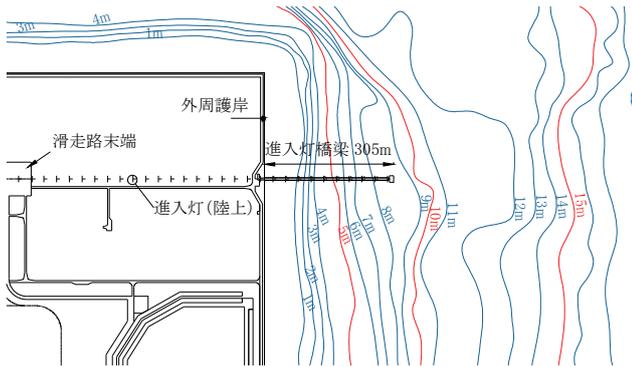
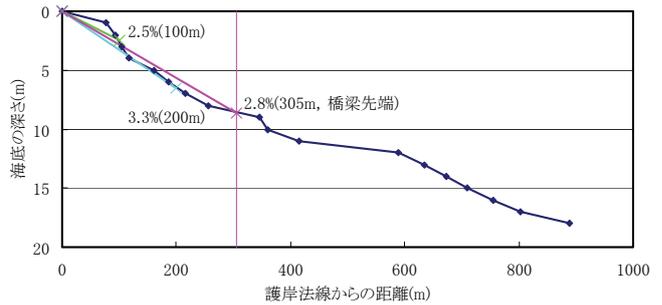


図-2 液状化に伴う流動の発生する地盤条件<sup>3)</sup>



(a) 深浅測量による等深線図



(b) 護岸法線からの距離と海底の深さ

図-3 護岸前面における海底面の勾配

地盤ばねを介して橋梁基礎へ入力するため、変位の予測は重要である。

ところで、進入灯橋梁が接続している護岸の地震応答解析では、レベル2地震の際に基礎とする地盤が液状化すれば数メートルのオーダーで海側へ変位することも考えられる。また、海底地盤の変位は護岸から海側へ遠く離れた橋梁基礎まで発生することも考えられる。この原因として、護岸背後の埋立地盤や直下の基礎地盤が液状化して護岸が大きく海側へ変位することに加えて、護岸より前面の海底地盤の液状化も考えられる。また、護岸遠方まで続く地盤の残留変位は、海底地盤における液状化層の傾斜に原因があるものと考えられる。

本論文では、埋立人工島のケーソン式護岸を対象に護岸前面における海底面の傾斜の有無が、地震時の護岸および海底地盤の変位に与える影響を大型模型振動実験において確認した。

## 2. 護岸前面の地盤流動

### (1) 流動が発生する地盤条件

液状化に伴う流動は、図-2に示す地盤条件に分けることができる<sup>3)</sup>。一つは、地表面や液状化層が傾斜しているケース（地表面傾斜型）、もう一つは、側方に護岸などで開放面を有しているケースである

（側方開放面型）。前者の事例として1964年新潟地震の際の海老ヶ瀬地区の被害がある<sup>4)</sup>。数百メートルの範囲で、7m程度の水平変位が発生したが、この地域の地表面の段差はほとんど無く水平地盤であった。1995年兵庫県南部地震では、二つの人工島をはじめ周辺の埋立地で後者の被害が多発した<sup>5)</sup>。ポートアイランドの被害事例では、島中に憤砂が現れて、護岸が最大で5mも移動した。重力式ケーソンが海側へ移動することで、海岸から200m程度内側の地盤までが海側へ変位し、多くの杭が被害を受けた。それゆえ、港湾構造物については後者について多くの研究がされ、護岸背後地盤および基礎地盤における液状化の発生を予測し、これに伴う残留変位を予測することに注力されていた。

### (2) 海底面勾配

埋立人工島の護岸背後では、滑走路等の空港土木施設が建設されるため、施設の設計や液状化対策の検討に必要な地盤調査が実施されている。一方、海中での地盤調査は大がかりになることや、護岸が大きく変位しても護岸の変位の影響が無いように、護岸から十分に離れて滑走路が建設されている場合も多く、護岸背後と比較して前面の地盤調査の数は少ない。それゆえ、護岸周辺で実施されたボーリング調査の結果を基に、護岸前面を水平成層地盤として地震応答解析を実施する場合も見られる。しかし、

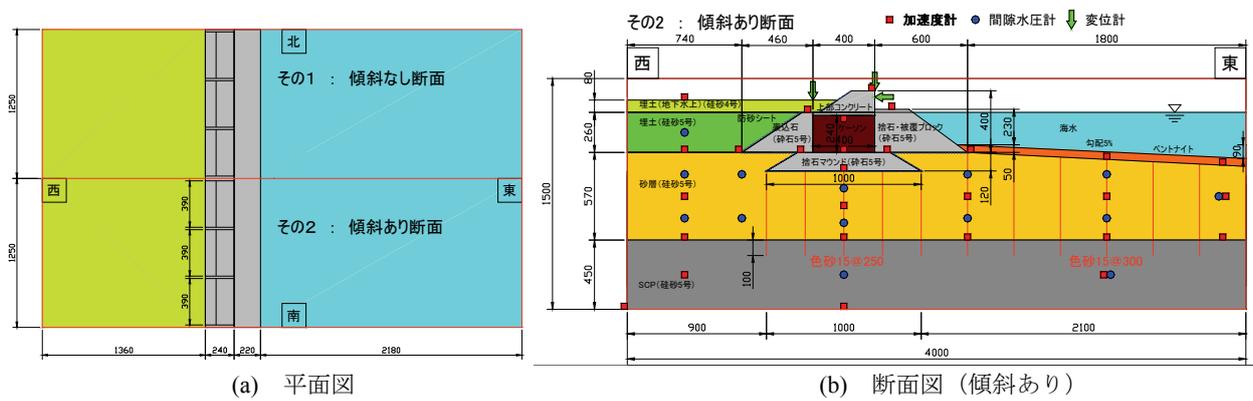


図-4 模型断面図

図-3に示す深淺測量の例を見ると、護岸より離れるにつれて水深が深くなっている。この図の場合、進入灯橋梁は護岸から305m張り出していて、護岸前面の海底面は2.8%傾斜している。先に述べたように液状化が発生した場合、数パーセントの勾配でも地盤が大きく流動する<sup>5)</sup>。それゆえ、護岸直下の基礎地盤と護岸前面の海底地盤が液状化し、連続的な地盤の流動が発生すれば護岸は大きく海側へ変位すると考えられる。このように連続的に液状化層が分布し、護岸が移動した事例として1964年新潟地震の信濃川の被害<sup>6)</sup>がある。液状化層が厚く、液状化層の下端が河心に向かって緩やかに傾斜していたため護岸が移動して、川幅は20m前後狭くなった。

本論文では、深淺測量データから把握可能な海底面の傾斜に着目し、海底地盤が液状化した際に、この傾斜が海底地盤と護岸の変位に与える影響を検討した。護岸前面に傾斜地盤があり、先の2つの流動の条件が合わさった事例と考えることができる。

### 3. 模型振動実験

#### (1) 検討対象と模型

検討対象として、空港が建設された人工島の外周護岸であるケーソン式護岸を想定した。護岸前面には被覆ブロックおよび捨石、背後には裏込石が設置され、他の護岸形式と比較しても地震時に変位しにくい構造と考えられる。本実験では護岸の形状や構成が実構造物に近い模型断面を設定した。また、護岸の模型寸法と地層厚さを考慮して、長さの縮尺比(=実物スケール/模型スケール)は30とした。

軟弱地盤対策として実施されることの多いSCP改良は、密な砂層として作製した。そして、改良地盤の上に液状化を想定した緩詰め砂層を作製した。護岸背後は細粒分を多く含む埋土であるが、本実験では水平変位が大きくなるように、護岸直下の砂層と同じく液状化を想定した緩詰め砂層とした。

対象とする橋梁位置の海底面の勾配は図-3(b)のように3%前後である。実際の海底地盤は傾斜が連

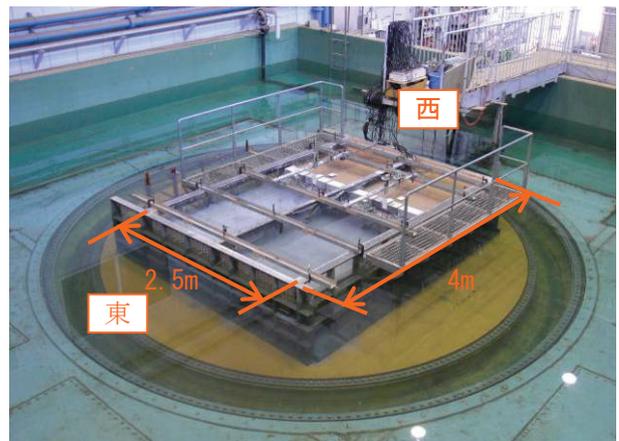


写真-1 実験前の模型

続することから、変位も連続する。一方、本実験では幅4mの剛土槽を用い、護岸前面の海底地盤は幅1.8mとした。地盤は土槽壁面で変位を拘束されるので、地盤全体の変位は小さくなると考えられる。それゆえ本実験では海底面の傾斜を実際より大きい5%とした。この値は、傾斜地盤における側方流動の研究<sup>3)</sup>および同じく剛土槽(幅2m)を用いて杭基礎構造物に対する表層地盤の傾斜による流動の影響を検討した研究<sup>7)</sup>を参考にした。

着目する海底地盤の変形を確認できるよう護岸前面を広く確保したが、実物スケールに換算すると護岸前面の幅は72mとなり、対象とする護岸に設置された進入灯橋梁の橋長より短い。また、海底面にはベントナイトを散布して非液状化層を作製したが、これは海底地盤の過剰間隙水圧消散を抑制することが目的で、実地盤の非液状化層を再現したものではないことに留意されたい。以後の説明では、砂層の上端(ベントナイトの下端)を海底面とする。

#### (2) 実験内容

実験は大型水中振動台に設置した高さ1.5m、幅4.0m、奥行き2.5mの鋼製剛土槽を用いて行った。土槽に中仕切り板を設置することで、奥行き方向を2分割(1断面1.25m)して、2断面同時加振を可能とした。模型寸法と計測器配置を図-4に示す。なお、

表-1 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	$\lambda$	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	$\lambda$	30.00
間隙水圧	$\lambda$	30.00
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32
加速度	1	1.00
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
剛性	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82

同図には傾斜ありの断面のみを示したが、傾斜なしの断面は、海底面が被覆ブロック法尻から土槽東側側面まで水平となる点のみが異なる。加振前の模型の様子を写真-1に示す。

護岸、SCP層、砂層および埋土層の高さはそれぞれ、40cm、45cm、57cmおよび34cmである。相似則はIai<sup>8)</sup>により提案された1g場における相似則を適用した。この相似則は、二相系飽和材料（間隙水と土骨格）の力の釣り合い式と連続の式に基づいて導き出されたものである。実験で使用した相似則と縮尺比を表-1に示す。以後、実験条件や結果は模型スケ

ールで表す。

砂層およびSCP層は相馬硅砂5号を用いて気中落下法で締め固めて作製した。砂層の変形を確認するため、海底地盤で30cm、護岸直下地盤で25cm間隔で墨汁で染色した色砂を縦方向に敷設した。

捨石マウンドは砕石5号（粒径13~20mm）を同じく気中落下法で作製した。護岸背後の埋土は、砂層と同じく相馬硅砂5号、水位より上の埋土は相馬硅砂4号で作製した。ケーソン模型は、厚さ20mmの鉄板で直方体の箱型模型を製作し、その上に上部コンクリートを載せたものである。また、ケーソンは土槽奥行き方向に1断面当たり3函設置した。

護岸前面の砂層において過剰間隙水圧が消散しにくくなるよう不透水層の作製を目的に地表面にベントナイト散布した。飽和後のベントナイトは厚さ約50mmであった。

地盤製作およびケーソン設置後、水道水を注入することで地盤の間隙を満たし、海水部分も作製した。なお、密度管理より求めた砂層およびSCP層の相対密度は、それぞれ43%および110%であった。

図-4に示すように地盤中に加速度計および間隙水圧計を、ケーソンには加速度計およびレーザー式変位計を設置した。土槽はアクリル板と鋼製枠からなり、模型断面を可視することができることから、アクリル壁面から前述の色砂を観察することで実験前

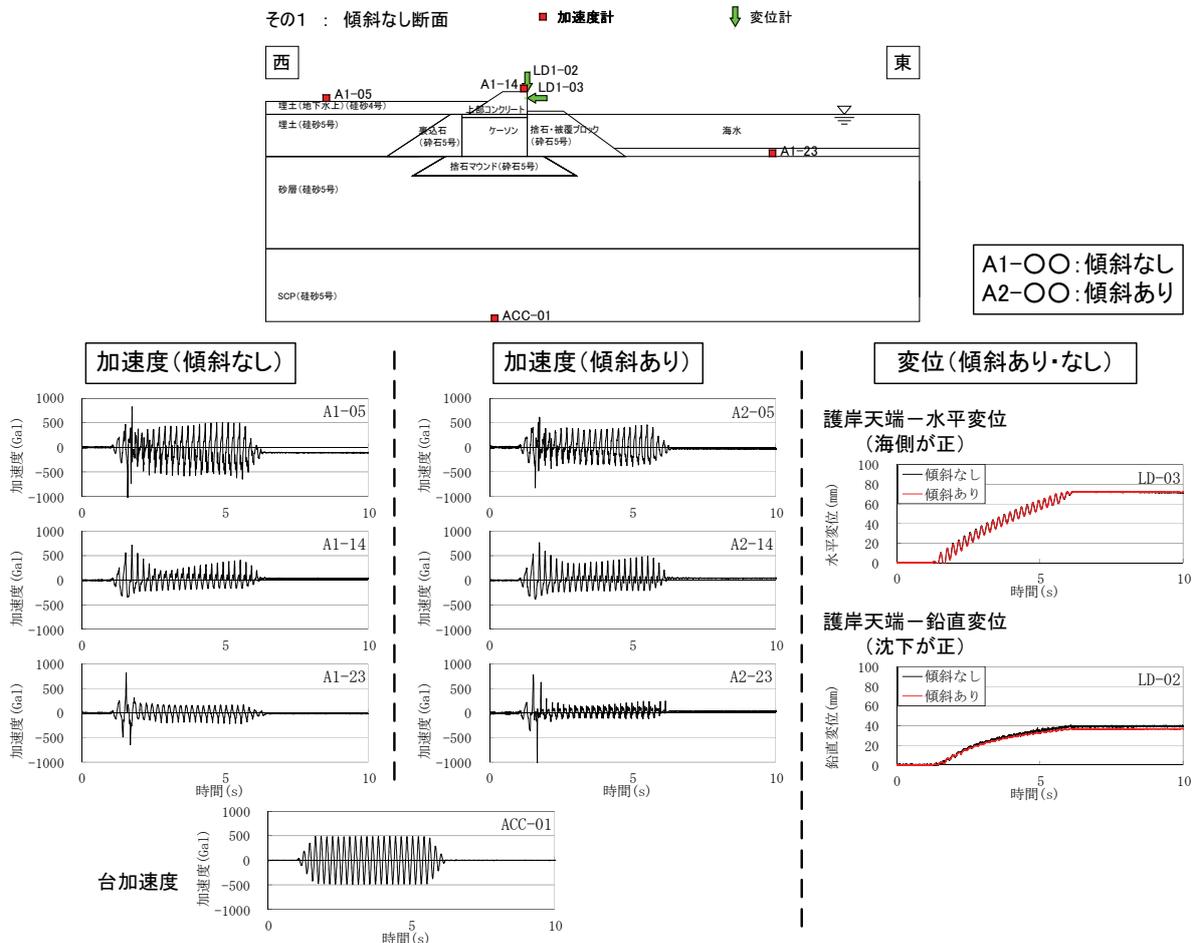


図-5 変位および加速度時刻歴

後の地盤の変形を観察した。

入力地震波は5Hzの正弦波（前後テーパ部を除く20波，最大加速度500Gal）とした。

### (3) 実験結果と考察

#### a) 変位および加速度時刻歴応答

護岸天端の変位計と主な加速度の計測位置および計測した加速度時刻歴を図-5に示す。なお，時刻歴図は計測時間のうち，説明に必要な時間だけを表示している。そのうち加振時間はおおよそ1秒から6.2秒までの5.2秒間である。

護岸天端の水平変位および鉛直変位の残留値は，傾斜なし断面で海側への水平変位71mm，沈下量40mm，傾斜あり断面で水平変位72mm，沈下量37mmとなった。時刻歴に着目すると，護岸天端の変位はおおよそ時間と比例関係になる。すなわち地震波の繰返し回数に比例して護岸天端の水平変位量と沈下量は増加している。また，加振終了後には変位は停止し，過剰間隙水圧の消散による護岸の沈下はほとんど見られない。変位に関して2つの断面の違いは少ない。

加速度時刻歴は，いずれの計測位置においても加

振直後の4波あたりで入力加速度より大きな振幅のパルス状波形を示し，その後，入力より小さくなった。小さくなる程度は計測位置によって異なり，背後地盤表面（A1-05）では入力よりやや小さくなった後に同程度に回復し，護岸天端（A1-14）では方向によっては入力の半分程度に小さくなっている。海底面（A1-23）では，150Gal程度まで小さくなり，海底地盤が液状化したと考えられる。これらの傾向は，海底面の傾斜が異なる2つの断面で共通している。

実物スケールに換算すると護岸天端の水平変位は11.8m，沈下量は6.5mとなり神戸港で見られた岸壁の過去の被災状況<sup>5)</sup>と比較して大きな値といえる。入力加速度が大きな正弦波を用いたことで，少ない繰返し回数で地盤は軟化し，残留変位は大きくなった。海底面の傾斜の影響は，護岸天端の変位および各加速度履歴において明確に現れなかった。

#### b) 過剰間隙水圧比時刻歴応答

主な過剰間隙水圧の計測位置および計測した時刻歴を図-6に示す。結果は計測した水圧計の値を，1次元地盤を仮定して求めたその位置の有効上載圧を除した過剰間隙水圧比に変換した。また，時刻歴は

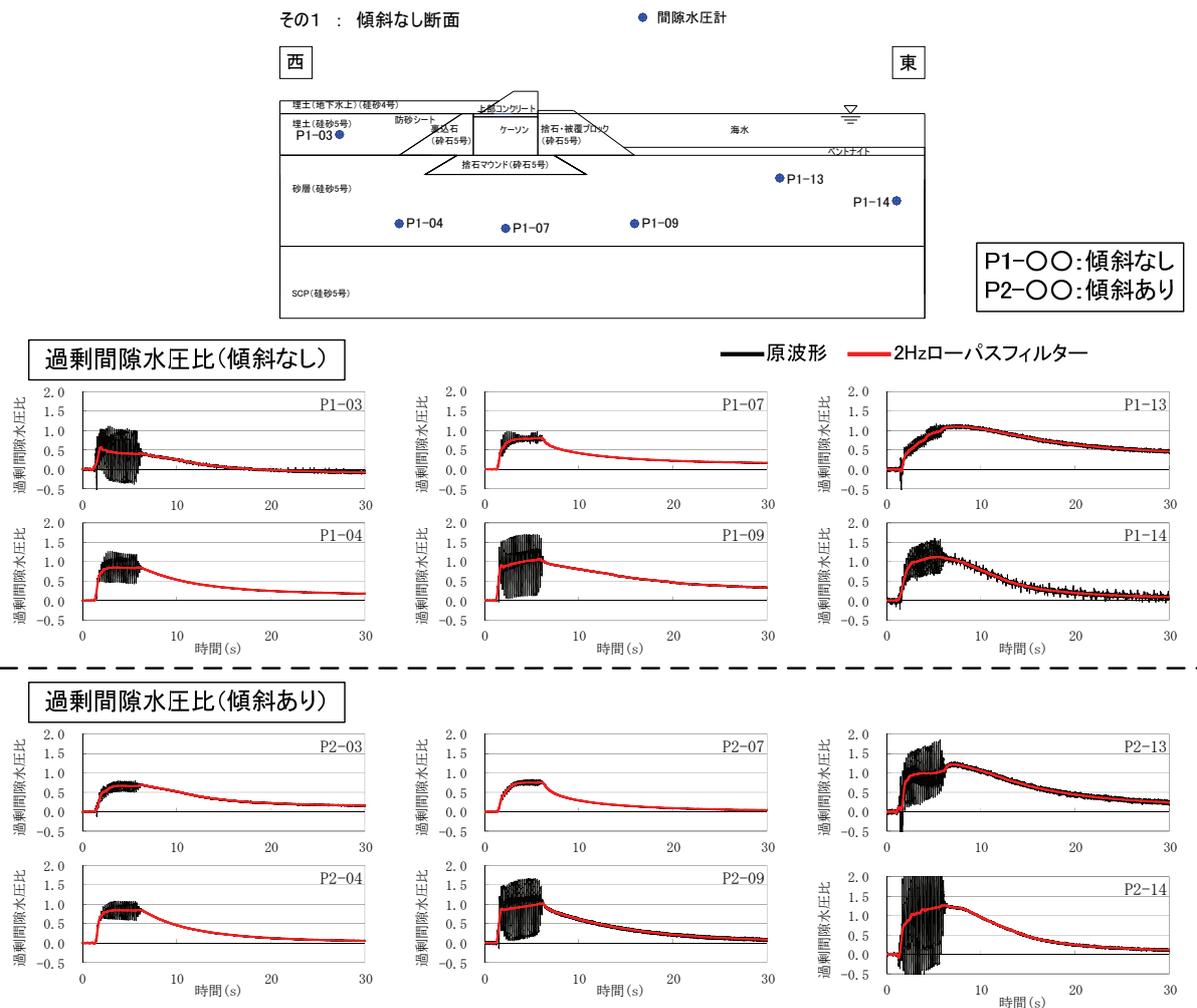


図-6 過剰間隙水圧比時刻歴

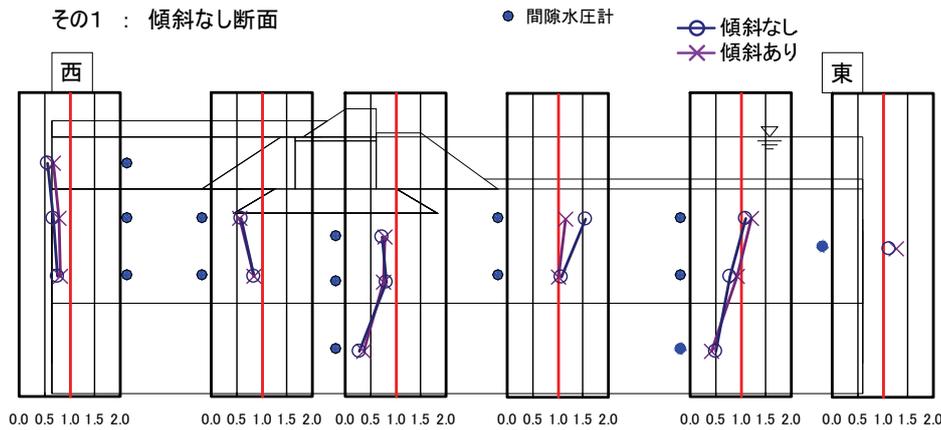


図-7 過剰間隙水圧比の最大値分布

計測した原波形に加え、水圧上昇傾向を把握する目的で加振周波数より低周波数である2Hzのローパスフィルター処理を行った結果も示している。

過剰間隙水圧比の時刻歴波形の特徴は、傾斜なしと傾斜ありの断面において共通している。護岸背後下方の砂層の埋土層（P1-03）では、一時的に水圧比が1を超えることもあるが、フィルター処理後の傾向を見ると最大0.6程度までしか過剰間隙水圧は上昇せず、液状化は発生しなかった。背後地盤直下（P1-04）や護岸直下（P1-07）では液状化には至っていないが、水圧比は0.8程度とかなり上昇している。これは、護岸直下であり上載荷重が大きくなっているためと考えられる。海底地盤（P1-9, P1-13, P1-14）では水圧比は1以上となり、液状化が発生した。いずれの計測位置においても、加振終了後すぐに過剰間隙水圧の消散がはじまり、30秒あたりではおおそ終了した。傾斜あり断面の海底地盤（P2-13, P2-14）の時刻歴は、傾斜なし断面よりも加速度振幅が大きい。これは、傾斜がある分地盤にせん断力が働き、ダイレイタンスーに起因する過剰間隙水圧の増加と減少が顕著に現れたものと考えられる。

図-7にはローパスフィルター処理を行った過剰間隙水圧比の時刻歴の経験最大値を計測位置と合わせて示す。前述の主要な計測位置の傾向と同じく、護岸背後では過剰間隙水圧は0.7程度、護岸直下では背後よりもやや大きい0.8程度であった。護岸前面の海底地盤は1以上で液状化が発生したと判断できる。護岸前面の被覆ブロック法尻直下において、過剰間隙水圧比が最大で1.5以上を示しているが、加振終了から相当時間経った後も、0.5程度残留していたことから、水圧計が沈下し静水圧分が大きくなったためと考えられる。

また、これらの過剰間隙水圧比の大きさは、地表面の加速度の減衰程度と対応している。前述のように加速度は加振直後にスパイク状の応答を示すが、その後加速度振幅が小さくなる傾向が見られた。液状化が発生した海底面では加速度は入力力の7割程度減衰し、次に水圧比が0.8程度であった基礎地盤直

上の護岸天端では5割程度減衰した。一方、過剰間隙水圧比が0.7程度の護岸背後では減衰せず、入力加速度と同じ程度で地表面に伝わっている。

海底地盤において過剰間隙水圧比の振幅が傾斜あり断面の方が大きかった点を除いて、過剰間隙水圧比の時刻歴と最大値分布からは、海底面の傾斜の影響は確認できなかった。

#### c) 地盤変位

加振終了後、過剰間隙水圧が十分に消散したことを確認し、各種計測を実施した後にプール内の水（海水および間隙水）を排水した。その後、土槽側面のアクリル壁面より地盤模型内に設置した色砂、護岸や捨石マウンドなどの位置を観察した。写真-2は排水終了後に、アクリル壁面から見た色砂の変形状況である。図-8はこの色砂をアクリル壁面でスケッチして、それを図化したものである。なお、海底面上にある非液状化層（ベントナイト）の変形は含まれていない。

色砂の変形は捨石マウンド直下東側と被覆ブロック直下で大きくなっていて、砂層の下端から浅くなるにつれて変位は大きくなり、砂層の中間以浅では一定値に収束した。色砂の変位の最大値は、傾斜なし断面における被覆ブロック法尻直下の砂層中間辺りで発生した98mmとなり、護岸天端の残留変位72mmよりも大きい。

捨石マウンド直下では、西側から東側へ向かうほど色砂の水平変位は大きくなり、変位が大きくなり始める位置も深くなっている。また、捨石マウンドは水平方向に伸びることはなく一体となって変位しているため、捨石マウンド東側において砂層と相対変位は大きくなった。一方、護岸前面の被覆ブロック部は地盤の変形とともに水平方向に伸びるように変形しているので、法尻位置で砂層との相対変位はほとんど見られない。すなわち、ケーソンの上載荷重を受ける捨石マウンドと上載荷重が無い被覆ブロック部で変形挙動に違いがある。

海底地盤に着目すると、被覆ブロック法尻直下で最大となった水平変位は、土槽東側壁面に近づくに



写真-2 アクリル壁面から見た色砂の変形状況 (傾斜あり断面)

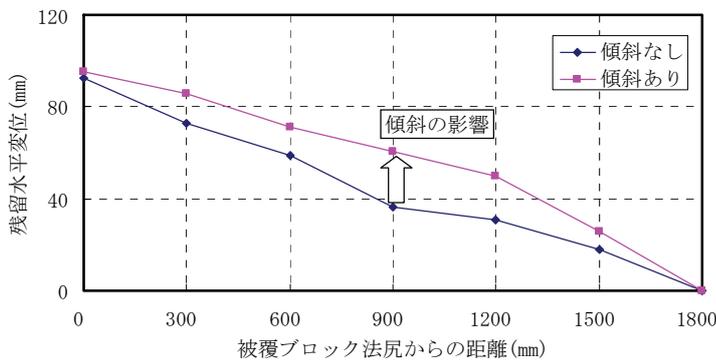


図-9 砂層上端の残留水平変位

つれて小さくなっている。また、変位が大きくなり始める深さも土槽東側壁面に近づくにつれて浅くなっている。図-9に被覆ブロック法尻からの距離と砂層上端の残留変位の関係を示す。残留変位は被覆ブロック法尻からの距離と線形の関係で小さくなっている。

傾斜なしと傾斜ありの2つの断面を比較すると、捨石マウンド直下の砂層の深いところ、海底地盤で違いが見られる。捨石マウンド直下では、砂層の深いところで傾斜なしの断面の方が変位が大きくなっている。しかし、砂層の上端ではその違いが小さくなっていること、被覆ブロック法尻直下の砂層の変位分布では傾斜の違いが見られないことから、被覆ブロック法尻より西側では海底地盤の傾斜の影響は小さいと考えられる。

一方、護岸前面の海底地盤では被覆ブロック法尻直下位置で小さかった傾斜有無の違いが、法尻より離れるにしたがい大きくなった。傾斜あり断面の方が変位は大きくなり、その違いは被覆ブロックと土槽東側壁面の丁度中間の位置で最大となり、地表面で傾斜なし断面の1.7倍となった。そして、土槽東側壁面に近づくにつれて両断面ともに変位は減少した。

図-10は各色砂位置において、傾斜あり断面と傾

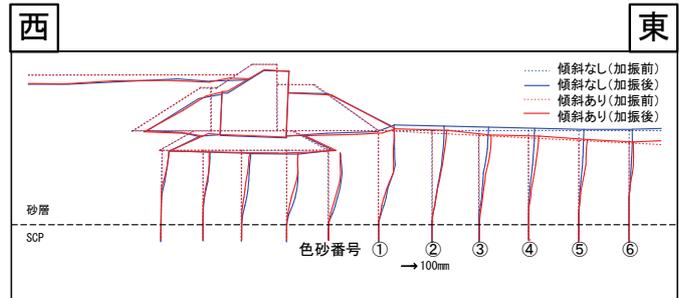


図-8 護岸と地盤の残留変位

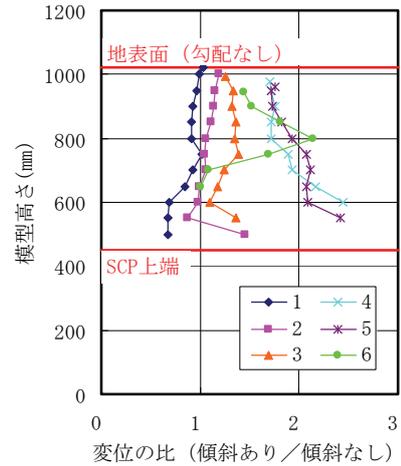


図-10 色砂位置における深さ方向の変位比

斜なし断面の残留変位の比 (傾斜あり/傾斜なし) を深さ方向に示したものであり、凡例の番号は図-8で示した海底地盤の色砂の番号に対応する。砂層の深いところでは変位量が小さいため、変位の比はばらついている。砂層の中間 (模型高さ700mm程度) 辺りに着目すると被覆ブロックと土槽東側壁面の丁度中間となる色砂番号4や5で、変位の比は2程度となっている。

実物スケールに換算して整理すると、護岸天端の約12mの変位に対し、基礎地盤の変位はさらに大きい約16mであった。海底地盤の変位は、護岸から72m離れた土槽東側壁面まで続き、護岸から45m離れた海底面において傾斜がない場合は6mであった。海底面に傾斜が5%ある場合、同じ位置の変位は約1.7倍大きい10mとなり、護岸から45m離れていても護岸天端の変位より17%程度しか減衰していない。橋梁構造物など護岸前面に基礎を有する構造物の耐震性能照査において地盤変位を評価する際に、傾斜によって2倍程度大きくなる海底地盤の変位は無視できる小さな値ではないであろう。

本実験では海底面の傾斜は護岸天端の変位に影響を与えない結果となった。これは護岸背後や直下の地盤が液状化せず、海底面の傾斜によって増加する変位に対して、抵抗したためと考えられる。また、

捨石マウンド下端において砂層との相対変位が見られたように、護岸の変位と基礎地盤の変位に差が見られた。これは、想定していた護岸が基礎地盤や海底地盤と一体となって流動する挙動にはならなかったことを示している。

#### 4. 結論

本論文では、ケーソン式護岸前面における海底面の傾斜の有無が、地震時の護岸および海底地盤の変位に与える影響を確認するために大型模型振動実験を実施した。結論をまとめると次のようになる。

- 海底面に5%傾斜を設けることで、海底地盤の変位は海底面で1.7倍、地中で2倍程度大きくなった。海底地盤における残留変位の最大値は被覆ブロック法尻位置で98mm、傾斜による地表変位の最大増加量は護岸と土槽壁面の丁度中間において24mm（傾斜なしの1.7倍）であった。
- 過剰間隙水圧比は護岸背後で0.7、護岸直下で0.8、海底地盤で1.0程度となり、海底地盤は液状化した。地表面の加速度応答は、伝達する地盤の過剰間隙水圧上昇による軟化程度にあわせて入力値より減衰した。
- 護岸天端の残留変位は、海底地盤の傾斜の影響を受けなかった。理由として護岸背後地盤や基礎地盤が完全に液状化せずに地盤の剛性が残ったため、海底地盤の液状化と傾斜による流動変位に抵抗したと考えられる。
- 護岸底面の捨石マウンドとその下の砂層で大きな変位差が見られ、護岸は基礎地盤と一体となって変位しなかった。有限要素法に基づく有効応力解析等では、捨石マウンドと周辺地盤の境界に局所的な滑りを表現できるジョイント要素の必要性が示された。

本論文では、深浅測量により得られた海底面の傾斜によって海底地盤の残留変位に違いがあることを示した。護岸前面に基礎を有する構造物を対象として海底地盤の変位を評価する際、このような海底面の傾斜も重要となることを示した。

護岸は海底面の傾斜の影響を受けない結果であった。しかし、本実験の土槽寸法や模型縮尺では土槽側壁の影響を受けていると考えられ、これらの条件によっては海底地盤の傾斜によって護岸の変位が大きくなる可能性がある。有効応力解析による検討も含め今後の課題である。

#### 参考文献

- 1) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設構造設計要領及び設計例，p.3-8，2008.
- 2) Ohya, Y., Sugano, T., Kohama, E., Sato, S. and Yamamoto, K.: A case study of seismic response analysis on an approach light bridge in airport, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROSDYN2011, pp.581-588, 2011.
- 3) 濱田政則，若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，No.596/III-43，pp.189-208，1998.
- 4) 地震予知総合研究振興会：地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究，昭和63年度調査・研究報告書（第I分冊）（第II分冊），1989.
- 5) 稲富隆昌，善功企，外山進一，上部達生，井合進，菅野高弘，寺内潔，横田弘，藤本健幸，田中祐人，山崎浩之，小泉哲也，長尾毅，野津厚，宮田正史，一井康二，森田年一，南兼一郎，及川研，松永康男，石井正樹，杉山盛行，高崎伸彦，小林延行，岡部勝彦：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾技研資料，No.857，pp.1208-1223，1997.
- 6) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，第376号/III-6，pp.211-220，1986.
- 7) 足立有史，三浦均也，三原正哉，浦野和彦：非液状化層を有する地盤の液状化流動を受ける杭基礎構造物の模型振動実験，土木学会地震工学論文集，Vol.27，4pp.，2003.
- 8) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of P.H.R.I, Vol.27, No.3, pp.3-24, 1988.

### A SHAKE TABLE TEST OF A LARGE MODEL FOR SEISMIC RESPONSE AFFECTED BY SLOPED SEABED IN FRONT OF THE SEAWALL

Yousuke OHYA, Eiji KOHAMA, Hidenori TAKAHASHI,  
Tsutomu ISE and Makoto YOSHIDA

The liquefaction-induced ground displacement in sloped ground occurred during past earthquakes. Therefore, if liquefaction occurs in the seabed in front of seawall, the slope may make displacement of the seawall increase. A shake table test of a large model was conducted in order to understand seismic response of seawall and sloped seabed during an earthquake. As a result, displacement at the top of the seawall was not received influence of sloped seabed but the seabed moved greatly to sea side by movement of the seawall and displacement of the seabed was increased by the slope.