



護岸近傍に位置する杭基礎建物の3次元有効応力解析

渦岡良介¹⁾、仙頭紀明²⁾、八嶋厚³⁾、張鋒⁴⁾

1) 正会員 東北大学大学院工学研究科、講師 博士(工学)

e-mail: uzuoka@civil.tohoku.ac.jp

2) 正会員 東北大学大学院工学研究科、助手

e-mail: nsentoh@civil.tohoku.ac.jp

3) 正会員 岐阜大学工学部土木工学科、教授 工博

e-mail: yashima@cc.gifu-u.ac.jp

4) 正会員 岐阜大学工学部土木工学科、助教授 博士(工学)

e-mail: zhang-f@cive.gifu-u.ac.jp

要 約

1995年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍に位置する杭基礎建物を対象として、有効応力解析により被災状況の再現を試み、被災メカニズムについて考察する。解析対象の建物の杭基礎については、地震後、詳細な被災調査が実施されており、周辺地盤の液状化による海側への地盤変形が被災の要因として考えられている。解析では2次元・3次元のモデル化の違いを検討するため、地盤-基礎杭-建物系に対して、2次元・3次元の有効応力解析法を適用した。その結果、2次元・3次元解析とも実際の杭の変形モードを定量的に再現することができた。また、杭頭部は建物慣性力により、埋立層内の杭は完全液状化に至る前の地盤の水平変位により破壊に至った可能性があることがわかった。

キーワード：液状化、変形、杭基礎、護岸、有効応力解析

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では数多くの杭基礎構造の建物が被害を受けた¹⁾。特に広範囲で地盤の液状化が発生した埋立地では、PHC杭が破断するなどの大きな被害を受けている。兵庫県南部地震における液状化による基礎杭の被害形態は次の2つに分類できる。1つは、残留水平変位の影響が少ない水平地盤の場合で、地震中の過大な地盤変位が被害の要因として考えられる²⁾。もう1つは、護岸近傍などの場合で、地震動の影響に加えて、護岸の変形に伴う海側への大きな地盤の残留水平変位も被害の要因となる。また、兵庫県南部地震ではあまり見られなかったが、残留水平変位による杭の被災形態として、わずかな勾配を有する傾斜地盤での液状化による地盤の流動変位が要因となる場合もある。

1995年兵庫県南部地震で被災した杭基礎に対して、1次元有効応力解析による地盤変位を用いた基礎杭の応答変位法(例えば、伊勢本ら³⁾)、2次元有効応力解析による地盤-基礎杭の連成解析(例えば、

仙頭・大岡⁴⁾)などにより、被災シミュレーションが実施され、被災原因の解明の一助となっている。しかしながら、2次元有効応力解析による地盤-基礎杭の連成解析では、杭のモデル化に課題が残されている。杭と側方地盤で有限要素節点を共有してしまえば、地盤が杭間をすり抜けることはできず、杭は奥行き方向に一様な壁としてモデル化されてしまう。また、杭と地盤との間に非線形バネを考慮すれば、上記の問題は緩和されるが、別途適切なバネ値の算定が必要となる。また、1次元・2次元の解析では群杭としての挙動を考慮することができない。以上のように杭の2次元解析には課題が残されているが、3次元解析よりも計算コストを抑えることができることから、その適用性を検討する研究が従来からなされている。例えば、石原・三浦⁵⁾は水平地盤上の数種類の群杭基礎を有する建物を対象とした2次元・3次元全応力解析を実施し、3次元解析結果を表現できるような2次元解析での地盤の奥行き幅は杭配置によって異なることを示した。液状化を考慮した有効応力解析による研究として、福武ら⁶⁾は杭基礎を有する円形構造物を対象として2次元・3次元有効応力解析を実施し、2次元解析では群杭の曲げモーメント分担率を適切に評価できないことを示した。またFunaharaら⁷⁾は液状化地盤中の杭基礎およびそれと等価な動的特性を持つ地中壁基礎の動的遠心模型実験を実施し、両者の動的応答の違いはわずかであることを示した。以上の研究はいずれも水平地盤を対象としたものであるが、護岸近傍などのように液状化に伴う地盤の残留水平変位が発生する場合に2次元解析の有効性を検証した事例は見当たらない。

そこで、ここでは2次元および3次元有効応力解析法を用い、1995年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍の杭基礎建物を対象として、地盤-基礎杭の動的連成解析を実施する。調査された基礎杭の被災形態や地盤変位と両解析結果を比較することにより、両解析手法の適用性を検討するとともに、地盤と基礎杭の変形過程を示し、被災メカニズムについて考察する。

2. 被災建物の概要⁸⁾

解析対象の被災建物(写真1)は神戸市東灘区の臨海部に位置する昭和56年設計の杭基礎建物であり、液状化を考慮した基礎の設計はなされていない。図1に示すように建物は南側の護岸から約6mの位置にある。図1には地震後実施された航空写真測量⁸⁾による地盤の水平変位ベクトルも示している。海側への地盤変位は護岸付近で1.5mとなっているが、内陸になるほど小さくなっている。地震後、建物北側のグラウンドで多数の噴砂がみられ、表層付近で液状化が発生したものと考えられる。

建物設計時に敷地内の2点で実施されたボーリングから得られた柱状図およびN値⁸⁾を図2に示す。調査地点のNo.1およびNo.2の位置は図3中に示している。表層はマサ土主体の平均N値10前後の埋



写真1 建物の被災状況⁸⁾

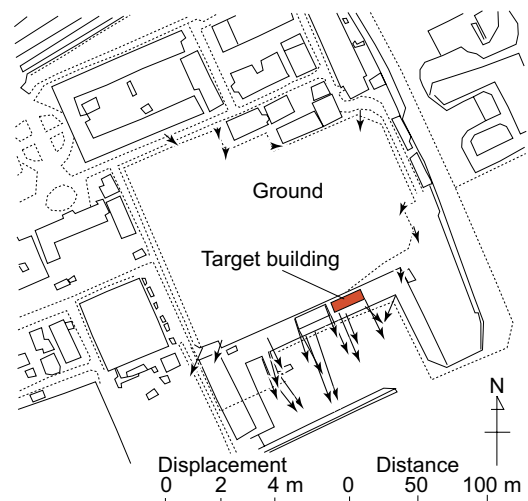


図1 建物配置図と変位ベクトル⁸⁾

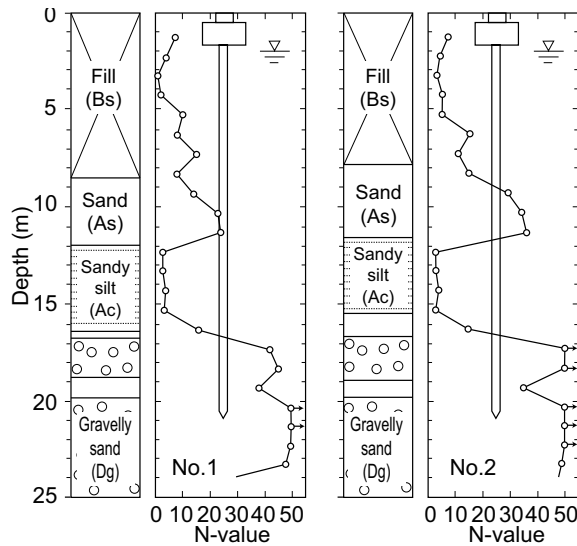


図2 建物敷地内における地盤柱状図（文献8に加筆）

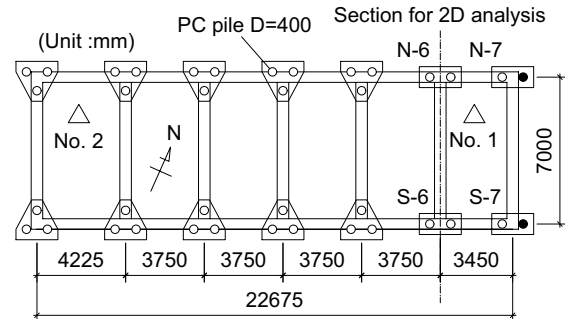


図3 基礎杭伏図（文献8に加筆）

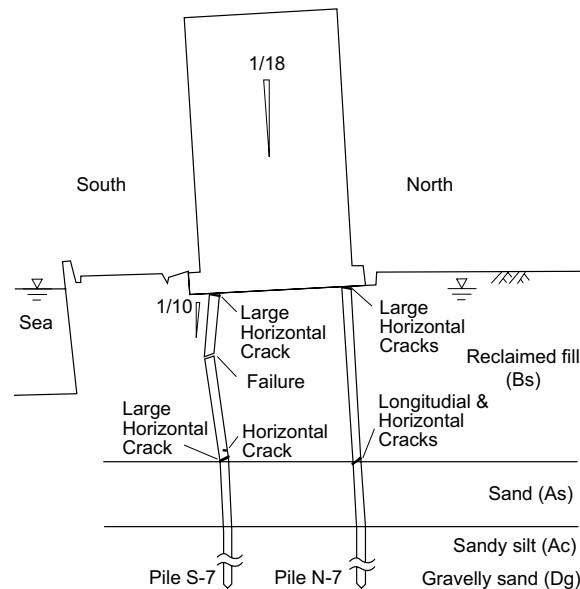


図4 被害の概要（文献8に加筆）

立層（Bs層）であり、特に深度5m以浅は緩くなっている。その下には、比較的密な中砂層（As層）、柔らかい砂質シルト層（Ac層）、締まった砂礫層（Dg層）が堆積している。なお、地下水位は深度約2mである。

建物の基礎杭伏図⁸⁾を図3に示す。建物はRC造3階建て6×1スパンである。38本の杭はすべてPC杭A種であり、杭径は400mmである。設計杭長は2本継ぎで全長20mである。杭1本あたりで平均した長期設計用軸力は412kNであり、1フーチングあたり2～3本の杭が配置されている。

地震後、建物は図4に示すように海側に約3度傾き、建物背後に数10cmの隙間が生じた⁸⁾。護岸に並行する方向の傾斜はわずかであった。また、上部構造については、いずれの構造部材でも損傷はみられなかった。図3中のN-7およびS-7における印の杭について内視カメラおよび孔内傾斜計により杭の被災状況が調査されている⁸⁾。調査の結果は図4に示す通りであり、海側のS-7では、杭頭、深度4.5m付近、埋立層とAs層との境界部の深度9m付近の3ヶ所で大きな水平クラックが見られ、くの字

型に変形している。一方、陸側の N-7 では杭頭部と埋立層と As 層の境界部の 2 ヶ所でのみ水平クラックがみられるのみであった。このような海側陸側での杭の変形モードの違いは、海側と陸側での地盤変位量の違いに起因している^{4), 8)}と考えられる。なお、孔内傾斜計による調査から得られた杭体の水平変位および曲率については、後の解析結果とともに示す。

3. 液状化解析手法

解析には Oka⁹⁾の砂の繰返し弾塑性モデルおよび Oka¹⁰⁾の粘土の繰返し弾粘塑性モデルを組み込んだ 2 次元および 3 次元有効応力解析コード LIQCA を用いた。場の方程式の定式化には、2 相混合体理論に基づいた土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする u-p formulation¹¹⁾を用いており、力のつりあい式と連続式が連成したものとなっている。場の方程式を以下に示す。

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{\epsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_j^2} \right) - \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (2)$$

ここに、 ρ は混合体の密度、 u_i^s は固相の変位ベクトル、 σ_{ij} は全応力テンソル、 b_i は物体力ベクトル、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 ϵ_{ii}^s は固相の体積ひずみ、 p は過剰間隙水圧（初期水圧からの増分）、 n は間隙率、 K^f は間隙水の体積弾性係数である。土粒子とその骨格を固相、間隙水を液相と表現している。式(1)、式(2)の場の方程式に対して、有限要素法（節点での固相の変位）と有限差分法（要素重心での過剰間隙水圧）を適用し、空間離散化を行う。また、時間積分には Newmark の法を用いる。筆者らは、本解析手法を用いて 1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドでの鉛直アレー記録や深江浜の内陸部で被災した杭基礎建物のシミュレーション^{12), 13)}を実施しており、本解析手法が実測値を概ね再現できることを確認している。

表-1 モデルパラメータ

Name of soil profile		Fill (Bs_u)	Fill (Bs_l)	Sand (As)	Sandy silt (Ac)	Gravelly sand (Dg)
Density	ρ (t/m ³)	2.00	2.00	2.00	1.70	2.00
Initial void ratio	e_0	0.4	0.4	0.4	1.4	0.5
Coefficient of permeability	k (m/s)	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}	1.0×10^{-7}	2.0×10^{-5}
Compression index	λ	0.010	0.010	0.010	0.331	-
Swelling index	κ	0.001	0.001	0.001	0.043	-
Initial shear velocity	V_s (m/s)	130	200	250	120	230-350
Initial shear modulus ratio	G_0/σ'_m	1105	1483	1655	250	-
Failure stress ratio	M_f	1.27	1.30	1.37	1.23	1.30-1.48
Phase transformation stress ratio	M_m	0.91	0.91	0.91	1.03	-
Hardening parameter	B_0	2500	3500	4500	55	-
For sandy soils						
Control parameter of anisotropy	C_d	2000	2000	2000	-	-
Reference strain parameter	γ_r^p	0.002	0.002	0.010	-	-
Reference strain parameter	γ_r^c	0.005	0.020	0.100	-	-
Dilatancy parameter	D_0	1.5	1.0	0.7	-	-
Dilatancy parameter	n	1.5	4.0	4.0	-	-
For cohesive soils						
Viscoplastic parameter	m'_0	-	-	-	14	-
Viscoplastic parameter	C_{01} (1/s)	-	-	-	5.5×10^{-6}	-
Viscoplastic parameter	C_{02} (1/s)	-	-	-	7.8×10^{-7}	-

4. 解析条件

地盤モデルは図 2 の柱状図および同一建物を対象とした仙頭・大岡の 2 次元有効応力解析⁴⁾を参考に作成した。図 2 において、Bs、As 層については、液状化が発生する可能性があることから砂の繰返し弾塑性モデルを適用した。Ac 層については、動的強度特性を忠実に再現するため粘土の繰返し弾粘塑性モデルを適用した。Dg 層については液状化が発生する可能性は低く、%オーダーのひずみは発生しないこと、動的変形試験結果との整合性がよいことを考慮して R-O モデルを適用した。なお、ここで用いた R-O モデルでは相対偏差応力の大きさ ($\sqrt{1/2(s_{ij}-x_{ij})(s_{ij}+x_{ij})}$: s_{ij} は偏差応力テンソル、 x_{ij} は応力反転時の偏差応力テンソル) を用いて 3 次元応力場を表現している。土のモデルパラメータは仙頭・大岡⁴⁾の有効応力解析およびポートアイランドの鉛直アレー記録の解析¹²⁾を参考に設定した。Bs、As 層については、仙頭・大岡⁴⁾が設定した S 波速度および液状化強度をモデルが再現できるようにモデルパラメータを設定した。なお、Bs 層は N 値 10 未満の Bs 層上部 (Bs_u 層) と N 値 10 以上の Bs 層下部 (Bs_l 層) に分割した。設定したモデルパラメータによる液状化強度 (繰返し回数 15 回で両振幅せん断ひずみ 5%) は Bs 層上部で 0.14、Bs 層下部で 0.22、As 層で 0.39 である。なお、地下水位以浅の Bs 層上部層についても、地下水以深と同じ構成則、同じパラメータを用いており、違いは間隙水が存在しないことだけである。したがって、液状化には至らないがダイレイタンスによる体積変化が生じる。また、地下水位以深の液状化層が海側へ変形した場合、地下水位以浅の層は水平方向に引っ張られ、有効応力が減少することから、その剛性は低下することになる。Ac、Dg 層については、ポートアイランドにおける Ac、Dg 層のモデルパラメータ¹²⁾をベースに仙頭・大岡⁴⁾が設定した S 波速度を満足するように設定した。各土層に対して設定したモデルパラメータ一覧を表-1 に示す。各パラメータの詳細については参考文献 9、10 を参照されたい。

2 次元有限要素モデルを図 5(a)に示す。2 次元解析は図 3 に示すように N-6 ~ S-6 の南北断面对象としている。なお、建物長手方向は東西方向とは正確には一致していないが、ここでは便宜的に建物長手方向を東西方向 (EW)、建物短辺方向を南北方向 (NS) と呼ぶ。モデル奥行き方向については 1 スパン (3.75m) を対象とした。海水については、残留変形に与える影響は小さいと仮定してモデル化していない。解析モデルの南北方向の幅については、モデル幅を変えた事前解析を実施し、護岸近傍の地盤の残留水平変位分布が変化しなくなる範囲で、できるだけモデル幅を小さく設定した。また、モデルの南北方向の両端には、質量の大きな幅広要素 (要素両端の節点を等変位とし水平地盤挙動を模擬) を付加し、側方地盤の半無限性を表現した。剛基盤入力を考慮し、モデル底面の節点は固定とした。また、排水条件として、地下水位面および海底面を排水境界、その他の面を非排水境界とした。

3 次元有限要素モデルを図 5(b)に示す。図 3 に示すように建物は東西方向で対称ではないが、東西方向の非対称性が計算結果に与える影響は小さいと考え、解析では建物の東側半分を対象とした。解析モデルの東西方向 (X 方向) については、西側は建物東端から 3 スパンまで、東側は建物東端から 20m までを解析領域とした。図 1 より地盤の残留水平変位の方向が主に南北方向であることを考慮して、モデル東西方向の端部では東西方向の変位を固定した。その他の条件については 2 次元解析と同様である。

地盤には 4 節点 (2 次元解析)、8 節点 (3 次元解析) アイソパラメトリック要素を用いた。基礎杭については、トリリニア型の M- 関係を有する非線形はり要素でモデル化した。M- 関係の折れ曲がり点には仙頭・大岡⁴⁾の解析より常時荷重による軸力下でのひびわれモーメント (63.7kNm) および終局モーメント (133.3kNm) を用い、ひび割れ後の曲げ剛性は初期剛性の 1/5、破壊後の曲げ剛性は初期剛性の 1/100 とした。なお、軸力変動による M- 関係の変化は考慮していない。図 3 に示すように 1 つのフーチングあたり 2~3 本の基礎杭が配置されているが、解析では各フーチングあたりの杭の断面積、断面 2 次モーメントを足し合わせ、1 本の梁要素でモデル化した。杭と地盤との接合部は水平方向拘束、鉛直方向自由とした。なお、杭のモデル化に関して、杭周辺の地盤挙動や杭に作用する地盤反力を厳密に評価するには、有限要素上で杭の断面形状をそのままモデル化すること¹⁴⁾や杭・地盤間のすべりなどの不連続挙動をモデル化すること¹⁵⁾が望ましい。ここでは、1) 対象となる PC 杭の杭径 (0.4m) は杭間隔 (3.45-4.225m) と比較して小さいこと、2) 杭の剛性が小さく地盤の変形に追従しやすいこと、3) 液

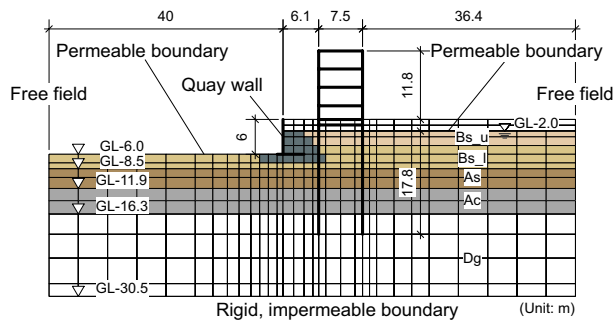


図 5(a) 2次元有限要素モデル

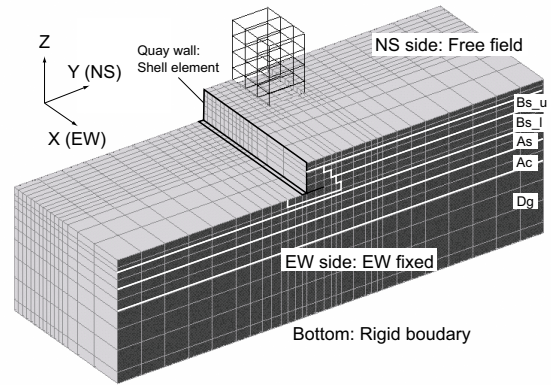


図 5(b) 3次元有限要素モデル

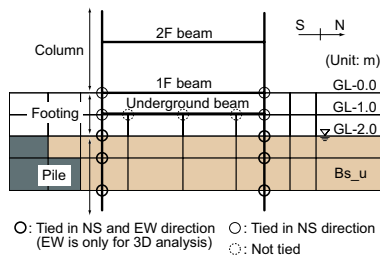


図 6 地中梁周辺のモデル化

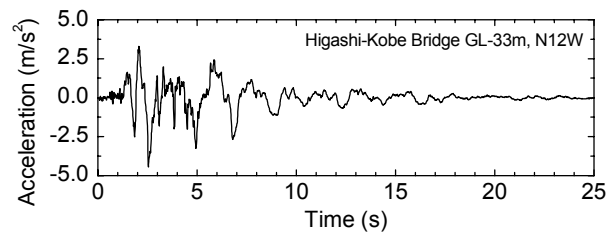


図 7 入力地震動¹⁴⁾

状化地盤が主な対象であるため杭周辺地盤の剛性低下量が大きく杭・地盤間の不連続挙動の影響は相対的に小さくなることから、有限要素解析の杭のモデル化においては杭の断面積を考慮せず、梁要素によるモデル化を行った。

建物上部構造についてはフレーム構造とし、柱、梁および地中梁については弾性はり要素でモデル化した。地中梁周辺のモデルを拡大したものを図 6 に示す。図に示すように、杭頭を除いたフーチング（建物南北端の GL-0m および-1m の節点）と海側・陸側地盤との接合部は南北方向拘束、東西・鉛直方向自由とした。ただし、3次元解析において、建物東端のフーチングと地盤との接合部は東西方向拘束、南北・鉛直方向自由とした。また、建物底面に位置する建物端部以外の地中梁と地盤との接合部は全方向自由とし、地盤と建物部材との摩擦は無視した。護岸は RC 造の逆 T 型護岸であり、線形のはり要素（2次元解析）、平面シェル要素（3次元解析）でモデル化した。護岸と背面地盤との接合部は水平方向拘束、鉛直方向自由とした。

図 5 の解析モデル下面を剛基盤とし、図 7 に示す東神戸大橋の近傍で観測された GL-33m での観測波形の N348E 成分¹⁶⁾を入力した。この方向は概ね護岸法線方向に対応している。過大な高周波応答を抑制するため、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を導入し、その係数は 0.001（陸側の自由地盤モデルの初期固有周期に対して約 1%）とした。計算時間は 25 秒間、計算時間増分は 0.002 秒とした。

5. 解析結果

はじめに、2次元・3次元解析結果と地震後の実測値の比較を通じて、解析手法の検証を行うとともに、解析次元の違いが結果に及ぼす影響について考察する。その後、3次元解析結果をもとに、基礎杭の被災過程について考察する。

5.1 地震後の地盤変位の検証

護岸天端（2次元解析断面位置、図 3 中の S-6 の海側）での南北方向の応答加速度および水平・鉛直

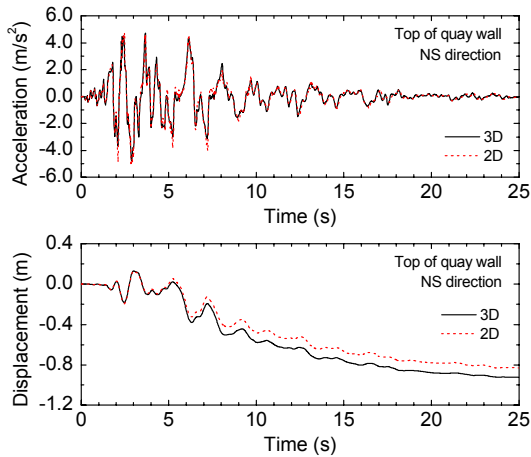


図8 護岸天端での加速度・変位応答

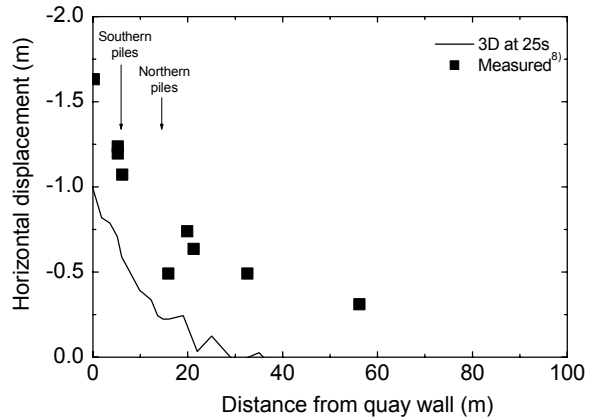


図9 護岸背面の地表面水平変位分布

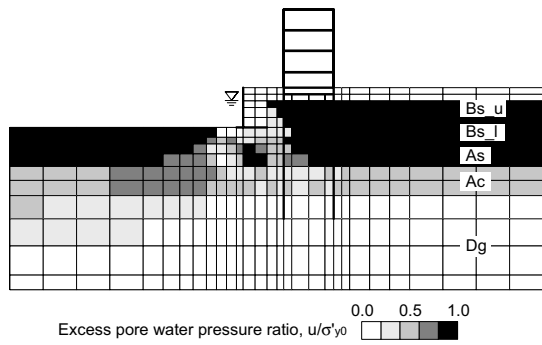
変位の時刻歴を図8に示す。また、2次元解析（図中の2D）と3次元解析結果（図中の3D）を比較すると、最大加速度は2次元解析、水平変位は3次元解析の方がやや大きな応答を示しているが、その差は小さい。

次に護岸背後の地表面水平変位量と護岸からの距離の関係について3次元解析結果と航空写真測量結果⁸⁾を図9に示す。なお、解析結果は25秒後のモデル東端での値を示しており、マイナスは海側への変位を示している。また、解析モデルの護岸からモデル右端までの長さは50mであり、図9の横軸よりも短い。解析による護岸天端の残留水平変位量は約1.0mであり、航空写真測量による護岸の変位量（1.5m以上）よりやや小さい値となっているが、オーダー的には整合している。解析では護岸背後30m付近で海側への変位が終息している。一方、航空写真測量結果では護岸背後60mでも30cm程度の水平変位がみられ、解析では護岸により近いところで変位が終息している。解析は護岸の水平変位量を過小評価したことから、背後地盤での水平変位量も全体的に過小評価する結果となっている。しかしながら、水平変位量が護岸から離れるにつれて減少する傾向に着目すると、測量結果でも水平変位が50cm以下となる護岸背面からの距離は約30mとなっており、解析は定性的には良好な予測結果を与えていると思われる。

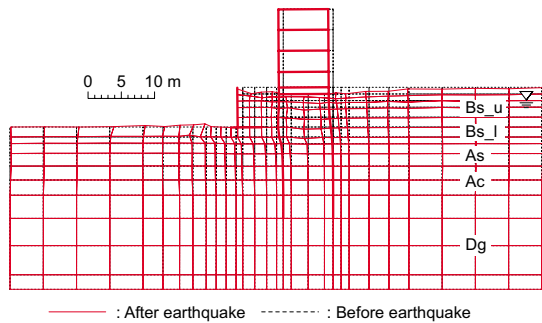
5.2 杭の被災形態の検証

25秒後の過剰間隙水圧比（地震中発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除したもの）の分布および変形図を図10に示す。3次元解析では建物周辺地盤の代表的な東西および南北断面について、過剰間隙水圧比分布を示している。埋立層（ B_{s_u} 、 B_{s_l} 層）と比較的密な中砂層（ A_s 層）では過剰間隙水圧比が1.0近くに達している。しかしながら、変形に着目すると A_s 層でのせん断ひずみは埋立層のそれと比較すると、非常に小さいことがわかる。比較的液状化強度の高い A_s 層では過剰間隙水圧比は1.0に近い値となるが、地盤の剛性が著しく低下するという意味での液状化は発生していないと考えられる。よって、杭の変形には完全液状化に至る埋立層の変形が大きく影響し、基礎杭は埋立層最下部で折れ曲がり海側へ変形している。また、海側の基礎杭は埋立層最下部だけでなく、埋立層内でもくの字型に折れ曲がっており、図4に示した海側陸側での地盤変位量の違いに起因した変形モードの違いが再現されている。このような変形モードは2次元解析でも3次元解析でも同様にみられる。

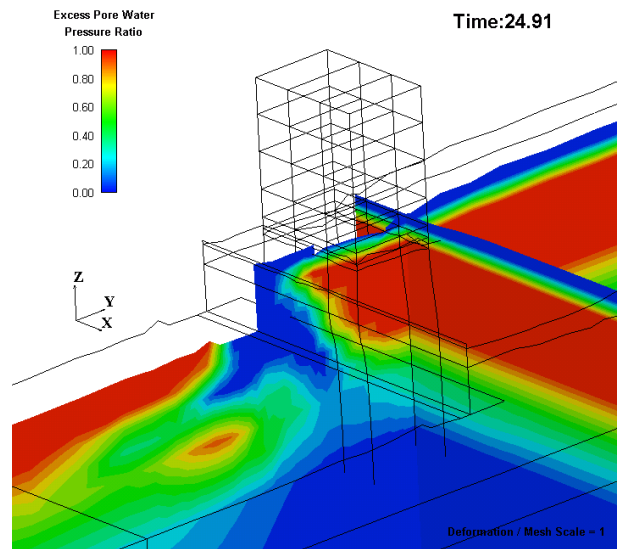
図3中のS-6およびN-6での杭の地震後の南北方向の水平変位について、解析結果と時松ら⁸⁾の調査結果を図11に示す。なお、調査はN-7およびS-7の杭について行われているが、杭の変形は南北方向が主であり、N-6およびS-6でも同様な変形が発生していると考えられることから、N-6、S-6に対する解析結果と比較する。ここで、いずれの解析結果も地盤変形がほぼ終息する25秒での結果を示している。海側のS-6について、杭が埋立層内の深度5mあたりでくの字型に折れ曲がっていること、杭先端



(a) 25秒後の過剰間隙水圧分布（2次元解析）



(b) 25秒後の変形図（2次元解析）



(c) 25秒後の過剰間隙水圧分布と変形図
（3次元解析）

図10 過剰間隙水圧比分布と変形図

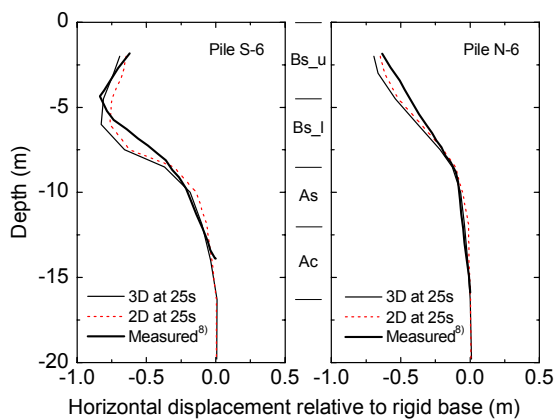


図11 杭の南北方向の水平変位

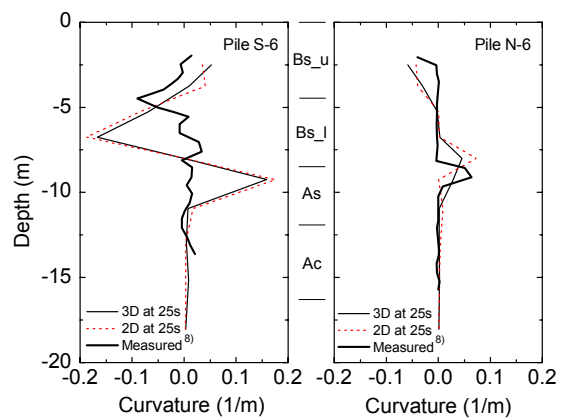


図12 杭の南北方向の曲率

部に対する最大相対変位が約 80cm であることなど、解析結果は実測値とよく一致している。一方、陸側の N-6 について、埋立層内の杭の折れ曲がりは見られず、埋立層最下部で折れ曲がっていること、最大相対変位が約 60cm であることなど、解析結果は実測値とよく一致している。2次元解析と3次元解析を比較すると、海側、陸側のいずれの位置においても、3次元解析での杭の変形が2次元解析でのそれよりも若干大きくなっているが、変形モードについては両者の差はほとんどみられない。

次に、図3中の S-6 および N-6 での杭の地震後の南北方向の曲率について、解析結果と時松ら⁸⁾の調査結果を図12に示す。ここでも、解析結果は25秒での結果を示している。海側の S-6 について、埋立層内および埋立層最下部で大きな曲率が発生する点では解析結果と実測値は一致しているが、解析では曲率の深度変化が実測値ほど局所的でなく、最大値を過大に評価している。これは非線形はり要素の曲率の評価位置を要素重心としたため、曲率の深度分布がメッシュサイズの影響を受けてしまったことに

起因していると考えられる。地盤変位を精度よく予測し、杭の非線形性を考慮すれば、深度方向に比較的滑らかな杭の水平変位分布を予測することができる。しかしながら、杭の傾斜の変化率である曲率は、実際に破壊した位置で局所的に変化することから、ここで用いたメッシュサイズでは十分な精度で予測できなかったものと考えられる。陸側の N-6 について、埋立層最下部および杭頭で大きな曲率が発生している点では、解析結果と実測値は一致しているが、海側の S-6 と同様メッシュサイズの問題により最大値の発生位置が両者でやや異なっている。2次元解析と3次元解析を比較すると、図11の杭の水平変位での傾向とは逆に、2次元解析での曲率が3次元解析でのそれをやや上回っているが、深度分布については両者とも同様な傾向を示している。

5.3 杭間地盤の護岸方向の変位

これまで示した護岸天端の応答や杭の水平変位量については、3次元解析の方が2次元解析よりもやや大きな値を示したが、両者の結果の違いがさほどみられなかった。そこで、ここでは3次元解析における杭間地盤の護岸方向の水平変位に着目し、杭周辺地盤の3次元挙動について考察する。海側の杭位置（護岸からの距離 6.1m）での埋立層内の同一深度節点における地盤の水平変位分布を図13に示す。マイナスの変位は海側への変位を示しており、地盤変形がほぼ終息する25秒後の結果を示している。深度については、埋立層上部内（GL-3.0m）、埋立層上部と下部の境界（GL-4.5m）、埋立層下部内（GL-6.0m）の3つを対象としている。また、横軸の0が建物東端位置に対応している。杭間の地盤と杭との相対変位（すり抜け変位）に着目すると、埋立層上部では地盤変位が杭の変位より大きく、また深度が浅いほどすり抜け変位量が大きくなっている。逆に埋立層下部では杭の変位の方が地盤変位より大きい杭もみられる。地盤の変位は深度が大きくなるにつれ小さくなるのに対し、杭の変位は図11に示すようなくの字型の形態となることから、埋立層上部と下部では杭と地盤の相対変位の傾向が逆転したものと考えられる。一方、建物から離れた東側の地盤変位は深度に関わらずほぼ同様な値となっている。杭間地盤の変位と比較すると、埋立層上部内では杭間地盤の方が側方地盤よりもやや大きな変位を示しているが、これは次に示すように陸側の杭位置における埋立層上部の杭間地盤の変位が杭の変位に追従したことによる。

次に陸側の杭位置（護岸からの距離 13.6m）についても同様に埋立層内の同一深度節点における地盤の水平変位分布を図14に示す。陸側では海側とは逆に埋立層上部では杭の変位が地盤変位より大きく、埋立層下部内では地盤変位が杭の変位より大きくなっている。すり抜け変位量については埋立層上部でもっとも大きく、海側での傾向と一致している。一方、建物から離れた東側の地盤変位は海側と同様に深度に関わらずほぼ同様な値となっているが、埋立層上部では建物下の地盤変位より小さくなっている。図4に示したように建物背後では建物と地盤との間に数10cmの隙間が発生している。これは建物の海側への変位が地盤変位よりも大きかったことを示唆しており、図14に示す埋立層上部での傾向と整合している。以上のように、埋立層上部において杭と地盤の相対変位の関係が海側陸側で逆転したのは、

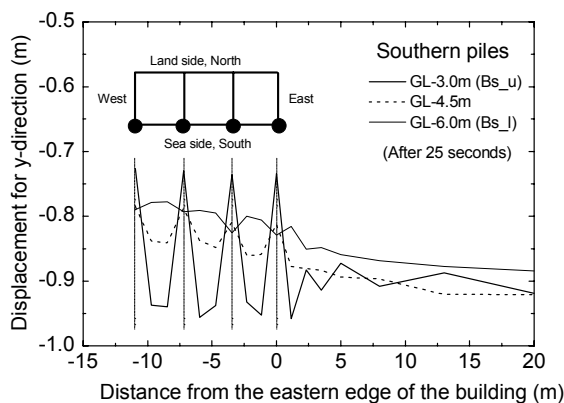


図13 埋立地盤の水平変位分布（建物南端）

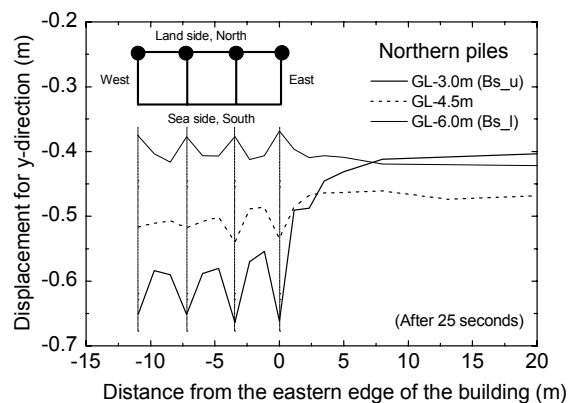


図14 埋立地盤の水平変位分布（建物北端）

杭頭の変位は地中梁のため海側と陸側でほぼ同じであるが、地盤変位は海側の方が陸側よりも大きいことによる。

このように埋立層上部においては杭周辺で顕著な3次元の挙動がみられる。2次元解析において杭はモデル奥行き方向に一様な壁と同じように扱われるため、杭は地盤変位の影響を直接受ける。このため、上記のような地盤変位が作用する場において、2次元解析の結果は3次元解析のそれとは異なるものになると予想されるが、ここまで示したように2次元解析と3次元解析では杭の変形量に大きな違いはみられない。この原因として、すり抜け量の大きい埋立層上部の液状化層の変形が杭の変形に対して支配的ではない可能性が考えられ、これについては次節で述べる。

5.4 杭の被災過程の考察

はじめに S-6 と N-6 の杭間の埋立層内の相対有効応力比 (R.E.S.R.: $1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$) の時刻歴を図 15 に示す。ここに、 σ'_m は平均有効応力、 σ'_{m0} は初期平均有効応力である。埋立層上部では約 5 秒後、埋立層下部では約 10 秒で完全液状化に至っている。図 8 に示した護岸天端の変位の時刻歴と比較すると、埋

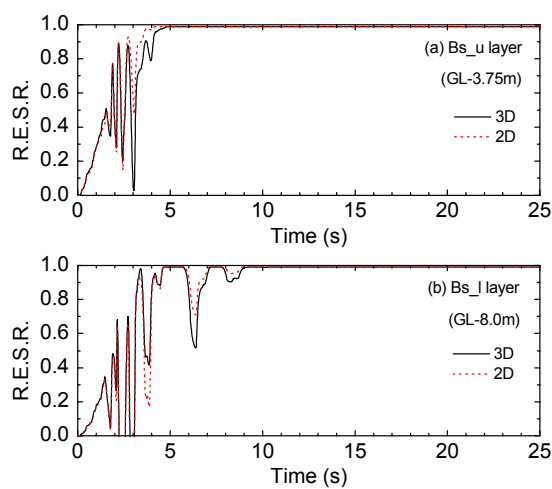


図15 埋立層の相対有効応力比の時刻歴

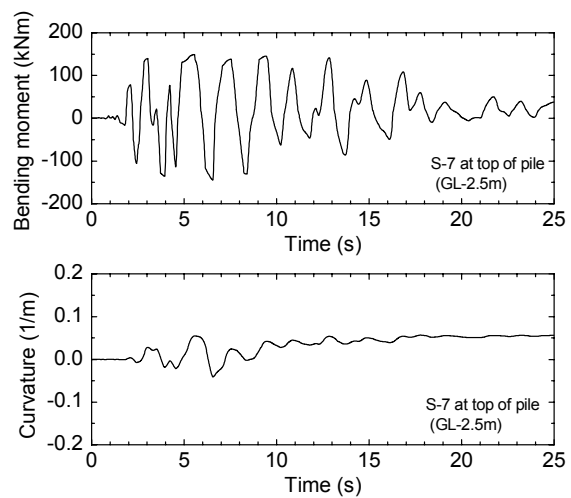


図16 曲げモーメントと曲率の時刻歴
(海側-杭頭部、3次元解析)

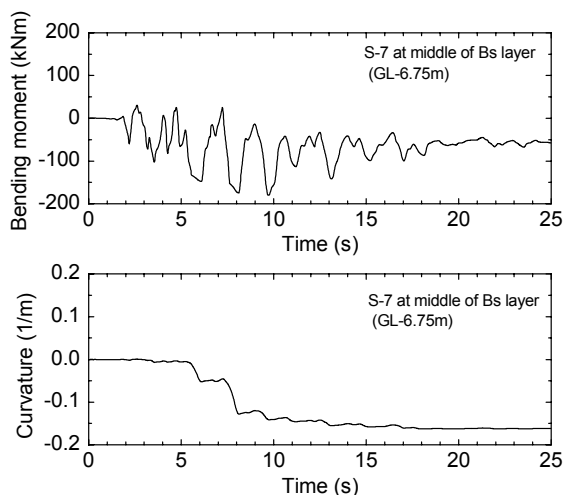


図17 曲げモーメントと曲率の時刻歴
(海側-埋立層内、3次元解析)

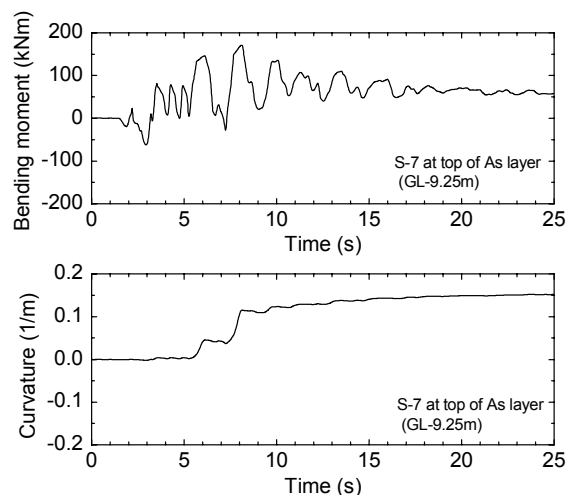


図18 曲げモーメントと曲率の時刻歴
(海側-As層最上部、3次元解析)

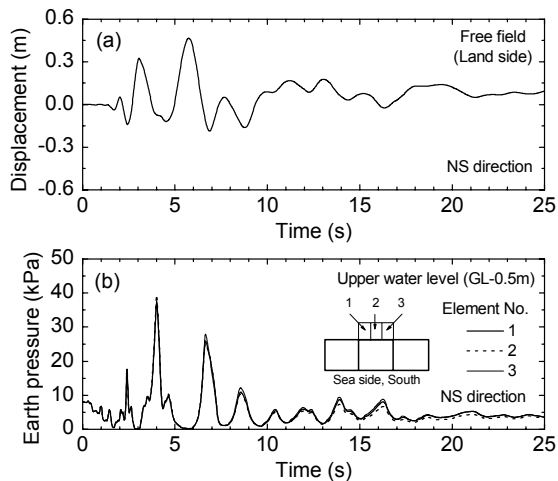


図19 地盤の水平変位と水平土圧
(3次元解析)

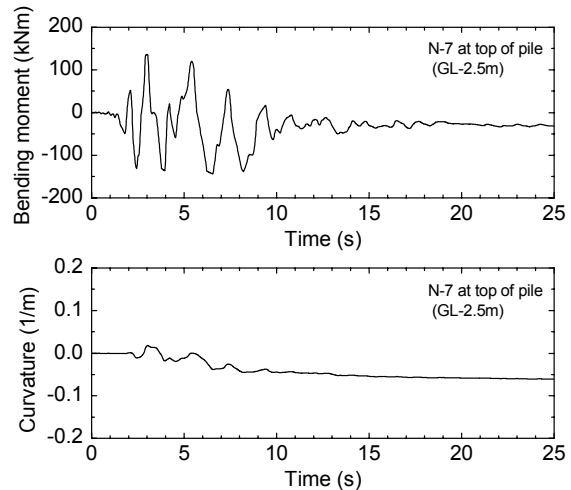


図20 曲げモーメントと曲率の時刻歴
(陸側-杭頭部、3次元解析)

立層が完全液状化に至る約 10 秒までに、約 60cm の水平変位（最終変位量の約 65%）が発生していることがわかる。2 次元解析と 3 次元解析を比較すると、2 次元解析では相対有効応力比の変動が 3 次元解析でのそれよりやや大きくなっているが、完全液状化に至る時期など他の傾向はほぼ一致している。

図 3 中の海側の S-7 について、杭頭部（GL-2.5m）、埋立層内（GL-6.75m）および As 層最上部（GL-9.25m）での曲げモーメントと曲率の時刻歴をそれぞれ図 16、図 17 および図 18 に示す。図 16 の杭頭部では建物の慣性力の影響を強く受けるため、最大加速度が入力される 2.5 秒付近で曲げモーメントが終局モーメント（133kNm）を超え、破壊に至り正負の曲率が発生している。その後、建物の揺れが継続する 15 秒過ぎまで、比較的大きな曲げモーメントの振幅がみられるが、曲率は約 8 秒以降は大きく増加することはない。一方、図 17 の埋立層内では杭頭部と様子が異なっている。建物の慣性力が大きい 5 秒までに、終局モーメントに達することはなく曲率も小さい。その後、埋立層下部が完全液状化に至る過程の約 10 秒までの間に、杭は破壊に至り、大きな曲率が発生しているが、埋立層が完全に液状化したあとは、曲率は大きく増加していない。また、図 18 に示す As 層最上部の杭の応答も図 17 の埋立層内の杭と同様な経時変化（ただし残留値の符号は逆）を示している。なお、陸側の N-7 についても、杭頭部（ただし残留値の符号は逆、後に図 20 で示す）と埋立層最下部の挙動の経時変化は S-7 と同様である。したがって、埋立層内および埋立層最下部の杭は完全液状化した地盤の流動によって破壊に至ったのではなく、埋立層下部が完全液状化に至る過程で発生した大きな地盤変位によって破壊に至ったと考えられる。

埋立層における液状化層の挙動はこれまで述べた通りであるが、次に地下水位以浅の非液状化層が杭の変形に与えた影響について考察する。3 次元解析から得られた陸側自由地盤（2 次元解析断面位置、図 3 中の N-6 の陸側のモデル端部）の地表面における南北方向の水平変位の時刻歴を図 19(a)に示す。また、建物陸側の地中梁 1 スパン（図 3 中の N-6 西側の 1 スパン）に接している 3 つの地盤要素（重心位置は GL-0.5m）の南北方向土圧の時刻歴を図 19(b)に示す。図に示すように海側への水平変位（図 19(a)では負の方向）がピークに達する約 4 秒、7 秒などの時点にほぼ対応して、建物陸側の地中梁に作用する土圧もピークを示すことがわかる。この傾向は 1 スパン内の 3 要素いずれも同様である。また、土圧の最大値は約 4 秒で発生しており、この時刻は図 15 に示したように埋立層上部が完全液状化に至る時刻とほぼ一致することから、液状化に伴う埋立層上部の変形によって大きな土圧が作用したものと考えられる。図 17、18 に示したように地中部の杭に大きな変形が発生するのは約 5 秒～10 秒であり、約 5 秒までは埋立層上部の変位に対して杭の変位が小さいため相対変位が発生し、大きな土圧が発生することになる。その後、約 10 秒までは杭が海側へ徐々に変形するため、図 19(a)のように地表面の変位が大きくても、地中梁からの反力として発生する土圧は小さくなることになる。さらに、その後は図

14 に示したように、建物陸側の杭の変位より背後地盤の変位が小さくなることから、土圧は静止土圧より小さな値に収束している。したがって、この事例では埋立層が完全液状化に至った後の非液状化層からの土圧は小さく、主に地震中に振動する建物と地盤の相対変位によって土圧が発生している。これらの土圧のピーク時は図 16 に示した海側の S-7 の杭頭部で負の曲率のピークが発生する時刻、および図 20 に示す陸側の N-7 の杭頭部（GL-2.5m）で残留曲率が発生する時刻に対応しており、地下水位以浅の非液状化層の土圧は杭頭部の破壊に寄与していると考えられる。

ここで、2次元解析と3次元解析の差について考察する。杭全体の変形量に影響する地中部の杭が大きく変形するのは、図 17、18 に示したように埋立層上部が完全液状化に至った後から埋立層下部が完全液状化に至る過程（約 5～10 秒）である。このとき、埋立層上部の液状化層は剛性が既に低下していることから、図 13、図 14 に示したように地盤のすり抜け変位量が大きくなるが、剛性も低下しているため、杭に作用する荷重は小さいものとなる。したがって、埋立層上部の液状化層からの荷重は杭全体の変形に対して支配的ではないと考えられる。一方、埋立層下部については、図 13、図 14 に示したように顕著なすり抜け変位はみられないことから、2次元解析でも杭の変形量について妥当な予測結果が得られたと考えられる。

6. まとめ

1995 年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍の杭基礎建物を対象として、2次元・3次元有効応力解析法により地盤 - 基礎杭 - 建物系の連成解析を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 解析は基礎杭の変形モードを定量的に再現することができた。ただし、護岸の水平変位および背後地盤の地表面の残留水平変位についてはやや過少に、杭の最大曲率についてはやや過大に評価した。
- (2) 杭頭部は最大加速度発生時の建物慣性力や建物陸側の非液状化層からの土圧により破壊に至った可能性がある。一方、埋立層中央部および最下部での杭は、完全液状化した地盤の流動によって破壊に至ったのではなく、埋立層下部が完全液状化に至る前の地盤の海側への水平変位により破壊に至った可能性がある。
- (3) 奥行き 1 スパンをモデル化した 2次元解析でも 3次元解析とほぼ同等の結果を得ることができた。3次元解析では埋立層上部の液状化層の杭周辺で地盤の顕著なすり抜けがみられるが、杭全体の変形に対しては、すり抜け変位の小さい埋立層下部の変形が支配的であることが、2次元解析でも妥当な結果が得られた原因の 1 つとして考えられる。

ここでは、3次元解析を実施するため、解析条件を簡素化した点がある。例えば、建物半分のみを対象とし、東西方向の入力も無視した。杭の M- 関係についても軸力変動の影響を無視した。また、深度方向のメッシュサイズも杭の曲率分布を表現するには十分ではなかった。杭の応答について、さらに詳細な検討を行うにはこれらの点にも配慮する必要がある。

謝 辞

佐藤工業株式会社吉田望氏には解析対象断面の有限要素データをご提供頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。また、本解析の一部は第 1 著者が独立行政法人防災科学技術研究所、地震防災フロンティア研究センター、破壊・脆弱性チームに在籍していたときに行ったものです。久保哲夫チームリーダー（名古屋工業大学教授）をはじめとする関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 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建築編-4、建築基礎構造、1998年、pp.333-368.
- 2) Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T. and Tokimatsu, K.: Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, No.2, 1998, pp.179-192.

- 3) 伊勢本昇昭、金子治、佐藤靖彦、新井寿昭、藤原達夫、尻無浜昭三：兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎建物の調査と解析（その1～4）、第32回地盤工学研究発表会、1997年、pp.919-926.
- 4) 仙頭紀明、大岡弘：護岸近傍に位置する建物基礎杭被害のケーススタディ、第10回日本地震工学シンポジウム、1998年、pp.383-388.
- 5) 石原哲哉、三浦房紀：構造物 - 杭 - 地盤系の相互作用解析における3次元解析と2次元解析との比較、土木学会論文集、No.501 / I-29、1994年、pp.123-131.
- 6) 福武毅芳、大槻明、藤川智：液状化問題における二次元解析の適用限界と三次元解析の利点、地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム、1995年、pp.229-236.
- 7) Funahara, H., Cubrinovski, M., Kitazawa, K. and Fujii, S.: On numerical modeling of pile foundations in 2-D FEM effective stress analysis、第31回地盤工学研究発表会、1996年、pp.1167-1170.
- 8) 時松孝次、大岡弘、社本康広、浅香美治：兵庫県南部地震の側方流動による杭の破壊・変形モード、日本建築学会構造系論文集、第495号、1997年、pp.95-100.
- 9) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, 1999, pp.661-680.
- 10) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proc. of the 4th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, 1992, pp.105-114.
- 11) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol. 52, 1994, pp.209-245.
- 12) 竹内法道、古田竜一、八嶋厚、張鋒、渦岡良介：沖積粘土の実験的研究と有効応力解析による液状化特性、第36回地盤工学研究発表会、2001年、pp.349-350.
- 13) 渦岡良介、久保哲夫、八嶋厚、張鋒：兵庫県南部地震で被災した杭基礎建物の三次元有効応力解析、第36回地盤工学研究発表会、2001年、pp.1727-1728.
- 14) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T.: Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.5, 2000, pp.1-17.
- 15) 若井明彦、鶴飼恵三：単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析、土木学会論文集、No.517/III-31、1995年、pp.159-168.
- 16) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No.21)、土木研究所彙報、第64号、1995年

（受理：2001年11月5日）
（掲載決定：2002年3月2日）

3-DIMENSIONAL EFFECTIVE STRESS ANALYSIS OF A DAMAGED GROUP-PILE FOUNDATION ADJACENT TO A QUAY WALL

UZUOKA Ryosuke¹⁾, SENTO Noriaki²⁾, YASHIMA Atsushi³⁾
and ZHANG Feng⁴⁾

1) Member, Lecturer, Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

- 2) Member, Research Assistant, Graduate School of Engineering, Tohoku University
- 3) Member, Professor, Department of Civil Engineering, Gifu University, Dr. Eng.
- 4) Member, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Gifu University, Dr. Eng.

ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate the damage process of a group-pile foundation adjacent to a quay wall in a reclaimed ground during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. A five stories building supported by the foundation tilted toward the sea due to the damage of the pile foundation. Sand boiling and large lateral flow of the liquefied ground occurred around the building. Two-dimensional and three-dimensional effective-stress analyses with the soil-pile-building system were performed. The ground was assumed to consist of a cyclic elasto-plastic model for sand and a cyclic elasto-viscoplastic model for clay. Both two-dimensional and three-dimensional analyses quantitatively reproduced the observed deformation of damaged piles. The numerical results showed that an inertia force of the building damaged the pile head, while a large horizontal deformation of the surrounding soil damaged the deeper parts of the pile before the ground liquefied completely.

Key Words: liquefaction , lateral spreading, pile foundation, quay wall, effective stress analysis