

## 道路橋橋脚基礎杭の地震被災解析とその対策法に関する研究

淵本 正樹 田蔵 隆 大槻 明  
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所)

### Analysis of the Damage to the Pile Foundation of a Highway Bridge Due to the 1995 Great Hanshin Earthquake and Study of Effective Countermeasures

by Masaki Fuchimoto, Takashi Tazoh and Akira Ohtsuki

#### Abstract

Serious damage to pile foundations was caused by the 1995 Great Hanshin Earthquake. The extent of the damage was made infinitely worse by soil liquefaction and the lateral spreading it induced. This paper presents the condition of the damage to the pile foundation of a bridge on the Hanshin Expressway Route No. 5, and examines the cause of the damage by means of the three dimensional finite element method taking into account soil liquefaction and the lateral spreading of the liquefied soil. The maximum bending moments at some points, the pile-head and -inground obtained by soil liquefaction analysis, exceeded the yield moment of the pile, and the positions of the observed cracks on the piles corresponded to these points. The damage to the pile was mainly caused by the inertial force of the superstructure and the ground motion during the earthquake. It was expanded by the lateral spreading of the liquefied soil which occurred in succession after the main shock causing large residual deformation to the piles. Countermeasures involving the adoption of sand-compaction-piles or steel-pipe-sheet-piles were investigated in order to assess analytically the level to which the damage could be mitigated. It was found that the steel-pipe-sheet-piles constructed between the foundation of the pier and the quay wall can withstand strong motion, liquefaction and the lateral spreading it induces.

#### 概要

1995年1月17日の阪神大地震によって杭基礎にも被害が発生した。予想以上に甚大な被害を生じさせた原因の一つに、地盤の液状化とそれに伴う側方流動の発生が挙げられる。本論文は、阪神大地震によって被災した阪神高速道路5号湾岸線の道路橋橋脚の基礎杭ならびに周辺地盤の状況について述べ、その被災原因の究明を目的に、3次元有限要素法モデルによる液状化解析ならびに側方流動解析を実施したものである。橋脚基礎杭の被災は、主に地震の振動時に発生し、さらに地盤の流動化に起因する大きな変位が杭に強制的に作用してその損傷を進展させ、結果的に大きな残留変形が杭に生じたものと推察される。このような被災を軽減するための対策法として、サンドコンパクションパイルによる地盤改良と鋼管矢板を用いる4つの方法に関して、解析的にその有用性の検討を行った。その結果、鋼管矢板を橋脚基礎と護岸の間に設置することで、被災をかなり軽減できることが分かった。

#### § 1. まえがき

1995年1月17日の阪神大地震による予想以上の被害は、各種構造物の耐震設計法の見直しを余儀なくさせた。土木学会に「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、土木構造物の今後の耐震基準のあるべき姿について、2次にわたる提言<sup>1)</sup>がなされた。1996年12月に建設省から通達された「道路橋示方書」<sup>2)</sup>は、土木学会の提言を受けて大幅に改訂され、耐震設計法にかなりの高度化が図られた。

改訂された「道路橋示方書」では、液状化に伴う地盤の側方流動に対する基礎の耐震設計の規定が新たに設けられた。液状化層の流動によって、その上層の非液状化層から受働土圧相当の力が橋脚に作用するものとして流動力を算定し、その外力の下に杭基礎の耐震設計を行うことが規定された。

本論文は、液状化に伴う地盤の側方流動によって被災したとされている阪神高速道路5号湾岸線の南芦屋浜に建設された道路橋橋脚の基礎杭を中心に、基礎ならびに護岸を含む周辺地盤の被災状況につい

て述べ、さらに被災原因の解明とその対策法に関する検討を目的に、3次元有限要素法モデルによる液状化解析ならびに側方流動解析を実施したものである。

橋脚基礎は、果たして流動化した地層の移動圧力によって破損したのか。主要動時の上部構造物の慣性力、あるいは非線形地盤振動によって被災した可能性はないのか。

わが国では、南芦屋浜のように、埋立て年代の若い軟弱な地盤に重要構造物が多く建設されており、同様の被害を防止するための方策を早急に確立する必要性に迫られている。被災の真相を究明するための様々な検討が、同じような条件下にある構造物の耐震対策を検討する上できわめて重要である。

## § 2. 橋脚の基礎杭の被害

### 2.1 被災した橋梁の概要

被災した道路橋は、西宮浜と南芦屋浜の間を流れる河川を跨ぐ橋長310mの3径間鋼床板ゲルバー箱桁橋である。図-1にその位置を示す。本橋梁の竣工は平成5年度(1993年)で、1995年の阪神大震災の2年前である。

上部工および橋脚は平成2年度の「道路橋示方書」によって、また基礎工は昭和55年度の「道路橋示方書」によって設計されたものである。設計水平震度は、上部工および橋脚は0.3、基礎工は0.24である。表-1は、橋梁の設計ならびに構造条件について示したものである。

橋脚は鋼製のラーメン橋脚であり、その基礎杭は場所打ちコンクリート杭で、杭径1.5m、杭長34m、杭本数は56本(4列×14列)である。

地盤は地表から順に、砂礫を主体とした埋立土層(地表から14m)、沖積の粘性土(層厚6m)と砂質土(層厚8m)の互層となっており、基礎はその下の洪積砂質土層を支持層としている。

### 2.2 橋脚および周辺地盤の被害<sup>3)4)</sup>

図-2は橋脚および護岸の地震前後の測量結果から算出した残留変形を示したものである。橋脚は河川側に約1m移動し、護岸には3m程度の水平移動と1m以上の沈下が発生している。

周辺の地盤では液状化に伴う噴砂跡が見られ、護岸は河川側に大きく移動すると同時に沈下が発生し、地表面に多くのひび割れが見られた。橋脚の前面地盤の被害状況を写真-1に示す。

支承部の被害は、端支点である西宮浜側と南芦屋浜側の橋脚に集中しており、両端支点(ピボットロー

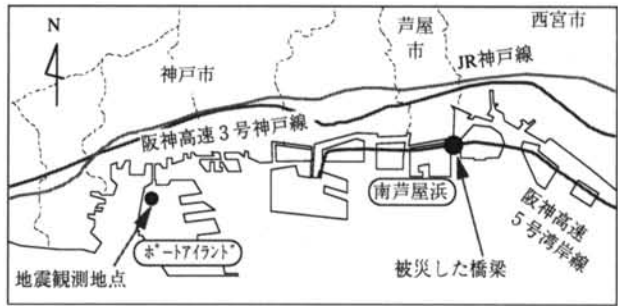


図-1 被災した橋梁の位置

竣工年度	平成5年度(1993年度)
概要 示方書	上部工、橋脚：平成2年度道路橋示方書 基礎工：昭和55年度道路橋示方書
設計震度	上部工、橋脚：水平震度 $k_h=0.30$ 基礎工：水平震度 $k_h=0.24$
上部構造	3径間鋼床板ゲルバー箱桁橋 桁長310m、支間長87.5m+135m+87.5m
橋脚構造	鋼製ラーメン橋脚 橋脚高さ9.5m、柱断面3.0×4.0m
基礎杭	場所打ちコンクリート杭、56本 杭径1.5m、杭長34m
設計材料 条件	鋼材：SM570、SM490Y、SS400、S10T コンクリート強度： フーチング $\sigma_{ck}=23.5 \text{ MN/m}^2$ 場所打ち杭 $\sigma_{ck}=29.4 \text{ MN/m}^2$

表-1 被災した橋梁の設計・構造条件

ラー支承)とも上下沓が分離して逸脱していた。ゲルバーヒンジ部は破壊しなかったものの、桁間連結装置が変形していた。

### 2.3 基礎杭の被害<sup>5)</sup>

基礎杭に対しては、(1)杭頭部の直接目視調査、(2)弾性波による非破壊調査、(3)ボアホールカメラを用いた間接目視調査の3種類の方法による被災調査が行われた。それぞれの調査結果の概要を以下に示す。

#### (1) 杭頭部の直接目視調査結果

フーチングの下面まで地盤を掘削し、損傷度を目視によって直接観察する調査法である。調査報告によると、橋脚が河川側に約1m移動したにも拘らず、コンクリートの剥離や鉄筋の露出といった被害は認められていない。その理由の一つとして、クラックが杭の全長にわたり分散して発生したことが挙げられている。

#### (2) 弾性波による非破壊調査結果

フーチング天端に加速度計を設置し、その近傍をプラスチックハンマーで打撃する。弾性波が杭体を伝播し、杭の断面変化あるいは断面が欠損している箇所が発生する反射波を検出することによって、杭の損傷度を調査する方法であり、通常IT調査(Integrity Test)と称されている。56本中38本に対して調査した結果、多い杭では15本程度のクラックが報

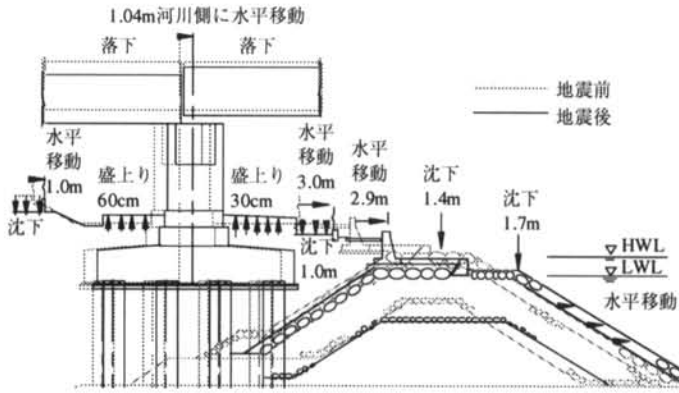


図-2 橋脚の残留変形<sup>5)</sup>  
(橋脚の南側から見た図)



写真-1 橋脚の前面地盤の崩壊<sup>5)</sup>  
(橋脚の北側より撮影)

告されている。

### (3) ボアホールカメラによる間接目視調査結果

杭体にボーリング孔を掘り、テレビカメラを挿入して孔壁を観察する方法である。図-3に調査結果の概要を示す。杭の中心から掘進したボーリング孔はGL-21mで杭の主筋にぶつかり、掘進を中止した。そのため削孔位置を内陸側に0.4m移動し再度掘進した。2本のボーリング孔でクラックの分布はかなり異なっている。最初のボーリング孔(A孔)では杭の上部(GL-12mまでの位置)で多くのクラックが見られ、2本目のボーリング孔(B孔)ではGL-10m付近、GL-13~16m、GL-20~23m、GL-35mにクラックが認められる。また、図-3の左側に示した杭の変形図は、クラックの分布(密着クラック：圧縮状態、開口クラック：引張状態)から判断して描いたものである。被害調査によれば橋脚の基礎の水平移動量は約1mである。ボーリング孔は鉛直であると仮定し、掘孔位置からボーリング孔先端における杭の水平変位量を算出した値を同図に示した。

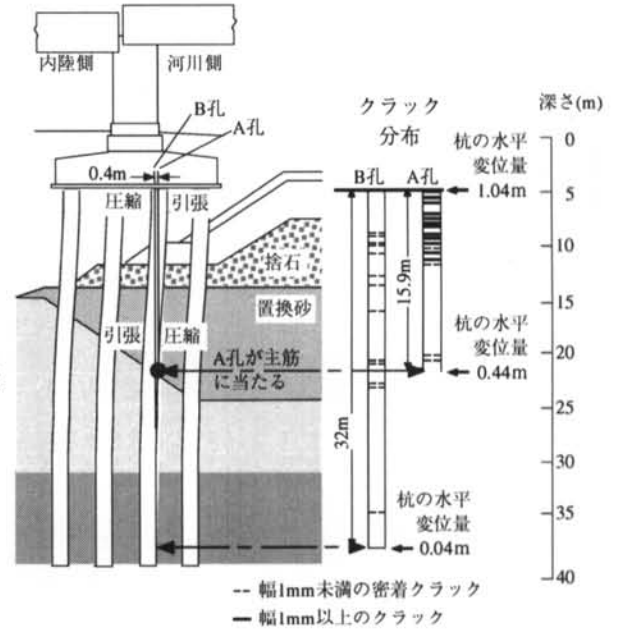


図-3 ボアホールカメラ調査による基礎杭の被災状況図<sup>5)</sup>  
(橋脚の南側から見た図)

## § 3. 数値解析による被災シミュレーション

### 3.1 解析方法

液状化解析は、大槻、福武らの提案する方法で行った<sup>6)</sup>。使用した土の動力学モデルは修正 Ramberg - Osgood モデル<sup>7)</sup>である。またひずみ・ダイレイタンスー関係としておわんモデル<sup>8)</sup>を用いた。

地盤の液状化に伴う側方流動は、過剰間隙水圧の上昇によって剛性を失った地盤が側方の低い位置に流れ出す現象である。これは、地震の主要動時から発生し、地震の揺れが終わった後も数分から数十分間かけて継続して発生すると考えられる。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最大値に応じて地盤のせん断剛性を低減させ、自重を外力とした静的解

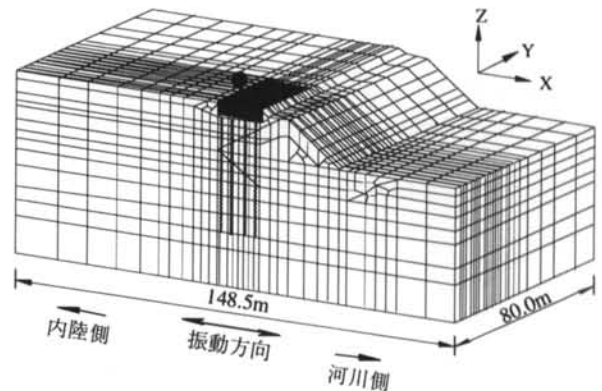


図-4 3次元有限要素法解析モデル  
(手前の側面を対称面とする1/2モデル)

析によって模擬できるものとした<sup>9)</sup>。

### 3.2 解析モデルと解析条件

被災した橋梁、および杭と地盤系の3次元有限要素法解析モデルを図-4に示す。解析モデルは対称性を利用して1/2モデルとした。節点総数は10539、要素総数は9557である。解析幅は橋軸(X軸)方向に148.5m(橋脚の位置から、内陸側に75m、河川側に73.5m)、橋軸直角(Y軸)方向に80mとした。これは橋軸方向(振動方向)にフーチング幅の約10倍、橋軸直

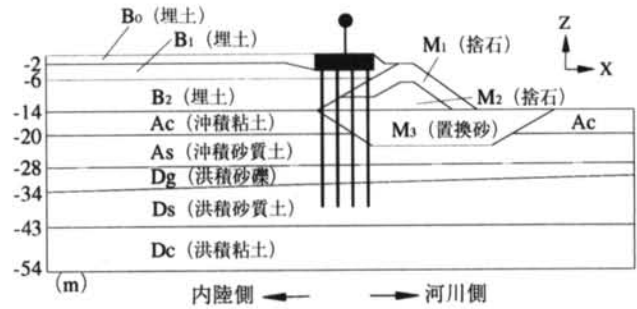


図-5 解析モデルの地層構成

記号	地層	せん断波速度 (m/s)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	修正Ramberg-Osgoodモデル			おわんモデル						
					G <sub>0i</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	h <sub>max</sub>	$\gamma$ 0.5i	A	B	C	D	Cs(1+e <sub>0</sub> )	X <sub>l</sub>	
B0	埋土 (地下水位以浅)	180	0.25	17.7	54.0	0.30	$1.03 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	-
B1	埋土	150	0.25	17.7	22.0	0.30	$1.03 \times 10^{-4}$	-2.0	1.6	8	40	0.006	0.20	
B2	埋土	130	0.25	17.7	12.0	0.30	$1.03 \times 10^{-4}$	-1.0	1.5	8	40	0.006	0.13	
Ac	沖積粘土	130	0.30	13.7	7.8	0.25	$3.88 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	
As	沖積砂質土	220	0.25	17.7	25.0	0.30	$2.13 \times 10^{-4}$	-1.0	1.6	4	40	0.006	0.14	
Dg	洪積砂礫	250	0.25	18.6	30.0	0.25	$2.00 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	
Ds	洪積砂質土	280	0.25	18.6	33.0	0.25	$9.60 \times 10^{-5}$	-	-	-	-	-	-	
Dc	洪積粘土	220	0.30	15.6	16.0	0.25	$4.47 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	
M1	捨石	190	0.25	19.6	48.0	0.30	$1.23 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	
M2	捨石	190	0.25	17.7	26.0	0.30	$1.23 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-	-	
M3	置換砂	190	0.25	17.7	20.0	0.30	$1.03 \times 10^{-4}$	-1.5	1.6	3	20	0.006	0.15	

(注) G<sub>0i</sub>および $\gamma$  0.5iは、それぞれ有効拘束圧9.8 (kN/m<sup>2</sup>)におけるG<sub>0</sub>および $\gamma$  0.5である。

表-2 地盤の解析定数

角方向に約6倍の長さである。地盤モデルの側方の境界条件は、水平方向(X、Y方向)は自由、上下方向(Z方向)は固定とし、底面の境界条件は完全固定とした。

解析モデルの地層構成を図-5に示す。これは阪神高速道路5号湾岸線の各橋脚の建設ポイントで実施されたボーリング調査に基づいて設定したものである。

土の剛性低下および減衰曲線は、サンプリング試料の繰返し三軸変形特性試験から定め、砂地盤の液

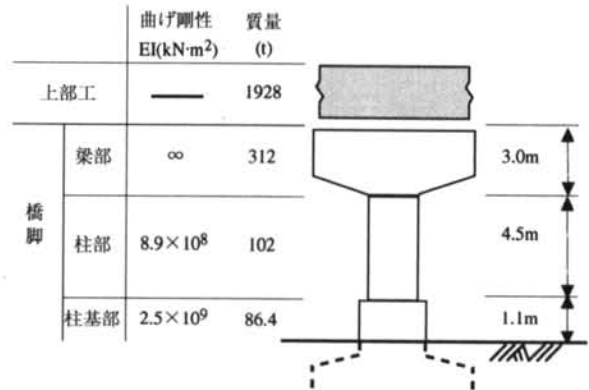


表-3 橋脚の解析定数

深さ	杭径	単位体積重量	初期曲げ剛性	第1折点(降伏)曲げモーメント	第2折点曲げモーメント	第2剛性		第3剛性		破壊時塑性率	破壊時(終局)曲げモーメント
						初期剛性	初期剛性	初期剛性	初期剛性		
GL	D(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	EI <sub>0</sub> (kN·m <sup>2</sup> )	M <sub>y</sub> (MN·m)	M <sub>y</sub> ' (MN·m)	EI <sub>1</sub> /EI <sub>0</sub>	EI <sub>2</sub> /EI <sub>0</sub>	EI <sub>2</sub> /EI <sub>0</sub>	EI <sub>2</sub> /EI <sub>0</sub>	$\phi_u/\phi_y$	M <sub>u</sub> (MN·m)
-4m	1.5	23.5	$2.10 \times 10^6$	4.26	5.59	0.17	0.00089	0.00089	0.00089	31.8	5.70
-8.5m	1.5	23.5	$2.10 \times 10^6$	4.26	5.43	0.23	0.00067	0.00067	0.00067	15.5	5.46
-17m	1.5	23.5	$1.47 \times 10^6$	2.87	3.45	0.21	0.00070	0.00070	0.00070	12.6	3.47
-20m	1.5	23.5	$1.47 \times 10^6$	2.87	3.45	0.21	0.00070	0.00070	0.00070	12.6	3.47
-38m	1.5	23.5	$1.22 \times 10^6$	2.33	2.73	0.18	0.00004	0.00004	0.00004	14.0	2.74

(注) 解析定数は断面解析により得られたM- $\phi$ 関係に基づいて定めた。断面解析ではコンクリートの応力・ひずみ関係に修正Kent-Parkモデル<sup>11)</sup>、鉄筋の応力・ひずみ関係にPark-Paulayモデル<sup>11)</sup>を用いた。

表-4 基礎杭の解析定数

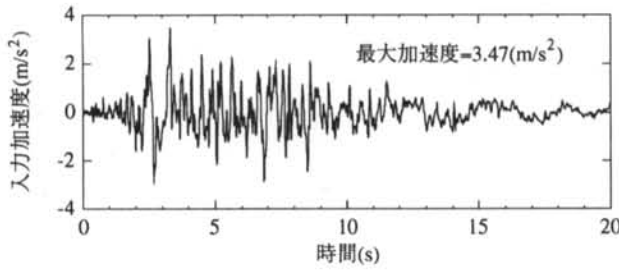


図-6 入力地震動  
(ポートアイランド鉛直アレー観測点(GL-83m)の  
加速度記録を橋軸方向に座標変換したもの)

状化強度は、繰返し非排水三軸試験結果において、両振幅軸ひずみ5%の値を用いて設定した。埋土層(B1、B2)、沖積砂質土層(As)、置換砂層(M3)を液状化の可能性のある地層としてモデル化した。表-2に地盤の解析定数を示す。

橋脚は梁部、柱部、および柱基部の3つの部分に分割して、線形はり要素でモデル化した。上部工は集中質量とした。表-3に上部工および橋脚の解析定数を示す。

杭の復元力モデルとして、武田モデルを拡張したモデル<sup>10)</sup>を用いた。橋脚の水平変位量は約1mと大きいので、被災シミュレーションには、大変形を表現するM-φ関係の設定が必要である。そこで平面保持を仮定した断面解析を行い、この結果に基づいて表-4に示す杭の解析定数を設定した。破壊時塑性率はかなり大きな値となっている。これは大変形を考慮するため、コンクリートの応力が圧縮強度の20%に低下した時点を杭の破壊と見なしたことによる。また、橋脚高さなどから見て本橋脚ではロッキング動は顕著ではないと考えられ、地震時の軸力変動に伴う杭のM-φ関係の変化は解析上考慮していない。

入力地震動として、ポートアイランドの鉛直アレー観測点の最深部(GL-83m)における加速度記録を橋軸方向に座標変換した波形を用いた。図-6に入力地震動を示す。最大加速度は3.47m/s<sup>2</sup>で、観測点から橋脚までの距離は約12kmである。

### 3.3 固有値解析

橋脚の建設地盤をせん断型の1次元地盤としてモデル化し、固有値解析を行った。その1次固有周期は0.93sである。また、基礎固定(地表を固定点)とした場合の橋脚の1次固有周期は、0.14sである。

### 3.4 液状化解析

解析から得られた過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧/初期平均有効拘束圧)の最大値の分布を図-7に示す。

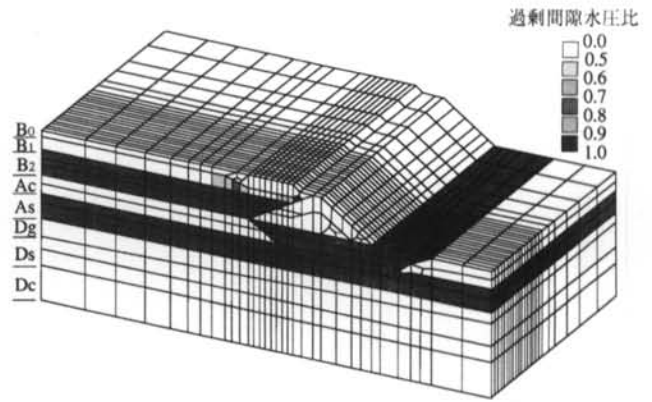


図-7 過剰間隙水圧比の最大値分布

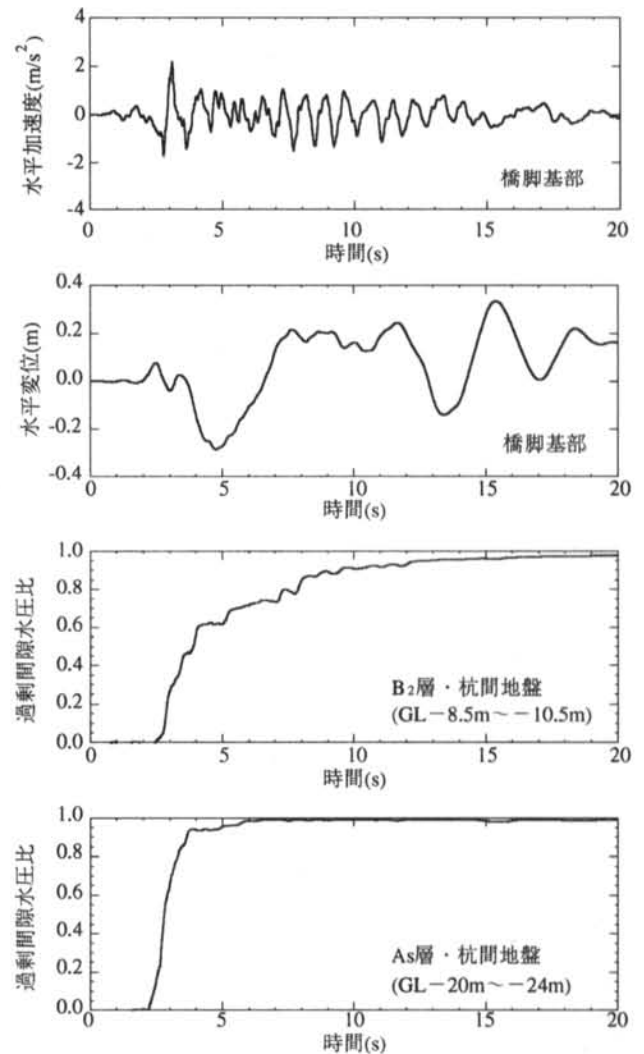


図-8 橋脚基部における加速度と変位およびフーチング直下における過剰間隙水圧比の波形

これは同時刻における値ではなく、各地盤要素の最大値の分布である。B2層、As層、M3層全域とB1層の一部で、過剰間隙水圧比が0.95を超えており、液状化したものと判断される。

図-8に橋脚基部の加速度と変位およびフーチング直下のB2層(GL-8.5 ~ 10.5m)、As層(GL-20 ~

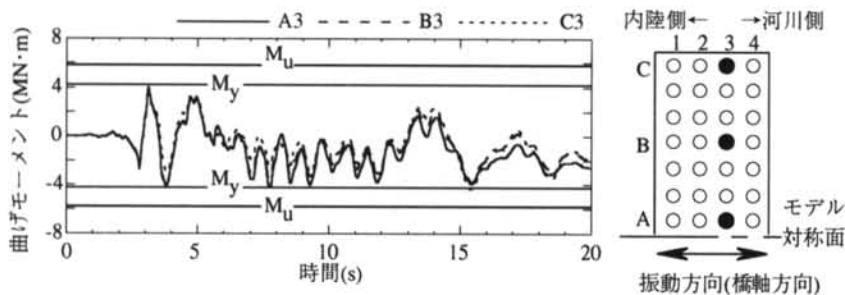


図-9 3本の杭(A3、B3、C3)の杭頭曲げモーメントの波形

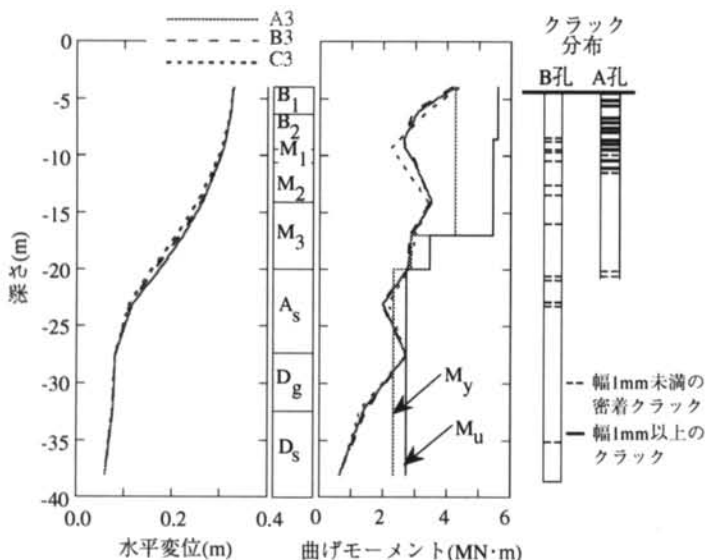


図-10 液状化解析による杭(A3、B3、C3)の水平変位と曲げモーメントの最大値の深度分布

-24m)の過剰間隙水圧比の波形を示す。橋脚基部の加速度応答は、入力動が大きくなる3~4秒でピークを示し、後半部は長周期化している。後半部の長周期化は、過剰間隙水圧比の波形から分かるように、地震発生から約4秒後にAs層が液状化したことによるものである。また変位応答も4秒以降で振幅が大きくなっている。

図-9は3本の杭(A3、B3、C3)の杭頭曲げモーメントの波形である。杭(B3)はボアホールカメラによる被災調査が行われた杭に対応している。図中のMyは鉄筋降伏モーメント、Muは終局モーメントである。3本の杭とも、曲げモーメントの波形に大きな差異は認められない。杭頭曲げモーメントは3~4秒、7~9秒、15秒でMyに漸近している。これらのピークと橋脚基部の加速度および変位波形との関係を見ると、3~4秒は加速度ならびに変位、7~9秒および15秒は変位のピークと対応している。このことから、杭頭曲げモーメントの3~4秒のピークは上部工と橋脚の慣性力および地盤振動、7~9秒および15秒

のピークは地盤振動に強く影響されていると考えられる。

図-10に、杭(A3、B3、C3)の水平変位と曲げモーメントの最大値の深度分布を示す。図示した3本の杭はともに、ほぼ同じ変形性状ならびに曲げモーメント分布を示している。杭は液状化したAs層中で大きく変形している。杭の曲げモーメントがこの地層の境界

(GL-20m、GL-27.5m)でMuに近い値になっているのは、地盤の剛性がここで急変しているためである。また、杭頭およびGL-17~20mにおける曲げモーメントはMyに達している。ボアホールカメラによる調査結果とここでの解析結果を対比すると、杭頭、GL-17mおよびGL-20mはクラックの発生箇所に対応している。これらのクラックは上部工と橋脚の慣性力および地盤振動によって発生したものと推察される。

### 3.5 側方流動解析

表-5に側方流動解析に用いた地盤のせん断剛性の低下率とポアソン比を示す。液状化による地盤のせん断剛性の低下率は、南芦屋浜の他の地点で測定された地盤内変位に対するシミュレーション結果<sup>9)</sup>から設定した。またポアソン比は、

規矩、吉田が提案する地盤の体積弾性係数が地震の前後で不変であるという仮定<sup>12)</sup>から算出した。

さて、上述したように、地盤の側方流動は地震の主要動時から発生し、地震による揺れが終わった後も継続して生じるものと考えられる。このことから、側方流動解析では振動時に発生した杭体の損傷を考慮して解析を行う必要がある。本解析では図-11に示すように、杭の曲げモーメントと曲率の関係式において、液状化解析で得られた最大応答点と原点を結ぶ直線を、側方流動解析における杭の初期剛性と考えることにした。側方流動解析で応答値がこの最大応答点を越えた後は、杭の断面解析で得られた曲げモーメントと曲率の関係式を辿るものとした。

図-12に側方流動解析により得られた解析モデルの変形図(対称面での変形)を示す。変形は実際の寸法の2.5倍に拡大されている。液状化したM3層とその上部のM1、M2層が大きく河川側に変形し、M1層頂部は大きく沈下している。また橋脚基礎が河川側に移動しており、実現象がかなり表現できているもの

深さ (m)	地層	過剰間隙水圧比		
		0.5以下	0.5~0.9	0.9以上
0	B <sub>0</sub>	1/500		
-2		0.4994		
-6	B <sub>1</sub>	1/10	1/100	1/1000
-6	B <sub>2</sub>	0.4706	0.4970	0.4997
-14		1/10	1/100	1/1000
-14	Ac	1/10		
-20		0.4773		
-20	As	1/1	1/10	1/100
-28	Dg	0.25	0.4706	0.4970
-28		1/10		
-34	Ds	1/10		
-43	Dc	0.4706		
-43		1/10		
-54	M <sub>1</sub>	1/1000		
-54		0.4997		
	M <sub>2</sub>	1/1000		
	M <sub>3</sub>	0.4997		
		1/1000		

上段：せん断剛性の低下率  
下段：ポアソン比

表-5 側方流動解析に用いた地盤のせん断剛性の低下率とポアソン比

と考えられる。

杭の水平変位と曲げモーメントの深度分布を図-13に示す。同図にはボアホールカメラ調査により得られた杭の水平変位の計測値を●印で示した。解析値と計測値を比較すると杭頭の変位に幾分差異はあるものの、地中の変位はかなり適切に表現できている。

曲げモーメントはA3とB3杭ではGL-8m以浅、C3杭ではGL-10m以浅で $M_y$ を超え、杭頭では、液状化解析から得られた値よりも大きな曲げモーメントが発生している。このことから地震の振動時に発生した杭頭の損傷は、地盤の液状化に伴う側方流動によってさらに進展させられたものと考えられる。

ボアホールカメラ調査によればGL-12m以浅で、多数のクラックが確認されている。液状化解析では、杭頭を除くGL-12m以浅の曲げモーメントは $M_y$ よりかなり小さく、側方流動解析によって $M_y$ を超える結果が得られたことから、これらのクラックは側方流動による損傷と考えられる。

また側方流動解析によると、振動時に損傷したと見られるGL-17mおよびGL-20mの曲げモーメントは $M_y$ よりも小さく、この部分の損傷は側方流動によって生じたものではないと推察される。

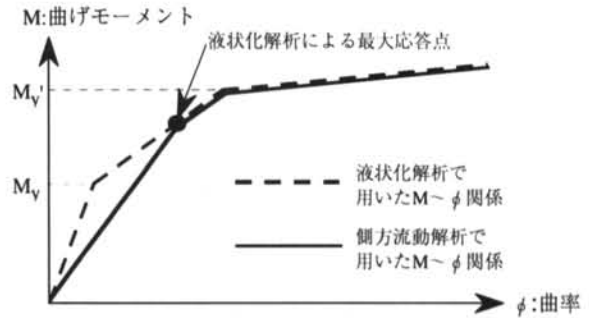


図-11 杭体の損傷箇所のモデル化

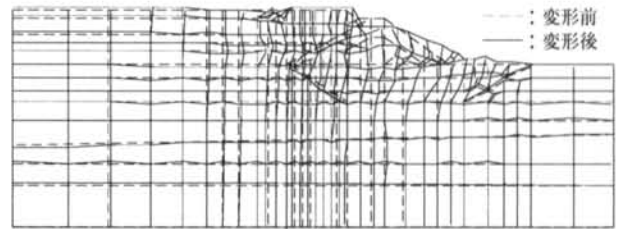


図-12 モデル対称面における側方流動変形 (変形倍率：2.5倍)

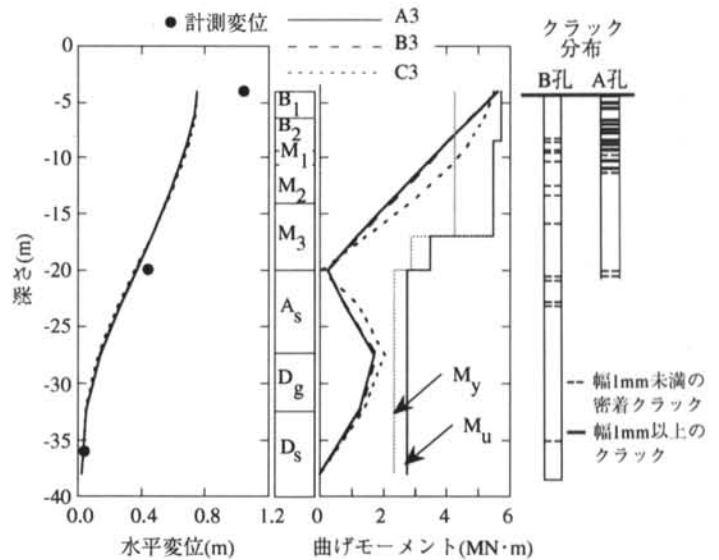
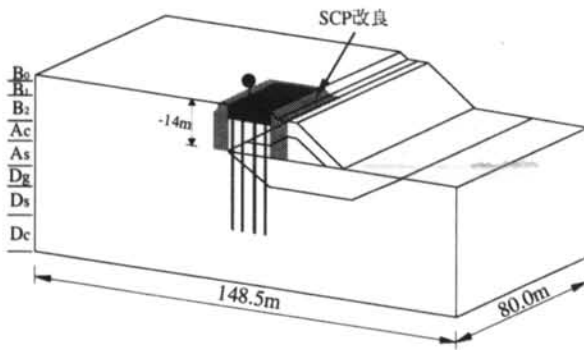


図-13 側方流動解析による杭(A3、B3、C3)の水平変位と曲げモーメントの深度分布

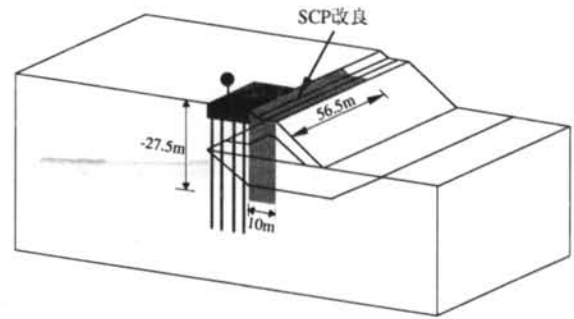
### 3.6 被災原因の分析

液状化解析および側方流動解析の結果を総合すると、橋脚の基礎杭の被災メカニズムは次のように考えられる。

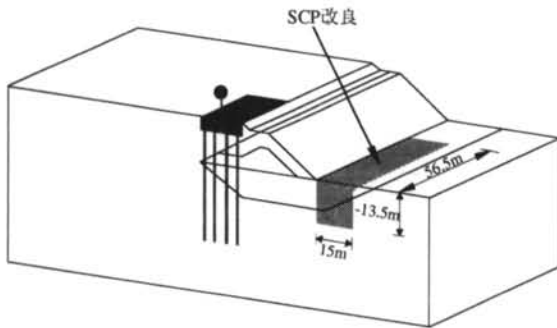
- (1) 地震の主要動時の慣性力と液状化を伴った地盤変形により杭体は曲げ降伏した。
- (2) 護岸の崩壊および周辺地盤の液状化による側方流動に伴い、地盤変形が杭に強制的に作用した。
- (3) 側方流動に伴う地盤変形によって、主要動時に損傷した杭は大きく変形した。



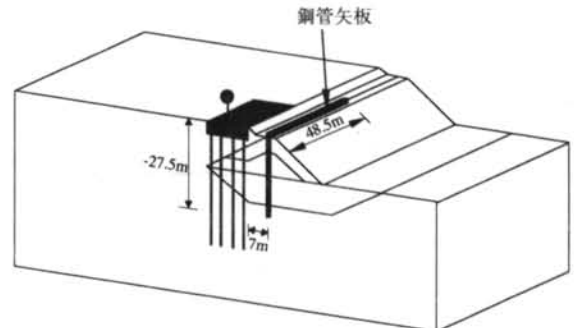
(a) 工法A (フーチング周囲 SCP改良)



(b) 工法B (護岸背面 SCP改良)



(c) 工法C (護岸前面 SCP改良)



(d) 工法D (鋼管矢板)

図-14 被災軽減のための4つの工法

#### § 4. 被災軽減のための有効な対策法の検討

##### 4.1 対策法の概要

地盤の液状化ならびに側方流動によって発生する杭基礎の被災を軽減するための対策法として、サンドコンパクションパイル(以下、SCPと記す)あるいは鋼管矢板を用いる工法が考えられる。本研究で対象とした橋脚に対し、これらの工法が採用された場合、被害がどの程度軽減できるかに関して、以下に示す4つの工法(図-14参照)について解析的な検討を試みた。

工法A: SCPにより、フーチングの周囲約5mの範囲をB2層の下端(GL-14m)まで地盤改良する。

工法B: SCPにより、液状化層であるAs層の下端(GL-

-27.5m)まで、護岸背後の地盤を改良する。奥行き方向の改良幅は、フーチング幅の2倍とした。なお、参考のために対策法の概算費用について試算すると、工法Bは工法Aの3.5倍の工費が必要である。

工法C: SCPにより、護岸前面の地盤をAs層の下端(GL-27.5m)まで改良する。奥行き方向の改良幅は、フーチング幅の2倍である。この対策法の概算費用は、工法Aの3倍である。

工法D: 鋼管矢板(直径1200mm、厚さ16mm)を橋脚基礎と護岸の間に設置する。奥行き方向の長さはフーチング幅の2倍、深さはAs層の下端(GL-27.5m)までとする。概算費用は工法Aの2倍である。

なお、SCPにより改良された地盤のN値は18とした。これはN値が地盤改良により原地盤よりも10程度増加するものとして、その平均的な値から定めたものである。

##### 4.2 液状化解析

対策を行わない場合(以下、現状と記す)と、工法A~Dの対策を行った場合の最大応答値を比較したものが表-6である。上部工および橋脚基部の変位は、

工法	上部工		橋脚基部	
	加速度(m/s <sup>2</sup> )	変位(m)	加速度(m/s <sup>2</sup> )	変位(m)
A	2.50 (0.92)	0.32 (0.97)	2.21 (1.02)	0.32 (0.97)
B	3.44 (1.27)	0.21 (0.64)	3.40 (1.56)	0.21 (0.64)
C	3.16 (1.17)	0.26 (0.77)	2.57 (1.18)	0.26 (0.77)
D	3.56 (1.31)	0.19 (0.56)	3.28 (1.51)	0.19 (0.57)
現状 (無対策)	2.71 (1.00)	0.33 (1.00)	2.18 (1.00)	0.33 (1.00)

( )内は現状(無対策)に対する比率

表-6 各工法の最大応答値による比較



工法Dを採用した場合が最も小さく、現状よりも約40%低減されている。工法A～Dのいずれを採用した場合でも、現状よりも小さな変位となるが、工法Aではその効果は大きくない。加速度は工法Aでは数%減少しているが、その他の工法では現状よりも大きな値となっている。対策法が深い地層まで施された場合、地盤を補剛する効果が発揮され、それによって地盤および橋脚の変位が抑えられたためと考えられる。一方、加速度応答が増幅したのは、補剛効果により地盤の非線形化が抑制され、履歴減衰が小さくなったためと推察される。

図-15に各工法における杭の水平変位と曲げモーメントの最大値の深度分布を示す。これらの図では、

ボアホールカメラによって被災調査された杭(B3)の応答を対象に、対策法の効果を検討している。

工法Aでは、杭の水平変位ならびに曲げモーメントにほとんど差は見られない。工法B～Dでは、杭の水平変位は現状よりかなり小さくなる。曲げモーメントは工法Cでは現状と大差はないが、工法BとDでは杭頭を除けばかなり低減されており、さらに地中部での杭体の降伏を免れている。

### 4.3 側方流動解析

図-16は側方流動解析によって得られた各工法の杭の水平変位と曲げモーメントの深度分布について示したものである。

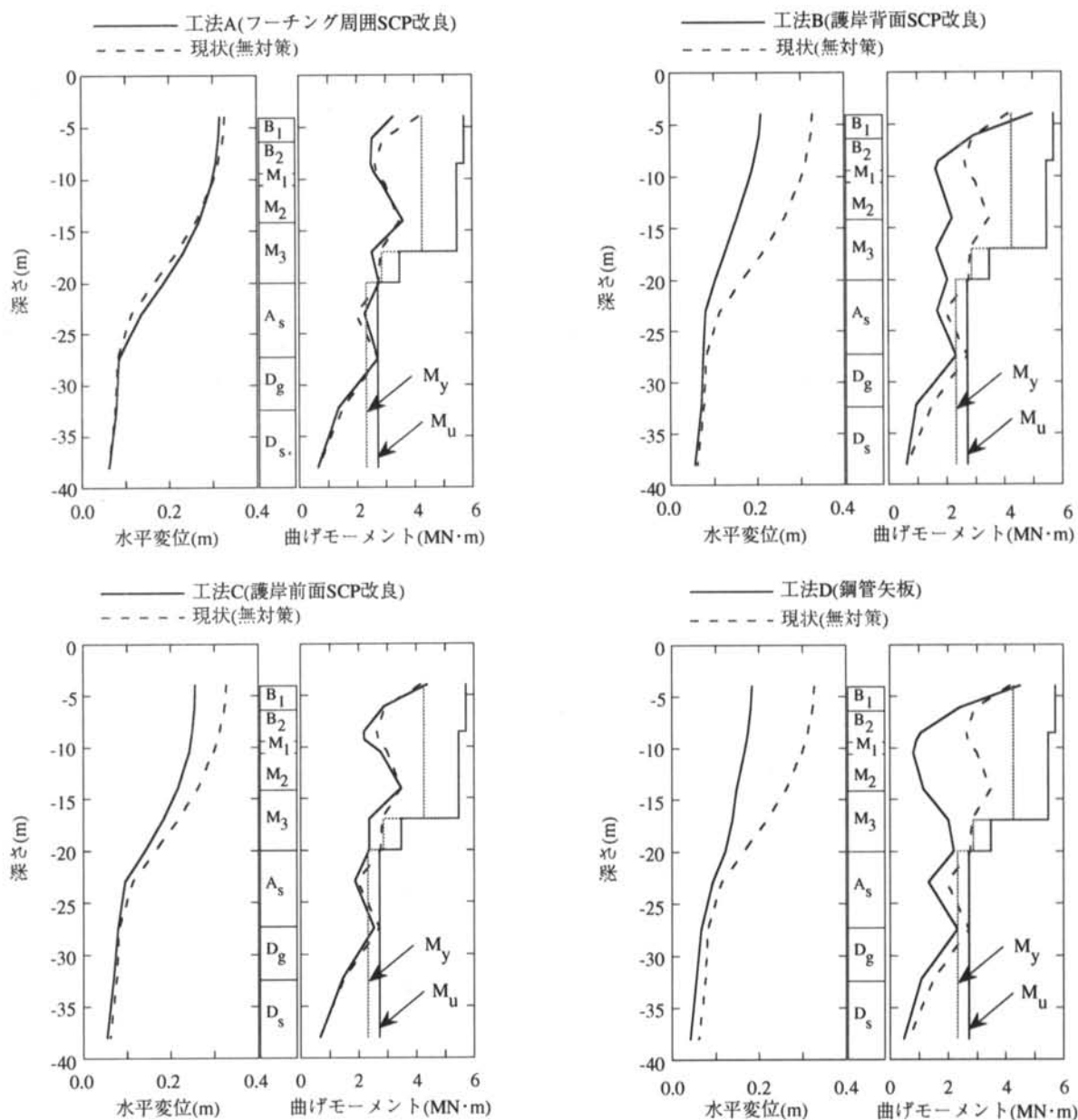


図-15 各工法の液状化解析による杭(B3)の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布

工法AおよびCを採用した場合、水平変位と曲げモーメントは現状とほぼ同じであり、被災軽減の効果は認められない。工法Bでは水平変位は低減できるものの、曲げモーメントは現状と同程度で、杭頭曲げモーメントはやはり $M_y$ を超えている。工法Dでは、杭の水平変位は現状の半分以下と大幅に低減できている。また、曲げモーメントも全深度にわたり現状よりも小さく、 $M_y$ を超える箇所はない。

#### 4.4 各工法の被災軽減効果のまとめ

液状化に対する対策法としては、工法BとDは杭の水平変形の抑制ならびに曲げモーメントの軽減に同程度の効果を有している。側方流動に関しては、工

法Dが著しい効果を発揮している。各工法の概算費用の比較から考えると、工法Dは工法Aに次いで経済的な工法であり、これらを総括すると橋脚基礎と護岸の間に鋼管矢板を設置する工法Dが最も有効であると考えられる。

### § 5. 杭の段落し配筋を行わなかった場合の耐震性向上度に関する検討

#### 5.1 検討の目的

現行の杭基礎に対する耐震設計法の最大の問題点は、地震時の地盤変形が考慮されていないことであ

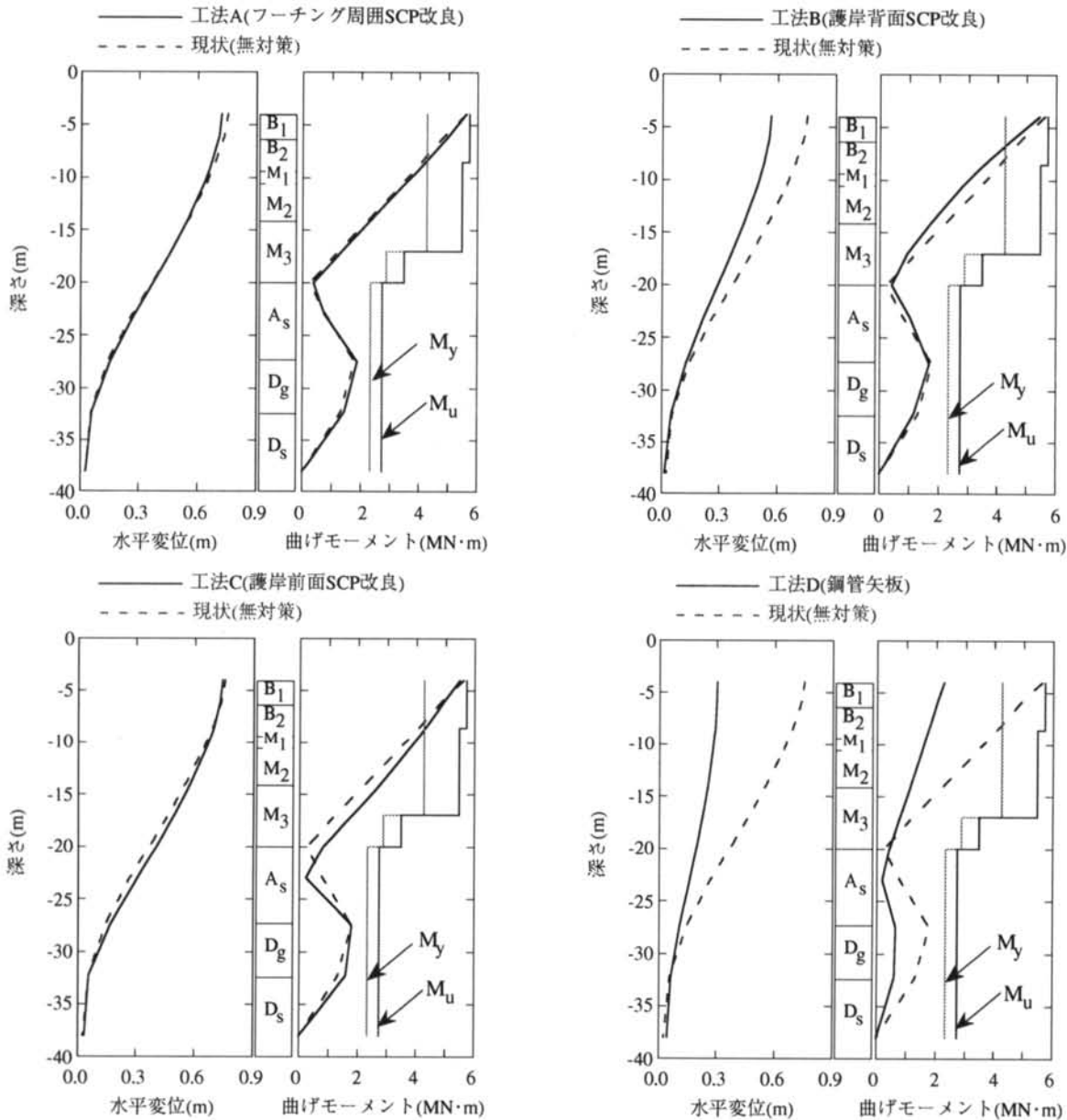


図-16 各工法の側方流動解析による杭(B3)の水平変位と曲げモーメントの深度分布

る。そのため地盤変形によって杭の地中部で大きな曲げモーメントが発生し、大地震の際には被災するといった危険性が指摘されている。このことが明確にされた杭の被災事例が、阪神大震災でも報告されている<sup>13)</sup>。

上部構造物の慣性力だけを考慮した現行の杭の耐震設計では、経済的効果を上げるために、段落し配筋が一般的に行われているが、地盤変形を考慮して杭の耐震設計を行うと段落し配筋ができなくなる可能性が高い。そこでここでは、本研究の対象とした橋脚の杭の段落し配筋が行われなかった場合、その耐震

性はどの程度向上するかについて、解析的な検討を行ってみた。なお、段落し配筋を行わなかった場合は、表一七に示すように、配筋を杭の全長にわたって杭頭部と同じにした場合である。

### 5.2 液状化解析

表一八は、段落し配筋を行った場合と行わなかった場合の最大応答値を比較したものである。段落し配筋を行わなかったことによって上部工ならびに橋脚基部における最大変位は小さくなるが、最大加速度は逆に大きくなっている。これは段落し配筋を行わないことで、地中部で杭の主筋が降伏する箇所が少なくなり、杭基礎全体としての剛性低下が避けられたためと考えられる。

杭の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布を図一七に示す。図中のM<sub>yn</sub>およびM<sub>un</sub>は段落し配筋を行わなかった場合の鉄筋降伏モーメントおよび終局モーメントである。水平変位はGL-20m以浅で小さくなっているが、GL-20m以深では両者に差はない。曲げモーメントに関して見ると、段落し配筋を行ったときに、GL-17~-20mで曲げモーメントがM<sub>y</sub>を超え、GL-27.5m近傍ではM<sub>u</sub>に漸近していたものが、段落し配筋を行わないことによって回避できている。しかし、杭頭と液状化層の下端であるGL-27.5mの2箇所、M<sub>yn</sub>を超える曲げモーメントが発生している。配筋量を増やすだけで、杭が地盤変形に抵抗する著しい効果を得ることは難しく、配筋量によって地盤変形による杭のたわみ角は大きく変わることはない。GL-20m以深の曲げモーメント

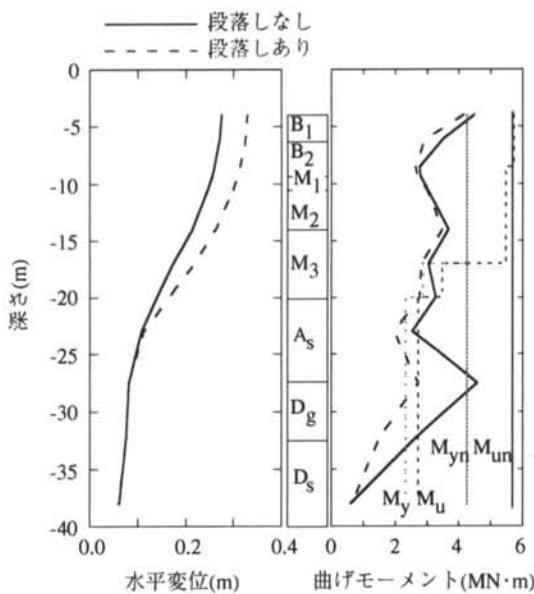
深さ	段落しあり				段落しなし			
	主筋		横拘束筋		主筋		横拘束筋	
	呼び名	本数	呼び名	間隔	呼び名	本数	呼び名	間隔
GL-4.0m	D32	30	D19	15cm				
-8.6m	D32	30	D19	30cm				
-17.0m	D32	30	D19	50cm	D32	30	D19	15cm
-18.3m	D32	15	D19	50cm				
-20.9m	D25	15	D19	50cm				

表一七 杭配筋の比較

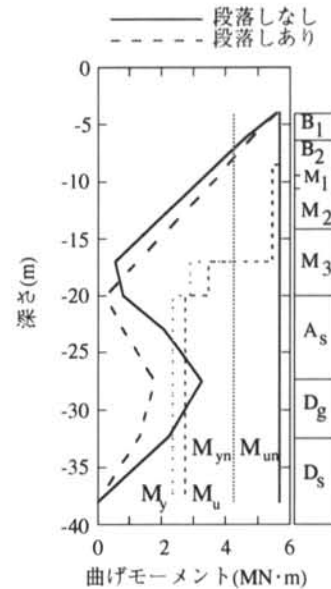
配筋 (設計法)	上部工				橋脚基部			
	加速度(m/s <sup>2</sup> )		変位(m)		加速度(m/s <sup>2</sup> )		変位(m)	
段落しなし	3.28	(1.21)	0.28	(0.84)	2.50	(1.15)	0.28	(0.84)
段落しあり	2.71	(1.00)	0.33	(1.00)	2.18	(1.00)	0.33	(1.00)

( )内は「段落しあり」に対する比率

表一八 杭配筋の違いによる最大応答値の比較



図一七 液状化解析による杭の最大水平変位と最大曲げモーメントの深度分布



図一八 側方流動解析による杭の曲げモーメントの深度分布

分布から分かるように、曲げ剛性が大きい杭ほど大きな曲げモーメントが発生し、段落し配筋を行わなかった場合、地中で段落し配筋を行った場合以上の曲げモーメントが発生するという結果になっている。

### 5.3 側方流動解析

図-18は側方流動解析によって得られた、段落し配筋を行った場合と行わなかった場合の曲げモーメントについて比較したものである。いずれの場合も、杭頭曲げモーメントは $M_y$ を超え、 $M_u$ に近い値となっている。一方、杭頭以外で $M_y$ を超える曲げモーメントが発生する箇所はなく、側方流動によって杭の地中部の損傷は進展していない。

### 5.4 段落し配筋を行わないことによる効果

地盤変形を考慮し、段落し配筋を行わなかった場合、地中部での杭の損傷は軽減される傾向にあるが、杭頭と液状化層と非液状化層の境界で主要動時に $M_y$ を超える曲げモーメントが発生している。また、杭頭曲げモーメントは側方流動により $M_u$ に達し、段落し配筋を行わない場合でも、杭頭付近には鋼管を巻くなどの補強が必要であることが分かった。

## § 6. まとめ

阪神大地震で被災した阪神高速道路5号湾岸線の橋脚を対象に、3次元有限要素法による液状化解析および側方流動解析を実施し、被災のメカニズムについて検討を行った。さらに、杭の被災を軽減するため

の工法と、段落し配筋を行わなかった場合の耐震性の向上度に関して、解析的検討を試みた。

検討の結果をまとめると、以下のように書ける。

- (1) 液状化解析と側方流動解析により評価された杭の被災状態は、被災した杭のクラックの発生分布を適切に表現する結果となった。
- (2) 基礎杭の杭頭部の被災は、地震の主要動時の上部工および橋脚の慣性力と地盤変形により発生し、さらに側方流動によって損傷が進展し、結果的に大きな残留変形が生じたと考えられる。
- (3) 被災軽減のための工法として、SCPによる地盤改良と鋼管矢板を用いる4つの方法について検討した結果、鋼管矢板を橋脚基礎と護岸の間に設置する工法が最も有効であることが分かった。
- (4) 段落し配筋を行わない場合、地中部での損傷を軽減することはできるが、杭頭付近には鋼管を巻くなどの補強が必要であることが分かった。

### 謝辞

本研究を行う上で、阪神高速道路公団の南荘淳設計課長、幸左賢二調査役（現九州工業大学助教授）、安田扶律専門役、藤井康男技術係長、崎谷淨氏から、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。また、(株)建設技術研究所の中平明憲部長、黒田兆次氏、基礎地盤コンサルタント(株)の久保田耕司課長、当社土木本部設計部の出羽克之主査に、本論文をまとめる上で多大な協力を賜った。末筆ながら記して深謝の意を表す次第である。

### <参考文献>

- 1) 土木学会：“耐震基準等に関する提言集”，1996
- 2) 日本道路協会：“道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編”，1996
- 3) 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 土木構造物の被害原因の分析”，地盤工学会 土木学会，1996
- 4) 田村敬一，濱田慎，東拓生：“流動化に対する耐震設計法”，基礎工，Vol.25，No.3，pp.40-46，1997
- 5) 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
- 6) 大槻明，福武毅芳，藤川智，佐藤正義：“液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析”，土木学会論文集，No.495/I-28，pp.101-110，1994
- 7) 龍岡文夫，福島伸二：“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(1)”，生産研究，Vol.30，No.9，pp.26-29，1978
- 8) 福武毅芳，松岡元：“任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈”，土木学会論文集，No.412/III-12，pp.143-151，1989
- 9) 南荘淳，安田扶律，藤井康男，田蔵隆，大槻明，淵本正樹，中平明憲，黒田兆次：“液状化によって側方流動が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”，地盤工学会 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム論文集，pp.469-476，1999
- 10) 淵本正樹，大槻明：“杭体の非線形性を考慮した三次元液状化解析”，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp.969-970，1997
- 11) R.Park and T.Paulay：“Reinforced Concrete Structures”，John Wiley & Sons，1975
- 12) 規矩大義，吉田望：“側方流動の簡易解析法に関する2，3の考察”，地盤工学会 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論文集，pp.399-404，1998
- 13) 堀越研一，大津宏康：“兵庫県南部地震により被害を受けたPC杭の調査”，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp.1227-1228，1996