

# 液状化解析による長大橋ケーソン基礎の地震被害原因の推定と 対策工の有効性検証

神戸市 岡下勝彦\* 奥谷貞雄\* 小嶋省一\*  
清水建設(株) 藤田 親\*\* 木全宏之\*\* 塩谷俊之\*\*  
仲佐俊之\*\*\* 佐藤卓三\*\*\* 福武毅芳\*\*\*\*

1995年1月17日の兵庫県南部地震により、新港第四突堤とポートアイランドを結ぶ神戸大橋が被害を受け、根入れ式ケーソン基礎が地盤の液状化による側方流動に起因して、海側に数十cm滑動し傾斜した。2次元有限要素法による液状化解析(有効応力解析)ならびに残留変形解析を実施し、液状化時および液状化後のケーソン基礎の残留変形を把握した。解析結果は、ケーソン基礎の被害状況と定性的かつ定量的に一致し、地盤の液状化現象を精度良く模擬することができた。また、計画されている液状化対策工の有効性検証を目的として、同様の解析を行った結果、滑動量は60%、傾斜角は10%程度に低減され、地盤改良による液状化対策効果が確認された。

## 1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震により、神戸市新港第四突堤とポートアイランドを結ぶ神戸大橋が被害を受けた。上部工の被害は軽微であったものの、下部工に関しては、根入れ式ケーソン基礎が数十cm移動し、被害は甚大であった。これまで実施された種々の震害調査結果から、ケーソン基礎の数十cmの移動は、地盤の液状化による側方流動に起因して発生したものであると予想されている。このため、復旧工事の一環として、液状化対策を目的とした地盤改良工事が計画されている。

本報は、2次元有限要素法による解析的検討を実施し、神戸大橋ケーソン基礎の地震被害原因の推定と対策工の有効性検証を行った結果について示したものである。

## 2. 構造概要

図-1に神戸大橋の構造概要を示すが、中央径間217m、側径間51m、橋長319mの3径間連続ダブルデッキローゼアーチ橋である。

橋梁基礎は、P1~P4の4基の橋脚で構成され

キーワード：ケーソン基礎、液状化解析、残留変形解析

*	神戸市港湾局技術部	078-322-5691
**	清水建設(株)土木本部設計第一部	03-5441-0591
***	〃 神戸支店土木技術部	078-393-2133
****	〃 技術研究所(基礎研究室)	03-3508-8101

ており、P1およびP4橋脚が鋼管杭基礎であり、P2ならびにP3橋脚が護岸兼用のケーソン基礎となっている。ケーソン基礎の大きさは、いずれも幅15m、高さ33m、奥行き幅30mである。

沓構造は、P3橋脚が固定沓で、P1、P2およびP4橋脚が可動沓である。

## 3. 地震被害と対策工の概要

### (1) 地震被害

上部工については、伸縮量が3cm以下と報告されており、被害は比較的軽微であった。ただし、以下に述べるように、ケーソン基礎の滑動により、沓本体ならびに沓座面が被害を受けた。

一方、下部工に関しては、P2橋脚とP3橋脚のケーソン基礎が海側へ滑動し、基礎間の距離を測量した結果、震災前に比べて60~80cm程度短くなっていることがわかった。また、ケーソン基礎は海側へ傾斜し、頂部の傾斜角 $\theta$ の測量結果は、P2橋脚で $\theta=0.36^\circ\sim0.73^\circ$ 、P3橋脚で $\theta=0.78^\circ\sim0.93^\circ$ であった。このケーソン基礎の滑動、傾斜は、これまで実施された種々の震害調査結果から、地盤の液状化による側方流動現象に起因して発生したものであると予想されている。

### (2) 対策工

既述の地震被害に対し、液状化対策を目的として、ケーソン基礎の前面ならびに背面地盤につい

側面図

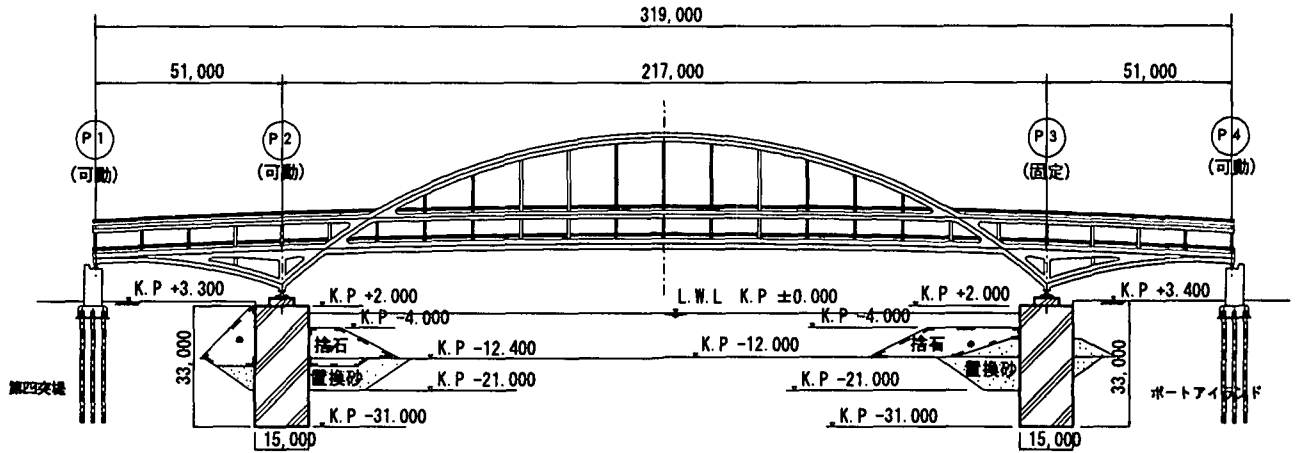


図-1 神戸大橋構造図

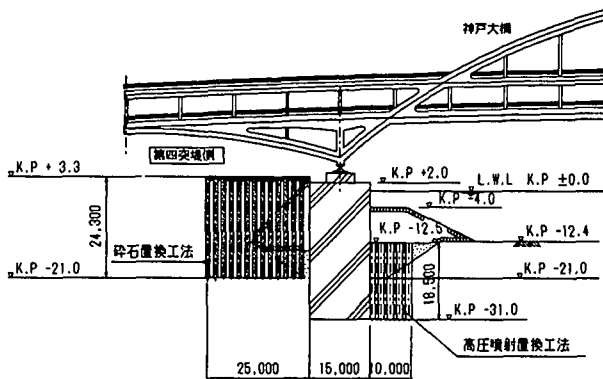


図-2 地盤改良計画図(第四突堤)

て、改良工事が計画されている<sup>1) 2)</sup>。

図-2に第四突堤側の地盤改良計画図を示すが、ケーソン基礎前面地盤については、周辺地盤が液状化しても基礎の安定性が確保できるように、高圧噴射置換工法による地盤改良が行われることとなっている。一方、背面地盤に関しては、液状化時の過剰間隙水圧の消散を促進するため、砕石置換工法による地盤改良が計画されている。ポートアイランド側も同様の地盤改良が行われることとなっている。

#### 4. 解析概要

##### (1) 解析フロー

図-3に示す解析フローに基づき、解析を実施する。まず、解析条件整理を行って、上部工の固有値解析を実施し、振動特性を把握する。そして、2次元有限要素法による液状化解析(有効応力解析)ならびに残留変形解析を実施し、ケーソン基礎の海側への滑動および傾斜に対して定性的かつ定量的検討を行い、地震被害原因の推定を行う。また、同様に

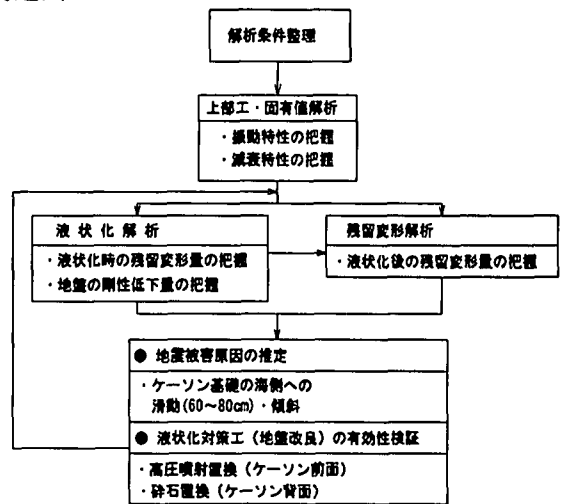


図-3 解析フロー

して、地盤改良後のモデルを対象として解析を行い、液状化対策工(地盤改良)の有効性検証を行うものである。

ところで、液状化による残留変形問題の評価手法に関しては、未だ研究途上にあり、確立されていないのが現状である。液状化による残留変形は液状化時の残留変形と液状化後の残留変形の和として与えられると考えられるが、本報では、液状化時の残留変形を液状化解析(有効応力解析)から把握し、液状化後の残留変形を残留変形解析から評価することとした。

##### (2) 液状化解析

液状化解析は、固体相と液体相の二相系を連成させ、2次元有限要素法による有効応力解析<sup>3) 4)</sup>として実施することとした。固体相に係わる応力~ひずみ関係には修正 Ramberg-Osgood モデル<sup>5)</sup>を用いることとし、液体相に係わるひずみ~ダイレイタン

シー関係にはおわんモデル<sup>6) 7)</sup>を用いることとした。なお、地盤の透水性は考慮しないこととした。

### (3) 残留変形解析

安田らによって提案された解析手法<sup>8) 9)</sup>を用い、残留変形解析を実施することとした。本解析手法は、静的な2次元線形の有限要素法解析により、液状化前と液状化後の地盤物性を用い、それぞれの自重解析より得られる変形量の差が近似的に液状化地盤の残留変形量であるとする手法である。

## 5. 液状化解析・残留変形解析 (地盤改良前)

ケーソン基礎の地震被害原因推定のため、液状化解析ならびに残留変形解析を実施した。

### (1) 液状化解析

#### a) 解析モデル

図-4に解析モデルを示すが、神戸大橋の橋軸方向を対象とし、地盤、ケーソンおよび橋脚を平面ひずみソリッド要素、上部工および鋼管杭を梁要素としてモデル化した。

上部工に関しては、ダブルデッキをシングルデッキとしてモデル化し、P1およびP4橋脚の鋼管杭については、便宜上3列を1列の杭としてモデル化し、簡略化を図った。

土層分割は、第四突堤ならびにポートアイランドで実施したPS検層結果に基づいて行い、せん断弾性波速度 $V_s = 300\text{m/s}$ 以上の土層が現れる境界面を工学的基盤面として、第四突堤側でKP-72.0m、ポートアイランド側でKP-73.5mの基盤面以浅をモデル化の対象とした。

境界条件に関しては、下方は固定境界とし、側方

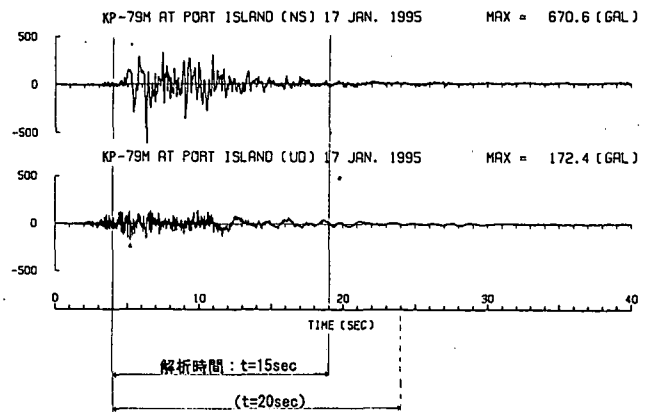
は繰返し境界とした。可動支承については、上部工とケーソン基礎が鉛直方向には同一の運動をするすなわち連続とし、水平方向は、沓のすべり摩擦(摩擦係数0.05)は小さいとして、両者の連成運動が生じない不連続の境界条件を設定した。ケーソン基礎の前背面については、鉛直方向は地盤との間で不連続、水平方向は連続とし、液状化といった地盤の大変形時の地震時挙動を精緻に模擬できるよう配慮した。

#### b) 入力地震波

入力地震波には、1995年1月17日の兵庫県南部地震時においてポートアイランド地中部KP-79.0mで観測された加速度記録を用いることとし、解析断面方向(橋軸方向)にほぼ対応するNS成分とUD成分を同時入力した(図-5参照)。

#### c) 地盤の解析定数

地盤の解析定数の一覧を表-1、表-2に示す。初期剛性等については、図-6、図-7に示す第四突堤ならびにポートアイランドで実施した土質調査試験結果に基づいて設定した。修正Ramberg-Osgoodモデルのパラメータに関しては、建設省土木研究所



注) ( ) 内は、地盤改良後の液状化解析の解析時間。

図-5 入力地震動

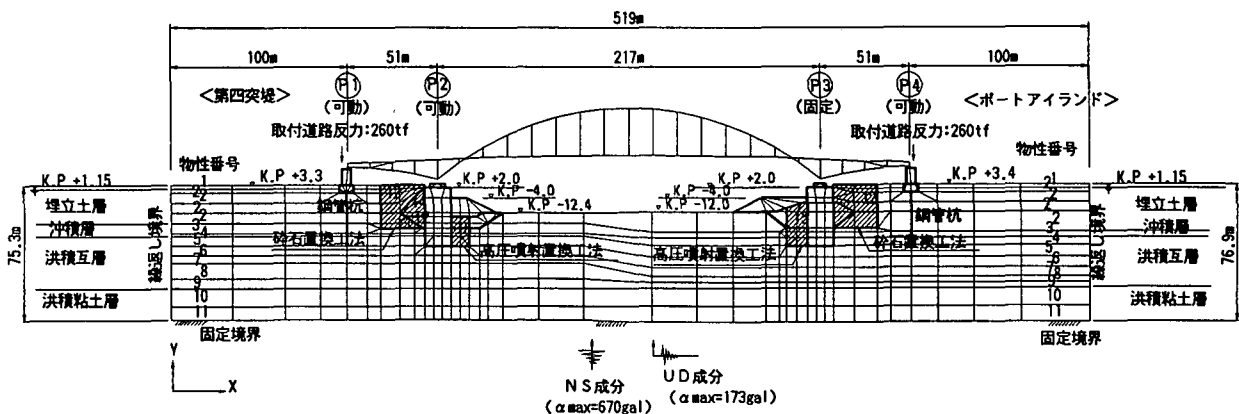
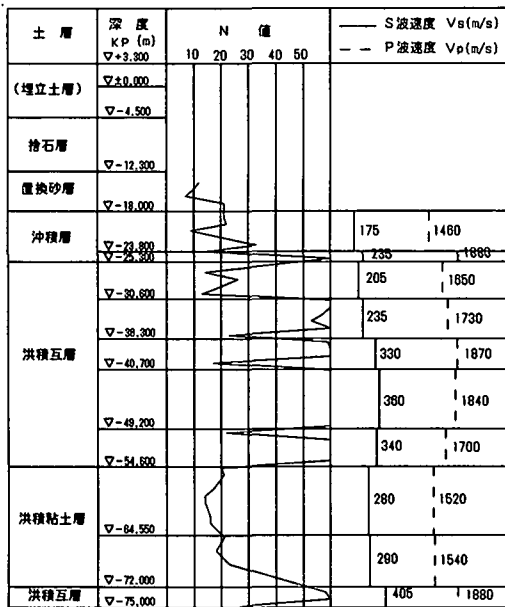
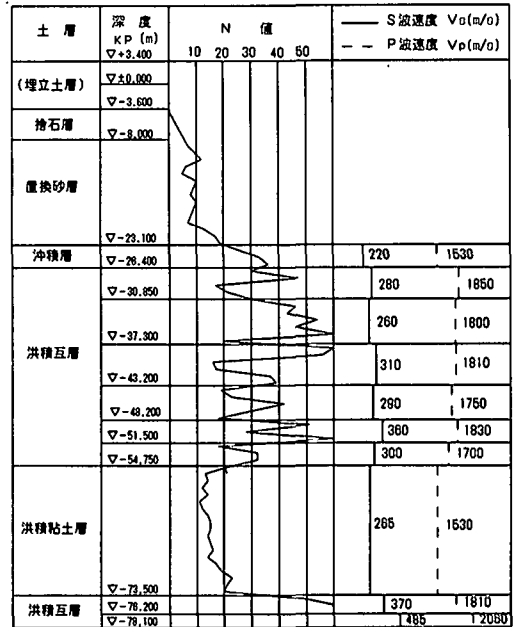


図-4 解析モデル



注) ケーソン基礎前面位置での土質調査試験結果である。

図-6 土質調査試験結果 (第四突堤)



注) ケーソン基礎前面位置での土質調査試験結果である。

図-7 土質調査試験結果 (ポートアイランド)

表-1 地盤の解析定数一覧 (第四突堤)

土層	層厚 H (m)	物性番号	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	初期剛性		ポアソン比	応力-ひずみ特性 (修正R-0モデル)		ひずみ・ゲイレンソン特性 (おわんモデル)					
				ヤング係数 $E_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $G_0$ (tf/m <sup>2</sup> )		基準ひずみ $\gamma_r$	最大減衰定数 $h_{max}$	A	B	C	D	膨潤指数・初期間隙比 $C_s/(1+e_0)$	液状化抵抗下限値 $X_I$
埋立土層 (まさ土層)	2.15	1	1.80	22000	7400	0.33	3.98E-04	0.22	-2.0	1.6	6.0	40.0	0.006	0.18
沖積層 (砂層)	5.80	3	1.96	18000	6100	0.33	4.26E-04	0.32	-2.0	1.6	10.0	40.0	0.006	0.16
洪積互層 (砂層)	1.50	4	1.89	32000	11000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.7	1.6	18.0	47.0	0.006	0.19
	5.30	5	1.87	24000	8000	0.33	4.26E-04	0.32	-1.0	1.6	10.0	40.0	0.008	0.38
	5.70	6	1.92	32000	11000	0.33	4.26E-04	0.32	-3.0	1.6	23.0	57.0	0.006	0.25
	4.40	7	1.99	66000	22000	0.33	4.26E-04	0.32	-3.0	1.6	23.0	57.0	0.006	0.20
沖積粘土層	8.50	8	1.98	78000	26000	0.33	4.26E-04	0.32	-3.0	1.6	23.0	57.0	0.006	0.19
	5.40	9	1.90	66000	22000	0.33	4.26E-04	0.32	-3.0	1.6	23.0	57.0	0.006	0.23
捨石層・裏込石	9.95	10	1.72	41000	14000	0.33	1.09E-03	0.26	-	-	-	-	-	-
	7.45	11	1.77	45000	15000	0.33	1.09E-03	0.26	-	-	-	-	-	-
置換砂層	-	-	1.80	32000	10600	0.33	4.26E-04	0.32	-1.7	1.6	20.0	40.0	0.005	0.35
置換砂層	-	-	1.80	22000	7400	0.33	4.26E-04	0.32	-2.0	1.6	10.0	40.0	0.006	0.22

注) 応力-ひずみ特性 (修正R-0モデル) の定数は、有効応力  $\sigma' = 1 \text{ kgf/cm}^2$  での値を示す。

表-2 地盤の解析定数一覧 (ポートアイランド)

土層	層厚 H (m)	物性番号	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	初期剛性		ポアソン比	応力-ひずみ特性 (修正R-0モデル)		ひずみ・ゲイレンソン特性 (おわんモデル)					
				ヤング係数 $E_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $G_0$ (tf/m <sup>2</sup> )		基準ひずみ $\gamma_r$	最大減衰定数 $h_{max}$	A	B	C	D	膨潤指数・初期間隙比 $C_s/(1+e_0)$	液状化抵抗下限値 $X_I$
埋立土層 (まさ土層)	2.25	1	1.80	22000	7400	0.33	3.98E-04	0.22	-2.0	1.6	6.0	40.0	0.006	0.18
沖積層 (砂層)	21.95	2	1.80	22000	7400	0.33	3.98E-04	0.22	-2.0	1.6	6.0	40.0	0.006	0.18
洪積互層 (砂層)	3.30	3	1.82	27000	9000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.3	1.6	17.0	43.0	0.006	0.19
	4.45	4	1.82	43000	15000	0.33	4.26E-04	0.32	-1.0	1.6	13.0	45.0	0.008	0.36
	6.45	5	1.90	39000	13000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.7	1.6	22.0	53.0	0.006	0.20
	5.90	6	1.86	54000	18000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.3	1.6	17.0	43.0	0.006	0.18
	5.00	7	1.85	47000	16000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.3	1.6	13.0	45.0	0.006	0.18
	3.30	8	1.90	74000	25000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.7	1.6	20.0	50.0	0.006	0.19
沖積粘土層	3.25	9	1.79	49000	16000	0.33	4.26E-04	0.32	-2.3	1.6	13.0	45.0	0.006	0.22
捨石層・裏込石	18.75	10	1.62	34000	12000	0.33	1.09E-03	0.26	-	-	-	-	-	-
置換砂層	-	-	1.80	32000	10600	0.33	4.26E-04	0.32	-1.7	1.6	20.0	40.0	0.005	0.35
置換砂層	-	-	1.80	22000	7400	0.33	4.26E-04	0.32	-2.0	1.6	10.0	40.0	0.006	0.22

注) 応力-ひずみ特性 (修正R-0モデル) の定数は、有効応力  $\sigma' = 1 \text{ kgf/cm}^2$  での値を示す。

の提案する剛性低下曲線ならびに減衰増加曲線<sup>10)</sup>を適用して設定した。ただし、埋立土 (まさ土) に関しては、赤司らの動的土質試験結果<sup>11)</sup>から設定することとした。その他の定数に関しては、既存の資料ならびに研究成果を参考にして推定した<sup>12)</sup>

13)。

d) 構造物の解析定数

構造物は、線形弾性体として扱うこととした。解析定数設定に当たっては、適宜原設計計算書<sup>14)15)</sup>を参照した。

## (2) 残留変形解析

「(1) 液状化解析」と同様の解析条件にて、残留変形解析を実施した。

液状化前の現地盤を対象とした自重解析は、図-4に示した解析モデルについて実施した。ただし、自重解析を行うことから、側方境界は、水平方向固定、鉛直方向自由の鉛直ローラー境界とした。解析定数に関しては、表-1、表-2に示した初期剛性、単位体積重量を用いて解析を実施した。ポアソン比に関しては、地下水の影響を考慮し、0.49と仮定した。

液状化後の剛性低下した地盤を対象とした自重解析においても、液状化前と同様の解析モデル、定数を用いて実施した。ただし、地盤の剛性に関しては、液状化解析結果によって得られる過剰間隙水圧分布より、剛性低下を表-3のように評価し、解析を実施した。

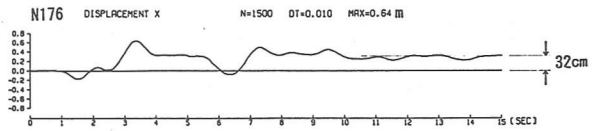
## (3) 解析結果

液状化解析結果として、図-8にP2およびP3橋脚ケーソン基礎頂部の水平変位波形を示す。これより、解析終了時刻である15秒付近でほぼ定常状態となっており、液状化時の変位の残留が認められ

る。両ケーソン基礎頂部の15秒後の水平残留変形量は、いずれも32cmとなっている。

また、液状化判定の一つの指標である過剰間隙水圧比について、図-9に15秒後の変形図と過剰間隙水圧比の分布をコンター表示した。同図を概観すると、埋立土層ならびに沖積層の過剰間隙水圧比は1.0近くに達しており、液状化している状況が窺える。ところで、P3橋脚ケーソン基礎の前背面地盤の過剰間隙水圧比が1.0近くで液状化しているのに対し、P2橋脚ケーソン基礎の近傍地盤では過剰間隙水圧比の値は小さく、液状化傾向が認められない。この現象は、杓構造の違いによる上部工の慣性力の影響度の差異が現れたものではないかと推察される。また、この現象は、P3橋脚ケーソン基礎前背面の地盤が概ね置換砂であるのに対し、P2橋脚ケーソン基礎前背面には、より強度の高い捨石および裏込石が存在しているためではないかと考えられ

<P2橋脚ケーソン基礎頂部(第四突堤)>



<P3橋脚ケーソン基礎頂部(ポートアイランド)>

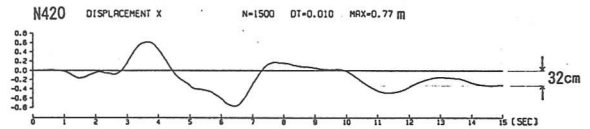


図-8 液状化解析結果(地盤改良前): ケーソン基礎頂部の水平変位波形

表-3 液状化地盤の剛性低下

過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_c$	初期剛性に対する低下率
$u/\sigma'_c > 0.5$	1/100
$0.0 < u/\sigma'_c \leq 0.5$	1/10
$u/\sigma'_c \leq 0.0$	1/1

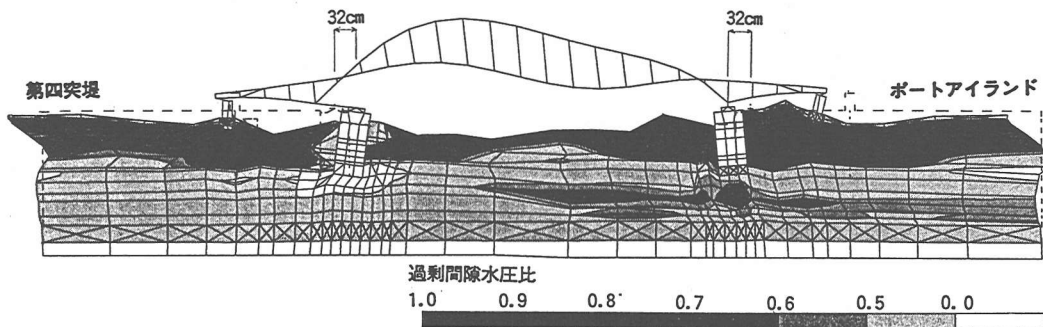


図-9 液状化解析結果(地盤改良前): 残留変形図と過剰間隙水圧比分布

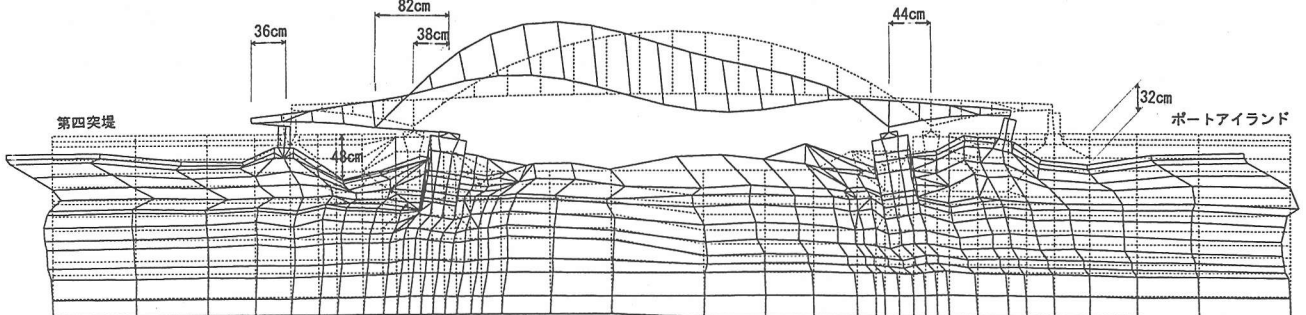


図-10 最終残留変形図(地盤改良前)

る。

残留変形解析結果は、橋脚基礎頂部の水平残留変形量が、P 2 橋脚ケーソン基礎で 6 cm、P 3 橋脚ケーソン基礎で 12cm であり、液状化解析で得られた残留変形量の 20~40% 程度の値となっている。

最終残留変形は、液状化解析ならびに残留変形解析から、液状化時の残留変形と液状化後の残留変形の和として与えられる。図-10 に最終残留変形図を示すが、P 2 および P 3 橋脚ケーソン基礎の両基礎とも海側に傾斜した滑動状態にあり、震災後の被害状況と一致している。表-4 に、ケーソン基礎頂部の水平残留変形量と傾斜角をまとめたが、P 2 ならびに P 3 橋脚ケーソン基礎の水平残留変形量の和は 82cm となり、震災後の測量値 60~80cm とかなり精度良く一致していることがわかる。一方、傾斜角に関しては、十分な対応状況にはないが、オーダー的には一致している。

## 6. 液状化解析・残留変形解析（地盤改良後）

液状化対策工（地盤改良）の有効性検証のため、「5. 液状化解析・残留変形解析（地盤改良前）」と同様の解析を実施した。

### (1) 液状化解析

#### a) 解析モデル・入力地震波

解析モデルは、図-4 と同一モデルとする。入力地震波には、図-5 に示した加速度記録を用いる。

#### b) 解析定数

地盤の解析定数は、改良地盤を除き、表-1、表-2 に示した定数と同一の定数を用いる。改良地盤の解析定数については、以下のようにして設定した。改良地盤の解析定数の一覧を表-5 に示す。

#### ① 高圧噴射置換工法による改良地盤

ケーソン前面の高圧噴射置換工法による改良地盤のヤング係数  $E$  は、地盤改良の検討書<sup>1) 2)</sup> を参照し、 $E = 30000 \text{tf/m}^2$  と設定した。応力・ひずみ関係について、改良地盤は非線形性を呈しないものとし、線形弾性体と仮定して解析を実施することとし

た。

#### ② 碎石置換工法による改良地盤

地盤改良の検討書<sup>1) 2)</sup> より、ケーソン背面地盤部では、径  $d_s = 1.0\text{m}$ 、ピッチ  $d = 1.9\text{m}$  の正方形配置によるグラベルドレーン打設が計画されている。地盤改良に関する基準<sup>16) 17)</sup> を参照し、(1) 式~(3) 式に示す置換率、応力分担比ならびに応力低減係数から、改良地盤のみかけの初期ヤング係数、初期せん断弾性係数を (4) 式、(5) 式より算定した。

$$a_s = 0.785(d_s / d) \quad (1)$$

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (2)$$

$$\mu = 1 / \{1 + a_s \cdot (n - 1)\} \quad (3)$$

$a_s$  : 置換率 (= 0.218)

$n$  : 応力分担比 (= 3)

$\mu_c$  : 応力低減係数 (= 0.696)

$d_s$  : グラベルドレーンの径 (= 1.0m)

$d$  : グラベルドレーンのピッチ (= 1.9m)

$\sigma_s$  : グラベルドレーンに生じる応力度

$\sigma_c$  : 原地盤に生じる応力度

$$E_0 = E_c(1 - a_s)\mu_c + E_s a_s n \mu_c \quad (4)$$

$$G_0 = G_c(1 - a_s)\mu_c + G_s a_s n \mu_c \quad (5)$$

$E_0$  : 改良地盤のみかけの初期ヤング係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

$G_0$  : 改良地盤のみかけの初期せん断弾性係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

$E_c$  : 原地盤の初期ヤング係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

$E_s$  : グラベルドレーンの初期ヤング係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

$G_c$  : 原地盤の初期せん断弾性係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

$G_s$  : グラベルドレーンの初期せん断弾性係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

なお、グラベルドレーンの初期ヤング係数  $E_s$  ならびに初期せん断弾性係数  $G_s$  については、捨石および裏込石の係数と同じ値として、 $E_s = 32000 \text{tf/m}^2$ 、 $G_s = 10600 \text{tf/m}^2$  を用いた。

応力・ひずみ関係について、修正 Ramberg-Osgood モデルのパラメータは、建設省土木研究所の提案する砂の剛性低下曲線ならびに減衰増加曲線<sup>10)</sup> を適用して設定した。

### (2) 残留変形解析

「5. 液状化解析・残留変形解析（地盤改良前）」と同様の解析手法にて、残留変形解析を実施する。

表-4 ケーソン基礎頂部の水平残留変形量と傾斜角（地盤改良前）

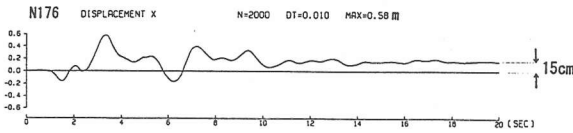
水平残留変形量				傾斜角					
	P 2ケーソン (第四変塊)	P 3ケーソン (* -17イソド)	P2ケーソン+ P3ケーソン	測定値		P 2ケーソン (第四変塊)	測定値	P 3ケーソン (* -17イソド)	測定値
液状化解析 $\delta$ (cm)	32	32	64	60~80	液状化解析 $\theta$ (°)	0.21	0.36~0.73 (平均 0.55)	0.13	0.78~0.93 (平均 0.87)
残留変形解析 $\Delta \delta$ (cm)	6	12	18		残留変形解析 $\Delta \theta$ (°)	0.03		0.12	
$\delta + \Delta \delta$ (cm)	38	44	82		$\theta + \Delta \theta$ (°)	0.25		0.26	

表-5 改良地盤の解析定数一覧

土層	層厚 H (m)	物性番号	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	初期剛性		ポアソン比	応力-ひずみ特性 (修正R-0モデル)		ひずみ-ゲイテンソン特性(おわんモデル)					
				ヤング係数 E0 (tf/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G0 (tf/m <sup>2</sup> )		基準ひずみ $\gamma_f$	最大減衰定数 h <sub>max</sub>	A	B	C	D	膨潤指数・ 初期間隙比 Cs/(1+e0)	液状化 抵抗下限値 X1
砕石置換工法(埋立土層・置換砂層)	24.30	12	1.80	26500	8800	0.33	4.26E-04	0.32	-1.2	2	15.0	30.0	0.005	0.25
砕石置換工法(沖積層)	3.00	13	1.80	24300	8100	0.33	4.26E-04	0.32	-1.2	2	15.0	30.0	0.005	0.25
砕石置換工法(裏込石)	-	14	1.80	32000	10600	0.33	4.26E-04	0.32	-1.7	2	20.0	40.0	0.005	0.35
高圧噴射置換工法	-	15	1.80	30000	10000	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-

注) 応力-ひずみ特性(修正R-0モデル)の定数は、有効応力 $\sigma' = 1\text{kgf/cm}^2$ での値を示す。

<P2橋脚ケーソン基礎頂部(第四突堤)>



<P3橋脚ケーソン基礎頂部(ポートアイランド)>

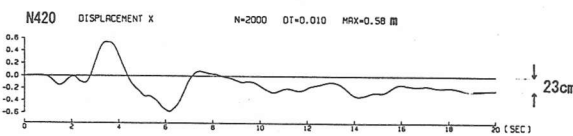


図-11 液状化解析結果(地盤改良後):  
ケーソン基礎頂部の水平変位波形

表-6 地盤改良前後のケーソン基礎頂部の  
水平残留変形量の和と平均傾斜角の対比

水平残留変形量の和 (P2ケーソン+P3ケーソン)		
	地盤改良前	地盤改良後
液状化解析 $\Sigma \delta$ (cm)	64	38
残留変形解析 $\Sigma \Delta \delta$ (cm)	18	14
$\Sigma (\delta + \Delta \delta)$ (cm)	82	51

平均傾斜角 (P2ケーソンとP3ケーソンの平均)		
	地盤改良前	地盤改良後
液状化解析 $\theta$ (°)	0.17	0.01
残留変形解析 $\Delta \theta$ (°)	0.08	0.03
$\theta + \Delta \theta$ (°)	0.26	0.03

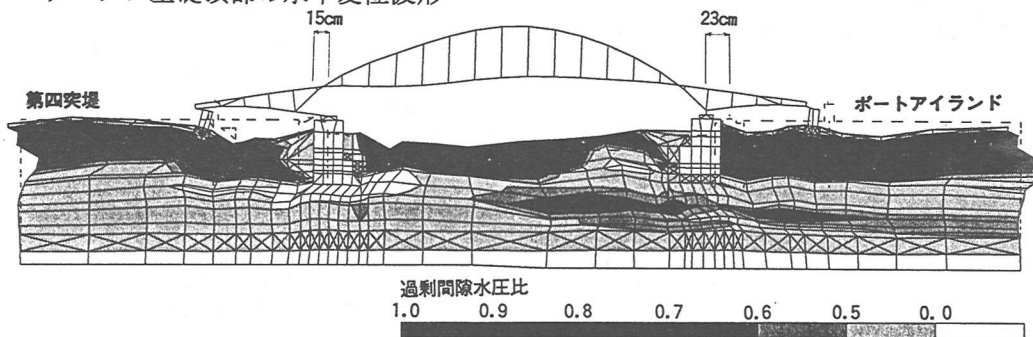


図-12 液状化解析結果(地盤改良後): 残留変形図と過剰間隙水圧比分布

### (3) 解析結果

液状化解析結果として、図-11にP2およびP3橋脚ケーソン基礎頂部の水平変位波形を示す。これより、解析終了時刻である20秒付近ではほぼ定常状態となっており、液状化時の変位の残留が認められる。20秒後の時間断面において、図-12に変形図とともに過剰間隙水圧比の分布をコンター表示した。同図と地盤改良前の結果である図-9とを比較すると、過剰間隙水圧比について観れば、P3橋脚ケーソン基礎の前面地盤の過剰間隙水圧は上昇せず、背面地盤についても水圧比が0.6~0.8に抑制され、地盤改良による液状化対策効果が確認される。

表-6には、地盤改良前後について、両橋脚ケーソン基礎頂部の水平残留変形量の和と平均傾斜角の対比結果を示す。これより、液状化解析結果と残留変形解析結果の和すなわち最終状態において、地盤改良後は水平残留変形量の和が51cm、平均傾斜角

は0.03°となり、地盤改良前に比してそれぞれ60%および10%程度に低減され、地盤改良による液状化対策効果が確認される。

## 7. まとめ

2次元有限要素法による液状化解析(有効応力解析)ならびに残留変形解析を実施し、1995年1月17日の兵庫県南部地震による神戸大橋ケーソン基礎の被害原因の推定と液状化対策工(地盤改良)の有効性検証を行った。検討結果をまとめると、以下のようになる。

### (1) 被害原因の推定

① 液状化解析と残留変形解析によって得られたケーソン基礎の最終残留変形状態は、第四突堤部ならびにポートアイランド部の基礎とも海側に傾斜した滑動状態にあり、地震被害調査結果と定性的に一致



した。

② 解析より得られた両ケーソン基礎の水平残留変形量の和すなわち滑動量の和は82cm(液状化解析64cm、残留変形解析18cm)であり、震災後の測量結果である60cm~80cmと定量的に一致した。一方、基礎の傾斜角に関しても、測量値が第四突堤部の基礎で $0.36^{\circ}$ ~ $0.73^{\circ}$ 、ポートアイランド部の基礎で $0.78^{\circ}$ ~ $0.93^{\circ}$ に対し、解析結果はそれぞれ $0.25^{\circ}$ 、 $0.26^{\circ}$ であり、解析値は測量値とオーダー的に一致した。

③ 液状化による残留変形問題の評価手法については、未だ研究途上にあり、確立されていないのが現状である。本検討では、一つの試みとして、液状化による残留変形を液状化時と液状化後の残留変形の和と考え、それぞれ有効応力法による液状化解析と安田らの提案に基づく残留変形解析から評価した。その結果、地盤の液状化が原因であるとされているケーソン基礎の地震被害状況をある程度精度良く模擬できた。

## (2) 液状化対策工(地盤改良)の有効性検証

① 地盤改良後のモデルについて実施した解析結果から、改良前の解析結果に比して、両ケーソン基礎の滑動量の和は、82cmが51cmに低減され、また、傾斜角については、平均で $0.26^{\circ}$ が $0.03^{\circ}$ となって傾斜はほとんど生じず、地盤改良による液状化対策効果が確認された。

② ケーソン基礎の一部周辺地盤部について、過剰間隙水圧の上昇が抑制され、地盤改良による液状化対策効果が確認された。

## 参考文献

- 1) 神戸市港湾局：港幹P7(神戸大橋第四突堤側主橋脚)基礎・地盤改良設計計算書、平成7年5月。
- 2) 神戸市港湾局：神戸大橋(P6)地盤改良工・設計計算書、1995年5月。
- 3) 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、土木学会論文報告集、No.368/I-5、1986年。
- 4) Fukutake, K., A. Ohtsuki, M. Sato, and Y. Shamoto: Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison with results from shaking table test, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 1990.
- 5) 龍岡、福島：砂のランダム繰返し入力に対する応力~歪関係のモデル化について、生産研究、1978年9月。
- 6) 福武、松岡：任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的理解、土木学会論文集、No.412/III-12、1989年12月。
- 7) 福武、大槻：三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測、地盤の液状化対策に関するシンポジウム、土質工学会、1991年。
- 8) 安田、規矩、丸井：液状化による永久変位の対策に関する簡易解析、第24回土質工学研究発表会、1989年6月。
- 9) Yasuda, S., H. Nagase, H. Kiku and Y. Uchida: The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, 土質工学会論文報告集、Vol.32、No.1、1992年。
- 10) Iwasaki, T., F. Tatsoka and Y. Takagi: Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, 1978.
- 11) 赤司、山本、溝上：乱さないローム、しらす、まさ土の動的変形特性、第21回土質工学研究発表会、昭和61年6月。
- 12) 神戸市開発局・シマダ技術コンサルタント：ポートアイランド土質調査及び地震計設置業務報告書、1991年。
- 13) 永瀬、宍道、辻野：過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度、第30回土質工学研究発表会、平成7年6月。
- 14) 神戸市港湾局：新埠頭連絡橋梁設計概要書、昭和42年11月。
- 15) 神戸市港湾局：新埠頭連絡橋梁下部構造設計計算書、昭和42年11月。
- 16) 社)日本道路公団：設計要領、第一集、土工・舗装・排水・造園、昭和58年4月。
- 17) 社)日本道路協会：道路土工・軟弱地盤対策工指針、昭和61年11月。

## NUMERICAL STUDY ON SEISMIC DAMAGE OF CAISSON FOUNDATIONS DUE TO GROUND LIQUEFACTION AND EXAMINATION OF COUNTERMEASURES

Katsuhiko OKASHITA, Sadao OKUTANI, Shoichi OJIMA  
Chikashi FUJITA, Hiroyuki KIMATA, Toshiyuki ENYA  
Toshiyuki NAKASA, Takuzo SATO, Kiyoshi FUKUTAKE

During the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, caisson foundations of the Kobe Bridge were damaged due to the liquefaction of surrounding ground. Slipping of 60 to 80 cm inclined toward the sea side was observed. First, analyses of liquefaction in terms of 2DFEM were carried out to estimate the residual displacements of the caisson foundations. Numerical results simulated the state of damaged caisson foundations in good agreement. Then, the effect of soil improvement was also examined in terms of numerical analyses. The results indicated that movement and inclination of the caisson foundations were considerably reduced. Reduction of 60% in movement and 10% in inclination were confirmed compared to unimproved soil.