

地盤の側方流動を受ける基礎構造物の設計手法

A DESIGN METHOD OF FOUNDATIONS AGAINST GROUND FLOW

小笠原 政文* , 角田 浩* , 牧田 篤弘* , 坂本 俊一** , 松尾 隆志***

Masafumi OGASAWARA , Hiroshi TSUNODA , Atsuhiko MAKITA,

Shunichi SAKAMOTO and Takashi MATSUO

*首都高速道路公団 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)

** (財)国土開発技術研究センター (〒105 東京都港区虎ノ門 2-8-10)

*** (株)建設技術研究所 (〒103 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

During many previous major earthquakes, a number of revetment and adjacent foundations were seriously damaged by ground flow due to soil liquefaction. The influence of ground flow on the behavior of foundations, which are combined with or adjacent to revetment, has been an important engineering issue.

It is assumed that the ground flow accompanying liquefaction occurs when the ground becomes unbalanced under the effects of deformation of revetment. Considering measures for dealing with ground flow, it is necessary to understand its mechanism for estimating the ground flow force.

This paper reports on the use of FEM analysis to estimate the magnitude of ground displacements due to the ground flow, and describes a design method of foundations which treat the ground displacement estimated in this way as an external force.

Key Words : Foundation, Ground Flow, Liquefaction, Revetment

1. はじめに

地震時に砂質土が液状化した後、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、地盤の側方流動を生じることがある。これは液状化した地盤が流動化する現象であり、平成7年の兵庫県南部地震の際にも、臨海埋立地域の護岸周辺において流動化が発生し、構造物基礎に残留変形が生じた事例が認められている^{1) 3)}。このように、護岸と一体あるいは近接する基礎構造物に対する流動化による影響が懸念される。

本論文は、液状化に伴う地盤の側方流動の可能性があると判断される地盤における構造物基礎の設計手法として、まず地盤の流動量を推定し、次に応答変位法の考え方に基づきこの変位を基礎構造物に与えて基礎の変位、断面力を算出する方法を提案するものである。この手法の利点は以下の通りである。

①流動層の厚さ、護岸からの離れ、地盤の傾斜等の影響の考慮が可能。

②流動量の大きさに応じた流動圧の評価が可能。

③対策工の設計にも適用が可能。

2. 地盤の側方流動による基礎構造物の被災事例の整理

基礎構造物の設計手法の検討に先立ち、文献調査を行い整理した結果、新潟地震^{4) 5)}、日本海中部地震^{6) 6)}、及び兵庫県南部地震^{1) 3)}において液状化に伴う地盤の側方流動が生じ、地盤の永久変形が認められている。

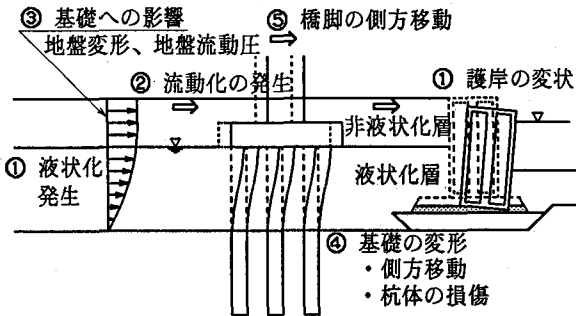
表-1にこれらの地震における代表的な被災事例を示す。いずれも液状化層厚が10m以上であり、護岸近傍の最大水平変位は0.5m~3.5mとなっている。

表-1 過去の地震における地盤側方流動による被災事例

地震名	被災箇所	護岸形式	地盤条件	護岸近傍の最大変位(m)
兵庫県南部地震	A地点 南芦屋浜	ケーソン護岸	非液状化層: 3.70m 液状化層: 12.30m	2.81
	B地点 魚崎浜	"	非液状化層: 2.85m 液状化層: 16.15m	1.76
	C地点 六甲アイランド*	"	非液状化層: 3.30m 液状化層: 15.93m	3.35
	D地点 北六甲アイランド*	"	非液状化層: 3.00m 液状化層: 15.00m	3.50
日本海中部地震	E地点 秋田港外港	"	非液状化層: 1.56m 液状化層: 11.44m	0.50
新潟地震	F地点 信濃川左岸	矢板護岸 (控壁式)	非液状化層: 0.80m 液状化層: 10.70m	4.10

これらの被災箇所周辺の構造物基礎にも大きな被害が生じており、これまでこれらの地盤の側方流動発生メカニズムと構造物に与える影響について研究がすすめられてきた。

図－1は、地盤の側方流動が橋脚基礎に与える影響を模式化したものである。図中、○内の数字は各現象の順序を示している。

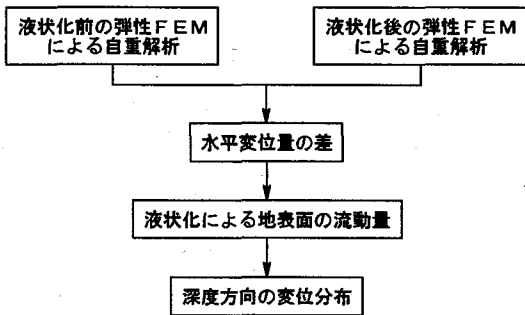


図－1 基礎構造物への地盤の側方流動の影響メカニズム

- ①地震により地盤の液状化が発生し、また、護岸が慣性力、地盤の液状化による土圧の増加及び基礎地盤の支持力の減少により海側に傾斜・沈下・水平移動を起こす。
 - ②護岸の変状により背後地盤が沈下しながら海側に大きく水平移動し、地盤の側方流動が発生する。
 - ③地盤の水平移動により構造物に流動圧が作用する。
 - ④、⑤流動圧により構造物が移動する。
- 上記のようにメカニズムを考えると、護岸変状の影響が地盤を介して構造物に伝達されることになる。

3. 流動量の推定

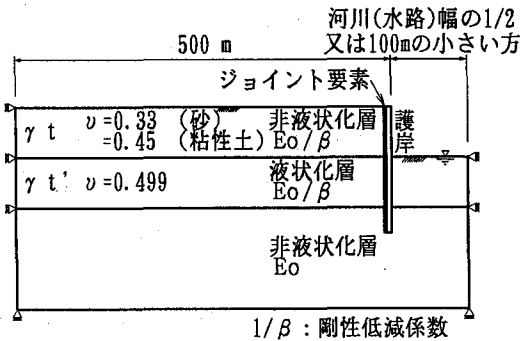
既往の研究において、液状化に伴う地盤の流動量の推定方法は種々検討されているが、ここではFEM解析により流動量を推定する方法^{7,8)}を用いた。具体的には、図－2に示すように自重解析により液状化前の地盤の水平変位量、液状化後の地盤の剛性低下を考慮した状態における水平変位量を算出し、両者の差を流動量とした。



図－2 地盤の流動量算出の流れ

解析モデルを図－3に、地盤の基本的な物性を表－2に示す。ポアソン比については、液状化後は泥水となることを考慮し、 $K_0=1$ に近づくように $\nu=0.499$ 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、この層についても剛性を低減することでこの影響を考慮した。



図－3 地盤の解析モデル

表－2 地盤の物性値の設定

(a) 液状化層上の非液状化層			
	地盤の変形係数 E (kgf/cm ²)	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	ポアソン比 ν
液状化前	E_0 ($\approx 28N$)	湿潤重量	砂質土:0.33 粘性土:0.45
液状化後	E_0/β	"	"

(b) 液状化層			
	地盤の変形係数 E (kgf/cm ²)	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	ポアソン比 ν
液状化前	E_0 ($\approx 28N$)	水中重量	0.33
液状化後	E_0/β	"	0.499

液状化層及び液状化層上の非液状化層の剛性低減係数を推定するため、兵庫県南部地震でのA地点の杭基礎の被災事例を対象として、低減率をパラメータとした解析を行った。表－3に検討ケースを示す。

表－3 検討ケース

		液状化層上の非液状化層			
		E_0	$E_0/10$	$E_0/50$	$E_0/100$
液状化層	$E_0/100$	○	○	○	○
	$E_0/500$	—	○	○	○
	$E_0/1000$	—	○	○	○

図－4に各ケースの橋脚位置における地表面の水平変位を示す。これより、以下のことが言える。

- ①地盤の剛性を低減するほど変位量は大きくなる。
- ②液状化層の低減係数を1/500、1/1000とした場合、橋脚位置における変位量は実測と大きくかけ離れる。
- ③液状化層の低減係数を1/100とした場合、橋脚位置の変位量は5m以下となり、実測値に近い。このとき、非液状化層の低減係数1/100～1/10のケースが実測値を上回り、1/10のケースが実測値に最も近い。
- ④以上の結果から、実測値と比較的近似しているのは、液状化層の低減係数を1/100、非液状化層の低減係数を1/10としたケースとなる。

図－5に地表面の流動量の実測値と解析値の比較を示す。なお、ここに示す実測値は、測量結果から橋軸方向

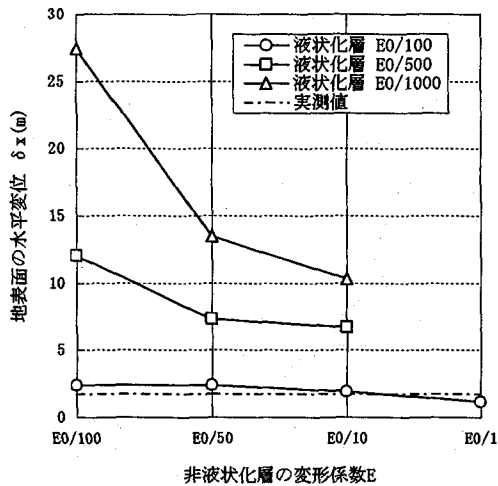


図-4 橋脚位置の水平変位と変形係数

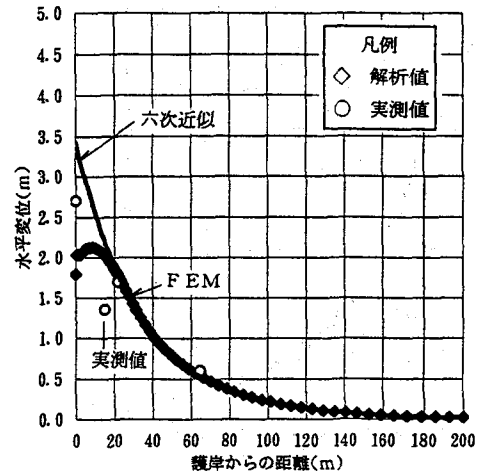


図-5 FEM解析と実測値(A地点)

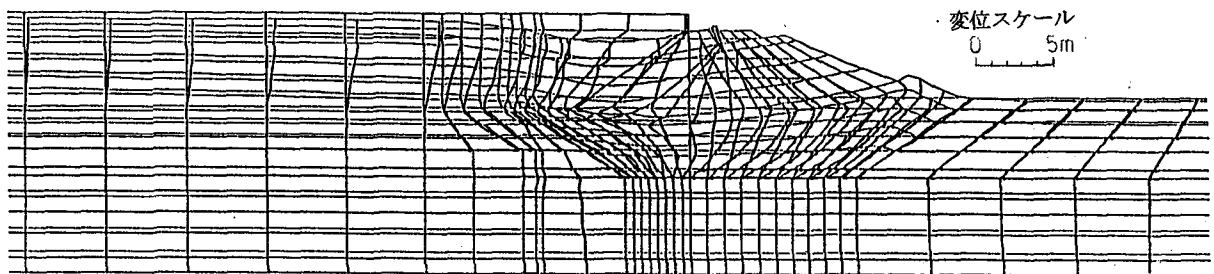
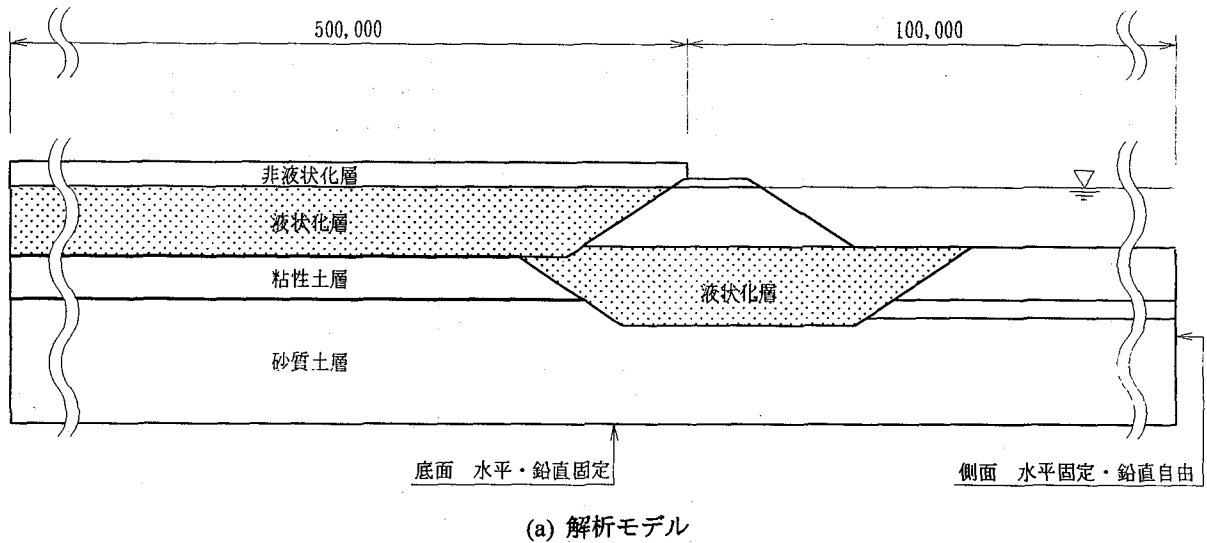


図-6 FEM解析モデルと解析結果(A地点)

成分を読み取ったもので、以下実測値は同じ考え方による。また、図-6にFEM解析モデルと、液化化層の低減係数を1/100、非液化化層の低減係数を1/10とした場合の変形図を示す。

上記の結果から、液化化層の低減係数を1/100、非液化化層の低減係数を1/10として、他の被災事例についてFEM解析を行い、その適用性について検討を行った。

図-7～11は地表面の流動量について、実測値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いる。なお、F地点は新潟地区で細粒分が少ない⁹⁾ため、液化化層の低減係数1/500の場合が実測値と近似する。

この低減係数が首都高速道路沿線の地盤に対して適用しうるかを室内土質試験により検討した。試験手順を以下に示す⁸⁾。

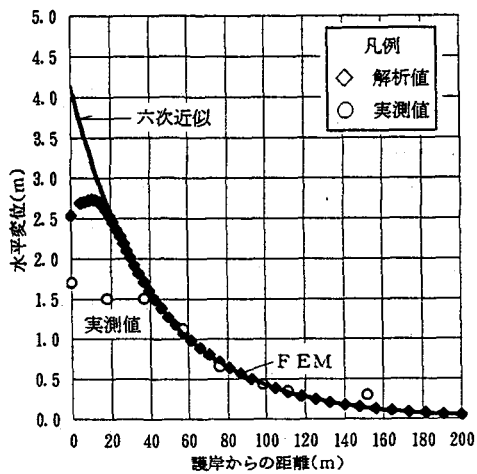


図-7 FEM解析と実測値 (B地点)

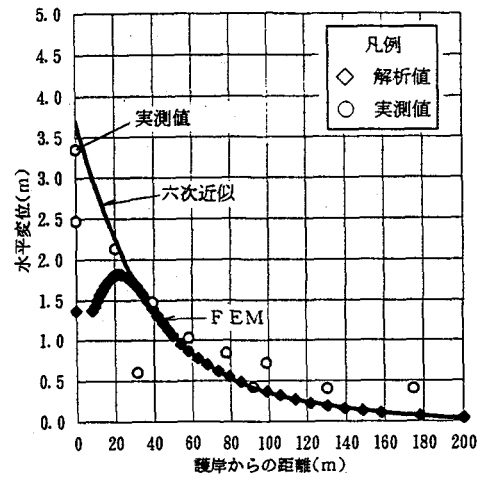


図-8 FEM解析と実測値 (C地点)

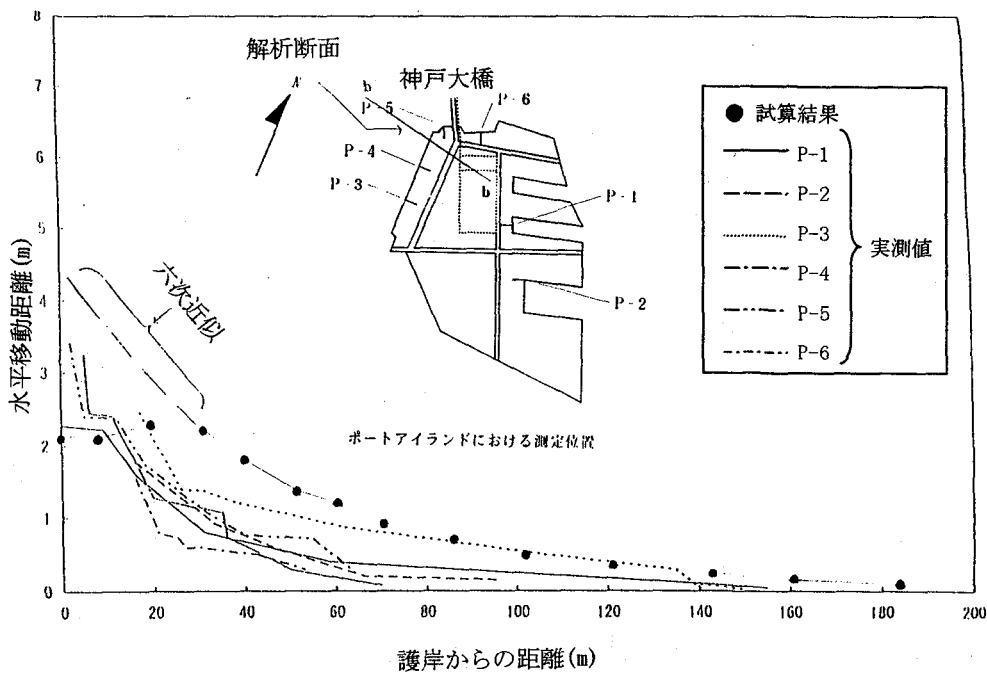


図-9 FEM解析と実測値 (D地点) *) *文献)に加筆

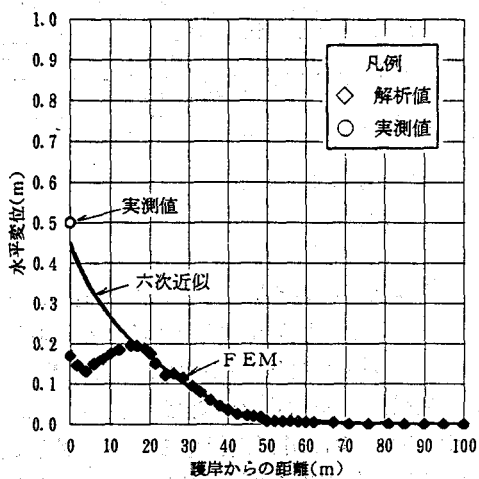


図-10 FEM解析と実測値 (E地点)

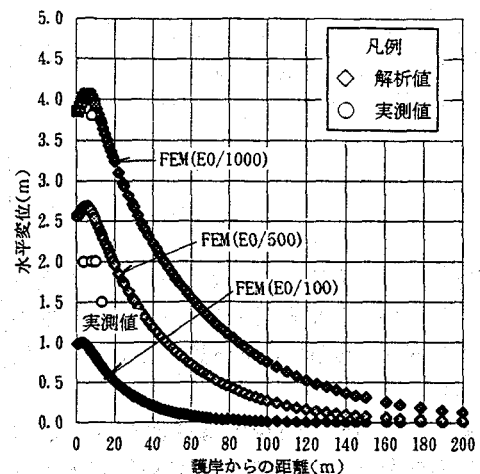


図-11 FEM解析と実測値 (F地点)

- 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、繰り返し回数 20 回にて両振幅ひずみ 7.5%となる応力比を液状化強度 R_L とする。ここで、 R_L に相当する液状化に対する抵抗率を $F_L=1.0$ と定義する。
- ②各 F_L 値に相当する応力比を $R=R_L/F_L$ とし、この応力比で繰り返し荷重を 20 波載荷し、その後ひずみ 50%程度まで 5%/分速度で単調載荷を行う。
- ③試験結果を単調載荷のひずみ γ とせん断力 τ の関係について整理し、微小ひずみ領域の割線勾配を液状化後のせん断剛性 G_1 とする。
- ④ $E=28\text{N}$ に対応するせん断剛性を $G_N=E/2(1+\nu)$ ($\nu=0.33$) により算出し、 F_L と G_1/G_N の関係を整理する。

図-12 に首都高速道路沿線の土質における試験結果を示す。これより、首都高速道路沿線では G_1/G_N は 0.01 (1/100) 程度以上となっている。

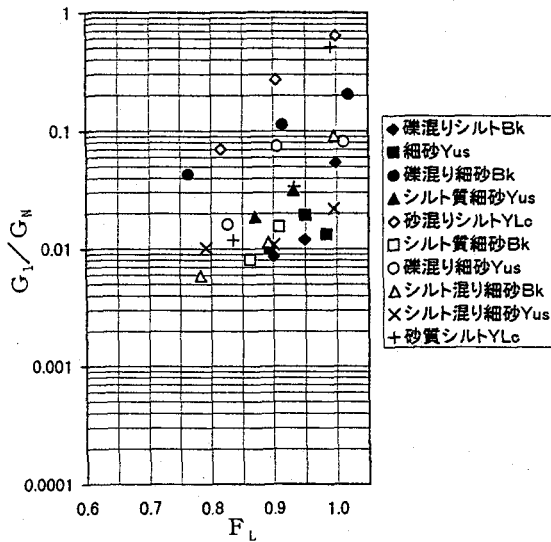


図-12 F_L 値 $\sim G_1/G_N$

なお、FEM 解析では護岸近傍の流動量は護岸に近づくほど小さくなる傾向がある。

この理由として、解析手法の特性として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すること、および被災事例では護岸近傍で慣性力の影響が卓越することが考えられ、このために護岸近傍の流動量をうまく推定することができない。従って、護岸に極めて近接あるいは護岸一体の基礎構造物にも適用しうる、適切な流動量の推定手法が必要となる。

そこで、本解析法を設計に用いるにあたり、護岸から離れた地点の FEM 解析値を数次曲線により近似し、護岸近傍の流動量を推定することとした。

図-5 及び図-7～11 に近似曲線による護岸近傍の推定量を示してあり、実測値とよく近似しているといえる。

以上の検討結果より、FEM 解析を用いた流動量の推定手法では液状化後の剛性低減率を液状化層：1/100、液状化層上の非液状化層：1/10 とし、護岸近傍の流動量は近

似曲線により推定するものとした。

4. 基礎構造物の設計手法

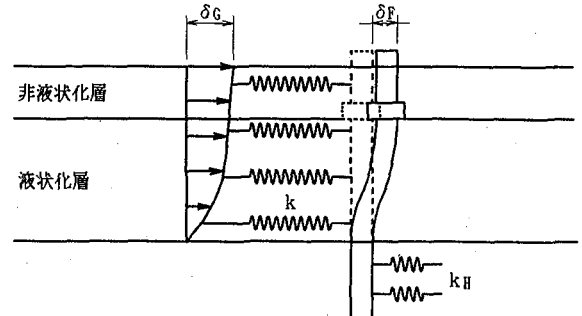
基礎構造物の変位・断面力は、構造物を梁部材とした 2 次元骨組解析により算定した。部材は非線型性を考慮し、杭の根入れ地盤は弾塑性状態を考慮した。このモデルに、地盤バネを介して FEM 解析により求めた地盤の流動量を基礎構造物に作用させた。図-13 に概念図を示す。

ここで、杭基礎の場合、流動化する液状化層及び液状化層上の非液状化層（以下、流動化層と略す）の杭の地盤バネの考え方には以下の 2 つがある。

①杭 1 本ずつのバネを用いる考え方（通常の杭の設計と同じ算定式を用いる）

②ケーソンのバネを用いる考え方（地盤が杭間をすり抜けけないものとし、杭群をケーソンとして扱う）

そこで、液状化層の地盤バネの算出に用いる地盤剛性をパラメータとして被災事例による検討を行った。表-4 に検討ケースを示す。



ここに、 δG : FEM 解析から得られた地盤流動量 ($G = \text{Ground}$)

δF : 基礎の変位 ($F = \text{Foundation}$)

k : 流動化する層の地盤バネ

k_H : 杭の根入れ地盤の抵抗バネ

$P = k(\delta G - \delta F)$: 基礎に作用する流動圧

図-13 基礎解析モデル概念図

表-4 検討ケース

液状化層のバネの考え方	地盤剛性 E の低減係数		
a) 杭のバネ	1/50	1/100	1/500
b) ケーソンのバネ	1/10	1/40	1/100

図-14 は、横軸に液状化層の低減係数を、縦軸に基礎の実測変位量に対する解析変位量の比を示したものである。なお、杭のバネを用いた場合で A～C 地点の大小関係は低減係数によって変わらないことから、ケーソンのバネを用いた場合では変位量の小さな A 地点のデータで低減係数を変化させた。

この結果、以下のことが言える。

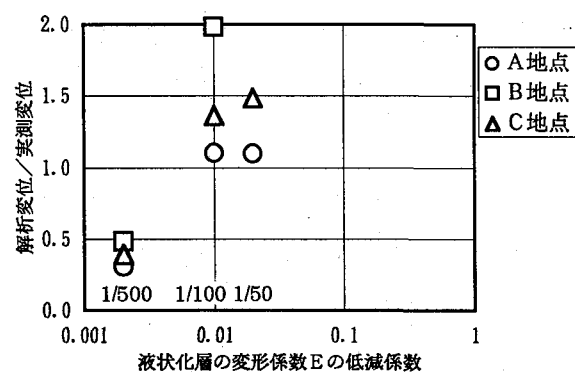
①杭のバネを採用したケースの場合、低減率が 1/100 より大きいと、すべての橋脚で解析値が実測値を上回ることが把握された。

②ケーソンのバネを採用したケースの場合、低減率が1/40より大きいと、すべての橋脚で解析値が実測値を上回ることが把握された。

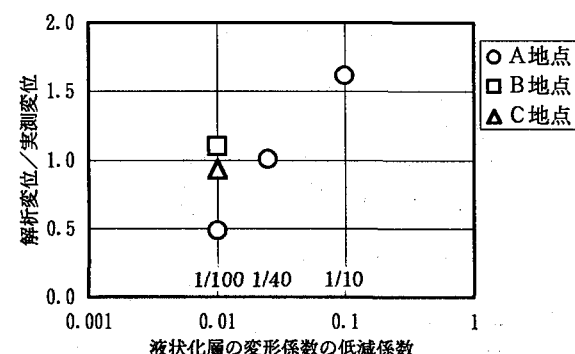
解析値が実測値を上回る傾向であれば、安全側であると考えられる。ここでは、根入れ地盤のバネと同じ考え方でバネを算定できること、流動量算出と同じ低減係数(1/100)で解析値が実測値を上回ることから杭のバネを採用したケースを基本に考えた。

以上の結果から、液状化層の地盤バネとしては、道路橋示方書に示されている杭のバネ算定式で、低減係数は1/100を用いることとした。

ここで、既設橋脚に対して照査を行う場合、すべての杭が降伏に達した時点の変位を降伏変位 δ_y とし、流動圧作用時の変位が $2\delta_y$ 以上、またはせん断力がせん断耐力以上の場合は、対策工の設計を行う。



(a) 杭のバネを用いた場合



(b) ケーソンのバネを用いた場合

図-14 液状化層の変形係数によるパラメータ解析

5. まとめ

地盤流動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、応答変位法の考え方にに基づき、この流動量を基礎構造物に与えて基礎の照査を行う方法について検討を行い、過去の地震による被災事例による検証を行った。この結果、以下のことが分かった。

①弾性FEMにより地盤の流動量を推定する場合、液状化前に対して液状化後の剛性を、液状化層上の非液状化層で1/10、液状化層で1/100とした場合に

被災事例の実測値とよく近似する。

ただし、この手法を他の地盤に適用する場合には、その地盤の評価法を別途検討する必要がある。

②護岸周辺では解析手法の特性および慣性力による影響により、FEM解析による変位量は実測値より小さな値となる。このため、簡易手法として護岸周辺の変位を護岸から離れた地点の変位から曲線近似で推定する方法を提案し、被災事例による検証からその妥当性を確認した。

③基礎構造物の変位・断面力の算出において、杭基礎の場合は液状化層の杭群を仮想ケーソンと考えてケーソンのバネを用いる方法と杭のバネを用いる方法が考えられるが、根入れ地盤のバネと同じ考え方でバネを算定できること、流動量算出と同じ低減係数(1/100)で基礎の変位の解析値が実測値を上回ることから、杭のバネを用いるものとした。

6. おわりに

本論文では、流動量をFEM解析により推定し、その流動量を用いた基礎構造物の設計手法を提案した。今後は、本手法の推定精度を高める検討を行っていきたい。

最後に、本研究の遂行にあたり貴重なご意見、ご指導をいただいた「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。

7. 参考文献

- 1)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)
- 2)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)
- 3)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)
- 4)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)
- 5)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)
- 6)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」、港湾技研資料 No.511(1985)
- 7)S.Yasuda, H.Nagase, H.Kiku, Y.Uchida: The Mechanism and A Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, 1992.
- 8)規矩大義、安田進、増田民夫、板藤繁、峯啓一郎:「液状化した砂の強度・変形に関するねじりせん断試験」、第9回日本地震工学シンポジウム(1994)

(1997年9月26日受付)