

戦-30 改良地盤と一体となった複合基礎の耐震性に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：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

つくば中央研究所 材料地盤研究グループ (土質・振動)

研究担当者：中谷昌一、杉田秀樹、白戸真大、谷本俊輔、河野哲也

【要旨】

ケーソン式護岸や盛土のように比較的底面積が大きなものでは、深層混合処理などによる固化体で、それらを直接支持することができる。一方、橋梁は、これらの構造物と違いトップヘビーであり、かつ用地の制約が大きく、フーチング底面積が小さい上に上部構造も含んだ系全体としての挙動を考える必要があるが、このような厳しい条件下での固化体の耐荷メカニズムについては明らかではない。そこで、固化体形式(ブロック式、杭式)の相違が耐荷メカニズムに及ぼす影響の把握を目的として、遠心場において模型実験を実施した。本研究においては、基本的な挙動や破壊特性の把握を目的として実施した単調鉛直・水平載荷実験と交番及び一方向繰返し載荷実験結果について報告する。さらに、改良範囲や強度を変えて実施した単調水平載荷試験結果よりそれらが及ぼす影響について考察した。

キーワード：深層混合処理、固化体、直接基礎、遠心力模型実験、載荷試験

1. はじめに

深層混合処理などによる固化体でケーソン式護岸や盛土などを直接支持することは広く行われており、これらの工法の適用にあたっては、これまでに多くの研究がなされ、既にマニュアルや指針^{1,2)}も提案されている。一般に、杭式固化体を配置することが多く、実務上は、接円配置された杭式固化体の集合体はブロックと等価に扱えるとの認識の下で適用範囲を広げてきた^{1,2,3)}。すなわち水平成層地盤、ブロック式の固化体、及び接円配置された杭式固化体の集合体は互いに等価で、水平成層地盤の荷重を支持するのと同じメカニズムで荷重を支持するものとされてきた。しかし、ケーソン式護岸や盛土は、平面的に広がりを持ち、自重の影響が大きい構造物である一方、橋梁は、これらの構造物と違いトップヘビーであり、かつ用地の制約が大きく、フーチング底面積が小さい上に上部構造も含んだ系全体としての挙動を考える必要がある。しかしながら、このような厳しい条件下での固化体の耐荷メカニズムについては明らかではない。そこで、固化体形式(ブロック式、杭式)の相違が耐荷メカニズムに及ぼす影響の把握を目的として、遠心場において模型実験を実施した。本報においては、系としてのイベント(降伏点、終局点)での破壊モード(内部破壊、支持力破壊)などの基本的な特性把握を目的として実施した単調鉛直・水平載荷実験と交番及び一方向繰返し実験結果について報告する。さらに、改良範囲や強度を変えて実施した単調試験結果よりそれらが及ぼす影響につ

いて考察した。

2. 実験条件

2.1 実験概要

実験は、すべて(独)土木研究所の大型遠心力載荷実験装置を用いて行われた。遠心加速度は70Gである。模型は、上部構造・橋脚・フーチングから構成され、模型の諸元は、死荷重反力が砂地盤の地盤反力度の上限値の300 kN/m²を超えず、レベル1地震時(以下L1時)に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決定されている。実験土槽は、図-1に示すような幅300 mm、奥行き1,500 mm、高さ500 mmの剛土槽である。この土槽内に東北硅砂7号(土粒子密度 $\rho_s = 2.654 \text{ g/cm}^3$, 細粒分含有率 $Fc = 8.6\%$)を使用して固化体の支持地盤(相

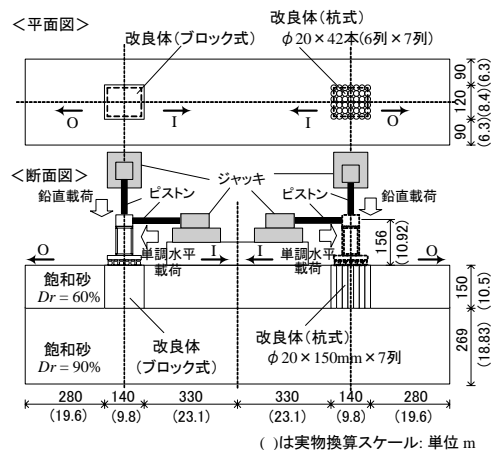


図-1 実験概要図

対密度 $Dr = 90\%$) を作成後、東北硅砂 7 号に早強ポルトランドセメント 10% (147 kg/m^3) 添加したセメント混合土の固化体を設置した。その後、固化体の周辺地盤を $Dr = 60\%$ になるように作成し、剛土槽を脱気槽に入れて脱気して水で飽和させ、固化体上に橋脚模型を設置した。基礎底面に作用する地盤反力度を計算すると、常時の作用荷重 249 kN/m^2 、L1 時の固化体の端趾圧 555 kN/m^2 と想定されたので、セメント混合土の一軸圧縮強度を別報⁴⁾ の式(3), (4)より算出し、 $1,000 \text{ kN/m}^2$ とした。固化体形式は、ブロック式と接円配置の杭式とした。ここで、ブロック式とは、幅 140 mm 、奥行き 120 mm 、高さ 150 mm の直方体であり、杭式とは、直径 $\phi 20 \text{ mm}$ 、長さ 150 mm の円柱を横に 7 列、奥行き方向に 6 列接円配置で並べたものである。なお、接円配置の杭式は互いに接合されていない。固化体の平面寸法は、荷重方向、荷重直角方向ともフーチングより 10 mm (基礎幅の半分) の約 14%) 広い範囲である。以上の改良範囲と改良強度を有する固化体を対象としたものを標準とした。また、固化体の底面は支持地盤に着底させた。荷重は、変位を拘束しないような治具を取り付けた荷重装置を模型の上部構造に連結させ、変位制御 (荷重速度 0.15 mm/sec) にて行われた。なお、図-1 に示すように水平荷重の場合の荷重の符号は、初期位置から O 方向に押した時が正であり、変位の符号は初期位置から O 方向に変位したときが正である。また、鉛直荷重の場合は、荷重・変位とも下方向 (沈下方向) を正とした。

2.2 実験ケース

すべての実験ケースを表-1 に示す。実験ケース名は、標準の強度と範囲を有した固化体仕様で、形式をブロック式としたものを B1、杭式としたものを C1 とした。改良範囲について、標準より広幅としたものを B2 (標準よ

表-1 実験ケース

Case	荷重パターン	改良範囲	改良強度	固化体形式	最大変位
B1-V	鉛直荷重	標準	標準 $q_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$	ブロック式	
C1-V				杭式	
B1-H1	単調水平荷重			ブロック式	
C1-H1				杭式	
B1-H2	交番繰返し荷重	標準	標準 $q_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$	ブロック式	$7\delta_0$
C1-H2				杭式	$2\delta_0$
B1-H3	一方向繰返し荷重			ブロック式	$6\delta_0$
C1-H3				杭式	$4\delta_0$
B2-H1	単調水平荷重	広幅 (荷重方向)	標準 $q_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$	ブロック式	
C2-H1				杭式	
B3-H1	単調水平荷重	標準	強度大 $q_u = 2,000 \text{ kN/m}^2$	ブロック式	
C3-H1				杭式	

り荷重方向に幅を両側に 40 mm ずつ拡張), C2 (標準よ荷重方向に両側に固化杭 2 列 40 mm ずつ追加)、改良強度を大きくしたものを B3, C3 (標準の強度の倍の $2,000 \text{ kN/m}^2$) とした。荷重パターンについては、鉛直荷重を V、単調水平荷重を H1、交番繰返し荷重を H2、一方向繰返し荷重を H3 とし、対象の固化体仕様と組み合わせてケース名とした。

繰返し荷重についての荷重パターンは、既往の研究⁴⁾ を参考に、図-2 に示す交番荷重と一方向荷重の 2 パターンを設定した。なお、別報⁴⁾ で述べたように、固化体は繰返し回数の増加に伴って強度が低下する傾向があることから、文献⁵⁾ に示される荷重パターンのうち、繰返し回数の多い Type I 地震動を想定して設定した。なお、実験では、中小地震時の挙動を調べるために $1\delta_0$ より小さい、 $0.25\delta_0, 0.5\delta_0, 0.75\delta_0$ の各変位レベルでも交番荷重を行っている。

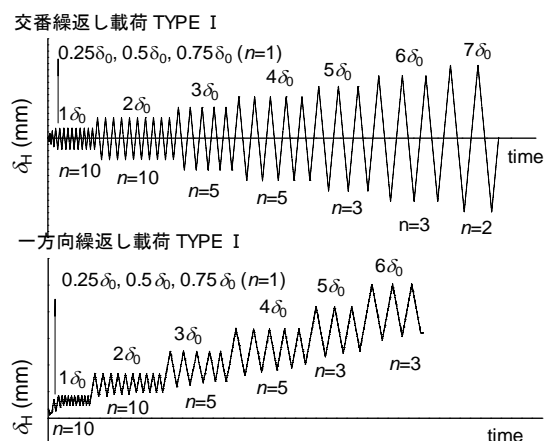


図-2 荷重パターン図

2.3 計測箇所

荷重中は、図-3 に示すように、フーチング底面の地盤反力は 2 方向ロードセル (図の①~⑥の 6 箇所) で、フーチングや固化体の鉛直・水平変位は変位計で、固化体

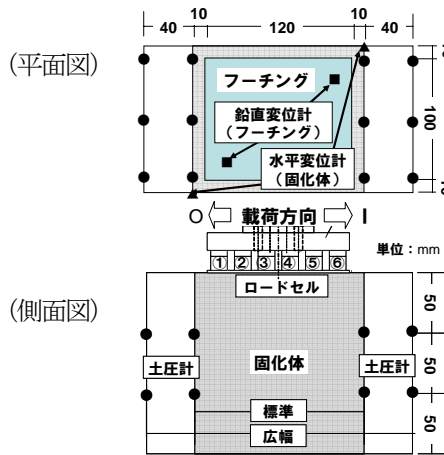


図-3 計測箇所

の側圧や底面反力は土圧計で計測を行った。2方向ロードセルの長辺方向は、載荷方向に直交しており、かつ長さは、供試体の載荷直角方向幅に等しい。

3. 実験結果

3.1 固化体形式が基礎の挙動に及ぼす影響

(a) 固化体上の橋梁・基礎系の単調鉛直・水平載荷実験

鉛直載荷は、常時に作用する死荷重と活荷重の合計相当に達した時に除荷を行い、その後続けて再載荷を行った。ブロック式と杭式の鉛直載荷実験の荷重・変位関係と地盤反力分布を図-4 に示す。なお、以後の物理量はすべて実物スケールに換算した値で示す。地盤反力度は、フーチング下面に設置した2方向ロードセルで計測された鉛直力を底面積で除した値であり、荷重・変位関係図内の各点 (a) : 載荷開始時, (b) : 除荷開始時, (c) : 最大荷重時, (d) : 載荷終了時) における地盤反力分布を示している。いずれの供試体においても、固化体の鉛直変位に起因する直下地盤の支持力破壊を示すようなすべり線の発生等は見られなかった。ブロック式は、ジャッキの能力限界 (最大荷重±12 kN) まで載荷したが、ほぼ均等に地盤反力度が増加し、破壊までには至らなかった。一方、杭式は、地盤反力分布より最大荷重 (C(c)点) 辺りでO側の端部 (フーチング中央から+3.5m) で固化体の破壊が生じて地盤反力度が急減し、それが徐々にI側に進行していることがわかる。

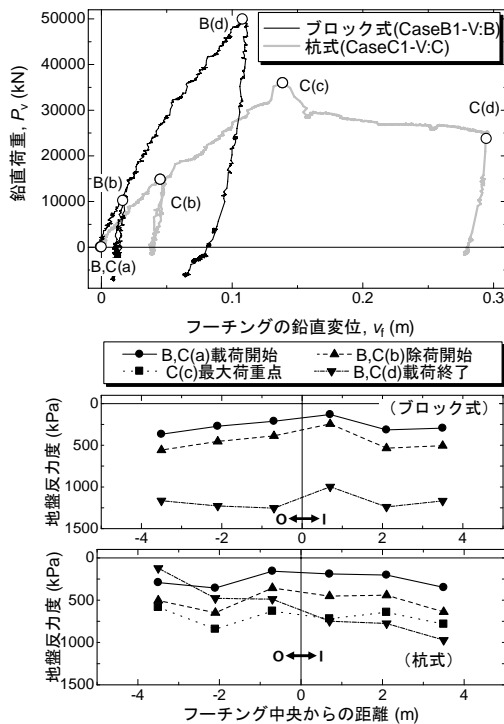


図-4 載荷荷重・フーチング中心位置の鉛直変位関係と地盤反力分布 (CaseB1-V, CaseC1-V)

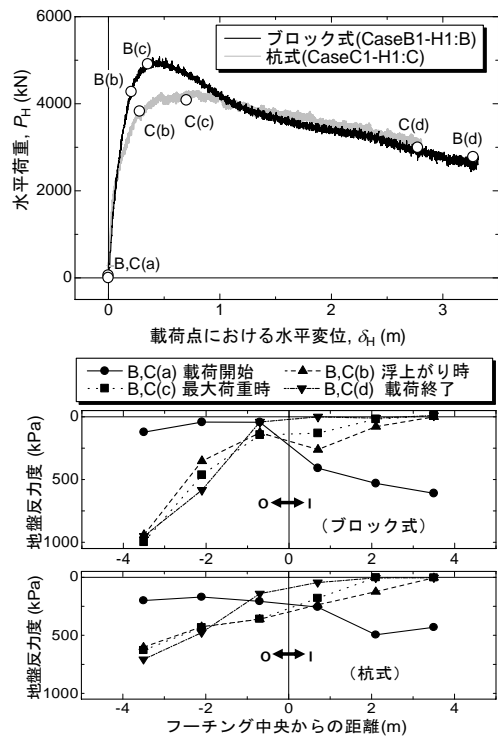


図-5 載荷点における載荷荷重・変位関係と地盤反力分布 (CaseB1-H1, CaseC1-H1)

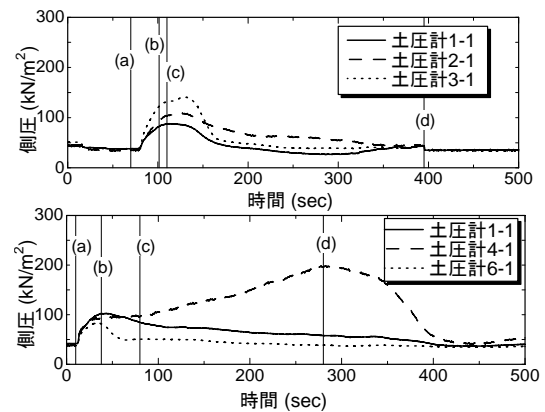


図-6 固化体の側圧の時刻歴 (上: CaseB1-H1, 下: CaseC1-H1)

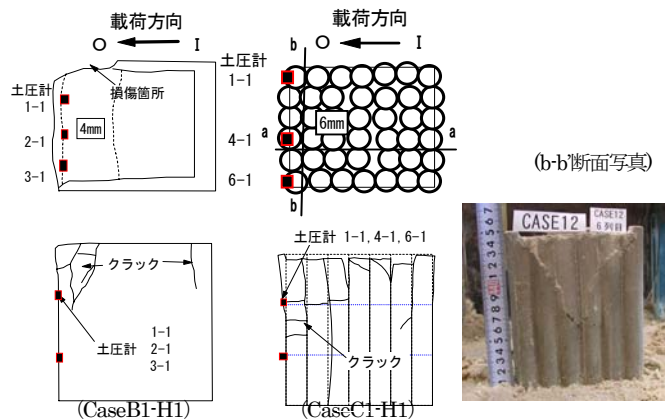


図-7 固化体の損傷状況 (上: 平面図, 下: 側面・断面図)

図-5に両固化体形式の単調水平載荷実験で得られた水平荷重 P_H ・水平変位 δ_H 関係を示す。図中の記号は、(a)載荷開始時、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)載荷終了時である。最大強度は、2割程度ブロック式の方が大きい。ブロック式及び杭式のいずれの供試体においても、固化体の鉛直変位に起因する直下地盤の支持力破壊を示すようなすべり線の発生等は見られなかった。地盤反力度分布を図-5に併せて示した。載荷開始前の地盤反力度はやや不均一であるが、載荷が開始されると、いずれの固化体形式でも三角形分布に近くなり、浮上りと共にO側の端部に地盤反力度が集中していく。そして、最大荷重時(c)点を越えると荷重が落ち、基礎底面では荷重の再配分が行われる。すなわち、固化体端部では内部破壊が生じている。杭式の場合にも傾向はブロック式と同様の結果に見えるが、系として発揮する初期の剛性及び最大強度は小さく、また基礎底面の受ける地盤反力についても、I側端部に極端に大きな応力が集中するというのではなく、むしろ滑らかな地盤反力分布が見られる。すなわち、内部破壊の進展形態はブロック式と同様でないものと考えられる。図-6に、図-7に示す位置に取り付けた土圧計により計測された固化体に作用する側圧の時刻歴を示す。杭式の場合には、最大荷重点((c)点)に達した後に土圧計4-1の計測値が増加しており、この点でブロック式と異なる。図-7に水平載荷実験終了後に掘り出して観察した固化体のスケッチによる平面図と側面・断面図及びO側フーチング下端付近の固化体天端の沈下量を示す。ブロック式ではO側の縁が欠けていた。杭式では、O側に位置する杭に曲げ破壊が生じており、固化杭の全体的な移動が確認された。さらに、図-7の写真に見るように、載荷直交方向には斜めにクラックが生じていることが確認された。ブロック式と杭式の破壊形態の相違が耐荷力に大きく影響を及ぼしたものと考えられる。また、固化体天端の沈下量は、杭式で42 cm、ブロック式で28cmであり、ブロック式の方が小さかった。

(b) 固化体上の橋梁・基礎系の交番・一方向繰返し載荷実験

繰返し載荷試験にあたって、基準変位(1 δ)は単調水平載荷実験で得られた図-5の水平荷重・変位曲線において最大荷重が生じたときの変位とし、ブロック式では35cm、杭式では70cmとした。載荷は、2 δ で破壊したCaseC1-H2を除き、載荷装置の能力の限界(最大変位 ± 50 mm、最大荷重 ± 12 kN)まで行われた。ただし、CaseC1-H2は、計測データに異常が見られたため、1 δ までの結果を示す。荷重作用位置で計測された水平荷重

と水平変位の関係を、単調水平載荷実験結果とあわせて図-8に示す。繰返し載荷実験結果について見てみると、固化体形式・載荷パターンの違いに関わらず、最大荷重は比較的小さい変位レベルで生じている。また、変位レベルの増加に伴って、各載荷サイクルで生じる最大荷重が低下していくとともに、剛性が低下する傾向が見られたが、繰返しによる耐力の顕著な低下は見られなかった。

ブロック式・杭式ともに交番載荷は一方向載荷に比べて原点指向性が強く、交番載荷でみられた履歴曲線は、一方向載荷で見られた履歴曲線に比べて残留水平変位が小さい。図-9は、フーチング中心位置の残留回転角と載荷変位の関係を示している。残留回転角は各載荷変位レベル($n\delta$)の最後の繰返しにおいて、荷重がゼロになったときの値である。載荷変位レベルが増加するに伴って残留回転角が増加していることがわかる。特に杭式の場合がブロック式の場合よりも残留変位の増加が著しい。以

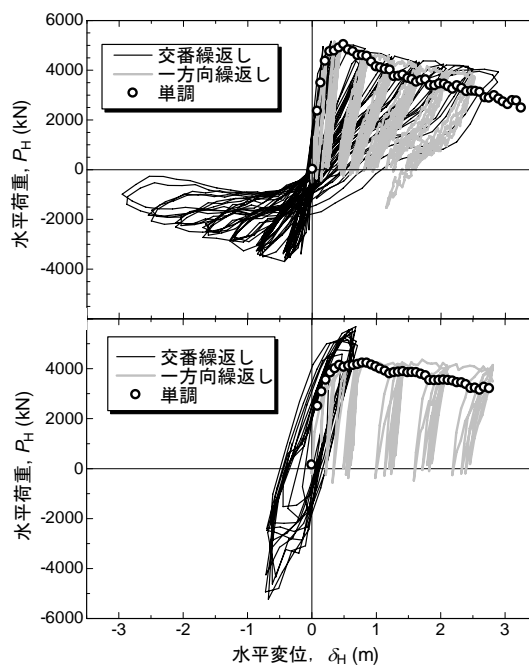


図-8 荷重・変位関係 (上: ブロック式 CaseB1-H1 CaseB1-H2 CaseB1-H3, 下: 杭式 CaseC1-H1 CaseC1-H2 CaseC1-H3)

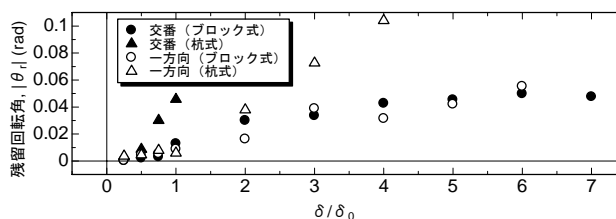


図-9 各荷重段階における残留回転角 (ブロック式: CaseB2-H1 CaseB3-H1, 杭式: CaseC2-H1 CaseC3-H1)

上のように、実験結果は、接円配置の杭式固化体の集合体である場合とブロック式固化体である場合とで、基礎の履歴特性が変わることを示しており、反力体として固化体を配置する場合に、配置方法の違いで基礎系の挙動が変わることを前提として橋の設計を行う必要がある。

図-10は、交番载荷を行ったケースにおける基礎底面中心位置の鉛直変位 v_f と载荷位置の水平変位 δ_H の関係を示したものである。縦軸の v_f は下方向が正(沈下方向)であり、杭式・ブロック式ともに、荷重の繰返しに伴って沈下が進行していることがわかる。本実験では、鉛直方向への荷重は行っていないため、これらの沈下は水平荷重およびそれに伴って生じるモーメントの影響によるものである。改良形式の違いによる沈下量の違いを見てみると、杭式の方が非常に大きい。図-9に示した残留回転角についても、杭式の方が大きい。

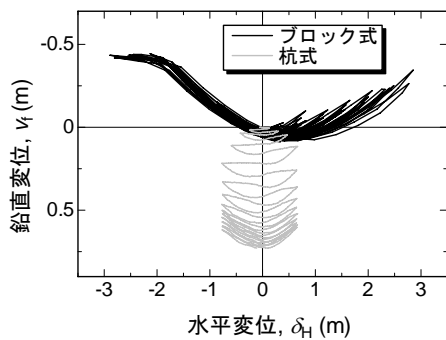


図-10 基礎の底面位置の移動状況 (CaseB2-H1, CaseC1-H1)

図-11に図-10に示した杭式の $v_f \cdot \delta_H$ 関係の一部の拡大図と拡大図中に示したA→Cまでの基礎底面中心位置の履歴を示す。 $v_f \cdot \delta_H$ 関係においてA点からB点へ移動する際には、水平変位の増加に伴って基礎の押し込み側(I側)が沈下する一方で、反対側(O側)の端部は浮き上がる(図-11のA→B)。ここで、杭式の場合は固化体同士が連結されていないため、基礎が接している杭のみが抵抗要素として働き、その周りの杭は荷重をほとんど分担しない。すなわち、基礎が接しているわずかな杭のみ

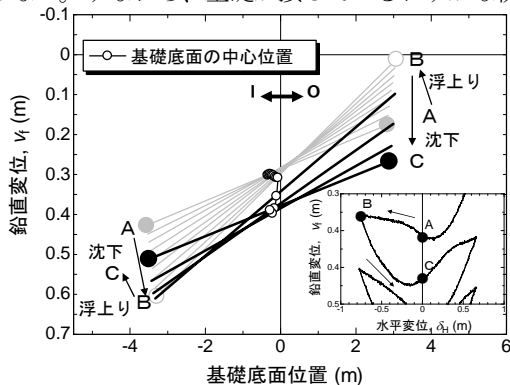


図-11 基礎の鉛直変位と载荷変位の関係 (CaseC1-H2)

また、実験終了後に掘り出して観察した固化体のスケッチで、全ての鉛直荷重を保持している状況となる。その後、B点から荷重ゼロのC点まで除荷される時には、基礎の回転角が減少するに伴って徐々に内側に位置する固化杭の荷重負担分が増加する。しかし、これらの固化杭でも支持しきれず、外側から内側に向けて固化杭が一つずつ沈下していったために、全体として過大な沈下が生じるものと推察される。その結果、図-12に示すように、2 δ 終了後には、固化体両側の中央部で100 cm以上の鉛直変位と固化杭の大きな水平変位が確認されるとともに、固化杭の上部が押し潰された状態(図-12のCaseC2-H1の断面図の黒塗部)が観察された。ブロック式でも、荷重変位の増加と反転に伴って浮上りと着地を繰返しつつ挙動する。ただし、それによって生じる基礎の沈下は杭式と比較して著しく小さく、杭式の半分以下であった。これらの明瞭な挙動の相違は、前述のように、杭式は各杭が単体で抵抗するのに対し、ブロック式は一体となって抵抗し、図-13に示すようなアーチ効果が期待できるためであると考えられる。

以上のように、杭式の固化体とブロック式の固化体の耐荷メカニズムは異なる。水平力や転倒モーメントに対して杭式固化体の集合体は、個々の杭式固化体は個別に抵抗・破壊し、基礎底面全体で一様に沈下が進展するのに対して、ブロック式の場合には、通常的地盤と同様に基礎端部直下で沈下が大きくなるものの基礎底面下の固

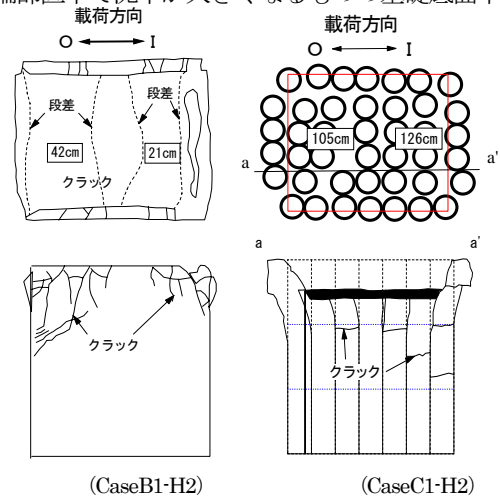


図-12 固化体の損傷状況 (上: 平面図, 下: 側面・断面図)

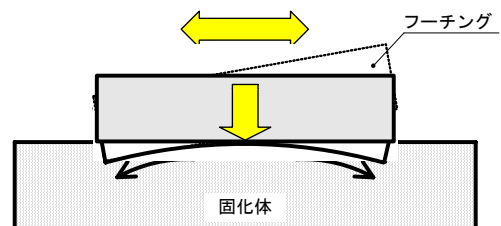


図-13 基礎の鉛直変位と载荷変位の関係 (CaseC1-H2)

固化体表面はアーチ状に変形し、有効面積は減っている。しかし、アーチ状の荷重機構が形成され、下方に荷重が伝達されているものと考えられる。

3.2 改良範囲と強度が基礎の挙動に及ぼす影響

(a) ブロック式固化体上の橋梁・基礎系の単調水平荷重実験

図-14 に全ケースの荷重荷重と荷重点における変位関係を示す。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)荷重終了時である。同図より、標準の CaseB1-H1 に比べて、広幅の CaseB2-H1 と強度大の CaseB3-H1 で、それぞれ 1~2 割程度の最大強度の増加がみられる。

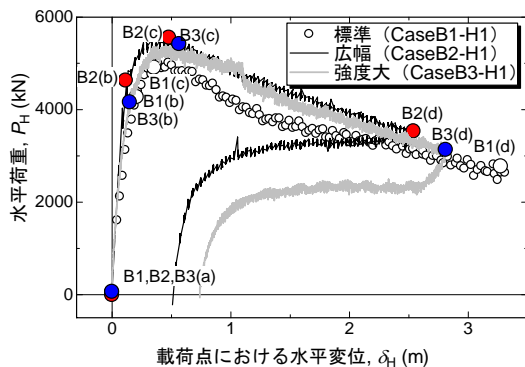


図-14 荷重点における荷重荷重・変位関係

図-15 に示す隅角に設置された固化体両側 (O 側, I 側) : 設置箇所は図-3 参照) の水平変位をみると、いずれのケースにおいても最大荷重時 (c) 付近までは O 側と I 側の変位差はないが、それ以降は I 側での変位の増加はなく、O 側の変位は急増する。この固化体上の両側の相

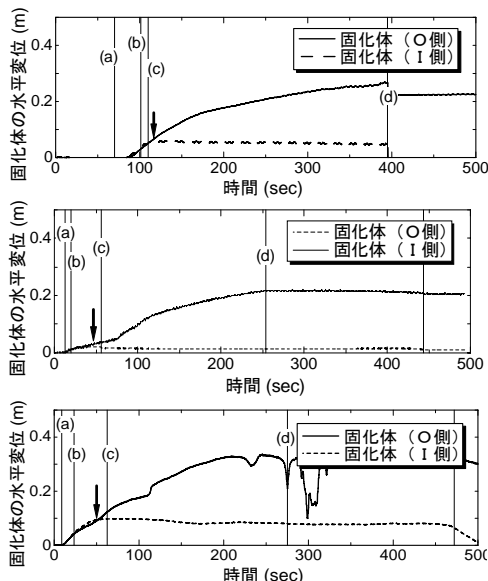


図-15 固化体の水平変位

(上: CaseB1-H1, 中: CaseB2-H1, 下: CaseB3-H1)

対変位が生じた時点で内部破壊が生じたものと思われる。また、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 O 側フーチング下端付近の固化体天端の沈下量及び固化体中心からクラック発生箇所までの距離を図-16 の平面図・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、CaseB1-H1 では、外側 (クラック①) と内側 (クラック②) の 2 箇所クラックが発生しており、進行的に破壊が生じたことが考えられる。その発生箇所は 6 つのロードセルのうちのそれぞれ①と②の直下である。そこで計測された鉛直地盤反力度の時刻歴を図-17 に示す。図より、ロードセル①から②へと内側に合力の作用位置が移動していくことがわかる。なお、固化体の天端の沈下量は、CaseB3-H1 が最も小さく、他のケースの半分程度であった。

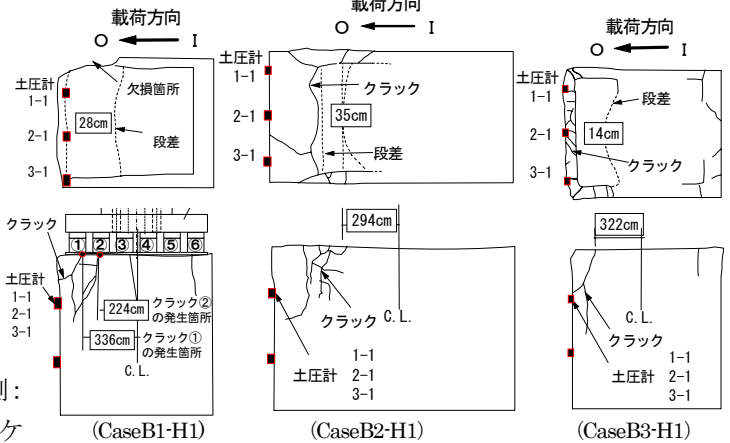


図-16 固化体の損傷状況 (上: 平面図, 下: 側面図)

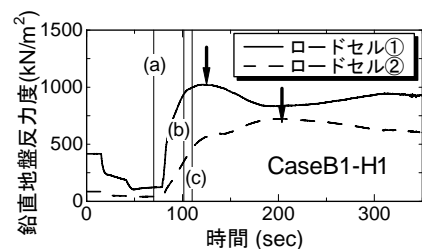


図-17 鉛直地盤反力度の時刻歴

固化体の破壊形状から推察すると、水平荷重に対する全抵抗は、図-18 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であると考えられる。一般に、CaseB2-H1 のように改良幅が広くフーチングと固化体前面までの距離が大きい場合には土塊の寸法が大きくなり抵抗も大きくなる。また、CaseB3-H1 では固化体の強度が大きくなるとすべり面で発揮する抵抗は大きくなる。すなわち、ブロック式固化体の場合は、最大荷重を増加させるためには、固化体の範囲を広げることと、強度を大きくすることの両者が有効であると考

えられる。しかし、後述するように、杭式改良の場合は、固化体の範囲を広げても耐荷力はあまり増加しなかった。

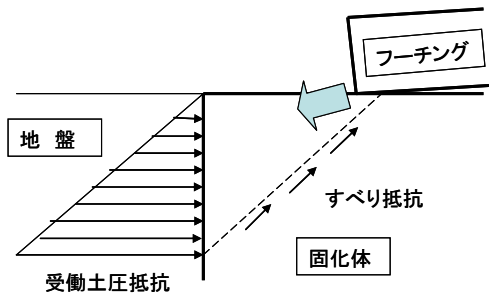


図-18 破壊時の力の釣合い

(b) 杭式固化体上の橋梁・基礎系の単調水平荷重実験

図-19 に全ケースの荷重点における水平荷重・水平変位関係を示す。図内の各点は、(a)荷重開始時、(b)浮上り開始時、(c) 最大荷重時、(d)荷重終了時を表している。同図より、固化杭の強度を増加させた CaseC3-H1 では CaseC1-H1 と比べて約 1.5 割程度の最大強度の増加みられる。一方で、固化杭の強度は同じで幅を増加させた CaseC2-H1 では、Case C1-H1 と比べて、若干の増加しかみられず、最大荷重に及ぼす効果はさほどでない。実験終了後に掘り出して観察したスケッチによる損傷状況と O 側フーチング端部位置での固化杭天端の沈下量を図-20 の平面図に示す。各固化杭の支持地盤への貫入はなく、支持地盤の支持力破壊は確認されていない。荷重方向は図-20 に示す通りであり、すべてのケースで O 側の固化杭に曲げ破壊が生じている。固化杭天端の沈下については、CaseC3-H1 のものが最も少なく、他の 2 つのケースの半分程度であった。また、図-20 の写真にみるように、荷重直角方向にはいずれのケースにおいてもフーチング下端付近に斜めにクラックが生じており、複雑な破壊形態を示していた。図-21 に、O 側の固化杭に設置された土圧計 1-1, 3-1, 4-1, 6-1 (図-20 参照) と隅角の固化杭上に設置された 2 つ (O 側, I 側) の水平変位計 (設置箇所については図-3 参照) の時刻歴を示す。図中の(a)-(d)は、それぞれ図-19 の(a)-(d)に対応している。図-15 に示した

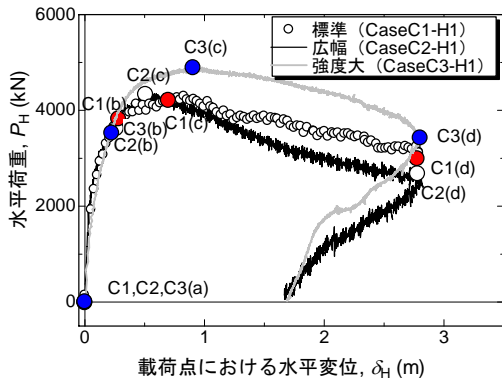


図-19 荷重点における荷重荷重・変位関係

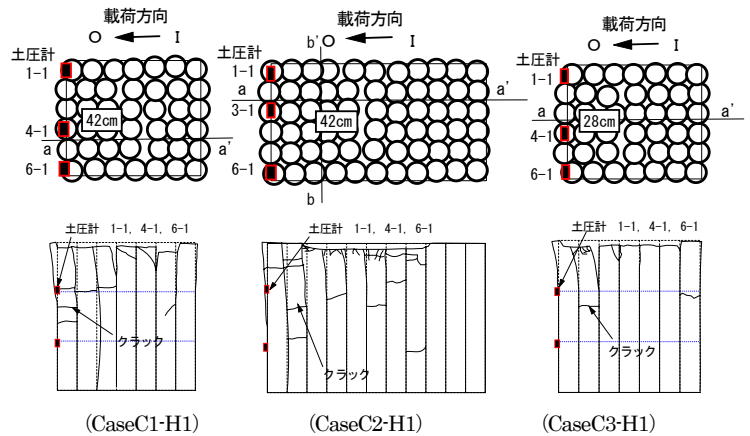


図-20 固化体の損傷状況 (上：平面図, 下：側面図)

ように、ブロック式固化体では、最大荷重点 (c)線) 付近で内部破壊が生じ、固化体上面の両側の相対変位が生じているが、杭式固化体では、その相対変位が

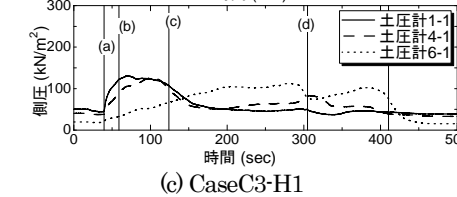
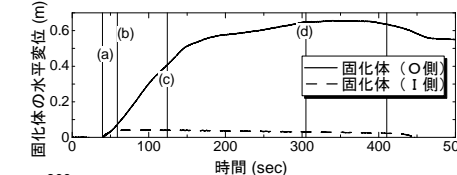
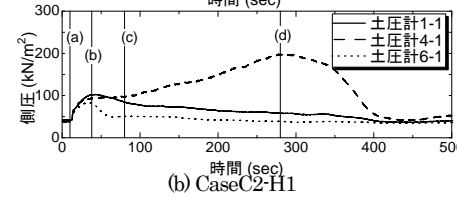
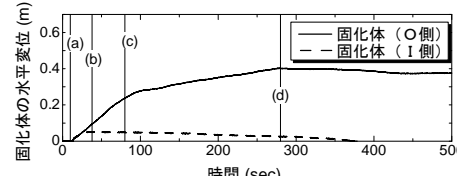
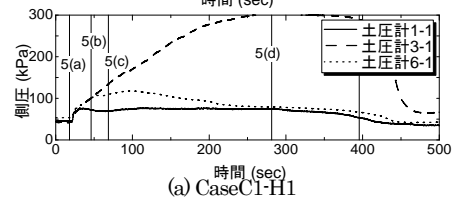
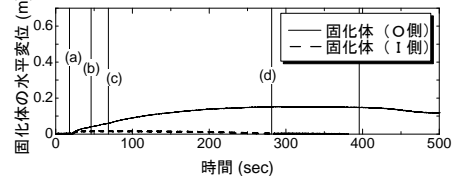


図-21 固化体の水平変位と側圧の時刻歴

載荷の早い段階から生じている。また、固化体が受ける側圧についても、ブロック式のように各測定点で同じように挙動せずに、中央部や端部の値が最大荷重後にも増加するなど、その挙動には一様の傾向はみられない。すなわち、杭式の場合は、ブロック式のように一体的に挙動するのではなく、各固化杭がそれぞればらばらに変形しているものと考えられる。このように、杭式の場合の挙動は複雑で、各杭が個別に挙動するなど、ブロック式の場合の挙動と等価と考えることが妥当でない。たとえば、重ねばりとして解釈することが必要であると考えられる。

(c) 固化体形式の比較による考察

表-2に図-14で示したブロック式と図-19の杭式から得られた各ケースの最大荷重を示す。標準ケースの Case B1-H1 と Case C1-H1 で固化体形式の違いが最大強度に及ぼす影響を比較すると、ブロック式のものが2割程度大きい。既往の研究⁶⁾では、固化体で直接支持された港湾構造物を模擬した遠心力模型で水平載荷実験が実施され、その時の最大荷重は5倍程度ブロック式のものが杭式に比べて大きかったことが報告されている。その実験での周辺地盤は粘土である。固化体形式による挙動の相違は、固化体側面の地盤強度、固化体の強度、鉛直力・転倒モーメント・水平力の比率等に依存すると考えられが、杭式の場合は、改良強度を大きくすると最大荷重は増加するが、改良範囲を大きくしても、さほど最大荷重の増加には寄与しないことがわかった。一方、ブロック式では、改良範囲や強度を大きくすると最大荷重が増加する。杭式の場合に改良範囲による最大荷重の増加が小さい理由は、その挙動が通常地盤やブロック式固化体と異なり、重ねばり的なものであることが考えられる。また、破壊形態が各固化杭の曲げ破壊もしくは圧壊であり、標準の改良範囲に追加して設置した固化杭が、基礎直下の固化杭の曲げ抵抗の曲げ変形を抑制する効果が小さいことが考えられる。これより、周辺地盤が軟弱である場合や液状化した場合には、側圧を期待できず、杭式

表-2 各ケースの最大荷重

固化体形式	Case	最大荷重 (kN)
ブロック式	B1-H1 (標準)	4,907 (1.00)
	B2-H1 (広幅: 載荷方向)	5,556 (1.13)
	B3-H1 (強度大)	5,416 (1.10)
杭式	C1-H1 (標準)	4,209 (1.00)
	C2-H1 (広幅: 載荷方向)	4,333 (1.03)
	C3-H1 (強度大)	4,890 (1.16)

()は標準に対する比率

固化体の挙動が不安定になることも懸念される。

4. まとめ

固化体の固化体形式の相違による基本特性の把握を目的として単調の鉛直・水平載荷実験を実施した。その結果、鉛直載荷実験では、ブロックは杭式に比べて最大強度が大きく、水平載荷実験では、水平方向の最大強度はブロック式が杭式より2割程度高いことがわかった。また、固化体形式により、改良体の破壊モードや破壊の程度が異なることがわかった。

橋梁の直接基礎に固化体を使用した場合の、地震時の挙動を把握するための交番・一方向繰返し載荷実験を実施した。その結果、杭式の場合は、交番載荷においてブロック式に比べて過大な沈下が生じた。その理由は、杭が連結されていないために、ブロック式のように一体となって抵抗できなかったためと考えられる。

ブロック式と杭式の固化体形式について、標準のものに対して、改良範囲と改良強度を変え、その影響をみるための単調水平載荷実験を実施した。それらを比較した結果、ブロック式の場合には、それらを大きくすることで最大荷重が増加することがわかった。一方、杭式とした場合には、改良強度を増加させた場合には標準のものに比べて最大荷重は増加したが、改良範囲を広くしても最大荷重はさほど変わらなかった。すなわち、杭式の場合はブロック式の延長では解釈できない可能性が高いことがわかった。

はじめにも記したとおり、これまで固化体を用いて、主として鉛直荷重を支持するための技術は、実務上、接円配置の杭式固化体の集合体、ブロック式固化体、及び水平成層地盤が互いで等価であるとの仮定で適用範囲を広げて来たが、本研究は、水平力や転倒モーメントの影響が大きい場合には、その仮定が成り立たないことを示した。これは、固化体の上に浅い基礎が設置される場合も、固化体中に深い基礎が埋め込まれる場合も同じと考えられる。本文では、重ねばりのような挙動が考えられないかという仮説を示したが、次年度以降、どのような仮定のものでモデル化を行うのが適切であるのか検討を重ねる予定である。

参考文献

- 1) (財)沿岸開発技術センター:海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル, 2008.
- 2) (財)土木研究センター:陸上工事における深層混合処理工法

設計・施工マニュアル, 2004.

- 3) 富澤幸一, 西川純一: 深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法, 土木学会論文集, No.799/III-72, pp. 183-193, 2005.
- 4) 杉田秀樹, 中谷昌一, 白戸真大, 谷本俊輔, 河野哲也: 液状化に対する新しい基礎構造に関する研究, 平成 20 年度戦略プロジェクト (戦11) 報告書, 2009.
- 5) 運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋梁の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料, 第 3087 号, pp.12-15, 1992.
- 6) 北詰昌樹, 中村健, 寺師昌明: 接円式深層混合処理地盤の挙動, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻第 2 号, pp.306-326., 1991.

A STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF COMPOSITE FOUNDATION WITH CEMENT TREATED SOIL LAYERED COLUMNS

Abstract : Deep mixing stabilization directly underneath a structure has been developed for the structures with vast bottom areas and plane structures. Unlike these structures, highway bridges are “top-heavy” and usually have narrow areas of footing with site restrictions. Accordingly earlier developments for earth structures, retaining caisson walls etc. are not necessarily relevant for highway bridges. This project studies the load carrying mechanism of the pier-footing-cement treated soil layered column systems during earthquakes and seeks a safe and reasonable design method. To understand the influence of the difference in the type of cement treated soil structures (block-type and column-type) on the load-carrying mechanism, centrifuge model experiments were performed. Monotonic vertical and lateral load tests and cyclic lateral tests were applied to the top of the pier. As a result, the structural behavior of layered column type structures is similar to that of a layered beam-column that is subjected to horizontal and bending moment loads and layered column type deep mixing stabilization had clearly different load-carrying and failure mechanisms for horizontal and moment loads from that of block-type deep mixing stabilization, even through cement-treated soil-columns were contacted with each other.

Key Words : Deep mixing stabilization, Cement treated soil layered columns, Spread foundation, Centrifuge test, Loading test