

橋台杭基礎が液状化地盤から受ける土圧に関する実験的検討

石田修一¹・谷本俊輔²・大住道生³・星隈順一⁴

¹正会員 修（工） （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
²正会員 修（工） （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員（同上）
³正会員 修（工） （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）
⁴正会員 博（工） 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 橋梁研究室 室長
（前（国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員）
（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）

1. はじめに

我が国で発生した既往の大地震による橋の震災経験の一つとして、液状化が生じた地盤における落橋や長期間の通行止めを要するような致命的な被害が生じた事例が挙げられる¹⁾。このような震災経験を踏まえ、これまでに地盤の液状化を考慮した橋の耐震設計技術に関する研究が広く実施されてきたが、まだ明確に解明できていない課題も残されている^{2),3)}。

本研究では、過去の地震において液状化地盤上の橋が受けた被災の中でも、通行機能に支障を生じるような被災事例が比較的多く、かつ、既往の研究事例が少ない液状化地盤上の橋台を対象としている。そして、その地震時挙動を明らかにするために、大型模型による振動台実験を実施した。特に、液状化地盤上の橋台が地震中または地震後に液状化層からどのような土圧を受けるかについては十分に明らかにされていないことから、本稿では、杭に作用した土圧に着目して分析、考察を行った結果を報告する。

2. 振動台実験の概要

(1) 実験対象とした橋台

実施した実験のうち、本稿では表-1に示す2ケースについて報告する。Case1は液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準⁴⁾、Case3は液状化の影響を考慮した現行の基準⁵⁾にそれぞれ基づいて設計された可動支点の橋台をモデル化したものであり、桁端部と橋台との間の遊間についても、

表-1 各ケースにおける橋台諸元の違い

Case	適用基準	基礎の諸元	桁の遊間
1	S39 指針 ⁴⁾	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	50mm
3	H24 道示 ⁵⁾	場所打ち杭 φ1200mm 4×3 列	200mm

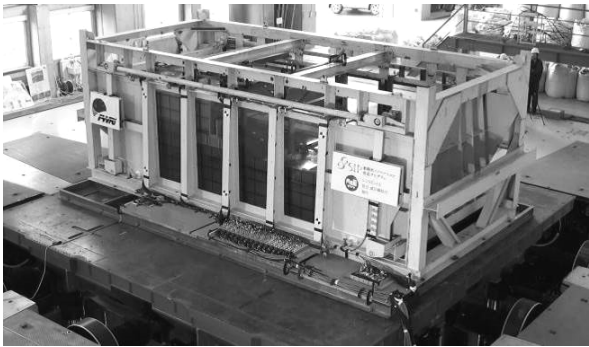


写真-1 三次元大型振動台による実験状況

設計水平震度の違いにより大きさが異なっていることを考慮して設定した。いずれも橋台高さは8m、液状化層厚は10mを想定した。

(2) 実験模型及び実験条件

実験は、土木研究所所有の三次元大型振動台と大型剛土槽（幅6m×奥行き3m×高さ2m、いずれも内寸）を使用して実施した。実験状況を写真-1に示す。図-1は、振動台実験に用いた模型の概要を示したものであり、土槽の側面沿いに半断面の橋台模型を設置した。模型の縮尺スケールは、土槽寸法の制約か

ら1/10に設定した。ただし、杭先端は十分な根入れ深さの確保が難しいため、土槽底面にピン結合により支持させた。また、実験の目的に照らし、地盤反力（土圧）の受圧面積に寄与する杭径と杭の曲げ剛性に関する相似性を考慮することが重要である。このため、模型杭は、図-2に示すように、地盤反力については鞘管が受け、曲げ剛性については芯棒で抵抗できるように工夫した。

また、橋の実際の構造特性を実験条件として適切に反映させるため、図-3に示すように、橋台たて壁と桁端部の遊間としてCase1は5mm、Case3は20mmの離隔を確保した。なお、橋桁を模したストラットとたて壁の衝突力を計測するためにロードセルを配置した。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに相対密度 $Dr = 50\%$ の宇部珪砂6号（土粒子の密度 $\rho_s = 2.647\text{g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.29\text{mm}$ 、細粒分含有率 $FC = 0.70\%$ 、均等係数 $U_c = 2.08$ ）により作製し、地下水位を橋台前面側の地表位置に設定した。 $Dr = 50\%$ の宇部珪砂6号に対する繰返し非排水三軸試験の結果、繰返し三軸強度比 $R_L = 0.133$ であった。その他、液状化層を均一に飽和させるため、土槽底面に碎石層を設置した。また、盛土のり尻部を安定させるため、のり尻部を碎石で置換した。なお、橋台背面の盛土形状は、河川堤防を想定して土槽奥行き方向に一様とした。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾におけるレベル2タイプI地震動の動的解析用時刻歴波形の中からI-I-3（I種地盤、新晩翠橋周辺地盤上NS）を選定した。これは、継続時間の長い地震動を選定することで、液状化に伴う地盤の大きな残留変位が発生し、橋台に対して厳しい状態となると考えたためである。なお、振動台への実際の入力にあたっては、相似則に基づき時間軸は $(1/10)^{0.5}$ 倍に縮尺し、また、加速度振幅は1.0倍とした。

3. 振動台実験により得られた地震時挙動

(1) 過剰間隙水圧の発生状況

地盤の過剰間隙水圧比、ストラット反力、たて壁の背面土圧、杭頭曲げひずみ及び土槽底面加速度の時刻歴応答を図-4に示す。それぞれの計測位置は図-1に示すとおりである。

過剰間隙水圧比は、両ケースとも前面地盤（Line-6）では約30秒付近より上昇傾向が顕著となり、約35秒で1.0に達して液状化した。一方で、背面地盤（Line-2）でも約30～35秒間で上昇しているが、最

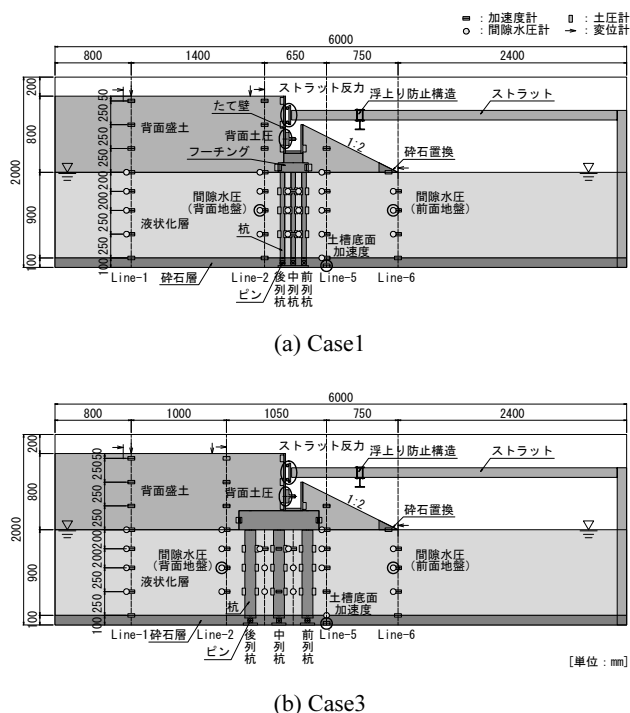


図-1 振動台実験に用いた模型の概要

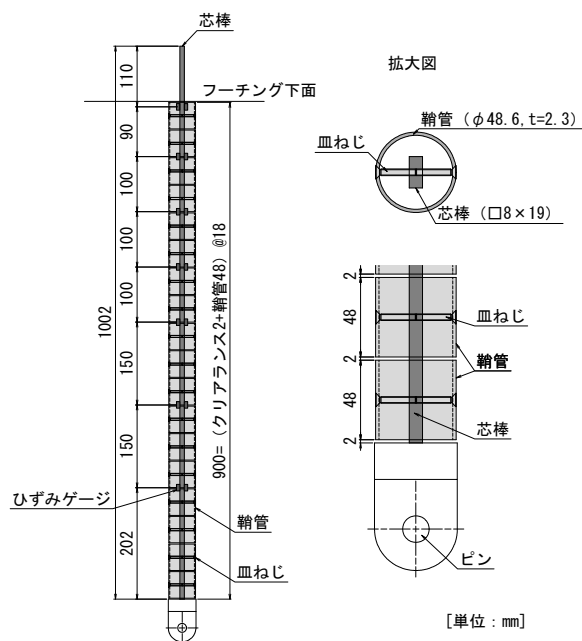


図-2 模型杭（Case1の例）

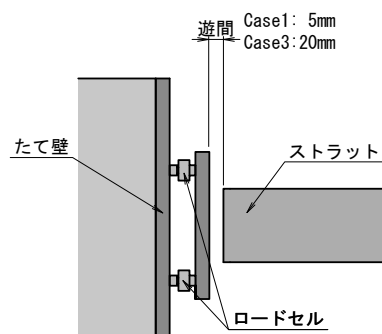


図-3 遊間部の拡大図

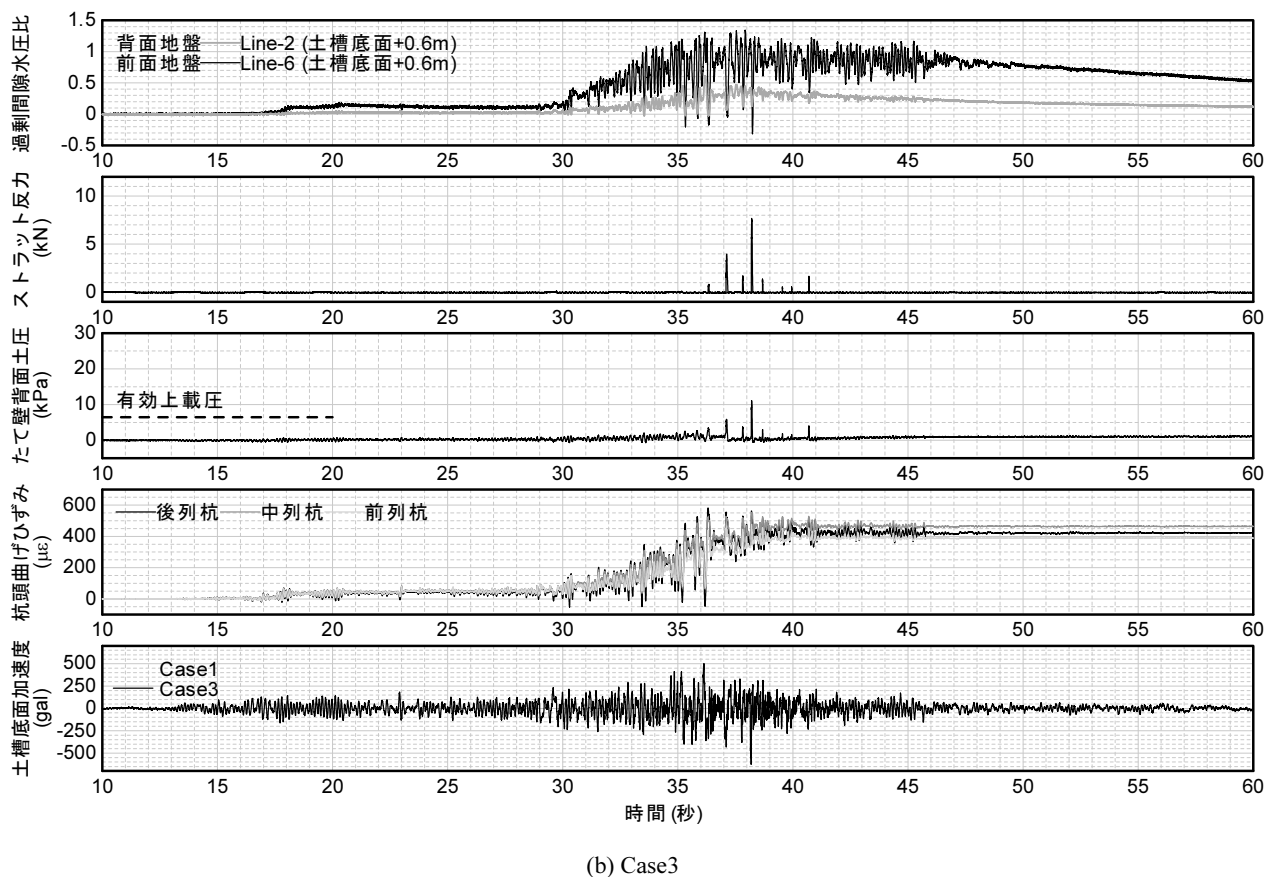
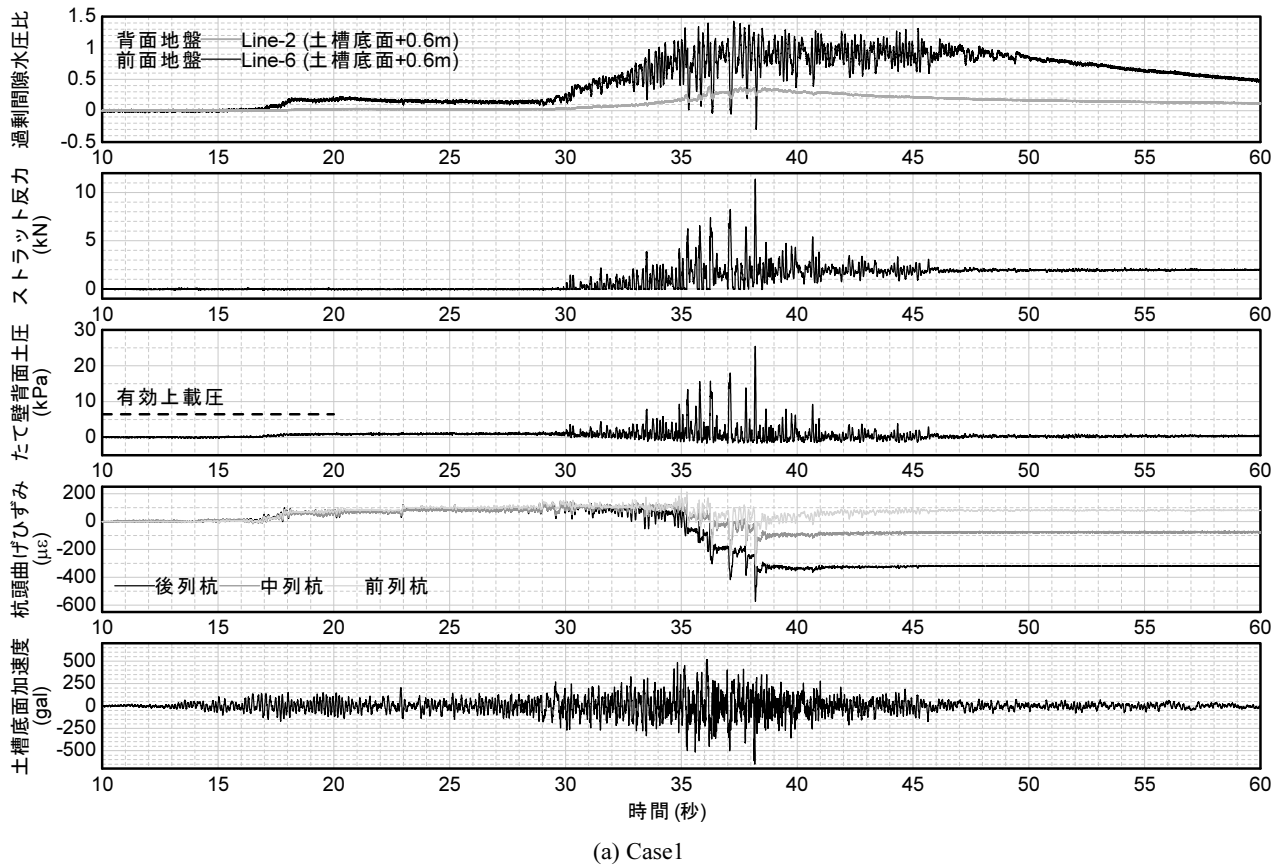


図-4 ストラット反力，たて壁背面土圧，過剰間隙水圧比，杭頭曲げひずみ及び土槽底面加速度の時刻歴応答

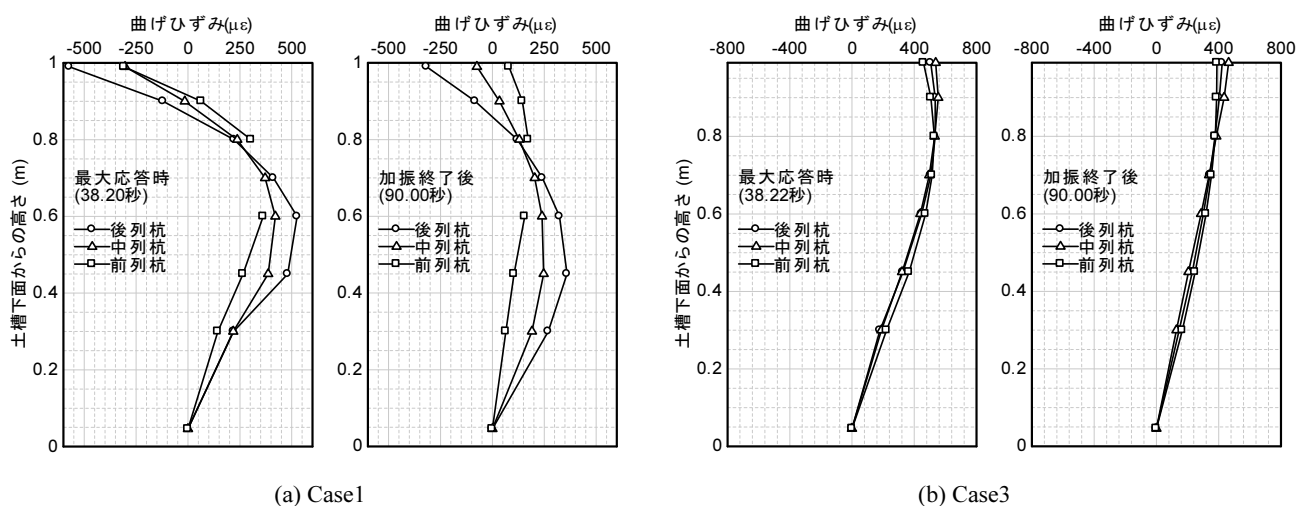


図-5 杭の曲げひずみ分布

大でも0.35程度と上昇度合いが鈍い。盛土下の液状化層で水圧が上昇しにくい傾向は既往の研究においても認められており^{6),7)}，その理由としては，盛土下の地盤は地震中に応力状態の異方性が発生しやすく，正のダイレイタンスが卓越しやすいこと等が挙げられる。

(2) ストラットとたて壁の衝突及び背面土圧

ストラット反力は，ストラットとたて壁の衝突力を表しており，Case1では30秒付近から衝突し生じ始め，その後の振動により衝突を繰り返していることがわかる。一方Case3では，36秒付近に衝突し生じ始めたが，数回の衝突に留まっている。

たて壁の背面土圧は，主動状態に近いメカニズムを想定すると，基礎の剛性が大きいCase3の方が大きな値を示すものと考えられる。しかし，時刻歴応答を見ると，ピーク値はCase1の方が大きいことがわかる。たて壁の背面土圧は，それぞれ衝突に呼応する形で増減しており，特にストラットとたて壁の衝突の瞬間に著しいピークを示している。その大きさは38秒付近で有効上載圧に対してCase1では3.9倍，Case3では1.7倍であった。たて壁頭部の水平変位がストラットに拘束されていること，Case1における土圧の大きさから，背面土は受働状態に近いと見られ，発揮された背面土圧の大きさの違いは，土圧の発揮までの間に発生可能なたて壁の水平変位量の差，すなわち，桁の遊間の大きさの違いに起因するものと考えられる。

(3) 杭の曲げひずみ

杭頭の曲げひずみは，両ケースとも橋台前面の地盤が液状化した35秒付近を境に大きな変化を示した。

ストラット反力が最大となる最大応答時と加振終了後における曲げひずみ分布を図-5に示す。曲げひずみは，最大応答時にピークを示しており，背面から大きな土圧を受けていることがわかる。両ケースによるモーメント分布形状の違いは，杭の剛性，あるいは特性長さの違いによるものと考えられ，杭・地盤の相互作用が影響したものと思われる。加振終了後も曲げひずみが残留している状況から，背面地盤からの土圧が作用し続けていることがわかる。

4. 杭に作用した土圧と流動力モデルとの比較

(1) 土圧の算出方法

杭のひずみ計測値から杭に作用する土圧を算出するため，杭の曲げひずみから求めた曲げモーメント分布を3次スプライン関数により補間し，補関関数に2回微分を行う方法を試みた。しかし，一般的な3次スプライン補間では，補間対象とする離散値の端点（杭頭，杭先端）の2次微係数をゼロとする条件を加えるが，このことが端点における土圧をゼロと仮定することに相当するため，端点付近の土圧をうまく計算することができない。そこで，菊池⁸⁾の方法を参考に，①端点の2次微係数をゼロと仮定して曲げモーメント分布を3次スプライン関数で補間し，せん断力分布を算出した上で，②せん断力分布を同一の方法で再度補間し，微分して土圧分布を算出する，という計算手順を採用した。土圧は右向きを正とした。また，杭先端部はピン構造であることから，曲げひずみはゼロとした。

(2) 杭に作用した土圧

土槽底面より0.8mの位置で杭に作用した土圧の時

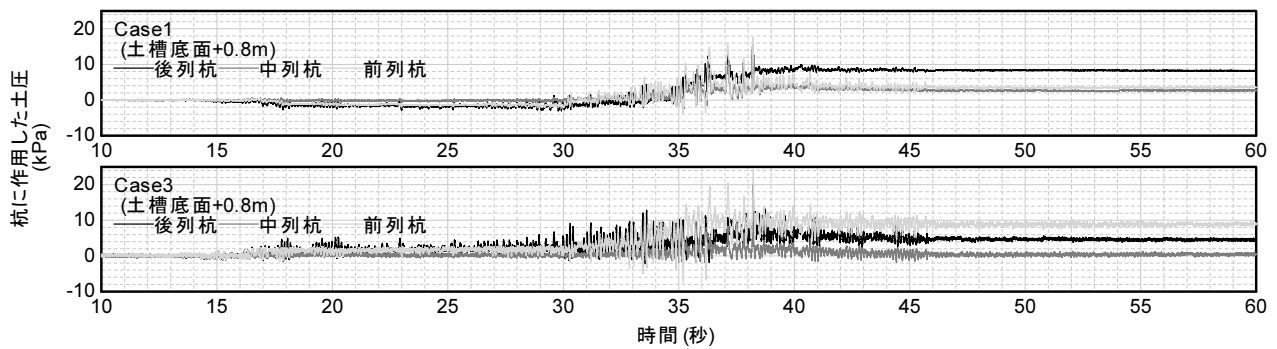


図-6 杭に作用した土圧の時刻歴応答

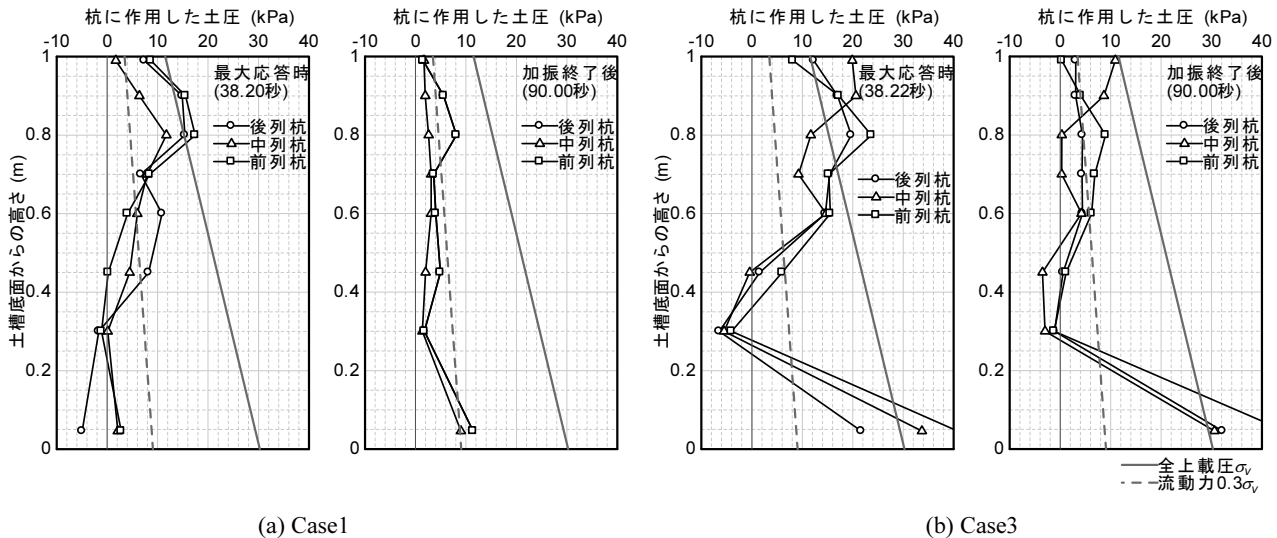


図-7 杭に作用した土圧分布

時刻歴を図-6に示す。土圧は、両ケースとも前面地盤の間隙水圧が上昇し始める30秒付近から上昇し、液状化してストラット反力が最大となる38秒付近で最大となり、その後小さくなって残留している。この傾向からも、前面地盤が液状化し、背面地盤からの土圧が作用し続けていることがわかる。

(3) 土圧分布と流動力モデルとの比較

兵庫県南部地震の際に著しい残留変位を生じた護岸近傍の橋脚基礎の被災事例においては、逆解析の結果に基づき、表層非液状化層で受動土圧、液状化層で全上載圧の0.3倍の土圧が下部構造に作用したことが推定⁹⁾されており、道示V編³⁾においてもこれを用いた設計法が示されている。今回着目している液状化地盤上の橋台については上記の事例とはメカニズムが異なるかもしれないが、参考までに、この流動力モデルと実験結果の比較を行う。

最大応答時と加振終了後における杭に作用した土圧分布を図-7に示す。図中には土圧分布と合わせて、全上載圧と道示V編により算出した単位面積あたり

の流動力を示している。杭先端の2点（土槽底面から0.046mおよび0.3m）で土圧の計算結果が不安定となっているが、その原因としては、杭先端部における曲げモーメントあるいはせん断力分布を補間する際の杭先端付近における境界条件の影響や、杭先端部において曲げモーメントをゼロと仮定したこと等が実際とは異なっていた可能性が考えられる。よって、杭先端の2点を除いた土槽底面から0.45m～1.0m（杭頭）について考察する。

杭によってばらつきがあるものの、加振終了後は、両ケースとも平均的に道示V編に定義される全上載圧の0.3倍程度の土圧となった。最大応答時は、両ケースとも平均的に全上載圧程度の土圧となった。最大応答時の土圧には、地盤振動変位の影響やサイクリックモビリティなど、複雑な要因によって大きな土圧が作用しており、加振終了後よりも大きな値になっていると考えられる。深度方向で見ると、杭頭～0.6mの浅い範囲では、橋脚基礎の流動力モデルと同様に深度方向に土圧が大きくなるが、0.6m～0.45mの深い範囲では、小さくなっている。これは、

杭と地盤の相互作用の影響，すなわち，深部ほど杭と地盤の相対変位が小さいことの影響によるものと考えられる．ただし，杭の剛性の違いによる土圧の大きさに明確な違いは見られなかった．

5. まとめ

本研究では，液状化地盤上の橋台を対象として，その地震時挙動を明らかにするために大型振動台実験を行った．その結果，次のようなことが分かった．

- (1) たて壁の背面土圧は，ストラットとたて壁の衝突の瞬間に著しいピークを示し，たて壁の水平移動可能量が小さい，すなわち，桁の遊間の小さいCase1の方が大きい値となった．
- (2) 杭に作用した土圧は，加振終了後は，道示V編に定義される全上載圧の0.3倍程度の大きさとなった．また，最大応答時は，全上載圧程度の大きさとなった．
- (3) 杭の剛性の違いによる土圧の大きさに明確な違いは見られなかった．

6. 謝辞

本研究は，総合科学技術・イノベーション会議のSIP（戦略的イノベーション創造プログラム「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理法人：JST）の一環として実施しているものであり，液状化対策運営委員会の委員各位より貴重なご意見をいただいた．また，実験条件や計測計画の検討は，東京工業大学大学院高橋章浩教授との共同研究「液状化地盤における道路橋基礎の挙動推定法に関する研究」の一環として実施した．ここに記して謝意を表する．

参考文献

- 1) 運上茂樹，星隈順一，堺淳一，植田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析，土木研究所資料第4158号，2009.12
- 2) 白戸真大，福井次郎：橋台の地震時保有水平耐力法における課題，レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書，pp.427-434，2003.6
- 3) 谷本俊輔，田辺晶規：橋台の耐震設計に関する課題と取り組み，土木技術資料，Vol.57，No.12，pp.55-56，2015
- 4) （社）日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.3
- 5) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2012.3
- 6) 荒木裕行，谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：基礎地盤の液状化に対する堤体直下固化改良工に関する動的

遠心模型実験，第2回地盤工学から見た堤体技術シンポジウム講演概要集，pp.59-62，2014.12

- 7) 渦岡良介：地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究，岐阜大学博士論文，2000.
- 8) 菊池喜昭，軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1039，pp.15-25，2003.3
- 9) 田村敬一，東拓生，小林寛，浜田禎：橋梁基礎に作用した流動力の逆解析，土木研究所資料，第3770号，2000.12.