

液状化地盤における既設橋台基礎の耐震補強技術に関する振動台実験

中田光彦・谷本俊輔・石田修一・大住道生

1. はじめに

地盤の液状化に伴う側方流動が発生すると橋梁基礎が被害を受ける可能性があり、平成7年(1995年)兵庫県南部地震や平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震の際にも側方流動が原因と疑われる被害が発生している。基礎が地震被害を受けると復旧に多大な時間を要することから、震後早期に通行を確保する必要がある橋では、基礎を事前に補強し、被害を防ぐことが必要となる。また、効率的に耐震補強を進めるためには、基礎の地震時挙動を適切に評価し、耐震性が不足する橋梁のみ効果的に補強を行うことも重要である。

これまで、土木研究所構造物メンテナンス研究センターでは、液状化地盤における橋台を対象に大型振動台実験を実施し、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¹⁾に基づいて設計された橋台基礎の地震時挙動を明らかにしてきた^{2),3),4)}。

これらの実験結果をふまえ、液状化地盤における既設橋台基礎の補強工法を選定し、その効果検証を目的とした振動台実験を実施した。本稿では、選定した補強工法²⁾のうち鋼管矢板壁(側面一体型)補強に対する振動台実験の結果及び補強効果の検証結果について報告する。

2. 補強工法

液状化地盤における既設橋台基礎の耐震補強工法は、基礎の地震時挙動や被害の生じるメカニズム、さらに供用中の道路橋であるという施工上の制約条件を考慮した。

鋼管矢板壁(側面一体型)補強は、図-1に示すように既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設し、既設基礎と鋼管矢板壁を一体化する工法である。鋼管矢板壁により躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも、補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を

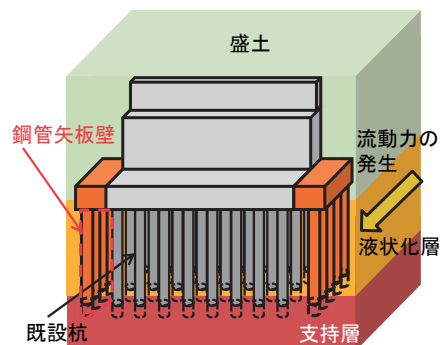


図-1 鋼管矢板壁(側面一体型)補強模式図

表-1 本稿で報告する補強工法に対する実験ケース(表中の寸法は実寸で示す)

Case	基礎の諸元	補強工法
1	既製RC杭 φ450mm 8×3列	無補強
5	既製RC杭 φ450mm 8×3列	鋼管矢板壁(側面一体型) φ600, t=9mm×8本(片側4本)

確保することを目的としている。増設位置を橋台の側面としたのは、背面道路の掘削を不要とし、補強工事施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管の諸元は道路橋示方書⁵⁾に規定される液状化地盤における橋台基礎の設計手法に準じ、レベル2地震動に対して生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まる状態として、基礎の水平変位が降伏時の変位の3倍以下となるように設定した。

3. 振動台実験の概要

本稿で対象とする実験ケースを表-1に示す。Case1は無補強ケース⁴⁾、Case5は鋼管矢板壁(側面一体型)補強を実施したケースである。振動台実験で対象とした橋台は、既製RC杭に支持される可動支承側の橋台であり、実験模型及び実験条件は補強鋼管矢板壁の模型を除き、Case1とCase5で同一である。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3m×高さ2m、いずれも内寸)を使用して実施した。

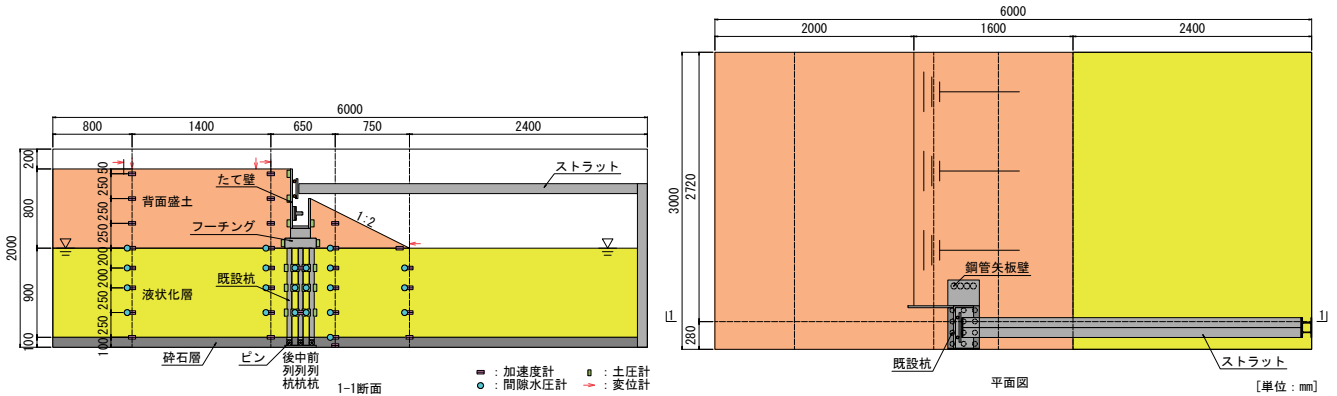


図-2 模型概要図

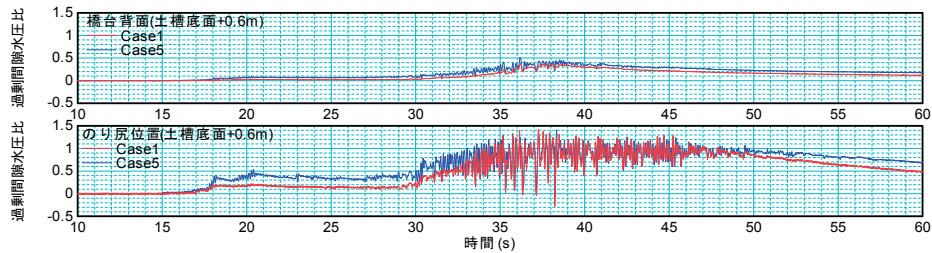


図-3 過剰間隙水圧比の経時変化

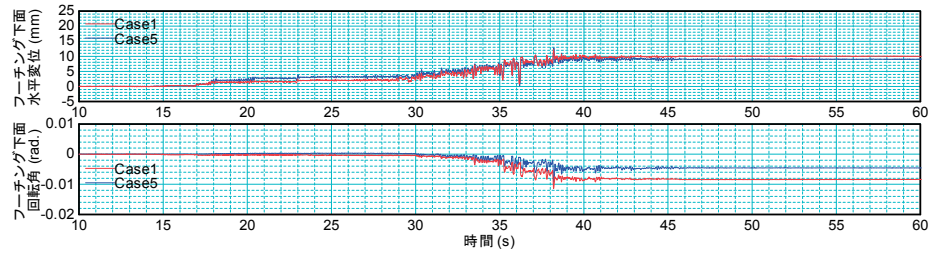


図-4 フーチングの水平変位・回転角の経時変化

補強供試体であるCase5の模型概要図を図-2に示す。橋台模型は縮尺率1/10の半断面模型とし、土槽の側面沿いに設置した。既設杭は鉄筋コンクリート製であるが、縮尺率1/10の模型を鉄筋コンクリートにより製作することは困難であるため、鋼材により模すこととし、杭径と曲げ剛性を既製RC杭と合わせている。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することにより、杭先端の境界条件を模擬した。また、橋台の頭部には、橋台たて壁と桁端部の遊間として5mmの離隔を設けて桁を模したストラットを設置し、桁とたて壁の接触や衝突を再現できるようにした。

Case5の鋼管矢板壁は、既設杭模型と同様に鋼材により模し、杭径と曲げ剛性を鋼管と合わせている。鋼管の間に継ぎ手は設けず、それぞれの鋼管が接するように配置した。鋼管先端は、既設杭模型と同様に土槽底面にピン結合とした。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに緩詰めの砂により作製し、液状化が生じやすい条件⁴⁾とし

た。地下水位は橋台前面側の地表位置に設定した。

入力地震動は、道路橋示方書⁵⁾におけるレベル2地震動(タイプI)の動的解析用時刻歴波形の中からI-I-3(I種地盤、新晚翠橋周辺地盤上NS)を選定した。なお、振動台への実際の入力にあたっては、縮尺模型の周波数特性と入力地震動の周波数特性の相対的な関係を考慮して、時間スケールは(1/10)^{0.5}倍に縮尺し、加速度振幅は原波形と同一(1.0倍)とした。

4. 地盤及び橋台の地震時挙動の比較

4.1 地盤の液状化の状況

Case1およびCase5における模型地盤の過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧/初期有効上載圧)の経時変化を図-3に示す。過剰間隙水圧比は、地盤の液状化の程度を示す指標で、過剰間隙水圧比が概ね1.0に達したとき地盤が液状化したと判断できる。Case5はCase1と同様に、のり尻位置では過剰間隙水圧比が概ね1.0に達して液状化が発生したのに対し、橋台背面側の地盤では過剰間隙水

圧の上昇度合いは鈍く、液状化には至っていない。また、過剰間隙水圧比の増減傾向は過剰間隙水圧が小さい範囲で若干の差が見られるものの、両ケースで概ね一致している。

4.2 橋台の応答

Case1およびCase5におけるフーチング下面の水平変位及び回転角の経時変化を図-4に示す。

無補強供試体であるCase1では、フーチング下面中央では10mm程度の水平変位が生じたが、たて壁頭部がストラットに拘束されているため、橋台が後転する方向に回転が生じている。

Case5では、Case1と同様に橋台が後転する方向に回転が生じたが、その回転角はCase1の半分程度に抑制された。

4.3 基礎の応答

最大応答時における既設杭の曲げひずみ分布を図-5に示す。曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値(204 $\mu\epsilon$)で除して正規化している。

Case5の既設杭の曲げひずみの大きさ、分布形状は、Case1と類似しており、Case5の既設杭にはCase1と同程度の土圧が作用したものと考えられる。Case5の既設杭はCase1と同様に、杭頭及び杭中間部の曲げひずみが降伏ひずみに相当する値を大きく超過した。

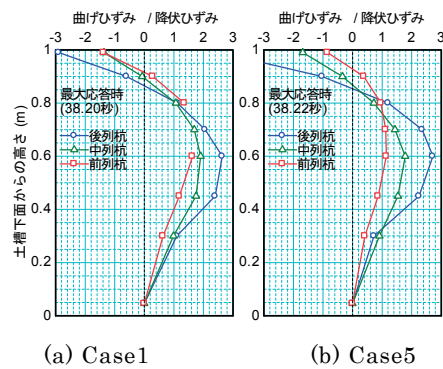
曲げひずみが最初に降伏ひずみに相当する値に達した時刻および最大応答時における既設杭のせん断力分布図を図-6に示す。なお、本実験の模型杭では降伏ひずみに相当する値を超過した後も材料の曲げ剛性は低下しないため、発生するせん断力は曲げひずみが降伏ひずみ超過後も増加する。したがって、実験で測定されたせん断力が実物に発生するせん断力に相当するのは曲げひずみが降伏ひずみに達するまでとなる。また、ここに示すせん断耐力は、既製コンクリート杭に関する既往の载荷実験結果⁶⁾を参考に、可能な限りの抵抗要素を考慮して算出した値であり、設計上の安全余裕を考慮していない。

Case5の後列杭の杭頭のせん断力は、曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時点でせん断耐力を超過しており、後列杭は杭頭でせん断破壊すると評価できる。

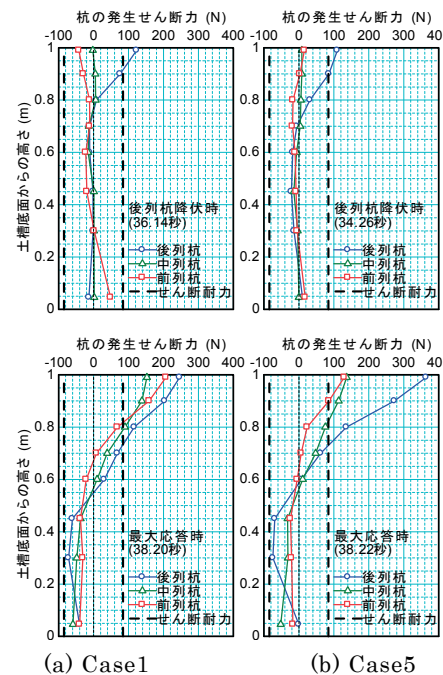
最大応答時では、すでに全杭で降伏ひずみを超過しているため、算出されたせん断力の値に信頼

性はないものの、いずれの杭もCase1と同様に杭頭でせん断耐力を大きく超過しており、全杭でせん断破壊に至る可能性がある。

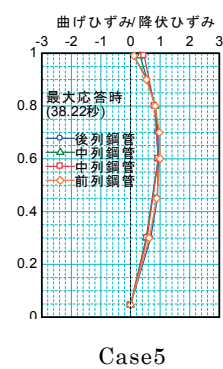
以上のことから、補強供試体であるCase5は、無補強供試体であるCase1と既設杭の曲げひずみ、せん断力に差は見られず、それぞれ降伏ひずみ、せん断耐力値を超過しており、既設杭のみでは橋台の耐震性を確保できないものと評価される。



(a) Case1 (b) Case5
図-5 既設杭の曲げひずみ分布



(a) Case1 (b) Case5
図-6 既設杭のせん断力分布



Case5
図-7 補強鋼管の曲げひずみ分布

最大応答時における補強鋼管の曲げひずみ分布を図-7に示す。補強鋼管の曲げひずみは、実鋼管の全断面が降伏するときのひずみに相当する値(391 $\mu\epsilon$)で除して正規化している。

Case5の補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまり、さらに、補強鋼管はせん断力に対しても十分な耐力を有する。鋼管矢板壁(側面一体型)補強は鋼管矢板壁を既設橋台と一体化する構造であることから、既設杭の曲げひずみ、せん断力は降伏ひずみ、せん断耐力を超過したものの、基礎全体として耐震性が確保される結果であったと評価できる。

5. まとめ

本研究では、液状化地盤における既設橋台基礎を対象に、鋼管矢板壁(側面一体型)による補強工法を提案し、振動台実験の結果に基づいて、その補強効果の検証を実施した。振動台実験の結果、鋼管矢板壁(側面一体型)補強は、鋼管矢板壁を既設橋台と一体化することにより、既設杭が損傷したあとも、基礎全体として耐震性が確保される結果であったと評価された。

今回の実験では模型サイズの制約から、既製コンクリート杭を鋼材により模しているため、その塑性化後の挙動を再現できる模型となっておらず、橋台の変位・回転角や杭の応答について定量的な評価ができていない点が今後の課題である。

以上の結果をふまえて、2018年2月に(国研)防災科学技術研究所が所有する実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において、縮尺率1/4.5の大型模型を用いた大規模実証実験を実施する予定としている。

大規模実証実験では、無補強供試体と鋼管矢板(側面一体型)補強供試体の両者を対象とし、塑

性化後の挙動を再現できる鉄筋コンクリート構造の杭模型を用いることで、より詳細な対策効果の検証を行う計画としている。なお、実験は一般公開を予定している。詳細については、土木研究所構造物メンテナンス研究センターのホームページ(<https://www.pwri.go.jp/caesar/index-j.html>)をご覧ください。

謝 辞

本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)「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たものである。また、対策工の設計、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、並びに、(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施しているものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) (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
- 2) 運上茂樹、星隈順一、七澤利明、河野哲也、谷本俊輔: 既設橋の液状化被害を防ぐための耐震技術の開発、土木技術資料、第58巻、第1号、pp.18~21、2016
- 3) 星隈順一、七澤利明: 道路橋基礎の地震時挙動の評価と耐震対策技術の開発、土木技術資料、第58巻、第6号、pp.30~33、2016
- 4) 石田修一、谷本俊輔、星隈順一: 液状化地盤における橋台の地震時挙動メカニズム、土木技術資料、第58巻、第9号、pp.30~35、2016
- 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) 岡田太賀雄、鬼木浩二、河野哲也、星隈順一: 既製RC杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究、土木技術資料、第58巻、第5号、pp.24~27、2016

中田光彦



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
Mitsuhiko NAKATA

谷本俊輔



土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム研究員、(併)構造物メンテナンス研究センター 研究員
Shunsuke TANIMOTO

石田修一



研究当時 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、現復建調査設計株式会社保全構造部保全技術課
Shuichi ISHIDA

大住道生



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
Michio OHSUMI