

# 流動化における橋梁基礎構造物の 設計手法に関する研究

小笠原 政文<sup>1</sup>・谷 和弘<sup>2</sup>・松尾 隆志<sup>2</sup>・坂本 俊一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 首都高速道路公団 (〒105-0014 東京都港区芝 1-11-11)

<sup>2</sup>正会員 株式会社建設技術研究所 (〒980-0014 宮城県仙台市青葉区本町 2-15-1)

<sup>3</sup>正会員 清水建設株式会社 (〒920-0863 石川県金沢市玉川町 5-15)

本論文では、液状化に伴う流動化の影響を受ける可能性のある橋梁基礎構造物の一設計手法として、静的FEM解析により地盤の流動量を推定し、この流動量を地盤バネを介して基礎構造物に作用させる設計手法について提案する。この設計手法は、兵庫県南部地震等における護岸周辺地盤の変状や杭基礎、ケーソン基礎の被災事例により検証を行っており、東京地区の地盤への適用性の検討も行っている。また、既設構造物の対策工の設計にも適用することができる。

**Key Words** : liquefaction, ground flow, design method, FEM analysis, foundation, countermeasure

## 1. まえがき

地盤が傾斜している場合や護岸のように地盤の高低差がある場合等に、地震時の液状化に伴う流動化が生じることがある。我が国では新潟地震(1964年)以来、液状化に伴う流動化の発生が認識されている<sup>1)2)</sup>が、橋梁基礎においては、これまで耐震性の向上や液状化対策の研究が主として実施されてきた。また、設計基準に液状化に関する規定が設けられて以後も、橋梁基礎において流動化に対する研究は進められていたが、流動化に関する規定は明確には設けられていなかった。

しかし、1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、臨海埋立地域の護岸周辺において流動化が発生し、近年建設された橋梁基礎にも残留変形が生じた事例が見られた<sup>3)4)</sup>。

このため、流動化に関する研究がさらにすすめられ、流動量の推定手法として、既往の被災データから導いた簡易予測式を用いる方法<sup>5)6)</sup>、液状化後の地盤のせん断剛性低下を考慮した静的FEM解析による方法<sup>7)</sup>、有効応力解析等の動的解析による方法<sup>8)9)</sup>等が提案されている。また、基礎の設計手法としては、流動化時に基礎に作用する荷重を土圧と関連付けて算出する方法<sup>10)</sup>や、流動量を考慮して算出する方法<sup>11)12)</sup>等が提案されている。

筆者らは、護岸近傍において流動化の影響が懸念される橋梁基礎構造物について、煩雑な条件設定を避け、出来るだけ簡易な手法により設計を行うことを目的として、

静的FEM解析により地盤の流動量を算出し、基礎位置における流動量を考慮して基礎の変位、断面力を算出する方法に関する研究を行ってきた。この設計手法は、流動層の厚さや地盤のN値等の地盤条件、護岸形状や地盤の傾斜等の地形条件を考慮して基礎の設計を行うことが可能で、また対策工の設計にも適用可能である。

本論文では、流動量の推定手法、基礎の設計手法及び対策工の設計手法について述べる。

## 2. 流動化による構造物の被害

### (1)被害状況

これまでの流動化による地盤や構造物の被害としては、新潟地震<sup>1)2)</sup>、日本海中部地震<sup>3)13)</sup>、及び兵庫県南部地震<sup>4)6)</sup>等において液状化に伴う流動化が生じ、地盤の永久変形が認められている。また、このうち新潟地震、兵庫県南部地震において橋梁基礎に残留変位が生じたことが報告されている。

表-1に護岸付近で発生した流動化による地盤の変状の代表的な事例を示す。いずれも液状化層厚が10m以上であり、護岸近傍の地表面の最大水平変位は0.5~4.1mとなっている。

図-1に新潟地震における基礎の被災事例<sup>11)14)</sup>を示す。信濃川周辺の被害の特徴は、左右兩岸の地盤が河心方向に移動していることである。八千代橋の例では、図-1に示すように基礎も河心方向に移動して、鋼合成桁に接するP2、P12橋脚は桁に突っ張られたために躯体の中央

表-1 過去の地震における流動化による被災事例

地震名	被災箇所	護岸形式	液状化層厚	護岸近傍の最大水平変位(m)
兵庫県南部地震	南芦屋浜	重力式護岸	12.30 m (GL-3.70~GL-16.00)	2.81
	魚崎浜	ケソン護岸	16.15 m (GL-2.85~GL-19.00)	1.76
	六甲アイランド'	"	15.93 m (GL-3.30~GL-19.23)	3.35
	ポ・アイランド'	"	15.00 m (GL-3.00~GL-18.00)	3.50
日本海中部地震	秋田港大浜地区	矢板護岸 (控え杭式)	11.44 m (GL-1.56~GL-13.00)	0.50
新潟地震	信濃川左岸 (八千代橋近傍)	矢板護岸	10.70 m (GL-0.80~GL-11.50)	4.10

\*)日本海中部地震以外の事例では、周辺の橋脚基礎にも変状が認められている。

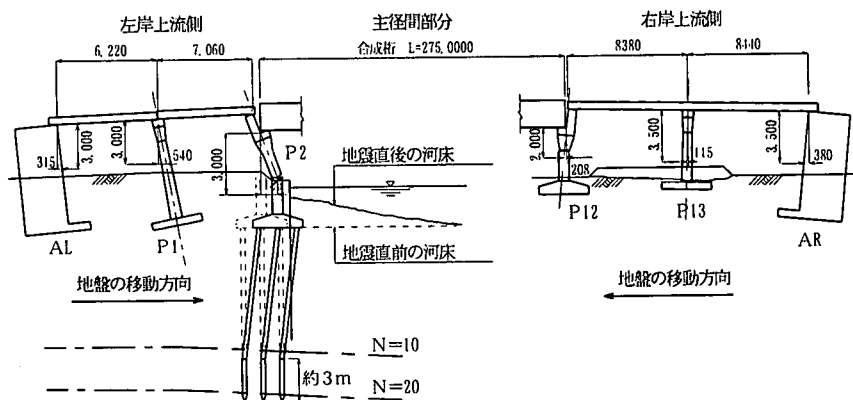


図-1 八千代橋の被害状況 (文献1) ,14) に加筆

部が折損し、また両橋台と P1, P13 橋脚は基礎部分で足を払われたように左右両岸方向に傾斜した。基礎杭について引抜き調査した結果より、杭先端から3m 上方で河心側に大きな曲げ変形を生じ、杭の残留変形が1m にも達していたことが報告されている<sup>1),14)</sup>。

従って、八千代橋の被害の発生メカニズムは兩岸の取付盛り土が原地盤の液状化によって流動化が生じ、橋台及び側径間部の橋脚を河心方向に押し出して橋全体を橋軸方向に圧縮させたため、橋桁がストラットとして抵抗し、P2, P12 橋脚が折損したものと考えられる。

図-2 には兵庫県南部地震における被災事例として、六甲アイランド、魚崎浜及び深江浜における阪神高速道路5号湾岸線の橋脚の残留水平変位と橋脚周辺地盤の水平変位の関係を示している<sup>9)</sup>。この図より、橋脚周辺地盤の水平変位が大きくなるほど橋脚の残留変位が大きくなる傾向が認められている。従って、基礎の残留水平変位

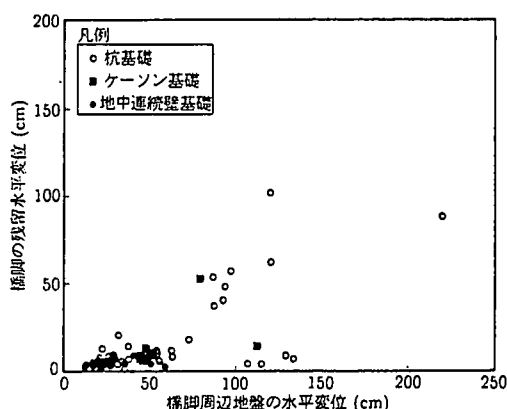
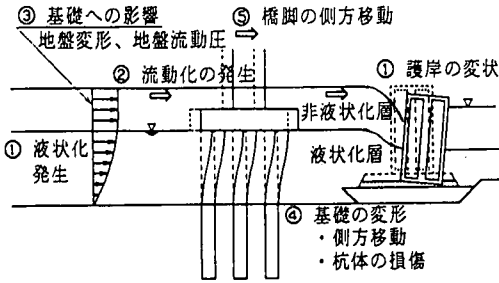


図-2 兵庫県南部地震における橋脚と地盤の変位<sup>9)</sup>

は慣性力による影響だけでなく、周辺地盤が移動することによる影響を受けていると考えられる。



\* ) ○内の数字は各現象の発生順序を示す。

図-3 橋脚基礎へ与える流動化の影響メカニズム

## (2) 流動化の発生メカニズムの推定

流動化が発生する地形条件として、地盤面が傾斜している場合と、護岸のように地盤の高低差がある場合が挙げられるが、ここでは後者の護岸を有する場合について、流動化による橋脚基礎への影響メカニズムを推定してみる。

前述した過去の地震における被災状況から、地震後の基礎の残留水平変位は、慣性力による影響だけでなく液状化に伴う流動化の影響を受けており、また流動化は地盤の液状化と護岸の移動に伴って生じるものと考えられる。

このようなことから、護岸形式の場合の流動化の発生と流動化の橋脚基礎に与える影響について、図-3に示すメカニズムに沿って発生するものと推定した。

まず、地震時の慣性力と液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇による側圧の上昇などの原因により、河川等の護岸が移動する。護岸背面の液状化した地盤はこれに追従して沈下しながら水平に移動し流動化を起こす。この流動化により、橋脚基礎に流動圧が作用する。

## 3. 設計手法の提案

液状化に伴う流動化の発生要因を、護岸が移動することにより護岸背面の液状化した地盤が護岸に追従して沈下、移動することと考え、護岸の構造や護岸背後の地盤の特性（地盤の傾斜、流動化層厚等）を考慮した基礎構造物の設計手法について検討を行い、被災事例による検証を行った。

図-2で示したように、基礎の残留水平変位は慣性力だけでなく、周辺地盤が移動することによる影響を受けており、地盤の流動量の推定と流動量に応じて基礎構造物がいかに挙動するかが設計のポイントとなる。ここでは、先に示した流動化による橋脚基礎への影響メカニズムを参考として、まず、地盤のみの状態（基礎が無い状態）での地盤の流動量を算出し、この流動量を地盤バネを介して基礎構造物に作用させる応答変位法的な設計手法を

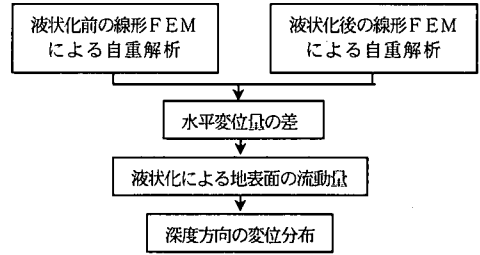


図-4 地盤の流動量算出の流れ

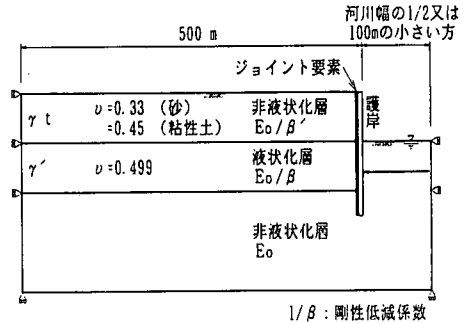


図-5 地盤のFEM解析モデル

提案する (図-4)。

### (1) 地盤の流動量の推定手法

既往の研究において、安田らは液状化した地盤で発生する永久変位の発生メカニズムを液状化に伴う地盤の軟化に起因したせん断変形であると考え、液状化に伴う地盤剛性の低減率をもとに静的な線形FEM解析により永久変位量を予測する手法を提案している<sup>9)</sup>。

この考え方に基づき、線形FEM解析により液状化前の地盤の水平変位量と液状化後の地盤のせん断剛性低下を考慮した状態における水平変位量を算出し、両者の差を地盤の流動量とする手法を提案する。

提案した方法の妥当性を検証するために5.で示す解析を行ったが、この際の基本とした解析モデルを図-5に示す。解析モデルの大きさは、解析結果における水平変位量が影響を受けない範囲として、護岸背面側は500m、護岸前面側は河川幅の1/2または100mのいずれか小さい方を採用し、深さ方向は液状化層下の地盤の厚さがそれより上の層の2倍以上とした。

解析モデルの左右両端の境界条件は鉛直方向自由、水平方向固定とし、底面の境界条件は鉛直、水平両方向を固定とした。ここで、護岸背面地盤の沈下や護岸と背面地盤の剥離を考慮するため、護岸背面には地盤との間に引張りに対してノータンション、滑りに対して摩擦係数  $\tan(2\phi/3)$  ( $\phi$ :土の内部摩擦角)の特性を有するジョイント要素を設置した。

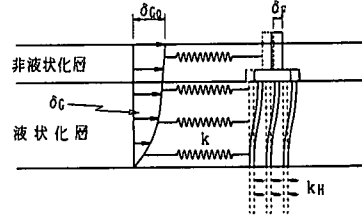
表-2 解析定数の設定方法

(a) 液状化層上の非液状化層

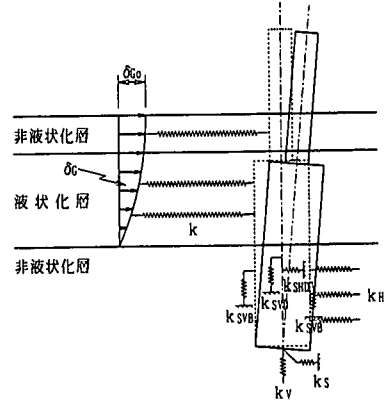
	地盤の変形係数 E	単位体積重量 $\gamma t$	ポアソン比 $\nu$
液状化前	$E_0$	湿潤重量	砂質土 : 0.33 粘性土 : 0.45
液状化後	$E_0 / \beta'$	"	"

(b) 液状化層

	地盤の変形係数 E	単位体積重量 $\gamma'$	ポアソン比 $\nu$
液状化前	$E_0$	水中重量	0.33
液状化後	$E_0 / \beta$	"	0.499



(a) 杭基礎



(b) ケーソン基礎

地盤の解析定数の設定方法を表-2 に示す。液状化層の地盤は液状化後に泥水状態となることから、地盤の剛性が  $1/\beta$  に低減すると考えた。そして静止土圧係数  $K_0$  を 1.0 と考え、ポアソン比は本来  $\nu=0.5$  のところを解析上の制約から  $\nu=0.499$  とした。また、液状化層上の非液状化層は液状化層の流動に伴うひび割れ等が予想されることから、この層についても地盤の剛性を低減することでこの影響を考慮した。なお、本論文では地盤の剛性は基本的にせん断剛性をさすものとするが、FEM 解析では地盤の剛性を変形係数で与えるため、地盤の剛性の低減値  $1/\beta$  はせん断剛性の低減の値とは若干値が変わるものの結果が大きく異なることから、表-2 に示すように変形係数を低減した。

## (2) 基礎構造物の設計手法

基礎構造物の変位・断面力は、構造物を梁部材とした 2 次元骨組解析により算定した。部材は非線形性を考慮し、液状化層より下の地盤は弾塑性状態を考慮した<sup>11)</sup>。

この基礎構造物モデルに、地盤バネを介して図-6 に示すように (1) で求めた地盤の流動量を作用させた。ここで液状化層より下の地盤バネは、地震時保有水平耐力法による道路橋基礎の耐震設計<sup>11)</sup> の考え方に基づいて設定した。

基礎構造物に作用させる流動量の地中分布 ( $\delta_G$ ) は、一般に FEM 解析により求めた地表面の流動量 ( $\delta_{G0}$ ) を最大とし、液状化層下端を 0 とした cosine 分布とした。この理由は、FEM 解析による流動量の地中分布が cosine 分布となっていたこと、および遠心力載荷装置による室内模型実験を行い地中変位分布を測定した結果<sup>15)</sup>、同様の分布になっていたことによる。ただし、液状化層が互層になっており FEM 解析による地中変位分布が cosine 分布とかけ離れているような場合は、FEM 解析結果を検討してその結果を用いるものとした。

ここで、基礎に作用する流動圧  $p=k(\delta_G-\delta_F)$  は、理論上の最大土圧である受働土圧を上限值とした。なお、液状化層については、被災事例の検討結果より流動圧の上

- ここに、  
 $\delta_G$  : 各深度における地盤の流動量  
 $\delta_{G0}$  : FEM 解析から得られた地表面の流動量  
 $\delta_F$  : 基礎の変位量  
 $k$  : 流動化する層の水平方向地盤バネ  
 $k_H$  : 基礎前面の水平方向地盤バネ  
 $k_{SHD}$  : 基礎側面の水平方向せん断地盤バネ  
 $k_{SVB}$  : 基礎前面の鉛直方向せん断地盤バネ  
 $k_{SVD}$  : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤バネ  
 $k_V$  : 基礎底面の鉛直方向地盤バネ  
 $k_{SVD}$  : 基礎底面の水平方向せん断地盤バネ

図-6 基礎解析モデル概念図

限値を  $0.3\gamma_L \cdot x$  ( $\gamma_L$ : 液状化層の単位体積重量,  $x$ : 地表面からの深さ) とした<sup>11)</sup>。

## 4. 液状化地盤のせん断剛性低下

液状化後の地盤のせん断剛性低下率は、地盤によって異なることが考えられる。このため、東京地区の地盤におけるせん断剛性低下率について、室内土質試験<sup>16)</sup>により検討を行った。以下に概要を述べる。

### (1) 試験方法

試験手順を以下に示す。

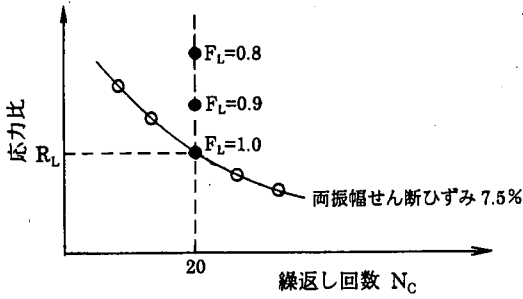


図-7  $R_L$  及び  $F_L$  の定義

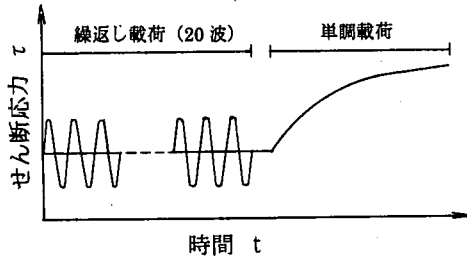


図-8 剛性低下試験の荷重方法

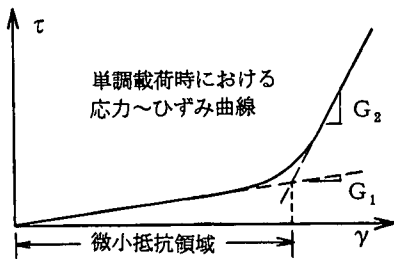


図-9 液状化後のせん断剛性及び微小抵抗領域の定義

- ①中空ねじりせん断試験装置を用いて液状化試験を行い、繰返し回数 20 回にて両振幅せん断ひずみ 7.5% となる応力比を液状化強度  $R_L$  とする。この状態で、液状化安全率  $F_L$  がちょうど 1 になったものと定義し、約 0.8~1.0 の  $F_L$  に相当する状態から次に述べる単調荷重を行う (図-7 参照)。
- ②各  $F_L$  値に相当する応力比を  $R = R_L / F_L$  とし、この応力比で繰返し荷重を 20 波荷重し、その後せん断ひずみ 50% 程度まで 5%/分の速度で単調荷重を行う (図-8 参照)。
- ③試験結果を単調荷重時のせん断ひずみ  $\gamma$  とせん断応力  $\tau$  の関係について整理し、微小抵抗領域の割線勾配を液状化後のせん断剛性  $G_1$  とする (図-9 参照)。
- ④地盤の変形係数  $E = 2800N \text{ kN/m}^2$  ( $N$ : 標準貫入試験の  $N$  値)<sup>13)</sup> に対応するせん断剛性を  $G_N = E / 2(1$

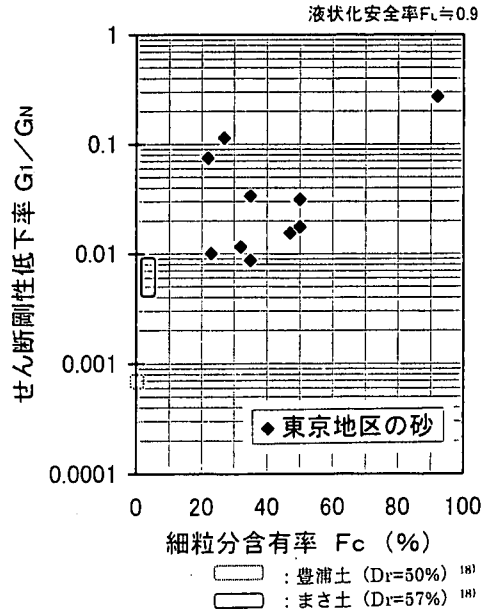


図-10 細粒含有率  $F_c$  とせん断剛性低下率の関係

+ $\nu$ ) ( $\nu=0.33$ ) により算出し、 $F_L$  と  $G_1/G_N$  の関係を整理する。

## (2) 試験結果

東京地区での自然堆積土について、地震時の液状化が予想される土層よりトリプルチューブサンプラーで採取した乱さない試料を用いて剛性低下試験を行い、液状化によるせん断剛性低下率について検討を行った。ここで、液状化前の初期状態におけるせん断剛性率  $G_N$  はサンプリング孔の直近において別孔内の同一深度で測定した  $N$  値を用いている。

また、既往の実験において、豊浦砂、まさ土のせん断剛性低下率について報告されており<sup>17), 18)</sup>、比較のためこの実験結果もあわせて示す。なお、まさ土と豊浦砂の初期せん断剛性率  $G_N$  は相対密度より換算した  $N$  値より求めており、標準貫入試験の  $N$  値と測定手法がやや異なることを注記しておく。

以下に、試験結果を示す。

### a) 細粒含有率 $F_c$ とせん断剛性低下率の関係

図-10 に液状化安全率  $F_L=0.90$  における細粒含有率  $F_c$  とせん断剛性低下率  $G_1/G_N$  の関係を示す。

豊浦砂は  $F_c=0$  であり、まさ土は試験値として  $F_c=4.44\%$  が得られている<sup>18)</sup>。なお、典型的なまさ土の細粒含有率は図-11 より約 10~20% であり、今回の試

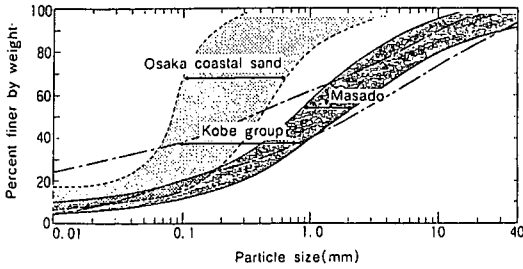


図-11 大阪湾沿岸埋立地盤の粒径加積曲線<sup>10)</sup>

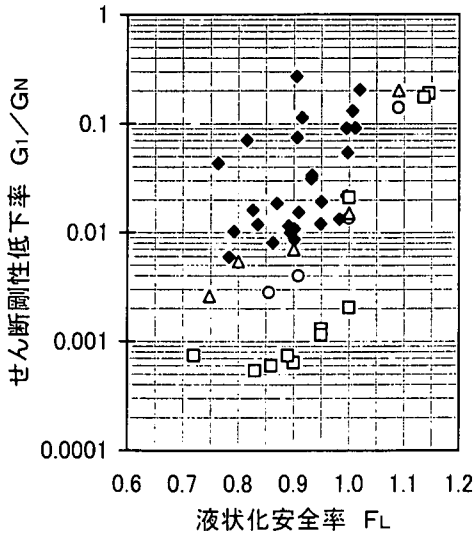
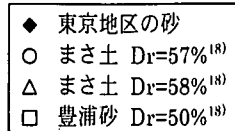


図-12 液状化安全率  $F_L$  とせん断剛性低下率の関係

験に用いたまさ土は細粒含有率が比較的小さい。東京地区の砂地盤は  $FC=20\sim50\%$  の範囲にある。試験個数は少ないが、細粒含有率  $FC$  が小さい地盤ほど液状化後の剛性低下率が小さくなる傾向がみられる。

b) 液状化安全率  $F_L$  とせん断剛性低下率の関係

図-12 に液状化安全率  $F_L$  とせん断剛性低下率  $G_1/G_N$  の関係を示す。まさ土や豊浦砂は液状化安全率  $F_L$  が小さくなるほど剛性低下率  $G_1/G_N$  が低下する傾向がみられ、 $F_L < 1$  での剛性低下率はまさ土で約  $1/130\sim1/400$ 、豊浦砂で約  $1/1000$  となっている。

これに対し、東京地区の砂地盤では全体的に低下率がまさ土や豊浦砂に比べて小さくなっている。各試験値の分布は、 $G_1/G_N=1/10\sim1/150$  の範囲にあってバラツキは大きい。液状化後のせん断剛性低下率は最小で概ね  $1/100$  程度と見なすことができる。

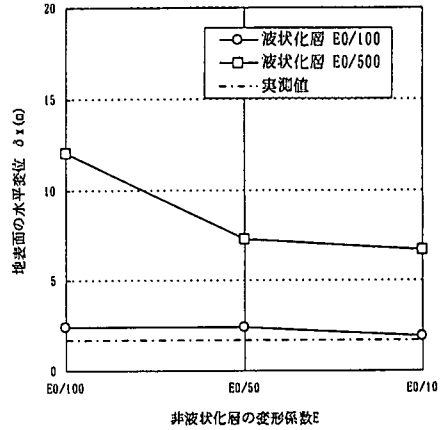


図-13 橋脚位置の水平変位と変形係数

5. 被災事例による設計手法の検証

(1) 地盤の流動量の推定

地盤流動量の推定手法の妥当性を明らかにするため、過去の被災事例<sup>11),13),14)</sup>による検証を行い、液状化後の剛性低下率の設定等について検討した。

a) 液状化後の剛性低下率

前述のまさ土の剛性低下試験結果<sup>18)</sup>によると、液状化後の剛性低下率は概ね  $1/130\sim1/400$  である。

ただし、図-10 より細粒含有率の度合いによってせん断剛性低下率が変化することが分かっており、せん断剛性低下試験に用いたまさ土の細粒含有率は阪神地区などを含む実地盤より小さいことから、実地盤のせん断剛性低下率はまさ土の試験結果より大きくなることが考えられる。

そこで、まさ土のせん断剛性低下率を  $1/100$ 、 $1/500$  に変化させて、3. で述べた FEM 解析を行い、被災事例との検証を行った。このとき、液状化層上の非液状化層のせん断剛性低下率も  $1/10\sim1/100$  の範囲で変化させた。この結果、図-13 に示すように液状化層の剛性低下率を  $1/100$  とした場合に、被災事例とよく合うことが分かった。非液状化層については剛性の影響は小さいが、 $1/10$  とした方がより実測値に合う。

このせん断剛性低下率を用いて、他の被災事例による検証を行った。図-14～図-19 は地表面の流動量について、実測値<sup>11),13),19)</sup>と解析値を比較したもので、実測値と解析値はよく近似しており、今回のせん断剛性低下率の設定が妥当であることがわかる。ただし、図-18 の新潟地震における新潟地区の被災事例では、液状化層のせん断剛性低下率を  $1/500$ 、 $1/1000$  にした場合に良い一致が見られる。これは、新潟地区の砂地盤の細粒分が  $0\%$  と少ない<sup>11)</sup>ため、せん断剛性の低下率が小さくなっていると考えられる。

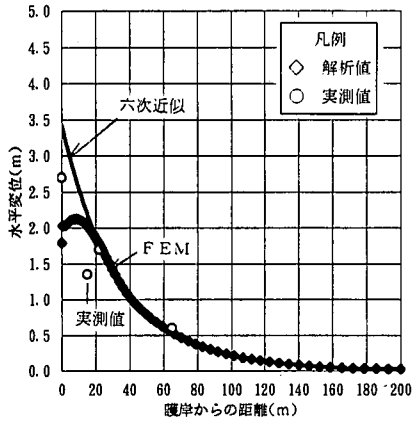


図-14 FEM 解析と実測値 (南芦屋浜: 重力式護岸)

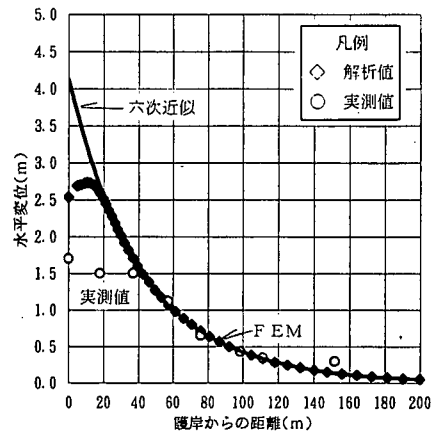


図-15 FEM 解析と実測値 (魚崎浜: ケーソ護岸)

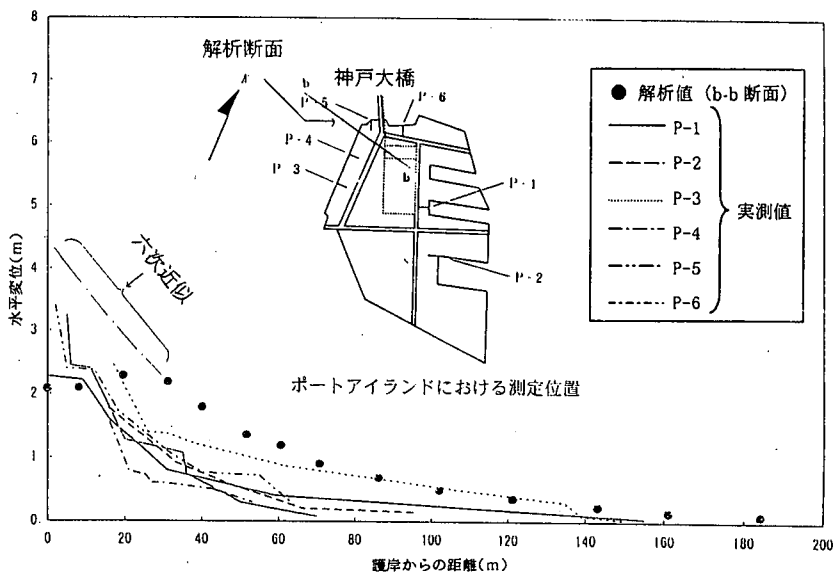


図-16 FEM 解析結果と実測値 (ポートアイランド) (文献4) に加筆

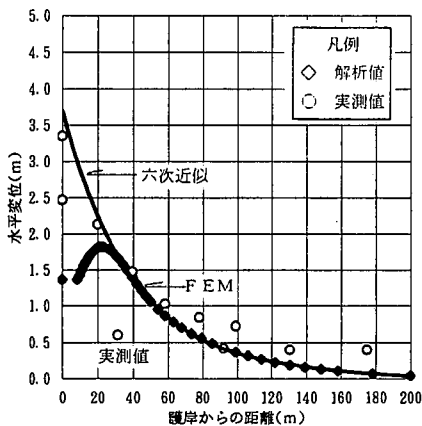


図-17 FEM 解析と実測値 (六甲アイランド: ケーソ護岸)

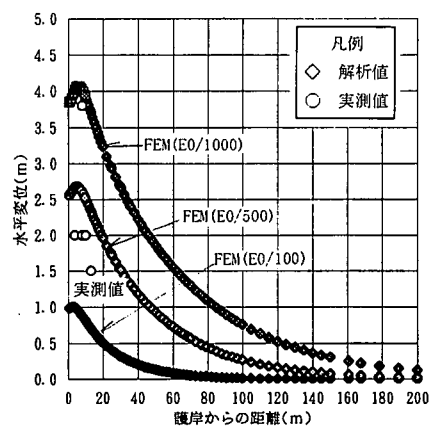


図-18 FEM 解析と実測値 (信濃川左岸: 矢板護岸)

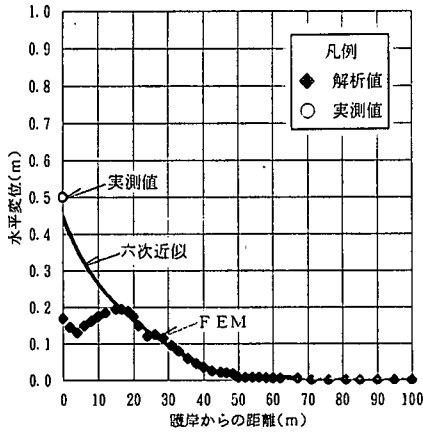


図-19 FEM解析と実測値(秋田港:矢板護岸)

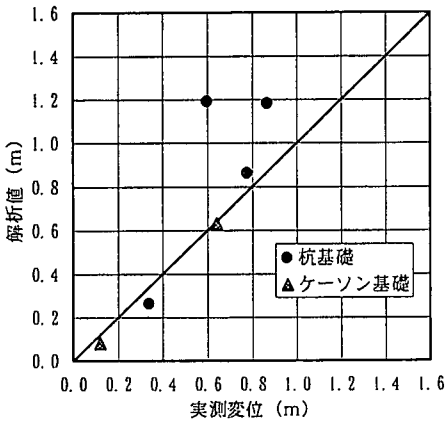


図-20 地表面位置での橋脚基礎の残留変位の解析値と実測値の比較

従って、液状化層のせん断剛性低下率は各地区の土質に適した値を設定する必要があると考えられる。

#### b) 護岸近傍の流動量の推定

図-14～図-19に示すように、ここで提案するFEM解析では護岸から20～30m離れると変位量をよく解析できるものの、護岸近傍の流動量は小さく算出される。

この理由として、実際には護岸が海側に傾斜する事例が多かったのに対して、提案している解析手法では護岸背後地盤の沈下と護岸下の地盤の変形により護岸が背面側に傾斜してしまうこと、解析では慣性力の影響が考慮されないこと、の2点が考えられる。したがって、解析結果のままでは護岸近傍の流動量を適切に推定することが困難となる。この点に関し、護岸構造物に強制変位を与えて流動量を予測する方法<sup>20)</sup>など解析上の工夫を試みた研究もあるが、ここでは設計における煩雑さを考慮して、護岸から離れた地点でのFEM解析値を曲線近似

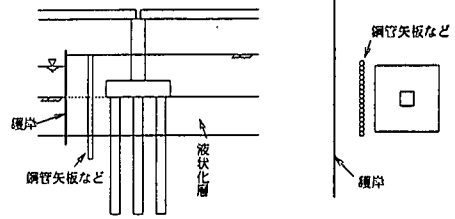


図-21 流動量を減少させる工法の例

することによって求めた変位を護岸近傍の基礎位置での流動量とする方法を採用することにした。曲線近似によって推定した護岸近傍の流動量と実測値の比較を図-14～図-19に示している。両者は概ね一致しており、曲線近似で護岸近傍の流動量を推定することが工学的な観点から実現象と大きく異なることがわかる。

#### (2) 橋脚基礎の残留変位の推定

基礎構造物の変位量予測に対する提案手法の適用性を検証する目的で、兵庫県南部地震における橋脚基礎の被災事例を対象に解析を行った。解析では、(1)に示す方法で基礎位置での地盤の流動量を与え、液状化層および非液状化層の地盤パネは、それぞれ初期変形係数の1/100、1/10を適用した。図-20に解析値と実測値の比較を示す。解析値は概ね実測値を近似しており、やや安全側の評価となっている。

上記の検討により、本論文で提案する手法は、護岸背後地盤の流動に伴う橋脚基礎の変位量予測に対して工学的な観点から十分適用性が高いものと判断される。

## 6. 既設橋脚の流動化に対する対策工

### (1) 対策工の種類

既設基礎が流動化により損傷を受ける恐れがある場合、基礎の損傷を許容できる範囲にとどめるため、対策を講じる必要がある。流動化に対する対策工法としては、以下のものが挙げられる。

- ①液状化させない方法(液状化対策を講じて、液状化の発生そのものを防止する方法)。
- ②流動量を減少させる方法(基礎の近傍に矢板壁、地中連続壁、地盤改良等の構造物を構築し、基礎周辺の流動量を減少させる方法)。
- ③基礎の耐力を向上させる方法(増し杭等、基礎を補強して耐力を向上させる方法)。
- ④橋梁全体系で対処する方法(上部工も含めた全体系で対処する方法)。



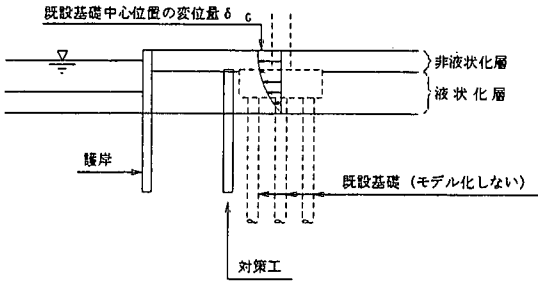


図-22 対策工を考慮したFEM解析モデル

表-3 実験ケース一覧

	護岸形式	構造物	目的
CASE1	控え矢板式護岸	無し	流動化メカニズムの検証
CASE2	"	杭基礎	基礎構造物の設計手法の検証
CASE3	"	杭基礎、対策工	対策工の設計手法の検証

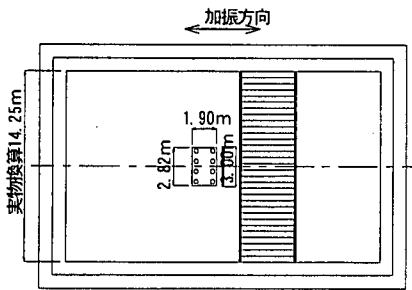


図-23 実験模型平面図 (CASE3の例)

## (2) 対策工の設計手法

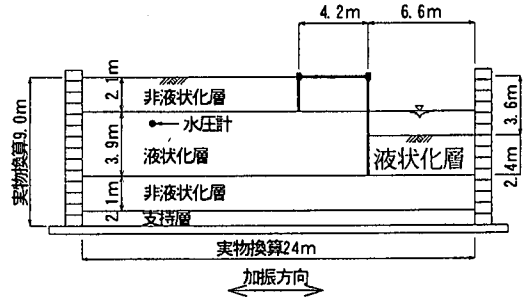
前述の対策工法のうち、①、③の方法は、既設基礎においては土地利用条件、施工条件等の制約により採用が難しい場合が多く、図-21に示すような「流動量を減少させる工法（矢板壁や地中連続壁等の壁形式の対策工）」が用地等の制約の厳しい場合でも施工可能で、経済性も優ることから合理的と考えられる。そこで以下の方法で、設計を行なうことを提案する。

### a) 対策工の設計法

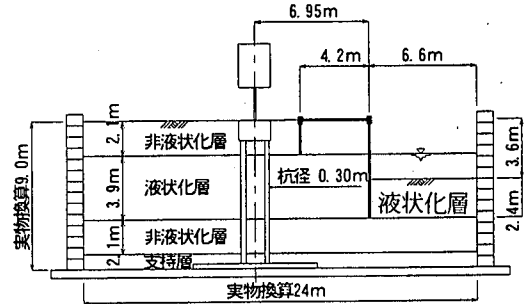
対策工の設計は、基礎構造物の設計と同様に、対策工を梁部材とした2次元骨組解析により算定する。すなわちFEM解析により算出した対策工位置の地盤の変位を地盤バネを介して対策工に作用させて、対策工の変位及び断面力を算出し、耐力照査を行う。

### b) 対策工を考慮した流動量の算出

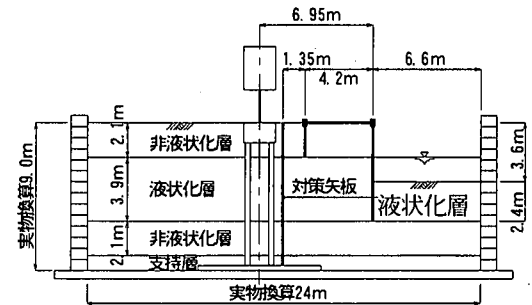
対策後の地盤の流動量は、図-22に示す対策工を考慮したモデルを用いてFEM解析により算出する。地盤の物性や流動量の算出方法は3.(1)と同様であり、



(a) 護岸のみの基本モデル (CASE1)



(b) 杭基礎ありの基本モデル (CASE2)



(c) 杭基礎前面に対策工ありのモデル (CASE3)

図-24 実験模型側面図

橋脚基礎はモデル化にあたり考慮しない。

### c) 流動に対する対策後の基礎の安全性照査

流動に対する対策後の橋脚基礎の安全性照査はb)で求めた既設基礎中心位置の地盤の変位量 $\delta_0$ を用いて3.(2)で述べた手法により行う。

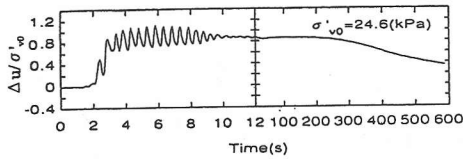
なお、照査により安全性を有しないと判断される場合は、再度、対策規模を設定して検討する。

## 7. 遠心力载荷装置を用いた室内模型実験による設計手法の検証

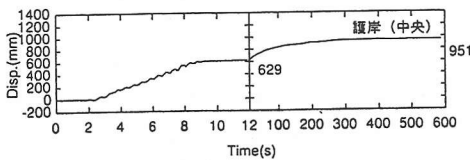
流動化による地盤変状のメカニズムと対策工の効果について把握することを目的として、遠心力载荷装置による室内模型実験を行い、設計手法の妥当性について検討を行った。

表-4 模型地盤の材質

	地盤材料	相対密度 $D_r$ (%)
1. 上部非液状化層	珪砂 8号 ( $D_{50}=0.09$ mm)	50
2. 液状化層	〃	〃
3. 下部非液状化層	豊浦層 ( $D_{50}=0.02$ mm)	90
4. 支持層	珪砂 3号 ( $D_{50}=1.20$ mm)	〃



(a) 液状化層の過剰間隙水圧比



(b) 護岸矢板の変位

図-25 時刻歴波形 (CASE1)

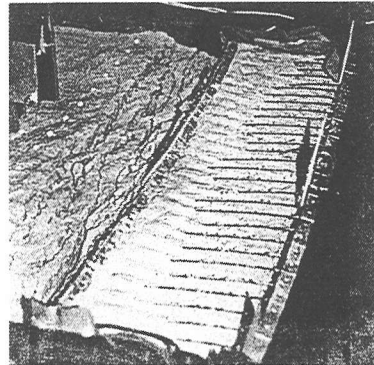


図-27 実験後の地表面の変状 (CASE1)

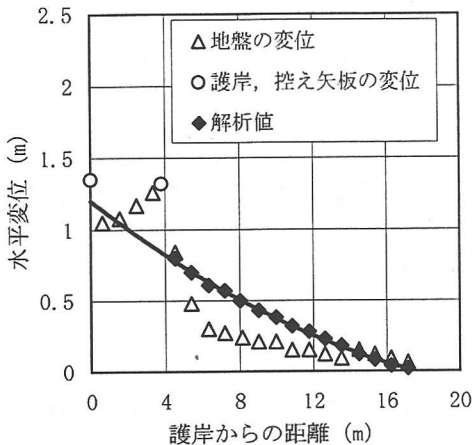


図-26 地表面の水平変位分布 (CASE1)

(1) 実験の概要<sup>15)</sup>

実験はせん断土槽を用いて、図-23、図-24 に示す模型 (実物との縮尺比 1/30) について行った。護岸は控え矢板式の鋼矢板護岸、基礎構造物は杭基礎を想定し、杭頭はフーチングに剛結、杭下端は土槽底面に固定した。また、対策工は、流動量を減少させる工法を想定し、図-24 に示すように対策矢板下端は土槽底面に固定した。模型地盤の材料および相対密度を表-4 に示す。ここで、透水性の相似則を満足させるため、間隙流体には水の 30 倍の粘性を持つシリコンオイルを使用した。

加振は、遠心加速度 30G において繰返し回数 10 回、実物換算 2 Hz の正弦波を用いて水平方向に行い、液状化させることを考慮して目標入力加速度は 150gal (実測値 158gal) とした。

(2) 流動化メカニズムの検証

図-25 に護岸のみの基本モデル (CASE1) の時刻歴波形を示す。加振中の液状化層の過剰間隙水圧比は 1 に達しており、液状化が生じていることが分かる。護岸矢板の変位はレーザー変位計により計測しており、加振時に変位が発生し、加振終了後も徐々に増加して、最終的に 95cm となった。

図-26 に示すように、タイロッドで結ばれた控え矢板が前方に傾斜した護岸矢板に引張られて護岸矢板と同等の水平変位を生じている。このため、護岸からの距離が 4m 以内の護岸矢板と控え矢板で囲まれた領域の地盤の水平変位は、矢板の変位と同等もしくはそれ以下となっている。ただし、これより背後の地盤の水平変位は護岸から離れるに従って減少しており、この傾向は被災事例をよく再現している。一方、実験に用いた地盤は細粒分が少なく、剛性低下試験から低下率が 1/700 程度となった。従って、FEM 解析においては液状化層の剛性を 1/700、非液状化層の剛性を 1/70 としたため、実測値に比べ大き目の値となった。実験終了後に地表面の変状を

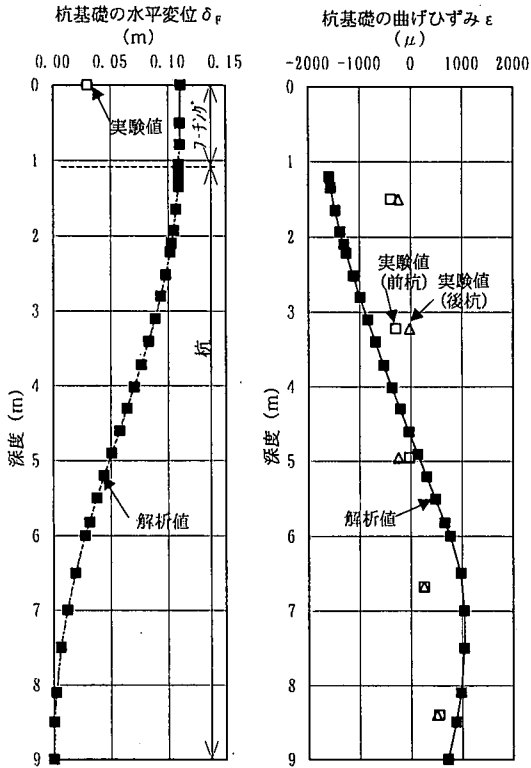


図-28 基礎の解析結果 (CASE2)

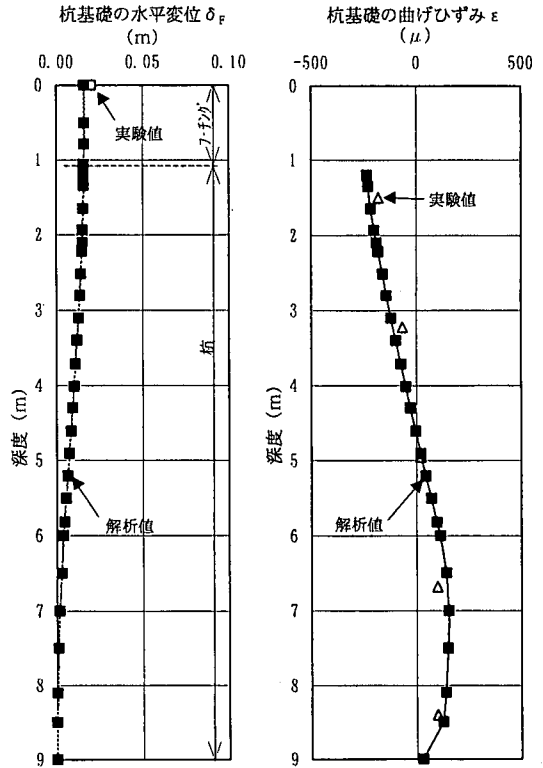


図-29 対策工を考慮した基礎の解析結果 (CASE3)

観察したところ、図-27 に示すように護岸背面の地盤に流動化に伴う亀裂がみられた。

以上の結果より、本実験において流動化現象を把握することができ、図-3 に示した流動化の発生メカニズムを検証することができた。

### (3) 基礎構造物の設計手法の検証

杭基礎ありの基本モデル (CASE2) について、3. で述べた設計手法により杭基礎の変位及び曲げひずみを算出し、実験結果との比較検証を行った。なお、地盤の変形係数は三軸圧縮試験および4. で述べた室内土質試験の結果をもとに設定した。

図-28 に結果を示す。数値的には解析値が大きくなっているものの、ひずみ分布から判断すると変形モードはほぼ一致しており、設計手法の妥当性が確認された。

### (4) 対策工の設計手法の検証

杭基礎前面对策工ありの基本モデル (CASE3) について、6. で述べた設計手法により杭基礎の変位及び曲げひずみを算出し、実験結果との比較検証を行った。

図-29 に結果を示す。変位および曲げひずみは実験値とほぼ一致し、また変形モードもよく一致しており、設計手法の妥当性が確認された。

## 8. まとめ

流動化に対する基礎構造物の簡易な設計手法として FEM 解析により地盤の流動量を推定し、応答変位法の考えに基づき、この流動量を地盤バネを介して基礎構造物に与えて基礎の安全性照査を行う方法を提案し、過去の地震における被災事例や遠心振動実験を対象とした検討を通じて、提案する手法の適用性を検討した。本研究で得られた結果を以下に示す。

①液状化に伴う地盤の流動量は、地盤の剛性低下を考慮した静的な FEM 解析で比較的簡易に推定することが可能である。

ただし、この方法では護岸近傍での流動量を過小評価する可能性があるため、護岸近傍の流動量については、護岸からある程度離れた背面地盤での FEM 解析による変位量を曲線近似し、外挿によって推定することにより概ね実測結果と対応した変位量を求めることができる。

②阪神地区のまさ土地盤では事例の逆解析の結果より、初期変形係数の 1/100 程度が適当であると考えられる。また、液状化層上の非液状化層の剛性低下率についても、地盤のひびわれ等の影響を考慮して初期変形係数の 1/10 程度に設定することにより被災事例をより良

好に説明できる。

- ③液状化後の地盤のせん断剛性低下率を調べるために実施した試験によると、東京地区の砂地盤の剛性低下率は最小で初期剛性の1/100程度である。
- ④基礎構造物の応力や変形は、地盤の流動量の推定手法と同様に、地盤の軟化を考慮して地盤バネを低減する非線形骨組解析で簡易的に推定可能である。
- ⑤既設橋脚の流動化に対する対策工として、地中連続壁等の壁形式の対策工により流動量を減少させる工法を選定した場合にも、本設計手法を適用できる。

謝辞：本研究の遂行にあたり、貴重なご意見、御指導をいただいた「地盤流動に伴う高架橋への影響に関する調査研究委員会」（委員長：塩井幸武 八戸工業大学教授）の方々に厚く敬意を表します。

### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告 第125号，1965年。
- 2) 濱田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集 第376号，1986年。
- 3) 濱田政則，磯山龍二，若松加寿江：1995年兵庫県南部地震 液状化，地盤変位及び地盤条件，(財)地震予知総合研究振興会，1995年。
- 4) 石原研而：土質特性と地盤変状，阪神大震災報告会，土質工学会，1995年。
- 5) 兵庫県南部地震道路震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年。
- 6) 田村敬一，濱田禎，東拓生：流動化に対する道路橋の耐震設計，土木技術資料，Vol.39，No.2，pp.26～31，1997年2月。
- 7) 石原研而，安田進，井合進：液状化に伴う岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測手法，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997年7月。
- 8) 濱田政則，若松加寿江，澁谷武弘，目堅智久：側方流動の事例解析による予測法の研究，土木学会第52回年次学術講演会，1997年9月。
- 9) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The Mechanism and A Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, 1992.
- 10) 一井康二，井合進，森田年一：有効応力解析によるケーソン式護岸の被災原因分析，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年1月。
- 11) 日本道路協会，道路橋示方書V耐震設計編，IV下部構造編，1996年12月。
- 12) 小笠原政文，角田浩，牧田篤弘，坂本俊一，松尾隆志：地

盤の側方流動を受ける基礎構造物の設計手法，構造工学論文集，1998年3月。

- 13) 運輸省港湾技術研究所：1983年 日本海中部地震港湾被害報告書，港湾技術資料，No.511，1985年。
- 14) 吉田巖：新潟地震における鉄筋コンクリート杭の被害の一例，第8回地震工学研究発表会講演概要集，1965年。
- 15) 小笠原政文，角田浩，牧田篤弘，五瀬伸吾，佐藤正義，宮田和：液状化に伴う流動化に関する遠心振動実験，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997年。
- 16) 小笠原政文，牧田篤弘，安田進，黛廣志，原田克之：液状化した地盤のせん断剛性率の評価，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム；地盤工学会1998年5月。
- 17) 安田進，小林利雄，寺内哲也：液状化したまき土の変形特性，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997年7月。
- 18) Yasuda, S., Terauchi, T., Morimoto, H., Erken, A. & Yoshida, N.: Post liquefaction behavior of several sands, Proc. Of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1998.
- 19) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），1996年3月。
- 20) 音勇一，寺田有子，水本邦男：側方流動による地盤の変位量の一推定法（その1），土木学会第51回年次学術講演会，1996年9月。

(1999. 2. 23 受付)

# A STUDY ON DESIGN METHOD OF BRIDGE FOUNDATION AGAINST GROUND FLOW

Masafumi OGASAWARA, Kazuhiro TANI,  
Takashi MATSUO and Shunichi SAKAMOTO

This paper reports on design method of bridge foundation against ground flow caused by liquefaction. This method allows us to estimate the displacement due to ground flow by FEM analysis and to design bridge foundation. We verified the design method using the past case histories of damage caused by earthquakes, including Hyogo-ken Nambu Earthquake, and we also examined the applicability of the design method to the ground in Tokyo area. Moreover, this design method can be applied to design countermeasures against ground flow for existing bridge foundations.