

◆ 報 文 ◆

液状化地盤上の橋台の3次元動的有限要素解析

高橋章浩* 杉田秀樹** 谷本俊輔***

1. はじめに

橋台のように偏土圧を受けている構造物は、地震による構造物と周辺地盤との相互作用により、主として一方向に残留変形が生じると考えられるが、工学的な判断を加味した一手法として、液状化が生じる地盤上の橋台基礎の設計では、レベル2地震動に対する照査法として地震時保有水平耐力法が採用されている。本手法では、上部構造の慣性力（支承水平反力）、橋台慣性力と橋台背面に作用する地震時土圧を橋台への作用力とし、地盤の液状化の影響は、地盤反力度の低減という形でのみ考慮されている^{1),2)}。即ち、橋台の残留変形を大きくする要因となりうる橋台側面に作用する摩擦力や基礎と地盤の相互作用の結果発生する作用力などについては考慮されていない。

河川橋のように橋台が堤防や護岸付近に設置される場合には、地震時保有水平耐力法で考慮されている外力に加えて、基礎地盤の液状化による周辺地盤の河道側への変形が、橋台の地震時永久変形量を大きくしてしまうおそれがある。写真-1は、2000年鳥取県西部地震で被害のあった竹内工業団地西端の高松川に架かる橋とその近傍の護岸の様子を示したものである³⁾。ここでは周辺地盤の液状化により護岸の運河側への永久変位が1mほど生じ、それに伴う橋台の運河側への変位が見られた。幸いにもこの橋は橋長が小さく単純桁橋であったため、橋台の被害は大きくならず済んだが、川の規模が大きい（橋長の大きな河川橋の場合）、条件によっては橋台変位が大きくなる可能性がある。

このような地震時の橋台と周辺地盤の相互作用は3次元動的であるため、周辺地盤変形の基礎応答への影響評価・理解は、簡便な手法では難しく、模型実験や3次元性を考慮した数値解析に頼らざ

るを得ない。本報文は、河川堤防内に設置された橋台の応答に、液状化による周辺地盤の変形が与える影響の有効応力に基づく3次元動的有限要素解析による検討結果⁴⁾を報告する。

2. 解析条件

対象とした河川橋の橋台とその周辺地盤の概要を図-1に示す。川を挟んだ橋台間の距離は70mとした。高さ10mの橋台は、1：2の勾配を有する河川堤防内に設置されており、これに幅員15mの1：2の勾配を有する道路盛土が接続されているとした。橋台基礎は杭径2m、杭長20mの場所



写真-1 橋台とその近傍護岸の変状例

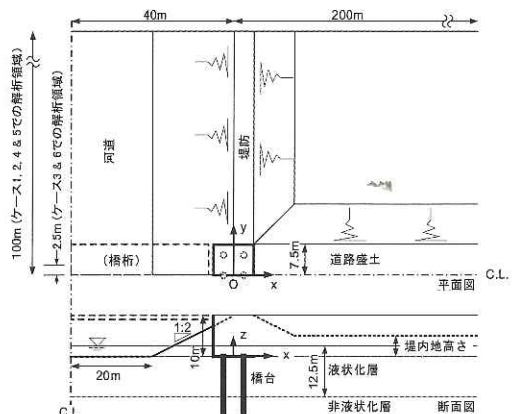


図-1 対象とした橋台とその周辺地盤概要

Dynamic Three Dimensional Finite Element Analysis on Bridge Abutment on Liquefiable Soils

表-1 解析条件

ケース	杭	堤防	堤内地高さ
1	有	有	5m
2	有	有	10m
3	有	無	-
4	無	有	5m
5	無	有	10m
6	無	無	-

打ち杭を想定し、2×3の格子状に5mの杭間隔で打設されている場合を想定した。水位は堤防天端から7.5mのところであり、堤内地高さは河道から5m若しくは堤防高さと同じ（河道から10m）とした。堤防や道路盛土下の液状化する可能性の高い緩い砂質土層（液状化層）の層厚は12.5mとし、堤防と道路盛土の材料は、地下水位以浅の堤内地の表層地盤（液状化層より上の地盤）と同じと仮定した。橋台を支える杭は、液状化層下の密な砂礫層（非液状化層）に10m根入れされているとした。

数値解析では、土骨格と間隙水の相互作用を考慮した運動方程式の近似式であるu-p formulationに基づく、土/水連成動的解析手法を用いた。解析領域は、橋軸方向に地震動を入力するため、対称性を考えて、図中y方向（橋軸直角方向）は橋軸から100m、x方向（橋軸方向）は河道中心から240mの範囲とした。土、橋台躯体は固体要素で、杭は降伏時の曲げ剛性を有する弾性梁でモデル化した。土のモデルには、Hashiguchi & Chen⁵⁾によって提案されている拡張下負荷面モデルを使用した。用いたモデルパラメータや計算条件の詳細は文献4に詳しく記されている。本解析での液状化層並びに非液状化層の液状化強度特性は図-2に示すような強度曲線を有するものである。図-3にレベル2タイプIIの地震動を想定して与えた地震動（鉄道構造物等設計標準のスペクトルII適合波）の時刻歴を示す。最大加速度は525galであり、これをx方向（橋軸方向）に入力した。

解析条件を表-1に示す。堤内地高さ5m（堤防天端高さの半分）を基本（ケース1）とし、堤内地高さ10m（堤防天端と同じ高さ）のケース2と比較することによって、液状化による堤防の河道側への変形量の差が橋台応答に与える影響を調べることができる。ケース3では、橋台が擁壁のようにy方向に無限に続く、即ち、堤防の影響がな

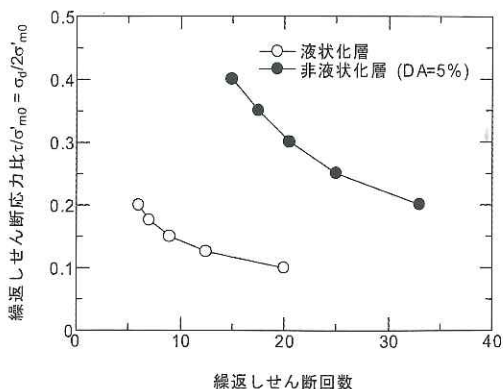


図-2 液状化強度曲線

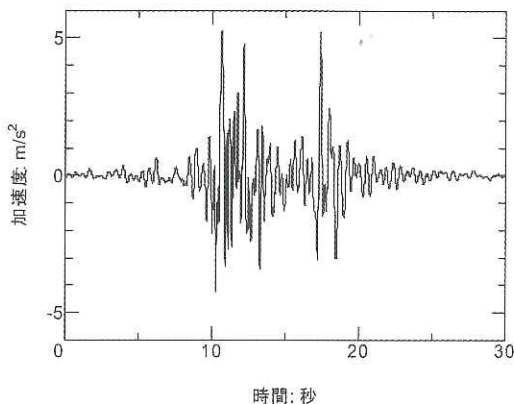


図-3 入力地震動の時刻歴

く、道路盛土の橋軸直角方向への変形がない場合を想定しており、これとケース1、2を比較することにより堤防と橋台との相互作用の影響や橋台背後地盤の3次元性の影響を調べることができる。このケース3はマクロに見れば解析対象は2次元であるが、杭と地盤の相互作用は依然として3次元であるため、杭配置を考慮し、図-1に示すように奥行き方向にy = 0~2.5mを解析領域とする3次元モデルとした（以下疑似2次元と称する）。比較のため、地盤条件はケース1~3と同じであるが、橋台が杭によって支持されていないケースも計算対象とした（ケース4~6）。なお、道路盛土高さは全てのケースで河床から10mで一定である。

本解析では、橋台とその周辺地盤との相互作用に主眼をおいたため、上部構造はモデル化されていない。従って、本解析で得られた結果は、上部構造までモデル化した場合と異なる可能性があることを付け加えておく。

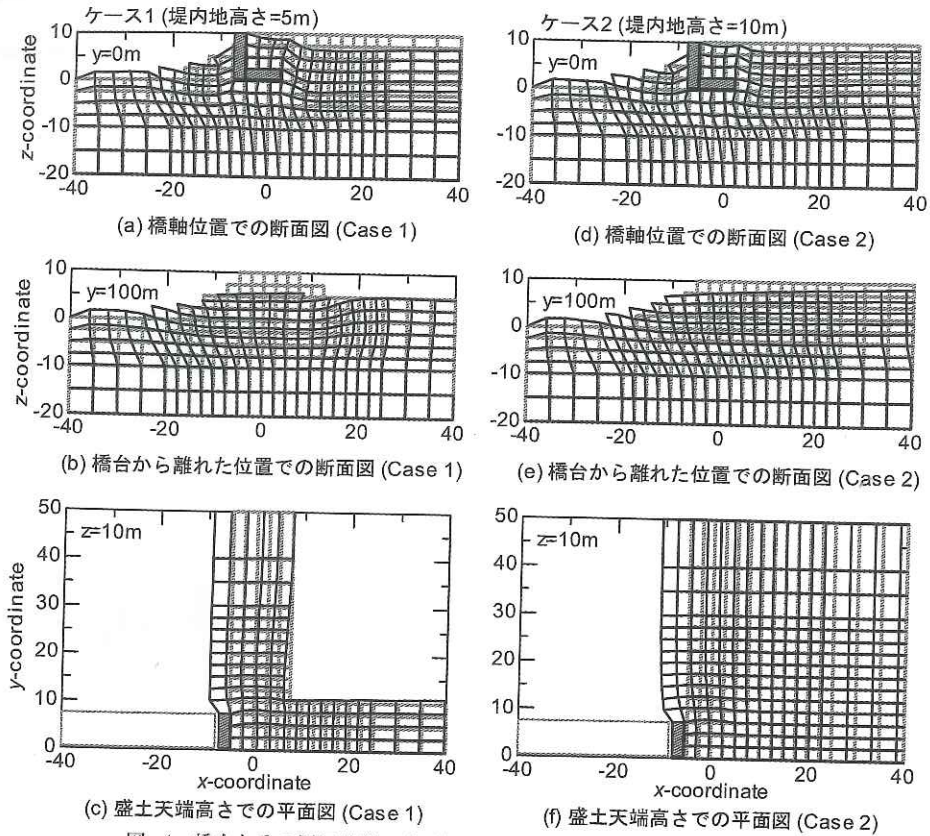


図-4 橋台とその周辺地盤の変形状況 ($t = 30$ 秒、変位を10倍に拡大)

3. 解析結果と考察

3.1 橋台と周辺地盤の変形

図-4にケース1及び2の地震動後 ($t = 30$ 秒)における橋台とその周辺地盤の変形状況を示す。この図から以下のことがわかる。

- (1) 堤内地の高さに関係なく、液状化層の大きな変形が、橋台周辺地盤の河道側への変位を大きくしており、堤防天端の変位量は橋台のそれと比べて大きい。
- (2) この図のみでは橋台の永久変形量に対する堤内地高さの影響は比較しづらいが(図-5参照)、堤内地が高い方が橋台、堤防共に永久変形量は大きい。
- (3) 堤内地が低い場合には、道路盛土の橋軸直角方向への変形がみられ、その結果橋台背後の道路盛土の沈下が大きくなり、橋台近傍の堤防の河道側への変形が遠方に比べて大きくなっている。

また、ここには図示していないが、橋台が杭基

礎によって支持されていない場合は、橋台の水平変位は堤防のそれとの差は小さく、河道側へ倒れこむように橋台は変形していた。

このような橋台とその周辺地盤の地震時永久変形は、緩い砂質土層における地震時の過剰間隙水圧の上昇によって引き起こされたわけだが、必ずしも全域にわたって液状化していたわけではない。ここには図示していないが、橋台直下地盤は、橋台重量が杭によって支持されている場合は上載圧が小さいため液状化していたが、そうでない場合には過剰間隙水圧の大きな上昇は見られた(上載圧の70%程度まで上昇)ものの液状化には至らなかった。また、橋台の支持条件によらず、堤内地、河道は液状化したものの、道路盛土直下、堤防直下地盤は液状化には至っていない。

図-5に橋台頂部の水平変位の時刻歴を、図-6に橋台背面の土圧係数の時刻歴を示す。いずれのケースにおいても、地震動が最大となる $t = 11$ 秒付近で橋台に作用する土圧(土圧係数)は最大となり、橋台に大きな水平変位が生じる。この時点

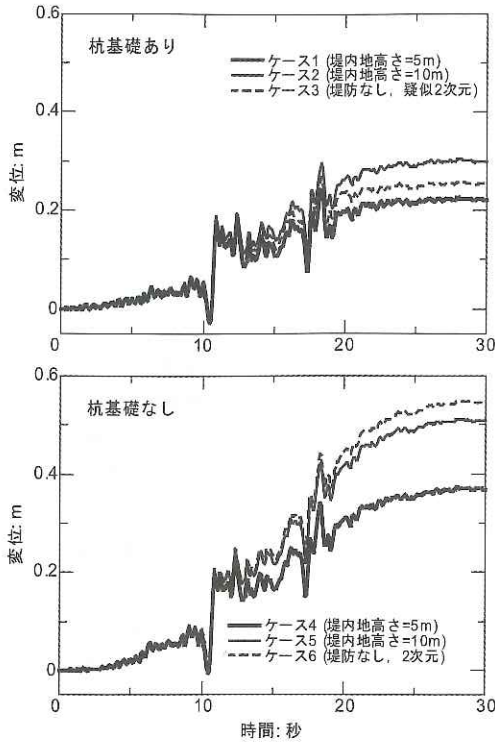


図-5 橋台頂部の水平変位の時刻歴

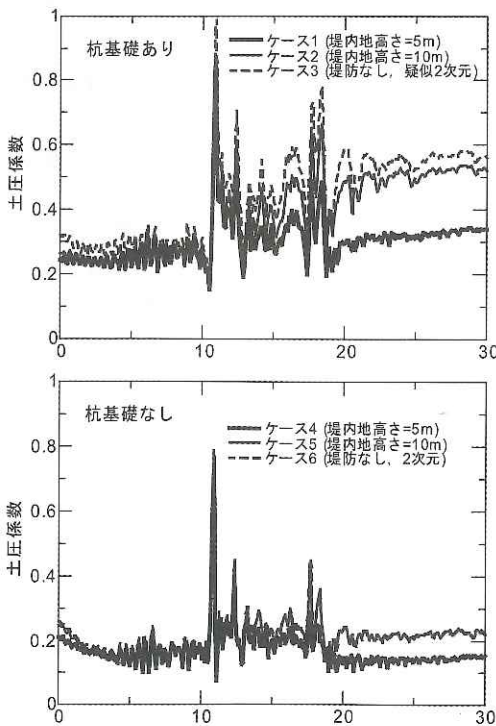


図-6 橋台背面の土圧係数の時刻歴

では、橋台の耐震性能照査に用いる外力相当の力が橋台に作用していると考えられるが、その後も

振動と共に橋台変位は増加する。その変位増加割合や作用土圧の変化は条件によって異なり、まとめると下記の通りである。

- (1) 杭基礎がない場合、橋台の変位量が大きいため、橋台背面への作用土圧は大きくならず、大きさは主働土圧相当となるが、杭基礎がある場合には、橋台変位が小さいことから、作用土圧はそれほど小さくならない。
- (2) 堤内地が低い場合（ケース1、4）、道路盛土は橋軸直角方向に変形する（堤内地側に逃げやすい）ため、道路盛土の橋軸方向変形が生じない場合（ケース2、3、5、6）と比べて橋台に作用する土圧は小さくなる。
- (3) 杭基礎の有無にかかわらず、堤内地が高い方が、橋台の永久変形量は大きくなる。
- (4) 堤内地が低い場合、杭基礎に支持された橋台の永久変位量は地震動が最大となる時点での変位量と同等であったが、堤内地高さが橋台に接続する道路盛土と同じ高さの場合には、永久変形量は、前者の1.5倍ほどになった。

上記 (1) (2) は、地震動が最大となった時点以降の橋台変位の蓄積は、橋台背面に作用する土圧が大きくなるためでなく、周辺地盤全体の河道側への変形によるものであること、(3) (4) は、道路周辺の地盤変形が橋台の地震時永久変形量に関係していることを示唆している。

3.2 杭の応答

前節で示したように、橋台変位は作用力最大時に必ずしも最大とはならないことがわかったが、杭の断面力はどうか。図-7に各ケースの橋台に作用する土圧が最大となる時 ($t = 10.88$ 秒) の杭の曲げモーメント分布を示す。本解析では杭の位置によらず、曲げモーメントの値はほぼ同じであったことから、この図には全杭の平均値を示しており、合わせて地震動中の最大・最小曲げモーメントの分布を破線で示している。いずれのケースにおいても、杭頭並びに土層境界付近の大きな曲げモーメントが発生する深さにおいて、土圧最大時の曲げモーメントは、地震動中の最大若しくは最小値とほぼ同じであることがわかる。

図-8にこれらの大きな曲げモーメントが発生する深さでの盛土側中央杭の曲げモーメントの時刻歴を示す。いずれのケースでも地震動が最大値を示したときに曲げモーメントは急増し、その後若

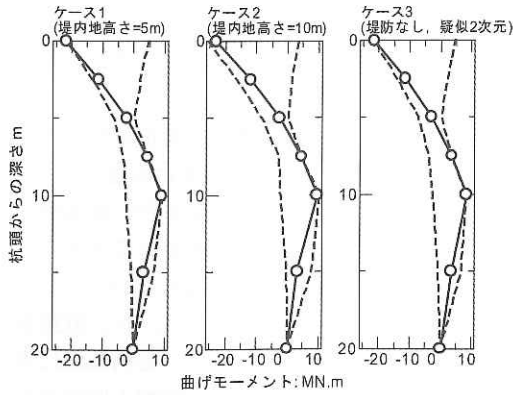


図-7 最大土圧時の曲げモーメント分布

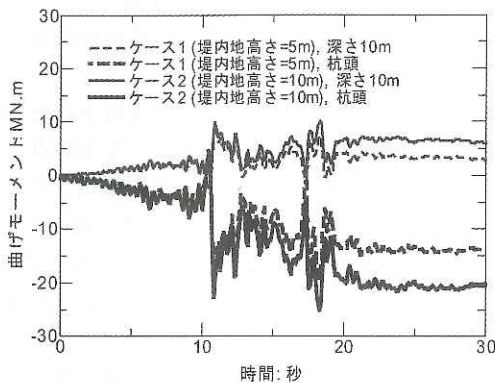


図-8 曲げモーメントの時刻歴

干減少した後、曲げモーメントは振動と共に徐々に増え続け、その増加割合は堤内地の高いケースの方が大きい。今回用いた入力地震動の特異性（ピークが2度ある）から、ケース2では第2のピーク時（ $t = 17$ 秒付近）の曲げモーメントが、振動中の最大値となってしまうが、地震動が最大かつ橋台に作用する土圧が最大となる時点の値が、概ね最大値になるといってよいであろう。従って、地震時保有水平耐力法で想定している外力で橋台基礎を照査すれば、所定の耐力を橋台基礎に付与させることはできるといえるであろう。

3.3 (疑似) 2次元解析の適用性について

本検討は3次元解析によって行われたが、もし2次元（若しくは擬似2次元）解析が3次元解析結果と比べて常に安全側の（若しくは同等の）結果を示してくれるとすれば、わざわざ3次元解析をするまでもなく、2次元解析での検討で十分といえる。解析において評価すべき点は、(1) 橋台取付け部の盛土の沈下量と (2) 橋台の水平変位量

表-2 永久変形量のまとめ ($t = 30$ 秒)

ケース	盛土最大沈下量	橋台水平変位量
1	330	220
2	200	300
3*	210	250
4	370	370
5	230	510
6*	220	550

単位はmm.

* (疑似) 2次元解析

であり、これらをまとめたものを表-2に示す。この表より、堤内地が高い3次元解析のケース（ケース2と5）では、取付け盛土高が堤内地高さと同じであるため横断方向の盛土変形が発生せず、2次元解析（ケース3と6）で想定している状況とほぼ同じであったことから、杭基礎がある場合、橋台水平変位に関して若干危険側の評価を与えるものの、橋台水平変位・盛土沈下量共に、概ね2次元解析結果と同等であり、(疑似) 2次元でモデル化できることがわかる。

一方で堤内地が低い場合（ケース1と4）については、2次元解析と比べると、橋台水平変位は小さいものの、取付け盛土沈下量は1.5倍程度と大きくなっていることから、(疑似) 2次元でモデル化した場合、橋台水平変位に関しては安全側の評価を与えるものの、盛土の沈下量については危険側となる。後者は3.1で示したように、道路盛土の橋軸直角方向への変形の有無によるものと考えられるが、実際の中規模以上の橋梁においては、周辺地盤の幾何学形状が、ケース1や4で想定しているものに近く、道路盛土が横断方向に変形しやすい場合が多いことから、特に注意が必要である。

3.4 橋台側面に作用する摩擦力について

一般に2次元解析では盛土の変形が橋軸方向に限定されるため、3次元的な変形を考慮した場合と比べて大きめの橋台の水平変位量が得られることが期待され、堤内地が高く杭基礎がない場合には、そのような結果が得られた。しかしながら、上述のように、堤内地が高く杭基礎がある場合には、疑似2次元解析で得られる橋台水平変位は、3次元解析の場合と比べて小さく、2次元解析が危険側の評価を与えていた。この原因の一つとして、橋台側面に作用する摩擦力の考慮の有無が考えられる。つまり、堤防の河道側への変位量が橋台と

比べて大きい場合、3次元解析では2次元解析では考慮されていない橋台と堤防との間に河道側への摩擦力が働いたため、橋台に作用する外力が大きくなる可能性がある。杭基礎がない場合は橋台と堤防の河道側への変位量にはそれほど大きな差がないため、そのような効果は小さい(数値解析では、橋台側面に作用する水平摩擦合力は背面土圧合力と比べると10%にも満たなかった)。一方で杭基礎がある場合は、橋台が杭に支持されていることから、橋台と堤防の河道側への変位量の差は大きくなり、その結果、振動後半には橋台側面に作用する水平摩擦合力は背面土圧合力の80%にも達しており、摩擦合力に比例するように橋台変位は増加していた。このことから杭基礎で支持された橋台の3次元解析においては、橋台側面に作用する摩擦力が橋台水平変位量を大きくした一因であったと考えられる。

4. まとめ

河川橋を対象に、液状化による橋台周辺地盤の変形が橋台永久変形量に与える影響を調べるため、有効応力に基づく3次元動的有限要素解析を実施した。その結果、以下の事柄が明らかとなった。

- (1) レベル2タイプII地震動を想定した解析では、地震動が最大となる時点で橋台に作用する土圧は最大となり、橋台に大きな水平変位が生じることが確認された。この時点では、橋台の耐震性能照査に用いる外力相当の力が橋台に作用していると考えられるが、橋台変位はその後も振動と共に増加した。
- (2) 杭の断面力は、振動と共に増加するが、地震動が最大かつ橋台に作用する土圧が最大となる時点の値が、概ね振動中の最大値となって

いたことから、地震時保有水平耐力法で想定している外力で橋台基礎を照査すれば、所定の耐力を橋台基礎に付与させることはできる。

- (3) 2次元解析は、堤内地が低い場合、橋台取り付け盛土沈下量に関して危険側の評価を与えることを除けば、概ね安全側の評価を与える。ただし、堤防の河道側への変形が相対的に大きく、橋台側面に作用する摩擦力の影響が大きい場合には危険側の評価を与える可能性があるため注意が必要である。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、平成14年3月
- 2) 白戸真大、福井次郎、基礎の耐震設計法、基礎工、第30巻、第6号、49-56、平成14年6月
- 3) 佐々木哲也、松尾 修、小林 寛、渡辺哲二、前田達美、2000年鳥取県西部地震において橋台に作用した流動力に関する検討、土木学会第56回年次学術講演会講演概要集、3-A、230-231、平成13年10月
- 4) Takahashi, A., Sugita, H. & Tanimoto, S. Permanent deformation of bridge abutment on liquefiable soils, Proceedings of 21st US-Japan Bridge Workshop, 2005.
- 5) Hashiguchi, K. & Chen, Z.P. Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.22, 197-277, 1998.

高橋章浩*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ振
動チーム主任研究員、工博
Dr. Akihiro TAKAHASHI

杉田秀樹**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ振
動チーム上席研究員、工博
Dr. Hideki SUGITA

谷本俊輔***



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ振
動チーム研究員
Shunsuke TANIMOTO