

固化改良により液状化対策を行った盛土の 地震時沈下量評価法

岡村 未対¹・松尾 修²

¹ 正会員 工博 独立行政法人 土木研究所 技術推進本部 (〒305-8516 つくば市南原 1-6)

² 正会員 工修 国土交通省 国土技術政策総合研究所 (〒305-0804 つくば市旭 1)

本研究では、法尻直下液状化層を固化改良した盛土の地震時変形特性を一連の遠心模型実験によって調べた。また改良体の変位量について、支持地盤の組合せ荷重下での支持力特性を考慮した地盤反力の極限值を設定し、変位増分方向に関する制約を与えた簡易動的解析法を考案し、遠心模型実験を対象とした計算を行うことによってその適用性を確認した。盛土直下地盤の体積圧縮による盛土沈下量を別途評価し、この解析から求まる側方流動面積と盛土法尻の水平変位量から得られる天端沈下量を足し合わせることで、法先地盤を固化改良した盛土の地震時沈下量がある程度の精度で評価できる。

Key Words: embankment, liquefaction, settlement, countermeasure

1. はじめに

地盤の液状化による河川堤防の沈下を低減するために、重要区間を中心に堤防の耐震対策が行われている。そこでの対策工法は、堤防法尻直下の地盤改良や法尻矢板締切り工法等であり、それらは地震時の土水圧や慣性力等に対して安定であるように力の釣合いに基づいて設計されている¹⁾⁵⁾。しかしながら、堤防の耐震性能はその機能からして主に天端沈下量で評価するべきである。そこで本研究では、耐震対策工法の一つである法先地盤固結工法により対策を施した堤防を対象とし、地震時の天端沈下量評価手法を検討した。まず、遠心模型実験により基礎地盤液状化時の無対策及び対策を施した地盤の挙動を調べ、堤防の沈下の支配的な要因を明らかにし、続いて簡易動的解析による変位予測法の適用性を検討した。

2. 遠心模型実験

(1) 実験方法と実験条件

実験で使用した試料は江戸崎砂、7号硅砂及び平均粒径5mmの碎石である。模型は内寸で幅1.5m、奥行0.3m、深さ0.5mの剛性土槽の中に作成した。模型地盤は図1に示すように、層厚10mmの碎石層、層厚90mmの硅砂(相対密度90%)またはカオリン粘土($c_u=53\text{kPa}$)の支持層、層厚160mmの緩い江戸崎砂層である。江戸崎砂層及び硅砂層の液状化強度比 R_{L20} はそれぞれ0.15、0.29である。地下水位面をGL-3.5cmに設定した後、含水比20%の江戸崎砂を締め固め度約90%に締め固め、高さ100mm、法面勾配

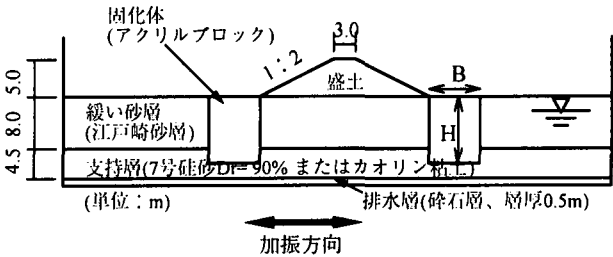


図1 模型の概要

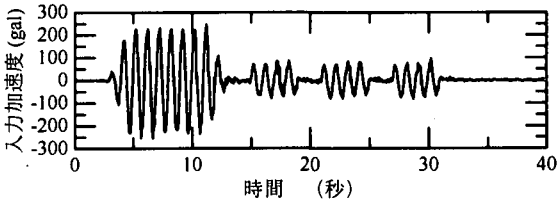


図2 入力加速度時刻歴
(ケース13、 $A_{max} \approx 250\text{gal}$)

表1 実験条件一欄

Case	改良体寸法 (m)		江戸崎砂層 Vs (m/s)	A _{max} (gal)	支持層土質
	幅B	高さH			
6	6.0	8.5	112	420	砂
7	無対策		106		
8	10.0	8.5	113		
9	10.0	8.5	103		粘土
10	10.0	10.5	101		砂
11	6.0	10.5	120		粘土
12	6.0	8.5	103	250	砂
13	6.0	8.5	120		
14	無対策		106		
15	6.0	10.5	123		

1:2の盛土を作成した。盛土法先下には表面が粗なアクリルブロック製の固化体模型(単位体積重量は江戸崎砂層の飽和重量と等しい 18.5kN/m^3)を設置した。使用した試料の諸特性については文献2)を参照されたい。

模型土層を遠心模型実験装置に搭載し 50G の遠心加速度場にて振動実験を行った。以下本文では長さ及び時間を 50 倍し原型スケールに換算して示すことにする。実験条件及び加振加速度波形をそれぞれ表1、図2に示す。入力波形は最大加速度 $A_{\max}$ 約 420gal または 250gal、周波数 1Hz の正弦波 8 波からなる”主要動”とそれに続く約 100gal の”余震動”からなる。表1中に示した Vs は振動実験に先立って行った遠心場での微小加振から求めた地盤のせん断波速度である。水平地盤部の Vs は、別途行った室内試験での弾性定数 E_0 と良い対応を示した²⁾。

(2) 結果と考察

加振終了時($t=60$ 秒)の盛土天端沈下量と固化体幅の関係を図3に示す。無対策のケースに比べて対策を行ったケースでは天端沈下量が最大で約 50%減少し、対策効果が認められた。また、今回の実験の範囲では固化体幅の差よりも固化体の根入れ深さの差によって対策効果により大きな違いが見られた。図4は固化体両側面近くで測定した過剰間隙水圧最大値の深度分布である。固化体外側の江戸崎砂層内では何れのケースでも過剰間隙水圧の最大値が初期有効土被り圧にほぼ一致しており液状化していることがわかる。これに対して固化体内側(盛土法尻下)では明確な違いが見られた。すなわち無対策のケースでは初期有効土被り圧と同程度かやや小さくなっているが、対策を施したケースでは逆に大きくなっている。これは固化体を入れ水平変位を拘束することによって法尻直下部でも等方的な応力状態に近づくこと、および剛性の大きな対策工には大きな動水圧が作用すること、が原因であると考えられる。このような違いは別途行った法先地盤締め固めや矢板締め切りといった他の対策工を施した模型実験でも見られた³⁾。また7号砂層でも水圧の上昇が見られ、その値は江戸崎砂層下面での過剰間隙水圧とほぼ等しかった。

実験終了後の地盤の変形状況を図6に示す。無対策のケース14では液状化した江戸崎砂層内に大きな水平変位が生じているが、ケース15では盛土直下の液状化層内の水平変位量が大幅に抑制されている。

模型の変形状況の観察から盛土の沈下量の支配的要因は図5に示すように、①盛土のせん断変形、②直下地盤の側方流動(等体積せん断変形)、及び③直下地盤の体積

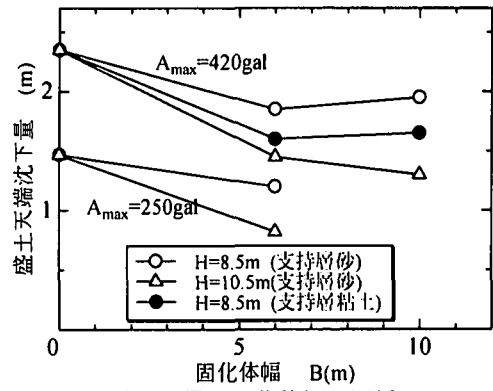


図3 天端沈下量と固化体幅の関係

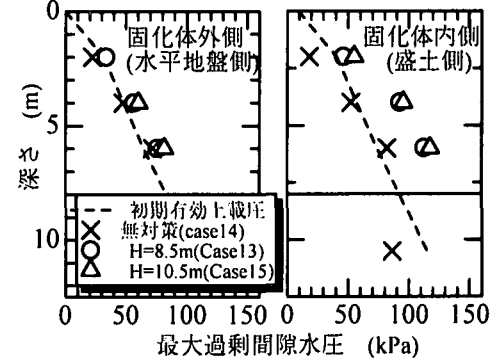


図4 固化体周辺部の最大過剰間隙水圧分布($A_{\max}=250\text{gal}$)

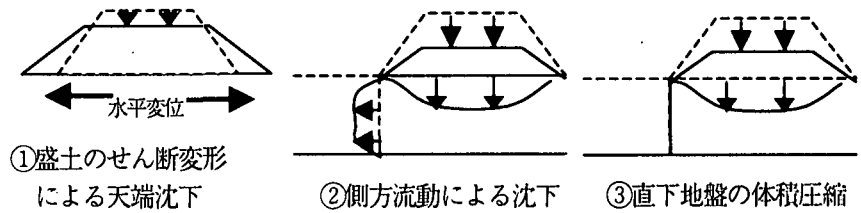


図5 盛土天端の沈下要因

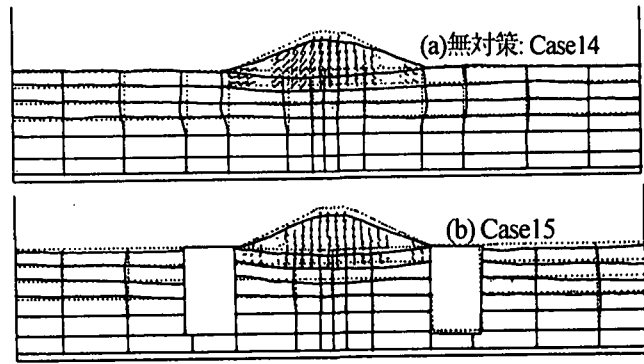


図6 加振後の地盤の変形状況

圧縮、の3つであると考えられた(本実験で盛土自体の体積変化は極めて小さかった)。そこで、加振前後に撮影した模型の写真から盛土法尻間の距離の変化、側方流動面積、直下地盤の体積圧縮量を読みとり、以下の式を用いてこれら要因による盛土沈下量を求めた。これらの式では盛土内のひずみは一樣であること、盛土底面は一樣に沈下することを仮定している。したがって、上式から得られる沈下量は各要因の相対的な寄与割合を示すものであり、定量的には天端沈下量と一致するものではない。

① 盛土せん断変形による天端沈下=盛土底面の水平ひ

ずみ×盛土高さ

② 側方流動による沈下＝側方流動面積／盛土底面長さ

③ 直下地盤体積圧縮による沈下＝直下地盤の圧縮面積／盛土底面長さ

図7は①による沈下量と実験結果との比較、及び②と③による沈下量の和を盛土底面沈下量実測値と比較したものである。何れの図でも式①～③から求めた沈下量は実測値と高い相関があることがわかる。また対策を行うことによって側方流動と盛土せん断変形による盛土沈下量は最大で約75%抑制されたが、対策を行うと直下地盤の体積圧縮量が増加し、このために天端沈下量の低減効果は前述したように最大でも約50%に留まった³⁾。

3. 固化体の変位計算法

本研究では固化体を非線形地盤バネで支持された剛体でモデル化し、固化体の慣性力と液状化層の土から受ける土水圧によって固化体が水平及び回転変位を生じるものとし、動的解析により変位を計算した。計算モデルを図8に示す。固化体に作用する荷重は、実験での入力加速度から求めた固化体慣性力と液状化層から作用する土水圧である。土水圧は矢板対策工の設計⁹⁾で用いているものとし、その大きさが入力加速度に比例して時間的に増減する振動成分土圧と入力加速度によらない一定の土圧（漸増成分土圧）を固化体に与えた。なお、実験で測定した土圧は計算に用いた土圧と大きな差がないことを確認した。固化体を支持する地盤バネは、A 鉛直及び回転抵抗バネ、B 固化体底面せん断抵抗バネ、C 支持層内の受働土圧抵抗バネである。これらのバネ特性はH-Dモデルとし、初期地盤反力係数は常時の支持層の物性から道路橋示方書⁹⁾に基づいて定めた。

A,Bの極限バネ反力は固化体の支持力問題として考え、それぞれ独立に設定するのではなく、組合せ荷重を受ける基礎の支持力特性に基づいて定めた。鉛直、水平、モーメント荷重($V, H, M/B$)を受ける粘土地盤の支持力局面⁶⁾と飽和砂地盤の非排水載荷条件に対応する支持力局面を図9に示す。ここでモーメント荷重は単位の整合をとるために固化体幅 B で除してある。砂地盤の局面は、回転変形により生じる基礎踵部の浮き上がりに対して最大で -98kPa の負圧により抵抗することを考慮し $V=0$ 面でのモーメントに切片を持たせたものであるが、水平抵抗に関しては排水状態での抵抗とし、最大でも(固化体の有効重量)×(摩擦係数)である。本計算では鉛直荷重 V は一定であり、水平荷重とモーメント荷重が変化する。従って、極限抵抗は図10に示す支持力局面の V ＝一定面での切り口(楕円)上にある。

また基礎-地盤系の変位増分方向を規定する塑性ポテンシャル面は M/B - H 面では概ね支持力曲面と一致することが

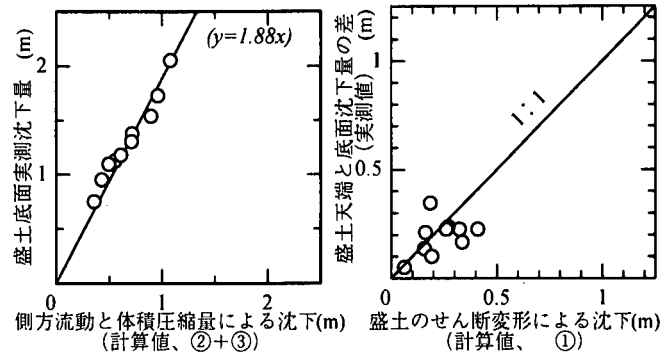


図7 要因毎の盛土沈下量

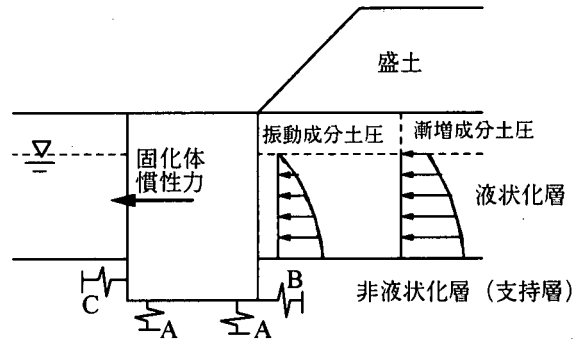


図8 計算モデル

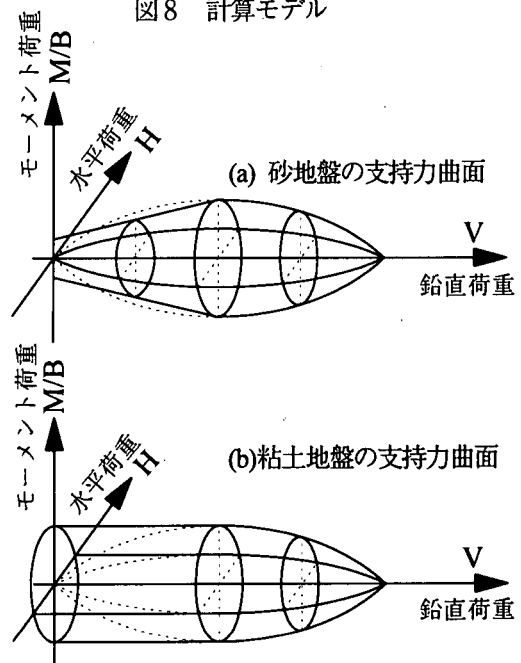


図9 組合せ荷重下における支持力曲面

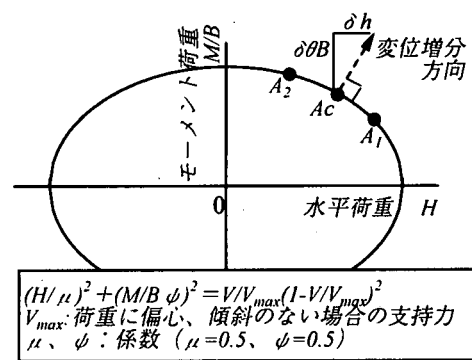


図10 V ＝一定面(M/B - V 面)での支持力曲面

知られている（関連流れ則）。そこで本計算では、この曲面上の1点(例えば A)を極限バネ反力とし図8のモデルにより変位を計算し、図10上に計算から得られた水平・回転変位方向($h, \theta B$)をプロットする。この変位方向が支持力曲面に対して直交する点 Ac を試行錯誤によって求め、Ac点を極限バネ反力とした計算結果を解とした。変位増分方向に制約を与える方法としては、動的解析中の全ての時刻において変位増分方向が塑性ポテンシャル面に直交するように極限バネ反力を時刻によって変化させるものが考えられるが、本計算ではMB-H面上で荷重経路がほぼ一定であるため、最終的な変位方向にみに制約を与える便宜的な手法を採用した。

計算で得られた固化体底面中心での水平変位量と回転変位量 θB を実験結果に対してプロットしたのが図11である。図中に黒丸で示した支持層が粘土のケースでは、計算結果は実験結果と良い対応を示しているのに対し、支持層が砂のケースでは解析の結果が実験結果よりもやや大きくなっている。固化体底面の粘土の水平抵抗-変位関係はH-Dモデルで比較的うまく近似できるのに対し、砂地盤では固化体底面の水平抵抗-変位関係は変位の増加に伴いサイクリックモビリティによる急激な強度回復が生じるので、実験では計算で仮定している極限地盤反力以上の地盤抵抗が発揮されたことが原因として考えられる。支持層が砂で、固化体の支持層への根入れ深さが大きくない場合には、液状化層の過剰間隙水圧が伝播することや固化体が存在することにより水平地盤部の同じ深さよりも大きな繰返しせん断応力が作用することによって固化体底面での過剰間隙水圧が1近くまで上昇することは避けられないことが多い。現在では液状化した土の応力ひずみ関係を適切に評価することは困難であり、本計算法で用いたような双曲線モデルを用いることも設計上はやむを得ない。ただし、その場合には計算結果が安全側になるようにバネ反力の上限値を適切に設定するなどの配慮が必要であり、本計算法で用いた排水状態での水平抵抗を用いるのは一つの方法であると思われる。一方、回転変位 θB (θ :固化体回転角)は実験、計算結果共に非常に小さい。両者は比較的良好な対応を示しているが、計算結果は安全側に評価する傾向にある。

今回の計算では常時の初期地盤反力係数を用いて計算を行ったが、初期地盤反力係数の値を5倍及び1/5倍と変えた計算を行い、固化体変位量に及ぼす影響を調べた。その結果、地盤反力係数が小さくなると変位量も数%程度大きくなったが、今回対象とした実験のように数十cm以上の比較的大きな変位量を評価する場合には無視し得るものであることが確認された。

4. まとめ

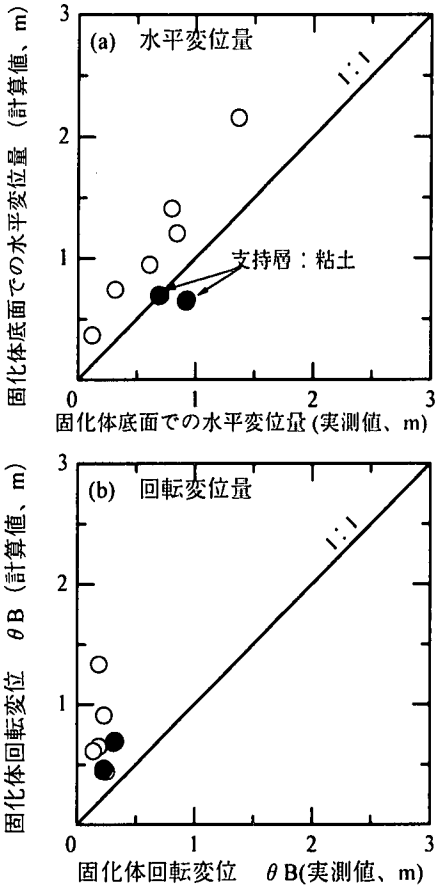


図11 実験と解析から得られた固化体変位量の比較

本研究では、支持地盤の組合せ荷重下での支持力特性を考慮した地盤反力の極限値を設定し、変位増分方向に関する制約を与えた簡易動的解析法を考案して固化体の変位を計算した。計算結果は遠心模型実験結果と比較的良好な対応を示した。盛土直下地盤の体積圧縮(およそ2~5%程度)による沈下量を別途評価し、この解析から求まる側方流動面積と盛土法尻の水平変位量を用いることにより、法先地盤を固化改良した盛土の地震時沈下量のある程度の精度で計算できる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所動土質研究室(1997):河川堤防の液状化対策工法設計・施工マニュアル、土木研究所資料 第3513
- 2) 松尾,岡村,田本(2000):法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書、土木研究所資料 第3688号
- 3) 岡村,田本,松尾(2001):地盤の液状化による盛土沈下対策工(締固め工法)の効果、第36回地盤工学研究発表会
- 4) 日本道路協会(1996):道路橋示方書下部構造編
- 5) 建設省土木研究所動土質研究室(1998):河川堤防の液状化対策工法設計・施工マニュアル改訂版(鋼材を用いた対策工法)
- 6) Ukritchon et al (1998): Undrained limit analysis for combined loading of strip footings on clay, Geotech Div., ASCE Vol.124, No.3, pp.265-276
- 7) Gottardi et al. (1995): The displacement of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading, Soils and Foundations, Vol.35, No.3, pp.71-82