岸壁基礎の薬液浸透注入による改良に関する模型実験

広島大学大学院工学研究科

広島大学大学院工学研究科 正会員 土田 孝

国土交通省中国地方整備局広島港湾空港技術調查事務所国土交通省中国地方整備局広島港湾空港技術調查事務所

調査事務所 鬼童 孝

学生会員 〇千田尚史

西田芳浩

東洋建設㈱ 正会員 鶴ヶ崎和博

1. はじめに

阪神淡路大震災では、高置換率サンドコンパクションパイル(SCP)工法で改良された地盤上に建てられた耐震強化岸壁において、大きな変形は免れたものの 2m を超える大きな水平変位が生じた.震災時の緊急物資・避難者等の海上輸送や、震災直後から復旧完了までの貨物輸送機能の確保を目的とする耐震強化岸壁では大地震時においても変形を岸壁としての性能を保持できるレベルに抑制することが求められている.したがって、高置換率 SCP 工法を採用し地盤を改良した場合でも、耐震強化岸壁としての性能を満足するために何らかの対策が必要になってくる.そこで、既設構造物直下への改良が可能で、半永久的な安定性を確保することが可能な、薬液浸透注入工法による改良を検討する.薬液浸透注入工法は、活性シリカ液を地盤中に浸透注入することで固化した改良砂を地盤中に形成するもので、長期耐久性を有する改良砂を形成可能なこと、従来の地盤改良工法では困難であった狭隘箇所、既設構造物直下地盤等への適用が可能であることから、近年地盤改良工法では困難であった狭隘箇所、既設構造物直下地盤等への適用が可能であることから、近年地盤改良工法の一種として広範囲に施工されている.薬液浸透注入工法は、流動性があり、所定の時間後に固結性を示すグラウトという材料を細い管を通じて地盤中の所定の箇所に圧入し、地盤の局所的な固結強化や止水化を図る工法である.しかし、薬液浸透注入工法は対象構造物に対して改良率 100%を基本としており、薬液も高価であることから改良コストが膨大になるという問題がある.そこで、本研究では低改良率でありながらも必要な強度が得られる改良パターンを見つけることを目的とし、実物レベルの地盤や構造物の変形や挙動を精度よく再現することのできる遠心模型実験により検討を行う.

2. 模型実験の条件と実験ケース

実験の対象としたのは、水深 6m の重力式岸壁であり、広島港における既設の岸壁を参考にして、縮尺 1/50 で模型を作成した. 土槽サイズは幅 55cm、高さ 45cm、奥行き 15cm である. 図-1 に模型断面を示す.

実験模型は、SCP 工法による 70%改良地盤を想定した相対密度 60%の砂地盤(改良域)とその両端にある相対密度 80%の砂地盤とで構成されている底部地盤、基礎捨石、裏込石、相対密度 80%の裏埋土、水の代わりとして用いた粘性流体、ケーソンからできている。底部地盤・裏埋土は豊浦砂を用い、基礎捨石・裏込石に

は粒径 4.75mm~9.50mm , 2.00mm~4.75mm の花 崗岩を用いた. 粘性流体は 50g 場で砂の透水性に 関する相似則を満足するため粘性が水の 50 倍と なるよう調節した. 粘性流体の材料はメトローズ と水の混合物である. また, ケーソン模型はアルミ製で, 密度を実物のケーソンと等しい 2.1 g/cm³ に合わせた. また, 地盤改良に用いる薬液として

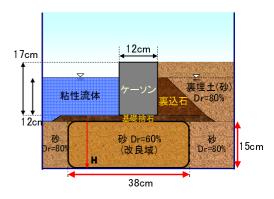


図-1 模型断面

表-1 実験ケース

Case1	無対策	高置換率SCP工法で改良した粘土地盤を 想定した相対密度60%の砂層
Case2	全改良	底部地盤Dr=60%部分を100%改良
Case3	33%改良	底部地盤Dr=60%部分を上部から33%改良 (図-2)
Case4	30%改良	底部地盤のDr=60%部分の内ケーソン前 趾を中心として横方向に30%改良(図-3)

は、特殊シリカ系の活性シリカを用いた. 薬液改良体の一軸圧縮強 さは施工事例を参考に 120kPa とし, 薬液シリカ濃度と, 養生日数 (3 日)を決定した. 実験は模型内の応力を実物と等しくできる遠心載 荷装置を用い, 遠心加速度 50g のもとで水平振動を与えた. 振動条 件は, 振動加速度 200gal, 周波数 50Hz, 波形 sin 波, 波数 20 波で ある.

表-1 に実験ケースを示す. Case1 は無対策の場合であり, 高置換率 SCP 工法で改良した粘土地盤を想定し改良地盤の標準的な N値より推定して,相対密度 60%の砂層とした. Case2, Case3 はそれぞれ図-1 中に示す改良域の上から 3/3 (全部), 1/3 (33%) に薬液を注入し改良した場合を想定している. Case4 は底部地盤の相対密度 60%地盤の内,ケーソン前趾下を中心とする基礎地盤を底部まで 30%の幅で改良した場合を想定している. Case3, Case4 の断面を図-2,図-3 に示す.

3. 計測項目と実験方法

1) 計測項目:計測項目は水平・鉛直変位、水圧、土圧、加速度である.水平・鉛直変位は図-4 のo印の位置に設置したターゲットを高速度カメラで撮影し、画像解析することで求めた.図-4 に示すターゲットのターゲット番号はケーソンではT1~T6の6点とした.また底部地盤では設置したターゲットの内、カメラ撮影範囲内のターゲット84点を、上段からTA、TB、TC、TD、TE、TF、各段の左から1~14と番号を与えた.例えばカメラ撮影範囲内の底部地盤一番左上のターゲット番号はTA1となる.

計測器位置を図-5 に示す. 計測点は Case1 (無体策)・Case4 (ケーソン前趾下 30%改良)で水圧 13 点, 土圧 4 点, 加速度 2 点であり, それぞれ水圧計, 土圧計, 加速度計で測定した. また改良体には計測器を設置できないため, 改良体を設置するケースでは水圧の計測点数を Case2 では 4 点, Case3 では 10 点とした.

2) 実験方法:底部地盤の作成は、図-1に示す改良域を仕切るような治具を用い、まず相対密度 80%部分を含水比 10%の砂で作成する.その後治具を外し、乾燥砂を用いて相対密度 Dr=60%部分を突固めで作成した.その後粘性流体を浸透注入させ底部地盤の完成とした.改良体を設置するケースでは、改良体以外の底部地盤を同様に作成し、その後、あらかじめ作成した薬液と豊浦砂の混合物をそれぞれのケースの改良箇所に入れ軽く突固め 1 日間養生する.そして、改良砂が固まった後改良体を整形し残りの底部地盤を作成することで底部地盤を完成させた.底部地盤作成後は水圧計を埋込み、マウンド、ケーソン、裏込石を入れ、粘性流体と豊浦砂の混合物を裏埋土として投入し、粘性流体を入れ、加速

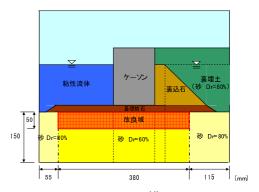


図-2 Case3の模型断面

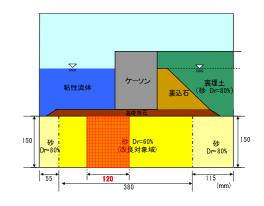


図-3 Case4の模型断面

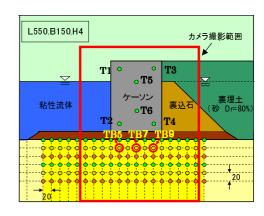


図-4 ターゲットの設置位置

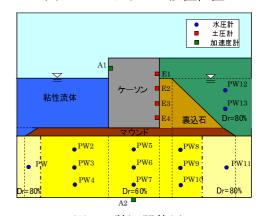


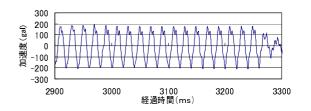
図-5 計測器位置

度計を模型土槽底部に設置し模型の完成とした.また、ケーソンの上から 3cm、7cm、11cm、15cm の位置には一列に土圧計を埋込み、ケーソン上部には加速度計を設置した.

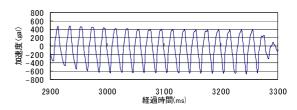
4. 実験結果

図-7, 図-8 に実験結果から得られた Case1 の振動台・ケーソン上部の加速度,各ケースの振動時の土圧増分を示す.振動時の土圧増分とは,振動時に増加した土圧の増分のことである.図-7 を見ると振動台の加速度は約 200gal の値を示し,Case1 では設定した加速度が出た.またケーソン上部の加速度は最大 660 程度の値が出ており,振動台の加速度の 3.22 倍の加速度となっている. それぞれのケースで同じ加速度を与えられれば良かったのだが,振動台の最大加速度はCase3(255gal), Case2(241gal), Case4(240gal), Case1(205gal)の順に大きくなり,実験結果の変位の比較を行う際考慮しなければならないと考えられる.

図-8に示す加震時の土圧増分をみると、未改良である Case 1がもっとも小さく、上部 1/3 改良の Case 2、全改良の Case 3、ケーソン前趾下部 1/3 改良の Case 4の順に大きくなっている。深度 1.5m から 7.5m までの合力をとった土圧増分合力は Case 4 が 426kPa, Case 2 が 334kPa, Case 3 が 269kPa, Case 1 が 252kPa であり、Case 1 に対して Case 4 は約 1.7 倍であった。また、ここには示していないが過剰間隙水圧比は各ケースでほぼ同じであった。加震中に発生する土圧はケーソンの動きと関連すると考えられるが、特にケーソン前趾での地盤改良と発生する土圧が関連していることが伺われる。すなわち、ケーソン下部の地盤の剛性が増加することで、ケーソン前趾下部の地盤支持力が増加し、それによってより大きな壁面土圧が発生していることが推測される.



(a) 振動台の加速度



(b) ケーソン上部の加速度図-7 加速度(Case1)

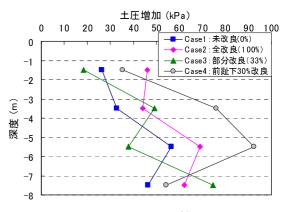
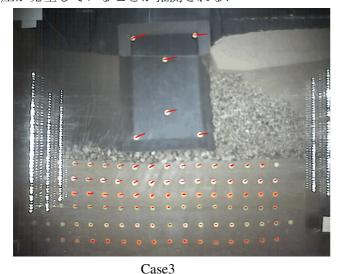


図-8 土圧増分(実物換算サイズ)



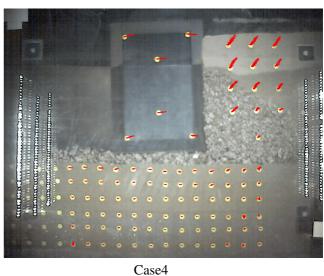


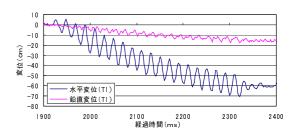
図-9 ターゲットの変位ベクトルを示した写真

また、図-9 に Case 3、Case 4 について画像解析より求めたターゲットの変位のベクトルを示した写真を示し、図-10 に Case 4 の(a)ターゲット T1、(b)ターゲット TB5 の変位の経時変化を示す。図-9 の写真は Case 3、Case 4 の振動後の様子である。写真内の赤い線は、振動前から振動後のターゲットの変位の軌跡を示している。写真よりケーソンはケーソン前趾を中心に写真左に傾いていることが分かる。また 2 つの写真を比較すると、

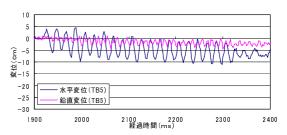
Case 3 は地盤全体を通して、地盤のターゲットの上から 3 段目まで変位が現れているのに比べ Case 4 では 1 段目しか変位がみられない。このことより、ケーソン前趾下を中心に下まで改良すると、その改良体があることにより改良右側の地盤、左側の地盤の変形も抑えられ、結果として底部地盤の変形が小さくなったと考えられる。

図-10 よりケーソン・底部地盤の変位は振動が与えられる度に徐々に大きくなっている。特に、ケーソンについては振動開始直後に振動後の残留変位に近い大きな変位が起こり、その後あまり変位が出ないのではなく、土圧増加に伴い徐々に変位が大きくなることが分かった。この傾向は全てのケースで同じであった。

図-11 に実験結果より得られた改良パターンと岸壁底部地盤, ケーソンの変位の関係を示す. 値は求めた変位を 50 倍して実 物換算に直したものである. (a)岸壁底部地盤には図-4に示すケ ーソン下のターゲット TB5, TB7, TB9 の変位を示し, (b) ケーソンにはケーソン左のT1とT2の変位を示す。図-11の 岸壁底部地盤の変位に着目すると、全改良ではターゲットの 変位がほとんど無く、大きな改良効果が得られた。また、33% 水平上部改良においては、底部地盤地表面の水平変位は半分 程度になったが、鉛直変位に関しては、改良効果はみられな かった. それに比べ、同じ30%の改良でも、ケーソン前趾下 30%改良では水平変位は未改良の 1/5 程度に変位を抑制でき, 鉛直変位はほとんど無いという結果になった. また, ケーソ ン天端部の変位に着目すると、全改良の Case2 では、水平、 鉛直変位が未改良ケースよりもそれぞれ 24%, 31%低減した. また、33%水平上部改良では変形抑制効果は特にみられなか ったが、ケーソン前趾下30%改良では未改良に比べ水平変位 で22%, 鉛直変位で28%変位が抑制された.以上のように, ケーソン底部の地盤に着目すると、浸透固化による改良を行 うことにより、地盤の変位は大幅に抑制された、改良率を 30-33%に抑制した場合をみると, 上部の深さ 1/3 を改良する よりもケーソン前趾下を中心とした一定の幅を下まで改良す る方法のほうが、地盤の変形抑制に大きな効果を発揮した. しかし、今回の実験では地盤の変位が改良によって抑制され た場合でも、岸壁(ケーソン)には大きな変位が生じる結果

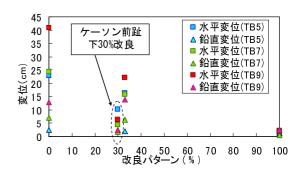


(a) ターゲット T1

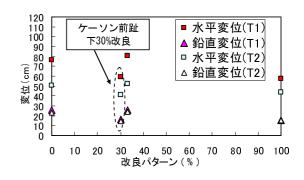


(b) ターゲット TB5

図-10 変位の経時変化(実物換算サイズ)



(a) 岸壁底部地盤



(b) ケーソン

図-11 改良パターンと岸壁底部地盤,ケーソンの変位の関係(実物換算サイズ)

となった. 観察結果により、この原因は加震によってケーソン直下(前趾下)の基礎捨石部に大きな応力が作用して捨石部分で主要な変形が発生したためであることが判明した. よって、重力式岸壁の地震時の変形を十分抑制するためには、基礎地盤の改良だけでなく、背後の土圧軽減あるいはケーソン前趾部の応力集中によるマウンドの変形と抑制とを組み合わせる等の工夫が必要と考えられる.

謝辞:本研究の実施にあたり、薬液注入工法に関し、東亜建設工業㈱、富士化学工業㈱から支援を頂いた. ここに感謝の意を表します.