

戦-17 液状化に対する新しい基礎構造に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 19～平 22

担当チーム：材料地盤研究グループ(土質・振動)、橋梁構造研究グループ

研究担当者：佐々木哲也, 谷本俊輔, 中谷昌一, 西田秀明, 河野哲也

【要旨】

地震時に十分な地盤反力を期待できない液状化地盤においては、基礎の規模が大きくなる傾向があることから、新しい基礎構造によるコストの縮減が求められている。本研究では、液状化に対する新しい基礎構造として、杭基礎の新しい杭頭結合方式および固化改良地盤に支持される基礎を対象に、地震時挙動を明らかにするとともに、耐震性能照査法を提案し、各基礎構造の適用条件の整理を行った。また、固化改良地盤に基礎を支持させる場合は、荷重の繰返し作用に対しても可逆的な反力特性を得るため、セメント改良土の許容応力度の設定方法を検討、提案した。

キーワード：基礎、液状化、杭頭結合、固化体、許容応力度

1. はじめに

地震時に十分な地盤反力を期待できない液状化地盤においては、杭本数、杭径や鉄筋量などの基礎の諸元が増加することから、新しい基礎構造によるコストの縮減が求められている。

杭頭をヒンジ結合・ローラー結合する方法など、杭頭の固定度を下げ、断面力の緩和を図る新しい基礎構造は、主として建築分野で技術開発が進んでおり、土木構造物に対しても、耐震性能を確保した上で、従来の基礎に比べて建設コストを縮減できる可能性がある。一方、変位制限の厳しい構造物等への適用性など、課題も残されている。

また、近年、既設基礎の耐震補強や新設基礎のコスト縮減を目的として、軟弱粘性土地盤や液状化の発生が懸念される地盤中の道路橋基礎に地盤改良を取り入れた新しい基礎形式の研究開発が多方面で行われている。改良地盤といってもその詳細は多岐にわたるが、一部にはセメント等の安定材を混合させて地盤を固化させ、基礎の荷重を分担させるものがあり、このような基礎・地盤改良の適用範囲や設計法が確立されていないのが現状である。例えば、改良体の動的挙動やそれを考慮した改良範囲の設定法、基礎の可逆的な復元力特性を得るための固化体の許容応力度の設定方法、大地震により固化体に内部破壊が生じた後の残存耐力特性など、構造物基礎に適用するにあたって検討すべき項目が多く残されている。

これらの背景から、本研究では、杭頭にヒンジを有する基礎、固化改良地盤に支持される基礎を対象として、地震時挙動を把握するとともに耐震性能照査法について検討し、各構造の適用条件の整理を行った。

2. 杭頭にヒンジを有する基礎

2.1 弾性床上の梁に基づく解析解

まず、弾性床上の梁の解析解を通じて、杭頭結合条件が杭の曲げモーメントおよび変位に与える影響を考察する。水平方向地盤反力係数 k_H の地盤に支持される曲げ剛性 EI 、杭径 D の半無限長の杭に対し、杭頭に水平力 P が作用した場合、杭の変位 $u(z)$ 、曲げモーメント $M(z)$ は図-1のようになる。ここに、 β は杭の特性値であり、式(1)で表される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (1)$$

同図より、杭頭にヒンジを有する基礎は、杭頭をフーチングに剛結合した基礎に比べ、以下の特徴がある。

(1) 深さの無次元量 $\beta z = \pi/4$ の位置で曲げモーメントの無次元量が極大値 0.64 を示す。すなわち、最大曲げモーメントの発生位置は深くなるものの、その値は 2/3 倍程度となる。

(2) 杭頭部で変位の大きさが 2 倍となる。

実際には、フーチングの回転の影響、フーチング前面抵抗の影響、地盤抵抗の非線形性、群杭効果などにより、

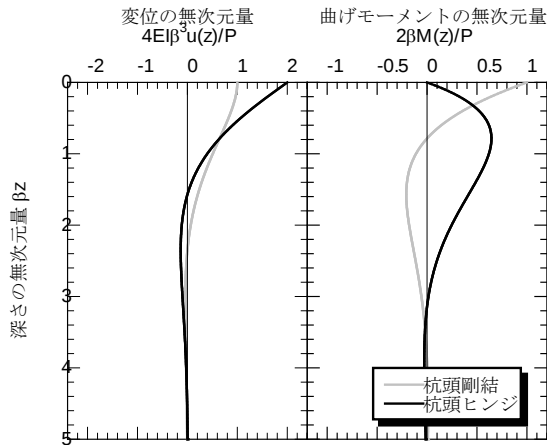


図-1 杭の変位および曲げモーメントの解析解

このとおりとなるとは限らないが、定性的な傾向は十分にとらえていると思われる。橋梁のように、隣り合う下部構造間の相対変位を抑える必要がある構造物では、杭頭の固定度を下げる工法を適用するにあたっては、杭頭部の水平変位の大きさが懸念されるところである。

2.2 実験方法

実験対象は、12.2mの橋脚高さを有する連続鋼桁橋のうちの一基の下部構造および地盤¹⁾であり、その基礎は平面寸法が 8.5m×8.5mのフーチング、3×3 配列で杭径 1.2mのRC場所打ち杭からなる。この橋脚基礎の橋軸方向を検討対象とした。ただし、この橋梁は地震時水平力分散構造を有する連続桁橋であるが、これを実験で再現することは困難であるため、1 基の下部構造のみを切り離したものを検討対象とした。

動的遠心模型実験では、1/N の縮尺模型に、相似則を考慮して、N 倍の加速度を作用させた。実験条件の設定にあたっては、以下の事項に関する相似則を考慮した。

①上部構造の質量および重心位置。質量はレベル2 地震時の上部構造の等価重量相当とし、重心位置は慣性力作用位置とした。

②橋脚の質量および剛性。剛性は降伏時の割線剛性とした。

③フーチング幅、厚さおよび質量。

④杭の直径、打設間隔、長さおよび曲げ剛性。曲げ剛性はひび割れ前の値に設定した。

⑤地盤の層厚、液状化強度および液状化層 (GL-5~13m) の透水係数。砂層の相対密度は、実験試料が 20 回の繰返しで両振幅ひずみ $\epsilon_{DA}=5\%$ に達するせん断応力比 R_{L20} と、検討対象橋梁の地盤のN値から推定される繰返し三軸強度比 R_L が等しくなるように設定した。

実験の概要を図-2 に示す。模型の縮尺は 1/70、杭頭を

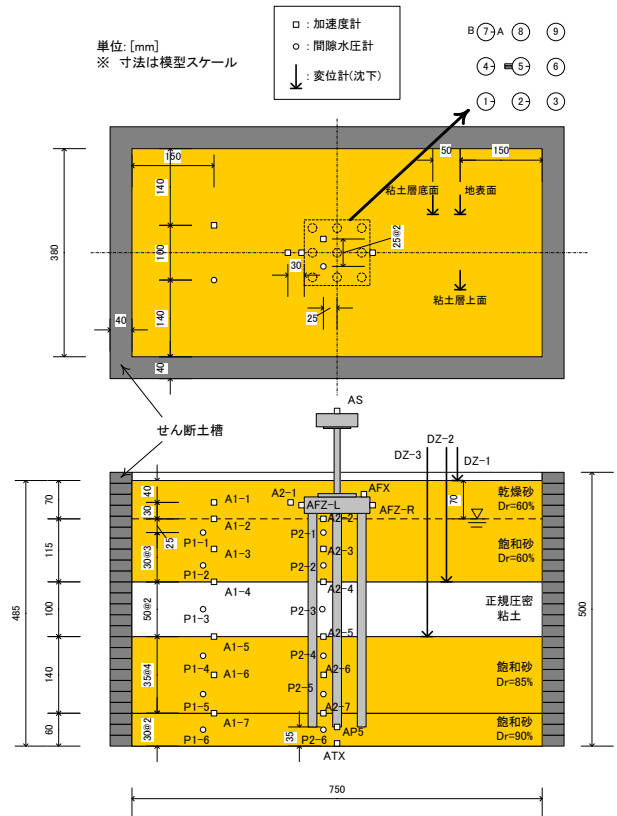


図-2 実験の概要

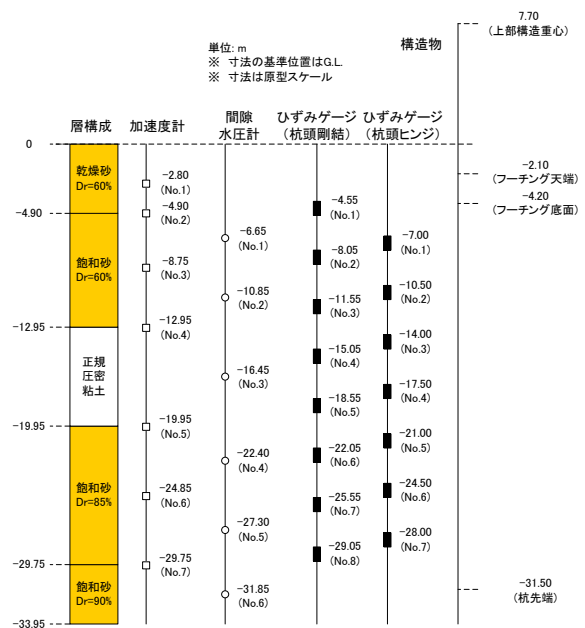


図-3 センサー配置図

剛結合したケースおよび杭頭にヒンジを設けたケースの 2 ケースについて実験を行った。実験は、独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置により、70G の遠心力場で行ったものである。

模型地盤は、上から順に相対密度 $Dr=60\%$ の乾燥砂層、

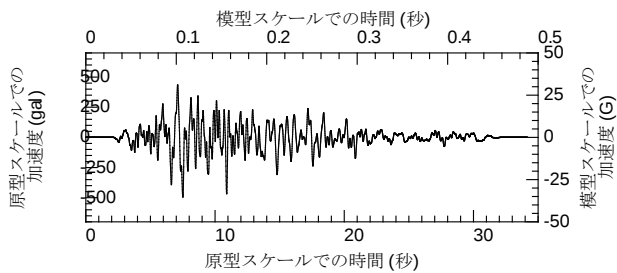


図-4 入力波形

Dr=60%の飽和砂層、正規圧密粘土層、Dr=85%の飽和砂層、Dr=90%の飽和砂層の5層構成であり、せん断土槽内に作製した。砂層には豊浦硅砂を用い、Dr=90%の層のみ締固めにより作製し、その他の砂層は空中落下法により作製した。粘土層にはカオリン粘土を用い、重力場および遠心力場で段階的に上載荷重を加えて圧密させた。液状化が生じると想定される Dr=60%の飽和砂層は、水の70倍の粘性を有するメトロゾ水溶液で飽和させた。

模型杭には外径16mm、肉厚1.5mmのアルミパイプを用いた。模型杭の先端は支持層に根入れさせた。杭頭はフーチングに剛結ないしはヒンジ結合とした。ヒンジ結合とする模型杭の杭頭部は、杭頭部に設置した直径11mmの球とフーチング底面に設置した球座を組み合わせることにより、フーチング底面を回転中心とするユニバーサルジョイントとしている。球と球座の曲率半径はほぼ同一であり、ヒンジ部に摩擦やガタつきが生じない程度に適度な力で固定した。フーチング上には上部構造を模擬した錘を取り付けた橋脚模型を設置した。

センサー配置は図-3のとおりである。1, 2, 4および5

の杭（配置は図-2の右上参照）については曲げひずみのみを計測し、杭7については曲げひずみおよび軸ひずみを計測した。

振動台への入力波形には、既往の検討事例との整合を考慮し、神戸海洋気象台基盤波²⁾の振幅を0.7倍した図-4の波形を用いた。以降に示す値は全て原型スケールに換算したものである。

2.3 地盤、上部構造および基礎の応答

まず、自由地盤の応答について、構造物から離れた位置で計測された地盤の加速度、過剰間隙水圧および変位波形を図-5に示す。Dr=85%の飽和砂層に設置した間隙水圧計 P1-4 以深における過剰間隙水圧の応答に差が見られるが、それを除けば両ケースの地盤の応答はよく一致している。

液状化層の過剰間隙水圧 (P1-1 および P1-2) は加振開始後 8.5 秒程度でほぼ初期上載圧 σ'_{v0} に達しており、それ以降の時刻では液状化層の浅い加速度が急激に減少していることから、8.5 秒付近で液状化が生じたことが分かる。

地盤の加速度は、Dr=85%の砂層 (A1-5) よりも粘土層 (A1-4)、粘土層よりも液状化層 (A1-3) の方が小さくなっており、せん断波の上昇に伴って加速度が減少していることがわかる。これは、隣接する2層間のせん断剛性に差があり、地震動の上昇成分が伝達しにくくなったためである。地盤の変位波形にも見られるように、このような層境界以浅には大きな変位の変化が生じやすい。

杭頭ヒンジ結合と杭頭剛結における上部構造の応答加速度を比較した結果を図-6に示す。杭頭ヒンジ結合により地震力が杭頭からフーチングに伝達しにくくなり、上

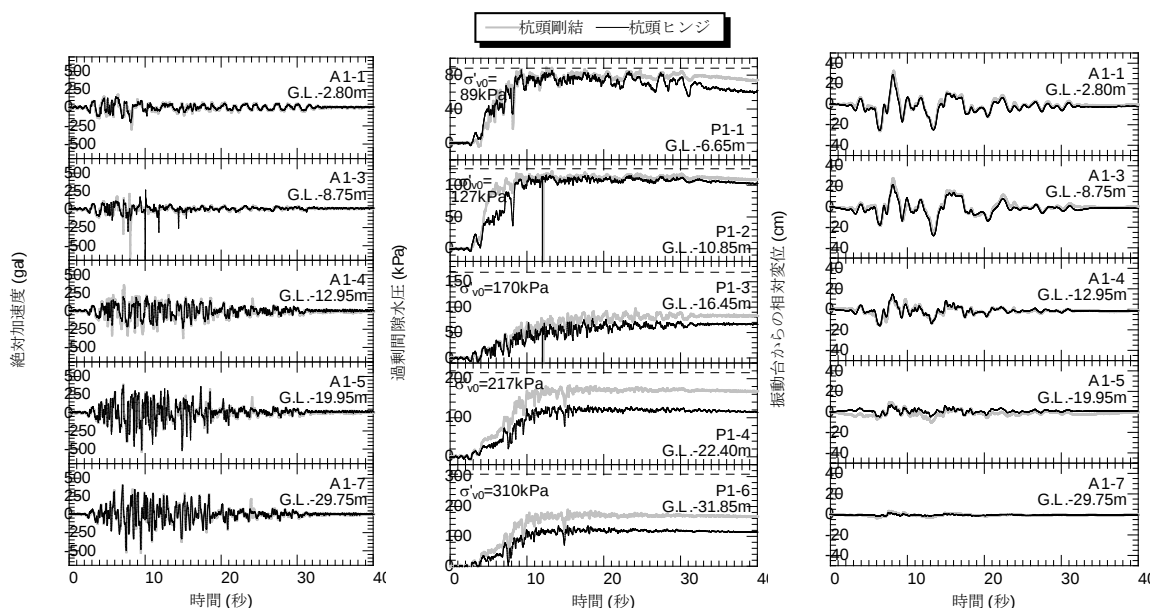


図-5 地盤の加速度、過剰間隙水圧および変位波形

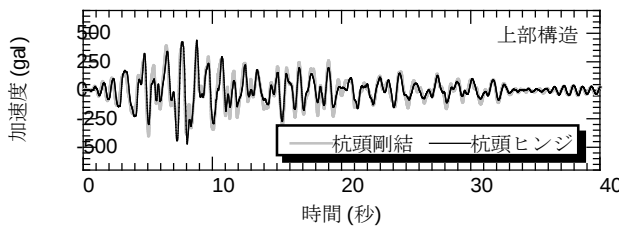


図-6 上部構造の応答加速度

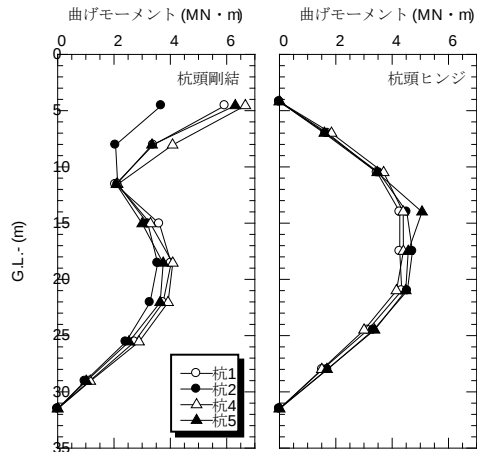


図-7 各杭の曲げモーメントの最大値

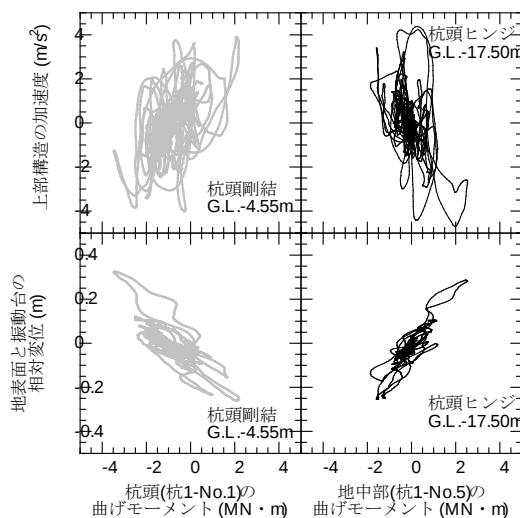


図-8 上部構造の加速度、地表面の変位と杭の曲げモーメントの位相関係

部構造の応答加速度が小さくなる効果も考えられたが、実験結果にはほとんど差が生じていない。したがって、杭頭の結合条件の違いは、構造物全体の応答特性にあまり影響を及ぼしていないと考えられる。このことは、杭頭にヒンジを設けたケースでヒンジが機能していないことによるものではない。図-7に示す杭の曲げモーメントの最大値分布を見ると、杭頭を剛結したケースでは、杭頭付近に大きな曲げモーメントが作用しているのに対して、杭頭をヒンジ結合したケースでは、地中から杭頭に向かって滑らかにゼロに近づいており、ヒンジが機能し

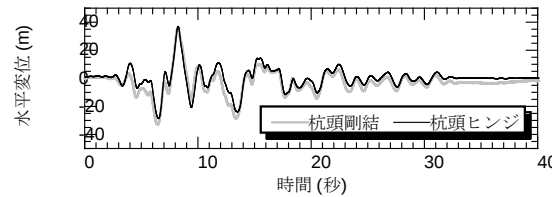


図-9 フーチング-振動台の相対変位

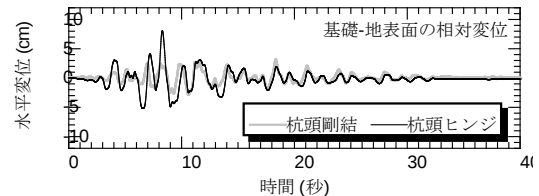


図-10 基礎-地表面の相対変位

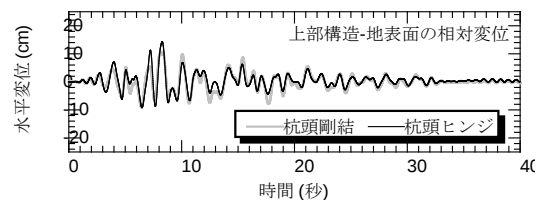


図-11 上部構造-地表面の相対変位

ていることがわかる。

各ケースで最大曲げモーメントが発生した深さにおける曲げモーメントと上部構造の加速度および地表面の変位の位相関係を図-8に示す。いずれのケースについても、地表面の変位－杭の曲げモーメントの関係の方が、上部構造の加速度－杭の曲げモーメントの関係よりも直線性が認められる。このことから、杭の曲げモーメントの発生は、上部構造の慣性力よりも地盤の振動変位に依存しているものと考えられる。

また、図-9に示すフーチングと振動台の相対変位は、図-5に示した地表面と振動台の相対変位と波形の形状、大きさともによく一致しており、フーチングの水平変位が地盤の振動変位に追従して発生していることがわかる。このことも、基礎の応答に対して地盤の振動変位の影響が支配的であることを裏付けている。

2.4 杭頭結合条件による応答の違い

図-7に示すとおり、各杭の曲げモーメントの最大値は、杭頭剛結の場合は杭頭で $6.3\text{MN}\cdot\text{m}$ 、杭頭ヒンジ結合の場合は粘土層内 (G.L.-17.5m) で $4.5\text{MN}\cdot\text{m}$ となっており、杭の曲げモーメントは杭頭をヒンジ結合することにより、3割程度低減されている。このことは、2.1で示した杭頭ヒンジ結合の最大曲げモーメントの発生位置は深くなり、最大値が小さくなる傾向と整合している。

図-10に基礎と地表面の相対変位波形を、図-11に上部構造と地表面の相対変位波形を示す。基礎と地表面の相対変位は、両ケース間で最大 5cm (2倍) 程度の差を生じ

るのに対して、上部構造と地表面の相対変位は 8.4 秒付近で 3cm (1.3 倍) 程度となっており、基礎の水平変位が 2 倍となっても、上部構造の水平変位が直ちに 2 倍となるわけではないことがわかる。このことは、後述のように杭頭ヒンジ基礎はフーチングのロッキングが生じにくいという構造的な特徴が影響しているものと考えられる。

図-12 にフーチングの回転角の波形を示す。杭頭にヒンジを設けた基礎のフーチングの回転角は、ほぼ全時刻にわたって小さくなっており、最大値は杭頭を剛結した基礎の半分程度となっていることがわかる。

杭頭位置における軸力・軸方向変位の関係 (引張側が正) を図-13 に示す。杭頭にヒンジを設けたケースは、軸力変動・軸方向変位とも小さくなっており、軸力の最大値は、引抜き側で 3 割程度、押し込み側で 7 割程度小さくなっている。このことから、杭頭をヒンジ結合することで基礎の回転挙動が抑制されたことが分かる。

このような基礎の回転あるいは杭部材の軸力変動に関する挙動の違いを次のように説明する。図-14 のように、地震時におけるフーチング周りの回転力のつり合いを考える場合、上部構造からの慣性力がフーチングに時計回りのモーメントを与えると、杭の変形モードからもわかるように、杭頭のモーメント反力も時計回りとなり、フーチングの回転を助長する。したがって、回転力がつり合うためには、杭頭の軸力でこれら両者を抑制する必要がある。しかし、ヒンジを設けた基礎では、杭頭のモーメント反力がないため軸力変動が小さくなる。軸力変動が小さければ杭の軸方向変位も小さくなり、フーチングの回転角が小さくなると考えられる。したがって、杭頭にヒンジを設けた基礎はフーチングの回転が生じにくい構造であるということがわかる。また、地盤の振動変位の作用に対しては、杭頭にヒンジを設けた基礎においては杭の軸力が発生しないため、地盤の振動変位が基礎に対して大きな影響を及ぼす場合ほど、杭頭ヒンジ基礎が杭の軸力変動とフーチングの回転角を抑制する効果が高くなるものと考えられる。

3. 固化改良地盤の動的挙動に関する検討

3.1 目的

地盤に安定材を混入させて形成された人工物である固化体は、固化範囲が平面的に限定的であるため、十分な広がりを持つ周辺地盤とは異なった挙動を示すことが考えられる。固化体上または固化体を貫通する形で橋梁基礎を設置するときに懸念される固化体の地震時挙動の例として、図-15 に示すように、杭式固化体の各杭が一

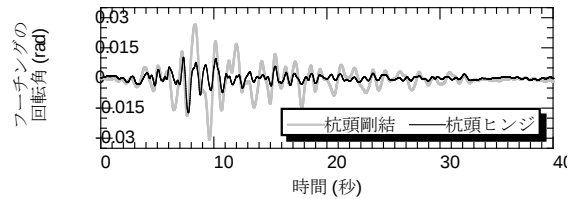


図-12 フーチングの回転角

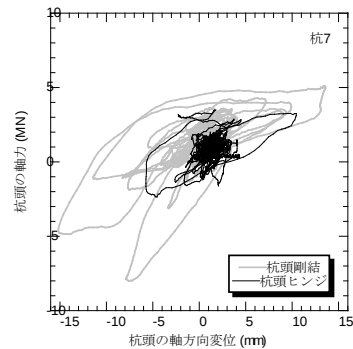


図-13 杭頭の軸力・軸方向変位関係

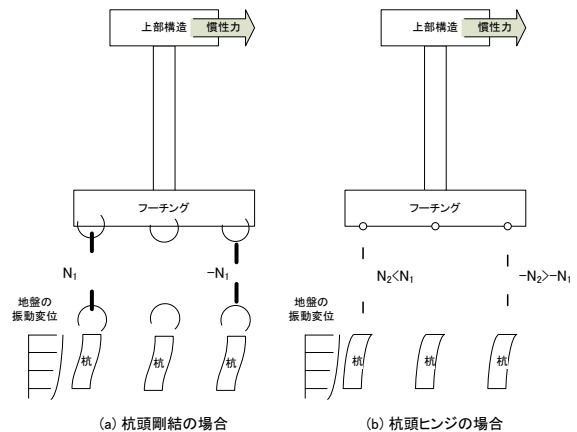


図-14 杭頭結合条件と軸力変動

体的に挙動しないこと、ブロック式固化体が回転振動することが考えられる。構造物基礎の設計では、固化体上面を耐震設計上の地盤面とすることが考えられるが、その前に、固化体単体としての地震時挙動を調べておく必要がある。そこで、固化体の地震時挙動に着目して動的遠心模型実験を行った。

3.2 実験方法

実験は、独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置にて行われた。遠心加速度は 70G である。図-16 に実験概要を示す。幅 300mm、奥行き 1,500mm、高さ 500mm の剛土槽内に、固化体形式ごとに、加振方向に 3 パターンの幅を有する固化体を作製し、同時に地震動を与えた。以下、全ての物理量を実物スケールに換算した値で示す。

相対密度 $D_r=90\%$ の支持地盤 (層 2) を作製し、その上に固化体を設置した。その後、固化体の周辺地盤を

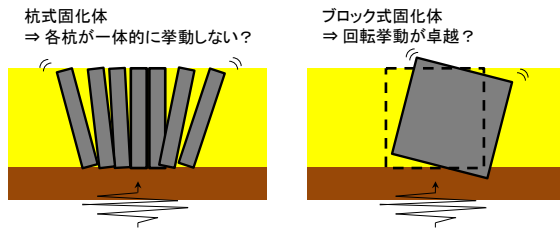
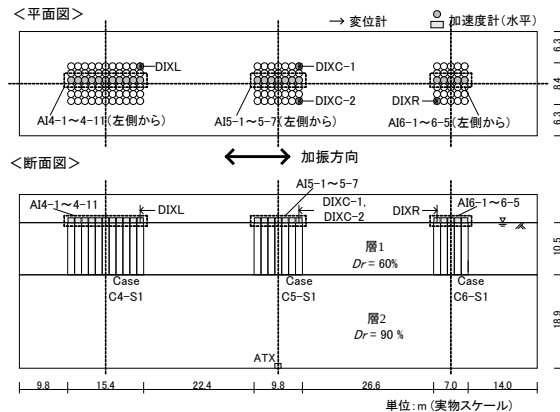
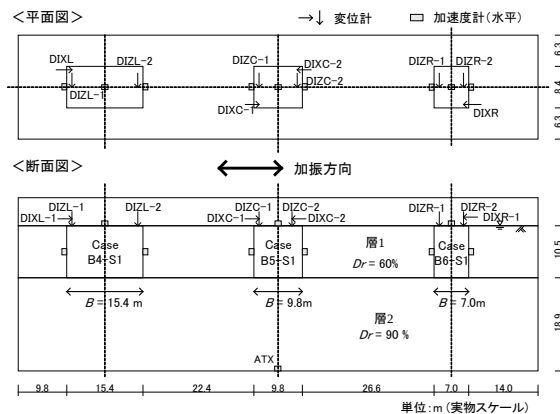


図-15 懸念される固化体の地震時挙動の模式図



(a) CaseC4-S1, CaseC5-S1, CaseC6-S1



(b) CaseB4-S1, CaseB5-S1, CaseB6-S1

図-16 実験概要

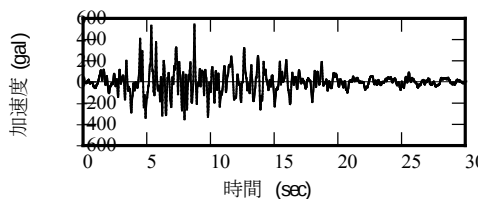


図-17 入力地震動波形（振動台上の計測値）

Dr=60%になるように作製し（層1）、水の70倍の粘性を有するメトロゾ水溶液で模型地盤を地表まで飽和させた。これは、層1に液状化が生じることで、固化体の地震時挙動が不安定となりやすいような条件を想定して設定したものである。層1、2地盤試料は東北硅砂7号である。固化体形式は、杭式とブロック式の2パターンとした。固化体は、目標一軸圧縮強度が $1,000\text{kN/m}^2$ となるように、東北硅砂7号に早強ポルトランドセメントと水を

混合させることで作製した。これらの混合体を杭式固化体の場合は円筒形、ブロック式固化体の場合は箱型の型枠内に流し込み、軽い打撃による振動を加えて空気を抜き、 20°C の恒温室内で湿潤状態にて10日間程度養生させた。ただし、実験実施手順の都合上、固化体によっては養生日数が20日以上のものもあったが、この実験は固化体自体の強度・変形特性に着目するものではないため、問題ないと考えている。杭式固化体は、直径 $\phi 1.4\text{m}$ 、高さ $H=10.5\text{m}$ の円柱を、加振方向に11列（CaseC4-S1）、7列（CaseC5-S1）、5列（CaseC6-S1）、奥行き方向に6列並べたものである。ブロック式固化体は直方体であり、高さ $H=10.5\text{m}$ 、加振方向の幅 B は 15.4m （CaseB4-S1）、 9.8m （CaseB5-S1）、 7.0m （CaseB6-S1）の3通り、加振直角方向の幅を 8.4m とした。固化体の設置にあたっては、支持層（層2）の作製後に固化体を土槽内に立て込み、その後に周辺の土層（層1）と杭式固化体の場合は固化杭の間に砂を投入した。

入力地震動には、図-17に示すような道路橋の設計で考慮するレベル2地震動（タイプII）に相当する基盤地震動波形を用いた。ただし、振動台の加振能力等を勘案し、振幅を75%とした。

3.3 接円式改良地盤の地震時挙動

まず、杭群中の各杭の振動中の変位を調べるため、各杭の上部で計測された加速度を2回積分することで求めた変位波形を比較した。ここで、固化杭上部の変位波形は、固化杭上部と土槽底面の相対加速度を $0.1\sim 0.13\text{Hz}$ のハイパスフィルタとともに周波数領域で2回積分すること算出した。加速度の2回積分から算出された変位波形には一般に計算誤差が含まれるため、変位計による計測値（DIXL, DIXC-1, DIXR）と加速度計による変位の計算値の比較を図-18に示しておく。変位計は土槽上部に固定されているため、計測されている変位は土槽と固化杭上部の相対変位であり、加速度計からの計算値と同じである。いずれの杭群においても図-20に示すような残留水平変位が生じており、変位計による計測値はそれを捉えているが、加速度計からの計算値はフィルタにより除去されている。しかし、その点を除けば、変位計による計測値の振幅特性、位相特性が概ね再現されていることが確認される。そして、図-19に示す各固化杭上部の変位計算値は、杭群間で見ると多少の差が生じているものの、杭群内の各杭の変位は見分けがつかないほどに一致している。

次に、加振後における杭群中の各杭の残留変位に着目すると、図-20に示す加振後の固化杭上部のスケッチの

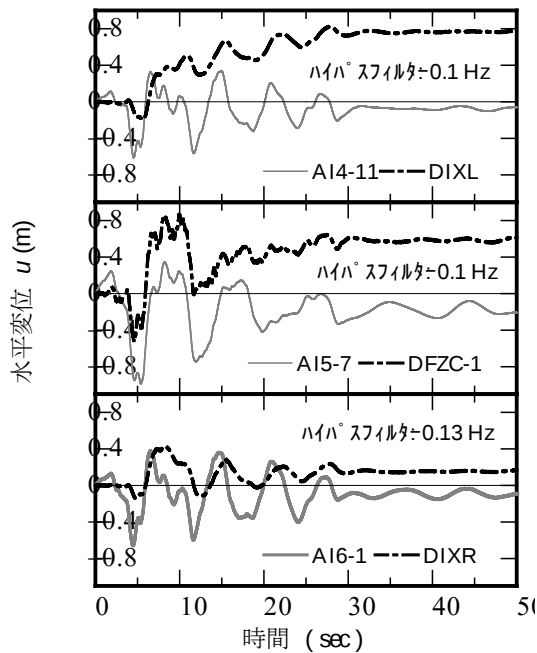


図-18 固化杭上部の変位の計算値と計測値
(上: CaseC4-S1, 中: CaseC5-S1, 下: CaseC6-S1)

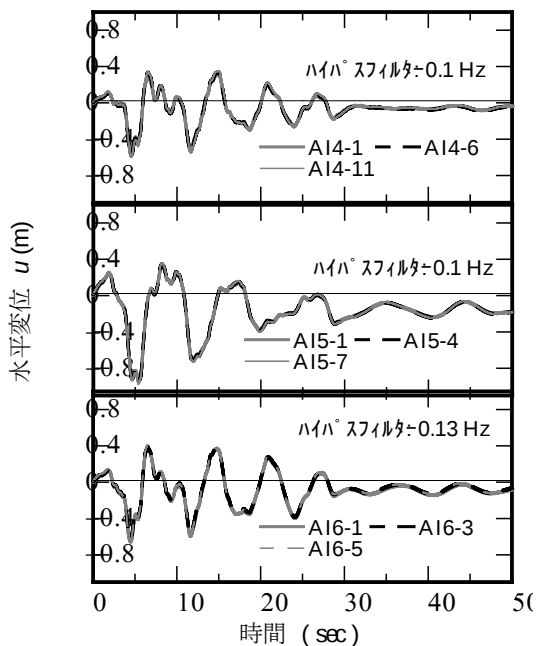


図-19 固化杭上部の水平変位
(上: CaseC4-S1, 中: CaseC5-S1, 下: CaseC6-S1)

とおり、杭群中の各杭には一様な残留変位が生じていることが分かる。

このように、本実験では、地表面まで液状化が生じ、固化杭を支持層に根入れすることなく着底させた厳しい条件下で大加振を行ったが、固化杭の杭群は一体的に振動し、地震後においてもバラバラになることなく一様な残留変位が生じることが確認された。この実験条件は杭式固化体の外的安定にとって非常に厳しい条件を想定し

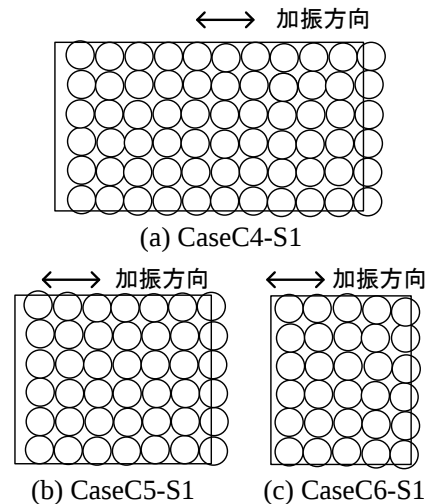


図-20 加振後の固化杭上部の残留変位

たものであることから、一般的にも杭式固化体の杭群が地震中・地震後にバラバラになることは考えにくいと思われる。ただし、同じ地盤条件・加振条件でも杭式固化体が基礎を支持している場合は固化体の外的安定性が失われる可能性も考えられる。

3.4 ブロック式改良地盤の地震時挙動

固化体周辺地盤のせん断ひずみと固化体の回転角の時刻歴を図-21 に示す。周辺地盤のせん断ひずみは、液状化層の上下端の2深度の加速度計計測値の差分から相対加速度を求め、2 回積分（ハイパスフィルタ：0.18Hz）により算出した相対変位をセンサー間の距離で除して求めた液状化層の平均せん断ひずみである。固化体の回転角は、固化体上面の左右に設置した鉛直方向の変位計計測値から剛体運動を仮定して算出した値である。周辺地盤の振動変位に追随するように固化体に回転角が生じ、その傾向は固化体の幅が狭くなるにつれて顕著となることが分かる。

固化体の幅 B を高さ H で除した寸法比 B/H と、水平変位および回転角の最大応答値の関係を図-22 に示す。同図上の水平変位は、固化体上部位置における固化体と剛土槽の相対変位である。図-23 は、固化体の左右端に設置した鉛直方向の加速度計から剛体運動を仮定して算出された固化体の回転加速度である。寸法比 B/H が小さいほど地盤面との相対水平変位および回転角が増加したり、回転加速度が増加したりするなどし、固化体自体の振動が基礎の挙動や橋の挙動に与える影響が懸念される。したがって、固化体上や固化体を貫通して橋梁基礎を設置するためには、改良深さに対して必要な改良幅を設定するなど通常の地盤とみなすための固化体自体の照査法を開発するか、固化体の地震時挙動が橋に与える影響を考

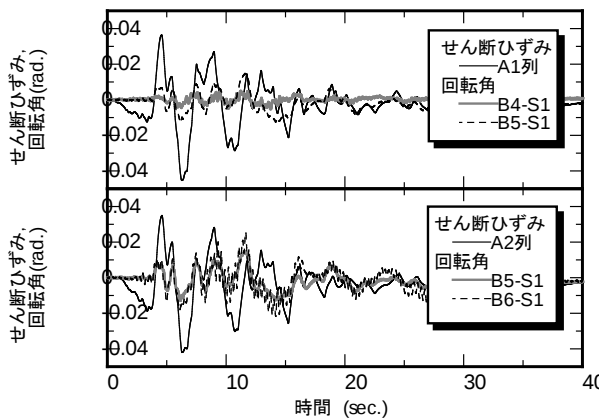


図-21 ブロック式固化体の回転角と
周辺地盤のせん断ひずみ

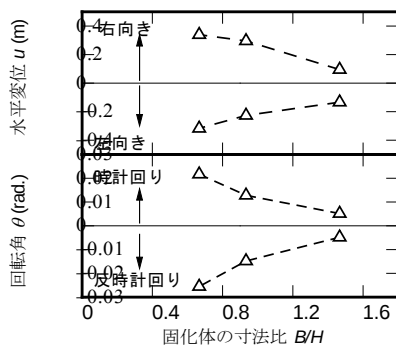


図-22 ブロック式固化体の寸法比と最大応答変位 (上 :
水平変位, 下 : 回転角)

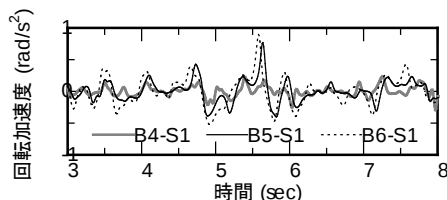


図-23 ブロック式固化体の回転加速度

慮した構造物全体の設計地震力の設定方法を開発することが必要であると考えられる。

4. 固化改良体の許容応力度に関する検討

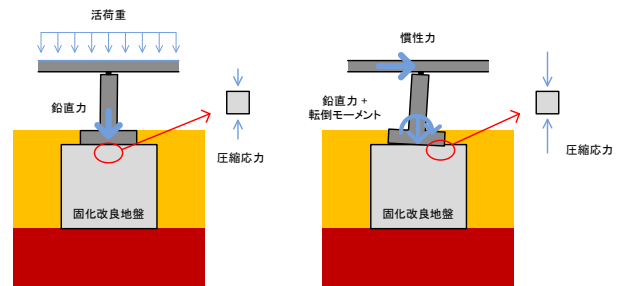
4.1 固化体が基礎から受ける荷重

構造物基礎は、供用期間中に確実に繰返し作用することが想定される荷重に対し、可逆的な反力特性を有するように設計される。例として道路橋基礎の場合、直接基礎に地盤反力度の上限値が課されていることや、杭基礎に下部構造から決まる許容水平変位が設定されているのは、このためである。固化体に構造物基礎の荷重を分担させる場合においても同様に、可逆的な反力特性を与えることが必要であり、そのためには固化体に許容応力度を設定することが必要である。

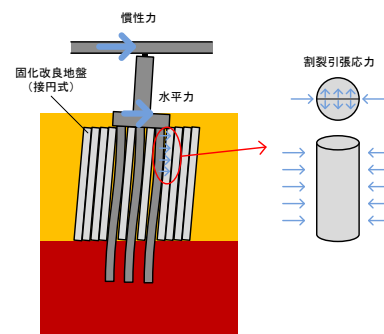
そこで、まず、固化改良地盤が支持する対象として、代表的な基礎形式である直接基礎と杭基礎を想定することとし、この場合に固化体がどのような荷重を分担するかについて考える。

直接基礎を支持する固化改良地盤は、主として鉛直方向の圧縮応力を受ける。特に、道路橋を支持する場合を考えると、その構造特性から、供用期間中に数百万回にわたる交通荷重を繰返し受けるとともに、地震等によって基礎が繰返し転倒モーメントを受け、これによってフーチング端部の直下に位置する固化体が鉛直方向の繰返し圧縮応力を受ける。したがって、固化改良地盤に直接基礎を支持させる場合、繰返し圧縮応力に対する強度低下に配慮した上でその強度を設定する必要がある。このため、セメント改良土の繰返し一軸圧縮試験によって繰返し圧縮応力に対する強度低下特性を調べ、許容圧縮応力度について検討した。ここで、繰返し特性を一軸応力条件下 (無拘束状態) で調べたのは、直接基礎を支持する固化体において、最も厳しい応力状態にあるのは上面付近であり、この位置での固化体の挙動を把握して設計に反映させることで、固化体の強度を安全側に設定することができる考えたためである。

また、杭基礎を支持する接円式固化改良地盤を考えると、地震等による杭からの水平力を受けたとき、円柱状の固化杭を割裂破壊させるような荷重が作用する。地震時には固化杭がこの作用を繰返し受けることから、セメ



(a) 直接基礎を支持する場合



(b) 杭基礎を支持する場合

図-24 基礎からの荷重を受ける固化改良地盤の模式図

ント改良土の繰返し割裂引張試験を行い、許容割裂強度について検討した。

4.2 許容圧縮応力度に関する検討

4.2.1 実験方法

行った実験は、円柱供試体に無拘束圧下で鉛直方向の繰返し荷重を与えるものであり、気中におけるセメント改良された砂質土 (SA-C シリーズ)、気中におけるセメント改良された粘性土 (CA-C シリーズ)、飽和条件下でのセメント改良された砂質土 (SW-C シリーズ) に関する実験を実施した。実験ケースを表-1～表-3 に示す。

供試体作製に用いた地盤材料は、東北硅砂7号あるいはカオリン粘土である。これらの地盤材料を早強ポルトランドセメントと混合し、供試体作製用モールドに充填した後、モールドを湿ったウェスで覆い、20℃の恒温室内で2週間程度湿潤養生させることにより作製した。供試体の目標一軸圧縮強度 q_{ut} は500、1000、1500kN/m²の3パターンとし、養生期間2週間で所定の目標強度となるように土・水・セメントを配合した。事前配合試験を行った結果、目標強度 q_{ut} を得るためのセメント量は、原地盤材料の乾燥重量に対して砂質土の場合でそれぞれ7、10、12%、粘性土の場合で50、65、75%であった。供試体を試験機に設置する際には、ベッディングエラーを軽減するための石膏キャッピングを供試体上面に施した。SW-Cシリーズでは、繰返し一軸試験前にキャッピングして8時間以上経過した後、供試体を脱気水層に入れ、供試体の一軸圧縮強度に応じた真空圧を作用させてさらに8時間以上脱気し、飽和させた。このとき測定されたB値は0.83～1.0であった。

計測項目は、外部変位計による供試体の軸ひずみ、局所変位計(LDT)による供試体中央部の軸ひずみ、軸応力の3点である。ただし、供試体の破壊時には大変形が生じてLDTが破損する可能性があるため、供試体のひずみが大きくなった時点でLDTを取り外し、以降は外部変位計のみで軸ひずみを計測している。

実験では、軸応力 q として1Hzの正弦波を破壊が生じるまで繰返し与えた。以降、一軸圧縮強度 q_u と繰返し軸応力 q の比を応力比 $S(=q/q_u)$ と呼ぶ。軸応力 q の最大値は応力比 S が所定の値となるように設定し、最小値は供試体上面と載荷板の接触が常に持続するように小さめの値(100kN/m²程度)とした。一軸圧縮強度 q_u は、繰返し載荷試験当日に別途実施した3供試体の一軸圧縮強度の平均値である。なお、3体の供試体の一軸圧縮強度の変動係数は10-20%程度であった。応力比 S は、試験装置の能力の関係上、数十回から数千回で固化体が破壊することを

表-1 実験ケース (SA-C)

No.	破壊 有無	材令 [日]	セメント 添加率 [%]	応力比 $S (S')$	一軸圧縮強度 $q_u (q_u')$ [kN/m ²]	目標一軸圧縮強度 q_{ut} [kN/m ²]
1	●	18	7	0.98	487.9	500
2	●			0.93		
3	●			0.93		
4	●			0.90		
5	□	17	10	0.85 (0.65)	487.9 (641.6)	1000
6	□			0.79 (0.69)	896.9 (1027.1)	
7	□			0.89	896.9	
8	□	16	7	0.75 (0.72)	497.0 (517.5)	500
9	●			0.79	497.0	
10	●			0.90		
11	●			1.00		
12	●	15	10	1.00	991.6	1000
13	●			0.90	991.6 (1076.7)	
14	□			0.72 (0.66)		
15	●					
16	●	14	12	0.91	1300.0	1500
17	●			0.98		
18	●			1.11		
19	●	10	12	0.92	1201.8	1500

● ... 供試体破壊, □ ... 供試体の破壊なし

表-2 実験ケース (CA-C シリーズ)

No.	破壊 有無	材令 [日]	セメント 添加率 [%]	応力比 $S (S')$	一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	目標一軸圧縮強度 q_{ut} [kN/m ²]
1-4	○	14	50	1.227 (0.888)	449	500
1-5	○	14		1.479 (0.989)	449	
1-12	●	14		1.034	463	
1-13	●	14		1.012	463	
1-11	●	14		1.089	463	1000
2-4	△	14	65	0.985	933	
2-5	△	14		1.179 (0.888)	933	
2-10	△	14		0.945	945	
2-11	△	14		1.164 (0.923)	945	
2-12	△	14		0.973	945	1500
3-6	■	14	75	0.953	1389	
3-7	■	14		1.005	1389	
3-11	■	14		0.978	1443	
3-12	■	14		0.932	1443	
3-14	□	14		1.137 (0.91)	1443	

※ ●▲■・・・供試体破壊, ○△□・・・供試体の破壊なし

表-3 実験ケース (SW-C シリーズ)

No.	破壊 有無	材令 [日]	セメント 添加率 [%]	応力比 $S (S')$	一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	目標一軸圧縮強度 q_{ut} [kN/m ²]
1-10	○	14	7	1.056 (0.671)	498	500
1-17	○	14		1.093 (0.721)	539	
1-11	●	14		0.768	498	
1-6	●	14		0.799	633	
1-5	●	14		0.845	633	1000
2-4	▲	14	10	0.763	1237	
2-12	▲	14		0.788	1197	
2-11	▲	14		0.799	1197	
2-15	▲	14		0.811	899	
2-18	▲	14		0.816	899	1500
3-16	■	14	12	0.721	1560	
3-10	■	14		0.763	1793	
3-3	■	14		0.812	1400	
3-4	■	14		0.832	1400	
3-13	■	14		0.854	1793	

※ ●▲■・・・供試体破壊, ○△□・・・供試体の破壊なし

想定し、0.7 から 0.9 程度に設定した。ただし、多くの繰返し軸応力を与えても破壊に至らない供試体も存在した(表-1～表-3 の白抜き部) ため、1 万回程度で試験を終了

した。それらのうち、供試体No.5, 6, 8, 14については、繰返し载荷後に単調载荷を行い、一軸圧縮強度を調べた。なお、表-1～表-3には当初想定した応力比 S に加え、繰返し载荷後の一軸圧縮強度 q_u' を用いて算出した応力比 S' ($=q/q_u'$)を()内に示している。

4.2.2 一軸圧縮試験結果

まず、繰返し一軸圧縮試験に先立って行った一軸圧縮試験の結果の一部として、SW-Cシリーズ、CA-Cシリーズのうち、 $q_{ut} = 1,000 \text{ kN/m}^2$ としたケースに関する応力・ひずみ関係を図-25に示す。原地盤材料が砂質土の場合は破壊ひずみが0.5%程度であるのに対し、粘性土の場合は1%以上であり、破壊に至るまでの変形特性に明瞭な差が見られる。

一軸圧縮強度の変動係数を算出すると、砂質土の場合が12～16%であるのに対し、粘性土の場合は1～2%であった。砂質土の場合、前述のように粘性土の場合に比べて目標強度を得るために必要なセメント量が少なく、発現される強度が安定しないことや、セメントと混合させ

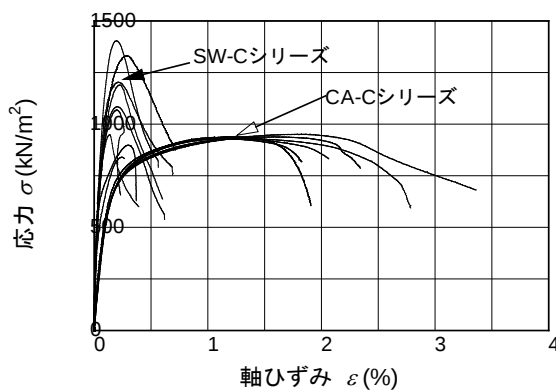


図-25 応力・ひずみ関係

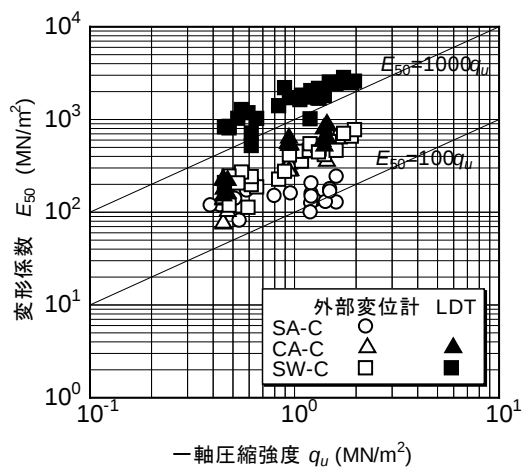


図-26 一軸圧縮強度と変形係数の関係

る際にブリーディング (材料分離) が生じ、均質な供試体を作製することが難しいことなどが原因であると考えられる。

SA-Cシリーズも含め、全ケースでの一軸圧縮強度と変形係数の関係を図-26に示す。SA-Cシリーズのものは、やや他のシリーズに比べて下方に位置するが、外部ひずみ計によるものは概ね $E_{50} = 100 \sim 500 q_u$ の範囲にあり、LDTによるものは通常の外部変位計によるものに比べて数倍大きい。外部変位計による計測値に誤差が含まれ、ひずみを過大評価しているためであると考えられることから、以降では、LDTによる計測値を用いてデータ整理を行うこととした。

4.2.3 繰返し一軸圧縮試験結果

(1) SA-C シリーズ

軸応力と軸ひずみの時刻歴波形の例を図-27に示すが、軸ひずみは繰返し初期から徐々に蓄積し、供試体の破壊直前から急激に増加している。LDTで計測された軸ひずみの時刻歴から、各サイクルの軸応力の最大時・最小時における値のみを抽出して整理したものが図-28である。ここで、 ε_p は軸応力最大時、 ε_r は軸応力最小時に対応している。繰返し回数が進むにつれて ε_p 、 ε_r ともに増加し、ひずみが最大値・残留値ともに進展していること、破壊直前の状態になるとひずみの最大値・残留値がいずれも急増することが分かる。

軸応力の最大・最小値の差分を($\varepsilon_p - \varepsilon_r$) で除すことで、図-29のような各サイクルにおける割線剛性の推移を求めることができる。なお、同図は各サイクルにおける割線剛性を初期剛性 E_0 で除したものを示しており、初期剛性 E_0 としては、同図からも分かるように1回目ないしは2回目の载荷剛性が以降の载荷剛性より著しく小さな値を示し、ベッディングエラーの影響が含まれるものと考えられたため、2回目ないしは3回目の载荷剛性を用いている。同図はLDTにより破壊の直前までひずみが計測できた供試体のみに関するデータであるが、これによると、破壊に至るまで徐々に剛性が低下すること、剛性低下率が0.5～0.6程度にまで低下した時点で破壊に至ることが分かる。

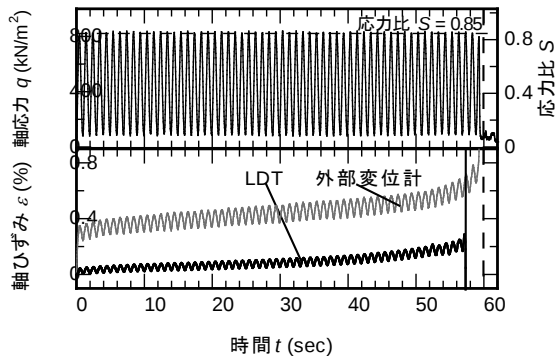


図-27 軸応力と軸ひずみの時刻歴波形の例
(供試体 No.15)

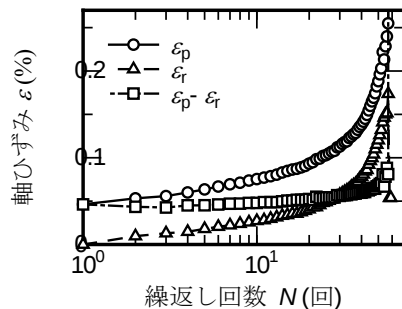


図-28 軸ひずみと繰返し回数の関係

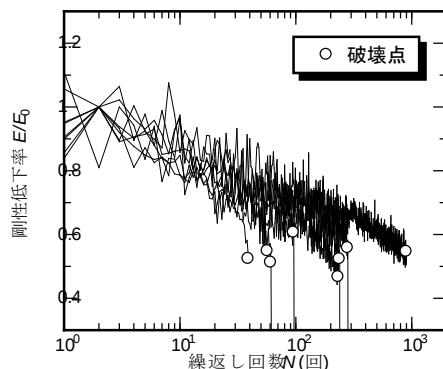


図-29 剛性低下率と繰返し回数の関係

以上のように、セメント改良土は繰返し荷重の作用に対して強度低下を示す。構造物基礎の荷重をセメント改良土に支持させる場合、セメント改良土に顕著な破壊・変状が生じると修復が困難となることが想定されることから、設計段階で、供用期間中に作用する荷重の繰返し回数を考慮した上で、疲労破壊が生じないような安全余裕を設定しておく必要がある。

図-30 は、応力比(疲労強度) S と供試体破壊時の繰返し回数 N の関係を示したものである。表-1 に示すように、いくつかの供試体は1万回程度の繰返し応力によって破壊に至らなかったが、これらはいずれについても繰返し载荷終了時の剛性低下率 E/E_0 が0.5～0.6程度に達していたため、破壊に至る直前の状態にあったものと判断し、

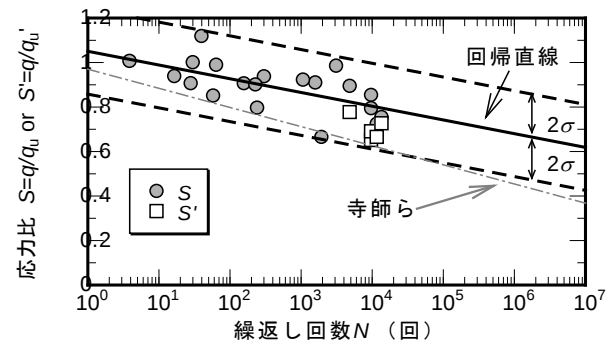


図-30 疲労強度と繰返し回数の関係

試験終了時の繰返し回数をプロットしている。また、供試体No.5, 6, 8, 14については、繰返し载荷後に単調载荷を与えて一軸圧縮強度 q_u' を求めているため、参考までに、その値を用いて算出した応力比 S' ($=q/q_u'$) も合わせてプロットしている。表-1からも分かるように、 q_u' は全て q_u を上回っているが、その原因としては、単なる供試体ごとの強度のばらつきの影響や、繰返しによりセメンテーションが部分的に破壊されつつも供試体が密実化し、より強い骨格構造が形成されることで強度が増加したことなどが考えられる。古関ら⁴⁾は平面ひずみ圧縮条件下で繰返し応力履歴がセメント混合砂の強度に及ぼす影響を調べ、繰返し履歴によって強度が増減する場合があることを示していることから、ここでは繰返し载荷後に調べた強度が初期の強度から変化している可能性があるものと考え、全てのケースについて、単に一軸圧縮強度 q_u から算出した応力比 S を用いて整理することとした。

供試体が実際には破壊に至らなかったケースも含め、本実験で得られた応力比 S と繰返し回数 N の関係を直線近似した結果は式(1)のとおりであり、試験値と式(2)から得られる計算値の比の変動係数は9.6%であった。

$$S = 1.05 - 0.062 \log N \quad (\text{SA-C シリーズ}) \quad (2)$$

同図の一点鎖線は、寺師ら⁹⁾が川崎粘土とセメントの混合土に対して同様の検討を行った結果である。 $S \sim N$ 関係にはばらつきはあるものの、本実験結果および寺師らの結果とともに、繰返し回数と疲労強度は右下がりの関係にあることが分かる。ただし、飽和粘土を対象にした寺師らの結果は、湿潤砂を対象とした筆者らの実験結果の下方に位置する。これより、セメントと混合させる地盤材料や含水状態の違いにより、繰返し荷重に対する強度低下に違いがあることが考えられる。

次に、図-4に示した $S \sim N$ 関係から繰返し荷重に対する強度低下を考慮した固化体の強度の設定方法を検討する。 $S \sim N$ の関係が一意に定まれば、供用期間中における常時およびレベル1地震時(以下、L1地震時)の荷重の繰返

し回数を考慮して、固化体に必要とされる疲労強度を定めることができる。まず、図-4 の繰返し載荷試験結果を基に、 $S\sqrt{N}$ の相関式を決定する。ただし、前述のように各供試体の一軸圧縮強度が 10～20% 程度のばらつきを有することから、図-4 にプロットされた点自体も縦方向に幅を有することを考えると、安全側に評価しておく必要がある。本研究では、鋼道路橋の疲労設計指針 3) を参考に最小二乗近似の関係から -2σ 下方の破線を $S\sqrt{N}$ 相関式とする。ここに、 σ は標準偏差である。次に、常時・L1 地震時に作用する荷重の繰返し回数を決定する。本研究では、L1 地震時の繰返し回数を、20 回程度の繰返しを与える地震が供用期間中に 2 回程度発生すると仮定して 40 回程度、常時荷重の繰返し回数を、文献 2) を参考に重交通路線における活荷重の作用回数として 650 万回程度と考えた。このとき、 $S\sqrt{N}$ 関係の相関式より、常時の疲労強度比 S が 0.43、L1 地震時の疲労強度比 S_e が 0.75 となる。設計では、式(2)に示すように、一軸圧縮強度 q_u に常時・L1 時の疲労強度比 S 、 S_e を乗ずることで、それぞれの設計状態に対応した許容圧縮応力度 σ_a 、 σ_{ae} が求まる。

$$\sigma_a = S \cdot q_u \quad (\text{常時}) \quad (3)$$

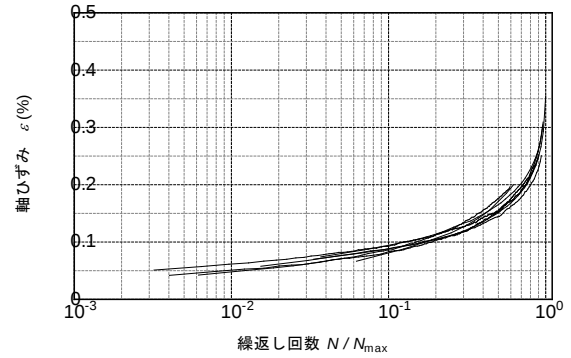
$$\sigma_{ae} = S_e \cdot q_u \quad (\text{L1 地震時}) \quad (4)$$

(2) CA-C シリーズおよび SW-C シリーズ

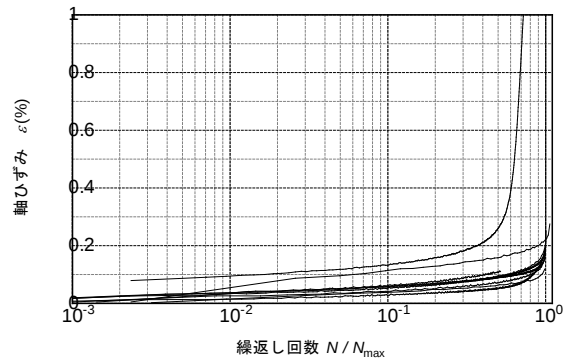
CA-C、SW-C シリーズにおいて LDT で計測された軸ひずみの時刻歴から、各サイクルの軸応力の最大時における値のみを抽出して整理したものが図-31 である。いずれのシリーズにおいても、繰返し回数が進むにつれて増加し、破壊直前の状態になるとひずみが急増することが分かる。ただし、原地盤材料を粘性土とした場合の方が、ひずみの増加が緩やかである。

ここで、SA-C シリーズと同様に割線剛性の推移を求めたのが図-32 である。同図は LDT により破壊の直前までひずみが計測できた供試体のみに関するデータであるが、これによると、破壊に至るまで徐々に剛性が低下すること、剛性低下率が 0.4～0.6 程度にまで低下した時点で破壊に至ることが分かる。この傾向は SA-C シリーズと同様である。

図-35 は、それぞれ CA-C シリーズ、SW-C シリーズにおける応力比 S と破壊時の繰返し回数 N の関係を示したものである。いくつかの供試体は 1 万回程度の繰返し応力によって破壊に至らなかったが、この供試体については繰返し後に一軸圧縮試験を実施しており、これを応力比の分母として整理した。供試体が実際には破壊に至らなかったケースも含め、本実験で得られた応力比 S と

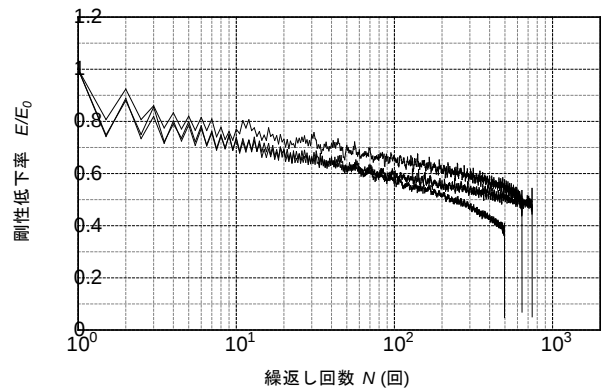


(a) CA-C シリーズ

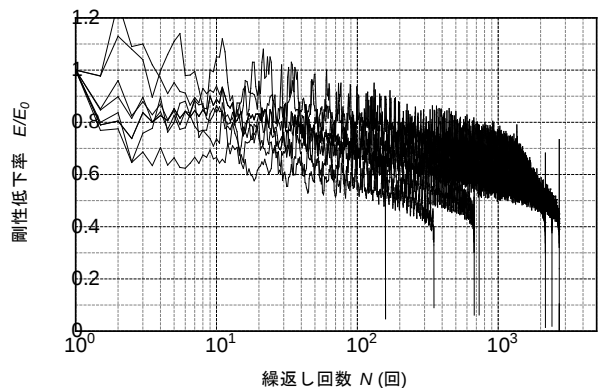


(b) SW-C シリーズ

図-31 軸ひずみと繰返し回数の関係



(a) CA-C シリーズ



(b) SW-C シリーズ

図-32 剛性低下率と繰返し回数の関係

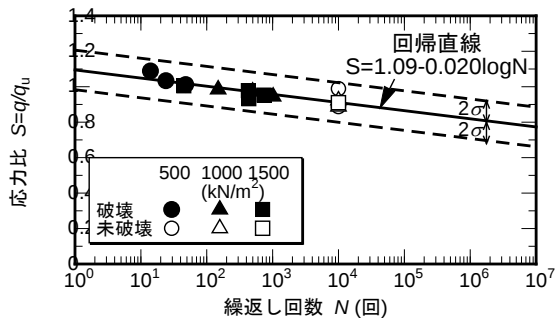


図-33 疲労強度と繰返し回数の関係 (CA-C シリーズ)

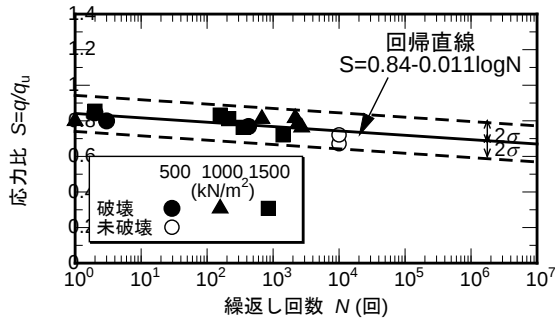


図-34 疲労強度と繰返し回数の関係 (SW-C シリーズ)

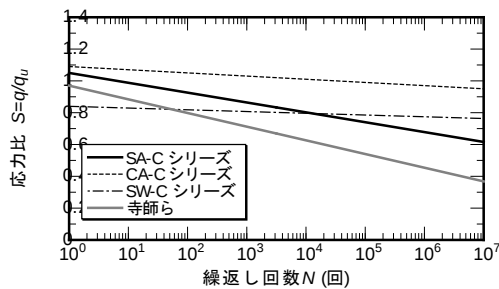


図-35 各実験シリーズにより得られた疲労曲線

繰返し回数 N の関係を直線近似した結果は式(5)及び(6)のとおりであった。

$$S = 1.09 - 0.020 \log N \quad (\text{CA-C シリーズ}) \quad (5)$$

$$S = 0.84 - 0.011 \log N \quad (\text{SW-C シリーズ}) \quad (6)$$

次に、原地盤材料を砂質土とし、気中で繰返し一軸圧縮試験を行ったSA-Cシリーズも含め、得られた平均的な疲労強度の回帰直線を図-35 に比較する。同図には、寺師らにより得られた疲労曲線もプロットしている。この実験は、原地盤材料を川崎粘土とし、目標一軸圧縮強度 $q_u = 500 \sim 1,100 \text{ kN/m}^2$ 程度のセメント改良土に対して、有効側圧 200 kN/m^2 の非排水条件下で 0.25 Hz ないしは 0.5 Hz の正弦波による繰返し圧縮応力が与えられたものであり、応力比 S は一軸圧縮強度 q_u に対する軸差応力 q の比として定義されている。

全てのデータについて、疲労曲線は右下がりであり、圧縮応力の繰返し作用によって強度が低下する傾向が見て取れる。原地盤材料を砂質土とし、気中で試験を行っ

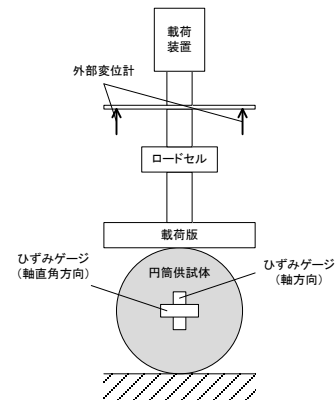


図-36 割裂試験の模式図

たSA-Cシリーズと水中で試験を行ったSW-Cシリーズを比較すると、試験における繰返し回数が10,000回程度以下であったことを踏まえれば、飽和条件下で行われたSW-Cシリーズの方が疲労強度が小さくなっていると見ることができる。一方、原地盤材料を粘性土としたCA-Cシリーズについては、寺師らの実験結果と比べて疲労強度が大きい。両者の実験条件には、原地盤材料の種類や载荷中の側圧の有無、供試体の含水状態、排水条件、载荷速度など、多くの違いがあるが、コンクリートにおいても、水中と気中では疲労強度が大きく異なることも知られており⁷⁾⁸⁾⁹⁾、このことが一つの大きな影響要因となったことが考えられる。水中での繰返し応力により強度低下が進みやすいことの原因としては、微細なクラックの開閉時に間隙水圧が変動してクラックを進展させること、クラックからのセメント分の流出などが挙げられる。一般に、地下水位が高く、軟弱な地盤において深層混合処理等による固化改良が行われることから、水中での繰返し载荷試験によって疲労特性を調べ、これに基づいて許容応力度を設定することが必要であると考えられる。

4.3 許容割裂強度に関する検討

4.3.1 実験方法

許容割裂強度を調べる実験 (CA-E シリーズ) は、セメント固化させた粘性土を対象として行い、単調载荷によって一軸圧縮強度を調べる試験、単調载荷によって割裂強度を調べる試験、繰返し载荷によって割裂強度を調べる実験の3段階から構成されている。

繰返し割裂試験のケースを表-4 に示す。供試体の目標一軸圧縮強度 q_u はいずれのシリーズも 500, 1000, 1500 kN/m^2 の3パターンとし、2週間の養生によって所定の q_u となるようにカオリン粘土・水・セメントを配合した。配合条件および供試体の作製方法は前述のとおりである。

表-4 実験条件 (CA-E シリーズ)

No.	破壊 有無	材令 [日]	セメント 添加率[%]	応力比 S (S')	割裂引張強度 σ_t (kN/m ²)	割裂引張強度 σ_t (kN/m ²)	一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)
1-4	●	14	50	0.903	132	146	456
1-5	●	14		0.759	111	146	456
1-6	○	14		0.595 (1.130)	87 (165)	146	456
1-10	○	14		0.817 (1.286)	97 (153)	119	456
1-11	○	14		0.986 (1.345)	117 (160)	119	456
2-4	▲	14		0.777	187	241	939
2-5	▲	14	65	0.849	205	241	939
2-6	▲	14		0.753	181	241	939
2-10	△	14		0.709 (1.186)	160 (268)	226	939
2-11	△	14		0.779 (1.239)	176 (280)	226	939
3-4	■	14	75	0.777	251	323	1416
3-5	■	14		0.769	248	323	1416
3-6	□	14		0.695 (1.065)	224 (344)	323	1416
3-10	□	14		0.741 (1.119)	261 (394)	352	1416
3-12	□	14		0.790 (1.222)	278 (430)	352	1416

※ ●▲■・・・供試体破壊、○△□・・・供試体の破壊なし

試験には三軸圧縮試験装置を用い、直径 50mm、長さ 50mm の円筒供試体を図-12 のように試験機に設置した。単調載荷による割裂試験における載荷速度は 0.2mm/min. とした。繰返し割裂試験においては 1Hz の正弦波にて、供試体が破壊するまで載荷を続けた。

割裂試験では、供試体が破壊に達したときの載荷荷重 P_t より、次式により割裂引張強度 σ_t が求まる。

$$\sigma_t = \frac{2P_t}{\pi dl} \quad (7)$$

ここに、 d は供試体の直径、 l は供試体の長さである。以降、3 供試体に対し、単調載荷により供試体が破壊したときの載荷荷重の平均値 P_t を割裂引張強度 σ_t 、繰返し載荷時に与えた載荷荷重の最大値 P を割裂引張応力 σ に換算して表示することとし、 σ と σ_t の比を応力比 S と定義することとする。繰返し載荷時の載荷荷重の最小値は、供試体と載荷版の接触が常に持続するように σ_t の 1 割程度とした。応力比 S は、試験装置の能力の関係上、数十回から数千回で固化体が破壊することを想定し、0.9 を中心に増減させることで設定した。ただし、表-3 の白抜き部のように、多くの繰返し軸応力を与えても破壊に至らない供試体も存在したため、1 万回程度で試験を終了した。それらはすべて繰返し載荷後に単調載荷を行った。同表には、このときに得られた供試体破壊時の割裂引張強度 σ'_t を用いて算出した応力比 $S' (= \sigma/\sigma'_t)$ を () 内に示している。割裂試験における計測項目は、載荷荷重、外部変位計、クロスゲージ (軸方向、軸直角方向) の 4 点である。

4.3.2 割裂引張強度と一軸圧縮強度の関係

同じバッチで作製された供試体について、一軸圧縮強度 q_u と割裂引張強度 σ_t の関係を求めると、表-4 に示すように $\sigma_t/q_u = 0.25$ 程度であった。セメント改良された粘性土の割裂引張強度に関する既往のデータをみると、 σ_t/q_u は寺師ら¹⁰⁾の実験で 0.15 (ただし $q_u \leq 1,500 \text{ kN/m}^2$)、

佐々木ら¹¹⁾の実験で 0.05～0.20、斎藤¹²⁾の実験で 0.09～0.13 であり、本実験で得られた割裂強度はやや大きめである。

4.3.3 繰返し割裂強度特性

繰返し割裂試験により得られた $S \cdot N$ 関係を図-37 に示す。応力比 $S = 0.759 \sim 1.286$ の範囲で繰返し割裂試験を行ったが、全ケースについて、1 回目の繰返しで破壊するか、10,000 回の繰返しによっても破壊しないかのいずれかの結果となった。この原因は次のとおりであると考えられる。

割裂試験は円筒供試体と載荷版が線接触した状態で載荷を行うものであるが、10,000 回の繰返しによっても破壊に至らなかった供試体について試験後の状況を確認すると、図-38 に示すように、試験装置の載荷版に接する位置で供試体が局所的に変形し、供試体と載荷版が面的

表-5 一軸圧縮強度と引張り強度の関係

一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)		割裂引張強度 σ_t (kN/m ²)	σ_t/q_u
目標値	実測値	実測値	
500	456	133	0.29
1,000	939	234	0.25
1,500	1416	338	0.24

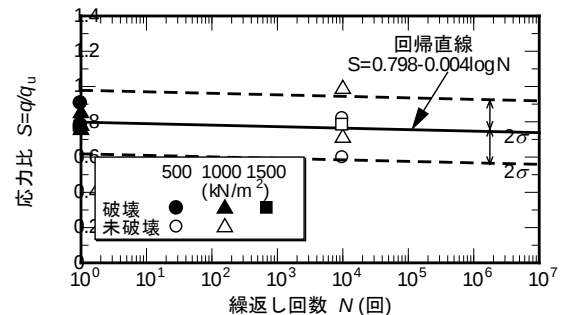


図-37 疲労強度と繰返し回数の関係

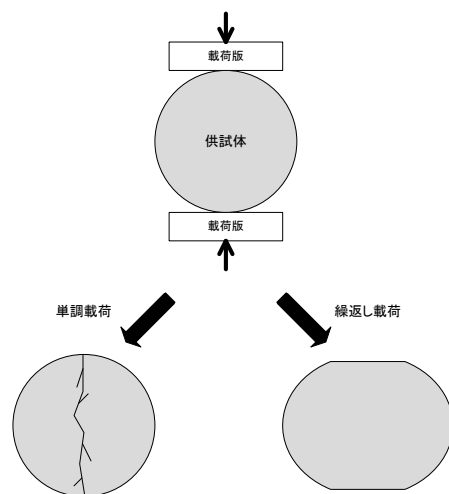


図-38 割裂試験後の供試体の状況

に接触していた。このため、一般に割裂試験で想定するような割裂引張応力が作用しなかったためである。このような供試体の変形は、セメント量の少ない供試体において特に顕著であった。表-4からも分かるように、10,000回の繰返しによって破壊しなかった供試体についてはその後単調載荷を行ったが、破壊が生じたときの軸荷重は、事前に行われた割裂試験におけるそれと比べて大きなものとなっていた。

今回の試験の範囲では、セメント改良土により形成された固化杭が図-24(b)に示すような荷重を基礎から繰返し受けるときについても同様に、繰返しにより強度低下を示すことは考えにくい。したがって、一定の余裕しろを加味した上で単調載荷時の割裂強度を許容割裂強度の指標とすることで、割裂破壊に対して所定の安全性が担保されることとなる。具体的に許容割裂強度をどのように設定するかについては、今後、既往の試験データも含めて検討が必要である。

一方で、図-25からも推察されるように、セメント改良された砂質土の場合、破壊に至るまでに生じる変形が粘性土の場合に比べて小さいため、割裂を生じさせる荷重を繰返し与えることで割裂強度が低下する可能性も考えられる。これについても、今後の検討が必要である。

5. 改良地盤に支持される直接基礎の地震時挙動

5.1 目的

次に、前章に述べた方法により強度を与えた固化体が、地震時に直接基礎をどのような特性で支持するかについて、載荷実験を行った。

5.2 実験方法

実験は、大型動心的遠心力載荷試験装置を用いて 70G の遠心力場でを行った。

橋脚模型は、上部構造・橋脚・フーチングから構成され、上部構造重量は 10,032kN、橋脚高さは 11.06m とし、死荷重反力が砂地盤の地盤反力度の上限値の 300kN/m^2 を超えず、レベル 1 (以下、L1) 地震時に基礎底面に作用する荷重の偏心量がフーチング幅の 1/3 以内におさまるようにした。結果として、フーチング寸法は橋軸方向 8.4m × 橋軸直角方向 7.0m のものを想定することとした。その上で、死荷重と活荷重の比率は同一であるものと仮定すれば、常時の地盤反力度の上限値は 500kN/m^2 程度であることを想定したことになる。また、L1 地震時に想定される基礎端部下が受ける反力度は、荷重の偏心を考慮した基礎の有効面積で死荷重を除いたもので近似すれば、およそ 555kN/m^2 になる。そこで、これらを式(3)と(4)に

それぞれ代入すると、 $1,000\text{kN/m}^2$ が目標の設計基準強度 (一軸圧縮強度) q_{ut} であると求まる。

地盤の改良形式はブロック式とした。ブロック式とは、限定された範囲が均質に改良された理想的な状態を代表したもので、幅 140mm、奥行き 120mm、高さ 150mm の直方体状の固化体である。東北硅砂 7 号に早強ポルトランドセメントを乾燥密度で 10% (150kg/m^3 程度) 添加することで作製し、固化体の底面は支持層に着底させた。通常の設計では、用地の制約を受けるので、平面方向に際限なく固化体を配置することはできない。本研究では、基礎の平面寸法よりも一回り大きい範囲まで固化体を配置し、これを基本とした。

実験土槽は、図-39 に示すような幅 300mm、奥行き 1,500mm、高さ 500mm (模型スケール) の剛土槽である。模型地盤は、層厚 10.05m の上層と 18.83m の下層からなる 2 層構成とした。上層は、東北硅砂 7 号による相対密度 $Dr=60\%$ の緩い砂質土層、あるいはカオリン粘土 (ASP-100) による正規圧密 (過圧密比 $OCR=1.0$) の粘性土層とした。下層は支持層を想定し、東北硅砂 7 号による相対密度 $Dr=90\%$ の密な砂質土層とした。下層を作製後、固化体を設置し、上層を作製した。緩い砂質土層は、空中落下法により作製の後、剛土槽を脱気槽内で脱気した状態で間隙水を少量ずつ滴下して地表まで飽和させた。粘性土層は、スラリー状の粘土を十分に脱気させ、重力場及び遠心力場で圧密させることで作製した。その後、固化体上に橋脚模型を設置した。

上部構造を模した模型に所定の重量を与えているため、これらの模型を搭載した土槽に 70G の遠心加速度を載荷した時点で、基礎底面には死荷重相当の鉛直反力度が導入され、その状態から載荷を開始した。載荷実験では、載荷速度 0.15mm/sec の変位制御で上部構造位置に水平

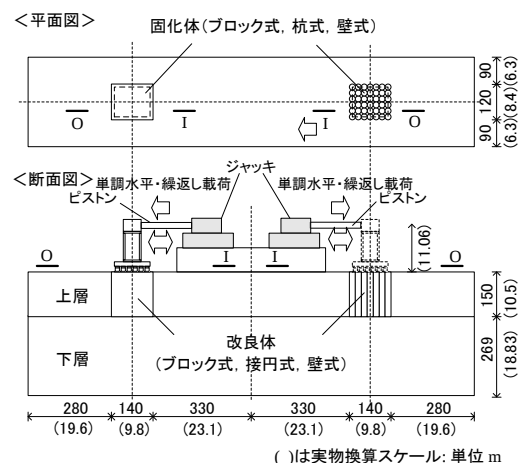


図-39 実験概要

表-6 実験ケース

ケース名	改良範囲	改良強度	周辺地盤
B1-H1	基本	基本	砂質土 (Dr=60%)
B2-H1	広幅	基本	砂質土 (Dr=60%)
B3-H1	基本	強度大	砂質土 (Dr=60%)
B4-H1	基本	基本	粘性土 (OCR=1)

変位を単調に与えた。荷重及び変位の符号は、図-39 に示すように、初期位置からO方向に押した時が正である。また、鉛直変位については下向き（沈下方向）を正とした。

実験ケースを表-6 に示す。実験ケース名は、基本ケースを B1 とし、基本ケースに比べて広い改良範囲を与えた B2（基本より荷重方向に改良幅を両側 40 mm ずつ拡張）、改良強度を大きくしたものを B3 とした。また、周辺地盤を粘性土としたものを B4 とした。

5.3 実験結果

図-40 に各ケースの荷重点における荷重・変位関係図を示す。図中の記号は、(a)荷重開始、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)最大変位時である。上層が砂層であるときには、標準の Case B1-H1 に比べて、幅の広い Case B2-H1 と強度の大きい Case B3-H1 で、それぞれ 10～15% 程度の最大耐力の増加がみられた。上層を粘性土層とした Case B4-H1 の最大耐力は、上層が砂層である Case B1-H1 と同程度であった。また、最大耐力以降の挙動は、上層を砂層とした場合は緩やかな耐力低下が生じるのみであったが、粘性土層とした Case B4-H1 では急激な耐力低下を示した。

実験終了後に掘り出して観察した固化体のスケッチ図と固化体中心線からクラック発生箇所までの距離を図-41 の平面図及び側面図にそれぞれ示す。いずれのケースにおいても局部的なすべり破壊の様相を呈している。特に、Case B1-H1 では、外側（クラック①）と内側（クラック②）の 2 箇所でクラックが発生しており、段階的に破壊が生じたことが考えられる。また、Case B4-H1 の損傷状況を Case B1-H1 のものと比べると、明らかにクラックの程度や天端の沈下も大きく、損傷の程度は大きい。クラック面の位置や向き、クラック長は同様である。

固化体の破壊性状から推察すると、直接基礎を支持するブロック式固化体の最大水平耐力は、寺師ら¹³⁾ による考察と同様、図-42 に示すように、固化体のすべり抵抗と、その固化体前面が受ける受働土圧抵抗の総和により決定されると考えられる。このため、Case B2-H1 のよう

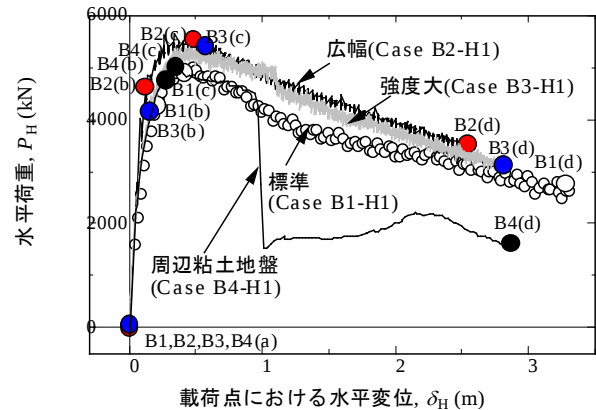


図-40 荷重点における荷重・変位関係

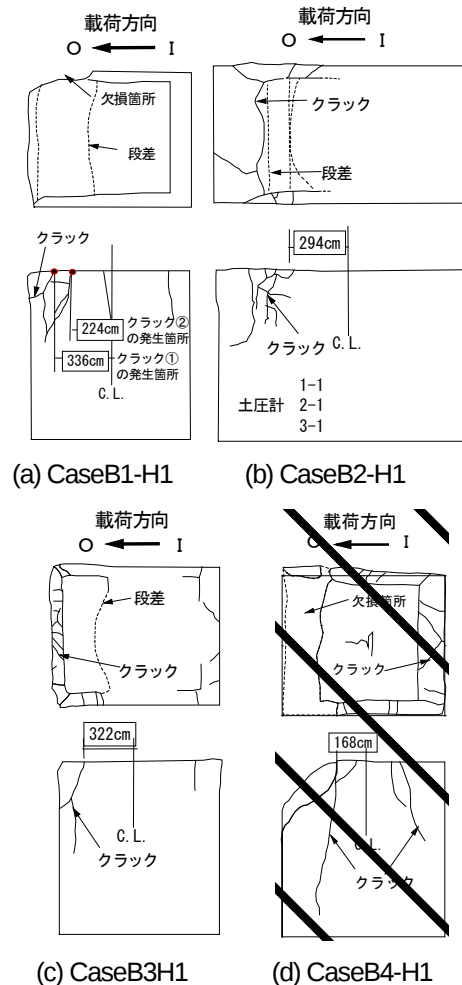


図-41 固化体の損傷状況 (上：平面図，下：側面図)

に改良幅が広い場合はすべり線が長くなるため、また、Case B3-H1 ではすべり面で発揮されるせん断抵抗が大きくなるため、最大耐力が大きくなったものと考えられる。また、周辺地盤が砂質土層か粘性土層かによって受働土圧強度は大きく異なるが、周辺地盤の種類によって最大水平耐力に差が生じなかったことは、直接基礎の最

大水平耐力に対する受働抵抗の寄与は小さく、すべり面上の抵抗力が支配的であったことを示唆している。しかし、固化体にクラックが発生し、最大耐力を超えた後に急激な耐力低下を示すか否かは、周辺地盤の受働抵抗に依存することを示唆する結果となった。

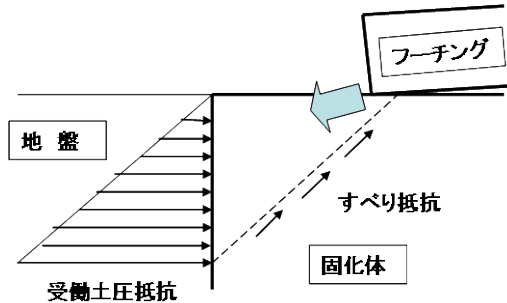


図-42 破壊時の力のつり合い

5.4 大地震時における限界状態

一般的な橋の直接基礎は、大地震時の大きな繰返し偏心・傾斜荷重に対してもぜい性的な挙動を示すことはなく、地震後の沈下・傾斜も軽微なものにとどまることが分かっている¹⁴⁾。このため、道路橋の直接基礎は、レベル2地震動に対する照査は省略される。しかし、本実験では、固化体に支持される橋の直接基礎がぜい性的な挙動を示した。

この知見から、改良形式ごとに、大地震時の限界状態について考察する。ブロック式改良地盤に支持される直接基礎は、周辺地盤の受働抵抗が小さい場合（Case B4H1）は、最大耐力を超過した後に急激な耐力低下を示すことが確認された。ブロック式改良地盤の最大耐力は固化体内部のすべり抵抗に依存し、この耐力低下は、固化体内部に2回以上の内部破壊が生じた段階で生じたものと考えられるが、そこまでの挙動を数値計算によって予測することは容易でないと考えられる。そして、一般に、固化体に基礎を支持させるのは、地盤がある程度軟弱な場合である。以上のことから、ブロック式改良地盤については、大地震時においても1回目の内部破壊が生じる状態、すなわち、最大耐力点が限界状態の目安となると考えられる。

6. 新しい基礎構造の耐震性能照査法

6.1 はじめに

ここでは、ブロック式改良地盤に支持される直接基礎を例に、液状化に対する新しい基礎構造の耐震性能照査法について検討した結果を示す。

前章に述べたとおり、直接基礎を支持するブロック式

改良地盤は、基礎からの偏心・傾斜荷重を受け、最大耐力を超えたときにぜい性的な挙動を示す場合があることが確認され、大地震時における限界状態は最大耐力点を目安とすることが考えられる。そこで、試行くさび法に基づき最大耐力点を求めるための計算モデルについて検討した。

6.2 計算モデル

直接基礎を支持するブロック式固化体は、直接基礎底面から組合せ荷重 V , H , M を受ける。載荷実験時の計測データおよび実験後の観察によれば、上部構造慣性力作用位置に水平力を与え、最大強度が発現されたとき、固化体内部にすべりを生じていたことが想定される。この状態におけるすべり土塊に関する力のつり合いから、実験で得られた上部構造位置での最大水平耐力 P_{max} の定量評価を試みる。

まず、最大水平耐力が発現された状態における固化体のすべり土塊に関する力のつり合いとして、図-43のような状態を仮定する。ここに、 L はすべり土塊の載荷方向の幅、 θ はすべり線と水平面のなす角、 R_V ・ R_H はそれぞれ基礎底面から受ける鉛直力・水平力、 W はすべり土塊の自重、 N はすべり線の法線方向に作用する力、 T はすべり線沿いに発揮される抵抗力、 Q ・ S はそれぞれ未改良地盤から受ける水平土圧合力・鉛直土圧合力である。このとき、すべり土塊の寸法は図-44のようになる。

小林・龍岡¹⁵⁾は、非排水条件下におけるセメント改良土の最大強度は拘束圧によらず概ね一軸圧縮強度と等し

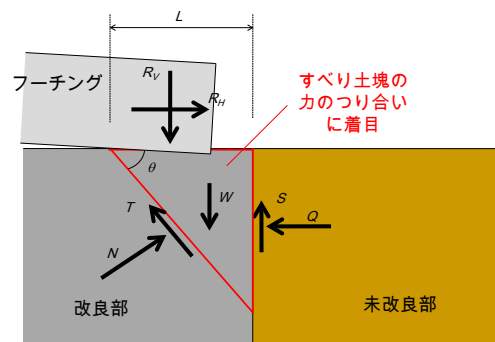


図-43 極限つり合いに基づく最大水平耐力発現時のモデル化

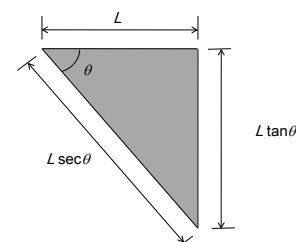


図-44 すべり土塊の寸法

いことを示した。原地盤の粒度によらず固化体の透水係数は一般に低く、地震中に基礎から荷重を受けるときは非排水条件に近いものと考えれば、無拘束圧下でのせん断強度と等しいと考え、次のように与えることができる。

$$T = \frac{q_u}{2} LD_s \sec \theta \quad (8)$$

固化体周辺の未改良地盤は、すべり土塊に大きな水平変位が生じると、受働土圧強度が発揮されるものと考えられる。しかし、固化体と通常の地盤では、最大せん断応力が発揮されるときひずみの大きさが異なるため、固化体内部にすべりが生じたときに周辺地盤に受働土圧強度が発現されていることは考えにくい。したがって、ここでは Q として静止土圧（静止土圧係数 $K_0=0.5$ ）を仮定する。

ここで、すべり土塊の荷重方向幅 L をどのように決定するか、すなわちすべり線がどの位置から発生し始めるかについて考える。固化体内部のすべり線は、荷重の作用位置である上面付近から生じ始めるものと考えられる。固化体上面には、基礎底面から鉛直方向、水平方向の分布荷重が作用するが、固化体の引張強度が極めて小さいことから、水平方向分布荷重に起因する引張力によってすべりが生じ始めると考える。そして、固化体上面に作用する水平方向の分布荷重は基礎の有効荷重幅の範囲にのみ作用し、固化体上面付近の水平方向の引張応力 σ_h は、水平方向分布荷重が作用する範囲の端部において最大となると考えることができる。このように考えれば、すべりの発生開始位置は、基礎の有効荷重幅の端部として仮定することができる。

このとき、 L については、基礎の有効荷重幅 B_e と余改良幅 B_x の和として与えることができる。すなわち、

$$L = B_e + B_x \quad (8)$$

基礎の有効荷重幅 B_e は、次式により与えられる。

$$B_e = B - 2e_b = B - 2\frac{M}{V} \quad (9)$$

ここに、 B は基礎幅、 e_b は荷重の偏心量である。

そして、上述のようにすべり土塊の寸法を仮定すると、すべり土塊が基礎底面から受ける鉛直力 R_v ・水平力 R_H は、基礎底面の鉛直・水平反力 V 、 H と一致する。すなわち、次のようになる。

$$R_v = V, \quad R_H = H = P \quad (11)$$

ここで、求めるべき未知数が R_H であるのに対し、式(8)～(11)のように、すべり土塊の寸法が上部構造位置の水平力 P （ $H = R_H$ ）の関数として与えられることから、この問題を解くためには収束計算が必要となることが分かる。

また、すべり線の方角 θ については、試行くさび法により求める。すなわち、 $1 \sim 89^\circ$ まで徐々に変化させ、その中で水平力 P が固化体上面の水平抵抗力 R_H を超えるか否かを判定する。このように、すべり土塊の寸法に関する2つのパラメータ L 、 q を収束計算により求めることが必要となる。そのためのフローを図-45に示した。

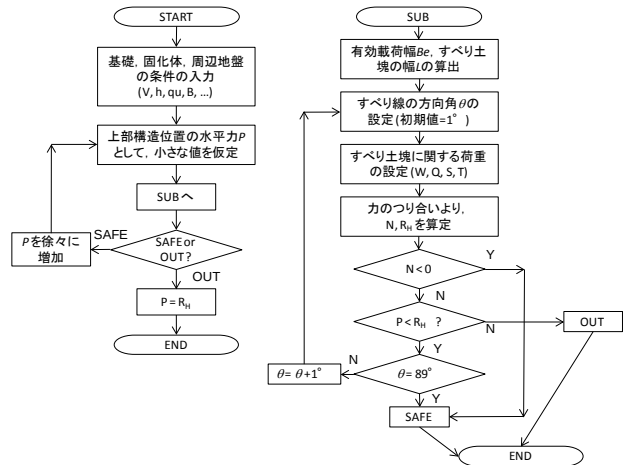


図-45 試行くさび計算フロー

なお、すべり線の方角 θ が大きくなると、すべり線の法線方向に作用する力 N が負となり、その結果、最大水平耐力が負の値をとる場合がある。このような平衡状態は実際には考えにくいいため、無視すべきである。したがって、 θ を増加させる中で、 N が負の値をとったとき、荷重 P によって固化体の内部破壊は生じないものと考えることができる。

上部構造位置の水平力 P については、最初に小さな値を仮定して計算を始め、徐々に増加させていき、水平力 P が初めて水平抵抗力 R_H を上回るときの R_H を最大耐力として求めることができる。

6.3 計算結果

ブロック式改良地盤に支持される直接基礎の最大耐力について、実験値と提案モデルによる計算値を図-46に比較する。いずれのケースについても、提案モデルはやや安全側の結果を与えつつも実験結果を良好に再現していることが分かる。

次に、図-47に、試行くさび計算により求めた固化体内部のすべり発生箇所を、実験後の固化体の損傷状況図と比較する。同図のうち、赤の破線で示したのが、計算により求めたすべり面である。Case B1-H1、B2-H1については、すべり面の下端が固化体側面のはらみ出し発生位置とよく一致しており、固化体の損傷状況をよく再現することができている。また、Case B3-H1について

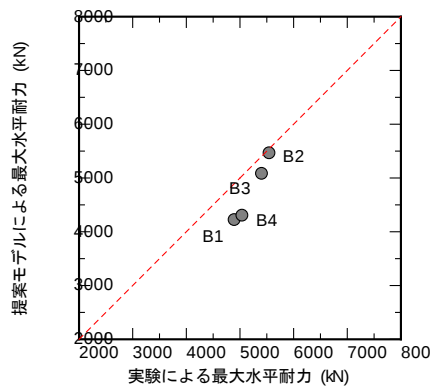


図-46 実験と提案モデルによる最大耐力の比較

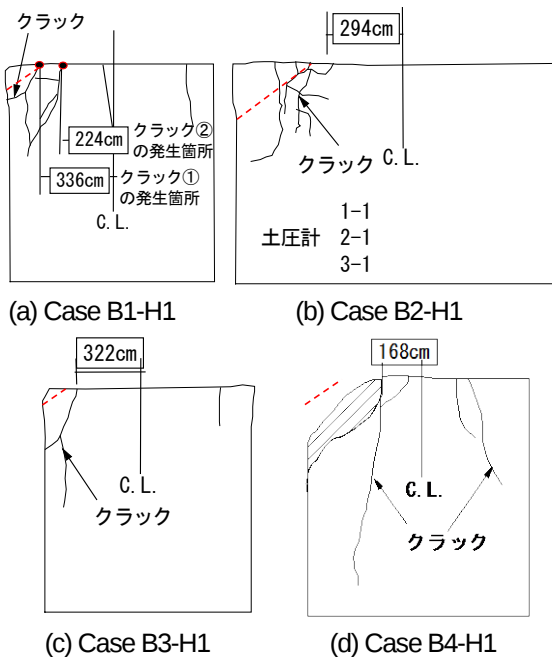


図-47 実験と提案モデルによる損傷位置の比較

は、計算により得られたすべり土塊の寸法が小さめとなったが、実験における亀裂発生位置も Case B1-H1 に比べて角の小さな領域で生じており、その傾向を定性的には捉えている。なお、Case B4-H1 については、実験により固化体に大きな断面欠損が生じており、これがどの段階で生じたものであるかが不明であることから、計算結果と比較することは難しい。

以上により、提案モデルは、ブロック式改良地盤に支持される直接基礎の最大水平耐力を精度よく推定することができ、かつ、固化体内部のすべり発生位置についても概ね傾向を捉えていることが確認された。

7. 新しい基礎構造の適用条件

以上の得られた知見を踏まえ、各種基礎構造の適用条件を以下に整理する。

7.1 杭頭にヒンジを有する基礎

杭頭のヒンジを有する基礎の動的遠心模型実験において見られた地震時挙動からは、杭の部材断面力が緩和されること、基礎の回転応答が軽減されることが長所として見られた。一方で、基礎の水平変位量が増大し、結果として上部構造の水平変位は増加した。これらより、道路橋や水門・堰等のゲート構造物のように変位制限が厳しい構造物に適用することは困難であり、変位制限が比較的厳しくない構造物（例えば下水処理施設）に対しては適用することができると考えられる。

具体的に杭頭を下げる方法としては、フーチング・床版等への杭頭部の埋め込み長を短くし、鉄筋による定着を行わない、といった方法が考えられる。また、杭頭にヒンジ構造のデバイスを設ける場合、デバイスの耐久性をいかに確保するかが大きな課題となる。

その他、支持層の不整形性等により各杭の鉛直支持特性に違いがある場合、鉛直荷重による不等沈下を生じる可能性があり、それに対して抵抗することができない。特に、基礎の平面寸法が小さく、かつトップヘビーで大きな転倒モーメントが作用する道路橋のような構造物に対しては、この観点からも適用性が低い。

7.2 改良地盤に支持される直接基礎

これは、液状化層を固化改良した上で直接基礎を設置するものであり、液状化層の位置が比較的浅い場合はコスト面から有利となりうる。ただし、載荷実験により、最大耐力を超えると急激な耐力低下や沈下を生じる挙動が確認され、通常の直接基礎のような粘り強さがないことが明らかとなった。これは、基礎からの偏心荷重によりこのような挙動となったものと考えられる。したがって、この構造形式についても、道路橋橋脚のようにトップヘビーで地震時に荷重の偏心が顕著となる構造物に対しては適用性が低いものと考えられる。

8. まとめ

地震時に十分な地盤反力を期待できない液状化地盤においては、基礎の規模が大きくなる傾向があることから、新しい基礎構造によるコストの縮減が求められている。本研究では、液状化に対する新しい基礎構造として、杭基礎の新しい杭頭結合方式および固化改良地盤に支持される基礎を対象に、地震時挙動を明らかにするとともに、耐震性能照査法を提案し、各基礎構造の適用条件の整理を行った。また、固化改良地盤に基礎を支持させる場合は、荷重の繰返し作用に対しても可逆的な反力特性を得るため、セメント改良土の許容応力度の設定方法を検討、

提案した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：6. 地震時に不安定となる地盤がある場合の設計計算例，道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 2) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室：大規模地震を考慮した地中構造物の耐震設計法に関する試験調査，振動研究室調査試験研究成果概要報告書，第 22 号，pp.19-20，2001.3.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.3.
- 4) 古関潤一，レヒーナ・サラスモンヘ，佐藤剛司：繰返し載荷がセメント改良砂の強度変形特性に及ぼす影響，生産研究，55 巻 6 号，pp.75-78，2003.6.
- 5) 寺師昌明，田中洋行，光本司，本間定吉，大橋照美：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第3報)，港湾技術研究所報告，第 22 巻，第 1 号，pp. 69-96，1983.3.
- 6) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002. 3.
- 7) 田正範，島田静雄：水で満たされたモルタルの圧縮破壊および疲労特性に関する基礎的検討，土木学会論文集，No.245，pp.65-76，1976.
- 8) 松下博通：水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究，土木学会論文集，No.296，pp.87-95，1980.
- 9) 田中良樹，村越潤，長屋優子：橋面アスファルト舗装の透水性が鉄筋コンクリート床版の耐久性に及ぼす影響（下）—塩水による疲労と塩害の複合劣化—，橋梁と基礎，Vol.42，No.12，pp.26-31，2008.
- 10) 寺師昌明，田中洋行：深層混合処理工法による杭式改良地盤の支持力および圧密特性，港湾技術研究所報告，Vol.22，No.2，pp.213-266，1983.
- 11) 佐々木伸，木山正明，奥村隆一：大阪北港地区における深層混合処理工法，基礎工，Vol.12，No.8，pp.101-105，1984.
- 12) 斎藤聰：深層混合処理工法による改良土の調査と工学的性質，基礎工，Vol.13，No.2，pp.108-114，1985.
- 13) 寺師昌明，北詰昌樹，中村健：深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード，港湾技研資料，No.622，1988.
- 14) Shirato, M., Kohno, T. & Nakatani, S.: Numerical evaluation for the key design parameters that can control the seismic performance of highway bridge pier-shallow foundation systems, 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop, pp.219-232, 2008.
- 15) 小林晃，龍岡文夫：セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅱ—非排水せん断特性—，生産研究，34 巻 8 号，pp.23-26，1982.8

TITLE: A STUDY ON NEW METHODS FOR BRIDGE FOUNDATION IN THE LIQUEFIABLE GROUND

Abstract:

In order to reduce the costs associated with the a seismic retrofitting of existing foundations and construction of new foundations, soil stabilization of highway bridge foundations has been implemented in recent years in areas where the grounds consist of weak and soft soil deposits as well as those prone to soil liquefaction. In addition, new types of foundations have been researched and developed and case studies of implementation in actual bridges have also been reported. However, neither the application extent of improvement nor the design method applicable for foundations that employ ground improvement has not been well-established to date. In this fiscal year, soil tests on solidified soils were performed. As a result, fatigue characteristics on unconfined cyclic compressive stress, the relationship between unconfined compressive strength and tensile strength on split-cylinder test, and fatigue characteristics on cyclic tensile stress were clarified.

Key words: foundation, liquefaction, solidification, allowable stress, fatigue characteristics