

## 地盤応答と基礎の被害

淵 本 正 樹  
(技術研究所)  
大 槻 明  
(技術研究所)  
福 武 毅 芳  
(技術研究所)

### §1. はじめに

平成7年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震は、典型的な直下型地震で神戸市を中心とする限定された範囲に未曾有の被害をもたらした。木造建造物の倒壊、火災などによる被害もさることながら、西宮、芦屋、神戸、明石などの海岸沿いに位置する埋立地とポートアイランド、六甲アイランドの人工島では液状化現象により護岸、橋梁などの土木建造物そして倉庫、工場などの建築建造物も大きな被害を受けた<sup>1-3)</sup>。上部建造物の被害は仕上げ材料を取り除くことなどにより、比較的容易に調査することが可能であるが、杭基礎など地中に埋設されている建造物の被害は直接目視することができないため、地震による構造的損傷の程度を調査することは非常に困難である。

本報告では、埋立地盤に建設された杭基礎建物に着目し、杭基礎の被害メカニズムについて解析的に検討した。まず液状化を考慮した非線形地震応答解析を通して地震時の杭体の挙動を分析した。さらに液状化により剛性が低下した地盤の永久変形を推定し、地震応答解析結果と併せて杭基礎の健全性について考察した。また、ケーソン護岸や周辺地盤の変形についてもあわせて検討した。

### §2. 検討対象と解析条件

本解析で対象としたのは、埋立地盤に建設されている比較的小規模な建築建造物と護岸を含む周辺地盤で、建物から護岸までの距離は約100[m]である。上部建造物は鉄骨造2階建ての事務所建物で、6本の既製コンクリート(PHC)杭で支持されている。杭径は0.4~0.5[m]、杭長は42[m]である。杭諸元を表-1に示す。この周辺では地盤調査、地

盤と建造物の常時微動測定そして地盤および建造物の地震前後における移動量を測定するため、GPS(Global Positioning System)を利用した航空測量など様々な調査が実施されている。

図-1に地盤柱状図と建造物概略図を示す。地盤物性は当該地盤の調査結果と既に発表されている調査報告など<sup>4)~8)</sup>を参考に設定した。当該敷地周辺の地盤では噴砂が地表面を覆っているなど、大規模な液状化現象が確認されている。このとき液状化した砂層は「まさ土」と呼ばれる花崗岩起源の風化土で、当該地盤では埋立土として利用されている。地下水位は当該地盤の標高がKP+4.2[m]であったことから、GL-4[m]とした。

入力地震動として、神戸市が実施したポートアイランドの鉛直アレー観測波形を用いることとした<sup>7)</sup>。建造物と護岸の位置関係からEW方向の観測波を用いた。最近の調査報告<sup>9)</sup>によれば、GL-83[m]に設置した観測装置は時計回りに約19度回転していた可能性が高いとのことであるが、本解析では神戸市より公表されたEW方向の観測波を方向の補正やフィルタリングなどの処理は行わず、そのまま使用した。

ただし演算時間を節約するため、観測された波形から主要動を含む20秒間を取り出し、水平一方向入力するものとした。また、GL-83[m]における観測波形を直接用いず、液状化を考慮した1次元有効

	杭径 [m]	等価面積 [m <sup>2</sup> ]	等価断面2次 モーメント[m <sup>4</sup> ]	ヤング係数 [tf/m <sup>2</sup> ]
上杭 中杭	0.4	0.0726	$1.06 \times 10^{-3}$	$3.5 \times 10^6$
下杭	0.5	0.1116	$2.54 \times 10^{-3}$	

表-1 杭諸元

応力解析によりGL-50 [m] における地震波形を算出した上で、これを2次元有効応力解析の入力波とした。図-2に基本となるGL-83 [m] における鉛直アレー観測波形と今回算出したGL-50 [m] における地震波形を示す。観測波形の最大加速度は3.03 [m/sec<sup>2</sup>] であったのに対して、GL-50 [m] では1.98 [m/sec<sup>2</sup>] と小さくなっており、また短周期成分がカットされた波形となっている。これより、GL-50 [m] 以深の洪積層でも液状化に近い現象が発生したものと推測される。

### §3. 液状化を考慮した構造物の地震時挙動

#### 3.1 解析手法の概要

実地盤の挙動を厳密に表現するためには3次元モデルによる解析が理想であるが、3次元有限要素法による解析には膨大な計算機容量と計算時間が必要となり、容易とは言えない。それ故、本検討では2次元有限要素法を採用した。本解析で用いた解析コードは2次元有効応力解析プログラム「ALISS」である<sup>10,11)</sup>。地盤の非線形性を考慮した数値解析では時々刻々と変化する地盤物性を演算に取り込む

ため、直接積分法を用いるのが一般的である。直接積分法には、初期剛性法に代表される陰解法と、中央差分法に代表される陽解法がある。「ALISS」では、その演算精度、安定性の面から陰解法を採用している。また、空間領域については有限要素法により対象構造物を離散化して表現している。

土の非線形挙動を表現する構成則として応力-ひずみ関係には修正Ramberg-Osgoodモデル<sup>12)</sup>を用い、液状化現象が発生すると考えられる領域については、ひずみ-ダイレイタンシー関係としておわんモデル(Bowl Model)<sup>13)</sup>を用いた。このモデルでは振動過程で生ずる過剰間隙水圧の影響は応力-ひずみ関係に反映され、有効応力の減少に伴う土の軟化現象やサイクリックモビリティも表現可能である。

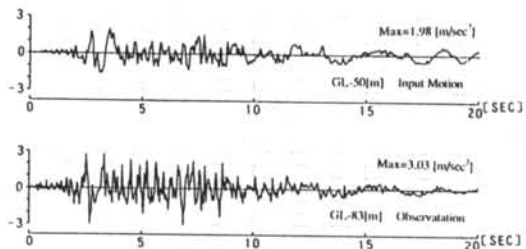


図-2 船直アレー観測波形 (GL-83 [m]) と入力地震波形 (GL-83 [m])

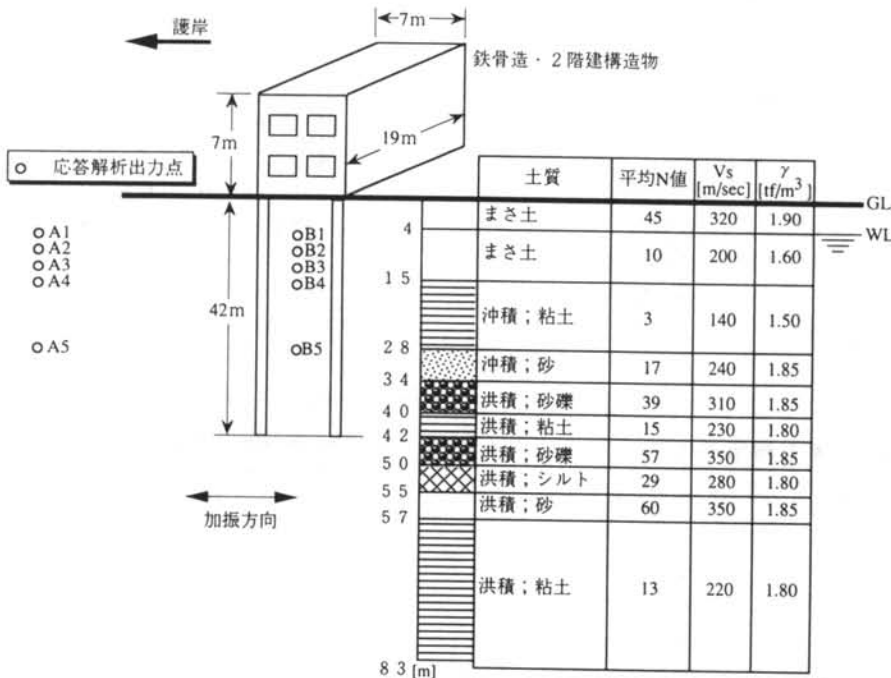


図-1 地盤柱状図と構造物概略図

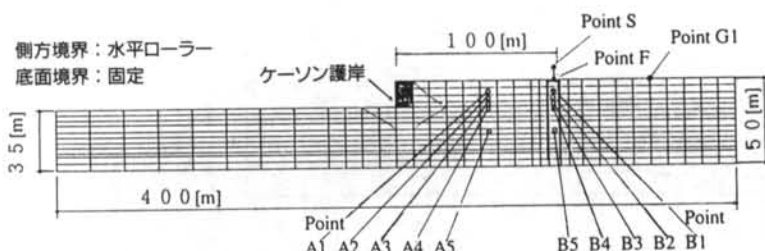


図-3 解析モデル全体図

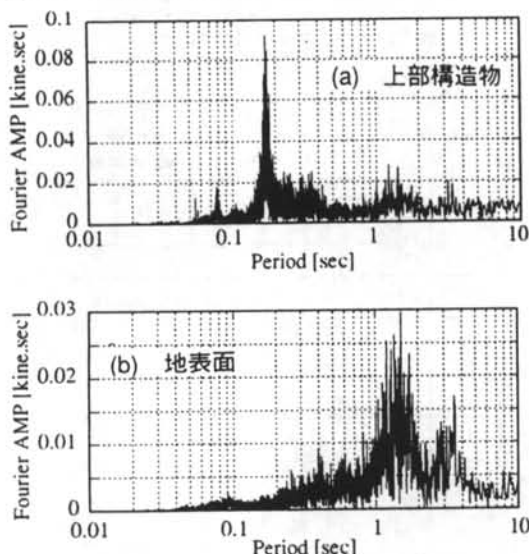


図-4 常時微動測定結果

### 3.2 2次元動的解析のためのモデル化

2次元空間で3次元の広がりを持つ実地盤を表現するため、解析モデル全体にわたって対象構造物の基礎奥行きを考慮した平面ひずみ問題として取り扱った(14,15)。図-3に解析モデル全体図を示す。

構造物の1次固有周期は常時微動測定結果から約0.2 [sec]である。図-4(a)に震災後に実施した常時微動測定で得られた速度波形のフーリエスペクトルを示す。ここでは上部構造物の1次固有周期が0.2 [sec]となるよう1質点の集中質量と線形バネ要素により表現した。

基礎杭は、その剛性、重量について等価となるように合計2本の杭に縮合し、弾性の曲げせん断型梁要素(ティモシェンコ梁)によりモデル化した。基礎梁は剛体と仮定した。また杭頭は基礎梁に剛結されているものと考え、杭頭節点の回転を拘束した。

阪神地区の護岸はそのほとんどが海側に大きくはらみ出すかたちで移動しており、護岸に近い構造物

次数	固有周期 [sec]
1	1.44
2	0.62
3	0.29
4	0.22

表-2 地盤モデルの固有周期

GL [m]	土質	N-value	Goi [tf/m <sup>2</sup> ]	Poisson's Ratio	Unit Weight [tf/m <sup>3</sup> ]	gamma-0.5	h-max
0	まさ土	45	12500	0.33	1.90	1.26E-04	0.22
-4	まさ土	10	2400	0.33	1.60	1.26E-04	0.22
-15	沖積粘土	3	800	0.33	1.50	6.32E-04	0.20
-28	沖積砂	17	2700	0.33	1.85	1.26E-04	0.22
-34	洪積砂礫	39	4100	0.33	1.85	1.26E-04	0.22
-40	洪積粘土	15	2100	0.33	1.80	6.32E-04	0.20
-42	洪積砂礫	57	4600	0.33	1.85	1.26E-04	0.22
-50	洪積シルト	29	2700	0.33	1.80	6.32E-04	0.20
-55	洪積砂	60	4300	0.33	1.85	1.26E-04	0.22
-57	洪積粘土	13	1400	0.33	1.80	6.32E-04	0.20
	裏込め砂	10	12500	0.33	1.85	1.26E-04	0.22
	置換砂	10	2500	0.33	1.9	1.26E-04	0.2

表-3 有効応力解析のための地盤パラメータ

はこの影響を受けていると考えられる為、本解析でもケーン護岸、海底地盤を含む広い領域をモデル化した。ただし本解析の主眼は杭基礎の損傷度の検討にあるため、ケーンは剛体と仮定した。ケーン周囲の人工地盤(置換砂、裏込め土)は現在公表されている標準的な断面図を参考にモデル化した(3)。

護岸などの港湾施設を含む地盤-構造物系の地震時挙動を検討する場合、海水を集中質量などでモデル化する考え方もあるが、本検討で対象とした埋立地周辺の水深は約10 [m]と比較的浅いため、海水と地盤の相互作用は考慮しないものとした。

図-4(b)に震災後に実施した当該敷地における地盤の常時微動測定結果をフーリエスペクトルのかたちで図示する。これより地盤の1次固有周期は1.5 [sec]前後である。地盤のモデル化の妥当性を検証するために実施した固有値解析結果から、表-2に示すように地盤モデルの1次固有周期は1.44 [sec]である。これより今回設定した地盤モデルの初期せん断剛性は実地盤をおおむね表現できていると考えられる。表-3に有効応力解析のための地盤パラメータを示す。

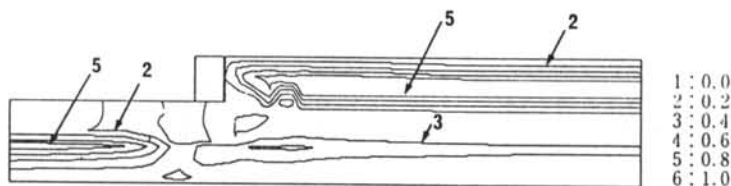


図-5 地震時の過剰間隙水圧比の最大値分布図

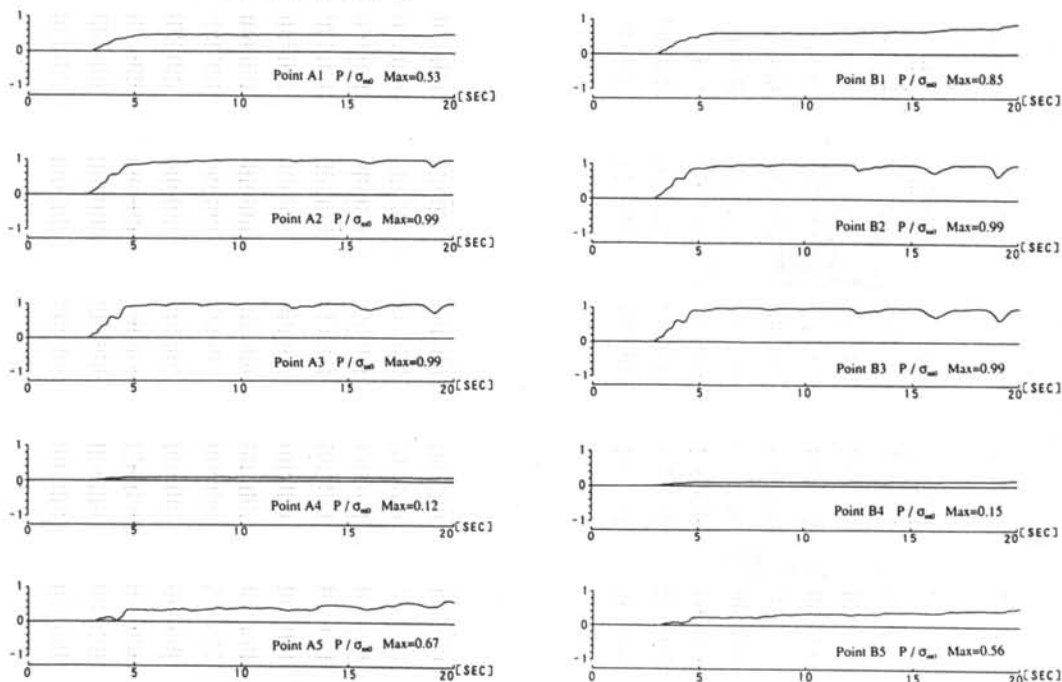


図-6 建物直下と近傍地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

### 3.3 液状化時の地盤と建物の応答

前節までに示した条件で、地盤-構造物系の有効応力解析を行った。

図-5に図-2に示した最大加速度 $1.98 [m/sec^2]$ の入力波に対する自然地盤での過剰間隙水圧比の最大値分布図を示す。GL-8~15[m]のまさ土とGL-35[m]付近の砂層に過剰間隙水圧比の上昇が認められる。このうちGL-8~15[m]のまさ土層の過剰間隙水圧比は0.8以上となっている。

図-6に建物直下(Point B1~B5)と近傍地盤(Point A1~A5)の過剰間隙水圧比の時刻歴波形を示す。GL-28~31[m]の沖積砂層では、建物直下(Point B5)、近傍地盤(Point A5)ともほぼ同様に過剰間隙水圧比の上昇が認められる。建物直下の地盤は杭に挟まれるかたちで拘束されている為、杭間の過剰間隙水圧比(B5)は近傍地盤(A5)の約80[%]の値となっている。埋立地盤であるGL-

8~15[m]のまさ土は加振後約3~5[sec]の間に過剰間隙水圧比は0.8以上となり、液状化にいたっている。これに対してGL-4~8[m]の地下水面上端付近(Point A1,B1)では同時刻に過剰間隙水圧比が上昇しはじめるものの、その最大値は建物直下で0.85、近傍地盤で0.53となり、沖積砂層の場合とは逆に杭間の地盤で過剰間隙水圧比が大きくなっている。これは上部構造物の慣性力の影響ではないかと考えられる。

図-7に構造物頂部(Point S)、構造物基礎(Point F)、地表面上(Point G1)における水平方向加速度応答波形を示す。Point F, G1の5[sec]以降の部分は液状化現象が発生した地盤特有の長周期成分が卓越した波形となっているのに対し、構造物頂部では上部構造物の固有周期である周期0.2[sec]の成分が加わり、最大応答値は $4.54 [m/sec^2]$ 、基礎を基準とする応答倍率は1.5

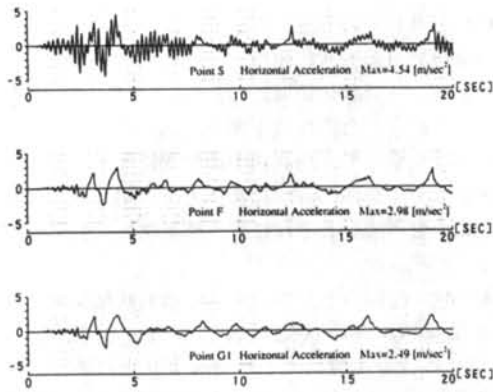


図-7 構造物頂部, 構造物基礎, 地面上における水平加速度応答波形

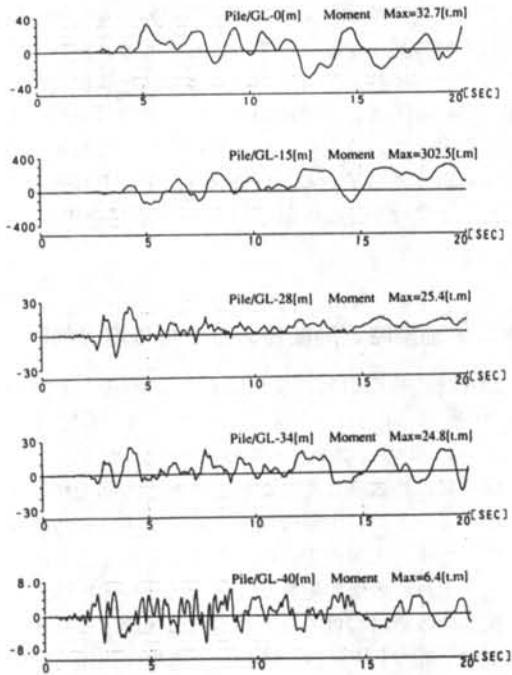


図-8 地震時に杭耐に生ずる曲げモーメント波形

倍となっている。

図-8に杭頭部(GL-0[m]), GL-15[m], GL-28[m], GL-34[m], GL-40[m]における曲げモーメント波形を示す。図-9に杭周辺地盤の過剰間隙水圧比の最大値分布図を示す。洪積粘土層と洪積砂礫層の境界であるGL-40[m]における波形には入力波形に見られる比較的周期の短い成分も含まれているが, GL-28[m]とGL-34[m]では長周期成分が卓越する形状で, 最大振幅もGL-

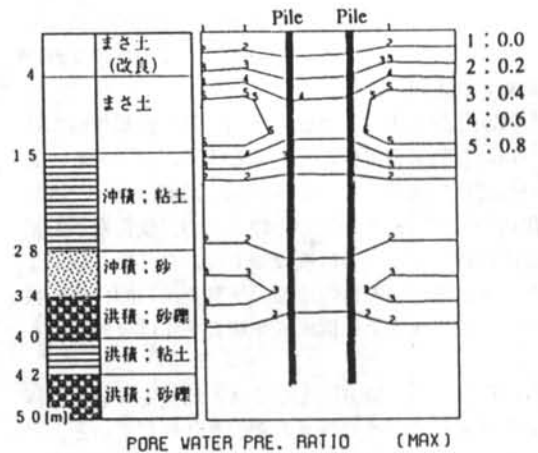


図-9 杭周辺地盤の過剰間隙水圧比の最大値分布図

40[m]における値の4倍程度となっている。これは図-9からもわかるように, GL-28~34[m]の沖積砂層でも過剰間隙水圧比の上昇により地盤が軟化し, 液状化に近い状態となったためと考えられる。また, まさ土層(GL-0~15[m])と沖積粘土層(GL-15~18[m])の境界部では, 短周期成分は全く認められず, 液状化発生後となる12[sec]以降で最大となっている。この部分の杭の曲げモーメントは地盤の加速度より, むしろ液状化による地盤変位が大きな影響を与えたものと考えられる。ただし, GL-4[m]で浅のまさ土層は地下水面上で, 液状化現象は発生していないため, 杭頭部の波形はGL-15[m]における波形と形状は類似しているものの, その振幅は1/10程度となっている。

#### §4. 液状化後の地盤-構造物系の挙動予測方法

兵庫県南部地震により埋立地全体が大きく沈下し, 護岸は全周にわたり海側に大きく押し出されるかたちで崩壊した例は幾つか報告されている。これらの被害調査報告<sup>1,2)</sup>によれば, 護岸の水平移動量は数メートルにおよび, これに伴い護岸の裏込め土は陥没, 周辺の地盤も大きく流動している<sup>3)</sup>。

液状化に伴う地盤の残留変形は沈下および側方変形に大別できる。これらの現象は主に液状化後に発生すると考えられる。このうち側方変形は日本海中部地震(1983)の際, 浜田<sup>16)</sup>により発見された

液状化後に生ずるタイプの被害で、今回の地震でも臨海部や人工島護岸の多くの地点でこの種の変形が認められている。

液状化発生までの地盤の挙動は微小変形理論に基づいた有効応力解析によりある程度評価できる。しかし液状化直前までの地盤挙動の評価に比べ、液状化後の地盤は大きな変形を伴うため、残留変形を定量的に推定することは現段階ではかなり難しい。また、地震時と地震後の地盤の挙動を統一的に取り扱うことができる土の構成式や解析手法は今のところない。

現段階での評価方法としては、地震応答解析と残留変形解析を分けて各々の変形を評価していることが多い。水平地盤の沈下量の解析手法として、幾つか提案されており、繰り返しせん断に基づいた実験式や経験式<sup>17)</sup>、動的解析結果を用いる方法<sup>18)</sup>、実地盤の観測データによる簡易推定式<sup>16)</sup>がある。一方、側方変形解析には経験式や実験式<sup>19)</sup>、液状化している地盤を粘性流体としてモデル化する場合<sup>20)</sup>、FEM解析<sup>21)</sup>などがある。

本検討では液状化後の沈下および側方変位を概略評価するため、地震後の剛性低下を考慮した自重解析を行うこととした。剛性低下率の考え方は幾つか提案されているが<sup>22,23)</sup>、ここでは規矩らの方法<sup>24)</sup>に基づき表-4のように設定した。具体的な手順としては前節で述べた地震応答解析で得られた過剰間隙水圧比の最大値分布から、地盤を液状化により剛性をほぼ失った領域（強液状化領域）、過剰間隙水

	過剰間隙水圧比	ヤング係数 (割線剛性)
強液状化領域	0.9～	$E_0/1000$
弱液状化領域	0.5～0.9	$E_0/100$
非液状化領域	～0.5	$E_0/10$

注：E<sub>0</sub>：地震応答解析に用いた初期剛性

表-4 液状化後の地盤の剛性低下率

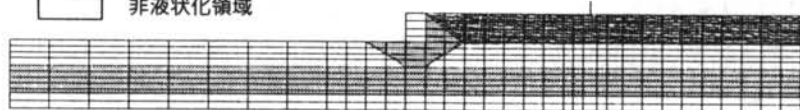
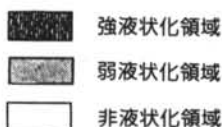


図-10 液状化領域分布図

圧比は上昇しているもののある程度の剛性は保持している領域（弱液状化領域）、液状化は発生しなかった領域（非液状化領域）の3つに分け、それぞれについて設定した剛性低下率を、動的解析に用いた初期剛性に乗じて、地震後の地盤剛性とする。この状態でモデル全体に静的に物体力を作用させ、液状化後の地盤の流動とそれに伴う構造物の挙動を表現しようと試みた。

図-10に今回のモデルにおける強液状化領域、弱液状化領域、非液状化領域の分布を示す。GL-4 [m] 以浅の地盤は地下水水面より上にあり、過剰間隙水圧比の上昇はなく、また比較的硬い地盤であることから、非線形性の影響も他の地層に比べて小さいが、その直下のまさ土層が液状化しており、この層からの噴砂により、液状化が発生した層と同程度の剛性低下が起こっているものと考えられる。このため、本検討ではこの層を強液状化領域として扱っている。また、実際のケーソン護岸は海側に大きく移動しているため、自重解析段階では解析モデルから取り外している。自重解析は全応力解析となるためポアソン比は0.5に限りなく近い値を用いた。

## §5. 地震時と地震後の杭の損傷度の検討

地震時の杭周辺部の変形状態を5 [sec] 間隔の変形推移図として図-11に示す。GL-4～-15 [m] 間のまさ土層の変形が大きい。

図-12に地震時に生じた杭体の水平方向変位、曲げモーメントの最大値分布を実線で示す。液状化が発生したまさ土層内で、杭は大きく変形し、曲げモーメントはこの層の境界部で最大となっている。

杭体の各点における最大軸力・最大曲げモーメントと標準的なPHC杭の破壊M-N曲線の関係を図-13に示す。杭径は深さにより異なるが、液状化層に埋込まれた部分に注目するため、直径0.4 [m] とした場合の曲線と比較することとした。杭先端付近

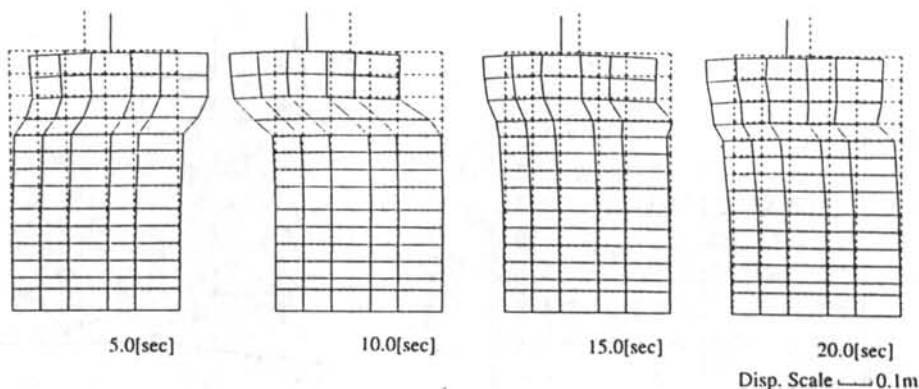


図-11 杭周辺地盤の変形推移図

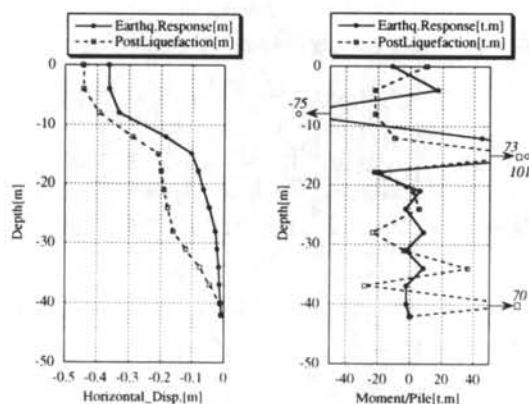


図-12 杭化仇の最大水平変位と最大曲げモーメント (実線：地震時、破線：地震後)

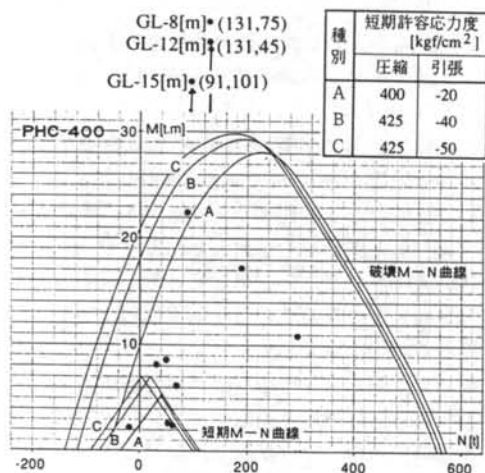


図-13 杭体に生ずる最大軸力・最大曲げモーメントと破壊M-N曲線の関係 (地震時)

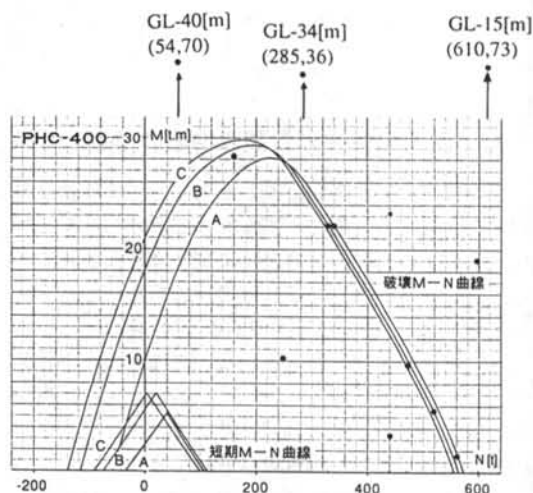


図-14 杭体に生ずる最大軸力・最大曲げモーメントと破壊M-N曲線の関係 (地震後)

の応答値は短期許容応力度以内の値であるが、その他の位置では、この範囲を超え、GL-4～-15[m]のまき土層に埋込まれている部分の杭の断面力は破壊曲線を大きく越える結果となっている。杭は地震時の変形および応力状態からGL-4[m]またはGL-15[m]の液化化層境界部で曲げひび割れの発生や降伏など何らかの被害を受けているものと考えられる。

図-12に地震後に生じた水平方向変位、曲げモーメントの最大値分布を破線で示す。また図-14に各深度における最大軸力・最大曲げモーメントを標準的なPHC杭(杭径0.4[m])の破壊M-N曲線と併せて示す。これよりGL-30[m]付近の地盤剛性が大きく変化する部分で、側方変形による水平力が

作用し、杭は損傷していると推測される。

以上の解析結果から、実際の杭は地震時に液状化層境界部で生ずる非常に大きな曲げモーメントにより塑性化し、その後の地盤の流動により杭先端付近も被害を受けたのではないかと考えられる。

ただし本解析では地震時および地震後ともに杭体を弾性梁要素でモデル化しているため、降伏・破断などの非線形挙動は表現できていない。また、今回の検討では入力地震波としてEW成分のみを考慮した。実際には、この他にNS成分とUD成分が同時に入射する。構造物の塑性変形に伴うエネルギー吸収などを考慮しても、杭体が許容しうる断面力を大きく越える可能性がある。上述の点を踏まえ、今後詳細な検討が必要である。

## § 6. ケーソンを含む周辺地盤の挙動

図-15に護岸からの距離と地表面の水平移動量の関係を図示する。破線が剛性低下を考慮した静的解析による値で、実線は地震時に生ずる最大振幅である。また独自調査および最近の調査報告から得られた航空測量による実測値<sup>25)</sup>もあわせて示す。このように護岸から40 [m]以上離れた地点の水平移動量はほぼ再現できた。しかし、護岸からの距離が20 [m]以内の地点で測定された3 [m]以上の移動量は今回実施した解析では表現できなかった。

「ALISS」の解析結果によればケーソン周辺の地盤には $10^{-2}$ レベルのせん断ひずみが生じている。そこで大変形を考慮できる解析コード「HiPER」<sup>15,26)</sup>を用い、ケーソン周辺の挙動に着目した。検討を実施した。解析条件は2節に示したものと同一である。ただし、本節に限り、地震動の水平・上下同時入射も考慮した。

水平動を基盤から入力した場合の、地震中の地盤やケーソンの時刻10 [sec]での変形分布図を図-16に示す。初期せん断応力が作用した状態からの繰り返しせん断により、ケーソン背後の地盤は海側へ偏った振動を示している。ケーソンは慣性力と背後からの土圧により滑動している。

地震時の地盤の剛性低下を考慮した自重解析による残留変形分布図を図-17に示す。この残留変形は4節に示した方法により算出した。水平動のみの入力では、地盤の最大沈下量は59 [cm]、ケーソンの水平方向移動量は129 [cm]である。一方、上下動

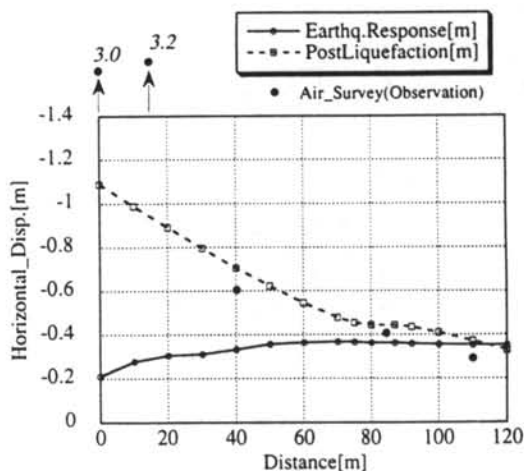


図-15 護岸からの距離と地表面水平変位量の関係

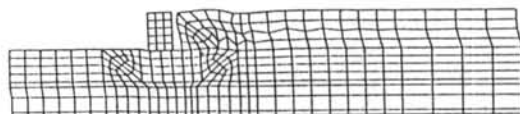


図-16 地震時、20 [sec]での地盤変位分布図(変位の表示倍率:10)



図-17 地震後の地盤およびケーソンの残留変位分布図(水平変位の表示倍率:2、鉛直変位の表示倍率:10)

と水平動を同時入力した場合の地盤の最大沈下量は64 [cm]、ケーソンの水平方向移動量は200 [cm]である。

菅野らは<sup>27)</sup>、重力式岸壁の地震時挙動に及ぼす上下動成分の影響を1G場で振動実験を行っているが、その結果では上下動成分を考慮することによりケーソンの水平移動がやや大きくなる点やロッキング振動が誘発されることを示している。今回の結果でも水平動入力の場合より水平動および上下動を同時に考慮したほうがケーソンの移動量は大きく、ロッキング振動の誘発や地盤の残留変形は大きい。

実際のケーソン護岸を観察すると、その頂部が海側へ3 [m]前後、平行移動し、倒れ込んでいる。「HiPER」を通して得られた結果は、おおむね地盤やケーソンの挙動を捉えており、これよりケーソン護岸の被害原因として、以下の点が考えられる。

- ・地震時の地盤変形に伴う土圧と慣性力により、ケ



ーソンは海側へ移動したものと推測される。また、ケーソンの滑動やロッキング振動などにより、ケーソン底部の地盤前面部の剛性が低下していると考えられる。

- ・地震後あるいは地震中に発生した側方変形によりさらにケーソンは海側へ移動したと考えられる。

## § 7. 結論

埋立地盤に建設された杭基礎建物を対象に、液状化を考慮した地震応答解析を行い、液状化後の地盤の永久変形を既往の研究成果を参考に推定し、杭基礎の健全性について考察した。以下に検討結果をまとめる。

- ・検討対象構造物の基礎杭はその中間部および先端付近に被害を受けた可能性が高い。
- ・杭中間部の損傷は地盤の液状化によるものと考え

られる。

- ・杭先端付近の損傷は液状化後の側方変形が大きな要因となっていると考えられる。
- ・ケーソン護岸は地震後に生じた地盤の側方変位のみでなく、地震時の土圧と慣性力により、海側へ移動したものと推測される。

今回の検討では液状化強度や非線形パラメータなどは暫定的な値を用いている。またケーソン護岸についても標準的な断面を仮定している。今後、調査結果を吟味した上で、より詳細な検討を行う予定である。

本報告をまとめるにあたっては早稲田大学教授・浜田政則先生から多くの貴重なご意見をいただきました。また当社・地下技術研究部の基礎被害調査チーム、田蔵主席研究員および佐武研究員からディスカッションを通して貴重な助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

## ＜参考文献＞

- 1) 清水建設㈱・技術研究所：“1995年兵庫県南部地震調査報告書”（1995年2月）
- 2) (社)土質工学会・阪神大震災特別委員会編：“阪神大震災報告会—地盤災害とその教訓—”1995.5
- 3) 井合 進：“ケーソン式岸壁の被害の特徴”土木学会誌, Vol.80-6, pp.46-49, (1995年)
- 4) 渡辺嘉道：“神戸ポートアイランドの開発と基礎工”基礎工, Vol.9, No.1, pp.83-91, (1981年)
- 5) (社)土質工学会編：“風化花こう岩とまき土の工学的性質とその応用”土質基礎工学ライブラリー16
- 6) 赤司六哉, 山本繁登, 溝上 健：“乱さないローム, シラス, まき土の動的変形特性”第21回土質工学会研究発表会, pp.675-678, (1986年)
- 7) 川瀬 博, 佐藤智美, 福武毅芳, 入倉孝次郎, 岩田知孝：“兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録のシミュレーション”日本建築学会大会学術講演梗概集B-2, pp.161-162, (1995年)
- 8) 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および地震計設置業務報告書”（1991年）
- 9) Ansarg, M. A., F. Yamazaki, T. Katayama, I. Towhata：“Analysis of Ground”, Proc. of the 23rd JSCE Earthquake Engineering Symposium, pp.277-280, (1995)
- 10) Fukutake K., A. Ohtsuki, M. Sato and Y. Shamoto：“Analysis of saturated dense sand - structure system and comparison with results from saking table test”, Earthquake Eng. Struct. Dyn., vol.19, pp.977-992, (1990)
- 11) Ohtsuki A., M. Hirota, K. Ishimura, K. Yokoyama and K. Fukutake：“Verification of two dimensional non-linear analysis of sand - structure system by examining results from shaking table test”, Earthquake Eng. Struct. Dyn., vol.21, pp.591-60, (1992)
- 12) 龍岡文夫, 福島伸二：“砂のランダム繰返入力に対する応力-ひずみ関係のモデル化について(1)”生産研究第30巻9号, pp.26-29, (1978年)
- 13) 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.240-248, (1989年)
- 14) 黒沢 到, 福武毅芳, 藤川 智, 大槻 明, 宇野壽郎：“二次元および三次元液状化解析の比較による杭・構造物系のモデル化の検討”, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1351-1356, (1994年)
- 15) 福武毅芳, 大槻 明, 鈴木 健：“円筒形構造物の杭基礎の液状化挙動(その1, 2)”第49回土木学会年次学術講演会I,

- pp.1636-1639, (1994年)
- 16) 浜田政則, 安田 進, 磯山竜二, 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, No.376/III-6, pp.211~220, (1986年)
  - 17) 社本康広, 佐藤正義: “液状化時の地盤沈下量の予測” 繰り返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム, pp15-18, (1990年)
  - 18) Ishihara, K., M. Yoshimine: “Evaluation of settlements in sand deposits following Liquefaction during earthquakes” Soils and Foundations, Vol.32 No.1, pp.173-188, (1992)
  - 19) 松本秀応, 常田寛一, 佐谷祥一: “液状化による地盤流動量に関する模型実験” 第25回土質工学研究発表会, pp.1045-1047, (1990)
  - 20) Towhata, I., Y. Sasaki, K. Tokida, H. Matsumoto, Y. Tamari, K. Yamada: “Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle” Soils and Foundations, Vol.32, No. 3, pp.97-116, (1992)
  - 21) Yasuda, S., H. Nagase, H. Kiku, Y. Uchida: “The Mechanism and a Simplified procedure for the Analysis of Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction” 土質工学会論文報告集, pp.103-109, (1989)
  - 22) 安田 進, 規矩大義, 丸井 宏: “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, pp.1041-1042, (1989年)
  - 23) 後藤 茂, 森 誠二, 馬場幸吉, 西尾伸也: “動的載荷により間隙水圧の上昇した砂の変形特性” 第28回土質工学研究発表会, pp.931-932, (1993年)
  - 24) 規矩大義, 安田 進, 増田民夫, 佐藤一也: “細粒分を含んだ砂の液状化後の変形特性試験” 第29回土質工学研究発表会, pp.1041-1042, (1994年)
  - 25) Hamada M., R. Isoyama, K. Wakamatu: “The 1995 Hyogo-ken-nanbu (kobe) earthquake (liquefaction, ground displacement and soil condition in Hanshin area)” Association for development earthquake prediction, Waseda University and Japan engineering consultants, (in print)
  - 26) 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.495/1-28, pp.101-110, (1994年)
  - 27) 菅野高弘, 野津 厚, 飯塚栄寿: “重力式岸壁の地震時挙動に及ぼす上下動成分の影響” 第30回土質工学研究発表会, pp.1073-1076, (1995年)