

既設道路橋基礎の液状化対策に関する動的遠心力模型実験

谷本俊輔・西田秀明・七澤利明・佐藤靖彦・深田 久

1. はじめに

地震後の震災復旧において重要となる安全性・信頼性の高い道路ネットワークの確保には、既設道路橋の耐震性向上が不可欠である。

近年では、これまで多く行われてきた橋脚や落橋防止構造による耐震補強だけでなく、これまでに扱われることが少なかった基礎についても耐震補強が実施される事例も増えていることから、既設橋の目標補強水準、構造条件、損傷形態、耐震性の不足度合い、施工環境等に応じて選定できるように、各種の耐震補強技術を充実させることが必要である。基礎の耐震補強技術については、すでに数多くの技術提案がなされているものの、個々の工法に関する性能や補強効果の検証が一般には開発者任せになっており、その適用にあたっては道路管理者に高度な技術的判断が求められるのが現状である。

本報は、種々考えられる基礎の耐震補強技術のうち、液状化対策工法に着目して検討を行った結果を報告するものである。液状化対策工法には、液状化に対する地盤の強度を高めたり、過剰間隙水圧の発生を抑制したりするものがあり、代表例として締固め工法、ドレーン工法、固結工法等がある。さらに、施工方法まで含めると数多くの個別の対策技術が開発・提案されているが、液状化対策の平面的な範囲の設定方法など、個々の対策工法に共通した大きな技術課題が存在するため、個々の民間企業による取り組みに期待するだけでは、技術開発が円滑に進まないのも実状である。

土木研究所では、道路橋基礎の各種耐震補強技術に対して、補強効果や施工品質、維持管理性、地震後の長期的な状態までも含めた性能を評価・整理し、要求性能とその検証方法を工法開発者に対して提示することを目的として、民間企業4社と共同研究「橋梁基礎の耐震補強技術の性能検証法の開発」を実施し、その一環として、道路橋基

礎に適用する液状化対策工法について、検証すべき課題の整理および検証実験を行った。

2. 性能検証における課題

一般に、液状化対策では、平面方向あるいは深さ方向に有限の範囲の地盤について、液状化の発生の防止・抑制が図られるため、対策範囲外の地盤には地震時に液状化が生じることとなる。したがって、対策範囲の内外で地震時における地盤の剛性・強度に著しい差異が生じる。

これに対し、構造物基礎の耐震性評価は、一般に、地盤が水平方向に十分な広がりを持つことを想定して行われるため、地盤の剛性・強度が水平方向に著しく異なる状況は想定されていない。そこで、液状化対策の範囲の設定にあたっては、次の2つのうちいずれかの方針を選択する必要がある。

(1a) 対策範囲外の地盤の剛性・強度の低下を無視し得る程度に広い範囲を対策範囲として設定する。

(1b) 対策範囲外の地盤の剛性・強度の低下を無視し得るほどに対策範囲を広く設定せず、その影響を地盤反力の評価の際に取り込む。

また、構造物の動的応答特性の観点からも課題がある。対策範囲外の周辺地盤に液状化が生じ、平面的に限られた範囲のみについて液状化が抑制・防止される場合、一般的な地盤の場合とは異なり、対策範囲の地盤および基礎が設計計算では想定しないような特異な動的応答特性を示す可能性が考えられる。例えば、対策範囲外の地盤が液状化した場合に対策範囲内の地盤が剛体的に回転振動し、基礎の応答に影響を及ぼす可能性が考えられる。これに関しても、次のうちいずれかの方針を選択することとなる。

(2a) 基礎および地盤の動的挙動が特異とならないように十分な範囲について液状化対策を行う。

(2b) 基礎および地盤が特異な動的挙動を示すことによる影響を設計計算に取り込む。

これらに関して過去にいくつかの研究・検討例

2),3),4)もあるが、実験的検証がなされていない、実験対象としている模型の諸元と実橋梁の関係が明らかでない、あるいは、今日において一般的に設計上想定するような大規模地震動が考慮されていないなど、検証方法の面で課題が残されている。

その他、液状化対策工法を実際の既設橋に適用するためには、以下の点も要求される。

- (3) 対策領域内における液状化防止・抑制の効果を適切に評価し、対策工の諸元を設定すること
 - (4) 設計で想定した液状化対策効果が得られるような出来形・品質を施工時に確保すること
- 以上のように、既設道路橋基礎に適用する液状化対策工法については、(1)~(4)に挙げる技術的課題を解決し、実橋梁に適用するための具体的な方法論を提示する必要がある。これらのうち、道路橋基礎への適用に特化した問題点である(1)、(2)に着目して検証を行うこととした。

3. 実験方法

3.1 基本条件

平面的に有限の領域が液状化対策された道路橋杭基礎について、基礎全体系としての復元力特性、動的応答特性を調べることを目的として遠心力模型実験を行った。実験は、土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置を使用し、同装置のプラットフォームに搭載した幅1,500mm、奥行き300mm、高さ500mmの剛土槽を用いて70Gの遠心加速度の下で実施した。模型の縮尺スケールは1/70である。以降に示す数値は、遠心力模型実験の相似則⁵⁾に基づき、全て実物スケールに換算したものである。

載荷方法としては、基礎および地盤の動的応答特性を着目点の一つとしたこと、周辺地盤が液状化した状態を模擬する必要があることから、土槽下面から地震動を入力する加振実験とした。

液状化地盤では、地震中に地盤の剛性・強度が時々刻々と変化し、これによって橋の応答特性も複雑に変化することが考えられる。このような挙動も含めた液状化対策の効果・影響を評価するため、入力地震動としては、継続時間が比較的長い地震動として、道路橋示方書における動的解析用地震動波形⁶⁾のうちタイプIの地震動を用いた。ただし、この地震動は地表面位置で定義されたものであり、実験では土槽底面から入力するため、

表-1 実験ケース

	改良幅	フーチング下の地盤の改良
Case1	なし	なし
Case2	無限遠	あり
Case3	7.0	あり
Case4	3.5	あり
Case5	7.0	なし

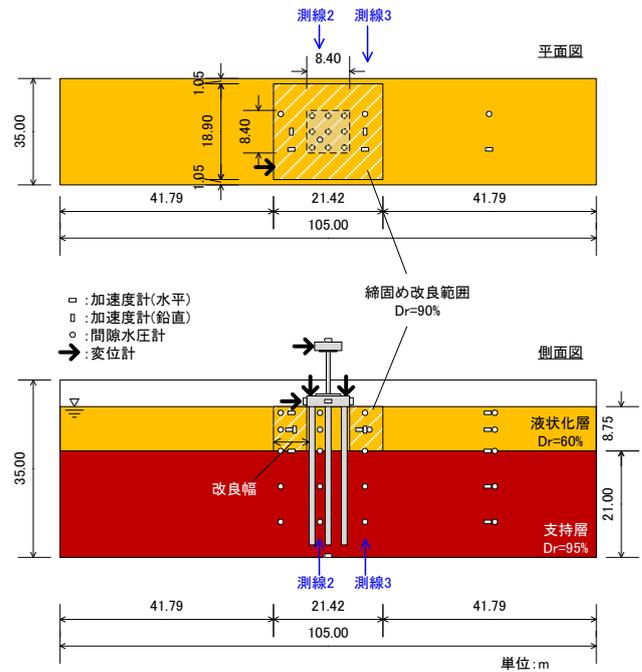


図-1 模型概要 (Case5 の例)

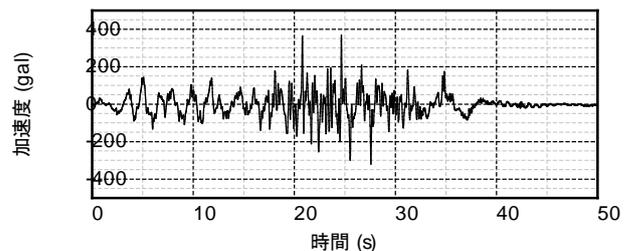


図-2 入力地震動 (振動台上での計測値、Case1)

表層地盤における地震動の増幅の影響を含まないI種地盤に対応した波形 (七峰橋LG) を選定した。実験で入力した地震動を図-2に示す。

実験ケースを表-1、実験模型の一例を図-1に示す。Case1は液状化対策を全く行わないケースであり、Case2は無限遠 (実際には土槽端部) まで液状化対策を行ったケースである。これに対し、Case3は、齊藤ら²⁾の考え方を準用して、端部の杭の最外縁より、杭の特性長さ $1/\beta$ 以浅の受働崩壊範囲に相当する7.0mを改良幅として設定したものであり、Case4は改良幅をCase3の半分の

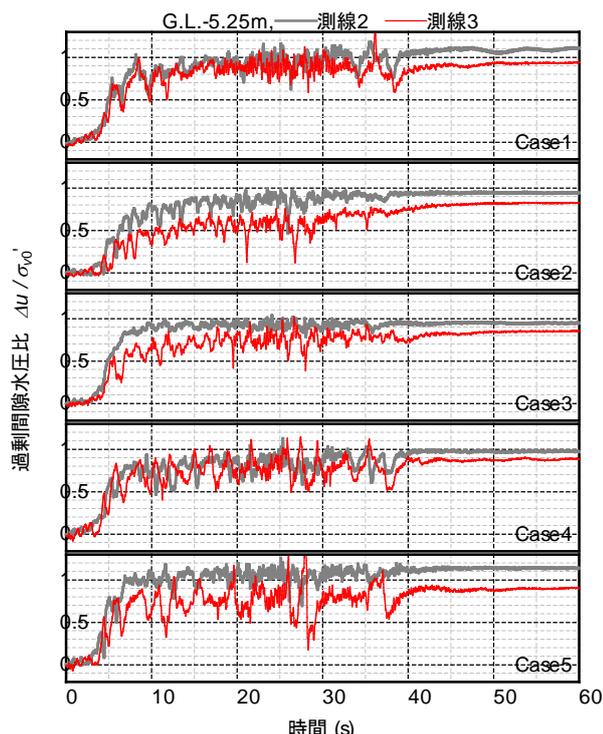


図-3 過剰間隙水圧の時刻歴 (G.L.-5.25m)

3.5mに設定したものである。また、Case3、Case4はフーチング下の地盤についても液状化対策を実施した場合を想定したものであるが、実際に既設橋のフーチング下の地盤の液状化対策を行うことは、出来形・品質管理、施工が既設基礎に与える影響など、多くの困難を伴う。そこで、Case5は、Case3と改良幅を同一としつつ、フーチング下の地盤は未改良とした。

3.2 既設橋および地盤の条件

実験対象としたのは、3×3列の場所打ち杭に支持された5径間鋼I桁橋⁷⁾のうち、1基の下部構造とそれに支持される上部構造である。上部構造は、死荷重に相当する7,395kNの錘により模した。橋脚高さは11.9mとし、初降伏時の剛性と概ね等価となるように断面寸法を調整した鋼材により模した。フーチングは高さおよび重量を実物と一致させたアルミニウムブロックにより模した。杭はアルミニウムパイプにより模すこととし、杭長、杭径および曲げ剛性が想定する実物と概ね一致するように、外径1,120mm、肉厚 $t = 105\text{mm}$ とした。杭頭はフーチングに剛結し、杭先端は土槽底面に固定せず、地盤中に根入れさせることとした。

地盤材料には東北硅砂7号を使用した。土層構成は、想定する実物を単純化し、フーチング下面

を地表とする2層構成の地盤としてモデル化した。上層は液状化層であり、豊浦砂に関する既往の液状化試験結果⁸⁾を参考としつつ、液状化強度比 R_L が想定する実地盤と概ね一致するように、相対密度 $Dr=60\%$ とした。下層は非液状化層であり、液状化が生じないように十分大きな密度として、相対密度 $Dr=95\%$ と設定した。地下水位は地表と一致させた。

3.3 液状化対策工の条件

液状化対策工法としては、対策原理の単純さ、現象の理解の容易さ、模型作製の容易さ等の理由から、締固め工法を検討対象とした。締固め改良域の液状化強度比 R_L としては、施工能力を考慮して0.50程度を想定することとし、これに対応する相対密度として $Dr=90\%$ と設定した。

締固め改良範囲の模型地盤は、型枠内で突き固めを行うことにより作製し、改良前に比べて密度が高まった状態を模擬した。ただし、実際の施工では、未対策地盤に砂杭等を圧入・拡張することで、密度の増加の他にも側圧の増加、飽和度の低下等の効果があることも指摘されているが、それら全てを忠実に再現することはできていない。

4. 実験結果

4.1 過剰間隙水圧

一例として、測線2 (フーチング下の地盤)、測線3 (周辺地盤) のG.L.-5.25mにおける過剰間隙水圧比の時刻歴を図-3に示す。液状化対策を行っていないCase1では、測線2、3ともに15秒付近で過剰間隙水圧比が概ね1.0に達しており、液状化が生じていることが分かる。

周辺地盤とフーチング下の地盤について液状化対策を行ったCase2～4では、Case1に比べて過剰間隙水圧の上昇がやや鈍いことや、上昇後も変動幅が大きい点に違いがあり、密度の違いによるダイレイタンスの発現状況の違いが認められる。また、周辺地盤 (測線3) に比べるとフーチング下の地盤 (測線2) において大きな過剰間隙水圧が発生している傾向が認められ、フーチング下の地盤では橋脚基礎の応答の影響を受けているものと推察される。

Case5においても、フーチング下の未改良地盤 (測線2) と周辺の改良地盤 (測線3) における過剰間隙水圧の様相は上述と同様であった。

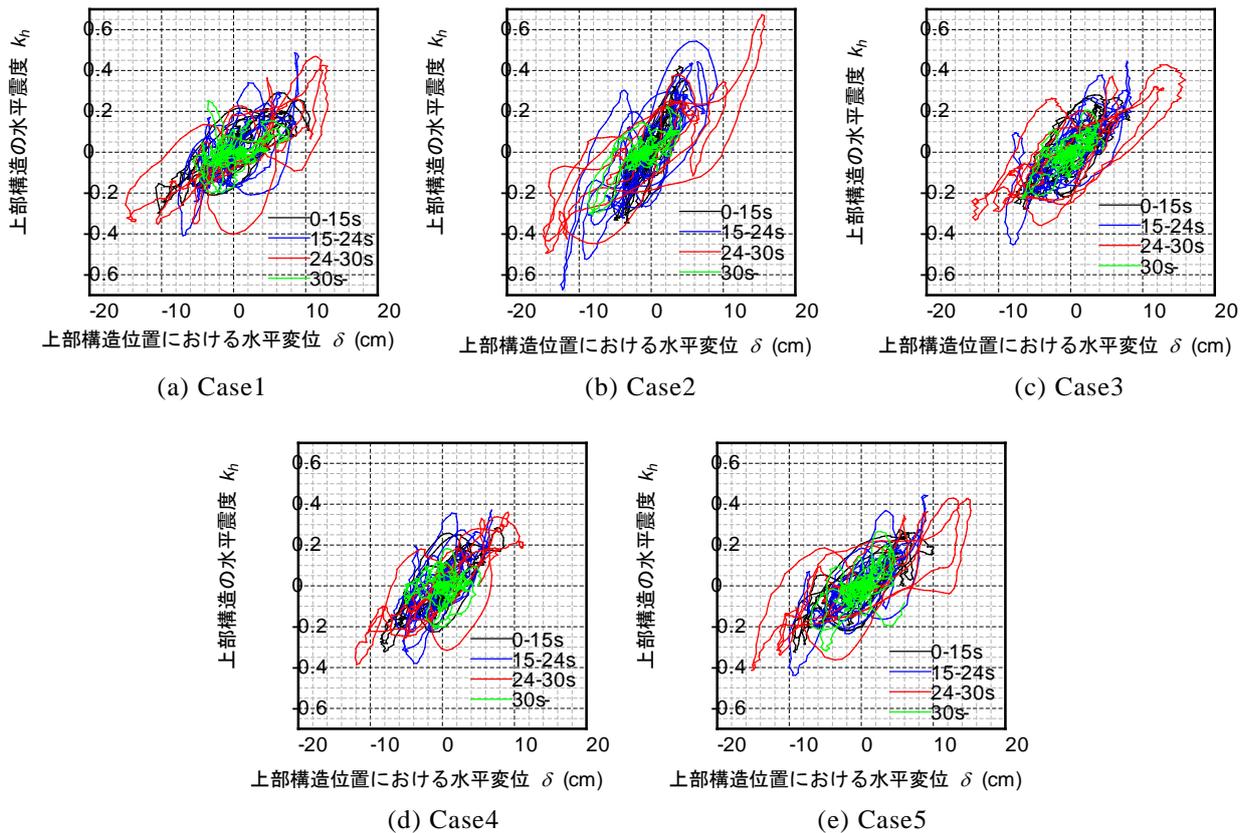


図-4 上部構造位置における水平震度 k_h ・ 水平変位 δ 関係

紙面の都合上データは示していないが、 $Dr=95\%$ とした下層においては、いずれのケースについても、過剰間隙水圧の最大値が0.7程度であり、液状化は生じていなかった。

なお、本実験では、締め改良範囲においても過剰間隙水圧比が1.0付近まで上昇する箇所が認められたが、実際の締め改良地盤においては、これまでの数多くの震災経験を通じて、噴砂や著しい地盤の残留変位など、液状化やそれに伴う変状を生じた事例はこれまでに確認されていない(例えば9),10)。本実験と実際の締め改良地盤における挙動に差異が生じているとすれば、単純化のためフーチング下面を地表面として設定したことや、本実験における前述の模型作製方法では実施の状況が十分に再現されていないことに起因している可能性も考えられる。この点については、今後、引き続き検討を行っていく必要がある。

4.2 上部構造位置における水平震度・変位関係

レベル2地震時における基礎の耐震性は、上部構造位置における基礎全体系の荷重・変位関係に基づいて評価される。この考え方にに基づき、計測データから上部構造位置における水平震度 k_h ・ 水

平変位 δ 関係を求めた。

上部構造の水平震度 k_h は、上部構造に設置した加速度計の計測値を重力加速度で除し、正負の符号を反転させることで算出した。上部構造位置における水平変位 δ は、液状化層下面を耐震設計上の地盤面に相当するものと考えて基準面を選び、ここから上部構造の相対水平変位として評価することとした。具体的には、上部構造と液状化層下面で得られた加速度計測値の差から相対加速度を求め、周波数領域で2回積分を行うことにより、相対水平変位を算出している。なお、このように算出した δ には橋脚の弾性変形量も含まれているが、橋脚の弾性変形量は例えば水平震度 $k_h = 0.5$ に対して3cm程度と比較的小さい。

得られた k_h ・ δ 関係を図-4に示す。同図では、地盤の剛性・強度の経時変化に伴う橋の応答特性の変化が分かるように、①加振開始から15秒間(0~15s)、②15~24s、③24~30s、④30s以降の4区間に分けてプロットしている。

いずれのケースについても、上部構造の変位 δ は時間帯①、②、③と時刻が進むにつれて概ね増加し、④の時間帯では主要動の収束に伴って小さ

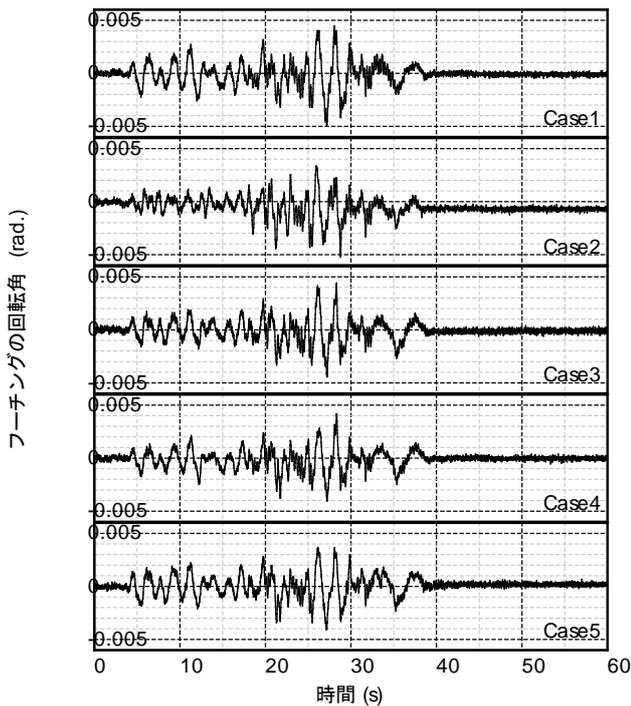


図-5 フーチングの回転角

くなる傾向が認められる。

時間帯①に着目すると、上部構造の水平変位 δ はCase1で最も大きく、一方でCase2で最も小さくなっており、Case3～Case5はそれらの中間となっている。これは、締固め改良範囲の大きさとよく対応している。

いずれのケースにおいても、上部構造の水平変位 δ が最大となったのは、入力地震動に比較的長い周期成分を含む時間帯③であった。時間帯③に着目すると、締固め改良を行っていないCase1に比べ、無限遠まで改良を行ったCase2では、 $k_h \cdot \delta$ 関係の勾配が大きいことから、締固め改良が地盤反力の低下を抑制している様子が認められる。一方、Case3～5における基礎の剛性は、Case2に比べると小さい。これは、Case3のように $1/\beta$ 以浅の受働崩壊範囲を改良範囲に選んだ場合でも、対策範囲外の地盤の剛性・強度の低下を無視しえるほどの広さとはなっていないことを意味する。

ただし、時間帯③における上部構造の応答 ($k_h \cdot \delta$) は、無限遠まで改良したCase2が他のケースに比べて最も大きい。このときの $k_h \cdot \delta$ 関係は、過剰間隙水圧が上昇した密な砂の繰返しせん断挙動によく見られる逆S字ループを示しており、過剰間隙水圧上昇後も大きな地盤反力を発揮したことが分かる。この様子から、Case2の上部構造の

応答が最大となった理由の一つとしては、時間帯③の入力地震動に強く含まれる長い周期成分に対し、Case2における橋脚・基礎・地盤を含めた系全体の固有周期が比較的近く、最も増幅しやすかったことが考えられる。

このように、締固め改良地盤に支持される橋脚基礎については、締固め改良により地盤の液状化強度を高めることで基礎の剛性が高まったとしても、必ずしも基礎の変位量が減少するという単純な構図とはならず、液状化地盤上の構造物基礎の挙動予測の本質的な難しさが改めて認識される結果となった。

4.3 基礎の回転応答

各ケースにおけるフーチングの回転角を図-5に比較する。液状化対策の有無により、フーチングの応答回転角については特に差異が認められない。すなわち、平面的に有限の範囲について液状化対策がなされていても、特異な応答特性を示す結果とはならなかった。

ただし、固化改良地盤のように改良範囲の地盤の剛性が原地盤に比して非常に大きい場合は、改良地盤に大きな回転応答が生じることも報告されている¹⁴⁾ため、これについては別途検討が必要である。

5. まとめ

本報は、既設道路橋基礎の耐震補強として液状化対策工法を適用することを想定し、性能検証における課題を整理するとともに、締固め工法を例として、課題に対する検証実験を実施した結果についてとりまとめたものである。得られた知見を以下に示す。

- ・ 杭の特性長さ $1/\beta$ 以浅の受働抵抗領域を対策範囲として選んだ場合であっても、対策範囲外における地盤の剛性・強度の低下は基礎全体系の剛性に影響を及ぼした。
- ・ 液状化対策の範囲を広く設定するほど、基礎の剛性低下が抑制される傾向が認められたが、一方で、液状化対策の範囲を最も広く設定したケースで上部構造の応答が最大となった。これは、入力地震動と橋脚・基礎・地盤を含めた系全体の固有振動特性の関係が影響したものと考えられ、液状化地盤上の構造物基礎の挙動予測の本質的な難しさが改めて認識さ

れる結果であったと言える。

- 平面的に限定された領域について液状化対策を行った場合でも、基礎の回転振動が卓越するような特異な挙動は認められなかった。

ただし、本実験では、締固め範囲内の地盤においても過剰間隙水圧の著しい上昇が見られたが、過去の数多くの震災経験を通じた無被災の実績に鑑みると、実際の締固め改良地盤の挙動とは多少異なっていた可能性が考えられる。今後、検証を進めていくにあたっては、実施工の状況をより忠実に再現するなど、実験方法についてもさらなる検討の必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、共同研究報告書、第186号、1999.3.
- 2) 斉藤彰、有馬宏、米山利治、福田正美：扇島地区における液状化予測と対策の実施例、土と基礎、Vol.24、No.12、pp.35～42、1976.
- 3) 古関潤一、高橋晃浩、松尾修、小淵凡夫、吉澤努：杭基礎構造物の液状化対策に関する検討（その2）、第29回土質工学研究発表会発表講演集、pp.963～966、1994.
- 4) 常田賢一、岩崎敏男、木全俊雄、近藤益央：地盤の液状化の対策範囲に関する模型振動実験、第17回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1945～1948、1982.
- 5) 谷本俊輔：遠心力模型実験における相似則、土木技術資料、第54巻、第11号、p.55、2012.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2002.2.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3.
- 8) 東拓生、大塚久哲、二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化、第49回土木学会年次学術講演会講演概要集、III-269、pp.528～529、1994.
- 9) 坪井英夫、高橋嘉樹、原田健二、新川直利、石原研而、安田進：兵庫県南部地震における液状化による被害と地盤改良工法の効果、土木学会阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.217～220、1996.1.
- 10) 原田健二：沿岸地区の液状化対策 SAVEコンポーザー—東北地方太平洋沖地震における改良効果—、土木施工、Vol.52、No.12、pp.21～24、2011.12.
- 11) 谷本俊輔、杉田秀樹、河野哲也、原田健二、白戸真大、佐藤洋：固化体上の橋梁の直接基礎に関する遠心力模型実験—その4：設計地盤面に関する検討—、第64回土木学会年次学術講演会講演概要集、2009.

谷本俊輔



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
Shunsuke TANIMOTO

西田秀明



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
Hideaki NISHIDA

七澤利明



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
Toshiaki NANAZAWA

佐藤靖彦



西松建設(株)技術研究所副所長
Yasuhiko SATO

深田 久



(株)不動テトラ地盤事業本部開発部長、工博
Dr. Hisashi FUKATA