地震動評価指標としてPSI値に着目した 防波堤の模型振動実験

大矢 陽介¹・小濱 英司²・野津 厚³・菅野 高弘⁴

¹正会員 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: ooya-y@pari.go.jp

²正会員 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: kohama-e83ab@pari.go.jp

³正会員 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: nozu@pari.go.jp

⁴正会員 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: sugano@pari.go.jp

防波堤基礎の置換砂層が地震時に液状化すると防波堤は沈下し、後続の津波に対して必要な天端高を確保できない可能性がある。このような沈下被害があった兵庫県南部地震の地震動と比較して、近年のシナリオ地震動は継続時間が長く、地震規模の指標に使われるPSI値が大きいものが少なくない。本研究では、このような長継続時間地震動に対する防波堤の沈下量を予測する目的で、兵庫県南部地震の観測波形と南海トラフの想定地震動を用いた1g場大型模型振動実験を実施した。振動実験の結果、置換砂層における過剰間隙水圧の上昇過程や防波堤の沈下速度には地震動の波形の特徴が現れた。また、入力地震動のPSI値が大きくなると沈下量は大きくなり、巨大な地震動に対して防波堤が大きく沈下する可能性が示された。

Key Words : breakwater, shake table test, liquefaction, power spectrum intensity,
Nankai Trough

1. はじめに

防波堤の耐津波性能照査にあたっては、防波堤の天端高と津波高との関係が重要である。特に津波を発生させようとする規模が大きい地震の場合、基礎地盤の液状化が発生すれば防波堤は大きく沈下し、津波防御に必要な天端高を確保できない可能性がある。この時、津波は大きく越流するため、マウンドの洗掘等の進行により防波堤の安定性は大きく低下する可能性もある。このような地震によって防波堤が沈下する被害は、1995年兵庫県南部地震および2000年鳥取県西部地震に見られた。前者では、軟弱地盤対策として実施された床堀・置換工法によって置き換えられた良質の砂(まさ土)において過剰間隙水圧が上昇し、神戸港の防波堤は2 m以上沈下した^{1),2)}。一方、後者では大きくても70 cm程度の沈下被害であり、置換砂層の有無に関わらず沈下した³⁾ことから、原因は置換砂層に限定できず、メカニズムはよく分かっていない。

表-1に示すように、兵庫県南部地震の際に、神戸港では施設総延長10 kmのうち多くの防波堤が2 m以上沈下し

た⁴⁾。直下型地震動である兵庫県南部地震のように継続時間が短く、最大加速度が大きな地震動に対して、防波堤は数m沈下する被災事例がある。一方では、現在発生が想定されている継続時間が長い海溝型地震動に対して、どの程度防波堤が沈下するかは被災事例がなく、よく分かっていない。また、実務の耐震性能照査等で用いられているレベル2シナリオ地震は、兵庫県南部地震より地震の規模が大きく、数値解析では地震動の大きさに比例して防波堤の被害も大きくなることが多い。このような解析結果に対して被害の実例が無い場合、解析結果を受け入れるほかない。

本研究は、兵庫県南部地震の観測波と、これよりも地震規模の指標である速度のPSI値が大きく、継続時間が長いシナリオ地震動を用いた1g場大型模型振動実験を実施し、長継続時間地震動に対する防波堤の沈下挙動について検討した。

2. 実験内容

(1) 入力地震動

表-1 神戸港防波堤の被害 (文献4)を修正)

施設名	施設延長 (m)	設計水深 (m)	置換砂沈下率 (%)	法線変位量 (最大値) (cm)	天端沈下量 (最大値) (cm)
第1防波堤	1,220	-6.0	—	30	143
第1南防波堤	300	-10.0	8.0	20	160
和田岬防波堤	252	-1.8	—	10	130
第2防波堤	109	-4.9	28.5	50	157
第3防波堤 (西)	128	-4.9	44.6	20	270
第3防波堤 (東)	112	-4.9	42.9	30	260
第4防波堤	617	-9.1	30.9	62	170
第5防波堤	1,276	-8.0	14.4	43	210
第6防波堤	1,052	-10.0	11.1	0	166
第6南防波堤	828	-12.0	10.5	43	241
第7防波堤	4180	-10.0	10.3	33	252

実験は兵庫県南部地震の際のポートアイランドの鉛直アレーサイトの記録⁵⁾ (以後、PI波とする) と南海トラフの地震 (Mw9.0) を想定した地震動 (以後、シナリオ波とする) を用いた。後者は、SPGAモデルを用い南海トラフの地震に対する強震動評価した地震動のうち、地震基盤における速度のPSI値を近似的に計算し、50 %非超過となる順位付けになった地震動⁶⁾である。なお、PSI値は速度波形の二乗積分値の平方根として定義される量で、港湾構造物の被害程度と良い相関を示す⁷⁾ことから、地震動の強さを表す指標として用いられている⁶⁾。図-1に工学基盤における2つの波形の比較を示す。注釈には、最大加速度とPSI値を示した。PI波と比べてシナリオ波の方が最大加速度は小さいが、継続時間が長くPSI値が大きいのが特徴である。

模型実験の対象断面は、兵庫県南部地震の際に最大

Case1: PI波, Case2: シナリオ波
図-1 地震動の比較 (工学基盤での2E波)

図-2 模型寸法と計測センサーの配置

2.6 m沈下した神戸港第7防波堤¹⁾とした。基礎地盤の模型は層厚25 mの置換砂層下端まで製作し、模型底面 (振動台位置) をポートアイランドのG.L.-32 m相当と設定した。振動台に設定する入力地震動は、PI波はその位置における鉛直アレー記録を、シナリオ波は1次元有効応力解析により求めたG.L.-32 m位置の加速度波形 (E+F波) を用いた。ところで、ポートアイランドでは液状化が発生し、波形にもその影響が現れたことから、対象とするG.L.-32 mの地中においても、表層からの反射波の影響がある。そのため、1次元有効応力解析には液状化を考慮できる解析コードFLIP⁸⁾と、本研究で着目したPSI値の算出に必要なポートアイランドの速度波形の再現性が高い地盤モデル⁹⁾を用いた。

先に実施したPI波を用いた実験 (Case1) で計測した振動台の最大加速度は、設定したG.L.-32 mのアレー記録より大きく、PSI値も大きくなった。そのため、PI波とシナリオ波のPSI値の違いが明瞭になるよう、後で実施したシナリオ波の実験 (Case2) では、PSI値がCase1の2倍になるよう加速度振幅を調整した。振動台で計測した加速度波形は、図-4に他の計測結果と合わせて示した。

実験は、PI波 (Case1-1) およびシナリオ波 (Case2-1) の加振終了後に引き続き、加速度振幅を変えたステップ加振を行った。実験ケース名において、Case1の後の番号がステップ番号を表す。2ステップ目以降のケースは、基本ケース (Case1-1およびCase2-1) の後に実施したため、地盤は変形し、密度も変化しており、その変化を測ることができなかったため、実験結果は参考扱いとした。

(2) 模型製作

図-2に模型寸法と計測センサーの配置図を示す。実験は水中振動台に設置した長さ4 m、高さ1.5 m、奥行き1.5 mの鋼製土槽を用いた。土槽と対象断面の置換砂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) を20とした。液状化を想定した置換砂層の厚さは、実物25 mに対して模型は1.25 mである。相似則は、Iaiに

図-3 加振実験前の伝達関数

より提案された1g場における相似則¹⁰⁾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。以後、特に断りがない場合は、実験結果等の物理量は実物スケールに換算した値とする。

置換砂層は飯豊珪砂6号($\rho_{\text{max}}=1.706$, $\rho_{\text{min}}=1.417$ g/cm³)を水中落下法により相対密度50%を目標に製作した。その後、捨石マウンドを気中落下法で製作後、表面を均した後に鋼製のケーソンを設置した。なお、ケーソンは土槽との摩擦を考慮して、奥行き方向に3函に分けた。

図-3は、加振実験前にパルス波による加振を行い、模型底面である振動台とケーソン天端に設置した加速度計の波形について、伝達関数(ケーソン天端/振動台)を求めたものである。本実験では、2つの地震動について、それぞれ模型を製作した。複数の卓越振動数がおおよそ一致していることから、2つの模型が等しい振動特性であるといえる。

3. 実験結果

(1) 時刻歴応答

図-4にCase1-1(PI波)およびCase2-1(シナリオ波)で計測した各種計測センサーの時刻歴図および対応するセンサー位置を示す。なお、過剰間隙水圧比は1次元地層を仮定し、層厚と密度から求めた上載荷重で計測した過剰間隙水圧を除いた値である。また、沈下速度はケーソン天端の変位センサーで計測した沈下量を時間増分で除し、計測ノイズの影響が無くなるようローパスフィルターに通した。

時刻歴図には、説明しやすいよう時間軸方向に線を引

いた。赤線は過剰間隙水圧比が上昇し、ケーソンが沈下し始める時刻である。青線(Case2-1のみ)は、さらに過剰間隙水圧が上昇し、ケーソンの沈下速度が速くなった時刻である。緑線は、加振が終了して加速度がほぼ0となった時刻で、過剰間隙水圧が減少し始める時刻である。

まず、Case1-1とCase2-1で共通する結果を述べる。時刻歴を示した2つの水圧計は、ケーソン中央直下とケーソン直下から離れたマウンド法尻直下の置換砂層中央に位置する。ケーソン中央直下では過剰間隙水圧比は最大でも0.5程度、マウンド法尻直下では1以上となった。すなわち、ケーソン直下から離れたところでは液状化が発生し、ケーソン直下では発生しなかった。このようにケーソン直下で過剰間隙水圧比が1にならず液状化しない現象は、ケーソン式護岸を対象とした模型実験でも確認され¹¹⁾、ケーソンの上載荷重と地盤の水平方向の拘束条件が理由と考えられる。

マウンド法尻直下で過剰間隙水圧比が0.5まで上昇した時(赤線)、ケーソンは沈下し始めた。その後、加速度波形の主要動が終わっても、過剰間隙水圧比が高い状態では、小さな加速度波形が入力されれば沈下量は増加し続けた。加振終了時(緑線)から過剰間隙水圧は消散し始めたが、ケーソンの沈下量は増加せず、消散による沈下量は小さかった。

次にCase1-1とCase2-1を比較すると、加速度波形の特徴が各種計測結果に良く現れた。直下型地震動の特徴である振幅が大きな加速度波形が数回入力されるCase1-1では、マウンド法尻直下で過剰間隙水圧比は、瞬時に1まで上昇し液状化に至った。一方、海溝型地震動の特徴である振幅が小さく繰返し回数が多い加速度波形であるCase2-1では、段階的に過剰間隙水圧が上昇した。Case2-1では加振開始から50秒まで100 Gal以下の加速度波形が続くが、過剰間隙水圧はほとんど上昇せず、100 Galを超える波形となった時(赤線)、過剰間隙水圧は上昇した。あたかも100 Galが閾値であるように、これより大きな加速度になる時(45, 70, 120秒)過剰間隙水圧が段階的に上昇し、加振開始から70秒経って置換砂層で液状化が発生した。

過剰間隙水圧比の程度はCase1-1とCase2-1で違いが無く、置換砂層の水圧上昇による剛性の軟化は、両ケースで同程度と思われる。沈下速度は入力加速度が大きいほど速い傾向となり、Case1-1の方が沈下速度は速い。Case2-1はCase1-1よりも沈下速度は遅いが、地震動による繰返し载荷を受け、沈下する継続時間が長いため、沈下量はCase1-1よりも大きくなった。また、Case2-1では、液状化発生(青線)以降で、沈下速度が速くなった。

(2) 入力地震動と沈下量

図-5に振動台で計測した最大加速度とケーソン天端の

a) 出力した計測センサー位置

b) Case1-1

c) Case2-1

上から順に、沈下速度、沈下量、過剰間隙水圧比、水平加速度

図-4 出力したセンサー位置と各種時刻歴図

沈下量の関係、図-6に振動台で計測した加速度波形から求めたPSI値とケーソン天端の沈下量の関係を示す。図中には、破線で囲んだ着目する基本ケース (Case1-1, Case2-1) の結果および神戸港第7防波堤の沈下量の実測最大値に加え、ステップ加振の実験 (Case1-2, 1-3, 1-4, 2-2, 2-3) も参考値として示した。沈下量は各ステップにおいて発生した沈下量であり、加速度とPSI値は振動台における値で複合波 (E+F波) 相当である。

Case1-1は、兵庫県南部地震の際の観測波形を用いた再現実験である。ケーソン天端の沈下量は3.6 mで、第7

防波堤の被災最大値の2.6 mよりも4割程度大きくなった。これは、前述のように振動台のPSI値が観測値よりも大きくなったこと (Case1-1は $99 \text{ cm/s}^{0.5}$ 、観測値は $85 \text{ cm/s}^{0.5}$) に加えて、模型の置換砂層が実物と材料が異なることと密度が小さかったことが原因と考えられる。Case2-1 (PSI値= $213 \text{ cm/s}^{0.5}$) のケーソン天端の沈下量は7.1 mとなり、Case1-1の約2倍の沈下量となった。このように、加速度振幅が小さなシナリオ波の方が沈下量は大きく、最大加速度と沈下量は正の相関関係とはならなかった。一方、Case1-1に対してCase2-1のPSI値と沈下量がともに約2

図-5 最大加速度と沈下量の関係

図-6 PSI値と沈下量の関係

図-7 置換砂層厚と沈下量の関係

図-8 置換砂層厚と置換砂層沈下率の関係

倍になったように、PSI値と沈下量は正の相関関係となった。継続時間や振動数の影響が考慮できない最大加速度よりもPSI値の方が沈下量との相関が高く、沈下量に対する地震動の強さを表す指標となりうる可能性が示された。

2ステップ以降の実験は、連続する加振実験により地盤が密になっているにも関わらず、PSI値が大きくなれば引き続き数mオーダーの沈下が発生する結果となった。

図-7に置換砂層厚と沈下量の関係、図-8に置換砂層厚と置換砂層沈下率の関係を示す。図中には、第7防波堤の被災量に加えて、表-1に示した神戸港の被災事例を示した。兵庫県南部地震の神戸港の被災事例では、置換砂層厚が6mから25mと違いがあっても、層厚に関わらず2m前後防波堤は沈下した。それゆえ、置換砂層厚に対する沈下量の比率を表す置換砂層沈下率は、層厚が薄いところで50%弱、層厚が厚くなると10%程度に収束する傾向となった。

被災事例と同等の地震波(PI波)を用いたCase1-1の結果は、これらの被災事例と近いところにプロットされた。

一方、シナリオ波(Case2-1)の結果は、沈下量と置換砂層沈下率が神戸港の被災事例より2倍程度大きいところにプロットされ、PSI値が大きい地震動の影響が示された。

4. 結論

長継続時間地震動では、加速度振幅が小さいため突発的な液状化は発生しないが、時間とともに地盤がせん断変形することで徐々に過剰間隙水圧は高くなり、液状化が発生した。ケーソンの沈下は、地盤の過剰間隙水圧比が0.5程度に上昇してから発生し、過剰間隙水圧比が1に至り液状化が発生すると急激に増加した。

置換砂層の厚さや密度、そして地震動の規模は、本研究で行った限られた条件であるが、発生が想定されている継続時間が長い巨大地震に対して、防波堤の基礎地盤が液状化すれば、防波堤が大きく沈下する可能性を示した。また、PSI値は最大加速度よりも沈下量に対する相

関が高く、防波堤の被害を推定する際の地震動の強さを表す指標となりうる可能性が示唆されたものと考えられる。

本研究では、PSI値がより大きな地震動を対象とした実験を行っておらず、研究の興味はPSI値がさらに大きくなったときの沈下量の最大値に行き着く。盛土を対象とした場合、基礎地盤が液状化した際の実被害は、沈下量の最大値は堤体高の0.75倍より小さい¹²⁾。また、エネルギー原理に基づく予測手法では、盛土の最終沈下量は、盛土の荷重(密度×堤体高)と盛土底面に働く液状化地盤の浮力が釣り合う位置で決まる¹³⁾。このように、盛土については、実被害に合わせて最大沈下量に関する研究もある。一方、防波堤の場合、ケーソンの密度(一般的に21 kN/m³が使われる¹⁴⁾)は液状化した地盤の密度よりも大きいことから、ケーソンの荷重と液状化地盤の浮力が釣り合うことは無いこと。また、実験結果のようにケーソン直下の置換砂層は、完全液状化しないこと。そして、繰返しせん断が終了したところで沈下が終了するため(図-4より)、浮力と釣り合うというメカニズムとは異なるメカニズムで沈下量が決まること。これらの理由により、基礎地盤が液状化した盛土の最大沈下量の議論とは前提条件が異なり、より大きな地震動に対する防波堤の最大沈下量の予測は難しい。今後、本研究で用いたPSI値より大きな地震動や置換砂層の厚さや密度が異なる断面を対象として、さらなる実験や数値解析による検討が必要である。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 菅野高弘, 宮田正史, 三藤正明, 稲垣紘史, 及川研, 飯塚栄寿: 平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.1311-1315, 1996.
- 3) 井合進, 菅野高弘, 山崎浩之, 長尾毅, 野津厚, 一井康二, 森川嘉之, 小濱英司, 西守男雄, 佐藤陽子, 田中剛, 海老原健介, 大村武史, 大槇正紀: 平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.1015, 126pp., 2001.
- 4) 第三港湾建設局, 神戸港湾震災復旧事務所: 阪神・淡路大震災により被災した神戸港港湾施設の復旧設計, 第27回管内工事施行技術研究資料, 174pp., 1996.
- 5) 震災予防協会: 強震動アレー観測, No.3, 1998.
- 6) 野津厚: 南海トラフの地震(Mw9.0)を対象としたSPGAモデルによる強震動評価事例, 土木学会第32回地震工学研究発表会講演論文集, 15pp., 2012.
- 7) 野津厚, 井合進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第28回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.18-19, 2001.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 9) 野津厚: 非線形パラメタと有効応力解析を併用した強震動評価手法, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.114-122, 2007.
- 10) 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.
- 11) 大矢陽介, 小濱英司, 高橋英紀, 伊勢勉, 吉田誠: 海底面の傾斜がケーソン式護岸の地震時応答に与える影響に関する大型模型振動実験, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.I_355-I_364, 2012.
- 12) 国土交通省: レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル, 24pp., 2012.
- 13) 水谷崇亮: 液状化に起因する盛土基礎の側方流動の矢板による軽減, 東京大学学位論文, 218pp., 2000.
- 14) 沿岸開発技術研究センター, 運輸省港湾局監修: 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), p.97, 1997.

A SHAKE TABLE TEST OF BREAKWATER WHICH PAID ITS ATTENTION TO POWER SPECTRUM INTENSITY AS AN EARTHQUAKE MOTION EVALUATION INDEX

Yousuke OHYA, Eiji KOHAMA, Atsushi NOZU and Takahiro SUGANO

If a replaced sand base of a breakwater liquefies during an earthquake, the breakwater should subside and may be unable to keep the level of breakwater to defend the coast region from Tsunami. As compared with the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake with such subsidence damages, scenario earthquakes in recent years has long continuation time, and there are many scenario earthquakes which have a larger power spectrum intensity(PSI) used for the index of earthquake motion scale. In this study, shake table tests of a large model in 1g gravitational field were conducted in order to predict the amount of subsidence of the breakwater to such a long continuation earthquake motion. There was significant correlation between the PSI and the amount of subsidence; the larger PSI an input earthquake motion had, the larger subsidence was.