

特殊土における既設杭基礎の要求性能に応じた耐震補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 27～令 1

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：畠山乃、林宏親、江川拓也、
角田富士夫

【要旨】

本研究は、大規模地震に対する公共構造物の減災・防災および健全性の確保・延命化に向け、橋梁等の既設杭基礎の合理的な耐震補強技術構築を目指すものである。特に地震時にせん断強度が過小となる特殊土（泥炭性軟弱地盤および液状化地盤）を対象に、橋脚既設杭基礎ならびに橋台既設杭基礎の要求性能に応じた補強技術提案を達成目標とする。また、基礎単体のみでなく橋梁全体系の耐震性照査による既設杭基礎耐震補強の評価法提案を目標とする。本研究では、施工制約を想定し、特殊土中の既設杭基礎周辺に地盤改良体を併設する工法の静的載荷試験および動的加振実験を実施し、数値解析することで本工法の実務的有用性等を明らかにした。

キーワード：特殊土、既設杭基礎、地盤改良、液状化、耐震補強

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震をはじめとする近年の地震による道路橋の被災事例を踏まえ、新設する橋梁などの公共構造物には所要の耐震性能の確保が求められてきている。一方、既設道路橋は高度成長期に架橋されたものが多く存在し、基礎の耐震性能が相対的に低く現行基準を満足していないものがある。国策として既設橋梁の上下部工が優先され随時耐震補強が施されているが、既設杭基礎の補強対応は未実施の状況であることが多い。これは地盤性状や応答特性に応じた既設杭基礎の補強技術が体系化されておらず、施工性上合理的な対策技術が確立されていないことが主たる要因と考えられる。しかし、今後橋梁の機能を維持し延命させるためには、著しく耐震性が劣ると判断された既設杭基礎は対策工を講じる必要があると考えられる。

本研究テーマは、それらの課題に対して特に地震時にせん断強度が過小であり特殊土である泥炭性軟弱地盤および液状化が想定される地盤を対象に、既設橋脚基礎杭ならびに橋台基礎杭に対する要求性能に応じた耐震補強技術提案を目標とする。さらに、橋梁全体系の耐震性照査による既設杭基礎耐震補強の評価法の提案を目標とする。本研究は、実現場の施工制約条件を想定し、既設杭周辺に地盤改良の固化改良体を併設する補強工法の組杭静的載荷試験および動的加振実験を実施し、同時に実験結果を数値解析でシミュレーションすることで本工法の実務的有用性等を検証するものである。

2. 既設杭基礎耐震補強の社会的要請

2. 1 既設杭基礎の耐震補強必要性

既設橋梁の耐震補強は、大規模地震時の致命的な損壊を回避するため落橋防止設置や下部工躯体補強が先行的に実施されているが、これは既設杭基礎が一定の地震時保有水平耐力を有していることを前提としている。しかし、過去に震度法のみで設計され、特殊土である泥炭性軟弱地盤や液状化現象を設計時に考慮していない地盤中の既設杭基礎は、大規模地震に対して所要の耐震性が確保されていない可能性があり、地震時に橋梁全体が大きく応答変形することが懸念される。

そのため既設杭基礎の耐震補強の必要性を改めて整理すれば、概ね以下の3点はその事由と判断される。

- (1)大規模地震の経験より、新設の杭基礎を含めた橋梁構造物等の設計基準では所要の耐震性確保（例えば耐震性能1・2・3）¹⁾を義務化している。一方で古い既設橋梁は幾多の地震履歴より、既設杭基礎の現場調査等で変状が確認されている²⁾。
- (2)橋梁下部工の橋台および橋脚躯体に巻立て工法等の耐震補強を先行実施した際、既設杭への荷重が増加し、既設基礎に一定の耐震性能がない場合には地震時に杭基礎応答が増大する懸念がある。
- (3)せん断強度が過小な特殊土である泥炭性軟弱地盤や液状化地盤中の既設杭基礎は、地震時に大きく変形することが既往研究等より概ね明らかである。

したがって既設杭基礎の耐震補強の実施に際しては、現況変状を把握すると同時に現有する耐震性能を診断し、補強方法等を選定することが重要となる。したがっ

て今後は、既設杭基礎が現況で保有する耐震性能を検証し、関係機関との協議を踏まえ、必要に応じ適切な補強対策を講じるべきと考えられる。

2.2 既設杭基礎補強の工法選定・体系化等課題

既設杭基礎の代表的な耐震補強技術は、これまで増杭、フーチング補強、地中連続壁増設、鋼管矢板基礎増設、ケーソン基礎増設などとされている³⁾。ただしこれらの耐震補強技術は、既設杭に補強部材などを接合することになるため土被り撤去や交通遮断が必要であり適用できる現場条件が限定される。また、上記等工法では現況の既設杭基礎を複合構造の異種基礎に変更させることになるため、現行設計基準⁴⁾において1基の下部構造に異種基礎形式の併用を原則禁止することに反する。これは地震時に本体基礎杭と併用剛体部の荷重分担等が不明瞭で実設計の体系化が困難なことが理由であるが、既設杭に他部材併用する補強形式においても新設基礎設計基準の上記留意事項は同様に解釈される。なお増杭は異種基礎形式にはならないが、補強設計が成立しない事象が生じることがあり得る。この際の耐震補強設計が成立しないとは、例えば橋台基礎杭の地震時応答において背面土圧に対する杭変位・応力の耐震性能を満足させるため多数の増杭補強が必要となり、その結果剛体を基本とするフーチングが非現実な幅に広がるため堅壁接合部との曲げモーメントが限界値を超過し、さらに剛性確保で厚くなったフーチング死荷重により増杭した既設杭基礎の支持力が不足し、さらなる部材補強を必要とする等の事例を意味する。

他の手法として軟弱地盤を改善し、既設杭基礎の耐震性能を確保させる工法が考えられる。この手法は、既設杭基礎剛性を向上させても地震時の地盤応答変形の増大を回避する根本的な対策とならないと考えられる特殊土の泥炭性軟弱地盤や液状化地盤では有効と判断される。現行設計基準⁵⁾においても、基礎本体の剛性を高める等の設計上の対応に限界がある場合には、やむを得ず基礎周辺地盤を改良することを許容している。ただし、改良地盤が通常地盤と同等の抵抗特性を継続することや限界状態・適切な設計照査法・施工管理法の確立を採用条件としている。

そこで特殊土中の既設杭基礎の耐震補強技術として、杭周辺地盤の脆弱性を改善する手法の実務的有用性を検討した。その際、橋梁形式や地盤性状に応じた基礎単体のみでなく橋梁構造全体の振動系についても考慮することが必須と考えられる。

3. 特殊土における既設杭基礎の耐震補強技術

前記した社会的要請および課題精査結果等より、特に耐震補強が必要と判断される特殊土（泥炭性軟弱地盤および液状化地盤）における既設杭基礎に対し、既設杭周辺部に低強度改良体を併設することで主に水平地盤反力の増加を図り、大規模地震時の杭応答変位を抑制する耐震補強技術（コンポジットパイル工法）を提案⁶⁾し、実用化に向け検討を実施した（図-1）。

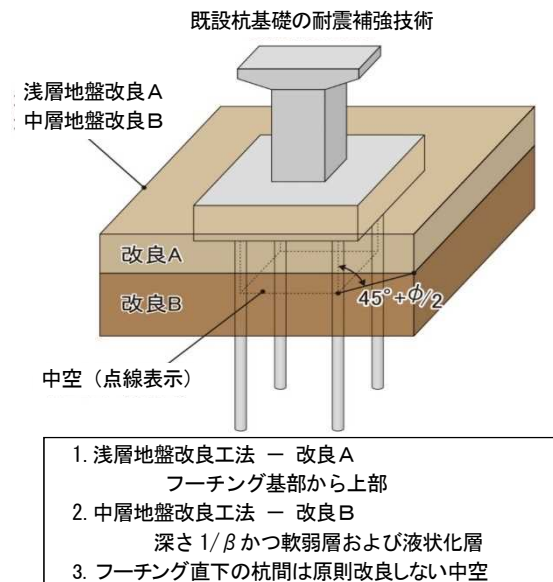


図-1 コンポジットパイル工法

本耐震補強技術（以下、本技術と称する）の設計コンセプトは、杭の力学挙動は周辺体との相対剛性で決定⁷⁾することから、既設杭基礎周辺の人工地盤により地震時エネルギー吸収を図り、既設杭基礎さらには橋梁全体の耐震性を向上させる点が特長である。本技術の耐震設計法は、地盤改良強度を一軸圧縮強さで $q_u=300\text{kN/m}^2$ 程度（N 値換算では 20~30 程度）とし、人工地盤の構成則で評価できるため、現行耐震基準¹⁾に準じレベル1地震動に対し改良体をばねモデルとした震度法、レベル2地震動に対し地震時保有水平耐力法および実地震波を入力した動的応答解析で照査する。ただし、施工完了後に改良体の 28 日強度 (σ_{28}) のばらつきを確認し、その施工強度で各地震動で再診断する。

本技術の詳細の改良体施工領域は図-1 に示したように、既設杭基礎に必要な地盤反力領域として杭特性長 $1/\beta$ かつ軟弱層および液状化層の深さから受働土圧 $45^\circ+\varphi/2$ （内部摩擦角 φ は一般に無視）の勾配で立ち上げた範囲とする。これは既往研究および地盤工学理論を根拠とする⁸⁾。地盤改良の地中部（中層地盤改良

工法 B) とフーチング基盤から上部 (浅層地盤改良工法 A) は同時一体施工も可能である。そのためコスト面ではコンポジットパイル工法は増杭に対して約 4 割のコスト縮減および 5 割の工期短縮が可能である。フーチング直下の地盤改良は困難なために杭間の内側は地盤改良しない中空を原則としている。

本技術の施工上の利点は、種々の施工機械開発により桁下が 2m 程度の低空頭や狭隘現場制約条件下でも適用できる点である。さらに地盤改良時に既設杭基礎に影響を及ぼすことがないのが特長で、近接部周囲を低変位型地盤改良工で包む様に施工した後に側面部の所要範囲に中層地盤改良工および浅層地盤改良工を実施する手順となる。なお、液状化対策工としてコンパクション系が用いられる場合があるが、原地盤の密度を上げる手法であるため近接構造物を移動させる懸念があり、現時点では既設杭基礎の耐震補強には適さないと考えられる。

4. 橋脚既設杭基礎の要求性能に応じた耐震補強技術

4. 1 単杭静的水平載荷試験による抵抗特性

既設杭を含めた既設道路橋基礎の今後の要求性能の確保については、平成 27 年に国土交通省道路局 国道・防災課より図-2 等の事務連絡が通達されている⁹⁾。本事務連絡では、その運用は概ね道路管理者に委ねられるが、既設杭基礎において耐震性の過小なものに対する耐震補強の必要性を示すものであると考えられる。同時に注目すべきは、現存の既設杭基礎および補強を施した既設杭基礎が地震時に強度保持を継続し、その後も急激に復元力が喪失することを不可とする要求性能の確保を義務付けていると解釈される。

そのため、地震時および地震後に杭と周辺体の相対剛性の復元力が喪失しないことが要求性能に応じた既設杭基礎補強と判断し、本技術の耐震性を検証した。ただし、水平力 P ~ 水平変位 δ 関係は組杭では杭種で異なりその評価が困難なため、まず単杭により、抵抗特性、降伏点および塑性率を確認することとした。

単杭プッシュオーバーつまり静的水平載荷試験は、大型せん断土槽 (幅 1200mm (加力方向) × 奥行 800mm × 高さ 1000mm、せん断枠 15 段) を用い変位制御による杭径の 0.5% 変位 (杭地表面変位 $\delta=0.5\text{mm}$) から 50% 変位 ($\delta=50\text{mm}$) 正負交番の繰返し載荷とした (写真-1)。試験法は地盤工学会基準¹⁰⁾に準じた。

ケース 1 の試験地盤は上部層を未対策の泥炭性軟弱地盤、中間層を砂質土地盤、下部層を支持地盤とした

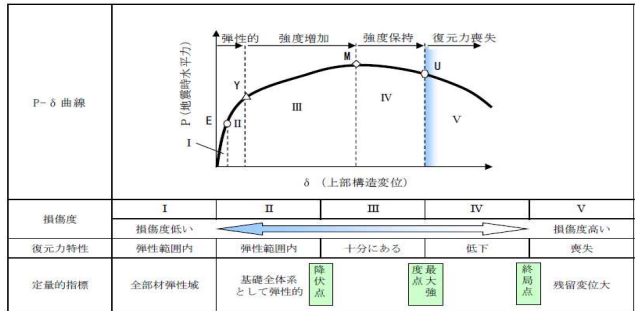


図-2 道路橋基礎の水平力 P ~ 水平変位 δ 関係⁹⁾

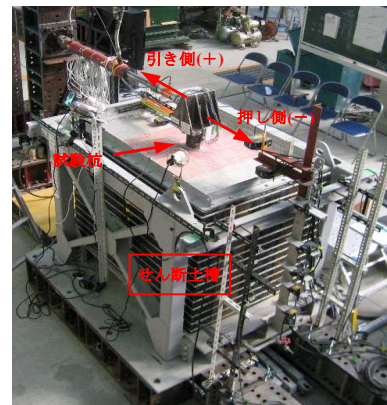


写真-1 単杭静的水平載荷試験状況

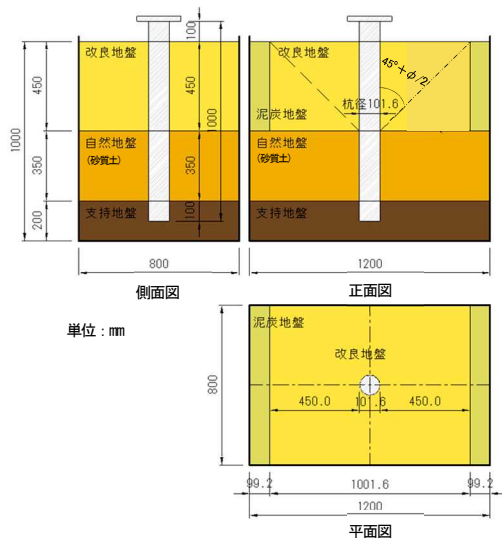


図-3 ケース 2 実験モデル

3 層系地盤とし、ケース 2 の試験地盤は上部層に深さ $1/B$ から受働土圧の作用勾配 $\theta=45^\circ+\varphi/2$ の範囲を改良体で補強し、中間層を砂質土地盤、下部層を支持地盤とした 3 層系地盤のコンポジットパイル工法である。ケース 1 は省略するが、図-3 にケース 2 のモデル図を示した。改良体は、改良率 $a_p=100\%$ の全面改良とし一軸圧縮強さ $q_u=300\text{kN/m}^2$ 相当とした。泥炭性軟弱地盤はピートモスとカオリン粘土を 1:1 に混合し作成

した。砂質土地盤は $N=10$ 相当（単位重量 $\gamma=17.7\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=22.7\text{N/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\varphi=37.6^\circ$ ）とし、締固め含水比 $w=5\%$ として造成した。試験杭は概ね実大規模を想定した鋼管単杭（杭径 $D=101.6\text{mm}$ 、板厚 $t=4.2\text{mm}$ 、長さ $L=1110\text{mm}$ ）を用い、セメント体の支持地盤に 100mm 貫入した先端支持杭とした。

単杭静的水平載荷試験の結果を図-4 に示す。未対策のケース 1 では水平力 P ～水平変位（地表面） δ の水平荷重に対する変位が非常に大きく杭の水平抵抗が低い傾向に対し、杭周辺に改良体を併設したコンポジットパイル工法のケース 2 では比較的大きな水平抵抗が発揮された。ケース 1 では $\delta=50\text{mm}$ 変位時で $P=4.1\text{kN}$ であるのに対してケース 2 では $P=14.1\text{kN}$ であった¹¹⁾。その抵抗力は概ね 3 倍である。ケース 2 では、杭径 0.5% の $\delta=0.5\text{mm}$ までは杭はほぼ弾性挙動内にあり、 25mm までは非線形化しているが強度増加していることが分かる。その後は最大強度を更新しながら $\delta=50\text{mm}$ で概ね終局限界に至る傾向は読み取れる。この最大荷重においても杭体は損傷していない。なお、レベル 1 地震動の杭許容水平変位量とされる杭

径 5% つまり降伏点と考えられる約 5mm 以降も杭周辺改良体は損壊することなく水平反力が抵抗を発揮している。つまり、改良地盤の破壊による抵抗の喪失がなく抵抗特性を維持できると評価できる。

さらに最大強度点と塑性率を比較することによる抵抗特性の考察を行った。まず、可逆性を有する水平方向の弾性限界変位点を求め、その評価に際し工学的的方法と数学的方法を比較して適正なる降伏点を定めることとした。工学的的方法として残留変位急増点から簡易に弾性限界変位点を求めた。これは、各サイクルの最終荷重時の変位を横軸に、荷重を 0 に戻した時の残留変位を縦軸にプロットし残留変位が急増する点、すなわち線形関係の折れ点に着目する方法である。また、数学的方法として各サイクルの最終荷重時プロット点を回帰曲線にあてはめて弾性限界変位点を求めた。この回帰曲線に式(1)のような Weibull 曲線を適用した。

$$P = P_{max} \left\{ 1 - e^{-\left(\frac{S}{\delta_s}\right)^m} \right\} \quad (1)$$

ここで、 P : 水平荷重、 S : 水平変位、 P_{max} : 極限荷重、 δ_s : 弾性限界変位点に該当する基準変位量、 m : 変位指

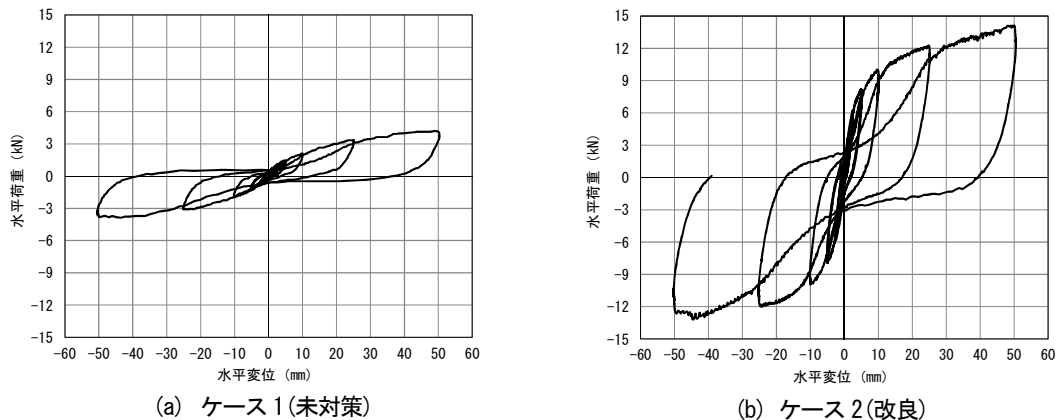


図-4 単杭水平力 P ～水平変位（地表面） δ 関係図

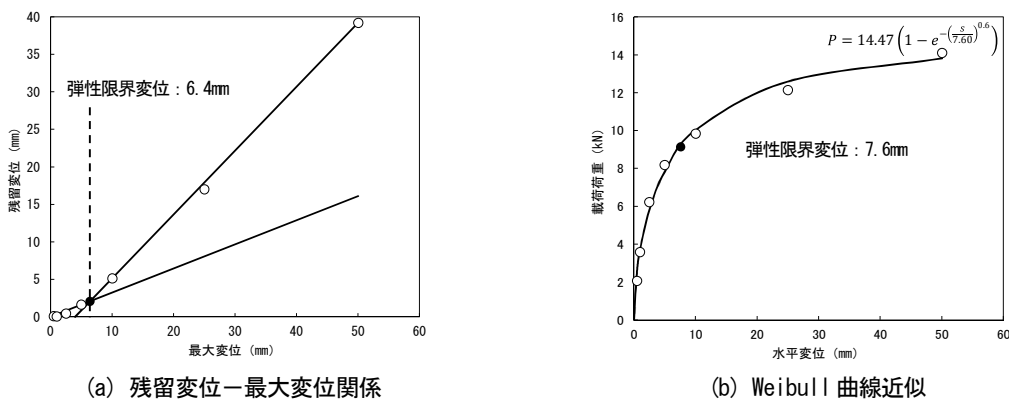


図-5 ケース 2 の弾性限界変位点

数である。残留変位—最大変位関係より残留変位の急増点を評価すると、図-5(a)に示すように改良したケース2の弾性限界変位は6.4mmとなった。また、Weibull曲線のフィッティングでは図-5(b)に示すように弾性限界変位は7.6mmとなった。両方法ではよく近似していることがわかる。残留変位の急増点を見つけ出す工学的方法は主観的に線形回帰を設定しているものの弾性限界変位の結果への影響はなく、また、数学的方法も有効な評価手法であると言える。ここでは、Weibull曲線の弾性限界変位点を降伏点に定めることとした。

次に、降伏点より改良体の抵抗特性を考察する。水平変位50mmで最大強度に至ったとみなした場合、図-2で言えば損傷度ⅢとⅣの区分境であるM点の限界状態にあると仮定できる。降伏点7.6mmに対する最大強度の変位量50mmの比率は6.6になる。これは実験による塑性率に適合する。一方、既事務連絡において、損傷度に応じた基礎の塑性率の目安として平成2年の道路橋示方書以降の耐震基準では損傷度Ⅲの塑性率を4に定めている。改良体の塑性率6.6は目安値4と比較して塑性変形性能が高い。このことから杭径の50%である50mmまで载荷しても水平抵抗の喪失がなく維持し続ける改良体の抵抗特性を確認できる。

4.2 橋脚既設組杭静的試験による要求性能評価

単杭静的水平挙動の検討より、コンポジットパイル工法における抵抗継続性つまり復元力確保を概ね確認した。ただし、橋脚杭基礎は実現場では群杭で用いられることから、次に数ケースの組杭静的水平載荷試験を実施し、水平荷重つまり地震時慣性力に対する変位量をレベル1およびレベル2地震動相当の各要求性能に応じた耐震性と捉まえ、提案した本技術の妥当性を検証した。つまり新橋相当の要求性能(耐震性能1・2・3)に対する各限界状態を見極めることが本実験の目的である。

組杭静的水平載荷試験には単杭試験と同じせん断土槽を用いた。載荷試験法は学会基準¹⁰⁾より、 $\delta=0.5\text{mm}$ ステップの最大変位 $\delta \approx 80\text{mm}$ (地表面から10cmの載荷点変位)までの変位制御による橋脚基礎杭を模した正負交番繰返し載荷とした(図-6)。

試験杭は4本組杭の鋼管杭(杭径 $D=27.26\text{mm}$ 、杭中心間隔は $3D$ (D :杭径)、杭厚 $t=2.8\text{mm}$ 、長さ $L=1000\text{mm}$)とし、下部層に100mm根入れさせた。これは実大の約1/30スケールの橋脚支持杭を想定したものである。したがって、最大変位量80mmは杭径の約300%に相当(実換算では2m以上の大変形)する。

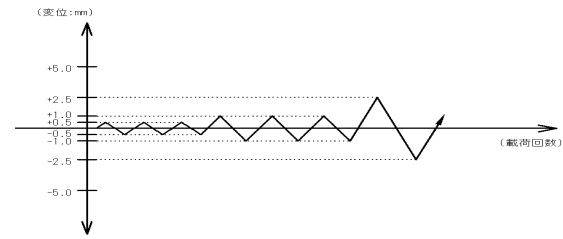


図-6 橋脚組杭の静的水平載試験変位ステップ

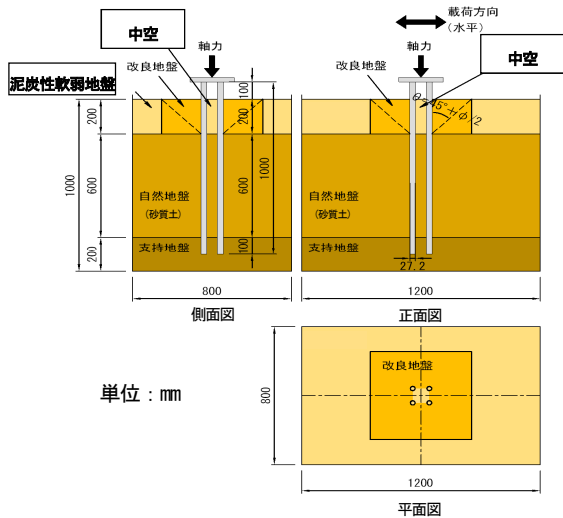
つまり、本組杭静的水平載荷試験では概ねレベル1からレベル2地震動以上の要求性能の変形性に応じた橋脚既設杭基礎の保有水平耐力を照査することになる。水平載荷時には下部工を模し50kNの軸力を常時作用させた。試験地盤構成は、ケース3(未改良)は1/B区間の上部層200mmを特殊土である脆弱な泥炭性軟弱地盤、中間層600mmを砂質土地盤、下部層200mmを支持地盤とした3層地盤とした。ケース4(杭に改良体を併設し、フーチング直下の杭間を中空とした基本形のコンポジットパイル工法)は上部層に受働土圧の作用勾配 $\theta=45^\circ+\phi/2$ の範囲を改良体で補強しその側面は泥炭性軟弱地盤、中間層と下部層はケース3と同様とした。ケース5は上部層の改良体をケース4に対して杭端から1D位置に設置し、中間層と下部層はケース3・4と同様とした。

ケース4・5の改良体は、単杭水平載荷試験と同様に改良率 $a_p=100\%$ の全面改良とし一軸圧縮強さ $q_u=300\text{kN/m}^2$ 相当とした。中間層と下部層についても単杭試験と同様構成で、中間層は $N=10$ 相当の砂質土地盤、下部層は低強度セメントを用い支持層とした。

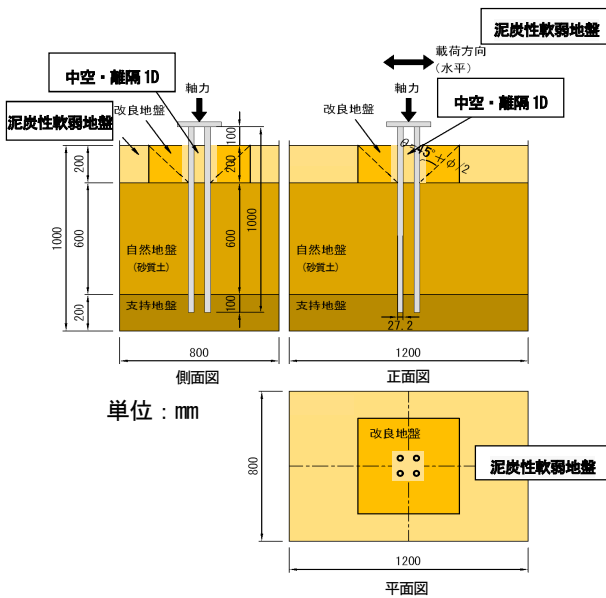
未改良ケース3は省略するが、図-7にケース4および5のモデル図を示した。なお、ケース5の離隔改良は本技術(併設)の泥炭性軟弱地盤において改良体を既設杭に隣接させる施工範囲の妥当性および杭水平抵抗の影響領域等を見極めるために実施したものである。

橋脚4本組杭基礎3ケースの静的繰返し水平載荷試験結果の代表とし、水平力 P ～水平変位(載荷点) δ の関係を図-8に杭ひずみ μ を図-9に示す。図示した杭ひずみは最大値であり、この際杭1・2は後脚(正荷重側)、杭3・4は前脚(反荷重側)である。

図-8によれば、ケース3では上部層が未改良の脆弱な泥炭性軟弱地盤であるため水平力 P に対して比較的大きな組杭変位 δ が発現しており(最大変位 $\delta \approx 80\text{mm}$ 時の水平荷重 $\delta \approx 5\text{kN}$ 弱)、後半は降伏の非線形化を呈している。この関係から、実験体スケールの問題があるためケース3の4本組杭の耐震性の詳細



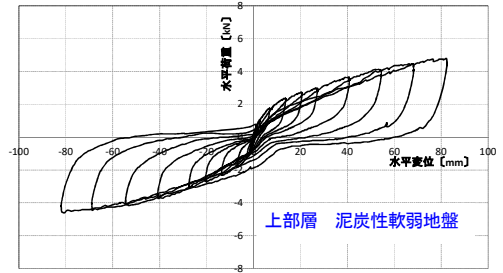
(a) ケース 4 中空改良
(杭に改良体併設 コンポジットパイル工法)



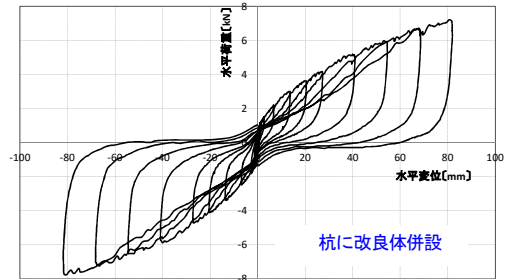
(b) ケース 5 離隔改良 (杭端から 1D≒27.3mm に改良体設置)

図-7 橋脚既設の組杭静的水平載試験モデル
(ケース 4 およびケース 5)

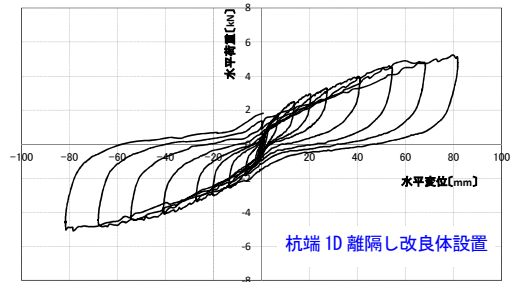
評価は困難であるが、仮にレベル 1 地震動における一般許容値を 15mm として考察すれば、図ではほぼこの境界から強度増加が非線形化し低下していることから、杭材の剛性考慮の必要はあるがケース 3 泥炭性軟弱地盤中の組杭耐震性は、弾性限界を超えたレベル 1 相当降伏点までが塑性性能を評価できない限界値と概ね想定される。つまり、変形のみからではあるが、泥炭性軟弱地盤中の既設杭基礎は、レベル 2 地震動に対する耐震性は期待できない可能性があると考えられる。これに対して、既設杭に 300kN/m²改良体を隣接する補強対策をしたケース 4 すなわち本技術では、最大変位量



(a) ケース 3 未改良



(b) ケース 4 本技術 (中空改良)

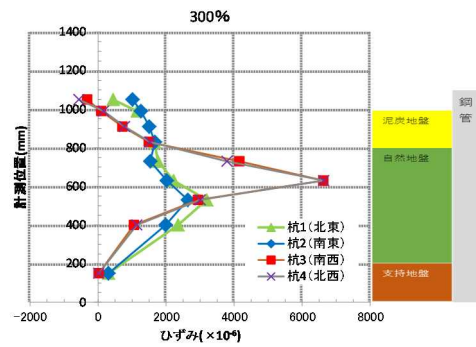


(c) ケース 5 離隔改良

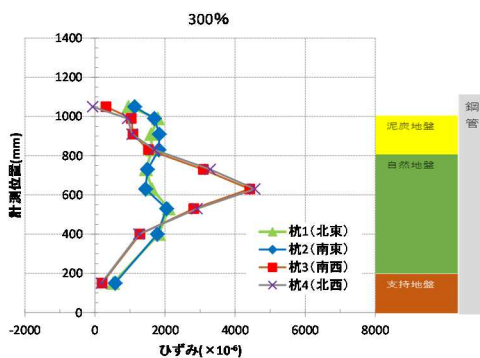
図-8 橋脚既設ケース 3・4・5 の
水平力 P ~ 水平変位 δ

80mm の繰返し荷重においてもほぼ水平抵抗の低下はなく、非常に大きな水平保有耐力を発揮していることが分かる (最大変位 δ ≒80mm 時でケース 3 の約 1.5 倍≒7/5kN)。この際、改良体の特異な損壊は認められない。この最大変位量 80mm は杭径の約 300%に相当し相似則ではなくスケール倍の実換算ではあるが 2m 以上となることから、本技術ではレベル 2 地震動相当の大規模地震時の応答変位に対して十分な耐震性を確保しているものと判断される。なお、杭端から 1D ≒27.3mm 離し改良体設置つまり口字状に乖離補強したケース 5 に注目すると、 δ ≒60mm 以下まではやや大きな水平抵抗は認められるが最大変位時を含めケース 3 と概ね同等の水平力 P ~ 水平変位 (載荷点) δ となった。つまり、レベル 2 地震動に対する慣性力荷重に抵抗できる耐震性はないと考えられる。

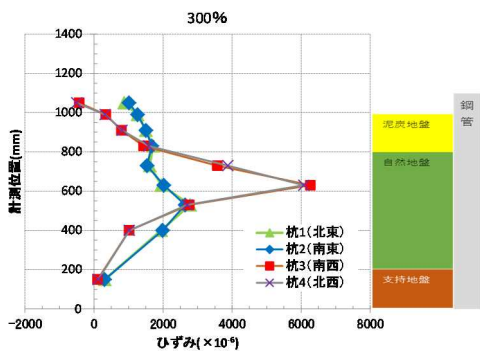
これらの傾向は図-9 の杭最大ひずみ値 μ でも同様



(a) ケース 3 未改良



(b) ケース 4 本技術 (中空改良)



(c) ケース 5 離隔改良

図-9 橋脚既設ケース 3・4・5 の 杭最大ひずみ値 μ

であり、ケース 4 はレベル 2 地震動以上の杭変形量でも杭体は降伏前後の 4000μ に留まっているが、ケース 3 およびケース 5 はケース 4 の約 1.5 である一般鋼材の限界値を超過した 6000μ 以上のひずみを発現している。

本橋脚 4 本組杭基礎の静的繰返し水平載荷試験は、現行耐震基準 ¹⁾ が地震動を静的慣性力に置き換える耐震照査である地震時保有水平耐力法を基本としているために実施したものである ^{12), 13), 14)}。

以上の実験結果より、本技術である特殊土の泥炭性軟弱地盤中の既設杭基礎周辺部に低強度改良体を併設するコンポジットパイル工法がレベル 2 地震動相当の

大規模地震に対する耐震性つまり要求性能を確保できることを検証した。ただし、杭基礎等の地盤反力法は地盤種別で異なる。くさび状・扇状がその反力範囲と想定されるが、あくまでも一様地盤を対象としたためケース 5 のような、想定した杭反力領域直近に超軟弱地盤があり離隔状態で剛体（改良体）が存在する場合には、現行の静的プッシュオーバーによる地震時保有水平耐力の確保は困難と考えられる。これは、メカニズムで相違はあるが実地震波を入力した地震時挙動でも泥炭性軟弱地盤中の離隔補強対策では同様な傾向が懸念される。なお、液状化地盤においては既設杭基礎の耐震補強対策としてケース 5 と類似の工法が提案され、地震時の応答抑制効果は認められていることから全て否定するものではない。液状化地盤では、静的状態つまり常時では所要の水平反力を発現するためである。

また、今後の既設杭基礎の耐震補強は新橋相当のレベル 2 地震動に対する安定性をターゲットにすると考えられる。ただし、仮に常時（変状・老朽化に対する現状復旧）やレベル 1 地震動のみの確保つまり種々の要求性能がある場合には、本技術では地盤改良範囲・深さを変更することは工学的根拠からできないため、その要求性能に応じた改良強度を低下設定（例えば、基準値強度 $q_u = 300\text{kN/m}^2$ を $100 \sim 150\text{kN/m}^2$ 等に変更）し対応することになる。つまり、 $E \approx 100 q_u$ 関係式等より変形係数 E が算定されれば杭設計地盤反力係数 k 値が設定できるため、静的な現行耐震基準 ¹⁾ に準じたレベル 1 地震動に対し改良体をばねモデル k 値とした震度法の照査が可能となる。なお、レベル 1 地震動では地震時保有水平耐力法照査は不要である。

一方、実地震動に対する杭基礎の耐震性には耐震性能 1・2・3 の区分概念が有ることから、特殊土である泥炭性軟弱地盤および液状化地盤におけるコンポジットパイル工法の加振実験結果を以下に整理した。

4. 3 橋脚既設組杭動的加振実験による耐震性評価

4. 3. 1 加振実験概要

コンポジットパイル工法の動的力学挙動に注目し、大規模地震動に対する軟弱地盤および液状化地盤中の橋脚既設杭基礎の耐震補強効果を加振実験により検証した。動的実験は、静的試験と同様のせん断土槽を大型振動台テーブルに載せ一方向に加振する方式とした。大型振動台上にせん断土槽をセットアップした状況を写真-2 に示す。

加振実験は図-10（右）に示した特殊土における橋脚 4 本組杭 5 ケース（ケース 6・7・8（泥炭性軟弱地

盤)・ケース 9・10 (液状化地盤)) である。図-10 (左) に代表として実験ケース 8 のモデル図を示した。全ての 4 本組杭は、静的試験と同様の鋼管杭諸元とした。上部工反力に相当する 500kg の重錘をフーチングプレート上の杭頭に固定した。また大規模地震時における杭と杭周辺地盤の変状状況を詳細に把握するために、静的試験と同様組杭は地表から 10cm 突出させた。

試験地盤は 3 層系で静的試験と同様であるが、ケース 6 は杭特性長の 1/8 相当の上部層を未対策の泥炭性軟弱地盤、中間層を砂質土地盤、下部層を支持地盤とした。ケース 7 は、ケース 6 に対し上部層の受働土圧範囲を一軸圧縮強さが $q_u=300\text{kN/m}^2$ 相当の全改良地盤とし、中間層は砂質土地盤、下部層は支持地盤とした。ケース 8 は、ケース 7 に対して上部層の改良地盤のフーチング直下の杭間内側を地盤改良しない中空としたものである。また、ケース 9 は上部層 200mm を未対策の緩砂地盤とし、中間層 600mm を砂質土地盤、下部層 200mm を支持地盤とした。ケース 10 は、ケー

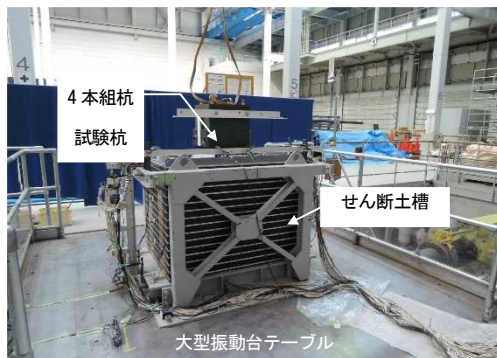


写真-2 組杭動的せん断土槽セットアップ状況

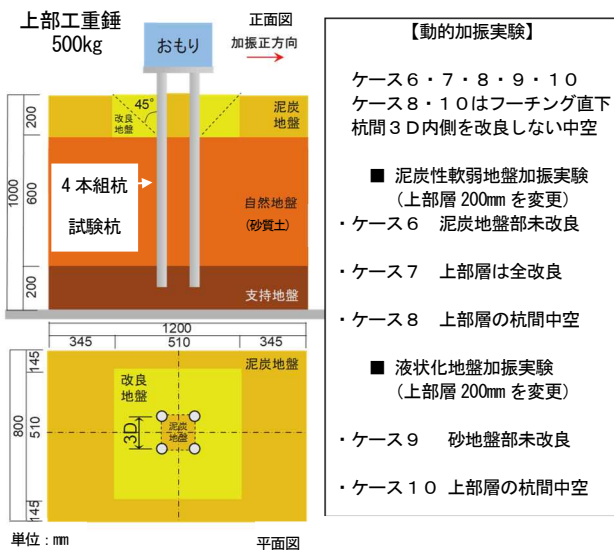


図-10 ケース 8 実験モデルおよび全実験ケース

ス 8 と同様に上部層 200mm の組杭側面を $q_u=300\text{kN/m}^2$ 相当の改良地盤としフーチング直下の内側を中空とした。ケース 9、10 の液状化上層地盤は浜岡砂を用い相対密度 $Dr=40\%$ の完全飽和緩地盤になるよう造成した。

ケース 6、7、8 の泥炭性軟弱地盤の加振実験では、最大加速度 30gal 程度のホワイトノイズ (約 10 秒) で加振し試験体の固有振動数を確認した後、本実験として、レベル 1 地震動の代表波として 1978 年宮城県沖の実地表面地震波 (図-11) で加振し、続けてレベル 2 地震動の代表波のプレート境界型の大規模地震である 2011 年東北地方太平洋沖地震動の実地表面波 (タイプ I 地震動 Max692gal 240sec) (図-12) を基盤への引き戻しはあえてせずテーブル基盤から直接入射した。本実験のレベル 1 地震動とレベル 2 地震動の連続加振は、余震をも考慮したものであり、必要性に応じた要求性能の一つと解釈している。

ケース 9、10 の液状化地盤の加振実験ではレベル 2 相当の地震動として相当最大 500gal の sin 波 (20 波) を基盤から入射した。500gal 相当 sin 波はかなり大きな地震動となるが、本実験はケース 9 で生じる液状化現象の組杭挙動に対して、コンポジットパイル工法の液状化抑制効果をケース 10 で見極めることを主たる目的とする。

4. 3. 2 泥炭性軟弱地盤の既設杭基礎加振実験

泥炭性軟弱地盤における 4 組杭加振実験の結果、レベル 1 地震動相当の 1978 年宮城県沖の実地震波加振

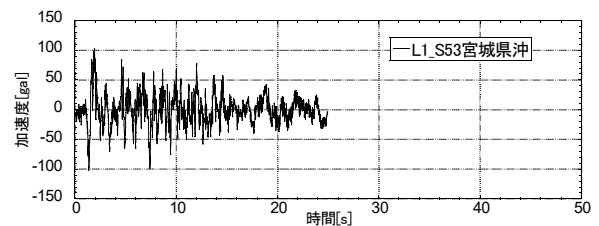


図-11 ケース 6・7・8 加振実験のレベル 1 入力地震動

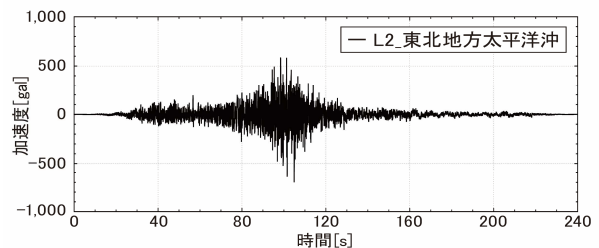


図-12 ケース 6・7・8 加振実験のレベル 2 入力地震動

により結果図は省略するが、未改良のケース 6 では杭頭水平変位量は $\delta_6=4.41\text{mm}$ であり、上部層全改良のケース 7 では杭頭水平変位量は $\delta_7=0.97\text{mm}$ にとどまりケース 6 に対して 1/4 以下の結果であった。また、中空改良のケース 8 においても杭頭水平変位量は $\delta_8=0.94\text{mm}$ であり、全改良と概ね同等の補強効果が確認された。

また連続入射した 2011 年東北地方太平洋沖地震のレベル 2 地震動に対し錘重心位置（地盤表面から高さ 315 mm の位置）の水平荷重 - 水平変位関係結果を図-13 に示す。杭頭水平変位量は、レベル 1 地震動の履歴を受けた状況で、未改良のケース 6 で $\delta_6=81.05\text{mm}$ であったのに対して、上部層全改良としたケース 7 ではケース 6 の約半分 $\delta_7=39.02\text{mm}$ 、中空改良のケース 8 でも $\delta_8=44.78\text{mm}$ であった。未改良に対し全改良の補強効果が確認でき、中空改良も同等であることがわかる。

次に、一連の実験結果の代表として、図-14 に 2011 年東北地方太平洋沖地震動加振に対するケース 6、7、8 の杭 1 本当たりの最大ひずみ ϵ 分布を示す。図中凡例の杭 1、2、3、4 を比較しても一方向加振のため発現に大きな違いは認められない。

図によれば未改良のケース 6 では中央部の深さ位置で最大 $\epsilon=4000\sim 5000\mu$ 程度の非常に大きな杭ひずみが発現している。これに対して全改良のケース 7 およびフーチング直下の杭間を改良しない中空改良のケース 8 では、杭ひずみの発現が $\epsilon=2000\mu$ 程度と未改良のケース 6 に対して半減していることがわかる。この傾向は、前段加振のレベル 1 地震動実験でもほぼ同様であった。

なお、未改良のケース 6 では写真-3 に示したように 2011 年東北地方太平洋沖地震のレベル 2 地震動最終加振により試験鋼管杭が中央部で損壊し変形した。それに対して、中空改良のケース 8 では写真-4 からわかるように既設杭基礎の応答変位が抑制され杭お

よび改良体は損傷もなく健全であった。これは全改良のケース 7 でも同様であった。ただし、改良体の側面地盤は軟弱地盤であるため地表面周囲に溝状の隙間が生じた。溝は改良体下まで貫通していない。

実現場ではこの溝の隙間は既設杭基礎から約 20~30m 周囲の改良体とその周辺の泥炭性軟弱地盤の境界部に発生すると考えられるが、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動の連続地震動（余震イメージ）においても、杭と改良体は健全性を確保しているため地震後に溝修復の対応をすることで現況復元が可能と判断される。

これらの結果より、未改良に対し全改良の補強効果

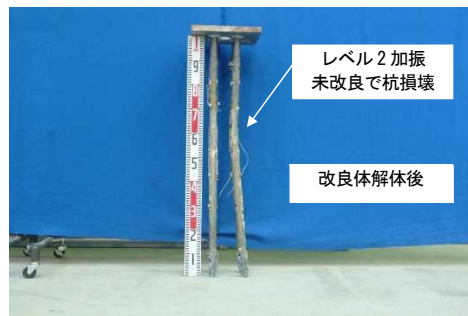


写真-3 ケース 6 (泥炭地盤未改良) レベル 2 地震動最終加振後杭損傷状況

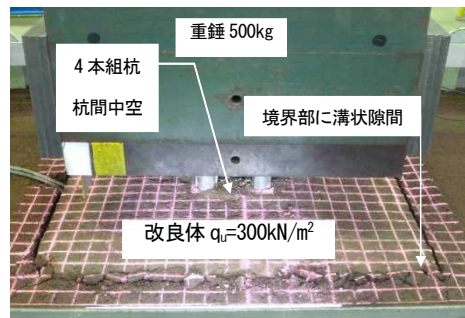


写真-4 ケース 8 (本技術 フーチング直下杭間中空) レベル 2 最終加振後状況

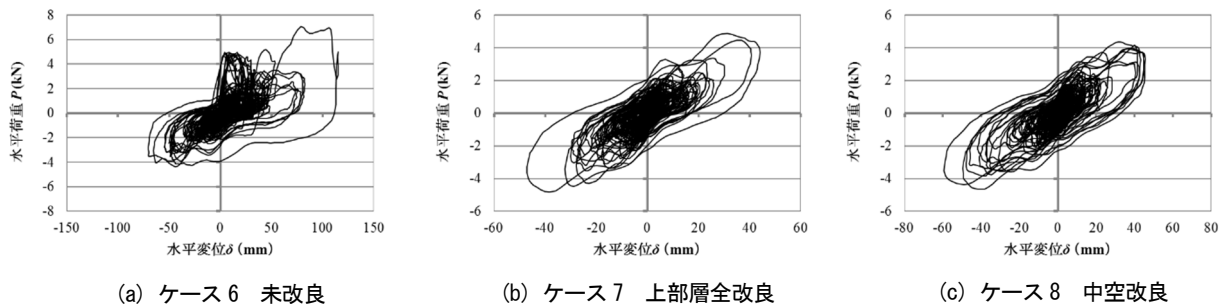
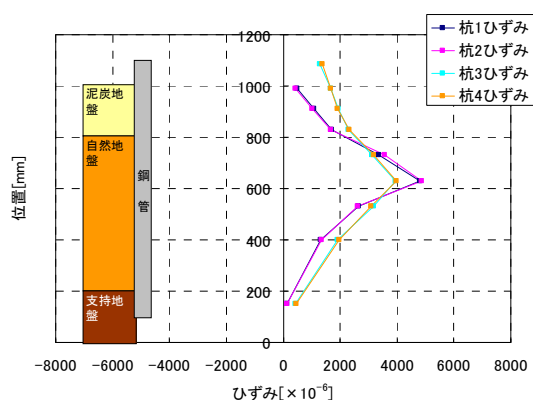
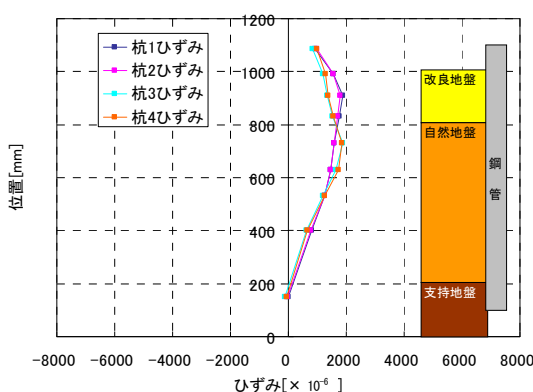


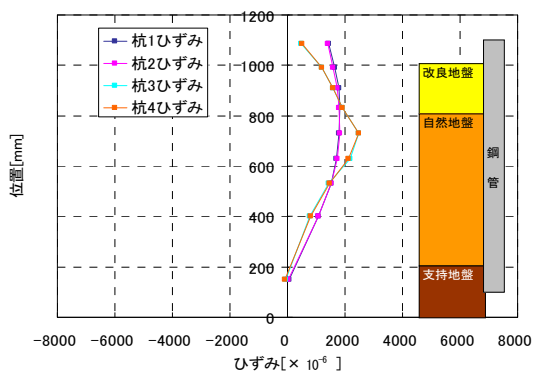
図-13 レベル 2 地震動による水平荷重 - 水平変位関係



(a) ケース 6 未改良 (未対策)



(b) ケース 7 上部層全改良



(c) ケース 8 中空改良
(コンジットパイル)

図-14 泥炭性軟弱地盤レベル2加振
最大杭ひずみ ϵ

が確認でき、中空改良も全改良と同様な傾向を示し大きな差異はない。ゆえに、本技術（中空原則）の泥炭性軟弱地盤における既設杭基礎の地震時（レベル1地震動さらにはレベル2地震動）の変形抑制および杭応力低減より耐震補強効果が確認されたものとする。

この本技術の既設杭基礎の耐震補強効果を、一般的杭基礎の地震時に対する要求性能である耐震性能1・

2・3として設計法・解析も含めて考察する。ここで耐震性能1は、弾性挙動内を限界状態とするつまり軽微な損傷に止める範囲である。耐震性能2は、基礎部材はエネルギー吸収可能なため修復が容易な限界状態つまり副次的塑性化である地盤の非線形を許容する範囲である。一般国道では原則耐震性能2が基本である。耐震性能3は、橋の致命的損傷とならない限界状態である。つまり仮に基礎に塑性化を許容しても他の躯体などは弾性挙動内に止め、下部工全体の機能は保つという概念を言う。

本技術は、図-4・8・9・13・14の結果から杭体みに注目して解釈すれば、耐震性能1の弾性限界を地震時の橋梁全体系の周波数特性によっては確保することも可能と考えられる。ただし、図-4等より地震時の杭大変形時では杭周辺改良体の損壊はないが非線形性は認めないことから現行基準要件の耐震性能2を確保しているとする判断が妥当と考えられる。この際に、自然地盤では塑性化した回復性は現行不明瞭であるが、本技術では大規模地震時でもその懸念がない利点がある。ただし改良体と軟弱地盤の境界には溝は発生している。一般に新設を含めた道路橋では、耐震性能3とすることはないと考えられるが、仮に既設杭基礎の主たる塑性化を許容するのであれば補強は不要であり、橋の致命的損傷とならない範囲例えばレベル1地震動に対する耐震性を既設杭基礎に担保させ、他の上下部補強で橋梁全体系の耐震性を確保するのであれば、静的載荷試験結果での考察どおり、本技術では地盤改良範囲・深さを変更することは工学的根拠からできないため、要求性能に応じた改良強度を低下設定する判断となる。

なお、液状化を含めた動的挙動の同定には種々の有効応力解析が提案されているが、現行においては実務者が設計可能な手法である震度法（レベル1地震動）や地震時保有水平耐力法照査（レベル2地震動）を用いることが簡便である。やや煩雑であるが改良体強度および変形係数を地震時水平 K_{HE} と地震時鉛直 K_{VE} にバネモデル化すればフレーム解析（図-15）や保有水平耐力法解析等を用いることで詳細な解析も可能である。

図-16には保有水平耐力法解析の一例を示した。図示した保有水平耐力法解析は現行基準に準じ単杭水平載荷試験（プッシュオーバー載荷）の結果を、杭をファイバー要素（2次要素）、載荷位置～杭頭は弾性（弾性・高剛性）、地盤および改良体は非線形ばね要素（パイリニア）として同定してものであるが、水平力 P ～水平

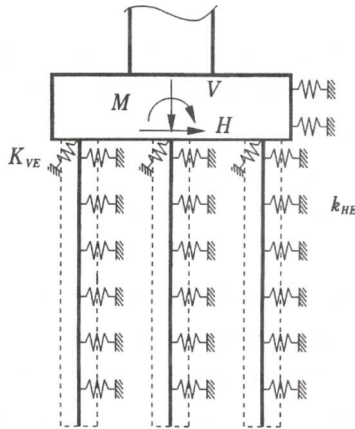


図-15 本技術（改良体併用）設計法のフレームモデル

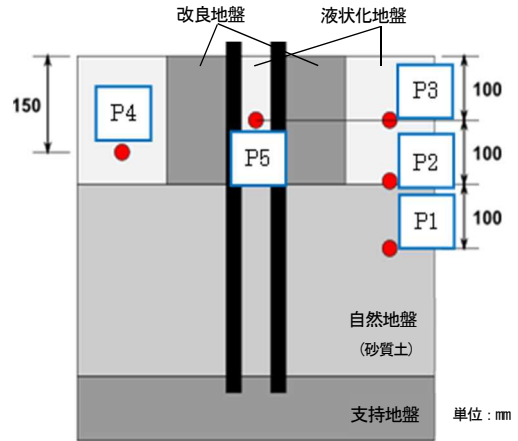


図-17 ケース 10 液状化対策実験モデル（中空）

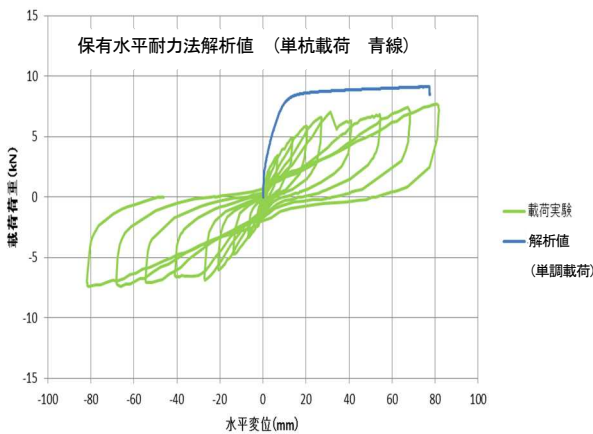


図-16 本技術（改良体併用）保有水平耐力法解析
水平力 P ~ 水平変位（地表面） δ

変位（地表面） δ 結果を概ね再現できている。

4. 3. 3 液状化地盤の既設杭基礎加振実験

液状化地盤における橋脚組杭加振実験のケース 9（未対策）とケース 10（コンポジットパイル）の加振実験結果を示す。本実験は液状化時の杭挙動を考察する目的にあるが、代表としてケース 10 の実験モデルを図-17 に示す。この際にケース 10 ではフーチング直下はケース 8 と同様に中空としている。ケース 9 未対策の加振実験状況を写真-5 に示したが、明らかに液状化現象が生じていることが分かる。

一方で、ケース 10 では固化改良体側面の周辺地盤の液状化は避けられないが既設組杭基礎の応答変位が減少し、フーチング直下の中空部では過剰間隙水圧比は低下し液状化が抑制される結果を得た。

これを端的に表した実験結果が図-18 である。加振前のせん断土槽の固有周期に同調させた同一最大加速度 500gal の sin 波を入力した場合の応答杭変位をケー

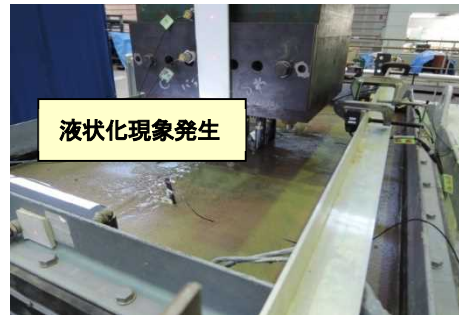
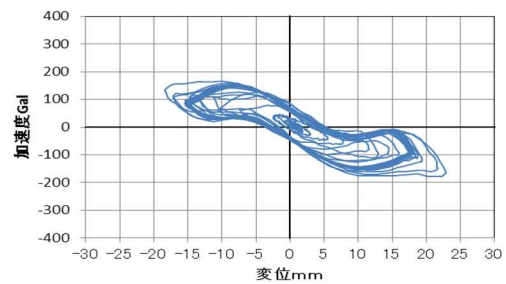
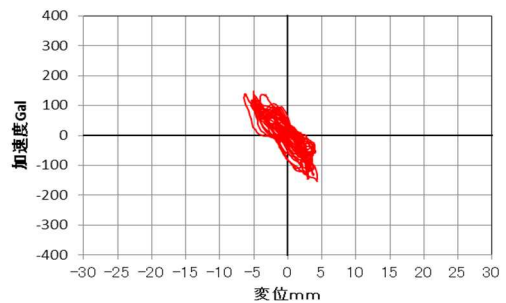


写真-5 ケース 9 未対策の液状化実験



(a) ケース 9 上層未対策の液状化



(b) ケース 10 本技術上層改良体補強（中空改良）

図-18 液状化地盤の加速度～杭応答変位（ケース 9・10）

ス9とケース10で対比した場合、ケース10では過剰間隙水圧比は0.8以下に抑止され杭最大応答変位は約1/4 ($\delta_{10} = \text{約} 5 \text{ mm} / \delta_0 = \text{約} 20 \text{ mm}$) に低下した。ケース10で改良体は損傷することなく健全であり、応答杭ひずみも未対策のケース9に対してほぼ同様の低下傾向である。

以上、本液状化地盤の既設杭基礎の加振実験結果(ケース9・10)より、泥炭性軟弱地盤に対すると同様に、液状化地盤においても本技術は橋脚既設杭基礎の耐震補強効果が発揮されることが確認され、工学的な有用性が検証されたものと判断される^{13), 15), 16)}。

5. 橋台既設杭基礎の要求性能に応じた耐震補強技術

本工法の耐震性について、常時偏土圧が作用する橋台の特殊条件にも対応させる必要があった。そこで、背面土の下を未改良とするコの字型の固化改良体を併設した補強工法の前側一方向繰返し静的水平荷重模型実験を実施し、耐震補強効果を確認することにした。

図-19に橋台杭基礎模型実験の概要を示す。泥炭地盤、砂質土地盤、支持地盤とした3層系地盤を成層状にせん断土槽に充填した。杭の周囲の改良地盤の範囲は砂質土地盤に着底させた深さから受働土圧 $45^\circ + \phi/2$ の勾配で立ち上げた水平範囲とし、杭間の内側は未改良で中空としている。改良地盤の作成は泥炭地盤にセメント系固化材を添加し目標とする一軸圧縮強さ q_u を 300 kN/m^2 に設定した。また、橋台背面盛土の下の実際の施工が現道を利用かつ大型機械となることから交通支障が生じるため、その回避の理由からコの字型の改良としたことが特徴である。試験鋼管杭は4本の組杭で支持地盤に100mm貫入させて先端支持杭とした。荷重方法は、補強効果を確認することを目的に、常に上載荷重として5kNの軸力を杭頭に載荷した条件で、水平方向には変位制御・連続荷重方式による多サイクル一方向としたものである。一方向とした理由は橋台が地震時に主として一方向に繰返し荷重を受けるためである。

図-20に模型実験の水平荷重-水平変位関係の結果を示す。なお、未改良のケースと橋脚杭基礎を対象とする中空改良のケースの正負交番荷重実験結果を併せて比較した。未改良では、最大変位約80mmにおいては5kNの荷重に対し、中空改良とコの字型改良では、約1.5倍の7kN程度が荷重されたことが見て取れる。また、最大変位に至るまでの変形性能もコの字型改良は中空改良と同じ傾向の包絡線を描き地盤反力効果が

高い。このことから未改良に対してコの字型改良は概ね中空改良と同じく耐震性能を保有していることがわかった。橋台水平荷重実験によって、当工法は橋台に対しても耐震補強法として有効であると考えられる。

6. 橋梁全体系の耐震性照査による既設杭基礎耐震補強の評価法

6.1 対象橋梁試設計

泥炭性軟弱地盤のように地盤が軟弱であれば、地震波から伝わった基礎および上下部工の揺れが逆に地盤に伝わり、基礎を通して各応答が互いに影響を及ぼすことが考えられる。これを動的相互作用という。また、泥炭性軟弱地盤ではその地震時の挙動において加速度が大きくならないが変位が大きくなることが予測される。よって、地盤-杭-下部工の橋梁全体系解析モデルで杭周囲の改良が上部工へどのような影響を及ぼすか試設計した橋梁の動的解析で評価できれば、本工法

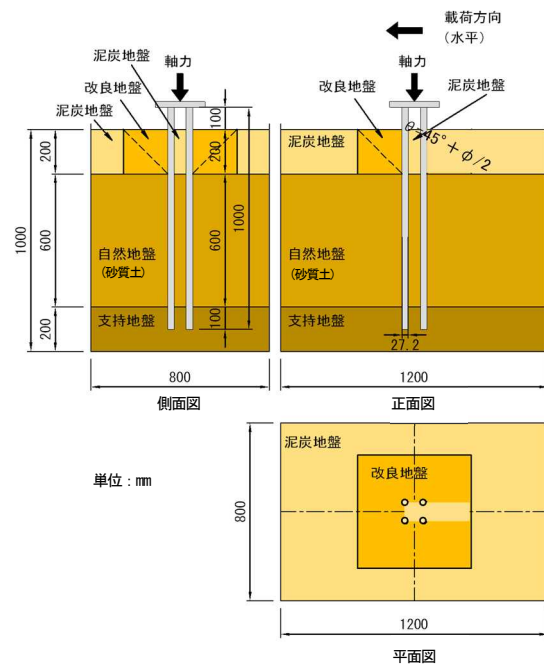


図-19 橋台模型実験の概要図

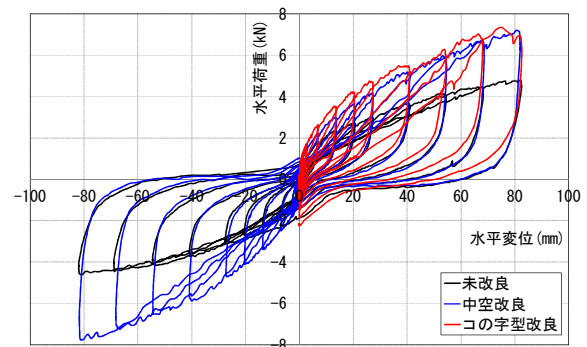


図-20 模型実験による荷重-変位関係

のより実態に即した耐震性能の検証や、安全性や経済性といった合理的な対策工の設計に貢献できると考えられる。

通常、橋梁全体系の地震時の挙動を表す解析モデルを組み立てる際に、基礎と地盤間の抵抗特性ばねは、線形要素として杭頭に集約させた水平ばね、鉛直ばね、回転ばねの置換により構成される(以降 SR (Sway・Rocking)モデル)。非常に簡便なモデルであるが地盤との抵抗特性はわかりにくい。これに対して、基礎と地盤間に動的相互作用や地盤変位の影響を導入させる手法は、杭をフレームモデルとし非線形履歴特性をもった杭-地盤相互ばねと、さらに杭から離れた自由地盤を質点に置きかえたせん断ばねにより構成される(以降修正 Penzien モデル¹⁷⁾)。この手法の実務での採用には新耐震基準¹⁸⁾によると実験に基づいた設計対象構造に対する適用性を検証する必要性の制約があるが、地盤変位の影響を詳細に評価できるモデルであると言える。また、地盤改良強度や改良深による応答特性をばねの細分化で厳密化できる。ここで修正と名付けているのは、杭と自由地盤を解析上一体型にして煩雑でないモデルを表し、分離型モデルに対し区別するためである。

まず、対象とする橋梁を試設計し、その橋梁諸元が補強の対象レベルに相当することや改良体の補強効果を地震時保有水平耐力法で確認した。試設計のモデルは、既設杭基礎補強の資料³⁾を参考とした上部構造-橋脚-杭基礎で構成される桁形式の橋脚1基を対象としたものである。橋梁全体ではなく橋脚1基に限定したのは次節で述べる上部工への動的応答を橋脚天端で評価するためである。上部工は支間長26mの単純鋼I桁であり、図-21に示すように、下部工は矩形断面の単柱式T型橋脚と径600のPC杭から構成される。素地盤は、上層にN値2程度の泥炭層が堆積し、その下の中間層にN値5程度の粘性土層が堆積する。また、表-1に示すように耐震設計上の地盤種別はII種地盤である。検討したケースは、地盤改良の有無を考慮し未改良の軟弱地盤のケースと改良地盤のケースであり、改良深さはN値5程度の粘性土層下の境界までとした。さらに、改良地盤の強度を200kN/m²と300kN/m²の2種類で比較した。なお、検討方向は橋軸方向に限定した。レベル2地震時の基礎の応答塑性率を図-22に比較して示す。泥炭性軟弱地盤のケースでは、4以上となり損傷度IVに区分され脆弱性を示した。一方、改良の2ケースでは耐震性が向上し両ケースで2未満となり、それぞれ損傷度II、損傷度Iに区分され強度

が高いほど耐震効果も向上した。このことから、地震時保有水平耐力法によって改良体の補強で要求性能に応じた耐震補強が可能であることがわかる。

6.2 耐震補強影響評価

次に、非線形時刻歴応答解析により試設計のケースをもとに基礎のモデル化の違いによる上部工への影響

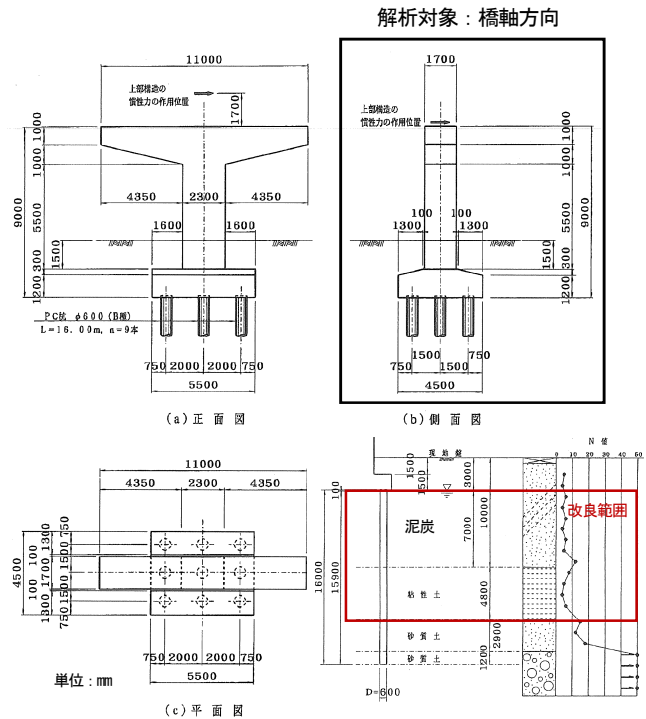


図-21 対象橋梁の概要³⁾

表-1 素地盤種別の設定

層種	層厚 H _i (m)	平均 N値	平均せん断弾性波速度 V _{si} (m/s)	H _i /V _{si} (s)
泥炭	7.00	2	126.0	0.056
粘性土	4.80	5	171.0	0.028
砂質土	2.90	15	197.3	0.015
合計	14.70	-	-	0.098

基本固有値 T_g = 4 Σ (H_i/V_{si}) = 0.393 (s) ∴ II種地盤

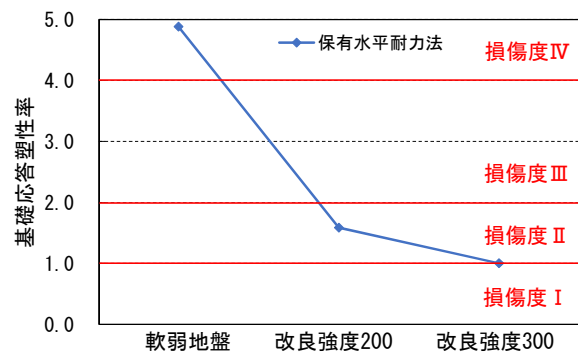


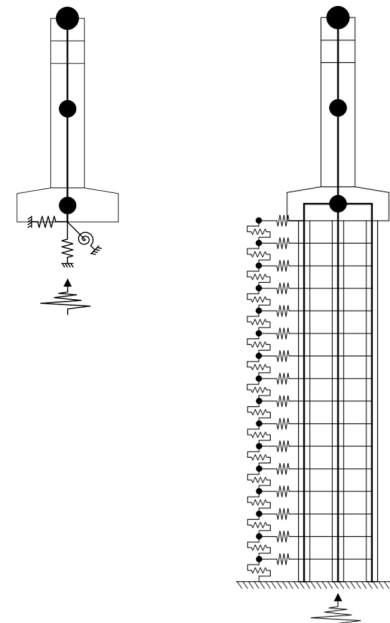
図-22 基礎応答塑性率

を確認することとした。SR モデルの入力地震動は道路橋示方書のレベル 2-タイプII-II種地盤-1 波とした。一方、修正 Penzien モデルの入力地震動は耐震設計上の基盤面における波形を求めなければならないが、ここでは SR モデルの地表面入力地震動を、重複反射理論を応用した地震応答解析に基づき基盤面に引き戻し求めることとした。図-23 に地表面の加速度波形を示し、図-24 に解析で求めた基盤面における加速度波形を示す。基盤波に対し地表面波は軟弱地盤によって地震力が増幅していることがわかる。

図-25 に解析モデルを示す。解析の概要を述べると、橋脚および杭体ははり要素 ($M-\phi$) でモデル化し、非線形特性は、修正武田モデルのトリリニア型としている。修正 Penzien モデルにおける自由地盤の質点は杭の根入れ長の 6 倍程度 (100m) の水平範囲を設定し、非線形については全応力モデルを適用し、せん断応力-せん断ひずみ関係に修正 RO モデルを採用した。ここで修正と付けているのは、元来の RO モデルとは必ずしも同一ではないためである。また、本検討では杭と地盤との動的相互作用ばねに図-26 に示すバイリニア型の履歴モデルを設定した。これは道路橋示方書を準用したモデルであり、初期勾配である水平方向地盤反力係数 k_{HE} および上限値である水平地盤反力度 P_{HU} からなる。表-2 に改良地盤強度 200 kN/m^2 のケースのばねモデルの設定値を示す。なお、ばねの配

置は縦方向に杭径以上を基本として分割した。SR・修正 Penzien 両モデルの粘性減衰モデルの設定は Rayleigh 型とした。時刻歴応答解析の数値積分には Newmark β 法を用い、積分時間間隔は入力波形の時間間隔 Δt の 1/10 (0.001s) に設定し、 $\beta=1/4$ の平均加速度法で計算した。

図-27 と図-28 に解析 3 ケースについて SR モデル、修正 Penzien モデルの橋脚天端における最大応答



(a) SR モデル (b) 修正 Penzien モデル

図-25 モデル化の違いによる解析モデル

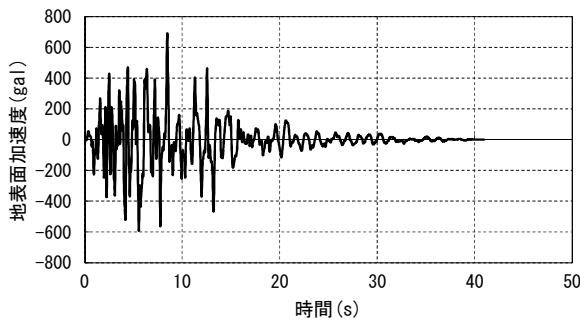


図-23 地表面の加速度波形

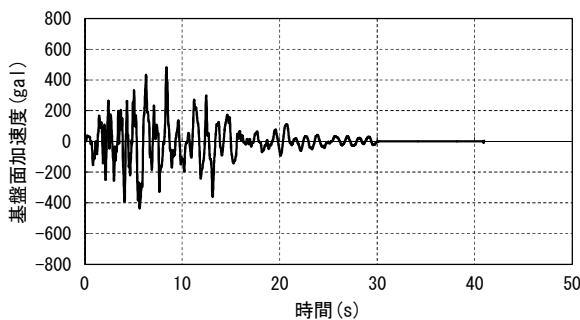


図-24 基盤面の加速度波形

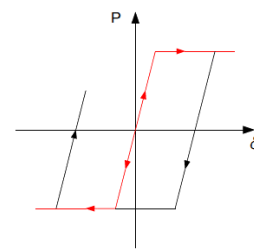


図-26 バイリニア型の履歴モデル

表-2 杭と地盤の動的相互ばねの設定 (地盤改良強度 $q_c=200 \text{ kN/m}^2$)

	層種	層厚 H_i (m)	平均 N 値	水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m^3)	水平地盤反力度の上限値 P_{HU} (kN/m^2)	
					1列目	2列目以降
上端	改良	7.00	28	208624.5	381.0	381.0
下端					433.5	433.5
上端	改良	4.80	28	208624.5	433.5	433.5
下端					491.1	491.1
上端	砂質土	2.90	15	109527.9	1339.7	669.8
下端					1614.1	807.1
上端	砂質土	1.20	50	365093.0	2761.2	1380.6
下端					2977.0	1488.5

変位と橋脚基部の応答塑性率を示す。杭周囲を改良することにより、上部構造および橋脚の応答が低減されることがわかる。また、改良強度の違いが動的応答に与える影響が小さい。これは、地盤改良の最低強度である $q_u=200\text{kN/m}^2$ であっても、 N 値 30 程度の比較的良好な支持地盤相当の層まで改良されているためと考えられる。また、SR モデルに比べ、修正 Penzien モデルの応答がすべてのケースで高い。これは、SR モデルでは慣性力による応答しか考慮されず、両モデルの差は地盤変位の影響であるものと考えられる。よって、泥炭性軟弱地盤では地盤変位の影響を無視できないと言える。さらに、上部構造、下部構造、基礎構造を一体で解析することにより破壊形態が明確になるとともに、基礎構造の損傷にともなう上下部構造への影響も評価でき、現有性能の明確化ならびに合理的な耐震補強が可能になることが示唆される。

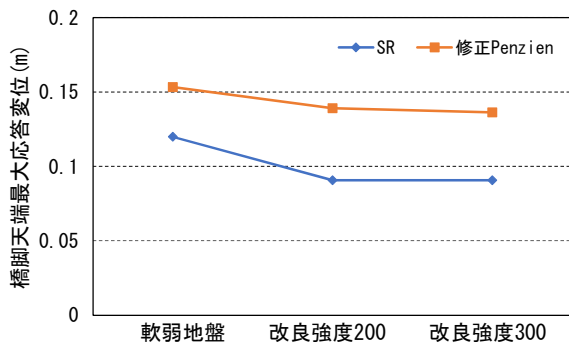


図-27 橋脚天端（上部構造）最大応答変位

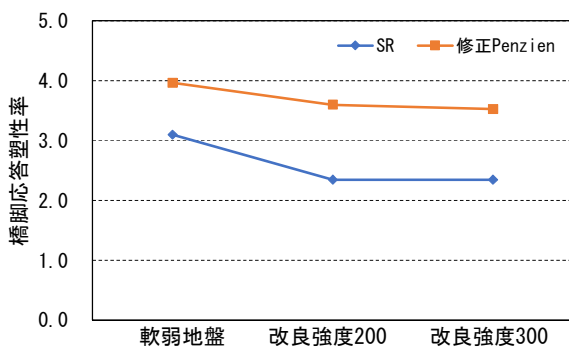


図-28 橋脚基部応答塑性率

7. まとめ

7. 1 橋脚既設杭基礎の耐震補強技術研究のまとめ

7. 1. 1 泥炭性軟弱地盤の単杭静的水平載荷実験結果

単杭静的水平載荷試験の結果、特殊土である泥炭性軟弱地盤において杭周辺に改良体を併設するコンポ

ジットパイル工法は、未対策に対して、比較的大きな水平抵抗が発揮された。また本技術においては、改良地盤の破壊による抵抗の喪失がなく抵抗特性を維持できると評価できる。

7. 1. 2 泥炭性軟弱地盤の組杭静的水平載荷実験結果

組杭静的水平載荷試験の結果より、特殊土である泥炭性軟弱地盤中の既設杭基礎周辺部に低強度改良体を併設するコンポジットパイル工法のレベル1およびレベル2地震動相当の地震力に対する耐震性つまり要求性能を確保できることを検証した。この際の耐震照査は静的な現行耐震基準に準じたレベル1地震動に対しては改良体をばねモデル k 値とした震度法、レベル2地震動に対しては地震時保有水平耐力法照査を実施した。なお、泥炭性軟弱地盤では既設杭基礎から改良体を隔離設置した場合は、現行の静的プッシュオーバーを主体とする（地震時）保有水平耐力の確保は困難と考えられた。

7. 1. 3 泥炭性軟弱地盤の組杭加振実験結果

組杭加振実験の結果、本技術は泥炭性軟弱地盤における橋脚既設杭基礎のレベル1およびレベル2地震動に対して、変形抑制および杭応力低減つまり新橋基準相当の耐震効果を発揮する補強技術であることを検証した。この際に、提案した本技術のフーチング直下の杭間内側を地盤改良しない中空とする妥当性を改めて確認した。本組杭加振実験はレベル1地震動とレベル2地震動の連続加振であることから、地震動回数・地震力にもよるが余震に対する一定の要求性能も確保していると考えられる。また、要求性能を耐震性能 $1 \cdot 2 \cdot 3$ で評価した場合、本技術は、泥炭性軟弱地盤においては耐震性能2を確保することが可能と判断される。耐震性能1は杭体応力のみから概ね満足するが周波数特性によると考えられる。

7. 1. 4 液状化地盤の組杭加振実験結果

液状化地盤の既設杭基礎の加振実験より、泥炭性軟弱地盤に対すると同様に、液状化地盤においても本技術は橋脚既設杭基礎の耐震補強効果が発揮されることが確認され、その工学的な有用性が検証されたものと判断される。なお、液状化現象を含めた動的挙動の同定は有効応力解析が提案されているが、現行においては実務者が設計可能な手法である震度法（レベル1地震動）や地震時保有水平耐力法照査（レベル2地震動）を用いることが簡便と考えられる。また、改良体強度および変形係数を地震時水平 K_{HE} と地震時鉛直 K_{VE} にバネモデル化すればフレーム解析や保有水平耐力法解析等の手法も有効と考えられる。

7. 2 橋台既設杭基礎の耐震補強技術研究のまとめ

泥炭地盤にコの字型の固化改良体を併設した橋台杭基礎の静的な方向水平載荷模型実験より、未改良と比較して耐震補強効果を確認したとともに、橋脚を想定した条件と比較し概ね同様の水平地盤反力効果が得られたことを確認した。橋台杭基礎の耐震補強法として有効であると考えられる。

7. 3 橋梁全体系の耐震性照査による既設杭基礎耐震補強の評価法研究のまとめ

地盤－杭－下部工の橋梁全体系解析モデルで杭周囲の改良が上部工へどのような影響を及ぼすかを試設計した橋梁の動的解析によって評価した。その結果、SR モデルに比べ地盤変位を考慮できる修正 Penzien モデルの応答が大きく地盤変位の影響を無視できないと考えられた。今後の課題としては、設計実務へ適用できる合理的な解析モデルの検証、基盤波の整備、および地盤の非線形履歴特性の検証等を行う必要がある。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」、pp.36-56、2012
- 2) 中谷昌一、星隈順一、白戸真大、西田秀明、谷本俊輔、横幕清、豊島孝之：「既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究」、土木研究所資料、第 4168 号、pp.30-68、2010
- 3) (社) 日本道路協会：「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」、第 3、4 章、pp.3.1-4.70、2000
- 4) (社) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」、pp.275-276、2012
- 5) (社) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」、p.268、2012
- 6) 特許第5077857号「複合地盤杭基礎技術による既設構造物基礎の耐震補強構造」、2012
- 7) (例えば) Tomisawa, K. and Miura, S. : “Mechanical behavior of pile foundation constructed in composite ground and its evaluation”, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5, pp.961-972, 2007
- 8) Wei Dong Guo and Mark F. Randolph : “Vertically Loaded Piles in Non-Homogeneous Media”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.21, pp.507-532, 1997
- 9) 国土交通省 道路局 国道・防災課 事務連絡：「既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計について」、2015
- 10) 地盤工学会：「地盤工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説 第1回改訂版」、pp.22-28、2010
- 11) 富澤幸一、西本聡：「固化改良体を併設する既設杭基礎の耐震補強技術-コンポジットパイル工法の耐震補強技術-」、第 10 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.329-336、2012
- 12) 富澤幸一、山梨高裕、三浦清一：「固化改良体を併設する既設杭基礎の耐震補強技術(その 2: 診断フロー・組杭)」、第 11 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.215-220、2014
- 13) 富澤幸一、木村 亮：「既設杭の軟弱地盤および液化地盤における耐震補強技術」、第 59 回地盤工学シンポジウム論文集、CD-ROM、2015
- 14) 富澤幸一、磯部公一、三浦清一：「固化改良体を併設する既設杭基礎の耐震補強技術(その 3: 必要実務・施工管理法)」、第 12 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.73-78、2016
- 15) Koichi TOMISAWA, Satoshi NISHIMOTO, Makoto KIMURA: “Seismic strengthening technique for existing pile foundations in soft ground and liquefiable ground”, 19th ICSMGE 国際地盤工学会議、CD-ROM、2017
- 16) 磯部公一、富澤幸一：「既設基礎の地盤改良による耐震補強技術」、材料、第 67 巻、第 1 号、pp.24-27、2018
- 17) 森伸一郎：「杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用」、応用力学論文集、Vol.3、pp.609-620、2000
- 18) (公社) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」、p.125、2017

SEISMIC REINFORCEMENT TECHNIQUE TO MEET REQUIRED PERFORMANCE OF AN EXISTING PILE FOUNDATION IN UNUSUAL SOIL

Research Period : FY2015-2019

Research Team : Cold-Region Construction
Engineering Research
Group (Geotechnical)

Author : HATAKEYAMA Osamu
HAYASHI Hirochika
EGAWA Takuya
TSUNODA Fujio

Abstract : In recent years, structure of the existing bridges have been reinforced as needed after large-scale earthquakes, but seismic reinforcement for the existing pile foundation has not been conducted. The main objective of this research is to establish seismic reinforcement technique considering the vibration system of the entire bridge to meet required performance of an existing pile foundation in special soil, such as soft peaty ground and liquefiable volcanic sandy ground which do not have enough dynamic shear strength.

Key words : unusual soil, existing pile foundation, ground improvement, liquefaction, seismic reinforcement