力差の極大 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ が生じ、その後は一旦減少した後、再び増加に転じ、 ϵ_a が15%において、主応力差は $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ よりも増加した。この結果を図-6に示した Δu の挙動と比較すると、主応力差が増加に転じた時点から Δu の増分が負となっていることがわかる。よって、一旦減少した主応力差が増加に転じたのは、負圧によって、有効応力が増加したためと考えられる。図-5に示すような $\epsilon_a \sim (\sigma_a - \sigma_r)$ 関係を持つ処理土は、短期的には靱性を有すると考えられる。一方、図-5には一軸圧縮試験(载荷速度は1%/min)の結果を合わせて示したが、拘束圧がない状態では、ピーク後に強度が次第に低下した。

図-7は一軸圧縮強さ(図内の破線)と三軸非圧密非排水試験で求めた $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ をモールの応力円で示したものである。非排水せん断強度 c_u は45.9 kN/m^2 , 内部摩擦角 ϕ_u は4.3°が得られた。

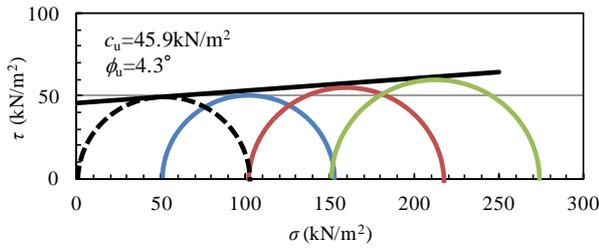


図-7 モールの応力円

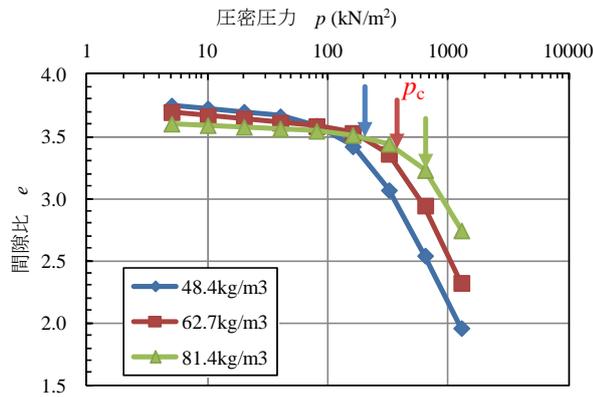


図-8 $e \sim p$ 関係

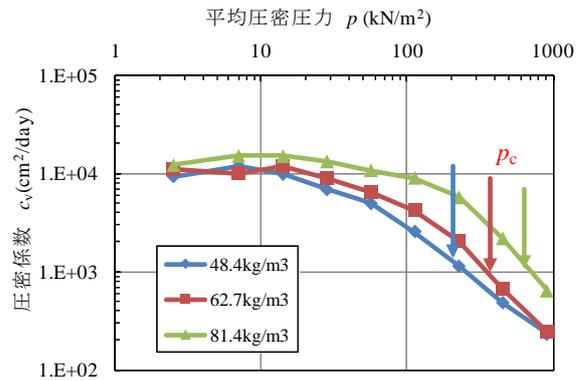


図-9 $c_v \sim p$ 関係

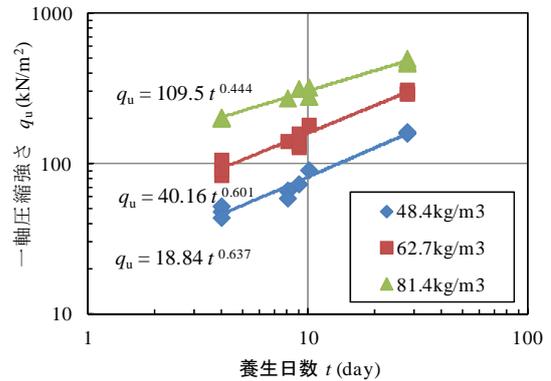


図-10 材齢 $t \sim q_u$ 関係

c) 段階载荷圧密試験

処理土の圧密特性を求める目的で段階载荷圧密試験を実施した。供試体は q_{u4} の処理土を用いた。段階载荷圧密試験は、圧密応力が 10 kN/m^2 から 640 kN/m^2 になるまでに7日間必要であることから、水和作用などによって圧密試験中に処理土の強度が増加することが考えられる。そこで、材齢4日、8日、9日、10日および28日において一軸圧縮試験を実施し、圧密降伏応力 p_c と q_u の関係を求める際には両者の材齢を一致させることにした。

図-8は、目標 q_{u4} が 50 kN/m^2 (セメント添加量 $C=48.4 \text{ kg/m}^3$)、 100 kN/m^2 (62.7 kg/m^3) および 200 kN/m^2 (81.4 kg/m^3) の処理土において、間隙比 $e \sim$ 圧密応力 p の関係を示している。この図によると、 p が圧密降伏応力 p_c を超えると、 e が大きく減少することがわかる。図-9は圧密係数 c_v と平均有効応力 p の関係を示している。過圧密領域の c_v は $10000 \text{ cm}^2/\text{day}$ 程度と非常に大きい、圧密降伏応力 p_c 付近の c_v は q_{u4} とは無関係に $1000 \text{ cm}^2/\text{day}$ 程度であった。

図-10は材齢 t と q_u の関係を示し、図-11は同一養生時間における q_u と p_c の関係を示している。強度の異なる3つの供試体において、 p_c/q_u を求めると、 $1.9 \sim 2.2$ 程度となった。固化処理土には $p_c/q_{u28} = 1.25$ の関係が報告されているが³⁾、本実験での p_c/q_u は 1.25 より大きい。この相違の要因としては、材齢の違いが考えられる。

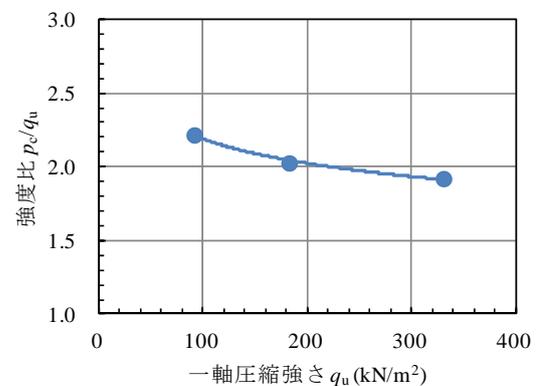


図-11 $q_u \sim p_c/q_u$ 関係

4. 遠心模型実験

遠心模型実験の断面を図-12に示す。実験断面は図-1をモデル化したものであり、遠心加速度は90Gで実施した。なお、実験は水のない状態で実施したので、波浪や浮力の影響を考慮することはできない。なお、水中条件の実物と気中条件の遠心模型実験とを比較すると、前者はケーソンおよび処理土裏込めに浮力が作用し、その質量が軽くなる。したがって、実物と遠心模型実験とは

鉛直応力が両者で異なることになるので、処理土裏込めの水平力抵抗力についても、鉛直応力の違いの影響を考慮する必要がある。5章で遠心模型実験、6章で実物における処理土裏込めの水平力抵抗力について考察する。

実験での水平荷重は波力合力の作用位置とし、ケーソンに水平荷重を載荷して載荷重とケーソンの変位量および処理土層内の変位などを測定した。なお、ケーソン背面のマウンド部分は、処理土は流動性が高いことから、処理土打設時にマウンド(捨石)の間隙内に処理土が入ることを想定し、かつ実験模型の作製を容易にするために処理土とした。また、処理土の背面を5 m高の直立壁にしたのは全体の処理土幅をできるだけ低減するためであり、5 m高は自立高の検討結果からも求めた(4.(2)a)参照)。

(1) 実験方法

遠心実験装置は有効半径 3050mm, 最大遠心加速度 180 G, 最大容量 1000 G・kN のアーム型¹⁰⁾(五洋建設(株)所有)を用い、実験土槽は幅 60 cm×高さ 40 cm×奥行き 20 cmの剛土槽を用いた。実験の全景を写真-1に示す。砂地盤(厚さ 5 cm)とマウンドは硅砂3号B(鹿島産, 表-3参照)を相対密度 $D_r=90\%$ で作製した。その際の乾燥密度 ρ_d は 1.64 g/cm^3 であった。模型ケーソンは幅 17.8 cm×高さ 20 cm×奥行き 19.8 cmで、2 cmの壁厚を持つ中空の箱からなり、無筋コンクリートで作製した。遠心模型実験でのケーソンの平均密度は内部に砂を入れ、 2.06 g/cm^3 とした。実験模型の作製方法は次のようである。

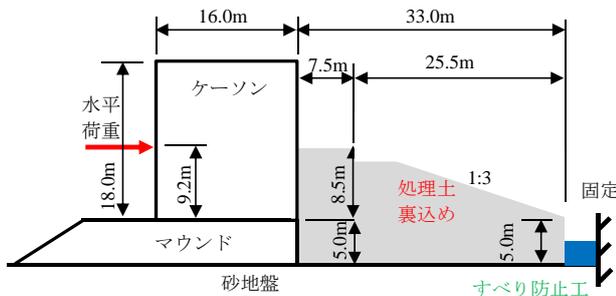


図-12 遠心模型実験モデル (Case4)



写真-1 遠心模型実験の全景

- 1) 実験土槽を横向きにし、上側の側壁をはずした後、内部に型枠を設置して処理土を打設した。
- 2) 20°Cの恒温室で4日養生後に処理土の型枠をはずし、処理土下部に砂地盤を作製した。
- 3) 側壁を取り付けた後、実験土槽を立てて、ケーソン下部の部分にマウンドと砂地盤を作製した。
- 4) マウンド上にケーソンを据え付けた。

実験条件を表-4に示す。処理土は遠心模型実験と一軸圧縮試験の供試体(3本)を同時に作製した。表-4の処理土の一軸圧縮強さ q_u は一軸圧縮試験用の供試体で求めた3本の平均値である。遠心模型実験にあたっては目標の q_u を 100 kN/m^2 および 200 kN/m^2 と設定したが、実際の q_u (一軸圧縮試験供試体) の平均値は表-4に示すように、幾分ばらついた。しかしながら、いずれのCaseにおいても目標 q_u の20%程度の誤差内である。遠心模型実験における処理土ブロック内においても q_u には同様のばらつきがあると考えられる。

Case 0は処理土と砂($D_r=90\%$)の摩擦係数を測定するための実験であり、15 cm(実物 13.5 m)立方の処理土ブロックを砂地盤上に置き、重心位置で水平に載荷した。Case 1~Case 4は波圧が作用した場合を想定した実験であり、水平載荷重(=偏心荷重)はケーソン下端から10.2 cm(実物 9.2 m)の高さでスクリージャッキ(実物の最大載荷重 11.25 MN/m , 最大ストローク長 18 m)により与えた。載荷速度は 2 mm/min (実物 18 cm/min)である。Case 1はケーソンのみに水平載荷重を与えた実験であり、Case 2とCase 3は処理土裏込めの q_u の違い、Case 3とCase 4は処理土裏込めの下部固定条件の違いの実験である。Case 2とCase 3は砂地盤上に処理土裏込めを打設しそのまま載荷したが、処理土の強度が大きいと処理土底面と砂地盤との境界ですべりを生じる可能性がある。そこで、Case 4は処理土裏込めの背面下部に滑り防止工を設置し、処理土底面と砂地盤との境界

表-3 砂の物理特性

| 材料 | ρ_s g/cm ³ | ρ_{dmax} g/cm ³ | ρ_{dmin} g/cm ³ | U_c |
|---------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------|
| 鹿島硅砂3号B | 2.64 | 1.666 | 1.393 | 1.44 |

表-4 実験条件

| 実験条件 | 処理土 q_{u4} (kN/m ²) | 実験内容 |
|--------|-----------------------------------|-----------------|
| Case 0 | 125, 203 | 砂~処理土の摩擦係数 |
| Case 1 | なし | ケーソンのみ |
| Case 2 | 112 | 処理土裏込め |
| Case 3 | 223 | 処理土裏込め |
| Case 4 | 198 | 処理土裏込め+境界すべり防止工 |

表-5 計測項目一覧

| 計測項目 | 方法 | 数量 |
|----------|-------|----|
| 水平載荷重 | ロードセル | 1 |
| ケーソン変位量 | ターゲット | 5 |
| 処理土内変位 | ターゲット | 93 |
| ケーソン底面土圧 | 土圧計 | 3 |
| ケーソン背面土圧 | 土圧計 | 3 |

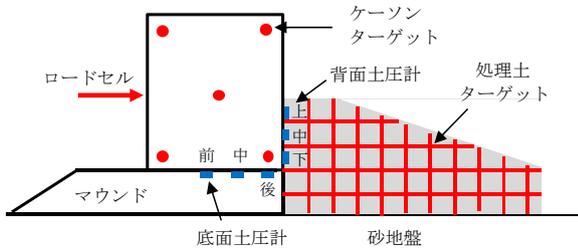


図-13 計測位置

でのすべりを無くし、処理土裏込め内ですべりが生じるように配慮した実験である。すべり防止工としては高さ 2.2 cm (実物 2 m) のプレートを処理土背面と土槽壁面との間に置いて固定した。

表-5 に計測項目、図-13 に計測位置を示す。ケーソン変位量 δ はケーソンの重心位置にターゲットを記し、画像解析から求めた。また、ケーソンの回転角 θ はケーソンの 4 隅にターゲットを記し、画像解析で読み取ったターゲットの相対変位量より求めた。処理土内の変位とクラック、およびすべり線は処理土裏込めの側面に縦 2 cm × 横 2 cm の間隔 (実物は 1.8 m × 1.8 m) で格子を描き、格子線の変位状況から求めた。土圧はケーソンの底面と背面で測定した。底面土圧はケーソンの後祉からケーソンの 2/3 幅を 3 等分し、各等分した範囲の中央部に土圧計を設置して測定した。この 2/3 幅は偏心荷重の影響を考慮したものである。背面土圧はケーソン背面に処理土が触れる高さ 9.5 cm (実物は 8.5 m) 間を 3 等分し、各等分した範囲の中央部に土圧計を設置して測定した。

処理土と実験土槽の側面摩擦の低減に関しては、豊澤ら¹¹⁾の実験結果を参考として、奥側の側面にはシリコンオイルの塗布とメンブレン (0.2 mm 厚) を貼り付け、前面はシリコンオイルを塗布した。また、ケーソン背面と処理土との間は、潮位変動や波浪時のケーソンのロッキングなどによって両者は分離すると考えられるので、シリコンオイルの塗布とメンブレンを貼り付け、両者の付着を防いだ。

(2) 実験結果

a) 処理土と砂の摩擦係数

Case 0 における水平載荷重とケーソン変位量の関係を図-14 に示す。 q_u が 125 kN/m² の場合、処理土は自立した

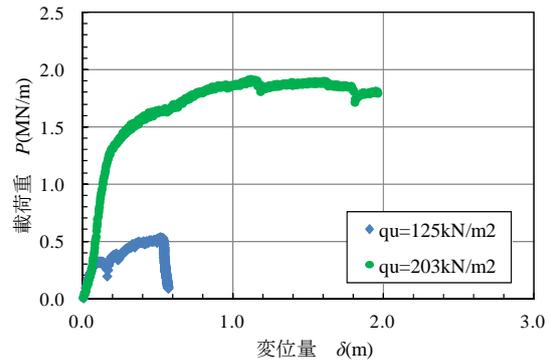


図-14 砂とケーソンの摩擦実験 (Case 0)

が (高さ 13.5 m の直立壁)、載荷すると直ちに背面 (載荷面の反対側) の下部から崩壊し、摩擦係数の算定に関して十分なデータが得られなかった。 q_u が 203 kN/m² の場合、処理土は自立し、変位量 δ が約 1.20 m において、最大の水平載荷重 $P_{max} = 1.91$ MN/m が得られた。処理土の重量 W は 2.52 MN/m (=13.5 m × 13.5 m × 13.8 kN/m³/m) であるので、砂 ($D_r=90$ %) との摩擦係数 μ を式(3)で求めると、0.76 となる。

$$\mu = \frac{P_{max}}{W} \tag{3}$$

処理土の自立高さについて考察する。北詰ら⁷⁾は処理土の引っ張り亀裂 (図-15 参照) を考慮した破壊モードから、主働土圧 P_a を求める式を提案している。その式に、水平震度 $k_H=0$ (本実験は静的実験)、処理土層内のすべり角 $\zeta=45^\circ$ を考慮すると、 P_a は式(4)で表される。

$$P_a = W - 2\sqrt{2}T - N \tag{4}$$

$$W = (2H - B) \times \frac{B}{2} \times \gamma$$

$$T = \frac{q_u \times B}{2\sqrt{2}}$$

$$N = \alpha \times q_u \times (H - B)$$

ここに、 α は引張強度 α_s と q_u の比である。次に、本実験条件として、式(4)に $\gamma=13.8$ kN/m³、 $q_u=125$ kN/m² あるいは 203 kN/m²、 $H=13.5$ m、文献⁷⁾より、 $\alpha=0.18$ 、 $B/H=0.48$ を代入すると、 P_a はそれぞれ -60 kN/m (主働土圧が 0 kN/m² になる自立高さは 14.4 m、実験は 13.5 m である) と -664 kN/m となる。自立の場合は $P_a \leq 0$ kN/m ($q_u \geq 117$ kN/m² に相当) である。このことから、 $q_u=125$ kN/m² の場合はほぼ自立状態にあり、 $q_u=203$ kN/m² の場合は自立に余裕があった状態と考えられる。なお、 $q_u=125$ kN/m² の場合

に、固化体が崩壊した現象は次のように考えられる。すなわち、固化体が水平力を受けない場合、底面の土圧は W_s/B_s で一定である。ここに、 W_s は固化体の質量、 B_s は固化体の幅である。水平力 P_H を受けると、水平力によるモーメント $M_s (=P_H \times y)$ 、ここに、 y は水平力の作用高さで、固化体の高さ $\times 1/2$ によって、底面の土圧分布は台形（あるいは三角形）分布となり、固化体の背面ではモーメントに起因する鉛直応力（台形分布の場合、 $=M_s/B_s$ ）が増加する。 $q_u=125 \text{ kN/m}^2$ の場合、自重とモーメントに起因する鉛直応力の和が q_u を超えたため、固化体は崩壊したと考えられる。なお、摩擦係数 μ は P_H/W_s で求めるため、モーメントの大きさには関与しない。

b) 水平載荷重

水平載荷重とケーソン変位量の関係を図-16 に示す。この図によると、処理土裏込めがある場合は、載荷重 P がピーク値 P_{max} を超えても、 P は P_{max} の 95% 以上を維持していることがわかる。

Case 1 はケーソンのみの結果であるので、Case 2~4 の P_{max} から Case 1 の P_{max} を差し引くと、処理土裏込めによる水平抵抗力の増加量 ΔP を求めることができる。その結果を表-6 に示す。 ΔP は Case 2→Case 3→Case 4 の順に大きくなっており、処理土裏込めによる水平抵抗力の増加を明確に認めることができる。

処理土裏込めの水平抵抗力については、5 章で考察する。

c) ケーソンの傾き

ケーソンの 4 隅（ターゲット）と中心位置の変位挙動、および回転角の変化を図-17 に示す。Case 1（裏込めなし）において、ケーソンの傾きは 1° 程度であった。しかしながら、処理土裏込めのある Case 2~Case 4 では、ケーソンは傾斜角が次第に大きくなり、ケーソン背面底部を処理土層に少しめり込ませながら、水平に移動した。Case 2（図-17 (a)）はその典型的な例であり、水平変位の増加とともに、めり込み量と傾斜角が増加した。この傾向は、Case 4 においても同様であった。一方、Case 3（図-17 (b)）は約 2 m 水平変位した時に、境界すべりにより鉛直変位量と傾斜角が急に増加した。ここに、境界すべりは処理土下面と砂層上面との境界でのすべりを意味する。図-17 (c) はケーソン変位量とケーソンの傾きの関係を示している。Case 2 と Case 4 のケーソンの傾きは、水平変位が 2 m 時において 3° 程度である。

d) ケーソンの土圧分布

ケーソンの背面と底面で測定した土圧の結果を図-18 に示す。ケーソンの背面土圧 p_B は図-18 によると、ケーソンの水平変位 δ とともに増加し、Case 4 を除くと、最大値を示した後も高い値を示した。この傾向は、図-16 の水平載荷重の結果とほぼ同一である。

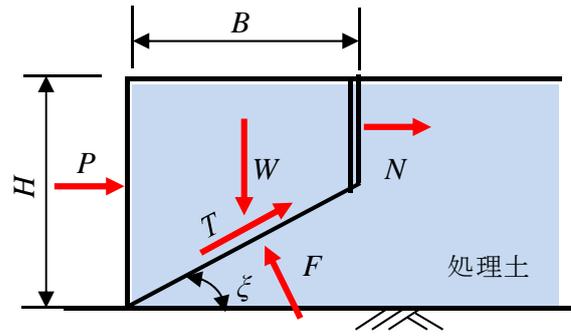


図-15 処理土の破壊モード

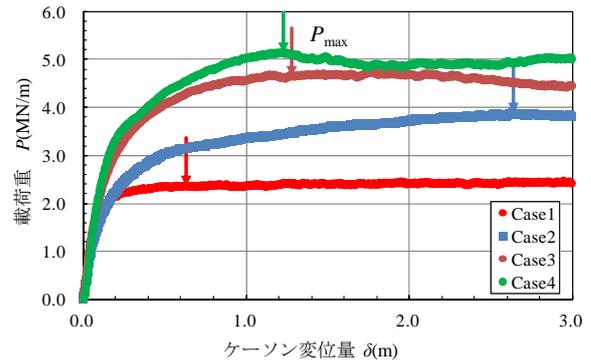


図-16 水平載荷重 (Case 1~Case 4)

表-6 処理土裏込めによる水平抵抗力

| Case No | 変位 δ (m) | 最大値 P_{max} (MN/m) | 裏込め効果 ΔP (MN/m) |
|---------|-----------------|----------------------|-------------------------|
| Case 1 | 0.631 | 2.371 | 0 |
| Case 2 | 2.632 | 3.882 | 1.511 |
| Case 3 | 1.274 | 4.666 | 2.295 |
| Case 4 | 1.224 | 5.144 | 2.773 |

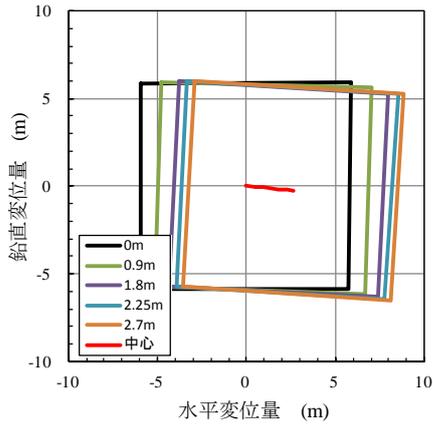
一方、Case 4 は最大値を示した後に p_B が低下し、他の Case とは幾分相違した。Case 4 の p_B が低下したのは、後掲する図-22 の変位ベクトル図において、Case 2 と Case 3 ではケーソンの変位ベクトルとそれに接している処理土の変位ベクトル（三角形の土楔部分）との方向がほぼ同じであるのに対して、Case 4 ではケーソンの変位ベクトルと処理土の変位ベクトルが一致していない。このため、Case 4 では土圧計の受圧面が荷重方向に垂直でないため、測定値が小さくなったと考えられる。

図-19 は、載荷重が最大時 P_{max} における p_B の分布を示している。Case 3 はやや異なるが、全体的に、土圧は下部ほど大きくなる傾向がある。

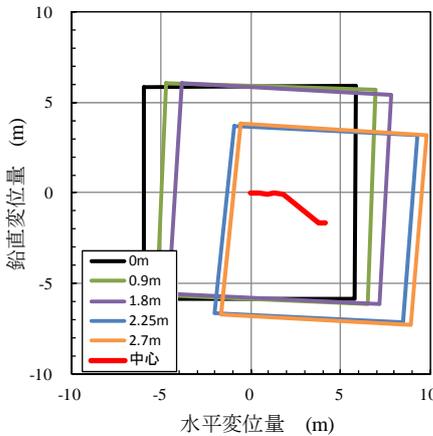
図-20 (a), (b) はケーソンの底面土圧 p_W を示している。 p_W は P_{max} までは次第に増加し、 P_{max} 後は一定になる傾向があるが、水平変位が約 2 m を超えると、ケーソン後側の土圧が急に大きくなる傾向がある。ケーソン底面の後側に設置した土圧計はケーソンの後祉から 1.78 m の位

置にあり、この土圧計が砂から処理土の上に移動したため、応力集中により高い土圧になったものと思われる。

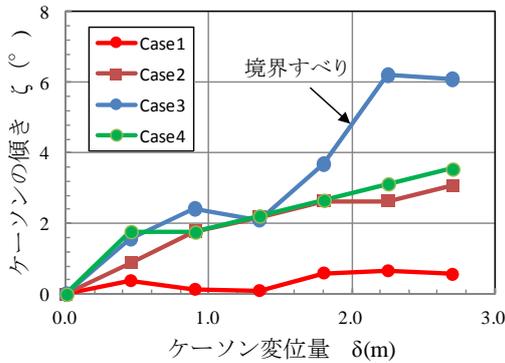
図-21は P_{max} 時における p_w の土圧分布を示している。当然のことではあるが、偏心荷重によっては、ケーソン底面の土圧は三角形分布となっている。各 Case の結果を比較すると、裏込めの無い Case 1 と裏込めの強度の低い Case 2 ($q_u=112 \text{ kN/m}^2$) よりも、裏込めの強度の大きい Case 3 ($q_u=223 \text{ kN/m}^2$) と Case 4 ($q_u=198 \text{ kN/m}^2$) の方が、底面土圧が全体的に小さくなっている。



(a) ケーソンの変位 (Case 2)



(b) ケーソンの変位 (Case 3)



(c) ケーソンの傾き

図-17 ケーソンの移動量と傾き

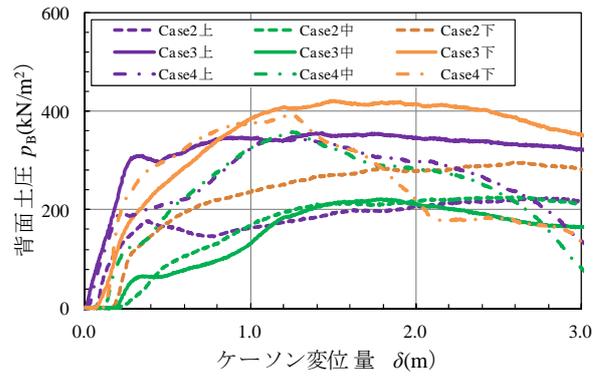


図-18 ケーソン変位量と背面土圧の関係

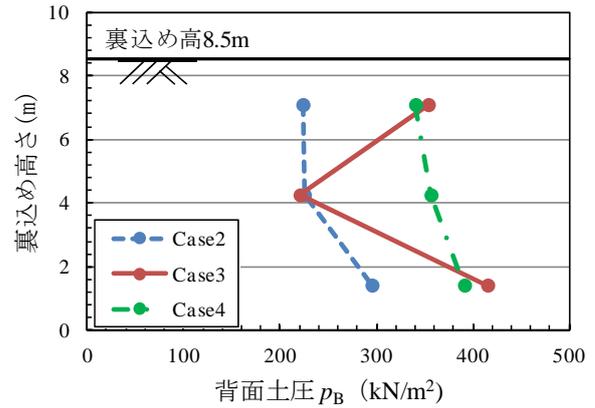
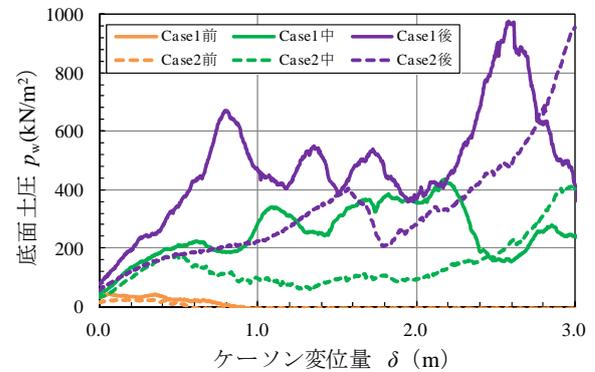
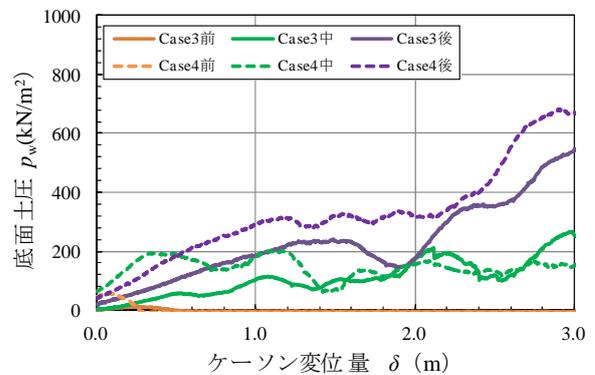


図-19 P_{max} 時の背面土圧分布



(a) Case 1 と Case 2



(b) Case 3 と Case 4

図-20 ケーソン変位量と底面土圧の関係

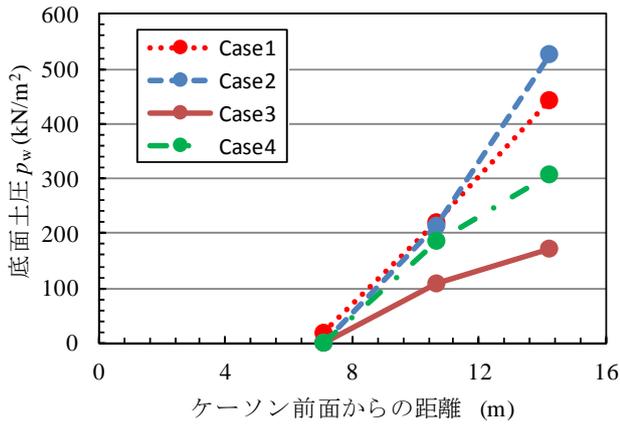


図-21 P_{max} 時の底面土圧分布

この結果は Case 3 と Case 4 では、裏込めとケーソンの間の力のやり取りによって、ケーソンに上向きの力が作用していることになる。通常、ケーソンが背面にある土を押すと、土は受働状態になるのと同時に、その境界では壁面摩擦により上向きの力が生じ、この力はケーソンの傾きが増すほど大きくなる²⁾。このため、ケーソンとマウンドの間の摩擦抵抗が小さくなり、より大きな水平載荷重を処理土裏込めが受け持つことになっていると考えられる。

e) すべり線

Case 2～Case 4の変位ベクトルとすべり線を図-22に示す。変位ベクトル図はケーソン変位が 2.7 m 時の変位ベクトルを 2 倍で表示したものである。また、すべり線は実験終了時の写真にすべり箇所を赤線で示したものである。各実験 Case におけるすべり線を詳細に見ると、次のようである。

Case 2 は、処理土底面付近での水平変位ベクトルが小さいことから、処理土と砂との境界ですべりは生じていないと考えられる。すべりは、ケーソン背面に土楔が形成され、土楔の先端から処理土背面に向かって、処理土層内をほぼ水平に横切る複数のすべりが認められた。なお、処理土背面の浅い部分で円弧状のすべりが認められる。この表層すべりは他のケースでは見られないことから、処理土の強度が低い場合に生じるものと思われる。

一方、Case 2 より処理土の強度の大きい Case 3 では Case 2 と同様、ケーソン背面で三角形の土楔が形成されたが、土楔の先端からは処理土と砂との境界に向かうすべりがあり、かつ処理土裏込めの背面側約 1/2 の部分では、処理土と砂との境界すべりが生じた。この境界すべりは変位ベクトル図においても、顕著に観察することができる。

Case 4 は、Case 3 で生じた処理土と砂との境界すべりを強制的に無くした実験である。変位ベクトル図を見ると、すべり防止工を設置した処理土下部 2 m の部分では、

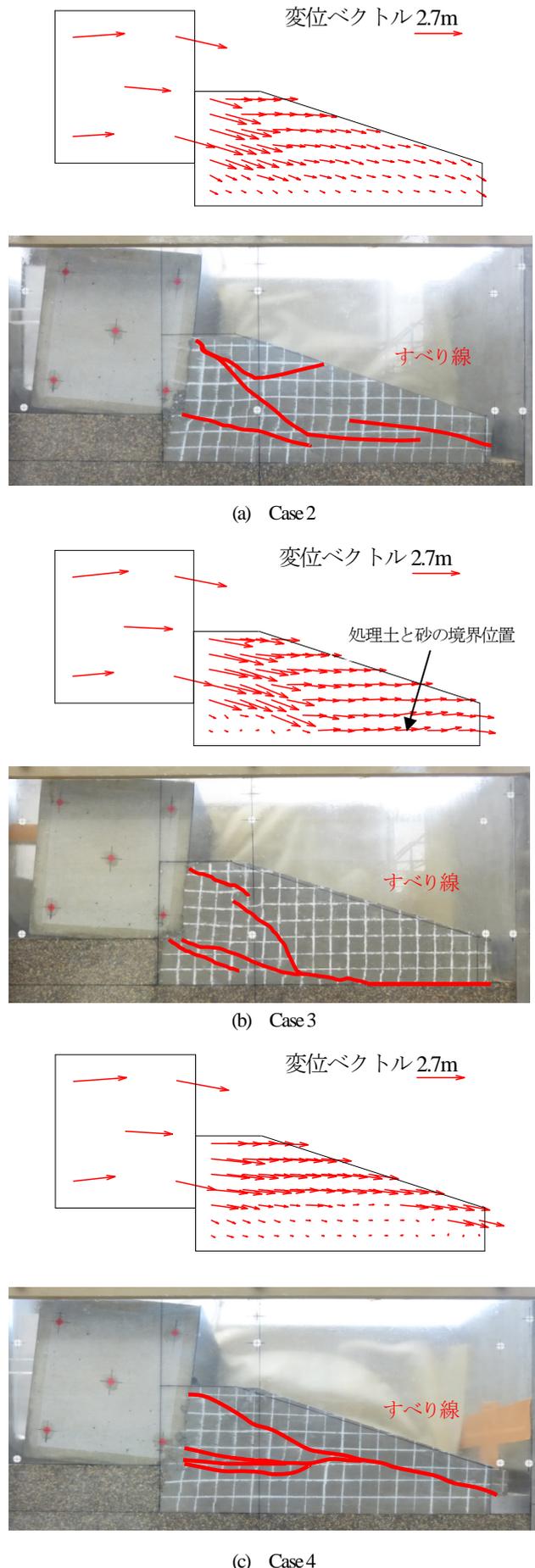


図-22 変位ベクトルと滑り線 (実験終了時)

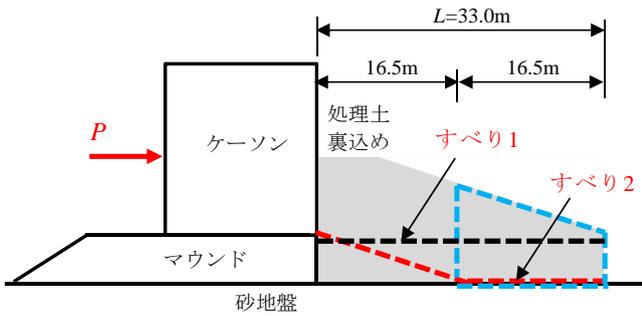


図-23 すべりモデル (本実験結果)

表-7 処理土裏込めの水平抵抗力の算定

| Case | q_u (kN/m^2) | ΔP_1 (MN/m) | ΔP_2 (MN/m) |
|-------|------------------------------|------------------------|------------------------|
| Case2 | 112 | 1.85 | 2.27 |
| | | 1.51 (82%) | |
| Case3 | 232 | 3.68 | 3.18 |
| | | | 2.30 (72%) |
| Case4 | 198 | 3.27 | 2.95 |
| | | 2.77 (85%) | |

注：赤は実測

水平変位はほとんど生じていない。また、ケーソン背面では三角形の土楔は形成されず、処理土は全体的に水平に押されており、すべり防止工の影響により、すべりは処理土層の中間位置に生じている。

以上のように、処理土の強度や拘束条件の違いによって、すべりは異なる位置に生じることがわかる。

5. 処理土裏込めの水平抵抗力に関する考察

遠心模型実験の結果から、処理土裏込めの水平抵抗力を模式的に示すと、図-23 のようになる。すなわち、処理土裏込めの水平抵抗力 ΔP は、次の2式で表される。すなわち、

- ・処理土裏込め内にすべり1がある場合： ΔP_1

$$\Delta P_1 = c_u \times L \quad (5)$$

- ・処理土裏込め内のすべりと、処理土裏込めと下部砂層の境界でのすべりを含めたすべり2がある場合： ΔP_2

$$\Delta P_2 = c_u \times \frac{L}{2} + W_s \times \mu \quad (6)$$

ここに、 c_u ：処理土のせん断強度（ $= q_u/2$ ）であり、管中混合固化処理工法の技術マニュアルにしたがって、強度

は c_u で評価した。 L ：処理土裏込めの幅、 W_s ：処理土の質量（図-23 で、青破線で囲んだ部分）、 μ ：処理土と砂の摩擦係数である。

図-23 に示したすべりモデルにおいて、 q_u に各 Case の実験値を代入し、 $\mu=0.76$ を用いて ΔP_1 と ΔP_2 を計算すると、表-7 のようになる。すなわち、次のすべりが生じることになる。

Case 2 $\Delta P_1 < \Delta P_2 \rightarrow$ すべり 1

Case 3 $\Delta P_1 > \Delta P_2 \rightarrow$ すべり 2

Case 4 $\Delta P_1 > \Delta P_2 \rightarrow$ すべり 2 が生じることになるが、実験では砂と処理土の境界でのすべりをすべり防止工を設けて強制的に無くしたため、すべり 1 が生じた。

以上の計算結果は、すべり線に関して、実測との整合性が高いことがわかるが、計算と実験の ΔP は、表-7 に示すように（実験は赤字）、必ずしも一致してはいない。すなわち、実験値は計算値よりも小さく、実験値は計算値の 72~85% であった。この理由としては、偏心量の違いの影響が考えられる。すなわち、Case 1 の P_{max} 時の傾斜角は約 1° であったが、裏込めのある Case 2~Case 4 は約 $2\sim 2.5^\circ$ であった（図-17 参照）。一般に、偏心量が大きくなると、ケーソンの底面摩擦による水平抵抗力が低減することが指摘されている²⁾。表-7 の計算では、ケーソンの底面摩擦が低減すると、 ΔP は計算よりも大きくなる。一方、ケーソンの底面土圧を見ると（図-20 (a) と (b)）、Case 1 よりも Case 2~Case 4 の方が全体的に小さくなっており、摩擦係数が一定であると、ケーソンの底面摩擦も Case 2~Case 4 の方が小さくなる。よって、 ΔP は大きくなる。こうした影響を考慮していないため、実験は計算値よりも小さくなったと考えられる。しかしながら、以上は定性的な評価であるので、今後追加実験を行い、解明する必要があると考えられる。

処理土と砂との設計摩擦係数としては 0.55~0.60、および処理土と捨石との場合は 0.75~0.80 を用いることができる³⁾。

6. 現地への適用における留意点

ケーソンの背面に処理土裏込めを施すと、現場においては次の対策が必要になると考えられる（図-1 参照）。

(1) ケーソンへの揚圧力の低減

裏込めがない場合のケーソンへの揚圧力は、ケーソン前面下部は波圧、およびケーソン背面下部がゼロの三角形分布になる。しかしながら、処理土裏込めを施すと、

ケーソン背面への水道を塞いだことになるので、ケーソン底面全体に波圧が作用することになる。この結果はケーソンの滑动抵抗力の減少に繋がる。よって、ケーソン背面に水抜き孔などを設けて、通常的设计どおりの三角形分布にする必要がある。

(2) すべり防止工の設置

ケーソン背面に施した処理土裏込めの水平抵抗力 ΔP を最大限に発揮させるためには、処理土裏込め内にすべりが生じるような工夫が必要である。すなわち、 ΔP_1 と ΔP_2 を計算し、 ΔP_2 が小さい場合は、処理土裏込めの背面に、 $(\Delta P_1 - \Delta P_2)$ を支持するためのすべり防止工の設置が必要である。なお、海水中においては、処理土の単位体積重量は浮力を受けて小さくなり、本実験条件において海水中における $q_u \sim \Delta P$ の関係を求めると、図-24となる。この結果、すべり防止工を設置すると、 ΔP_2 の1.4~1.6倍の水平抵抗力を得ることが可能となる。

ちなみに、 $q_u=200 \text{ kN/m}^2$ における $(\Delta P_1 - \Delta P_2)$ は、図-24より約1.3 MN/mとなる。この外力を支えるためのすべり防止工を港研方式¹³⁾で計算する。図-25のように、砂地盤の N 値を10と設定すると、地盤の横抵抗係数 k_c は 3000 kN/m^2 となる。この条件を計算すると、図-26に示すように、すべり防止工としては奥行き1 mあたり、直径500 mm×厚さ13 mm×根入れ長11 m (SKY490, 弾性係数 $E=206 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$, 断面二次モーメント $I=105000 \text{ cm}^4$, 断面係数 $Z=4190 \text{ cm}^3$, 降伏応力 $\sigma_y=315 \text{ MN/m}^2$)の鋼管矢板相当が必要となる。

一方、処理土の圧密沈下を防止するためには、土被り圧よりも大きい p_c を持つ処理土を採用する必要がある。

また、本実験では、処理土裏込めの背面高さは5 mとしたが、処理土打設時には型枠が必要であるので、この型枠とすべり防止工を一体で設置することが望ましい。

(3) 処理土裏込めの越波対策

高波浪時にケーソンを越波すると、処理土裏込めの表面が洗掘される恐れがある。この対処方法としては、処理土の表層付近の強度を増加させることが有効であり、必要な強度については、処理土の洗掘実験を実施して決定する必要がある。一方、処理土を海水中に長期間放置すると、表面からカルシウム分が溶出し、劣化することが知られている¹³⁾。この劣化量 D は50年で約5~11 cm ($D=A \times (t/t_0)^{0.5}$, 劣化係数 $A=7 \sim 16$, $t/t_0=50$)であり、大きな量ではないが、必要に応じて劣化対策を講じる必要がある。劣化対策としてはコンクリートなどで被覆するのが一般的であるが、処理土の上部約1 m部分の強度を増加させる方法も有力と考えられる(固化材の増量)。すなわち、処理土の強度を増加させると係数 A が低下し、劣化量を低減することが可能である。

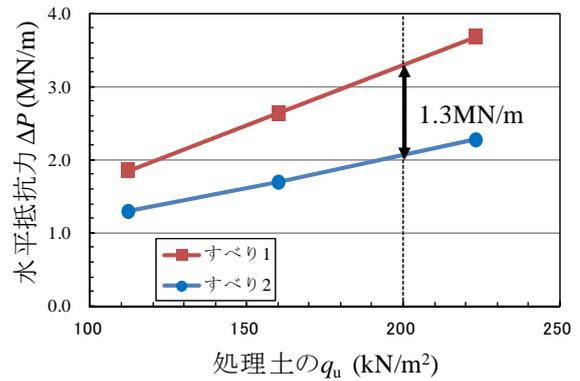


図-24 水中における処理土裏込めの水平抵抗力

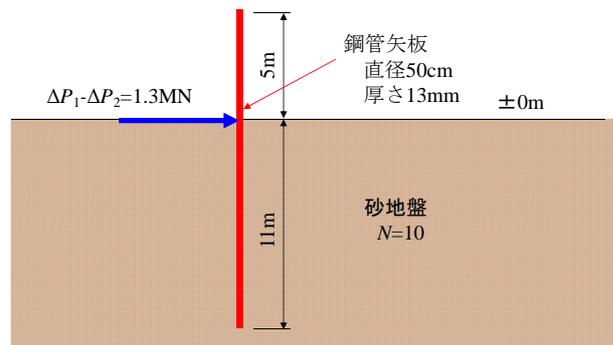


図-25 すべり防止工の計算条件

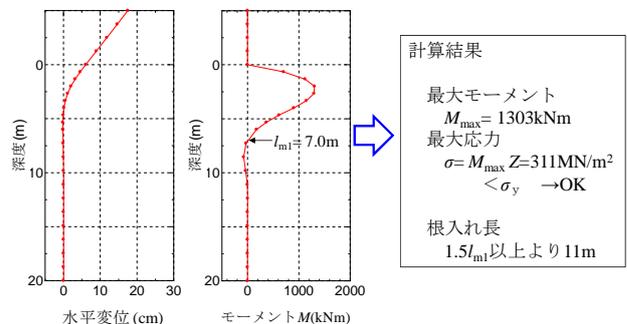


図-26 すべり防止工の計算結果

7. 結論

ケーソンの背面に固化処理土からなる裏込めを設置し、水平抵抗力の増加量を遠心模型実験で求めた。主な結論は次のようである。

- 1) 処理土裏込めに偏心荷重を載荷すると、次の2種類のすべりが発生する。
すべり1: 処理土層内でほぼ水平に生じる。
すべり2: 処理土層内から、処理土と下部砂層との境界に生じる。
- 2) すべり1とすべり2は水平抵抗力の大小によって、発生が区別される。

- 3) 処理土裏込めの背面にすべり防止工を施してすべり2を無くすと、すべり1が生じる。

浚渫土の処分場が不足している現状を考慮すると、ケーソンの背面に処理土裏込めを施すことは、浚渫土の有効利用策として適していると考えられる。このことは、処理土の強度は固化材添加量の増加で高く設定できるということも利点となっている。

また、処理土裏込めのみで、高波浪に対する安定性が確保できない場合はすべり防止工との併用が有力である。今後すべり防止工の構造や適用場所についての検討が必要になると考えられる。

本文が、浚渫土の有効利用策の一助になれば幸いである。

謝辞：遠心模型実験の実施と変位データの画像解析に関して、ペンタテクノサービス(株)の平山豊氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 菊池喜昭, 新舎博, 河村健輔, 江口信也：裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性の検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.4, pp.474-487, 2011.
- 2) 新舎博, 海野寿康, 菊池喜昭, 森川嘉之：砂地盤上の裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp.474-487, 2014.
- 3) 管中混合固化処理工法技術マニュアル(改訂版)：(財)沿岸技術研究センター, 2008.

- 4) kanmon-const.co.jp/jisseki/jisseki-index.html
- 5) 菊池喜昭, 北詰昌樹, 鈴木操, 岡田哲一：固化処理土中詰二重矢板式護岸の構造特性, 港湾技研資料, No.997, pp.1-37, 2001.
- 6) Kitazume, M., Hayano, K. and Hashizume, H. : Seismic stability of cement treated ground by tilting and dynamic shaking table tests, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 6, pp. 25-140, 2003.
- 7) 高橋英紀, 北詰昌樹, 市川永徳：浅層を安定処理した護岸背後地盤の主働破壊特性に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol.47, No.4, pp.3-25, 2008.
- 8) 土田孝, 菊池喜昭, 山村和弘, 舟田邦雄, 輪湖建雄：分割法による地震時土圧算定式と軽量混合処理土への適用, 地盤工学会論文報告集, Vol.41, No.3, pp.95-105, 2001.
- 9) 土田孝, 湯怡新, 嶋川奈津美, 安部太紀：高含水比の海成粘土を原料土とするセメント固化処理土の強度発現過程に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.1, pp.53-70, 2013.
- 10) 上野一彦, 林健太郎：遠心載荷装置の導入について, 地盤工学会誌, Vol.57, No.7, p.48, 2009.
- 11) 豊澤康男, 市川貴之, 末政直晃, 三田地利之, 伊藤和也：遠心場可動土留め装置を用いた壁面土圧の発生機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.806/III-73, pp.129-141, 2005.
- 12) 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻)：(社)日本港湾協会, pp.611-618, 2007.
- 13) 渡部要一, 菊池喜昭, 新舎博：海水暴露環境に放置した SGM 軽量土の長期材料特性, 第 59 回地盤改良シンポジウム, 2014.

(2014. 10. 22 受付)

CENTRIFUGE MODEL TEST ON HORIZONTAL RESISTANCE OF A CAISSON WITH BACK-FILLING OF SOLIDIFICATION SOIL

Hiroshi SHINSHA, Ayato TSUTSUMI and Yoshiaki KIKUCHI

To increase the sliding resistance of a caisson type breakwater against wave force, it is effective to provide back-filling behind the caisson. In this paper, a solidification soil was used as back-filling behind the caisson, and its effect was evaluated by a centrifuge model test. According to the test results, it was confirmed that the sliding resistance increased by back-filling of solidification soil was consist of two components, i.e., one is the shear resistance of the solidification soil and the other is the frictional resistance between the solidification soil and the sand foundation at the bottom of the solidification soil. Therefore, to increase the sliding resistance in drastic, it is considered to be effective that the strength of solidification soil is increased and the prevention works are constructed for preventing the solidification soil from sliding on the sand foundation.