

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5：ブロック式固化体上の橋脚・基礎系の単調水平載荷実験 -

独立行政法人土木研究所 正会員 ○原田健二，谷本俊輔，河野哲也

非会員 白戸真大，中谷昌一

秋田県 非会員 佐藤 洋

1. はじめに 橋梁は、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。筆者らは、深層混合処理工法により地盤固化体で橋梁を直接支持する場合の耐荷メカニズムを把握することを目的として、遠心力模型実験を実施した^{1), 2)}。本報においては、これらの一連の実験のうち、直接基礎を有する橋脚天端へ単調水平載荷を行ったときのブロック式固化体の挙動について考察するものである。実験は、改良範囲と改良強度が最大荷重に及ぼす影響を把握するために実施した。

2. 実験方法

実験は、(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70 Gである。

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 $F_c = 8.6 \%$) を使用して固化体の支持地盤 (相対密度 $D_r = 90 \%$) を作成後、東北硅砂 7 号に所定量の早強ポルトランドセメントを添加したセメント混合土の固化体を支持地盤に着底させるように設置した。その後、固化体の周辺地盤を $D_r = 60\%$ 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。橋梁模型の諸元は別報¹⁾ で述べたものと同じである。以下、全ての物理量を実物スケールに換算した値で示す。表-1 に示すように、ブロック式固化体の諸元を幅 9.8 m , 奥行き 8.4 m , 高さ 10.5 m の直方体とするものを CASE B1-H1 とし、載荷方向の両側 2.8 m ずつ延長して 15.4 m の広幅のものを CASE B2-H1、面積は CaseB1-H1 と同じで固化体の強度を標準の 2 倍程度としたものを CaseB3-H1 とした。CaseB1-H1 と CaseB2-H1 のセメント添加量は 10%

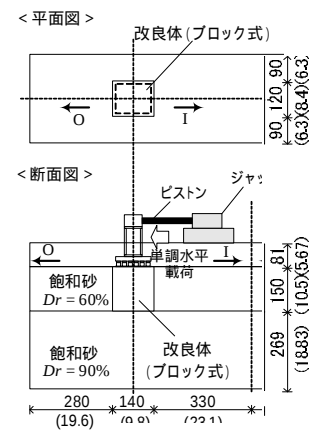
(147kg/m^3)であり、CaseB3-H1 は 14% (206kg/m^3)である。なお、基準ケースの目標一軸圧縮強度 $1,000\text{kN/m}^2$ は別報³⁾で提案した方法により決定されたものである。表-1に実験前に実施した3供試体の一軸圧縮試験結果の平均値を示しており、それらの目標の値に近いものになっていることがわかる。載荷は、変位を拘束しないような治具を取り

付けた載荷装置を橋梁模型の頂部に連結させ、変位制御（載荷速度 0.15 mm/sec）にて載荷した。載荷中は、フーチング底面の地盤反力を 2 方向ロードセルで、フーチングや固化体の鉛直・水平変位を変位計で、固化体の側圧や底面反力を土圧計で計測した。なお、図-1 に示すように水平載荷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 方向に変位した時が正である。

3. 実験結果 図-2 に全ケースの載荷荷重と載荷点における変位関係を示す。図中の記号は、(a)載荷開始、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)載荷終了時である。同図より、CaseB1-H1 に比べて、CaseB2-H1 と 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。

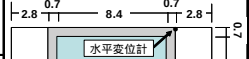
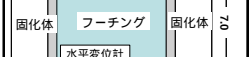
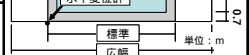
図-6 に示す隅角に設置された固化体両側（O 側，I 側：設置箇所は表
キーワード：固化体，直接基礎，遠心力模型実験

連絡先：〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 独立行政法人土木研究所，TEL 029-879-6773 FAX 029-879-6739



()は実物スケール 単位:mm
図-1 実験概要図

表-1 実験ケース

Case	固化体形式	改良範囲			一軸圧縮強度 q _u (kN/m ²)	
B1-H1 (B1)	ブロック式 (載荷方向)	標準				1,026
B2-H1 (B2)		広幅 (載荷方向)				1,077
B3-H1 (B3)		標準				1,961

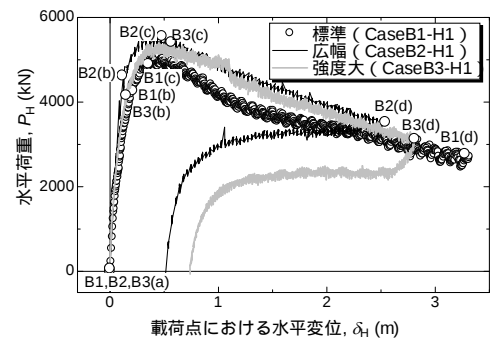


図-2 載荷荷重・載荷点における変位関係

-1 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線)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と固化体中心からクラック発生箇所までの距離を図-4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。CaseB1-H1では、外側(クラック)と内側(クラック)の2箇所でも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との直下である。そこで計測された鉛直地盤反力度の時刻歴を図-4に示す。図より、ロードセルから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のものが最も少なく、他のケースの半分程度であった。

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-4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のように幅が広い場合には土塊の寸法が大きくなり抵抗が大きくなる。また、CaseB3-H1では強度が上が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たり、強度を大きくすることが有効であると考えられる。しかし、別報⁴⁾に示すように、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。

4. まとめ 形式がブロック式の固化体について、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。その結果、

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。しかし、別報⁴⁾で示すように、杭式固化体では必ずしも同様の傾向が見られなかったことから、本報で得られた知見はブロック式特有の結果であると考えられる。

参考文献 1) 原田ら：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2：単調鉛直・水平載荷実験 - , 2) 河野ら：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3：交番・一方向繰返し載荷実験 - 3) 佐藤ら：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1：固化体の設定に関する要素試験 - , 地盤工学研究発表会, 2009. 4) 河野ら：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6：杭式固化体上の橋脚・基礎系の単調水平載荷実験 - , 土木学会年次講演会, 2009.

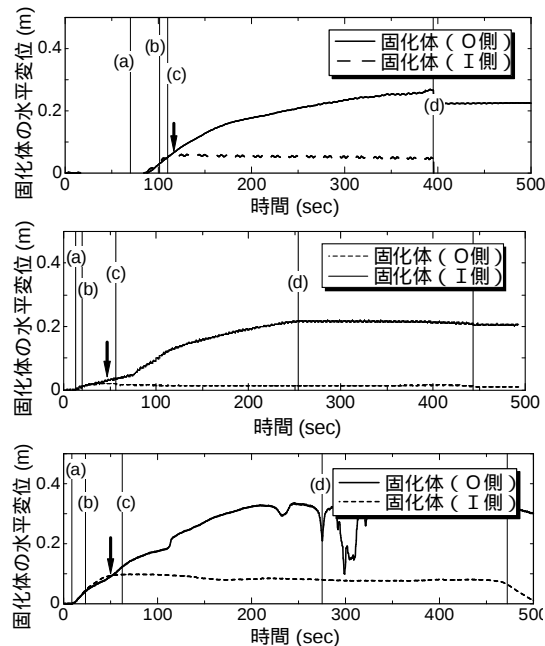


図-3 固化体の水平変位 (上：CaseB1-H1, 中：CaseB2-H1, 下：CaseB3-H1)

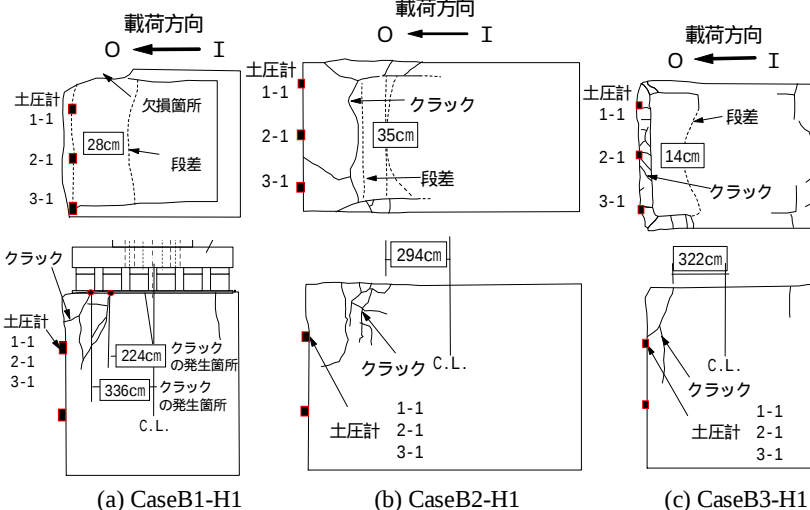


図-4 固化体の損傷状況 (上：平面図, 下：側面図)

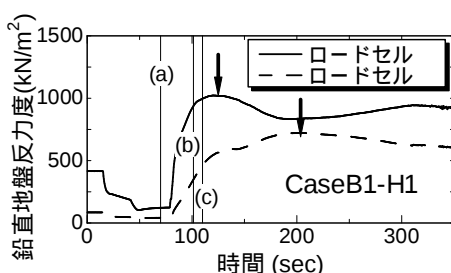


図-5 鉛直地盤反力度の時刻歴

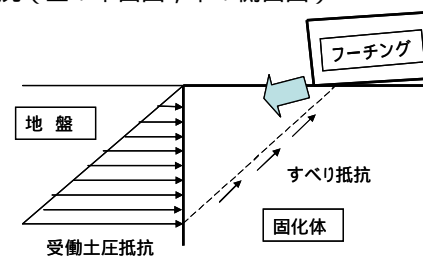


図-6 破壊時の力の釣合い