# 地震時地盤液状化による橋台の挙動に関する模 型振動実験

安 同祥<sup>1</sup>·清宮 理<sup>2</sup>·宇野 州彦<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 早稲田大学客員上級研究員 総合理工研究所 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1) E-mail:antongxiang@aoni.waseda.jp

<sup>2</sup>フェロー会員 早稲田大学教授 創造理工学部(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)
E-mail:k9036@waseda.jp
<sup>3</sup>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 1534-1)
E-mail:kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

地震時液状化が生じる地盤上設置した橋台は背面盛土によって前背面地盤の液状化状況が異なり、これ に地震時土圧の作用を加え橋台の振動性状は一層に複雑になる.地震時地盤液状化による橋台の振動特性 および耐震性能に与える影響を究明するために橋台とその周辺に堆積した緩い砂地盤からなる模型で振動 実験を実施した.実験ではレベル1地震動とレベル2地震動の加振によって橋台および地盤の振動特性を 検証した.実験結果として、前背面で液状化状況が異なった地盤上の橋台が土圧の作用を受け振動が橋台 前面に偏り、加振後大きな変位および断面力など残留した.また、加振する度に地盤が再液状化し橋台と 地盤の残留変形が蓄積した.

**Key Words:** bridge abutment, model vibration experiment, vibration behavior, soil liquefaction/reliquefaction, residual deformation

# 1. 前書き

地表付近にある含水状態の緩い砂地盤は地震の揺れに よって液状化する.液状化によって地盤の構造物への支 持機能が急激に降下したり失ったりする事によって構造 物の振動特性および耐震性能に大きな影響を与える. 1906年のサンフランシスコ地震,1964年のアラスカ地 震,新潟地震,1995年の兵庫県南部地震,2011年の東 北地方太平洋沖地震および2016年の熊本地震などでは 緩い表層砂地盤が激しい液状化・流動化が生じ,これで 橋梁基礎,上部構造桁の落橋などの被害をもたらした. 写真-1は1964の新潟地震で竣工したばかりの昭和大橋 が地盤の液状化・流動化によって5径間の桁が落橋した 様子である<sup>1)</sup>.これらの被害を機に、地盤の液状化・流 動化およびそれによって構造物の安全性への影響につい ての研究が活発している.

砂地盤の液状化は地盤の締め固め具合,粒径分布,細 粒分含有率,塑性指数,透水性,排水条件,上載圧およ び地震揺れの強さ・繰り返す回数などによって左右され る事が分かってきたが<sup>3,3</sup>,地震動の周期特性および地 盤の振動特性などの影響についてはまだ十分に究明され ていない.また,2011年の東北地方太平洋沖地震,2016 年の熊本地震などでは前の地震で液状化した地盤がその 後の地震で度々液状化が生じていた<sup>4,5</sup>.地盤の再液状 化現象はまだ研究段階である.構造物の耐震設計では地 盤の液状化の度合いに応じて設計用土質定数(地盤の剛 性、耐力など)を低減することで地盤の液状化の影響を 考慮している<sup>3</sup>が液状化した地盤と構造物間の相互作用 のメカニズムなどについての研究はまだ不十分である.

橋台は橋梁上部構造を支えていると同時に土留めの役 割も担っている.半地下構造の橋台は十分な耐震性能を 有すると考えていたが 1995 年の兵庫県南部地震では液 状化地盤上にある橋台は傾斜する被害した.これを受け, 平成8年改訂した道路橋示方書・同解説では初めて液状 化地盤上に建設する橋台に対してレベル2地震(大規模 地震)による照査すると規定した.背面盛土などの影響 を受け橋台前背面地盤の液状化状況が異なり,更に土圧 の作用によって橋台の振動特性は一層に複雑になる.ま た,地盤の液状化と土圧の作用によって傾斜した橋台は 2011 年の東北地方太平洋沖地震および 2016 年の熊本地 震のような群発地震に対する研究はまだ十分に行ってい ない.

著者らを含む地震時液状化地盤にある橋梁基礎の振動 特性および耐震性能に関する研究<sup>の</sup>は多くあるが液状



写真-1 1964年の新潟地震で落橋した昭和大橋1)



図-1 対象橋台と地盤条件

化地盤にある橋台の振動特性および耐震性能については まだ研究段階である.そこで,液状化地盤にある橋台の 振動特性を解明するために模型実験を実施した.また, 地震の規模に対して地盤の液状化・再液状化および橋台 の応答性状を調べるために実験では道路橋示方書・同解 説(H.24.3)(以下は「道示」H24と記す)に示すレベ ル1およびレベル2のタイプ Iとタイプ II 地震動を加振 した.

#### 2. 実験概要

# (1) 対象橋台

本検討に用いた橋台は平成2年の道路橋示方書・同解

説に基づいて設計した2径間鋼床版橋のA1橋台である. 図-1 は橋台の形状寸法および地盤条件である.建設地点の耐震工学上の基盤面は平均N値が50以上の砂礫層の上面で,表層地盤は上から平均N値が10程度,厚さが3.75mの砂礫層,N値が5.0程度,厚さが18.0mの砂層とN値が25.0程度,厚さが11.0mの砂混じり礫層からなり,地盤一次モードの周期は0.89sで,耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤である.「道示」H24によれば,地下水位(フーチングの下面)以下深さ20.0mまでの砂礫地盤と砂地盤は地震時液状化が生じる恐れがある.液状化抵抗率について,砂礫層のレベル1地震動は1.3,レベル2地震動のタイプI地震動は0.6,タイプII地震動も0.6程

地震動のタイク I 地震動は 0.0, タイク II 地震動 6 0.0 栓 度である.砂層のレベル 1 地震動は 0.6, レベル 2 地震 動のタイプ I 地震動は 0.3, タイプ II 地震動はタイプ I よ り小さくて 0.2 程度である.

橋台の支持している上部構造荷重は 4000kN である. 全高が 10.0m の橋台は RC 製で構造形式は逆T式である. 竪壁の厚さは 1.8m である.フーチングの厚さは 2.0m で 橋軸方向と橋軸直角方向の幅はそれぞれ 8.0m と 18.0m である.橋台を支持する杭基礎は 24 本の鋼管杭からな り,橋軸方向は 4 列で橋軸直角方向 6 列である.杭の径 は 0.8m で長さは 31.5m である.杭基礎は「道示」H24 の レベル 1 地震動の要求性能に満たしているがレベル 2 の 耐震性能に満たしていない.

#### (2) 実験模型

実験模型は振動台の能力を考慮して 1/30 の縮尺で設計した.相似則は井合氏が提案したもの<sup>70</sup>を採用した. 表-1に主な相似比を示す.上部構造は支持する重量に着目して鉄板によって作製した.竪壁は曲げ剛性を着目して厚さ 6mm の鉄板採用した.質量は鋼鈑にて調整した.フーチングは質量に着目して厚さ 22mm の鋼板とした. 杭基礎は基礎の剛性を考慮して直径 25mm,板厚 2mm のアルミパイプを 12 本用いて橋軸方向に 2 列配置した. 使用したアルミ材の降伏強度(0.2%ひずみ)は 90MPa であった.図-2は実験用模型を示す.

地盤は飯豊砂で作成した.地震時液状化が生じる緩い 地盤および橋台背面の盛土地盤の相対密度は 50%とした.液状化しない地盤の相対密度は 80%とした.

#### (3) 計測項目および計測計の配置

橋台の振動特性および耐震性能は調べるために上部構 造位置にレザー変位計と加速度計取り付け橋軸方向の変 位および橋軸方向と鉛直方向の加速度を計測した.部材 の断面力を推定するために竪壁および杭にひずみゲージ を貼付け部材の変形を測定した.地盤に加速度計を取り 付け地盤の応答応答値を測った.地盤の液状化特性を推 定するために間隙水圧計を配置した.杭と地盤の相互作



図-2 実験模型および計測計の配置

表-1 相似側

パラメータ	λ=実物/模型	縮尺	
長さ	λ	30	
密度	1	1	
時 間	$\lambda^{0.75}$	12.82	
応 力	λ	30	
間隙水圧	λ	30	
変 位	$\lambda^{15}$	164.32	
加速度	1	1	
が述及	$\lambda^{0.5}$	5.48	
<b>运</b> 水 体数	λ 0.75	12.82	
山洋副地	λ. <sup>45</sup>	4,436,553	
囲い画明主		,,	

<b>表-2</b> 加振ケーン
------------------

ケース	地震動タイプ	振幅倍率	記号
1	Level 1	0.5	L 1-0.5
2	Level 1	1.0	L 1-1.0-1
3	Level 2-Type1	1.0	L2-T1
4	Level 2-Type1	0.75	L 2-T 1-0.75
5	Level 2-Type2	1.0	L2-T2
6	Level 1	1.0	L 1-1.0-2

用を測るために背面杭に土圧計を取り付けた.また,液 状化による地盤表面の変状を計測するために地表面にタ ーゲットを取り付けた.計測計の配置は図-2に示す.

# (4) 入力地震動および加振ケース

地震の規模による橋台の振動特性および地盤の液状化 と再液状化性状を検証するために入力地震動は「道示」 H.24に示すI種地盤レベル1およびレベル2タイプIと タイプII地震動とした.レベル1地震動の加速度波形は 昭和53年宮城県沖地震時開北橋周辺地盤上のLG成分 である.レベル2タイプI地震動の加速度波形は平成23 年東北地方太平洋沖地震時開北橋周辺地盤上のEW成分 で、タイプIIの方は平成7年兵庫県南部地震時神戸海洋 気象台地盤上のNS成分である.実験用加速度波形は図-





写真-2 実験模型および水中振動台

3 に示す.実験加振時時間の刻みは相似側によって調整 した.

実験はレベル1地震動の50%振幅を加振後、レベル1 地震動の100%振幅を載荷した.その後レベル2タイプI 地震動の100%振幅を加振した.続いてレベル2タイプI 地震動の75%振幅を加振した.レベル2タイプII地震動 の100%振幅を加振した後にレベル1地震動の100%振幅 をも一回載荷した.各波形載荷する間に橋台の側方移動 を確認するために十分な間隔を置いた.また,加振後地 盤特性の変化を把握するために地震波形を加振する前後 にパルス波を載荷した.表-2は加振ケースを示す.実験 は水中振動台にて行った.写真-2は模型および使用した 水中振動台を示す.

## 3. 実験結果および考察

各加振時構造物の応答,地盤の応答および構造物と地 盤の相互作用について考察する.

#### (1) レベル1 地震動加振時

図4はレベル1地震動加振時上部構造の応答値を示す. 図4(a)は上部構造位置での水平応答変位の時刻歴で、振幅が50%で加振時上部構造はほぼ初期状態を中心に振動し残留変位も殆ど生じなかった.それに対して振幅が100%での加振では橋台の振動は前面に偏り加振時の最



図4 レベル1地震動加振時上部構造応答値

大変位は殆ど残留した.これは振幅が 100%で加振時橋 台前面地盤が液状化が生じ始まって基礎前面の支持が低 減したと同時に土圧の作用が原因と推察される.図-4(b) は入力加速度と上部構造の水平加速度のフーリエ解析





結果を示す. 応答値のフーリエ最大振幅と入力値の方の 比について両ケースともかなり大きくなっているが,振 幅が50%の場合は16倍に対して振幅が100%の場合は10 倍弱であった. これは加振振幅が大きい方が地盤ひずみ の増大および液状化の発生によって地盤の減衰が大きく なったと考えられる.

図-5 は計測した竪壁のひずみから算定した背面引張と 前面引張曲げモーメント最大値の分布を示す.振幅が倍 に入力しでも竪壁の曲げモーメントの増加は大きくなか った.特に,前面引張のモーメントはあまり変化しなか った.破線は上部構造位置のモーメント(0)と各々の下 端モーメントを結んだ直線である.振幅が50%で加振時 竪壁背面引張の曲げモーメント分布はほぼ直線に対して 100%で加振時分布は下に凸の曲線であった.これは振 幅が100%で加振時土圧の作用によるものと考えられる. 土圧の作用によって橋台の振動は前面に偏った.また,前面引張も背面引張と同等レベルの曲げモーメントが生 じた.



図-6 は測定した背面杭のひずみから算出した杭の曲げ モーメントの最大分布を示す.固定している杭頭と固い 地盤の杭下端のモーメントが大きかった.竪壁の曲げ



モーメントの応答値の傾向と違って、振幅が 100%載荷時の杭の曲げモーメントの最大応答値が 50%載荷時の 7 倍にも大きくなった.

図-7 は液状化地盤の水平加速度のフーリエ解析結果を 示す.地盤下部(模型下面から 300mm)位置について 橋台前背面地盤の応答加速度の変化は殆どなかった.地 盤上部について橋台前面地盤の応答加速度のフーリエ解 析結果は周期が 0.03s 時に背面の方より 2 倍程度大きく なった.橋台背面の盛土によって前背面上層地盤の応答 値が異なった.

図-8 は間隙水圧計の応答値によって算定した地盤の過 剰間隙水圧比を示す.振幅が50%で載荷時地盤の間隙水 圧が上昇しているが最大過剰間隙水圧比が0.1以下で地 盤が液状化していなかった.振幅が100%で載荷時前面 地盤の間隙水圧が背面の方より大きく上昇していた.前 面地盤上部の上昇は下部の方より大きかった.上部の最 大過剰間隙水圧比が0.6を超え0.7程度に達し,液状化 し始まったと推定する.また,過剰間隙水圧は加振後数



図-11 竪壁の最大曲げモーメントの分布-レベル2



図-12 背面杭の最大曲げモーメントの分布-レベル2

秒間で消散した.

図-9 は振幅が 100%で加振時杭に取り付けた土圧計の 時刻記録を示す. 図中の数値は杭下端からの高さを示す. 中間部に比べ杭上端および下端に作用する土圧が大きか った. 即ち, 杭の両端部に杭と地盤の相対変位が大きく 相互作用が大きかった. これは杭両端部の固定によって 剛性が大きかったが原因と考えられる.

#### (2) レベル2 地震動加振時

図-10はレベル2地震動加振時上部構造の応答値を示 す.図-10(a)は上部構造位置での水平応答変位の時刻歴 である.タイプI地震動を100%加振時橋台は前面に偏 って振動した.最大応答変位は23.5mm程度達した.振 動後最大値の23程度の17.6mmが残った.これは加振 後緩い砂地盤の過剰間隙水圧比がすぐに1.0以上に達し (図-14参照),地盤が完全液状化状態に入り,基礎の 支持が激減,それに大きな土圧の作用によるものと推察 される.橋台のタイプII地震動による振動も前面に



図-13 地盤の加速度のフーリエ解析結果-レベル2



偏った.最大変位は4.4mmで,残留変位は1.1mmで



図-15 杭に作用する土圧-レベル2

あった.図-10(b)は入力加速度と上部構造の水平加速度 のフーリエ解析結果を示す.レベル1地震動加振時の傾 向と異なって、レベル2地震動加振時上部構造水平加速 度応答値のフーリエ振幅は入力値の方に比べあまり増幅 しなかった.最大振幅について入力値の方よりも小さく なった.これはレベル2地震動による地盤ひずみの増大 及び液状化の発生によって地盤の減衰が大きくなったと 考えられる.

図-11 は計測した堅壁のひずみから算定した背面引張 と前面引張曲げモーメント最大値の分布を示す.破線は 上部構造位置のモーメント(0)と各々の下端モーメント を結んだ直線である.前面引張曲げモーメントについて タイプ II 地震動はタイプ I 地震動より大きな応答値を得 たが背面引張についてはタイプ I の方が大きかった.ま た,前面引張曲げモーメントの分布はほぼ直線で,それ に対して背面の方は下凸に曲線であった.これはレベル 2 地震動では大きな土圧が生じ,竪壁背面引張の曲げモ ーメントに影響を与えたと考えられる.また,レベル 1 地震動入力と同様に前面引張モーメントも大きかった.

図-12 は測定した背面杭のひずみから算出した杭の曲 げモーメントの最大分布を示す.レベル1地震動と同様 に固定している杭頭と固い地盤の杭下端のモーメントが 大きかった.

図-13 は例としてタイプ I 地震動加振時液状化地盤の 水平加速度のフーリエ解析結果を示す. 地盤下部(模型 下面から 300mm) 位置について周期が 0.06s より小さい 場合橋台前背面地盤の応答加速度の変化は殆どなかった. 周期が 0.06s より大きい場合背面地盤の応答値が大きく



(b) レベル2タイプⅡ地震動図-16 レベル2地震動加振前後地表面の変状

なった. 地盤上部について橋台前面地盤の応答加速度の フーリエ振幅は周期が 0.07s より小さい場合前面の方が 背面の方より大きかった. 周期が 0.07s より大きい場合 背面地盤の応答値が大きくなった. 橋台背面の盛土によ って前背面上層地盤の応答値が異なった. より長めの周 期領域では背面の応答値が前面の方より大きく,短めの 周期領域では特に深い地盤に対して前面の応答値が大き くなる傾向がある.

図-14 は間隙水圧計の応答値によって算定した地盤の 過剰間隙水圧比を示す. 図中の数値は模型下面からの高 さである. タイプ I 地震動載荷後間もなく地盤の間隙水 圧が急に上昇した(図-14(a)).前面上層液状化地盤の 最大過剰間隙水圧比が 1.73 に達した.加振後過剰間隙 水圧はすぐ消散せず 1.4程度の高い値を 10秒間保持した. 2 番目大きな過剰間隙水圧比を示したのは前面下層液状 化地盤で最大値は 1.44 で,加振後 4秒程度経ってから消 散し始めた. これで加振中失った前面地盤の支持機能は 加振完了後すぐ戻すことがなく橋台が前に押出して背面 地盤の沈下(図-16(a)参照)原因になると考えられる.3 番目大きな過剰間隙水圧比を示したのは背面上層液状化 地盤で最大値は1.40で,加振後すぐ消散し始めた.4番 目大きな過剰間隙水圧比を示したのは背面下層液状化地 盤で最大値は1.39で,加振中から消散し始まった.ま た,液状化としなかった下部地盤の過剰間隙水圧比の最 大値も1.0程度達し,液状化していた.タイプII地震動 加振時はタイプIと同様な傾向を示した(図-14(b)).加 振後すぐに消散し始めなかったが持続時間はタイプIの 方より短った.背面盛土の影響によって橋台前背面地盤 の液状化状況は異なり,背面地盤に比べ前面地盤の有効 上載圧が小さく,過剰間隙水圧比が大きく,液状化が激 しく消散する時間が長くなった.

図-15 はレベル 2 地震動加振時杭に取り付けた土圧計 の時刻記録である.図中の数値は杭下端からの高さを示 す.図-15(a)はタイプ I 地震動加振時の応答値で、レベル 1 地震動加振時と異なって杭下部に作用する圧力が上部 に作用するものより大きかった.下部に作用する最大圧



#### 表-3 各地震動加振後の残留値

加振	上部構造	竪壁曲げ	杭頭曲げ	杭に作用
ケース	水平変位	モーメント	モーメント	圧力
	(mm)	(Nm)	(Nm)	(kPa)
L1-0.5	-0.02	0.00	0.05	-0.2
L1-1.0-2	0.43	0.36	2.70	-20.2
L2-T1	17.57	9.00	7.36	126.2
L2-T1-0.75	0.37	2.45	1.75	-30.5
L2-T2	0.43	2.09	2.10	-11.7
L1-1.0-2	0.00	0.58	0.22	10.2
累積	17.78	14.48	14.18	73.8

カは 200kPa を超えていたが上部に作用する最大値は 60kPa 程度であった.これは下部に比べ杭上部地盤が大 きく液状化が生じ,地盤の支持機能が低減したが原因と 考えられる.同じ理由でタイプ Ⅱ 地震動加振時上部に 比べ杭下部にも大きな圧力が作用された(図-15(a)参 照).また,加振後杭に大きな土圧力が残留した.

図-16 は加振前後ターゲットの変動によって測った状 表面変状を示す.タイプIの加振によって橋台前面地表 面は若干隆起が生じた(図-16(a)参照).これは液状化 によって地盤の支持機能が失うと同時に橋台背面からの 土圧を受け前面地盤が押し上げられたと推察される.橋 台背面地表面は大きく沈下した(図-15(a)参照).これ は液状化地盤の支持機能が失い上載盛土が沈下したと考 えられる.これによって橋台を前に押し出した.図 16-(b)はタイプII地震動加振前後地盤表面の変状を示す. タイプII加振前後地盤表面の変状はタイプI加振前後と 傾向が似ているが背面地盤の沈下量は小さかった.

#### (3) レベル1地震動再加振時

上述ようにレベル1地震動およびレベル2地震動を加 振時土圧の作用および前背面地盤の液状化状況の違いに よって載荷後橋台,地盤および橋台と地盤間に変形が残 った.この残留変形が構造物および地盤の振動特性に与 える影響を検証するためにレベル1地震動およびレベル 2地震動を加振後レベル1地震動を再載荷した.

図-17 は上部構造の応答値を示す.図-17(a)は上部構造 水平変位の時刻歴で、初回のレベル1地震動の加振と異 なり、レベル2の加振後レベル1を再加振した場合橋台 は加振前の位置を中心に振動していた.最大変位は初回 加振時より小さくなった.

図-18 は竪壁の曲げモーメント最大値の分布を示す. 破線は上部構造位置のモーメント(0)と各々の下端モー メントを結んだ直線である.2回目加振時竪壁のモーメ ントは初回の方より小さくなった.更に,背面引張モー メントの分布はほぼ直線であって,竪壁背面引張に対し て土圧の作用が小さかった.一方,前面引張曲げモーメ

#### ントに対して土圧の影響が大きかった.

図-19 は地盤の過剰間隙水圧比を示す.前背面とも 2 回目加振時間隙水圧の上昇は初回の方より大きかった. 背面の最大値は 0.30 程度で地盤は液状化していなかっ たが前面の最大値は 0.95 に達し地盤は再液状化したと 考えられる.

#### (4) 各加振による橋台の挙動

表-3は各加振後橋台の残留値を示す. レベル1地震動 の 50%振幅で加振した場合、上部構造の水平変位、杭頭 部の曲げモーメントに殆ど残留値が発生しなかった. 杭 と地盤間の圧力もあまり残留しなかった. 地盤の液状化 が生じず、ひずみも小さく橋台はほぼ弾性応答と推察で きた. レベル1の100%振幅で加振時した場合、上部構 造は橋台前面方向に変位が残った. 竪壁下端に背面引張 の曲げモーメントが残留し、杭頭部に前面引張の曲げモ ーメントが残留した.また、杭と地盤間に土圧も残った. これは地盤ひずみの増大および前面地盤の液状化による ものと推定する. レベル1地震動による残留値の上にレ ベル2タイプ I 地震動が 100%の振幅で加振した場合, 土圧の作用が大きく, 地盤の液状化が激しく更に前背面 地盤の液状化状況が異なり、前面地盤が少し隆起し背面 地盤が大きく沈下したことによって上部構造に橋台前面 方向へ大きな水平残留変位が発生した. 竪壁の背面引張 モーメントは大きく残留した. 杭頭部の曲げモーメント および杭地盤間の圧力の残留値も大きかった. 傾斜して いる橋台にレベル2タイプ I 地震動の 75%振幅で載荷時 橋台に更なる変位および断面力を残した. これを初期状 態としてレベル2タイプⅡ地震動加振時は橋台は更に前 に出されるようになって残留変位および残留断面力が増 えていた. 最後にレベル1地震動を再載荷した場合上部 構造位置での水平変位が残っていなかったが竪壁、杭お よび杭と地盤間に残留値が発生した.また、初回のレベ ル1地震動を振幅が50%で載荷したケースを除き各加振 による上部構造の残留変位がすべて橋台の前面方向へと なって, 竪壁下端の曲げンモーメントは背面引張で, 杭 頭の曲げモーメントは前面引張で、液状化によって支持 機能が低減した地盤上の橋台および杭基礎の上部は土圧 の作用によって前面に押し出されていた.

### 4. 結論

地震時地盤の液状化による橋台の振動特性および周辺 地盤の応答特性を検証するために模型振動実験を実施し た.実験の結果および考察によって以下の知見を得た.

橋台前背面地盤の振動特性および液状化の状況が異なった.背面地盤に比べて前面地盤が液状化しやすく、過剰間隙水圧の持続時間も長くなった.これに

よって基礎前面からの支持が弱くなり、土圧作用と の相乗効果を受け橋台の振動は前面へ偏り、加振後 を大きな変形を残した.また、地盤の上部と下部の 応答特性と液状化状況も異なった.

- 2) 加振後橋台および地盤の残留変形は殆ど橋台前面へ 生じた.それで加振する度に残留変形が蓄積し、後 で発生する地震は傾斜している橋台に載荷すること になった.また、残留値の蓄積によって橋台の耐震 性能に影響を与える事になった.
- 3) 竪壁前面引張の曲げモーメントは背面引張の方と同 等レベルの応答値を得た.
- 地盤の液状化によって橋台の加速度が小さくなる傾向があるが支持力の低減によって変位が増大した.
- 5) レベル1地震動に比べ,レベル2地震動による地盤 の過剰間隙水圧比が大きく,持続時間が長く,液状 化が激しく,地表の変状が大きかった.
- 6) レベル1地震動で再載荷時地盤の再液状化したが橋 台および地盤の応答特性が初回加振と異なった。

今後数値解析によって実験結果をシミュレーションする事によって土圧作用と地盤液状化の関連,残留変形の 橋台振動特性および耐震性能への影響を更に究明し,橋 台の現行設計法を検証する.

謝辞:本研究は科学研究費補助金 基盤研究(C)(課題 番号:15K06194,研究代表者:安同祥)の助成で実施し たものである.また,元 五洋建設(株)の三藤正明博士に 貴重な御助言を賜った.ここに記して謝意を表する.

#### 参考文献

- 大久保忠良,栗林栄一,岩崎敏男:昭和大橋の震害 と動的解析 防災科学技術総合研究報告 第 12 号 1966.3.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 3) 土木学会地震工学委員会地震防災技術普及小委員 会:実務者のための耐震設計入門,2000.
- 国土交通省関東地方整備局,公益社団法人 地盤工 学会:東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤 液状化現象の実態解明 報告書,平成23年8月.
- 防災科学技術研究所:平成 28 年(2016 年) 熊本地 震液状化調査報告(第1報).
- 6) Nguyen Thanh Trung, Osamu Kiyomiya, Tongxiang An and Nguyen Thi Tuyet Trinh : Dynamic behavior of a steel pipe sheet pile foundation during liquefaction in the revetment, IALCCE 2014.11-Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, pp.247-254.
- Iai, S. : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.

# MODEL VIBRATION EXPERIMENT ON BEHAVIOR OF BRIDGE ABUTMENT DUE TO SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKE

# Tongxiang AN, Osamu KIYOMIYA and Kunihiko UNO

Besides the action of the seismic earth pressure, the vibration behavior and the liquefaction status of the front and back soil are different because of the rear backfill, the vibration characteristics of the bridge abutment built on liquefiable ground is complicated. In order to clarify the impact on the vibration behavior and seismic performance of the bridge abutment, a shaking table test on a bridge abutment model including its surongding loose sand was conducted. The level 1 and level 2 earthquake acceleration waves was used as the input to verify the vibration behavior of the bridge abutment and its surrounding soil in the experiment. As a result, because of the action of the earth pressure and the difference in liquefaction status between the front and back soil, the vibration of the bridge abutment was biased to the front and a big amount of displacement and sectional force were remained after excitation. In addition, the soil reliquefied when re-exciting, and the residual deformation of the bridge abutment and ground accumulated.