

1995 年阪神大地震によって側方流動を生じた埋立地盤の地中変位の計測と数値シミュレーション

田 蔵 隆
(技術研究所)
大 槻 明
(技術研究所)
淵 本 正 樹
(技術研究所)
岸 田 了
(技術研究所)

§ 1. はじめに

砂地盤の液状化ならびにそれに伴う地盤の側方流動が、構造物の被害を想像以上に深刻なものにした。これが1995年1月17日に発生したマグニチュード7.2の阪神大地震の被害に対して抱いた多くの技術者の率直な感想である。いくつかの重要橋梁の落橋、中低層建物の杭基礎の破損、コンテナクレーンの倒壊、護岸のはらみだしや転倒などは、砂地盤の液状化、ならびにそれに伴う側方流動が主因であるとされている¹⁾。

被害の甚大さから、砂地盤の側方流動現象の発生のメカニズムの解明、さらに発生の予測とその実態の把握、またそれらが構造物の耐震安全性に及ぼす影響の究明が、地震工学の今日的な研究課題としてクローズアップされている。同じ規模の地震が発生した場合、神戸と同程度か、あるいはそれ以上に激しく被災すると予想される構造物が、わが国の主要都市には多く存在しており、阪神大地震以降この分野の研究の緊急性は、地震防災に関する国家的な課題として認識されるに至っている²⁾。

1971年から埋め立てが開始され、1996年(地震発生の1年後)に埋め立てが完了した面積125.6haの人工島「南芦屋浜」において、液状化に伴う地盤の側方流動による地盤内部の水平変位が、地震前に埋設されていた傾斜計によって計測された³⁾⁴⁾。地盤の液状化に伴う側方流動に関する研究は、近年非常に多く行われているが^{5)~7)}、このような計測は世界的に類例を見ず、得られたデータは非常に貴重であり、これによって地盤の液状化に伴う側方流動現象の解明に著しい進展が図られることと、大きな期待が寄せられている。

本研究は、地盤の側方流動解析法によって、計測された地盤内部の水平変位が、数値解析的にどの程

度シミュレートできるかについて検討することと、なぜそのような地盤内水平変位が発生したかの主因の解明を図ることを目的として実施したものである。

§ 2. 液状化に伴う地盤の側方流動による地中変位の計測

1995年阪神大地震によって発生した地盤の液状化に伴う地盤内部の水平変位が、「南芦屋浜」において計測された³⁾⁴⁾。計測地点は、図-1に示す「南芦屋浜」を通る「阪神高速道路5号湾岸線」沿いの2地点No.1とNo.2である。両計測地点から北側に約70m離れた位置に運河があり、運河に沿って親水護岸が築造されている(写真-1参照)。残念ながらNo.2の地点の計測は、測定管の切断や腐食の問題から計測データの信頼性に乏しいとされており、ここではNo.2地点の計測結果の記載は割愛する。

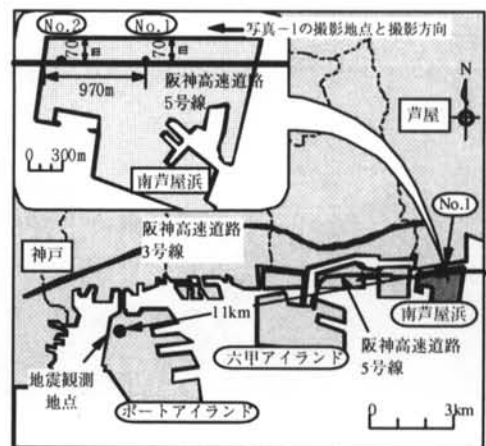


図-1 「南芦屋浜」における地中変位の計測地点
No.1とNo.2

No. 1 地点の計測は、GL-60m の深さまで行われていたが、GL-51.5m までの地盤内の水平変位が、図-2 のように得られている。図-2 は、GL-51.5m を不動点として描いた南北および東西方向の地盤内水平変位の分布図である。南北方向と東西方向の水平変位を比較すると、南北方向の変位の方が一般的に大きく、地表は護岸と反対の南側に 13cm 変位している (GL-51.5m での変位を 0 とした相対変位)。ところで、地中の水平変位は、通常は護岸側に向かって生じるはずであるが、ここではその反対側に生じていることに注目する必要がある。

図-2 において、南北方向の地盤内水平変位を、図中に付記した近傍地盤のボーリング土質柱状図と対比しながら考察すると、以下のように書ける。

(1) 洪積砂礫層 (D_{gl} 層) は、南側に大きく変位し、その下層の洪積砂質土層 (D_{sl} 層) において、変位の増幅度が大きくなっている。

(2) 沖積砂質土層 (A_s 層) および沖積粘性土層 (A_c 層) では、変位の増幅度は減少している。

(3) B_3 層の埋土層における変位の増幅度はきわめて大きい。これはこの地層が液状化したために生じたものと推察される。

(4) 埋土層 (B_2 層) 内で変位の増幅度は大きく逆転している。

(5) 地表付近の埋土層 (B_1 層) の変位の増幅度は小さくなっている。

写真-1 は、運河の護岸部の被災状況を、地震発生3ヵ月後に撮影したもので、撮影地点ならびに撮

影方向は図-1 に示したように、「南芦屋浜」の北側の東端部から、運河方向を向いて撮ったものである。盛土には盛土自体の安定性が脅かされるような被害は発生していないが、斜面の法尻部に数十 cm 幅の亀裂ならびに段差が発生していることが確認できる。また、亀裂が護岸に平行に、並んで発生している状況から、護岸が運河方向に移動したように推察される。

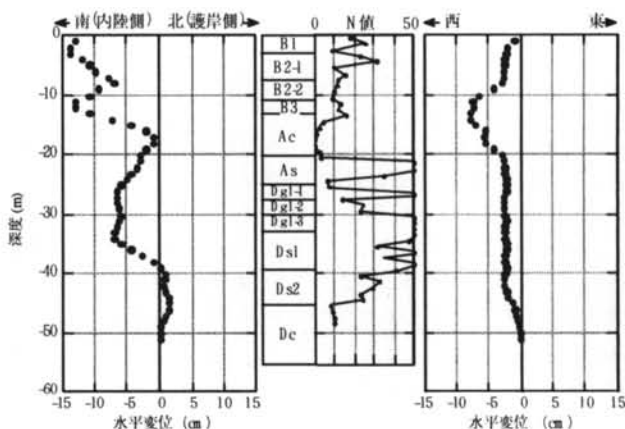


図-2 No.1 地点において計測された地表から GL-51.5m の地中水平変位

§ 3. 地盤の液状化解析および側方流動解析

3.1 地盤の液状化解析理論

地盤の液状化解析は、大概らの提案する方法によって行った。詳細は文献 8) に譲るが、その特徴を列挙すると、以下のようになる。

(1) 運動方程式の解法としては陰解法を採用している。(2) 有限要素法により空間領域をモデル化している。(3) きわめて簡単な構成式を採用していることなどから、2次元あるいは3次元の地盤問題の解析に有力である。

土の構成式としては、せん断応力・せん断ひずみ関係に関しては2次元問題に拡張した修正 Ramberg-Osgood モデルを、せん断ひずみ・ダイレイタンスー関係に関しては、福武らの提案するおわんモデル⁹⁾を用いている。



写真-1 1995 年阪神大震災による盛土および護岸部の被害状況 (南芦屋浜) (地震から3ヶ月後の撮影)

3.2 地盤の側方流動解析理論

液状化に伴う地盤の側方流動は、地震の主要動時だけでなく、地震の揺れが終わった後も、数分から数十分かけて継続的に発生することが知られている。地盤の側方流動現象は、液状化した地層、あるいは高い過剰間隙水圧が発生した地層が、著しく強度と剛性を失い、きわめて緩い状態になり、初期の応力バランスが破られ、地盤が側方の低い位置に流れ出す現象と考えられる。

この現象に対する数値シミュレーションは、液状化解析で得られた各地層の過剰間隙水圧比の大きさに応じて地層の剛性を低減させ、自重を外力とした弾性解析によって模擬できるものとした。地盤の剛性の低減率に関する考え方はいくつか示されているが、本研究では安田ら¹⁰⁾の提案を基本として定めた。また、ポアソン比は、規矩、吉田の提案¹¹⁾に従って算定した。

3.3 2次元有限要素法解析モデル

地中変位の No.1 計測地点を中心に、その周辺地盤に対して実施された土質調査結果に基づき、運河に直交する南北方向の地盤断面に関して、2次元有限要素法解析モデルを作成した。図-3がその解析モデルである。地盤の地層構成、ならびに標高は水平方向に変化しており、不整形な地層構造となっている。地盤の土質定数は、「阪神高速道路5号湾岸線」建設のために実施された土質調査結果、ならびにその他の土質調査資料に基づいて、表-1のように決定した。

地震入力基盤は、地盤調査が行われ、地層構成が明らかにされている最深の深さである GL-55m とした。上述したように、地盤変位の計測データは、GL-51.5m 以深は不明確である。この解析では、地盤変位は GL-51.5~55m 間においても発生することから、計測結果と解析結果を比較する上で、GL-

51.5m の変位に対する相対変位を求めて比較した。

3.4 入力地震波

「南芦屋浜」では地震観測は実施されておらず、「南芦屋浜」での 1995 年の阪神大地震の観測記録は存在しない。「南芦屋浜」に近い地震観測地点で、地中の深部で観測され、本解析において入力地震波として利用できる地震記録は、ポートアイランドの自由地盤の鉛直アレー観測における最深部 (GL-83m) の記録であろう。

ポートアイランドの地震観測地点と「南芦屋浜」の地中変位の No. 1 の計測地点までの直線距離は 11km である (図-1 参照)。地盤の解析断面が南北方向であることから、ポートアイランドの GL-83m の水平 2 方向の加速度記録を、南北と東西方向に座標変換した。図-4 は、その南北方向の加速度記録とパワースペクトルについて示したものである。最大加速度は 536 ガルと非常に大きく、0.3 秒付近に著しく卓越した周期成分を有した地震波である。

3.5 液状化解析

沖積砂質土層 (A_s 層) に関して、十分な液状化強度試験が行われていないことから、液状化解析は、沖積砂質土層 (A_s 層) が液状化することを許容する場合 (ケース A) と許容しない場合 (ケース B) の 2 ケースについて行った。液状化解析に必要な地盤定数は、「南芦屋浜」の土質に関して行われた土の動的試験、および液状化強度試験の結果⁴⁾などから定めた。

図-5.1 および図-5.2 は、それぞれケース A およびケース B の液状化解析から得られた過剰間隙水圧比の最大値について示したものである。両図では過剰間隙水圧比の値によって地層を 3 つに分けて示している。つまり、(1) 過剰間隙水圧比が 0.9 以上となり液状化したと考えられる地層、(2) 過剰間

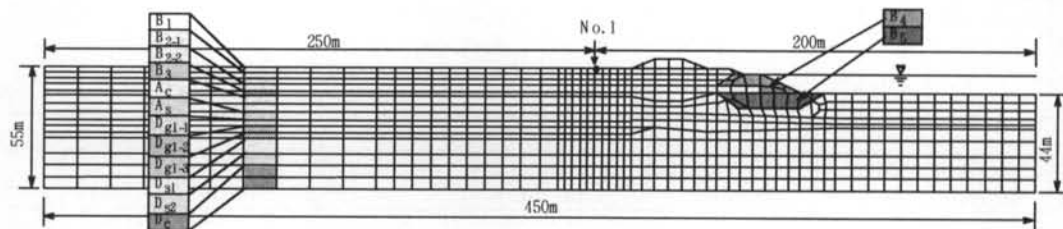
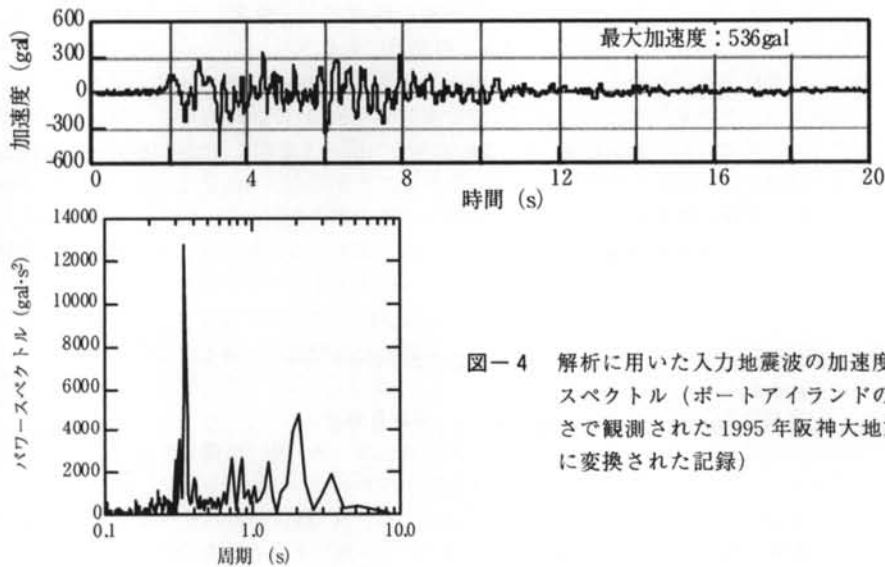


図-3 液状化解析および側方流動解析に用いた 2次元有限要素法モデル (地盤の南北方向)

隙水圧比が0.5～0.9のかなり高い値となった地層、
 (3)過剰隙水圧比が0.5以下の液状化の可能性のない地層、である。
 ケースAでは、埋土層（B₃層）および沖積砂質土層（A_s層）が全域にわたり液状化している。一方、ケースBは、B₂層とB₃層の埋土層のほとんどが液状化している。

3.6 地震後の側方流動解析

地震後の地盤の側方流動量は、液状化解析で得られた液状化層（過剰隙水圧比が0.9以上となった地層）、かなり高い過剰隙水圧比の地層（過剰隙水圧比が0.5～0.9の地層）、その他の地層（過剰隙水圧比が0.5以下の地層、あるいは粘性土層などの非液状化層）のせん断弾性係数を、それぞれ異

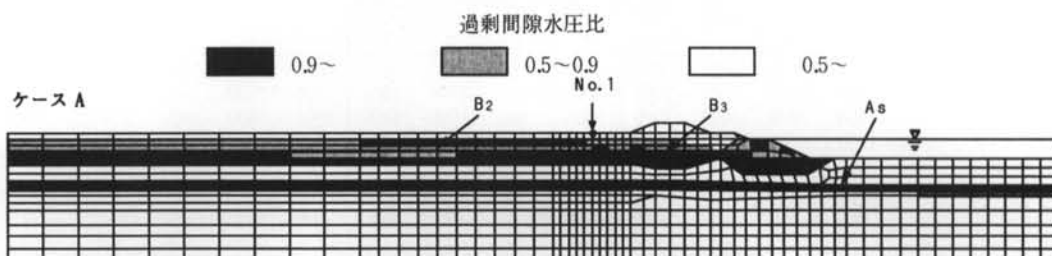


図一4 解析に用いた入力地震波の加速度波形とパワースペクトル（ポートアイランドのGL-83mの深さで観測された1995年阪神大地震の南北方向に変換された記録）

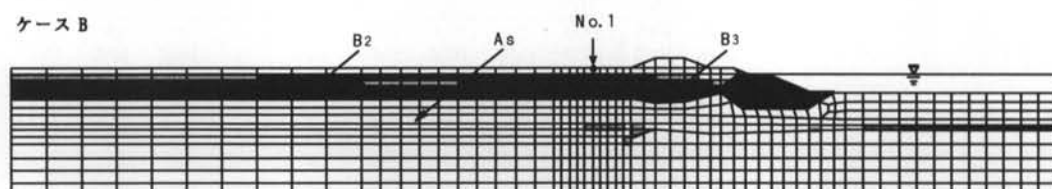
	地層	記号	深度 (m)	せん断波速度 Vs (m/s)	ポアソン比 ν_0	側方流動解析に用いたポアソン比 ν_n			単位体積重量 w (kN /m³)
						n=1	n=100	n=1000	
1	埋土	B ₁	3.0	180	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
2	埋土	B ₂₋₁	8.0	150	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
3	埋土	B ₂₋₂	11.1	200	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
4	埋土	B ₃	13.5	130	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
5	沖積粘土	A _c	20.5	130	0.30	0.47727	0.49770	0.49977	13.7
6	沖積砂	A _s	24.0	220	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
7	洪積砂礫	D _{s1-1}	27.0	250	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	18.6
8	洪積砂礫	D _{s1-2}	30.0	350	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	18.6
9	洪積砂礫	D _{s1-3}	33.0	350	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	18.6
10	洪積砂	D _{s1}	39.0	200	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	18.6
11	洪積砂	D _{s2}	45.0	350	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	18.6
12	洪積粘土	D _c	55.0	220	0.30	0.47727	0.49770	0.49977	15.7
13	護岸部埋土	B ₄	—	190	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7
14	置換砂	B ₅	—	190	0.25	0.47059	0.49701	0.49970	17.7

注 1) ポアソン比 ν_0 は、液状化解析に用いた土粒子骨格のみの値。
 注 2) n はせん断弾性係数の低減率 1/n の逆数。

表一1 解析に用いた地盤定数



図ー 5. 1 ケース A の解析から得られた過剰間隙水圧比の分布



図ー 5. 2 ケース B の解析から得られた過剰間隙水圧比の分布

なる低減率で低下させ、地盤の自重解析を行うことによって算定した。なお、この解析におけるボアソン比 ν_n は、規矩、吉田の提案する方法¹¹⁾、つまり液状化の前と後で地盤の体積弾性係数 K が不変であるという条件より求めた。表一には、それぞれのせん断弾性係数の低減率 $1/n$ に対応するボアソン比 ν_n が記載されている。

解析は、表一に示すように、地盤のせん断弾性係数の低減率を変化させて、計 30 ケース実施した。ケース 1~10 およびケース 21~25 は、ケース A の解析結果に基づくものであり、ケース 11~20 およびケース 26~30 は、ケース B の解析結果に基づくものである。最初に、ケース 1~10 ならびにケース 11~20 の解析を実施し、それぞれの解析結果と計測結果との比較から、さらに地盤のせん断弾性係数の低減率を再検討し、ケース 21~25 とケース 26~30 を設定し、実施したものである。

図一 6 は、ケース 25 の解析結果に関して、No. 1 計測地点の地中変位の計測結果と解析結果を対比したものである。ケース 25 は他の解析結果に比べて計測結果と良い対応関係にあったことから、ここではケース 25 の解析結果について示している。GL-20m 以深の沖積砂質土層 (A_s 層)、洪積砂礫層 (D_{g1} 層)、ならびに洪積砂質土層 (D_{s1} 層) の部分の解析結果は、計測結果に対して差が生じているが、それ以外の部分に関しては十分良い対応関係にある。

図一 7 は、側方流動解析 (ケース 25) による盛土および護岸付近の変形図について示したものである。元の高さが 4.2m であった盛土は他と比べて相対的に大きく沈下している。No. 1 計測地点の地中変位が護岸の方向と反対の方向に生じていることを、2 章において考察したが、図一 7 の変形図から分かるように、No. 1 の計測地点付近では、盛土が沈下し、これが地中変位を運河と反対の方向に押しやったと考えられる。実際、盛土がない状態で全く同様の解析を行ったが (図一 8 参照)、その場合、No. 1 の計測地点の地中変位は運河の方向に動くという結果が得られ、上記の考察の正しいことが確認できた。

図一 9 は、護岸から内陸部に向けて、地震後の地表の水平変位に関して、計測結果と解析結果を比較したもので、計測結果は地震前および地震後の航空写真に基づいて算出されたものである。

これより、(1) 側方流動によって移動した地表の水平変位は、護岸の先端部で運河方向に約 80cm であり、解析結果の約 40cm は計測結果の半分である。(2) 護岸から 50m の範囲の地盤は、運河に向かって移動している (盛土の法尻部の底面は、護岸から 25~60m の位置にある)。(3) 護岸から内陸方向におよそ 50m 離れた地点で、地盤の動きは 0 になっている。(4) 護岸から 50~200m の範囲の地盤は、運河と反対側の内陸部に向かって動いている。(5) 解析結果と計測結果は、数値的には違いが見られる

地層	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8	ケース 9	ケース 10	ケース 11	ケース 12	ケース 13	ケース 14	ケース 15
B ₁	100	10	100	10	100	100	10	100	10	100	100	10	100	10	100
B ₂₋₁	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
B ₂₋₂	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
B ₃	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
A _c	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
A _s	1000	1000	1000	1000	1000	100	100	100	100	100	10	10	10	10	10
D _{g1-1}	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	1000	1000	1000	1000	1000
D _{g1-2}	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100	100	100	100	100
D _{g1-3}	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100	100	100	100	100
D _{s1}	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1
D _{s2}	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1
D _c	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1	10	10	10	10	1
B ₄	1000	1000	100	100	1000	1000	1000	100	100	1000	1000	1000	100	100	1000
B ₅	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

地層	ケース 16	ケース 17	ケース 18	ケース 19	ケース 20	ケース 21	ケース 22	ケース 23	ケース 24	ケース 25	ケース 26	ケース 27	ケース 28	ケース 29	ケース 30
B ₁	100	10	100	10	100	500	1000	100	500	1000	500	1000	100	500	1000
B ₂₋₁	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
B ₂₋₂	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
B ₃	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
A _c	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
A _s	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	10	10	10	10	10
D _{g1-1}	1000	1000	1000	1000	1000	100	100	100	100	100	1000	1000	1000	1000	1000
D _{g1-2}	100	100	100	100	100	10	10	10	10	10	100	100	100	100	100
D _{g1-3}	100	100	100	100	100	10	10	10	10	10	100	100	100	100	100
D _{s1}	10	10	10	10	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
D _{s2}	10	10	10	10	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
D _c	10	10	10	10	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
B ₄	1000	1000	100	100	1000	100	100	10	10	10	100	100	10	10	10
B ₅	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

注1) 地下水面はB₂層の上面である。

注2) ケース1~10, 21~25はケースAを基本とし、ケース11~20, 26~30はケースBを基本としたものである。また、同一の地層で過剰間隙水圧比が異なる場合、表中の値はその地層中の最大の過剰間隙水圧比の部分に対して規定したもので、それより小さな過剰間隙水圧比の部分はその1/10ずつ低減させた。

表-2 側方流動解析ケースと各地層のせん断弾性係数の低減率1/nの逆数nの値

が、傾向は良く対応している。

側方流動の計測値が存在することから、計30ケースという多くの解析を実行した。結果的には、ケース21, 22, 24, 25, 28が、計測値と比較的良好な対応関係にあることが分かった。しかし、それ以外は、計測値と大きくかけ離れたものも少なくなかった。図-10はその一例として示したもので、ケース1の解析結果である。地表は計測値と逆の方向(護岸方向)に約20cmに変位しており、地中部の変位も計測結果とは大きく異なっている。

この30ケースは、いずれも側方流動解析として十分に採り得る剛性低減率の組み合わせによって作

成されたものであるが、その値によって大きく異なる結果になることを示している。

計測結果と良好な対応関係にあったケース21, 22, 24, 25, 28から、せん断弾性係数の低減率の推奨値の検討を試みようとしたが、この5ケースの剛性低減率からそれらを見出すことは困難であった。ただ、地下水面より上の地層で、液状化層の上にある地層は、水位面上昇や浸透流による剛性低下を考慮して、液状化層と同等か、あるいは1/500の剛性低下率とすると良い結果が得られることが分かった。

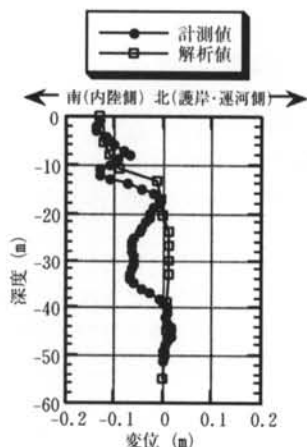


図-6 No.1地点の地中変位の計測値と解析値(ケース25)の比較

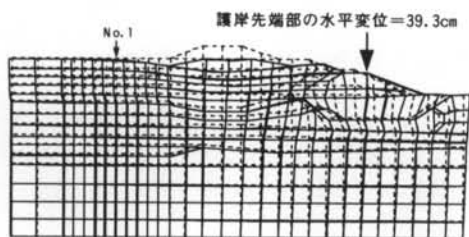


図-7 側方流動解析(ケース25)から得られた盛土および護岸付近の変形図

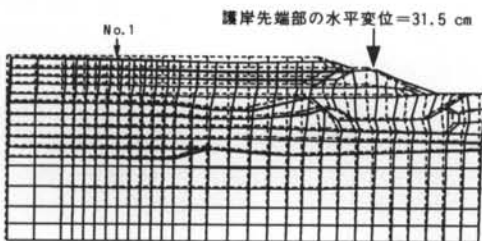


図-8 盛土なしの側方流動解析から得られた変形図

§ 4. まとめ

本研究によって得られた知見をまとめると、以下のように書くことができる。

(1) 地震発生から3ヶ月後に撮られた盛土周辺の写真から、盛土の法尻部に数十 cm 幅の亀裂および段差が発生していることが確認できた。また、地盤

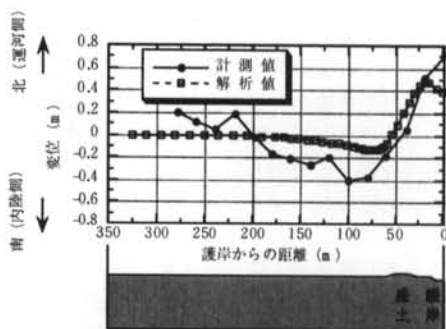


図-9 側方流動による地表水平変位(護岸からの距離によって変化する地表水平変位)の計測値と解析値

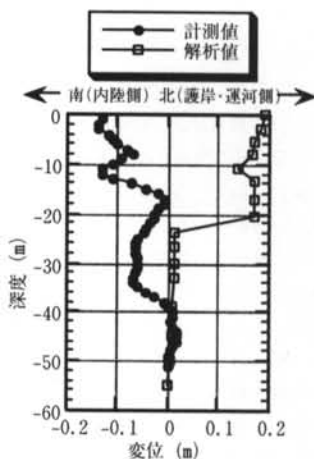


図-10 No.1地点の地中変位の計測値と解析値(ケース1)の比較

亀裂の状況から、護岸は運河の方向に移動したように思われた。ところが、地震によって盛土自身の安定性が脅かされるような状況にはなかった。

(2) 地盤の側方流動の主因は、埋土層(B_2 層、 B_3 層)の液状化によるものと考えられる。一方、側方流動によって移動した地表から GL-40m までの地中水平変位は、運河とは反対方向に発生しており、これは通常とは逆の方向である。これに関しては、液状化によって生じた盛土の沈下が、計測地点 No.1 の地中水平変位を運河と反対の方向に移動させたものと考えられる。

(3) 側方流動によって移動した地表の水平変位は、護岸の先端部で運河方向に約 80cm であり、解析結

果の約 40cm はその半分となった。護岸の先端部から内陸に約 50m 離れた地点で水平変位は 0 となり、その地点から約 200m 離れた地点までは、地表変位は運河と反対の内陸側に移動している。この部分の解析結果と計測結果は、数値的には違いが見られるが、傾向は両者よく対応している。

(4) 側方流動解析の結果は、せん断弾性係数の低減率の与え方によってかなり変動する。過剰間隙水圧比の大きさに伴うせん断弾性係数の低減率の適正値は、今後さらに検討すべき課題である。

謝辞 本研究を実施する上で、阪神高速道路公団主催の「埋立地盤における橋梁基礎構造物の地震時挙

動に関する研究会」を通して、阪神道路高速公団の南荘淳設計課長、幸左賢二調査役、安田扶律専門役、藤井康男技術係長、丹波寛夫氏、(株)建設技術研究所の中平明憲室長、黒田兆次氏、ならびに基礎地盤コンサルタント(株)の久保田耕司課長から、計測データをはじめとした貴重な資料の提供、ならびに解析上の重要なコメントを賜った。

地盤の側方流動解析の方法に関して、佐藤工業(株)中央技術研究所の吉田望部長にご指導をいただいた。また、当社土木本部設計第 1 部木全宏之主査から、本研究に関して重要な指摘を賜った。記して深謝の意を表す次第である。

<参考文献>

- 1) たとえば、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：“阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害”，地盤工学会，土木学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会，1998。
- 2) 構造物の耐震安全性向上に関する技術検討会（座長：岡田恒男）：“構造物・施設等の耐震安全性向上に関する今後の取り組みについて”，1998。
- 3) 南荘淳，安田扶律，久保田耕司，久木英一：“兵庫県南部地震の前後における地中変位の調査”，土木学会第 52 回年次学術講演会梗概集，1997。
- 4) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：“埋立地盤の橋梁基礎構造物に関する震災調査研究”，1996。
- 5) 濱田政則，若松加寿江：“液状化による地盤の水平変位の研究”，土木学会論文集，No. 596，1998。
- 6) Hamada, M., and Wakamatsu, K.: "Liquefaction, ground deformation and their caused damage to structures", A Special Report on the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures -, Japan Society of Civil Engineers, 1996。
- 7) 吉田望：“液状化に伴う流動のメカニズム”，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。
- 8) 大槻明，渡辺浩平，竹脇尚信：“不整形地盤における二次元建屋地盤系液状化解析”，土木学会論文集，第 368 号，1989。
- 9) 福武毅芳，松岡元：“任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係”，土木学会論文集，第 463 号，1993。
- 10) 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, 1992。
- 11) 規矩大儀，吉田望：“側方流動の簡易解析法に関する 2，3 の考察”，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。