

液状化した地盤の側方流動を受ける杭式横棧橋の地震時挙動

高橋 章浩¹・竹村 次朗²・川口 喜孝³

¹ 正会員 修(工) 東京工業大学助手 理工学研究科国際開発工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

² 正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科(同上)

³ 元学生会員 修(工) 元東京工業大学大学院生 理工学研究科土木工学専攻(同上)

従来地震に対して無被害であった杭式棧橋が兵庫県南部地震では被害を受けた。調査から液状化による地盤の側方流動により、棧橋の被害が拡大したと推定されている。本研究では、このような側方流動を受ける杭式棧橋の挙動を実験的に調べるため、実際に兵庫県南部地震の際に被災した直杭式の棧橋とその周辺地盤を対象とした、遠心模型振動実験を行った。杭は比較的強固な支持層に根入れされていたが、捨石とこの支持層の間にある薄い砂層の液状化が地盤の側方流動を助長し、被害を拡大したと推定されている。そこで本研究では、実験により実際の被災現場と類似の地盤断面での棧橋の被害発生過程について検討し、更に棧橋の位置する地盤条件や棧橋と背後の護岸をつなぐ渡板等の影響についても調べた。

Key Words: centrifuge, model test, pier, liquefaction, lateral flow

1. はじめに

先の兵庫県南部地震において発生した液状化によって地盤が数mも側方流動し、多くの基礎構造物に被害が発生した^{1),2),3)}。これらの多くはケーソン護岸等の開断面の大変位によって生じた地盤の側方流動が原因の一つとなっているとされている。このような開断面の存在により発生する側方流動のほかにも、液状化層上面が傾斜していることにより発生する側方流動もあり、数10mにもおよぶ残留変位が発生したことも報告されている⁴⁾。このように液状化地盤の側方流動には大きく分けて2つのパターンがあるが、兵庫県南部地震以降、特に前者を中心に多くの数値解析、模型実験が行われている(例えば5),6),7)。

このような地震時もしくは地震後に発生する側方流動では、液状化層の側方変位が生じると共に、地表面付近の非液状化層(不飽和層)も変位する。このような液状化層の上下境界、即ち液状化層と非液状化層との間で杭の破壊が生じていたという被害事例の報告⁸⁾や、これを対象とした実験^{9),10),11)}、解析結果^{12),13)}があり、側方流動時の非液状化層の変位が杭変形に大きく寄与しているという結論が得られている。このような地盤の側方流動により、基礎に大きな土圧が作用し、構造物に大きな残留変位が生じたとして、これを考慮した側方流動圧の算定方法が取り入れられている設計指針等もある^{14),15),16)}。

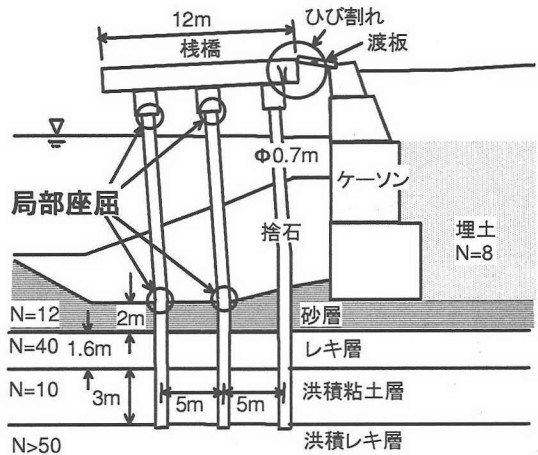


図-1 高浜での被災状況¹⁹⁾

これらは、緩斜面中の構造物や護岸のような開断面背後にある構造物を対象としたものであるが、このような構造物以外にも、開断面の前面に位置し、従来地震に対して被害例がほとんどなく、耐震上安全な構造物と考えられていた杭式棧橋が兵庫県南部地震では被害を受けた^{17),18),19),20),21),22)}。その中でも高浜では重力式護岸前面に位置する棧橋が最大1.5m海側へ変位し、棧橋と護岸を結ぶ渡板および床版の陸側にひび割れが生じた(図-1)。兵庫県南部地震後に、高浜では棧

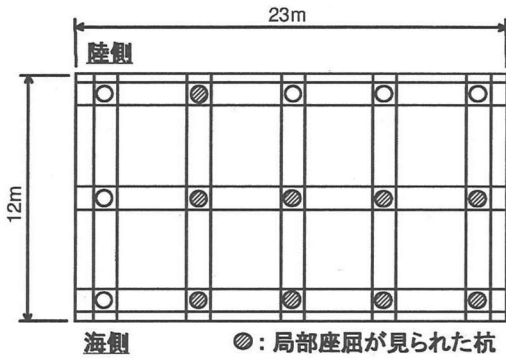


図-2 栈橋ブロックの杭頭の曲げ破壊分布¹⁹⁾

橋の杭を引き抜いて詳細な調査が行われた結果、床版近くの杭頭部、および捨石とその下部砂層の境界で大きな曲げ変形が生じていることがわかっている¹⁹⁾。杭頭での杭の曲げ破壊の平面分布を図-2に示す。この図に示すように、杭頭部の破壊は陸側に比べ海側で多く発生していた。

この高浜での護岸は約2mの厚さの沖積砂層上に設置されており、埋土にはマサ土が用いられていた。コンクリート製の栈橋床版は、3列に配された直径700mmの杭で支えられており、ケーソン護岸との間には渡板がかけられていた。栈橋杭は、沖積粘土層および礫層の互層で構成される工学的基盤に打ち込まれており、捨石マウンドは船舶の着岸荷重に対する杭の横抵抗と波による洗掘を防ぐため、薄く堆積した砂層上に構築されていた。護岸背後の地盤の液状化と護岸構造物の水辺方向への変位により、側方流動が発生することがあるが^{1),3),23)}、高浜においても、護岸背面の地盤に液状化の痕跡がみられ、埋土と捨石下部の砂質土層は兵庫県南部地震の際に液状化し、これにより護岸および捨石が大きく海側へ変位し、側方流動が発生したことにより、栈橋の被害が側方流動が発生しない場合に比べ拡大したと推定されている。

上記も含め震災後の被害調査から、多くの情報が得られている。しかしながら、このような事後調査からのみでは、地震時の埋土および捨石下部砂層の液状化とそれによる地盤の側方流動、並びに栈橋の応答がどのように栈橋の安定性に影響を与えたか、どのようなプロセスで栈橋杭が破壊したかを知ることは極めて難しい。そこで本研究では、遠心模型実験により、まず高浜の被災現場と類似の地盤断面での栈橋の被害発生過程について検討した^{24),25)}。更に栈橋の位置する地盤条件を変えて、捨石下部の砂層や護岸背面の埋土の液状化の影響、並びに栈橋と護岸を結ぶ渡板の影響に着目した遠心模型実験を行い、重力式護岸前面に位置

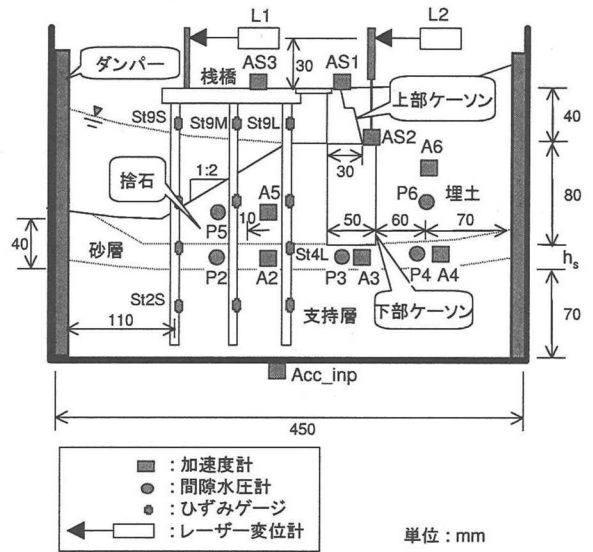


図-3 模型地盤概要

する杭式栈橋の変形挙動について詳細に検討した。

2. 実験概要

実験は50Gの遠心加速度場にて行った。模型地盤の概要と設置した各種センサーの位置を図-3に示す。模型は内寸で幅450mm、高さ250mm、奥行き150mmのアルミ製容器内に作成した。容器内面には摩擦低減のためアルマイト処理を施し、容器前面については内部の模型地盤の変形を観察できるように強化ガラス板を設置してある。また容器内側面には、砂層のせん断変形拘束や波の反射を低減するため、厚さ10mmのラバーシートを設置してある。

実験では、設備の制約(容器寸法および振動実験での最大遠心加速度が50Gであること)から高浜栈橋の1/2の大きさの断面を現地盤の特徴を損なわない程度に単純化して模型地盤を作成した。実験断面は、栈橋長手方向に杭3列分を取り出してモデル化したものである。用いた模型栈橋の床版は質量0.42kgのアルミ製で、そこに取り付けられた模型杭は杭径7.5mm、板厚0.14mm、長さ200mmのステンレスチューブ($EI = 2.5N \cdot m^2$)であり、これを50mmの杭間隔で9本配した(図-4)。これはコンクリート床版厚さ、杭径、板厚、杭間隔をほぼ実物の1/2としたものをモデル化したものである。奥行き方向中央の模型杭には等間隔に9個のひずみゲージを杭内側の陸側に取り付けている。ただし実験では最大計測点数の制約から、図-3に示す位置でのみひずみを計測した。この模型栈橋の杭は比較的強固な支持層(密詰め粗砂)に根入れされており、捨石とこの支持層の間には薄い緩詰め砂層がある。杭はこの捨石の斜

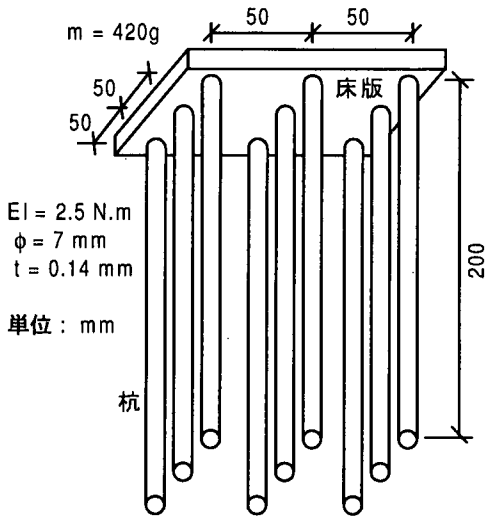


図-4 模型栈橋の概要

表-1 地盤材料の特性

材料	D_{50} (mm)	D_r (%)	透水係数 (m/sec)
液状化層 豊浦砂	0.19	50	5×10^{-4}
非液状化層 珪砂3号	1.2	75	5×10^{-3}
捨石 白玉砕砂	3.1	30	7×10^{-2}
支持層 珪砂3号	1.2	80	5×10^{-3}

面中に位置している。なお、埋土も捨石下部砂層と同様の緩詰め砂層とした。現地盤の支持層は、礫層と洪積粘土層の互層であったが、本実験では一様な礫層(粗砂)でモデル化した。模型地盤作成に用いた地盤材料の特性は表-1に示す通りである。栈橋背面に位置するケーソン護岸模型はアルミ製で、捨石と埋土砂層の間に設置した。現場では4段積みであったが、模型では2段積みとした。これらの単位体積質量は 2.5 Mg/m^3 である。栈橋とケーソン護岸を結ぶ渡板はアルミ板で作成し、これを現地と同様に圧縮軸力のみが伝達するように設置した。

地盤を飽和させる間隙流体には、振動現象と透水現象の相似性を満足するため、液状化が生じるようなn-Gの遠心場での模型振動実験の場合、間隙流体として水のn倍の粘性を持つ粘性流体がよく用いられる²⁶⁾。本実験では50Gの遠心加速度場で振動実験を行ったこと、取り扱いの容易さから、水の50倍の粘性を持つセルロース系の水溶液を用いた。水面は、原地盤の平均水位を参考に埋土表面から40mmの深さとし、遠心加速度場でこの位置に水面が来るように、間隙流体の量を調整した。また、地盤と容器前面のガラスの間にマーカーを付けたそうめんを配し、これを振動前後に写真

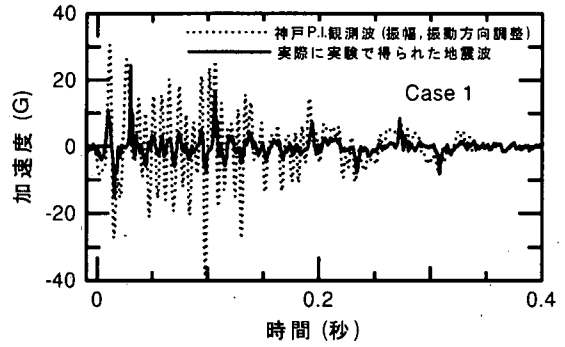


図-5 入力した神戸ポートアイランド地震波(振幅、振動方向調整)

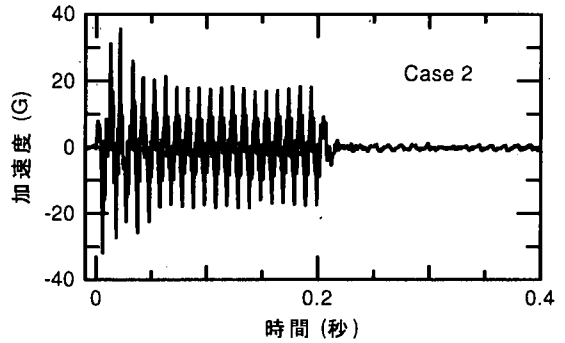


図-6 入力した正弦波

撮影することにより地盤の残留変位の測定を試みた。

実験条件を表-2に示す。Case 1では高浜栈橋と類似の断面を有する地盤にポートアイランドGL-83mで観測された地震記録のNS, EW成分を、高浜栈橋の法線方向(北から約20度西方向)の地震動となるように合成し、本研究で用いた振動台の最大変位振幅に合わせて振幅を調整し、入力地震波を作成した。図-5にこのように作成した振動台制御に用いた地震波を点線で、実際に得られた地震波を実線で示した。しかしながら、図-5の実線で示すように、本研究で用いた振動台ではその加振能力の限界により、地震波のピークについては再現できなかったもの、0.02-0.15秒の振動成分については、再現することができず、衝撃型の振動となった。図-5の点線で示した入力地震波が、2.0Hz付近に2つのピーク(1.4および2.8Hz付近)を持つ波形であったこと、最大加速度発生後、しばらくの間(0.02-0.15秒)比較的大きな地震動が続いていることから、Case 2以降では100Hz(実物換算で2Hz)の正弦波20波を入力地震波とした(図-6)。正弦波の振幅は、図-5の点線の地震波の0.02-0.15秒での振幅とほぼ同じ大きさになるように設定した。

実験ケースは、高浜栈橋と類似の断面を有するCase 1, 2のほかに、栈橋を設置しないCase 3, 埋土を非液状化砂層としたCase 5, 捨石下部液状化層を非液状化砂層としたCase 4, その層厚 h_s をCase 2の2倍と

表-2 実験条件

実験ケース	入力地震波	栈橋	渡板	埋土	捨石下部砂層 (砂層厚 h_s (mm))
Case 1	神戸ポートアイランド	有	有	○	○ (20)
Case 2	正弦波	有	有	○	○ (20)
Case 3	正弦波	無	無	○	○ (20)
Case 4	正弦波	有	有	○	× (20)
Case 5	正弦波	有	有	×	○ (20)
Case 6	正弦波	有	無	○	○ (20)
Case 7	正弦波	有	有	○	○ (40)

○ : 液状化, × : 非液状化

表-3 設置した加速度計および間隙水圧計

Case 番号 \ センサー位置	A2	A3	A4	A5	A6	AS1	AS2	AS3	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Case 1, 2, 4, 5, 6 & 7	○	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×
Case 3	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○

した Case 7 および栈橋と護岸の間に渡板を設置しない Case 6 の計 7 ケースである。なお、Case 4 では捨石下部液状化層を、Case 5 では埋土を透水性の高い珪砂 3 号で置換して単位体積重量が同じになるように調整し、Case 7 では杭の支持層への根入れ長さを Case 2 と同じにするため杭長を 220mm とした。実験装置のデータ収録チャンネル数の制約から、実験ごとに設置したセンサーの数、配置が異なっている。各ケースごとに計測を行った地盤内の加速度計、間隙水圧計の一覧を表-3 に示す。このほか、栈橋ならびに下部ケーソンの水平変位をレーザー変位計により計測した。但しこれらは、それぞれにとりつけた鉛直板を介して行っており、計測点は地表面上 30mm の位置にある。

ここで示す実験結果では、加速度、変位は海側方向を、杭のひずみは陸側の引張りを正とし、すべて振動開始前を 0 としている。

3. 高浜栈橋と類似の断面での実験

Case 1, 2 における捨石下部 (P2) の過剰間隙水圧と埋土 (A5) の加速度の時刻歴を図-7 に示す。図には、この地点の有効上載圧の値も示してある。P2 地点の過剰間隙水圧に着目すると、衝撃型の入力波の Case 1 では、入力波のピーク (0.04, 0.12 秒) で過剰間隙水圧は有効上載圧近くまで上昇しているが、そのほかの時点での値は小さく、完全な液状化には至っていない。しかしながら、振動型の入力波の Case 2 では捨石下部の過剰間隙水圧は振動開始後すぐに有効上載圧に達し、液状化している。このときケーソン直下の P3 地点での過剰間隙水圧の最大値は、図-7 には示していないが、P2 とほぼ同程度であり、液状化しているとはいえない状況

であった。また埋土内の A6 地点では、その加速度応答は入力波に比べ著しく小さくなっており、この状態が振動終了まで続いている。Case 2 では埋土の過剰間隙水圧を測定しなかったが、栈橋を設置しない Case 3 の埋土での過剰間隙水圧 (図-8) の上昇をみると、最終的に最大値は、ほぼ有効上載圧まで達していることから、ほぼ同じ断面の Case 2 でも埋土はほぼ液状化していたと考えられる。Case 3 で捨石についてみると、捨石内の過剰間隙水圧は透水係数が大きいことから、ほとんど上昇しておらず、Case 2 についても同様に、ほとんど過剰間隙水圧は上昇せず、砂地盤に比して剛性・強度共にあまり低下しなかったものと考えられる。

図-9 に Case 2 において振動終了直後に撮影した写真を、図-10 には振動前後に撮影した写真より求めた地盤の残留変位を示す。地盤と容器前面のガラスの間に垂直に配したそうめんの変形および変位ベクトルをみると、埋土が大きく沈下し、捨石、埋土、ケーソンおよび栈橋が大きく海側へ変位し、砂層を挟んだ支持層と捨石との間には大きな相対変位がみられる。Case 1 はここでは示していないが、変位量は小さいものの、Case 2 とほぼ同じ変形モードであった。

図-3 に示すように水平変位測定用の鉛直板を用いて計測した栈橋および下部ケーソンの変位の時刻歴を図-11 に示す。図の点線で示したケーソンの変位記録では、変位計のレーザー光を受けるターゲット (鉛直板) 表面の状態があまりよくなかったため、計測値が時々オーバーレンジしている。図では下部ケーソンの残留値が栈橋に比べ大きくなっている。しかし図-10 に示したように、ケーソンと栈橋の変位量はほぼ同じと考えられるので、この差は下部ケーソンの回転によって、鉛直

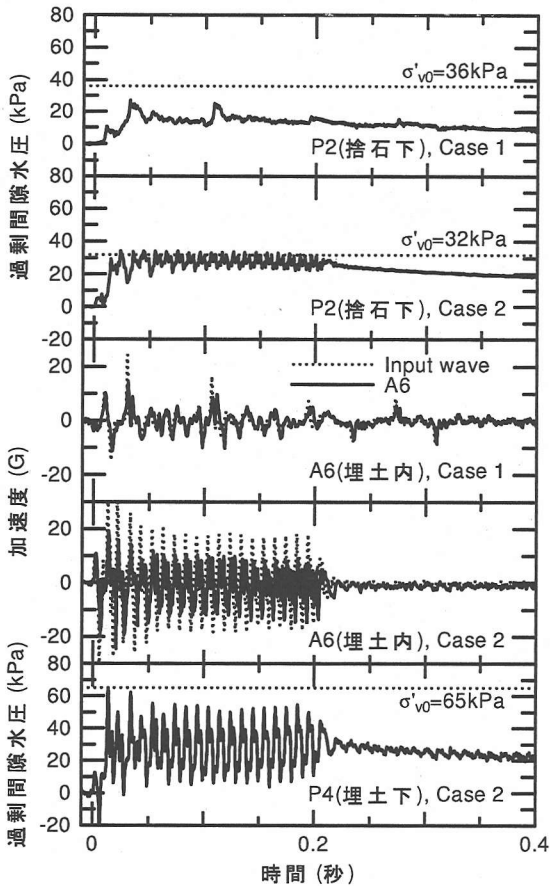


図-7 捨石下部砂層の間隙水圧と埋土の加速度の時刻歴 (P2, P4 & A6, Case 1 & 2)

板の計測点の水平変位が実際のケーソン変位よりも大きくなったためと考えられる。図-11をみると、栈橋・ケーソン共に振動初期は、ほぼ同変位・同位相で変位しており、振動開始時はほぼ一体となって変位していることがわかる。またこの時に変位の急増がみられ、その後も振動とともに増加を続けている。しかしながら、振動終了時直後、前述の通り捨石下部砂層・埋土共にほぼ液状化しているにも関わらず、その変位増加は完全に停止しており、振動後の側方流動は見られなかった。このように振動後の側方流動の影響は考えられないことから、構造物および地盤変位の蓄積は、地震動中の構造物や地盤の慣性力や、下部から伝わって来るせん断波等によって地盤に作用する、初期せん断を受けた地盤の繰返しせん断によるひずみの蓄積によるものと考えられ、地震動による繰返し荷重が、栈橋変位の蓄積において重要な役割を果たしていることが推測できる。

Case 2における振動終了時の杭の残留ひずみの深さ方向分布を図-12に、杭頭部のSt9S(海側)、St9L(陸側)

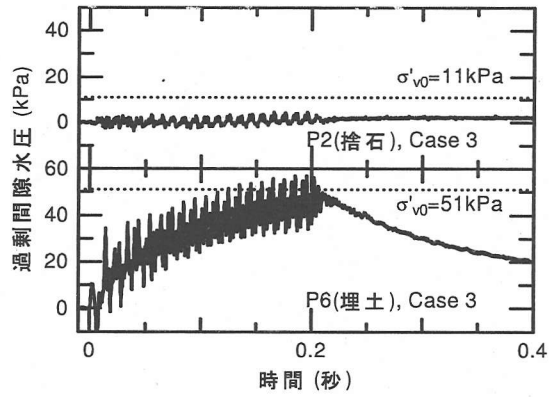


図-8 埋土と捨石内の過剰間隙水圧の時刻歴 (P5, P6, Case 3)

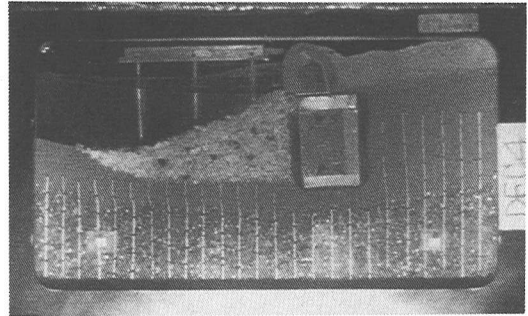


図-9 振動終了後の地盤の変形状況 (Case 2)

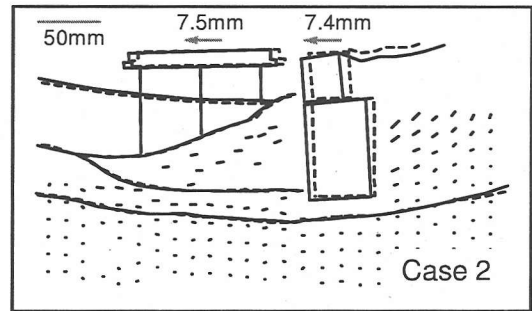


図-10 地盤の残留変位ベクトル (Case 2)

並びに砂層下のSt2L(陸側)でのひずみの時刻歴を図-13にそれぞれ示す。ここで示すひずみは杭内側の陸側に張り付けたひずみゲージから得たものであるため、曲げおよび軸ひずみの両方が含まれている。図-12に示すように、杭頭付近および捨石下部砂層と支持層の境界付近で大きなひずみが発生している。これらの大きいひずみの発生した位置は、図-1に示した神戸高浜栈橋の杭の破壊位置とほぼ一致しており、本研究の実験で高浜と類似の地盤断面を有する栈橋の被災モードを

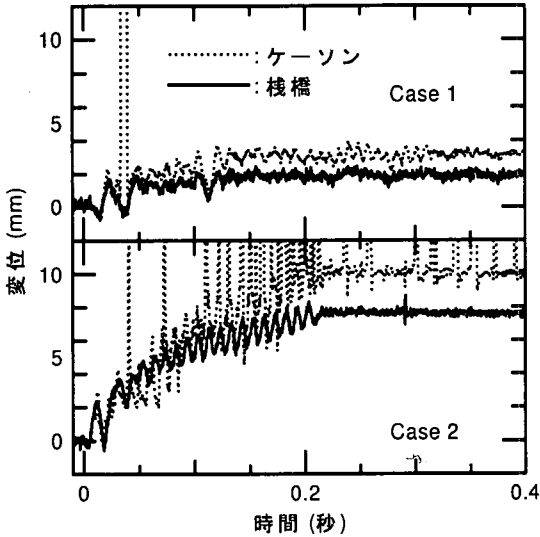


図-11 栈橋とケーソン変位の時刻歴 (Case 1, 2)

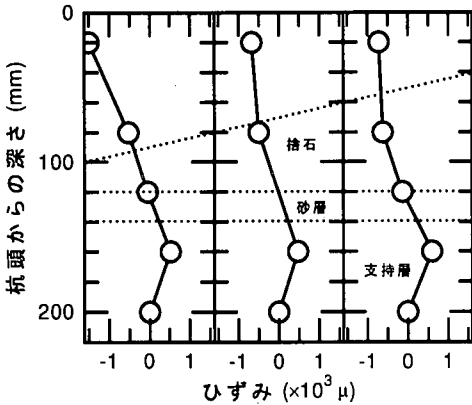
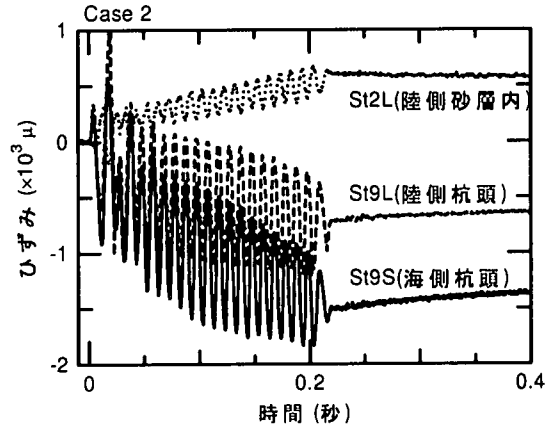


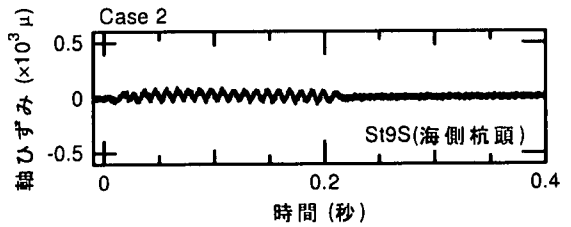
図-12 杭に生じた残留ひずみの深さ分布 (Case 2)

再現できると考えられる。また同じ断面を対象とした重力場における振動台実験の結果²¹⁾でも、ほぼ同様の結果が得られている。

この図でひずみの正負が入れ替わる点が、海側、陸側によらずほぼ捨石下部砂層付近にみられる。ここで測定しているひずみは、曲げおよび軸ひずみの両方が含まれているが、軸力変動によって発生する軸ひずみは、図-13に示すように小さいことから、杭のひずみのほとんどは、杭の曲げによって発生したものと考えられ、ひずみの正負が入れ替わる点はほぼ杭変位の変曲点とみなせる。この変曲点は、図-10に示したように、支持層と捨石との間の大きな相対変位が生じている地点であり、杭は捨石部では海側に凸、支持層では陸側に凸に変位していることになる。即ち、栈橋杭は捨石変位により荷重を受ける受動杭として、海側へ変位しているといえ、図-12に示すように、捨石が海側へほぼ剛体的に変位したことが原因で、杭にこのようなひず



(a) 杭の陸側で計測したひずみ



(b) 杭頭での軸ひずみ

図-13 杭に生じたひずみの時刻歴 (Case 2)

みが発生したものと考えられる。

図-13で杭頭部と捨石下部砂層直下の杭のひずみの時刻歴を比較すると、杭頭部では振動開始直後、大きく振動するとともに大きな残留ひずみが発生し、最終的な振動後の残留値も非常に大きい。これに対して、捨石下部砂層直下では大きな振幅、急激なひずみの増加はみられず、振動と共に徐々にひずみが蓄積し、その増加割合は小さく、また残留値も小さくなっている。これらの結果は、杭の大変形は杭頭が先行し、その後捨石下部の液状化層付近で大きな変形が生じたことを示していると考えられる。有効応力有限要素解析の地盤変位の結果をフレーム解析の入力値として行われた解析¹⁹⁾では、海側・陸側両杭と床版を結ぶ梁および中央杭の液状化層付近で塑性変形が始まり、その後海側・陸側両杭の液状化層付近におよぶという結果が得られており、中央杭の挙動は若干異なるものの、本研究で得られた結果とほぼ一致している。また、海側と陸側の杭頭部のひずみを比較すると、海側の方が陸側より大きなひずみが発生している。この原因として、杭の捨石からの突出長の違いが挙げられる。海側杭は突出長が大きいので、変形しやすく陸側に比べ大きなひずみが発生したものと考えられる。これと同様の現象が本研

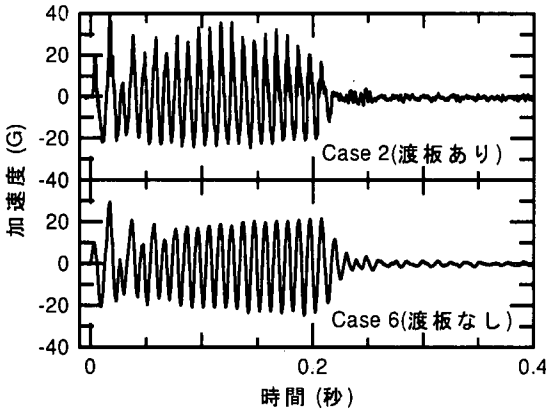


図-14 栈橋加速度の時刻歴 (Case 2, 6)

究より単純な地盤条件で行われた実験²⁷⁾でも示されている。

このように、栈橋の杭の破壊は杭頭付近、特に海側で先行して発生し、続いて砂層直下で発生したものと推測される。

4. 渡板・栈橋杭の影響

前節で示したように、遠心模型実験により神戸・高浜栈橋と類似の地盤断面を有する栈橋の被害状況とその発生プロセスを推定することができた。本節以降では、栈橋に被害をもたらした要因を抽出し、これらが栈橋の変位に対して与える影響と、逆に栈橋の存在がその周囲に与える影響を実験的に調べ、考察する。

本実験で対象としている杭式栈橋は、その背後のケーソン護岸と渡板および捨石を介して結ばれており、地震時にはこれらの複雑な相互作用があったものと考えられる。「1.はじめに」で述べたように、被災現場の栈橋床版陸側および渡板にはひび割れがみられ、渡板を介した栈橋とケーソン護岸の衝突があったものと推測される。ひび割れはみられたものの床版、渡板ともに破壊には至っておらず、渡板を介した力の伝達により、栈橋の被害が大きくなったおそれがある。そこではじめに、栈橋と護岸を結ぶ渡板の存在が栈橋の残留変位に与える影響について、Case 2と同じ断面で渡板を設置しない実験 (Case 6) を行い、Case 2 との比較検討をおこなった。

Case 2 および 6 の栈橋の加速度応答の時刻歴を図-14 に、変位の時刻歴を図-15 にそれぞれ示す。Case 2 の加速度応答をみると、栈橋がもっとも陸側に変位していると考えられる正の加速度が発生しているときに、渡板のない Case 6 ではみられない、渡板を介した栈橋とケーソンの衝突によるスパイク状の大きな加速度が発生しており、栈橋の陸側への変位が渡板を介してケー

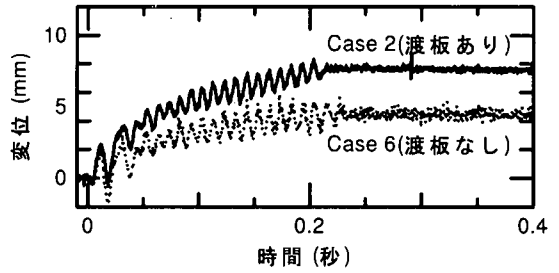


図-15 栈橋変位の時刻歴 (Case 2, 6)

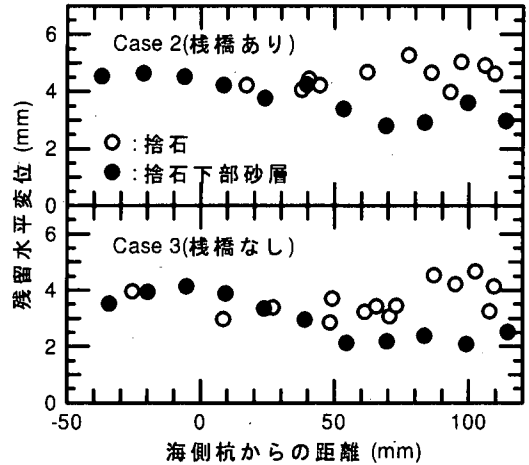


図-16 捨石とその下部砂層の残留水平変位 (Case 2, 3)

ソン護岸により抑制されていることがわかる。即ち、栈橋床版の慣性力や捨石の変位によって海側への変位は促進され、陸側への変位は、渡板を介してケーソンに阻まれるといった現象が起きているものと考えられる。変位の時刻歴をみても、渡板のある Case 2 では、渡板なしの Case 6 に比べ振動初期から明らかに変位の蓄積量が大きくなっている。このように、渡板の存在は栈橋の残留変位を大きくし、捨石の変位が栈橋変位に与える影響と共に、栈橋の被害を大きくした要因の一つといえる。従って、設計時に渡板等の架工構造物を介して栈橋に過大な力が作用し、有害な変位が発生する恐れがあると判断された場合には、スライド式の支承等を用いて、水平力の伝達を抑える工夫をすることも有効な対策の一つとして挙げることができるであろう。

杭基礎は地滑り抑止工法に用いられるように、地盤の変形を抑える効果があることから、栈橋杭により地盤変位とこれに伴うケーソン護岸の変位が抑制されていた可能性がある。そこで次に、栈橋杭の存在が地盤の側方流動の抑制に与える影響について、栈橋を設置しない実験 (Case 3) を行い、Case 2 と比較した。

図-16 に両実験の捨石とその下部砂層の残留水平変位を示す。これらの残留変位は、図-10 で示したものと同

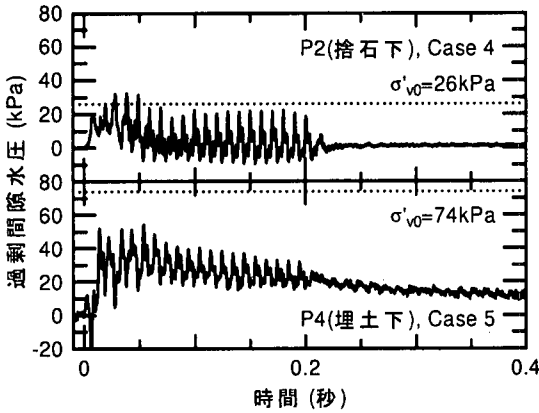


図-17 過剰間隙水圧の時刻歴 (P2 Case 4, P4 Case 5)

様に、模型地盤と容器前面のガラス板の間に設置したそうめんの変位によって測定したもので、杭の配置上はほぼ奥行き方向杭間中央付近の残留変位に相当する。計測上のばらつきはあるものの、Case 2, 3ともに捨石並びにその下部の砂層でほぼ同じ変位量・分布となっており、棧橋杭の存在が、周辺の残留地盤変位に与える影響は、それほど大きくないと考えられる。これは、今回対象としているような棧橋は、杭間隔が杭径に比べ非常に大きく、杭の影響範囲が小さかったためと考えられる。

5. 埋土・捨石下部砂層の影響

本節では、捨石下部および埋め土の砂層の液状化が杭式棧橋に与える影響を明らかにするため、これらの液状化層を非液状化層とした実験結果 (Case 4: 捨石下部砂層を置換, Case 5: 埋土層を置換) 並びに下部砂層厚を Case 2 の 2 倍の 40mm とした実験結果 (Case 7) を示し、これらが棧橋変形に与える影響について検討した。ここでは、これらの液状化層を、表-1 に示したような、透水性の高い地盤材料 (珪砂 3 号) で置換して、有効重量がほぼ等しくすることにより、非液状化層とした。

図-17 に Case 4 の P2 地点および Case 5 の P4 地点における過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図-7、図-8 と比較すると、透水性を上げることにより、Case 4 では捨石下部砂層の、Case 5 では埋土の過剰間隙水圧の上昇が抑制されている。

Case 2, 4, 5, 7 の棧橋および下部ケーソンの変位の時刻歴を図-18 に示す。振動開始時の変位増分や振幅、位相はどのケースもほとんど変わらないのに対し、その後の変位の増加割合は、砂層の液状化を抑制したケースで、小さくなっている。その程度は埋土を改良した Case 5 に比べ捨石下部砂層を改良した Case 4 で著し

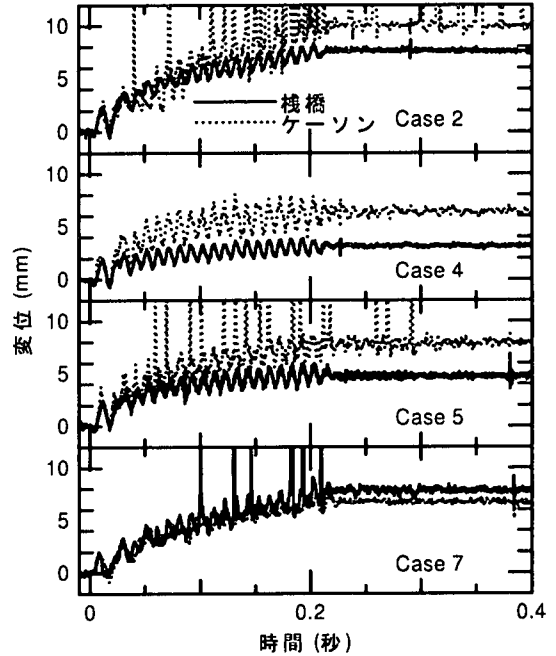


図-18 棧橋および下部ケーソンの変位の時刻歴 (Case 2, 4, 5 & 7)

く、振動中の早い段階で変位増加がほとんどみられない定常状態となっている。このように、今回の実験条件では、埋土の改良に比べ、捨石下部砂層の改良の方が、棧橋の残留変位抑制に効果があるという結果が得られた。図-19 に示した地盤の残留変位図にみられるように、本研究では容器壁面近くの埋土は、Case 7 で沈下がみられるものの、他のケースではほとんど残留変形を生じておらず、埋土の残留変形は境界の影響を受けたものとなった。このように設備の制約上、埋土領域を十分広く取ることができなかったことが影響しているとも考えられるが、ここでの計測結果は井合ら^{6), 7)} が示した、棧橋のない重力式護岸の残留変位に与える埋土およびケーソン下の置換砂の改良効果を調べた数値解析や、南ら¹⁹⁾ が示した棧橋が存在しないとしておこなった高浜棧橋と同断面の数値解析より得られた結果とも一致している。これらより、捨石下部砂層の改良がより効果的であること、即ちこの部分での液状化が棧橋の水平変位に与える影響が大きかったことがわかる。

図-19 に Case 2, 4, 5, 7 の地盤の残留変位を、図-20 に棧橋床版残留変位に対する棧橋中央付近での捨石およびその下部砂層の残留水平変位の関係を示す。下部砂層を改良した Case 4 では、他のケースに比べると、捨石と支持層との相対変位が小さくなっている。また、実験を行った範囲では捨石と棧橋の変位はほぼ比例関

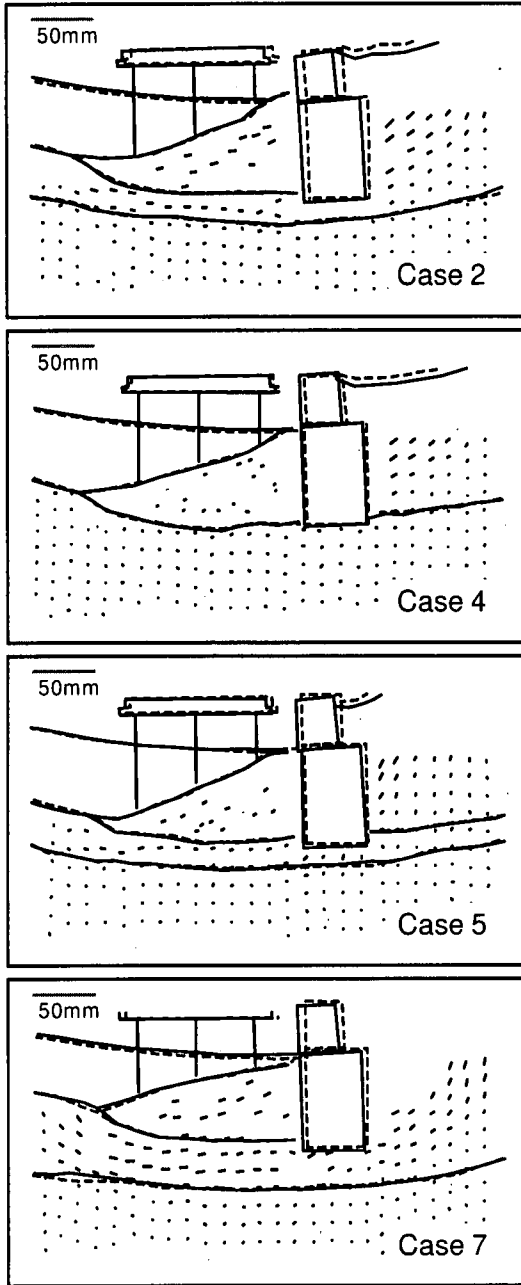


図-19 地盤の残留変位ベクトル (Case 2, 4, 5, & 7)

係にあり、剛体的な捨石の変位が棧橋の変形と直接関係していることがわかる。これらの結果と、図-18 で示したように、Case 4 では残留変位が小さく、振動中の早い段階ではほぼ定常状態となっていること、捨石下部砂層がある場合、この層はほぼ液化化していると考えられること(図-7)から判断して、たとえ薄い液化化層(本実験や高浜棧橋では1~2m程度)であっても、それが捨石下部に存在することにより、捨石が棧橋と共に大きく海側へ変位しており、その影響は非常に大きい

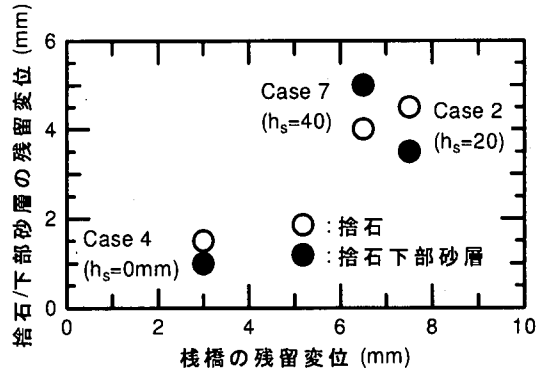


図-20 棧橋床版に対する捨石およびその下部砂層の残留水平変位 (Case 2, 4, & 7)

ことが推測できる。

図-19、図-20より、捨石下部砂層厚さの違いによる地盤の変形状況の差をみてみると、砂層厚が大きなCase 7ではケーソンは大きく沈下し、砂層の水平変位量が捨石より大きく、砂層が絞り出されるように変形しており、層厚の薄いCase 2とは異なる変形パターンとなっていることがわかる。この変形モードの違いは、図-18に示した床版30mm上の地点で測定したケーソンと棧橋の残留変位の大小関係にも現れている。即ち、前節で示したように、Case 2ではケーソンの海側への傾きが大きいため、ケーソンの変位量が棧橋に比して相対的に大きくなっているのに対し、砂層の厚いCase 7では下部ケーソンの残留変位が棧橋の残留変位に比べ小さく、ケーソンの傾きが小さく、残留変位自体もCase 2よりも小さくなっている。この変形モードの変化の原因として、捨石下部砂層厚が大きくなることにより液化化した砂層の海側への残留変形は生じやすくなったものの、砂地盤の支持力低下によるケーソンの大きな沈下がケーソンの海側への傾斜を抑えたことが考えられる。この捨石変位の抑制により、棧橋の残留変位量も小さくなっており、捨石下部の液化化砂層厚が大きくなっても、ケーソン護岸の変位パターンが変わるため、必ずしも棧橋の残留変位が大きくなるわけではない。

図-21にCase 2, 4, 5, 7の杭に生じた振動終了直後の残留ひずみ分布を示す。この図でひずみの正負が入れ替わる杭変位の変曲点とほぼみなせる点は、捨石下部砂層のあるCase 2, 5, 7では海側、陸側によらずほぼ捨石下部砂層付近に位置している。しかしながら、この砂層のないCase 4ではこの点が、ほぼ捨石斜面上にあり、ひずみ自体も小さくなっている。これは前者では図-19に示すように、捨石と支持層との間に相対変位があり、棧橋杭は捨石変位により大きな荷重を受けているのに対し、後者では捨石と支持層との間に相対変

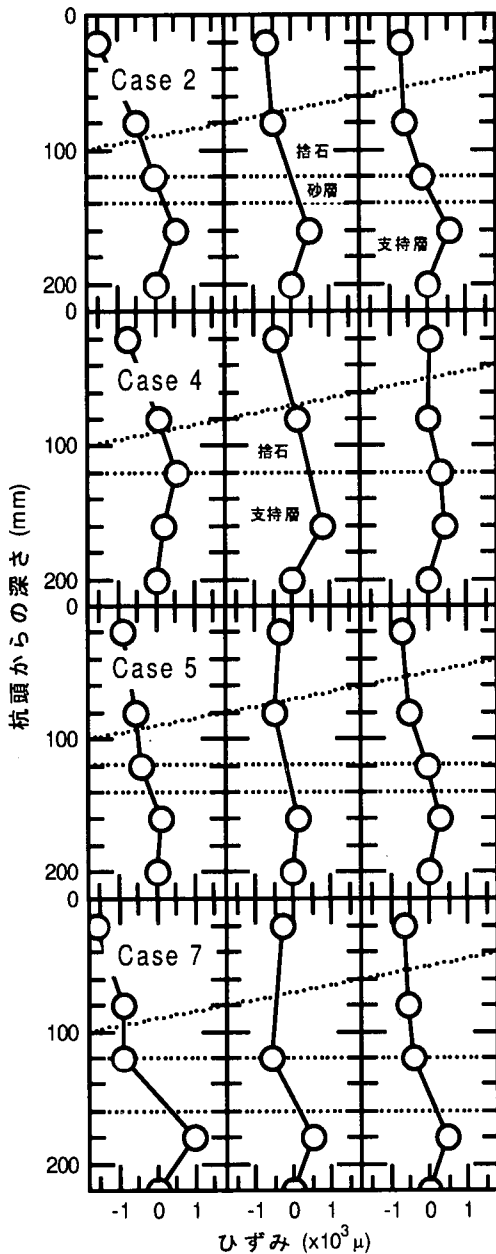


図-21 杭に生じた残留ひずみの深さ分布 (Case 2, 4, 5 & 7)

位がないことから、捨石による影響が小さくなっているためといえる。このことから、捨石下部の砂層の地盤改良、若しくは良質土との置換が杭破壊を防ぐ有効な手段であることがわかる。

6. まとめ

遠心模型実験により高浜栈橋と類似の地盤断面を有する栈橋の被害状況とその発生プロセスについて検討し、更に捨石下部砂層および埋土の液状化並びに栈橋

と護岸を結ぶ渡板の影響に着目した実験を行って得られた結果を以下に示す。

- (1) 遠心模型実験により、兵庫県南部地震で被災した杭式栈橋と類似の地盤断面を有する栈橋を対象とした実験を行って得られた杭の大ひずみ発生位置は、被災調査で確認された杭の大きな曲げ変形位置とほぼ一致しており、この種の栈橋の被災モードを説明することができた。
- (2) 栈橋周辺の地盤並びに栈橋本体の変位は、振動中にのみ生じ、同程度の液状化状態であっても振動後は変位がほとんど生じず、振動による繰り返し荷重が変位の蓄積を引き起こす主たる要因の一つであることが確認できた。
- (3) 本実験により栈橋杭の変形プロセスを推定することができた。即ち、栈橋杭の大変形は振動初期の杭頭付近で始まり、その後の地盤およびケーソンが海側へ変位するに従って捨石下部砂層付近におよぶものと考えられる。
- (4) 栈橋と護岸を結ぶ渡板の存在が、栈橋の残留変位をより大きなものにした。この渡板の存在も、栈橋の被害を大きくした要因の一つといえる。
- (5) 栈橋杭を囲む捨石は、その下部液状化層の存在により大きく海側へほぼ剛体的に変位し、それにより栈橋杭は大きな荷重を受け、受動杭として海側へ大きく変位する。この時、捨石と栈橋の残留変位はほぼ比例関係にあり、捨石変位と栈橋の杭体変位は直接関係する。
- (6) 地盤改良等により捨石下部砂層の液状化を防止することは、捨石および栈橋の海側への残留変位を著しく小さくし、栈橋の地震時の側方流動による被害を小さくするのに、非常に有効な手段であるといえる。
- (7) 捨石下部の液状化砂層厚が大きくなると、砂層部の海側への残留変位量は大きくなるものの、ケーソン護岸の変位パターンが変わり、捨石の変位が小さくなる場合があるため、必ずしも大きな栈橋の残留変位を引き起こすとはいえない。

参考文献

- 1) Hamada, M., Isoyama, R. & Wakamatsu, K.: Liquefaction-Induced Ground Displacement and Its Related Damage to Lifeline Facilities, *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp.81-97, 1996.

- 2) 地盤工学会阪神大震災調査委員会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), 1996.
- 3) 運輸省港湾技術研究所: 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, 1997.
- 4) 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, No.376, III-6, pp.211-220, 1986.
- 5) 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会: 護岸構造物の地震時挙動に関する一斉実験・解析. 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.159-280, 1998.
- 6) 井合進, 一井康二, 森田年一: ケーソン式岸壁の有効応力解析 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7). 港湾技研資料, No.813, pp.253-279, 1995.
- 7) Iai, S., Ichii, K., Liu, H. & Morita, T.: Effective stress analysis of port structures. *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.2, pp.97-114, 1998.
- 8) Yoshida, N. & Hamada, M.: Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground due to Liquefaction-induced Permanent Ground Deformations. *Proc. of 3rd Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, pp.147-161, 1990.
- 9) 堀越研一, 立石章, 藤原斉郁: 側方流動地盤中の単杭の挙動に関する基本実験. 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.375-380, 1998.
- 10) Horikoshi, H., Tateishi, A. & Fujiwara, K.: Centrifuge modeling of a single pile subjected to liquefaction-induced lateral spreading. *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.2, pp.193-208, 1998.
- 11) 浜田政則, 三野栄作, 小松宏至: 側方流動が地中壁に及ぼす外力に関する実験的研究. 第24回地震工学研究発表会, Vol.1, pp.685-688, 1997.
- 12) Miura, F., Stewart, H.E. & O'Rourke, T.D.: The effects of liquefaction-induced lateral spreading on pile foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.10, No.5, pp.271-279, 1991.
- 13) 大槻明: 基礎構造物の事例(2) 建築の分野. 阪神・淡路大震災と動的解析講習会講演資料, 地盤工学会, pp.69-80, 1996.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1997.
- 15) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針, 1997.
- 16) 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997.
- 17) Matsui, T. & Oda, K.: Foundation damage of structures. *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.1, pp.189-200, 1996.
- 18) 鋼材倶楽部・鋼管杭協会: 兵庫県南部地震鋼管杭基礎調査報告書(第1次)改訂版, 1995.
- 19) 南兼一郎, 高橋邦夫, 横田弘, 園山哲夫, 川端規之, 関口宏二: 神戸港 T 栈橋の被害状況調査結果と動的相互作用解析. 基礎工, Vol. 25, No. 9, pp.112-119, 1997.
- 20) 高橋邦夫, 南兼一郎, 横田弘, 園山哲夫, 辰見夕一, 野路正浩: 神戸港における縦栈橋の地震被害調査と静的弾塑性解析. 基礎工, Vol. 25, No. 10, pp.104-110, 1997.
- 21) 菅野高弘, 及川研, 三籙正明, 中原知洋: 兵庫県南部地震により被災した直杭式栈橋の模型振動実験. 第33回地盤工学研究発表会, Vol.1, pp.947-948, 1998.
- 22) Nishizawa, S., Hashimoto, M., Sakata, Y. & Sonoi, K.: Investigation and analysis of a landing pier of steel pipe piles damaged by the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No.2, pp.133-146, 1998.
- 23) 運輸省港湾技術研究所: 1993年釧路沖地震港湾施設被害報告. 港湾技研資料, No.766, 1993.
- 24) 高橋章浩, 川口喜孝, 竹村次朗, 日下部治, 川端規之: 重力式護岸前面に位置する杭式栈橋の地震時安定性. 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.363-368, 1998.
- 25) Takahashi, A., Takemura, J., Kawaguchi, Y., Kusakabe, O. & Kawabata, N.: Stability of piled pier subjected to lateral flow of soils during earthquake. *Proc. of Centrifuge '98 (IS-Tokyo '98)*, pp.365-370, 1998.
- 26) Sakemi, T., Tanaka, M., Higuchi, Y., Kawasaki, K. & Nagura, K.: Permeability of pore fluids in the centrifuge field. *Proc. of 10th ARCSMF*, pp.481-484, 1995.
- 27) 川口喜孝, 岡村 未対, 高橋章浩, 竹村次朗: 地震時液状化による側方流動を受ける杭式栈橋の安定性に関する研究. 第32回地盤工学研究発表会, Vol.1, pp.935-936, 1997.

(1998. 11. 15 受付)

CENTRIFUGE MODEL TESTS ON DYNAMIC BEHAVIOR OF PILED PIER
SUBJECTED TO LIQUEFACTION-INDUCED LATERAL FLOW
DURING EARTHQUAKE

Akihiro TAKAHASHI, Jiro TAKEMURA and Yoshitaka KAWAGUCHI

There had been very few records on damages of steel pile type piers in previous earthquakes. However, several piers located in front of gravity caissons were damaged during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Damage of piles at the site suggested that the lateral flow of the ground might accelerate the failure of the pier. In this study, centrifuge tests were firstly carried out to simulate dynamic behavior and failure of a steel pile type pier damaged in 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. And also some tests with different ground conditions were conducted to discuss the effects of liquefaction of the sand layer under the rubble mound on the lateral flow of the ground and the effect of the approaching plate connecting gravity caisson to the pier on the dynamic interaction between the two structures.