

6. 貯水土構造物の被害・メカニズム分析及び復旧・復興

本報告では、今回の地震で被災した貯水土構造物の中で、特に農業用ため池に焦点を絞って、被害の分布特性や地域特性などの特徴と、そのメカニズムの分析結果、および復旧についてまとめている。

本部会における研究内容として特徴的なことは、(1)被災ため池の GIS データベースの構築と被災要因の検討、(2)有効応力を考慮した地震応答解析と斜面安定解析による被災メカニズムの追求、(3)これらの結果を考慮した現行設計法への提言、にある。

6.1 被害概要と特徴

兵庫県は瀬戸内気候で降雨量が少なく水源が得難いため、総数約 51,000 箇所という極めて多くのため池が存在するが、中でも淡路島では、北中部に山地が多く大きな河川がないため、約 24,000 箇所という日本一のため池密集地となっている。

6.1.1 被災ため池の分布特性¹⁾

本地震によるため池の被害額は約 184 億円であり、農業関係の全被害額の約 3/4 を占めている。兵庫県内には、ため池以外の大ダム（堤高 15m 以上）は 66 箇所あり、うち 20 箇所は淡路島にある。大ダムの中では、淡路島北部の 4 つのアースフィルダムと西脇市の金城池を除くと、その多くは重力式コンクリートダムであったため、ほとんど被害は認められていない。

これに対して、ため池の被害は極めて多い。ため池被害の分布状況は、図-6.1.1 に示すように淡路島北部に集中している。この図から、被災ため池 1,362 箇所のうち、震源地から半径 10km の範囲に約 10%，20km の範囲に約 45%，30km の範囲に約 85% が分布している。

図-6.1.2 は入倉の結果²⁾に基づいて直線でモデル化した想定震源断層を示す。この想定震源断層までの直線距離によって被害ため池の分布特性をプロットしたものが図-6.1.3 である。この図から、淡路島地域では、被害ため池はほぼ震源断層距離 10km 以内に分布し、地震エネルギーの減衰特性と同じような対数距離に比例した分布特性を示している。これに対して、神戸・東播磨地域では、震源断層距離が 10-25km の範囲内にもかなりの被害数が存在し、両者の分布特性はかなり異なる。

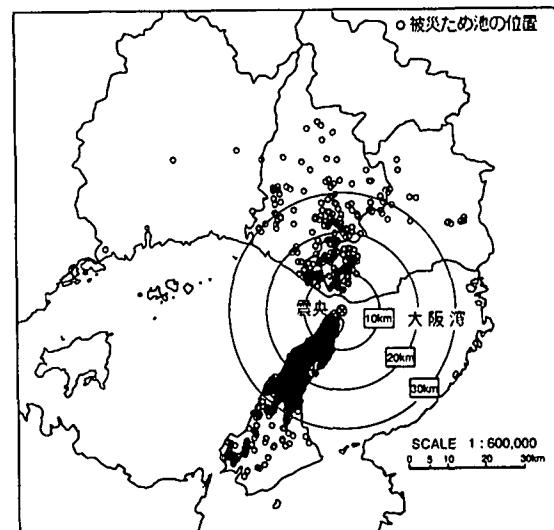


図-6.1.1 被災ため池の震源からの分布

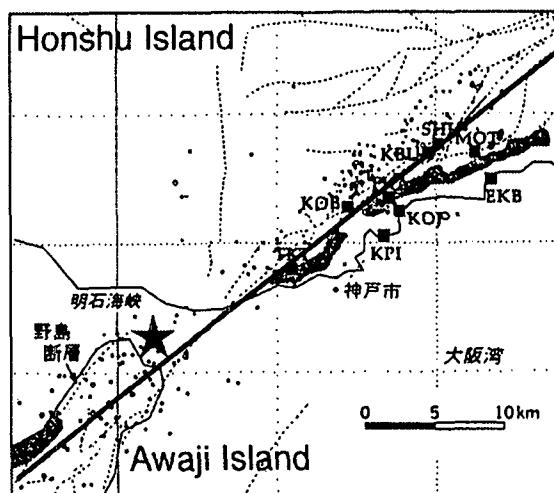


図-6.1.2 想定震源断層の位置（入倉 1）の図に加筆

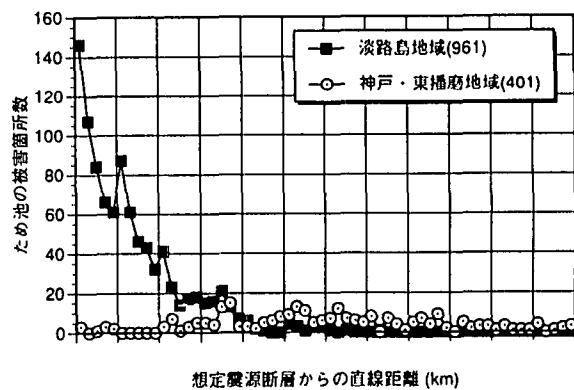


図-6.1.3 震源断層距離による被害ため池の分布特性

6.1.2 ため池の被災状況と地域的特性

ため池の被災状況としては、縦断方向の亀裂が大半であったが、堤体と固有振動数の異なる構造物の境界部および応力集中部には横断方向の亀裂発生も認められた。地震後にいくつかのため池で試掘調査を行った結果、表面的には小さなクラックしか認められない場合でも、トレーンチ調査の結果、堤体内部には多数の亀裂が発生しており、堤体内部構造が乱れている場合が多いことが確認された。

震源地に近い淡路島における被害箇所は 961 箇所 (70.6%を), 被害額は全体の 54%を占めており、特に淡路島北部の津名郡に集中した。津名郡には県下の約 40%にあたる 19,000 箇所のため池が存在している。本地域のため池は中小規模のものが多いため、1 箇所当りの被害額は約 1 千万円と小さいが、震源や野島断層から極めて近距離にあるため池も多いため、決壊したものや滑りを伴う大きな亀裂の発生が淡路島地域のため池被害の特徴といえる。淡路島北部では、谷地形の農地の上部に設置されているため池が多く、決壊すれば下流へ大被害を及ぼすことが懸念された。津名郡一宮町の井手の尻池は、今回の地震で決壊した唯一のため池であったが、幸い決壊による二次被害はなかった。一宮町付近では他にも、荒神池・古下池で滑りを伴う大きな亀裂の発生が見られ、蔵谷上池でも堤体前法に多くの縦断方向亀裂が見られた。また、野島断層上にある北淡町の泉中池では湧水によりため池の水位が異常に上昇したため、決壊による二次災害防止のために堤体の開削を行った。隣接する棕本池では野島断層によりコンクリート製の洪水吐が破壊されたが、堤体の大きな損傷はなかった。他にも折ヶ谷池や峠上池・峠下池でもかなり大きな亀裂の発生が認められた。

一方、震度 7 に該当する阪神都市圏の中心である大阪湾沿岸では、農地が少ないために農地・農業用施設の被害は少なかった。都市圏周辺、特に震源地の北西部にあたる神戸市北区・西区、明石・小野・加西・加古川市には多くの農地が存在するとともに、ため池が多く群集している。この地域のため池は、堤高は低いが堤長が長く満水面積が大きい皿池が多い。ため池の被害箇所は、401 箇所 (29.4%) と淡路地域に比べて少なかったが、1 箇所当りの被害額が約 2 千万円と大きく、堤体全長にわたり縦断亀裂が発生しているものや堤体前法が崩壊したものが多いのが特徴的である。特に被害の大きなところでは、神戸市西区の大堤防池、小野市の二六池や菅田谷池で前法が完全に滑落した。

(カラー写真-6.1.1～6.1.6 参照)

6.2 GIS データベースと被害要因の検討

6.2.1 被災ため池 GIS データベースの構築

今回の震災で被災したため池の被害特性は様々であり、その様々な被災要因を地質学・地盤工学・地理学などの多方面から検討するためには、まず個々の被災ため池のデータベースを作成し、これを GIS (地理情報システム ; Geographical Information System) とリンクさせた被災ため池 GIS データベースを構築することが必要であると考えた。

GIS の最大の特徴は、分析対象となる情報が常に地理的な位置情報を有していることであり、ベクター型データとラスター型データを自由に重ね合わせることにより、「面情報が扱えるデータベースソフト」として利用できる点にある。

本研究で利用した GIS ソフトウェアは、GeoBase ((株) ドーン) であり、WINDOWS-NT4.0 (マイクロソフト (株)) 上で高速に地図情報を表示できる特徴を有している。GeoBase は、VisualBasic (マイクロソフト(株)) で書かれた GeoLib32 というライブラリ (DLL) を提供しており、ユーザが VisualBasic を用いて自由にカスタマイズすることができる。一方、データベースとしては Access (マイクロソフト (株)) を用いている。今回は、神戸市域については神戸市から提供いただいたベクター型デジタルマップを、周辺域に関しては各市町村発行の 1/2,500 都市計画図から作成したラスター地図 (約 240 枚) と、国土地理院発行の 1/10,000 デジタルマップを、それぞれ使用している。また、地質図は地質調査所発行の 1/50,000 地質図と兵庫県発行の 1/100,000 地質図を使用した。

図-6.2.1 は、被災ため池データベースの一部を示したものである。ここには、所在地や管理者、諸元、緯度経度、被災程度だけでなく、図面も添付されている。GIS データベースでは、さらに被災ため池位置として示されている●をクリックすると、図-6.2.2 左の被災状況・写真・堤軸方向図面を表示する画面と、図-6.2.2 右の所在地・主要諸元・被災図面・数値座標への変換ツールを表示する画面の 2 種類を用意した。被災ため池地点を示す●は、データベースに記載された北緯・東経を 19 座標系第 5 系の数値座標に変換し、GeLib32 の図形表示機能を用いて自動表示している。

市町区名	池の名称	池の形状	所在地	地質図記号	地質質地	地形
神戸市北区	新池	シンイケ	神戸市北区大沢町中大沢	Kn2	神戸層群砂岩及び泥岩	丘陵地
神戸市北区	下内野池	シモウチノイケ	神戸市北区淡河町北僧尾	Ky2	神戸層群砂岩及び泥岩	山地
神戸市北区	西谷池	ニシタニイケ	神戸市北区淡河町北僧尾	Ky2	神戸層群砂岩及び泥岩	山地
神戸市北区	中西池	ナカニシイケ	神戸市北区淡河町神田	Kyl	神戸層群砂岩・泥岩・砾	丘陵地
神戸市北区	岡塙大池	オカハオオイケ	神戸市北区有野町有野	Kyl	神戸層群砂岩・泥岩・砾	台地
神戸市西区	芳が谷池	ヨシガタニイケ	神戸市西区玉津町水谷	a	沖積層	台地
神戸市西区	西奥池	ニシオクイケ	神戸市西区押部谷町押部	O3	大歛層群粘土・砂・砾	丘陵地
神戸市西区	五番池	ゴパンイケ	神戸市西区玉津町水谷	a	沖積層	台地
神戸市西区	ダイモニアオイ		神戸市西区押部谷町近江	O1	大歛層群粘土・砂・砾	丘陵地
神戸市西区	大門大池	ケ	神戸市西区押部谷町細田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	丘陵地
神戸市西区	大将軍池	ケ	神戸市西区押部谷町細田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	丘陵地
神戸市西区	ねずみ池	ネズミイケ	神戸市西区押部谷町細田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	丘陵地
神戸市西区	星喜池	ジュウソウイケ	神戸市西区押部谷町細田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	丘陵地
神戸市西区	湯出池	ユディケ	神戸市西区玉津町水谷	a	沖積層	丘陵地
神戸市西区	にごり水池	ニゴリミズイケ	神戸市西区押部谷町和田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	低地
神戸市西区	古野池	フルノイケ	神戸市西区押部谷町和田	O2	大歛層群粘土と砂礫層	低地
神戸市西区	三号池	サンゴウイケ	神戸市西区平野町堅田	O	大歛層群粘土・沙及び	低地
神戸市西区	新池	シンイケ	神戸市西区玉津町高津橋	a	沖積層	低地
神戸市西区	七番池	ナナバンイケ	神戸市西区玉津町水谷	a	沖積層	丘陵地
神戸市西区	中之池	ナカノイケ	神戸市西区神出町田井	M	明美礫層	台地
神戸市西区	恵美須堂池	エビストドウイケ	神戸市西区神出町古神	Th	段丘堆積物	台地
神戸市西区	曾が谷池	ソウガタニイケ	神戸市西区伊川谷町白水	a	沖積層	低地

図-6.2.1 被災ため池データベースの一部

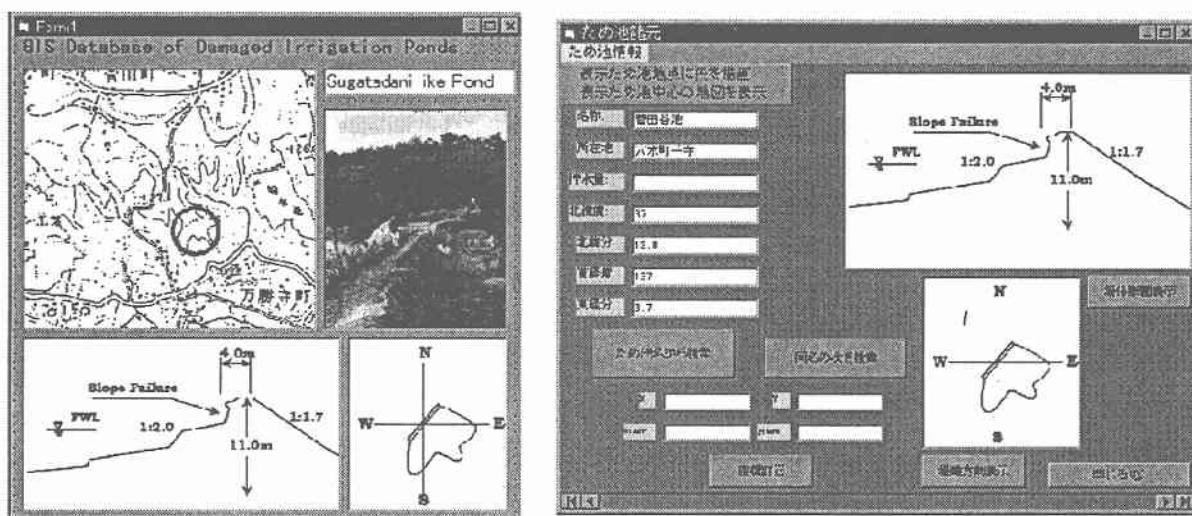


図-6.2.2 GIS データベースの被災ため池データの表示画面の一例

6.2.2 GIS データベースによる被災要因の検討

図-6.2.3～6.2.5（カラーページ参照）は、GIS データベースを用いて淡路島北部の地質図上に被災ため池地点を示す●を重ね合わせたものである。ため池地点を示す北緯・東経データは分単位までであるため多少のズレはあるものの、この縮尺で見る限りは問題のない精度で表示されている。この図には無被害のため池地点が示されていないが、淡路島北部にはかなりの密度でため池が存在するので、●の分布や密度から被災の程度や被災原因を検討することとした。この図から注目されることは、(1)比較的均質な広がりをもつ津名町と東浦町の境界付近と淡路町における花崗岩質の中心部では被災ため池が極めて少ないとあげられる。特に淡路町は震源にも極めて近いにもかかわらず、被災ため池が極めて少ない。これは、比較的堅い花崗岩質地域にため池が少ないことも一因しているが、地震波の增幅が小さかったことも原因していると考えられる。これに対して、(2)花崗岩質の地質と砂質土・粘土質の地質との境界付近に被災ため池が集中していること、が注目される。これは、地質境界がため池が集中する谷地形とかなり一致しており、地質境界には伏在断層を含めて断層が存在するためと考えられる。

図-6.2.6（カラーページ参照）は、神戸市西区伊川谷町付近のデジタルマップと地質図、被災ため池位置を示す●を重ね合わせたものである。この付近には被災ため池はさほど多くないが、上述した谷地形と地質境界に被災ため池が多く存在している点は同じであるといえる。

図-6.2.7（カラーページ参照）は、三木市・小野市・加西市付近の被災ため池（赤丸）と無被災ため池（黒丸）の分布と地質図を重ね合わせたものである。この図からも明らかに被災ため池のほとんどが地質境界に存在していることが明らかである。

6.2.3 被害要因の考察と因子分析

これらの被災要因を数値的に分析するために、神戸市と明石市の被災ため池（亀裂幅 5cm 以上の被害）について、堤軸方向（右側に池敷が存在する方向）、(2)地質記号、(3)標高、(4)地形の検討項目について、それぞれの分布特性を検討した。図-6.2.8 は両市における被害ため池の堤軸方向、図-6.2.9 は地質、図-6.2.10 は標高、図-6.2.11 は地形、のそれぞれ相違を示している。まず図-6.2.8 から、神戸市では N-NE と W-NW、明石市では W-NW の堤軸方向に顕著なピークが見られる。本震災による主たるため池被害が縦断亀裂であることから、これらの方向は主振動方向と直角方向と考えることが妥当であるが、震源断層方向および観測加速度軌跡から考えて、N-NE はほぼ主振動方向に近く、W-NW がこれに直角な方向である点が注目される。図-6.2.9 から、神戸市では冲積層(a)と大阪層群粘土と砂礫層の互層(O2)、明石市では段丘堆積物(t)に顕著なピークが見られる。神戸市では大堤防池や竹中中池など前法が崩壊した被災ため池もかなりあるが、その原因が冲積層や粘土層などの軟弱層における振動の増幅にあったことが考えられる。一方、明石市では縦断亀裂の被災が多く見られ、両市の被災様式の違いが地質の相違が一因であったと考えられる。図-6.2.10 では、神戸市の被災ため池のほとんどは六甲山裏の北区西区であることから標高は 80-120 m と高いのに対して、海岸域に近い明石市では標高は 0-80 m とかなり低い点が異なっている。図-6.2.11 では、神

表-6.2.1 地質区分と地質記号

地質記号	地質
Kn2	神戸層群砂岩及び泥岩
Ky1	神戸層群砂岩・泥岩・礫岩
Ky2	神戸層群砂岩及び泥岩
a	沖積層
O3	大阪層群粘土・砂・礫・火山灰
O2	大阪層群粘土と砂礫層の互層
O1	大阪層群粘土・砂・礫及び火山灰
O	大阪層群礫岩・砂及び泥
Th	段丘堆積物
Tm	段丘堆積物
t	段丘堆積物
M	明美礫層
Kou	神戸層群凝灰岩・砂岩・泥岩
Kh	神戸層群礫岩・砂岩
Km	神戸層群・泥岩
KoI	神戸層群砂岩及び泥岩

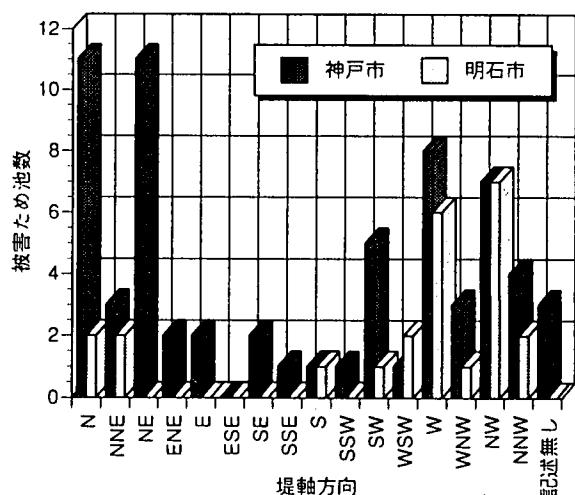


図-6.2.8 被災ため池の堤軸方向分布

戸市の場合には印南野台地があるため台地地形も多いが、両市とも低地と丘陵地に被災ため池が多い点は共通している。以上の結果、両市のため池被害の相違などから考えて、堤軸方向と地質が主たるため池被害の被災要因の一つと考えられる。

さらに、同じ神戸市と明石市の被災ため池（亀裂幅5cm以上の被害）について、SPSS（エス・ピー・エス・エス（株））による主成分分析による因子抽出を試みた。検討項目は上記の4項目であり、表-6.2.2と表-6.2.3がその結果を示している。この因子抽出法による主成分分析の結果、両市とも因子抽出について4項目とも50%以上の相關性を有し、2個の成分が抽出されている。このうち、成分1について、両市とも標高と地形に関して高い正の相關性をもっているが、神戸市に関しては地質・堤軸方向とあまり高くない負の相關性を、明石市に関しては堤軸方向と高い正の相關性、地層と高くなない正の相關性を有している点が異なっている。成分2については、両市とも、地質と高い相關性、堤軸方向と高い負の相關性をもっていることがわかる。この結果からも、堤軸方向と地質が主たるため池被害の被災要因と考えられることが定量的に裏づけられる。

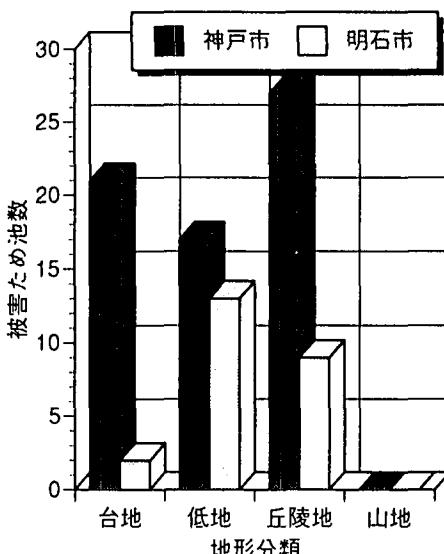
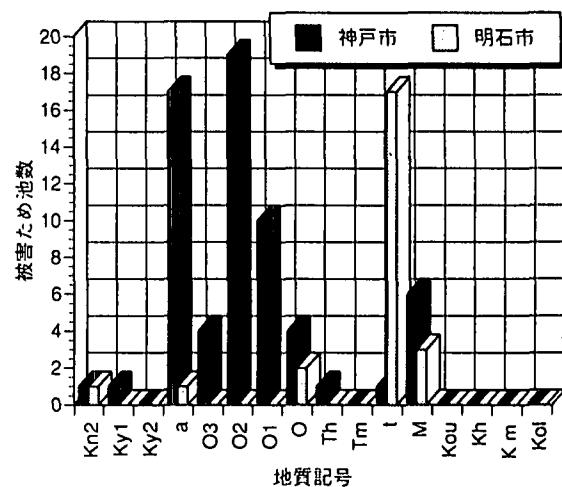
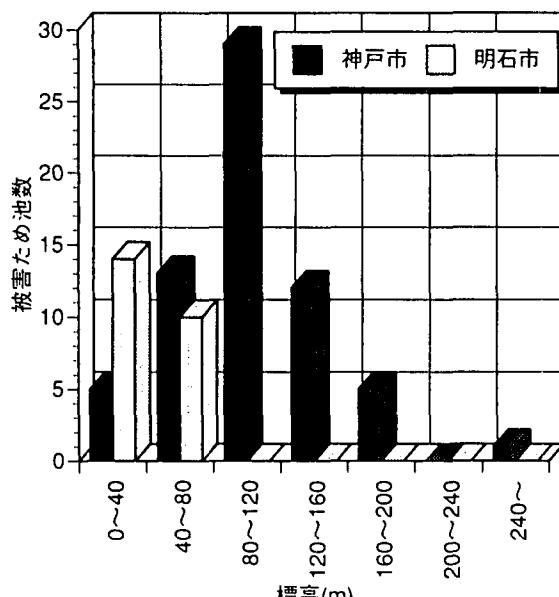


表-6.2.2 神戸市における被災ため池の主成分分析結果

	初期値	因子抽出
標高	1.000	0.709
堤軸方向	1.000	0.518
地形	1.000	0.722
地質	1.000	0.584

成分	初期の固有値			負荷平方和の因子抽出		
	合計	変数の%	累積%	合計	変数の%	累積%
1	1.438	35.949	35.949	1.438	35.949	35.949
2	1.095	27.386	63.335	1.095	27.386	63.335
3	0.910	22.744	86.079			
4	0.557	13.921	100.000			

	成分	
	1	2
標高	0.827	0.138
堤軸方向	-0.191	-0.694
地形	0.832	-0.174
地質	-0.159	0.747

表-6.2.3 明石市における被災ため池の主成分分析結果

	初期値	因子抽出
標高	1.000	0.642
堤軸方向	1.000	0.695
地形	1.000	0.544
地質	1.000	0.776

成分	初期の固有値			負荷平方和の因子抽出		
	合計	変数の%	累積%	合計	変数の%	累積%
1	1.542	38.562	38.562	1.542	38.562	38.562
2	1.114	27.855	66.417	1.114	27.855	66.417
3	0.742	18.540	84.956			
4	0.602	15.044	100.000			

	成分	
	1	2
標高	0.800	-4.559E-02
堤軸方向	0.637	-0.538
地形	0.674	0.300
地質	0.207	0.856

6.3 被災メカニズムの検討

6.3.1 液状化によるため池の被災メカニズム

被災ため池の内、液状化により破壊したと考えられる井手の尻池を対象に液状化解析による被害メカニズムの検討を行った。

a) 被害概要

井手の尻池は、淡路島の津名郡一宮町の北西部丘陵地の上部にある、堤長 $L=155.0\text{m}$ 、堤高 $H=5.5\text{m}$ 、堤幅 $B=3.20\text{m}$ 、貯水量 $Q=17,500\text{m}^3$ の均一型アースダムである。地震により堤体はいたる所に縦断亀裂が発生し、堤体中央部全体が陥没、完全に崩壊した。図-6.3.1 に井手の尻池の断面図および被災後の形状（図中点線）および地盤調査結果を示す。

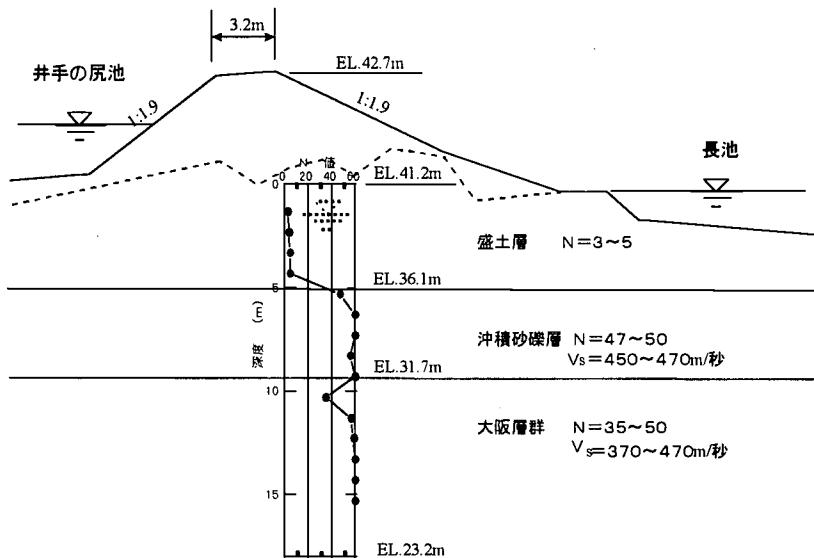


図-6.3.1 井手の尻池断面図

被災後の崩壊した堤体部の基礎地盤のボーリング調査結果¹⁾によると、堤体土、基礎地盤とも N 値 5 以下の細砂よりなり、しかも地下水位が高い状況であった。

池敷内において液状化による噴砂現象が多数見られ、町道をまたいで下流の水田にも液状化による噴砂現象が発生していたことから、ため池基礎の砂層が液状化したため決壊したと推測された。

b) 解析方法

解析には 2 次元有効応力解析プログラム「TARA-3」³⁾ を用いた。

① 解析モデル

盛土層および冲積砂礫層を解析対象とし、節点数 554、要素数 497 の有限要素に分割した。図-6.3.2 に解析モデルを示す。

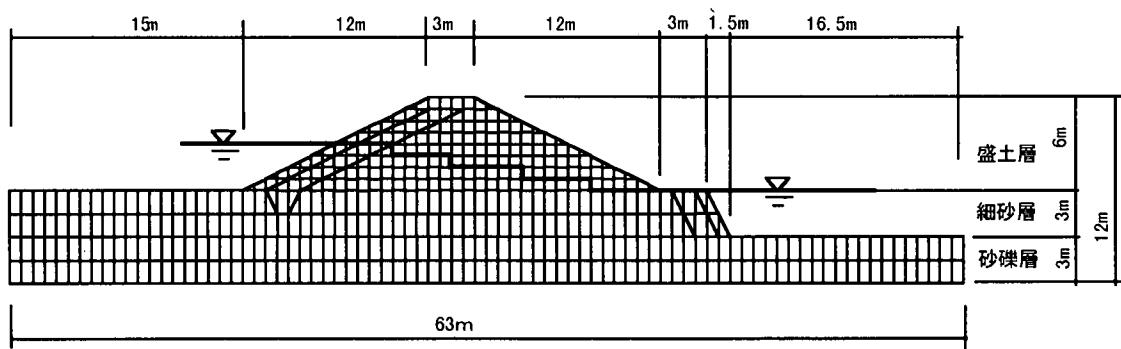


図-6.3.2 解析モデル

②入力地震動

入力地震動は、淡路島側では加速度が記録されていないため、神戸大学で得られた地震動（EW成分）の主要動部分の15秒間の波形を用いた。最大加速度は、墓石転倒に基づいて推定された加速度推定値⁴⁾から、水平加速度比0.45として（最大加速度411gal=980gal×0.45）解析モデル基盤に入力した。入力地震動波形を図-6.3.3に示す。

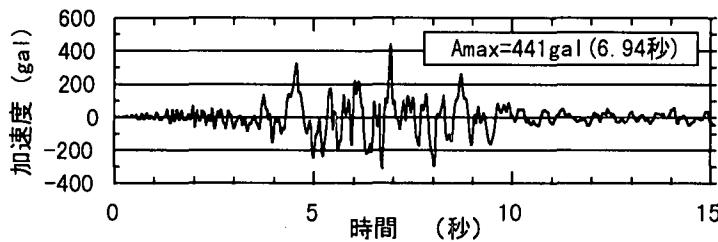


図-6.3.3 入力地震動

③地盤定数

解析に用いたパラメータを表-6.3.1に示す。液状化パラメータは、当該地盤よりサンプリングした試料（盛土層）の液状化強度試験結果⁵⁾と一致させるように決定した。具体的には、1要素の単純せん断実験結果のシミュレーションをせん断応力振幅を変えて実施し、液状化強度試験結果と最も一致度の良いパラメータを液状化の解析に用いた。実験結果とシミュレーション結果の比較を図-6.3.4に示す。なお、沖積砂礫層については実験結果がないため、 $R_{20}=0.5$ となるようパラメータを設定した。

表-6.3.1 解析パラメータ

地層	盛土層	沖積砂礫層	備考
強度定数	$\phi=30^\circ$ $c=0.0 \text{ kgf/cm}^2$	$\phi=40^\circ$ $c=0.0 \text{ kgf/cm}^2$	応力-ひずみ関係モデル（双曲線モデル） 骨格曲線： $\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{G_0 \gamma}{\tau_{\max}}}$
せん断剛性	$G_0=600 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_{v0}'=0.55 \text{ kgf/cm}^2$)	$G_0=4500 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_{v0}'=1.0 \text{ kgf/cm}^2$)	G_0 ：せん断弾性係数 $G_0 = G \cdot \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right)^m$ τ_{\max} ：せん断強度 $\tau_{\max} = c + \sigma_v' \tan \phi$
液状化パラメータ	$C_1=3.5$ $C_2=5.0$ $K_2=0.25$ $m=0.43$ $n=0.62$	$C_1=0.6$ $C_2=3.5$ $K_2=0.15$ $m=0.43$ $n=0.62$	過剰間隙水圧モデル（2パラメータモデル） $\Delta \epsilon_{vd} = \gamma \cdot C_1 \exp(-C_2 \epsilon_{vd} / \gamma)$ $\Delta u = \frac{\left(\frac{\sigma_v'}{P_a} \right)^{1-m}}{m \cdot k_2 \left(\frac{\sigma_v'}{P_a} \right)^{n-m}} P_a \Delta \epsilon_{vd}$

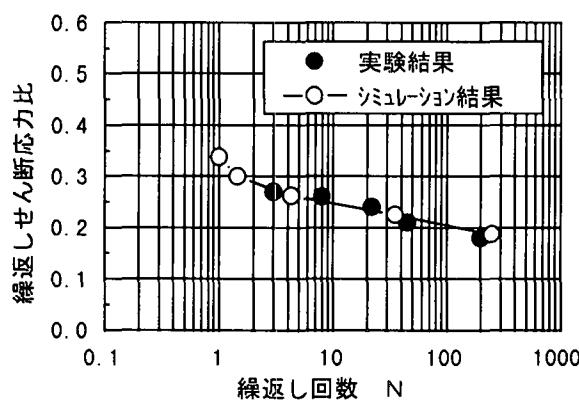


図-6.3.4 液状化試験シミュレーション結果（盛土層）

c) 解析結果および考察

液状化領域の時間的な変化を図-6.3.5に示す。解析開始後4~5秒の間に300gal程度の入力があり、これにより前法の飽和領域および後法の法尻部分にまず液状化が発生する。7秒付近の最大振幅の入力により液状化領域が広がっていくとともに、池敷部分で液状化が発生している。その後の入力により液状化範囲は広がっていき、解析終了時点では堤体の下部の液状化領域がほぼ平面的につながっている。

図-6.3.6に解析終了時点の変形図を示すが、上記の液状化領域の拡がりにより、堤体部分は支持を失い、後法側へ流動的な破壊を示し（大変形が生じているため、解析の信頼性の問題はあるものの）最大変位は4mと計算された。

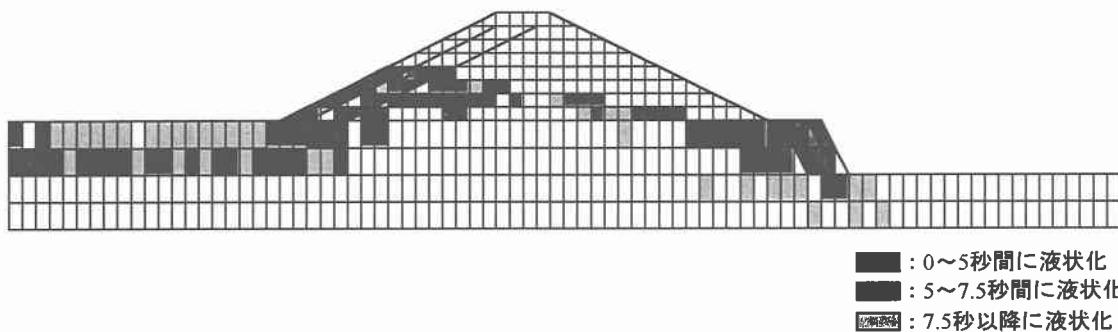


図-6.3.5 液状化領域の時間的変化

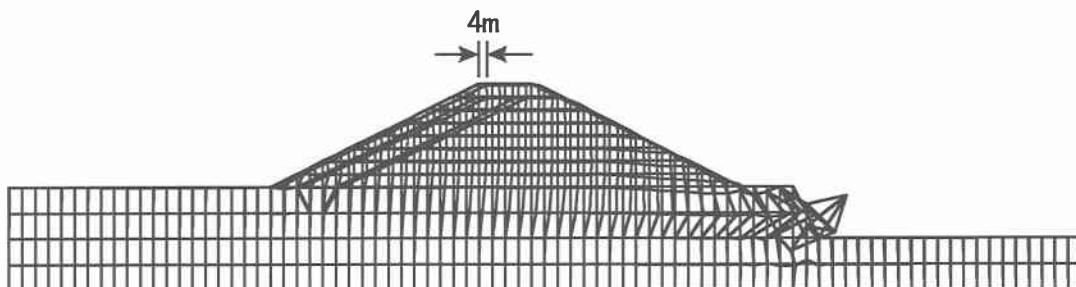


図-6.3.6 解析終了時の変形図

図-6.3.7に堤体中央部の応答加速度の時刻歴を示す。比較的入力が小さな4秒程度までは、上方へ行くに従い増幅しているが、法面下部で液状化が発生した後5秒程度からはほとんど加速度値の増幅が見られず、さらに、入力地震動に含まれていた高周波成分もカットされている。

図-6.3.8に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。前法中央部の要素428では、4秒以前に過剰間隙水圧が上昇し、液状化に至っている。池敷部（要素274）および後法尻の要素231では、入力の最大加速度となる7秒より前の6秒前後で液状化に至っている。なお、沖積砂礫層の要素127では、初期有効工応力に比較して過剰間隙水圧の上昇が少ない。

d) 液状化による被災メカニズム

液状化解析より、堤体全体が下流側へすべり破壊が生じる結果が得られた。解析から得られた堤体破壊のメカニズムは以下の通りである。

- ①解析開始3.5秒程度までは、100gal以下の入力に対し、堤体部分で応答加速度の増幅（2倍程度）が見られ、法面付近で過剰間隙水圧の上昇はあるものの液状化までは至っていない。
- ②3.5~4.0秒の150gal程度の入力に対し、前法地下水位付近では既に液状化に至る要素が見られるが、応答加速度は200gal程度まで増幅されている。
- ③その後4.5秒程度で300galを超える入力により、前法および後法の要素が深さ2m程度まで液状化に至る。この付近の時間より加速度応答の増幅は見られなくなっている。

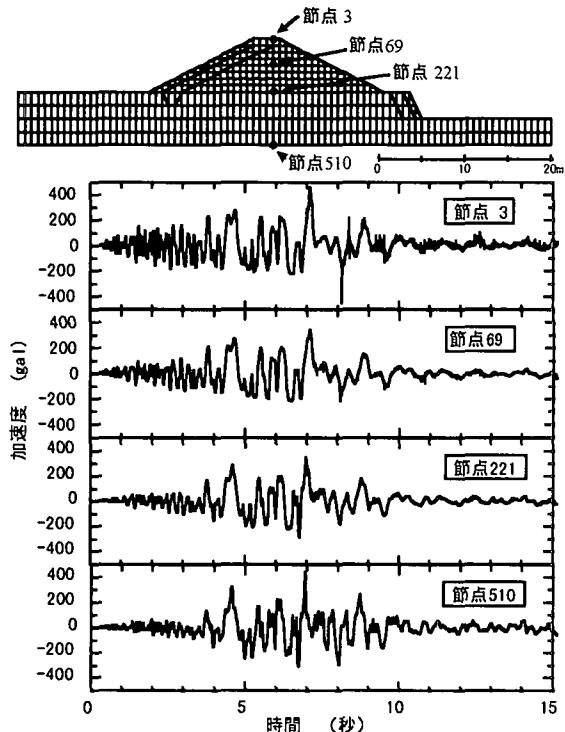


図-6.3.7 応答加速度時刻歴

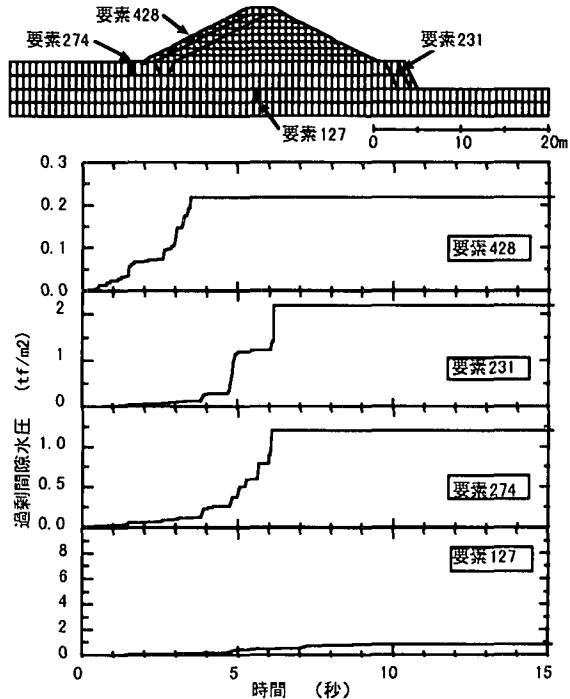


図-6.3.8 過剰間隙水圧時刻歴

- ④堤体の過剰間隙水圧の上昇はその後も続き、入力の最大加速度を示す7秒付近では、法面の深い部分まで液状化領域が広がるとともに、池敷部でも液状化に至っている。
 - ⑤7秒以後は、さらに液状化領域が広がり、堤体下部の前法、後法部の液状化領域がほぼ連続し、堤体全体が下流側へ流動的な変形を示す。堤体基礎部が全域で液状化したことから入力加速度の高周波成分はカットされ、応答加速度は低下している。
 - ⑥その後15秒の解析終了時点まで堤体部の下流側への変位は増加していく。
- 以上、液状化の解析により井手の尻池の被災メカニズムについて検討した。これらの解析結果は、土質パラメータ・入力地震動の設定等に多くの仮定が含まれるもの、地震により堤体部全体が陥没し、崩壊土砂が下流側の池に埋積したこと、池敷地内で多数の噴砂孔が見られたこと等被災状況をある程度説明できているものと考えられる。

6.3.2 地震動によるため池の被災メカニズム

被災ため池のうち、地震動により崩壊したと考えられる菅田谷池を対象に、震度法と応答解析により被災メカニズムを検討した。

a) 被害概要

菅田谷池は兵庫県小野市の南東部の標高90mの丘陵地に築造された堤長L=98m、堤高H=12.0mの均一型アースダムである。地震時に水位は半分程度あり、堤長のほぼ全長にわたって前法面がすべり崩壊し、頂部には約4mの段差が生じた。図-6.3.9に菅田谷池の被災状況（図中点線）を示す。

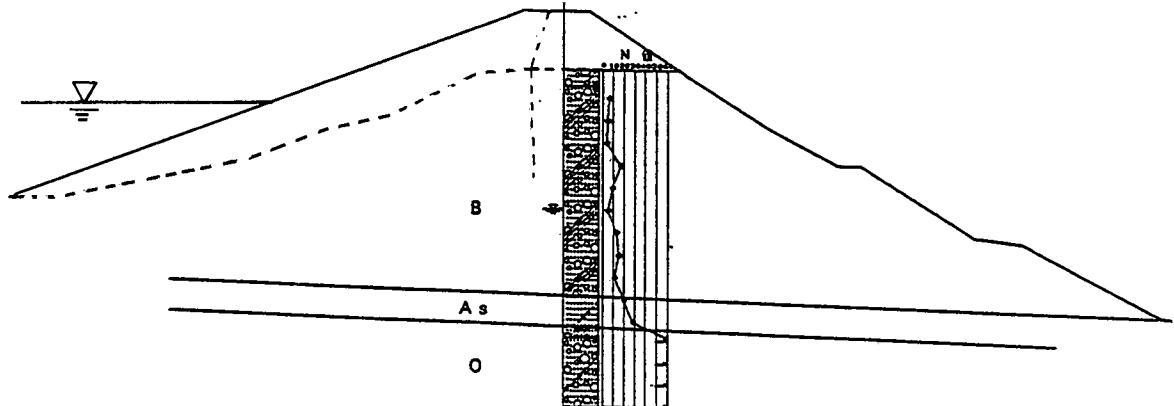


図-6.3.9 菅田谷の被災状況

被災後に堤体および基礎のボーリング、PS検層、現場密度・透水試験、室内土質試験等の調査がなされている。基礎地盤は大阪層群上部亜層群の粘土混じり砂礫層と薄い沖積砂層で、堤体材料は砂質土に分類され、N値は4～13である。表-6.3.2に地盤構成を表-6.3.3に堤体材料の物理・締固め特性を示す。

当地域の加速度は、断層距離と水平加速度の関係⁶⁾から震源断層距離を26.4Kmとして、200gal程度（硬質地盤で160gal、軟質地盤で230gal）であったと推定される。池敷内において液状化による噴砂が見られないこと、比較的加速度が小さいことなどから液状化には至らなかつたと考えられる。

b) 物性値の設定

計算・解析は堤体中央断面（図-6.3.9）を対象とした。表-6.3.4に震度法と応答解析に用いた入力物性値を示す。堤体の強度定数は三軸圧縮試験から、砂層及び砂礫層の強度はN値から推定した。また、初期せん断剛性率G₀はPS検層のV_sより推定し、せん断剛性率および減衰定数のひずみ依存性は既存文献等より図-6.3.10の関係を設定した。

表-6.3.2 地盤構成と土質

地盤構成	土質性状	N値
堤体	粘土質の砂礫、礫は0.3～1.5cmの円礫主体、堤体下部は礫の含有が多い。	4～13
沖積砂層	細粒分の少ない礫混じりの粗砂	20
基礎地盤	粘土混じり砂礫、礫は0.3～1.5cmの円礫主体、マトリックスは粘土混じり砂で固結	50以上

表-6.3.3 堤体材料の土質特性

土粒子の密度 (g/cm ³)	コンシステンシー %			粒度特性 %				ρ_{dmax} (g/cm ³)	$w_{\text{opt}} (%)$
	WL	WP	IP	礫	砂	シルト	粘土		
2.657	38.0	25.1	12.9	41.4	28.7	11.4	18.5	1.756	17.9

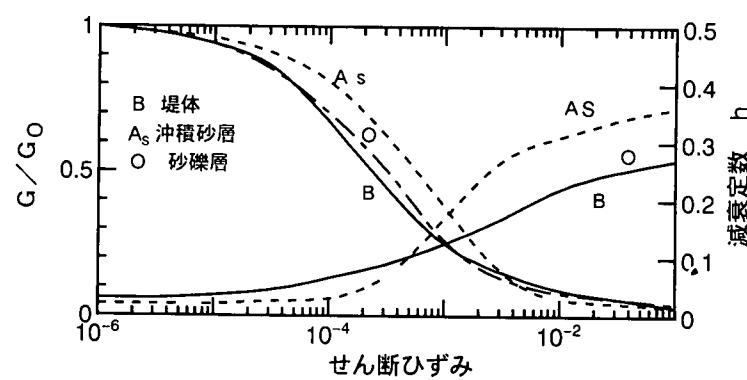


図-6.3.10 ひずみ依存特性

表-6.3.4 解析物性値

項目	堤体				池敷層	沖積砂層	大阪層群 砂礫層			
	①	②	③	④						
γ t/m ³	1.73 (不飽和) 1.94 (飽和)				1.94	2.06	2.18			
c tf/m ²	3.0	1.0			0.05	0	5			
ϕ 度	26.5				0.0	36	40			
透水係数 cm/s	5×10^{-5}				5×10^{-5}	1×10^{-3}				
等価線形解析	V s m/s G _s kgf/cm ²	100 185	100 210	170 590	190 740	100 185	260 1400			
ボアソン比 ν	0.35 (不飽和) 0.45 (飽和)				0.45	0.45				
初期減衰定数	0.05				0.05	0.035				

c) 震度法による検討

図-6.3.11は水平震度 k_h と安全率 F_s の関係を示している。安定計算には $k_h = 0.1$ の最小安全率円弧を用い、浸潤面形状は飽和・不飽和浸透流解析により求めた。 F_s は「改訂ダム設計基準：日本大ダム会議」⁷⁾と「土地改良事業計画設計基準：農林省」⁸⁾で求めた。水圧の取扱いが基準によって異なることから両基準で安全率が異なり、前法面ではダム設計基準の方が安全率が大きく、後法面では逆の関係となっている。また、基準の違いによる F_s の差は前法面の方が大きく、後法面では少ない。前法面と後法面の安定性を比較すると、 k_h が 0.2 を越えない範囲では前法面（実線）の方が後法面（点線）よりも F_s が大きく安定しており、 k_h が 0.25 以上では前法面と後法面の F_s はそれほど変わらなくなっている。

前法面の限界水平震度 k_{hc} (F_s が 1.0 なるときの水平震度) はダム基準で 0.29、土地改良基準で 0.24 である。つまり地表面の加速度を 200gal として水平震度が 0.2 程度であったと考えると、このため池は崩壊しないことになる。また、図に示すように後法面の方が総じて安定性が低く、前法面だけが崩壊したことと矛盾する。今回の震災では前法面や前・後法面が崩壊した事例はあるが、後法面だけの崩壊事例はなく、図の結果は崩壊を十分には説明しておらず震度法の限界を示すものといえる。おそらく、前法面の飽和部分では、液状化に至らないまでも堤体内の間隙水圧が上昇していたのであろう。

なお、図中の+で示す点は、H.W.L.から水位が急低下した場合のダム設計基準における前法面の F_s と k_h の関係を示している。この限界水平震度は $k_{hc}=0.13$ で図中の定水位時のダム基準の $k_{hc}(0.29)$ の約 1/2 であり、ダム設計基準において、水位急低下時に水平震度を 50%として設計されることと対応している。基準に従えば $k_h=0.26$ まで安定を保つことになるが、実際は $k_h=0.2$ 程度で崩壊している。このことから、締固めが不十分で過剰間隙水圧の上昇が懸念される堤体では、水位急低下時に 100%の水平震度を加えて安定性をチェックすることも一法と考えられる。

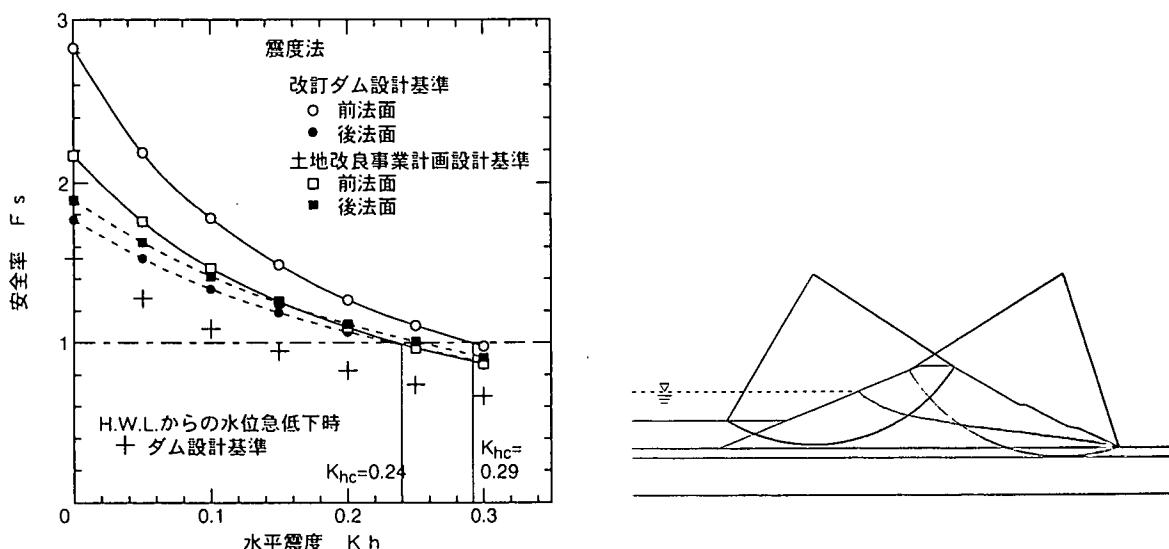


図-6.3.11 安全率と水平震度の関係

d) 等価線形解析による検討

応答解析は等価線形化法(FLUSH)により実施した。入力地震動は神戸大学での観測波形(図-6.3.3)のEW成分の主要動部分の16秒を用い、地表面(図-6.3.12のA点)の最大加速度が200galとなるように基盤に入力した。図-6.3.12に解析に用いた有限要素分割を示す。なお、左右の境界はエネルギー伝達境界とし、基盤は粘性境界とした。

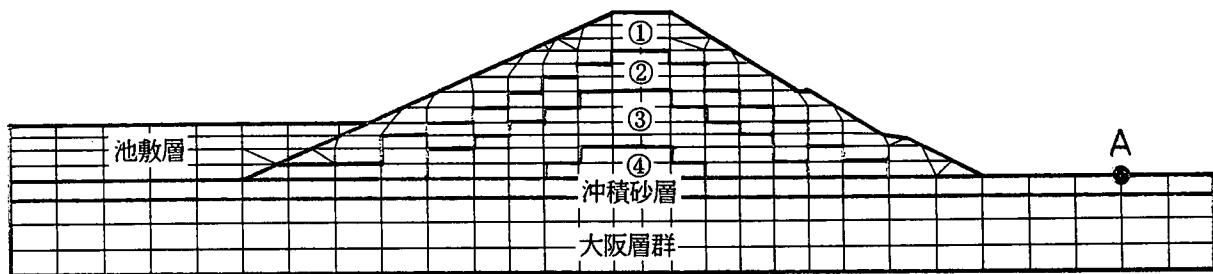


図-6.3.12 解析モデル

図-6.3.13は堤体中央断面の最大水平応答加速度分布を+側と-側に分けて示している。堤頂部の最大加速度は426galであった。図中の点線は堤頂が最大加速度となる時刻の加速度分布を示している。最大加速度は同時に生じておらず、すべり土塊には平均的な加速度が作用することがわかる。

図-6.3.14は動的応力と静的応力(浮力を考慮した自重による応力)を合成して、すべり面上の垂直応力とせん断応力を算定して求めた F_s と等価瞬間水平震度 k_{he} [すべり面上の土塊に働く水平慣性力の平均値に等価な震度]との関係を示している。図中の●は応答解析による時間ステップ毎の F_s と k_{he} の関係であり、実線と点線は震度法の F_s と k_h の関係である。応答解析による F_s は、前法面では震度法による F_s と概ね一致し、1以下にはなっていない。後法面の応答解析による F_s は震度法によるものよりも大きくなっている。応答解析から実際に作用したであろう最大水平震度は0.18程度であったと推定され、地表面最大加速度(200gal)の震度換算値と概ね一致するが、これは地表面最大加速度と実効震度の関係についての知見[地表面加速度が200gal以下では加速度の震度換算値、200gal以上では $1/3 \cdot (\alpha/g)^{1/3}$ で表される]⁹⁾とも一致する。

前のり面の水平震度を0.18程度とすると、震度法でも等価線形解析による応力を用いた計算でも、その崩壊を表せていない。図中の△印は、崩壊を説明するために井手の尻池と同様の有効応力解析を実施し、その過剰間隙水圧を●印の応力から減じて F_s を算定したものである。求めた過剰間隙水圧は最大値であるので、 k_h が最大の時の F_s を算定した。なお、解析では過剰間隙水圧が100%に達するのは前法面の表層のごく一部に限られ、堤体は液状化には至っていないことを確認している。

図に示すように前法面の△印は1以下となるのに対して、後法面では1以上で安定を保っている。以上のように、地震時の堤体内間隙水圧の上昇を考慮すれば、前法面の崩壊を説明できることから、このため池のすべり崩壊には堤体のせん断強度が低いことと間隙水圧の上昇が深く関わっていたと推定される。

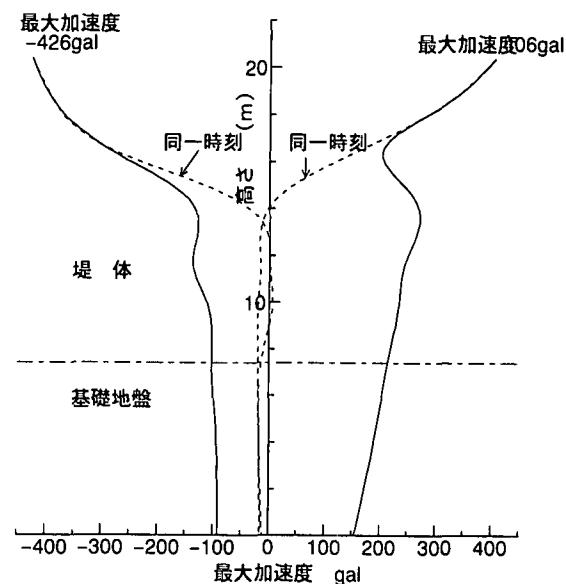


図-6.3.13 堤体中央断面の最大加速度分布

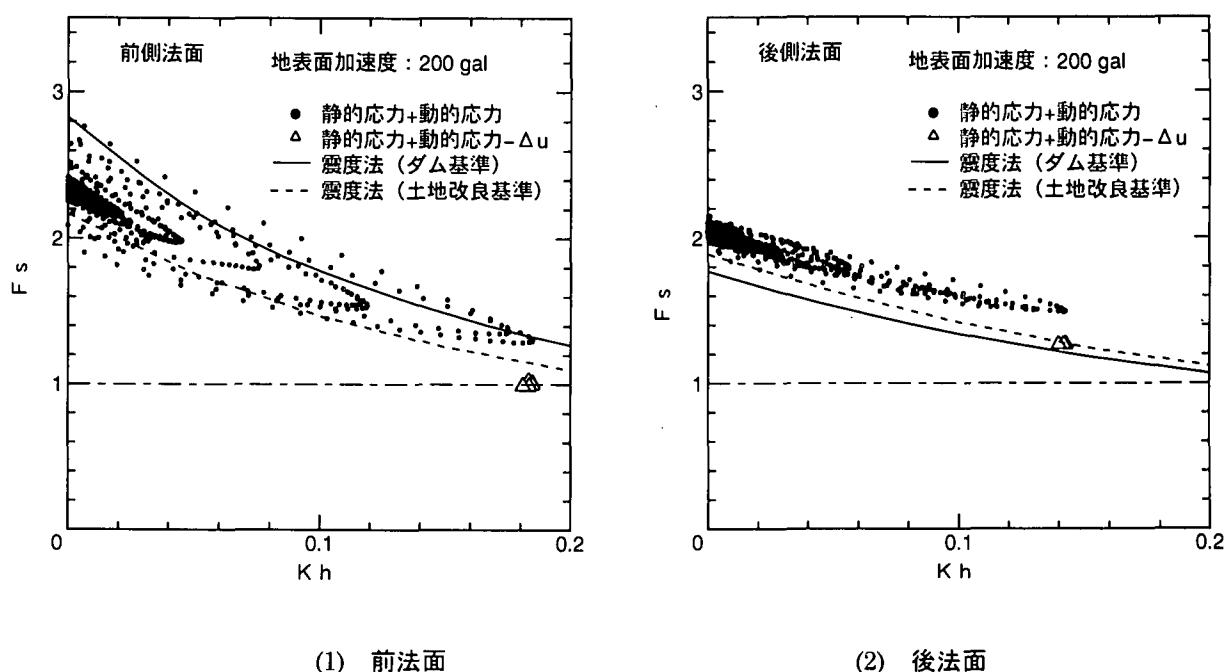


図-6.3.14 安全率と等価瞬間水平震度の関係

6.4 被災構造物の復旧方法

農地・農業用施設の復旧は、農地で 690 箇所、ため池を含む農業用施設で 1,644 箇所、合計 2,334 箇所となり、177 億円の費用を要した。このうち、ため池については淡路島内の 919 箇所を最多に 1,193 箇所を 152 億円の事業費で復旧した。復旧部所別では、堤体を復旧したため池が 1,013 箇所、洪水吐 305 箇所、取水施設 682 箇所が主であり、その他池底・地山等を復旧したため池もあった。

以下に、被災ため池の概要および復旧の概要を 10 箇所の代表例（表-6.4.1 および表-6.4.2 参照）で説明する。

表-6.4.1 被災ため池の概要

No.	ため池名	所 在 地	堤高 m	堤長 m	堤幅 m	貯水量 m ³	法勾配		受 益	
							前法	後法	面積 ha	戸数 戸
1	井出の尻池	津名郡一宮町園出	5.0	115	3.2	17,500	1:1.9	1:1.9	6.0	35
2	菅田谷池	小野市万勝寺町	9.4	98	4.0	85,500	1:2.2	1:2.2	22.2	62
3	口無池	明石市大久保町松陰	5.7	280	4.9	42,500	1:2.0	1:1.5	43.0	70
4	神吉新池	加古川市西神吉町宮前	6.7	400	3.4	160,000	1:1.8	1:1.8	57.0	261
5	奥池	三木市福井字三松	7.1	190	7.0	122,700	1:2.1	1:2.1	1.6	7
6	二六池	小野市日吉町	6.8	97	3.8	27,100	1:2.2	1:2.2	21.0	45
7	大堤防池	神戸市西区神出町	12.0	150	5.0	400,000	1:1.4	1:1.4	94.0	171
8	椋本池	津名郡北淡町幕浦	5.8	18	4.0	2,500	1:1.8	1:1.8	0.5	5
9	皿池	宝塚市中筋	5.2	350	4.0	20,000	1:1.7	1:1.7	15.5	69
10	荒神池	津名郡一宮町尾崎	5.0	120	3.0	9,500	1:1.8	1:1.8	3.5	14

表-6.4.2 被災ため池の復旧概要

No.	ため池名	遮 水 方 法	堤高 m	堤長 (復旧) m	堤幅 m	法勾配		底樋管
						前法	後法	
1	井出の尻池	前刃金（傾斜コア）型	6.0	115.0	3.2	1:1.9	1:1.9	HP φ 200mm
2	菅田谷池	前刃金（傾斜コア）型	10.4	103.0	4.1	1:2.2	1:2.2	HP φ 600mm
3	口無池	前刃金（傾斜コア）型	6.1	115.5	4.9	1:2.0	1:2.0	HP φ 600mm
4	神吉新池	前刃金（傾斜コア）型	6.7	168.7	3.4	1:1.8	1:1.8	HP φ 250mm
5	奥池	前刃金（傾斜コア）型	7.1	66.0	7.0	1:2.1	1:2.1	HP φ 400mm
6	二六池	前刃金（傾斜コア）型	8.7	97.0	3.8	1:2.2	1:2.2	HP φ 600mm
7	大堤防池	均一型	9.5	120.0	5.0	1:1.8	1:1.8	HP φ 300mm
8	椋本池	前刃金（傾斜コア）型	5.8	18.0	4.0	1:1.8	1:1.8	HP φ 200mm
9	皿池	表面遮水（ゴムシート）	5.2	219.9	4.0	1:2.0	1:1.7	HP φ 500mm
10	荒神池	前刃金（傾斜コア）型	5.0	110.0	3.0	1:1.8	1:1.8	HP φ 150mm

6.4.1 井手の尻池（津名郡一宮町）の復旧事例

(a) 地区概要

井手の尻池は、一宮町北西部にある丘陵地の上部に築造された均一型のため池である。付近は、砂礫と粘土が互層を形成した大阪層群である。

(b) 被害状況

地震による急激な垂直・水平震動により、ため池の基礎地盤にある砂層が液状化したものと考えられ、堤体には全長にわたって、いたるところに縦断亀裂が発生し、堤体中央部全体が陥没、崩壊した。また、池敷内においても液状化による噴砂現象がみられ、ため池の下にある町道のさらに下流にある水田にも液状化による噴砂現象があり、水田の畦畔が崩壊した。なお地震時、このため池には貯水量がほとんどなく、決壊による二次災害の危険はなかった。

(c) 復旧工法

本ため池の復旧に先立ち、崩壊した堤体の基礎地盤をボーリング調査したところ、全体的に砂層で、しかも地下水位が高い状況であった。このため復旧においては、砂層の基礎地盤 5.0m をセメント ($144\text{kg}/\text{m}^3$) の機械攪拌により改良した。堤体は、そのほとんどを掘削取り除いてランダム材に再利用し、新土による前刃金工法で復旧した。石張りタイプであった洪水吐は、被災がなかったが、堤体復旧に影響する範囲を取り壊し、コンクリートで復旧した。また、堤体右岸側にある取水施設は亀裂が底樋まで達しているため、ヒューム管 $\phi 200\text{mm}$ をコンクリート巻立てにより復旧した。

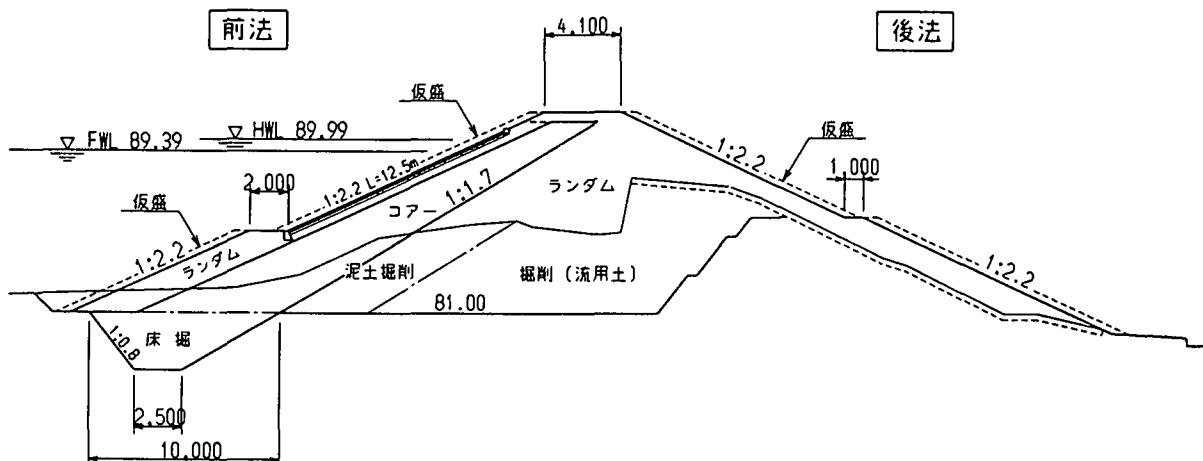


図-6.4.1 井出の尻池 復旧概要

6.4.2 菅田谷池（小野市）の復旧事例

(a) 地区概要

菅田谷池は、二六池と同様小野市の南東部にあり、国道 175 号から東へ 3km 離れた、標高 90m の丘陵の谷筋に築造された均一型のため池であった。左岸側に越流堰式洪水吐が、中央部に底樋（木樋 $\phi 300\text{mm}$ ）と斜樋（石製 $\phi 100\text{mm}$ ）があった。

(b) 被害状況

地震発生直後は約半分の水があり、地震により堤体全長にわたって堤頂中央部から前法側へ垂直に滑落し、4m の段差が生じた。地震発生直後は、ため池の決壊等の二次災害を防止するために、応急工事として堤体を開削し、仮洪水吐（コンクリートライニング、W=4.1m、T=0.10m）を設けた。

(c) 復旧工法

本ため池の復旧においては、原形復旧分を農業用施設災害復旧事業で、整備部分をため池等整備事業で施行区分を定めて、共同事業とした。

旧堤体は均一型で、土質は粘土質砂礫、N 値は 4~13、ボーリング孔における透水試験結果は $K=5.25 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ 、基礎地盤は大阪層群の粘土混じり砂礫層で N 値は 20~80 であった。

堤体の復旧においては、崩壊部をベンチカットして仮置きし、ランダム材へ再利用した。新土により前刃金を築造して、遮水を確保した。また、旧洪水吐は断面狭小で計画洪水量が排除できないため、越流堰式の洪水吐で整備した（原形復旧分は災害復旧事業費で、整備・拡大分はため池等整備事業で対応）。法面保護は、前法を張ブロックで、後法を種子吹付け工で復旧し、取水施設はスライドバルブ ϕ 250mm 3門の斜樋で復旧した。

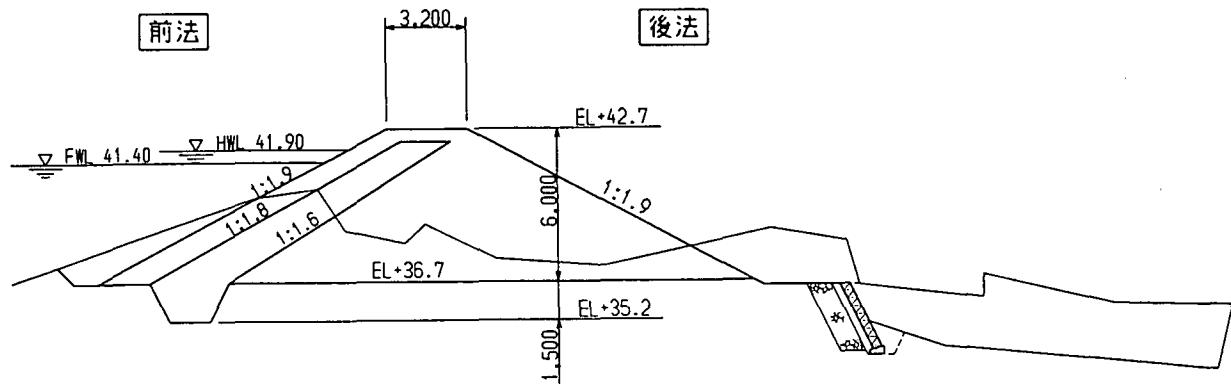


図-6.4.2 菅田谷池 復旧概要

6.4.3 口無池（明石市）の復旧事例

(a) 地区概要

口無池は、震源地から北西約 12km 離れた、2 級河川谷八木川の上流域で、脆弱な沖積砂質土層上に築造された未改修の均一型のため池である。口無池の堤体材料は、礫分がほとんどなく砂が 78% で、残りはシルト・粘土で構成されている。標準貫入試験によると、堤体盛土の N 値は 1~3 度で、締固め状態の悪いゆるんだ土であった。

(b) 被害状況

被害状況は、ほぼ堤体全延長にわたって、堤体前法を中心開口幅 20~50cm、段差 10~20cm、深さ 3m 以上の縦断亀裂が数列発生し、堤体盛土全体が約 50cm 沈下した。堤体後法部についても同様の縦断亀裂が発生し、堤体が大きく変形して貯水機能が完全に失われた。また、堤頂部や左岸前法部にも横断亀裂が集中して発生し、取水施設や洪水吐についてもクラックや崩壊などの大きな被害を受けた。

(c) 復旧工法

本ため池を管理する松陰新田水利組合では、口無池のほか、鳴池、砂地とも被災し、数ヶ月後の田植え等の農業用水確保のため、バックホーによる亀裂充填・転圧などの仮復旧やシート掛けなどの応急工事により、最小限の貯水量を確保し、節水管理と併せてかんがい対策を行った。

口無池の復旧計画に先立ちボーリングによる調査を行って堤体の基礎地盤を確認した結果、堤体はほぼ全体で崩壊していた。このため、全堤体断面を掘削取り除き、傾斜コア（前刃金）工法により復旧した。盛土において堤体の安全性、施工性から、堤体基礎地盤部 ($H=2.0\text{m}$) についてはセメント系固化処理材による地盤改良を行って支持力を確保し、ランダムゾーンについても新土によって築造した。また、堤体復旧に伴い、取水施設、底樋管、洪水吐など全面的に復旧した。

6.4.4 神吉新池（加古川市）の復旧事例

(a) 地区概要

神吉新池は、JR 加古川駅から北東約 4km にあり、4箇所ある重ねため池の最下流部に築造された比較的大きなため池で、受益地では県営ほ場整備事業加古川西地区が実施された。

この池は、昭和 14 年に堤体改築工事が行われ、昭和 45 にもため池等整備事業で改修された。左岸側に越流式洪水吐、中央部に取水施設（ヒューム管 $\phi 250\text{mm}$ ）と木樋（B250mm × H200mm）がある。基礎地盤は、砂混じりシルトと軟弱粘土が互層となって堆積しており、被災の素因となったものと考えられる。

(b) 被害状況

被害状況は、ほぼ堤体全延長にわたって、堤頂部に開口幅 2~18cm、段差 2~5cm、深さ 0.5~2.7m の縦断亀裂が 1~2 列発生し、樋管周辺部では堤体が前法側へ傾きながら沈下、陥没した。また、制波工（張ブロック）の大部分にはらみだしと沈下がみられ、張ブロックと天端コンクリートとの間に 150mm 程度の空隙が生じた。また張ブロックにおいて一部が破損したほかほぼ全面で目地ズレが生じた。堤体の内法側の法肩にある斜樋巻上機の土台コンクリートが池側に傾き、スピンドルが屈曲して操作不能となつた。堤体のクラックは洪水吐の手前まであったが、洪水吐には被害はなかった。

(c) 復旧工法

本ため池は改修済みであったため、被災前の形状、寸法、材質、前刃金型で（原形）復旧した。堤体の亀裂部分については、掘削取除き後、発生土をランダムゾーンに再利用し、新土で前刃金を築造した。ただし、堤体下部（EL7.10m 以下）のシルト層は利用しないこととした。底樋管は、旧の木樋を撤去し、原施設のあった位置にヒューム管 $\phi 250\text{mm}$ で復旧した。

6.4.5 奥池（三木市）の復旧事例

(a) 地区概要

奥池は、神戸市西区から三木市に入った、国道 175 号沿いにあり、震源地から約 26km 離れた谷池で、堤体上部は市道福井線（旧国道 175 号）として利用されている。

(b) 被害状況

被害状況は、堤体前法のうち旧みお筋部にあたる 66m が瞬時に崩落し、ため池は貯水不能、道路は通行不能となつた。このため、人身事故は免れたものの、大型トラック 1 台が転落する事故があった。

ため池の堤体と道路の間に埋設されたボックスカルバート構造の洪水吐では、かなりの箇所で縦横断クラックが発生し、一部ではひび割れにより鉄筋が露出した。道路上に埋設されていた水道管やガードレールなども宙づり状態となり、崩壊箇所付近のアスファルト舗装面にも大きな亀裂がみられた。また、17 日未明の地震以後も余震、降雨によって被害が増え、堤体が全面決壊すれば下流の家屋、住民に莫大な被害を及ぼす恐れがあった。さらに、市道福井線がバス路線で、交通の要路であったことから、査定前着工の応急工事として緊急に復旧工事を実施した。

(c) 復旧工法

本ため池の復旧計画策定にあたり、農業用施設（ため池）と公共道路（市道）を同時に復旧することから、暫定法によってため池を災害復旧する農林側と、負担法によって市道を災害復旧する建設側との協議・調整を行つた。これにより災害復旧の施行区分を標準断面でそれぞれの管理区分で分け、工事の執行においては分離できないため、共同事業として建設側の一括発注で実施することとした。震災 1 ヶ月後の平成 7 年 2 月 17 日に査定前ながら応急本工事として発注したが、工事施工に先立つボーリング調査、電柱移転、水道移設等に手間取り、本格的な工事着手は 4 月になつた。しかし着手後は比較的順調に復旧工事が進み、震災後半年後の 7 月 21 日に完成し、貯水・通行を再開した。

旧堤体では、十分な強度のある比較的良好な礫混じり粘性土を盛土材料としていた。それでも被災したのは、基礎地盤が軟弱であったことによると推察された。このため、工事実施に併せてボーリング調査を行い、安定した支持力が得られる支持層まで、堤体床掘部の基礎地盤を掘り下げて、堤体を築造した。

6.4.6 二六池（小野市）の復旧事例

(a) 地区概要

二六池は、小野市の南東部にあり、国道175号から東へ3km離れた、標高120mの丘陵の谷筋に築造された均一型のため池であった。また、5箇所の重ねため池の最下流に位置するため池で、老朽化が進んでいたため、平成7年度から県営ため池等整備事業により、上にある3池をこの二六池に統合・改修する計画であった。左岸側に越流堰式洪水吐が、中央部に底樋（木樋φ250mm）と斜樋（石製φ100mm）があった。

(b) 被害状況

地震発生直後はほぼ満水状態で、地震により堤体全長にわたって堤頂中央部から前法側へ垂直に滑落し、4mの段差が生じた。地震発生直後は、ため池の決壊等の二次災害を防止するために、ポンプ7台（φ50～150mm）により強制排水を行って水位を下げ、応急工事として堤体を開削し、仮洪水吐（コンクリートライニング、W=4.9m、T=0.10m）を設けた。

(c) 復旧工法

本ため池の復旧においては、原形復旧分を農業用施設災害復旧事業で、整備部分をため池等整備事業で施工区分を定めて、共同事業とした。

旧堤体は均一型で、土質は粘土質砂礫、N値は3～6、ボーリング孔における透水試験結果は $K=4.07 \times 10^{-5}$ ～ 2.15×10^{-5} cm/sec、基礎地盤は大阪層群の粘土混じり砂礫層でN値は19～50であった。

堤体の復旧においては、崩壊部をベンチカットして仮置きし、ランダム材へ再利用した。新土により前刃金を築造して、遮水を確保した。また、旧洪水吐は断面狭小で計画洪水量が排除できないため、越流堰式の洪水吐で整備した（原形復旧分は災害復旧事業費で、整備・拡大分はため池等整備事業で対応）。法面保護は、前法を張ブロックで、後法を種子吹付け工で復旧し、取水施設はスライドバルブφ250mm2門の斜樋で復旧した。

6.4.7 大堤防池（神戸市西区）の復旧事例

(a) 地区概要

大堤防池は、神戸市の北西端三木市との境界にあり、古来信仰の山として有名な雄岡山・雌岡山の麓、広野ゴルフ場に隣接する均一型のため池である。付近の地質は、明美礫層とよばれるチャート、流紋岩類の礫を主とする高位段丘層上に粘土混じり砂礫が堆積している。

(b) 被害状況

被害状況は、堤体が延長100mにわたり堤頂部から前法側に大規模な円弧崩壊を起こし、制波ブロック、堤体土が池内に崩壊した。崩壊を免れた部分も堤頂部に開口幅5～150mmの縦断方向の亀裂が連続して発生しており、引き続き崩壊が拡大する恐れがあるため、現場への立入禁止を徹底し、緊急に水位を下げて二次災害を防止した。

(c) 復旧工法

復旧工法としては、旧堤体をベンチカットし、基礎地盤から均一型で堤体を築立した。また堤高を約2.5m下げることによって堤頂幅を5m以上確保し、法勾配を緩くして安定性のより高い堤体断面で復旧した。堤体復旧に伴い、制波ブロック、底樋管等を復旧した。

6.4.8 榛本池（津名郡北淡町）の復旧事例

(a) 地区概要

榛本（むくもと）池は、北淡町の北部にあり、急峻な山地から流下する水を堰き止める谷池である。この池は、野島断層上にあり、断層の東側は領毛花崗岩、西側は沖積層の神戸層群である。

(b) 被害状況

このため池は野島断層上にあるため、断層のズレによって堤体に開口幅300～400mm、長さ8.5mの縦断亀裂と開口幅200mm、長さ6.0mの横断亀裂が発生した。洪水吐においてはクラックを伴うズレが生じ、水路部は両岸とも側壁が倒壊した。また、震災直後には上流からの湧水が急激に増加した。

(c) 復旧工法

本ため池の復旧においては、縦断・横断方向に亀裂を生じた堤体の前法部を全長ベンチカットで掘削し、新土による前刃金工法で復旧した。洪水吐及び水路部は既設断面同様に、コンクリート三面張りにて復旧した。

6.4.9 皿池（宝塚市）の復旧事例

(a) 地区概要

皿池は、東に猪名川、西に武庫川を望む伊丹台地北部の市街地にある均一型の皿池（平地にあり、堤高の低い西洋皿のような池を言う。）である。付近の地質は、3万年前の海成の伊丹粘土層上に堆積した伊丹礫層で、花崗岩・流紋岩を主とするこぶし大の礫で構成される厚さ約10mまでの段丘層からなっている。

(b) 被害状況

被害状況は、堤体全長にわたって堤頂部に開口幅2~100mmの縦断方向の亀裂が、1~2列発生した。また、制波ブロックにも10~20cmのズレが縦断方向に1~3列発生し、20~45cm陥没滑落した。さらに斜面、洪水吐等のコンクリート構造物にもクラックが生じた。なお、池の南隣にはマンションがあり、北側には約80m隔てて国道176号線が、南側には約50m隔ててJR福知山線が走るなど地域住民、公共施設に被害が波及する恐れがあり、このため亀裂をシートで覆って堤体を保護すると共に水位を下げて二次災害を防止した。

(c) 復旧工法

本ため池は市街地内にあるため、多量の土砂運搬は環境、安全面からも問題がある。さらに山地は六甲山系の花崗岩であるため、良質の盛土材（遮水材・刃金土）の確保が困難であり、工期の短縮も必要であった。このため復旧工法に、近傍の実施事例に準じてゴムシートによる表面遮水工法を採用した。堤体の亀裂部・影響部分をベンチカットで掘削・仮置きし、この旧堤体土で盛土を行い、ゴムシートによって表面遮水し、押さえ盛土と張ブロックを施工した。堤体復旧に伴い、取水施設、底樋管等を復旧した。

6.4.10 荒神池（津名郡一宮町）の復旧事例

(a) 地区概要

荒神池は、一宮町北西部にある大阪層群の丘陵地に築造された均一型のため池である。下流では、真新しい本葺きの瓦屋根が水平に押しつぶされたような形で倒壊しており、震動の強さを物語っていた。

(b) 被害状況

このため池は堤体全長にわたって、堤頂に縦断方向の亀裂が発生した。前法部に発生した滑りにより天端で20~30cm沈下し、激しいところでは1.00mの陥没があった。また、底樋のあるところと両岸の地山との取り合い付近においては横断亀裂も発生した。さらに、堤体全体において、震動によってほぐされた（ゆるめられた）様な状況が見られ、長さ2.00mの検査棒が片手で容易に挿入できた。

(c) 復旧工法

本ため池は、農業用水を確保する必要から、満水位を約1.5m切り下げ、前法に仮盛土で補強する応急工事をして約40%の貯水量を確保した。

堤体の本復旧においては、沈下・亀裂部分についてはベンチカットにより掘削・仮置きしてランダム材に再利用し、新土により前刃金を築造して復旧した。堤体復旧に伴い、底樋管をヒューム管φ150mmで継ぎ足し、洪水吐もコンクリート三面張りで復旧した。

6.5 現行設計法に対する提案

6.5.1 現行設計法の概要

貯水土構造物の安定に関して規定している設計基準の代表例は下記の①～④である。これらの内容を整理すると表-6.5.1 のとおりとなり、すべて円弧滑りモデルによる静的解析を実施するよう規定されている。

①「第2次改訂 ダム設計基準」	1978年8月	(社団法人)日本大ダム会議
②「土地改良事業計画設計基準 設計 ダム」	1981年4月	農林水産省構造改善局
③「フィルダムの耐震設計指針(案)」	1991年6月	建設省河川局開発課 監修 (社団法人)国土開発技術研究センター 発行
④「兵庫県土地改良技術基準」	1993年8月	兵庫県農林水産部農地整備課

表-6.5.1 堤体の設計基準

基準名	解析方法	地震震度※	安全率 (地震時)	備考
①「第2次改訂 ダム設計基準」	円弧滑り(スライス法) 全応力表示	0.12～0.20 (ゾーン型)	1.2	絶版
②「土地改良事業計画設計基準 設計 ダム」	円弧滑り(スライス法) 全応力表示・有効応力表示	0.12～0.20 (ゾーン型)	1.2	
③「フィルダムの耐震設計指針(案)」	円弧滑り(スライス法) 全応力表示・有効応力表示	0.18 (修正震度法)	1.2	
④「兵庫県土地改良技術基準」	円弧滑り(スライス法) 全応力表示・有効応力表示	0.15	1.2	

※強震帶地域・満水時の地震震度を示す。

なお、安定を検討すべき条件は規準により差異はあるが、概ね表-6.3.1 のとおりである。

表-6.5.2 検討ケース

貯水池の水位	浸透流の状態	地震震度	計算斜面
常時満水位	常時満水位で浸透流が定常状態	100%	前法・後法
中間水位	中間水位で浸透流が定常状態	100%	前法
空虚(完成直後)	建設中の間隙圧が残留	50%	前法・後法
水位急降下 (最低水位)	常時満水位から最低水位まで低下したときで間隙圧が残留している	50%	前法
サーチャージ水位	サーチャージ水位で浸透流が定常状態	50%	前法・後法

6.5.2 現行設計法に対する提案

本部会ではため池の被災のメカニズムに関して、静的解析・応答解析・有効応力解析を用いた検討を実施した。この結果を踏まえ、堤体の設計方法に関して以下のように提案する。

(1) 計算方法

ため池の被災のメカニズムは「地震動による破壊」と「液状化による破壊」とに大別されるが、大部分が地震動による破壊であり、堤頂部から前法部にかけて円弧状に滑落する崩壊形式が主体となっている。従って、堤体の安定検討は現行の基準で規定されている円弧すべり解析を基本とすることが適当であると考えられる。

検討ケースは表-6.5.1に従い、池の水位・浸透流の状況・地震震度などの組み合わせを考慮する。

(2) 詳細解析について

井出の尻池では地震後の調査により、堤体部全体の陥没・崩壊土砂の後法側への堆積・池敷地内での噴砂孔などが確認されており、これが液状化により破壊したと見られる唯一の事例である。また、地震動により破壊した菅田谷池においても、崩壊した前法部分で液状化には至っていないが間隙水圧の上昇が発生していたと推測された。

このように堤体の安定検討のため間隙水圧の上昇を考慮することが必要あり、ため池の土質状況・規模・重要度などに応じ、より詳細な検討が必要と判断される場合には、応答解析および有効応力解析を実施することも必要である。

ただし、破壊形式が前法での滑り破壊が主体であり、この詳細安定解析に代わり表-6.5.1の「水位急低下」時について、地震震度を低減しない条件（100%載荷）での円弧すべり解析を実施し、前法の安定をチェックすることも便利的な設計法として有効である。

6.6 結論

本部会の研究結果から得られた結論は以下の通りである。

- (1) 空間に広く分布する被災ため池のGISデータベースを構築し、その被災要因を検討した結果、地質境界に存在することが大きな被災要因のひとつであることがわかった。
- (2) 今回の地震で唯一決壊した井手の尻池に対して、有効応力解析法により液状化被災メカニズムが説明できた。
- (3) 今回の地震で特に神戸・東播磨地域のため池（大堤防池や二六池、菅田谷池など）の被災形態として多く見られ、地震による被災形態として極めて特徴的であると考えられる上流側斜面の滑りについては、設計法で通常用いられている震度法による斜面安定解析では説明できず、過剰間隙水圧の発達を考慮した斜面安定解析によって初めて追求できることがわかった。
- (4) (3)の結果を考慮したため池の設計法としては、前法側水位急降下時の安定解析が適切であることがわかった。

[参考文献]

- 1) 兵庫県農林水産部農地整備課；兵庫県南部地震 農地農業用施設震災記録誌，平成8年1月17日
- 2) 入倉孝次郎（1996）：“震災の帶”をもたらした強震動、岩波科学66-2、PP. 86-92.
- 3) Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N. and Yoshida, H. (1986): TARA-3, a program for nonlinear static and dynamic effective stress analysis, Soil Dynamic Group, University of British Columbia, Vancouver.
- 4) 長谷川高士；阪神・淡路大震災とその特徴、農業土木学会誌63(11), 1195.
- 5) 立石卓彦；被災ため池の現地調査と土質試験結果、土木学会関西支部 阪神・淡路大震災調査研究委員会 地盤・基礎分科会 貯水土構造物研究部会資料, 1996. 7.
- 6) 土岐憲三, 後藤洋三, 江戸謙嗣, 沢田純男；兵庫県南部地震の震源特性と地盤震動特性、土木学会誌, 1995. 6, PP. 32-43
- 7) 日本大ダム会議；第2次改訂 ダム設計基準, 1998. 8
- 8) 農林水産省；土地改良事業計画設計基準 設計 ダム, 1981. 4
- 9) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹, 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, vol. 14, NO. 4, pp. 67-111, 1976

7. 基礎構造物の被害・メカニズム分析及び復旧・復興

7.1 被害概要と特徴

7.1.1 土木構造物基礎の被害の特徴

基礎構造物を種別によって分類すれば、杭、ケーソンおよび直接基礎等に分類することができる。ただし、建築構造物と土木構造物、また、土木構造物のなかでも道路、鉄道および港湾構造物等、構造物の管理者によってその設計方法や構造細目が異なるため、たとえ同じ基礎形式であってもそれらの挙動や特性は異なることが考えられる。このため、ここでは、最も代表的な土木構造物であるとともに系統的な被害調査が行われた道路橋の基礎を例に挙げ、被害の特徴について概観する。

表-7.1.1¹⁾は代表的な一般国道（2号、43号、171号および176号）、高速自動車国道（名神高速道路、中国自動車道）および阪神高速道路（3号神戸線、5号湾岸線）の上部構造および橋脚の路線別の被災度を示している。調査対象区間として兵庫県南部（川西市、宝塚市、伊丹市、尼崎市、西宮市、芦屋市および神戸市）が選ばれている。被災度は、ランクAsが一番ひどく、ランクDは軽微な損傷であることを示している。ただし、この被災度は同じ構造部材の中では相対的な損傷の程度を表すものであるが、異なる構造部材間では同じ被災度であっても損傷の程度は必ずしも対応するものではない。激震地帯を通過している国道43号線、阪神高速3号神戸線および名神高速道路では、上部構造・橋脚とともに甚大な被害が生じている。これに比して、比較的建設年次の新しい阪神高速道路5号湾岸線では1カ所落橋が生じた以外、橋脚および上部構造には大きな被害が生じていなかることが分かる。

ところで、調査対象となった兵庫県南部は、北側に六甲山系、南側に大阪湾に囲まれたきわめて狭隘な地域に市街地が構成されている。この地域の地盤を南北に見れば、山地、堆積性の平野部そして埋立地ときわめて短い区間ににおいて大きくその特性が変化している。したがって、この地域の構造物の基礎形式も構造物が設置された場所において異なり、また、被災形態もそれらの影響を受け異なるものと考えられる。

図-7.1.1²⁾は阪神地域の代表的な高架道路基礎の形式を示している。いずれの路線においても杭基礎が約80%を占め、主要な基礎形式となっている。そして、このうちの大部分が大口径鉄筋コンクリート場所打ち杭によって占められている。また、湾岸部に位置している阪神高速5号湾岸線、ハーバーハイウェイおよび国道2号浜手バイパスでは、杭基礎のほかはケーソン基礎といった深い基礎で占められている。これらの基礎形式は水路を跨ぐような長大橋梁に用いられている。一方、阪神高速3号神戸線、名神高速道路および中国自動車道では、杭基礎の

表-7.1.1 路線別主要幹線道路の上部構造および橋脚の被災度

路線名	部材名	被 灾 度					計
		As	A	B	C	D	
一般国道2号	鋼製橋脚	0	0	9	5	21	35
	R.C. 橋脚	0	0	19	15	46	80
	上部構造	0	10	52	15	153	230
一般国道43号	鋼製橋脚	1	3	0	0	4	8
	R.C. 橋脚	13	23	1	2	105	144
	上部構造	15	31	3	8	142	199
一般国道171号	鋼製橋脚	0	0	2	0	0	2
	R.C. 橋脚	0	6	11	60	79	156
	上部構造	1	3	8	22	174	208
一般国道176号	鋼製橋脚	0	0	0	0	0	0
	R.C. 橋脚	0	0	0	0	20	20
	上部構造	0	0	0	0	77	77
阪神高速道路3号神戸線	鋼製橋脚	3	8	12	112	28	163
	R.C. 橋脚	64	78	102	225	474	943
	上部構造	26	67	243	215	753	1304
阪神高速道路5号湾岸線	鋼製橋脚	0	0	13	21	109	143
	R.C. 橋脚	0	0	1	22	179	202
	上部構造	1	0	8	28	425	462
名神高速道路	鋼製橋脚	0	0	0	0	0	0
	R.C. 橋脚	2	40	21	312	664	1039
	上部構造	3	27	247	651	229	1157
中国自動車道	鋼製橋脚	0	0	0	0	4	4
	R.C. 橋脚	0	9	4	121	323	457
	上部構造	0	24	31	193	272	520
計	鋼製橋脚	4	11	36	138	166	355
	R.C. 橋脚	79	156	159	757	1890	3041
	支承		991	613	708	3429	5741
	上部構造	46	162	592	1132	2225	4157

ほかは直接基礎が主流である。これは、これらの路線では、良好な支持地盤が地表面近くに存在するためである。

表-7.1.2¹⁾は阪神高速道路3号神戸線ならびに5号湾岸線、一般国道2号浜手バイパスおよび名神高速道路・中国自動車道における杭基礎の被災状況を示している。表中の被災度は、表-7.1.3¹⁾に示す判定基準によって決定されている。阪神高速道路3号神戸線では、杭体に損傷がないと考えられる被災度dと判定される杭基礎の割合は、調査が実施された基礎の84%であるのに対し、阪神高速道路5号湾岸線および一般国道2号浜手バイパスでは約50%となっている。一方、名神高速道路・中国自動車道では、調査された基礎杭すべてが被災度dと判定されている。また、表中には示されていないが、ハーバーハイウェイにおいても、その基礎杭は阪神高速道路5号湾岸線や一般国道2号浜手バイパスと同程度の損傷を受けている。

阪神高速道路5号湾岸線、一般国道2号浜手バイパスおよびハーバーハイウェイにおける基礎の被災度が他に比べて大きい理由は、これらの高速道路が埋立造成地盤上に建設されているため、地盤の液状化や側方流動の影響を顕著に受けたことが主因であると考えられる³⁾。つまり、地盤の液状化により、橋脚周辺地盤の水平抵抗機能が失われるだけでなく、地盤の側方流動により基礎には側方流動圧が加わり、地震時の基礎構造物にとってより厳しい条件下におかれたためである。また、地震応答解析から阪神高速道路3号神戸線と阪神高速道路5号湾岸線とでは、立地条件が異なっているため地表面における最大加速度や最大変位など地震動の特徴に違いがあったこと、さらには、建設された年代が異なっているため準拠した設計基準が異なっているだけでなく、上部構造および橋脚の構造特性も異なっていること等の要因も基礎の被害に影響を与えていていると考えられる。

7.1.2 土木構造物の設計法の変遷

先程述べたように、基礎構造物の被害の要因として、

- ①地震動による上部構造および橋脚の慣性力
- ②地盤の液状化による抵抗機能の劣化・喪失ならびに地盤の側方流動
- ③基礎構造物自体の耐力（基礎の設計

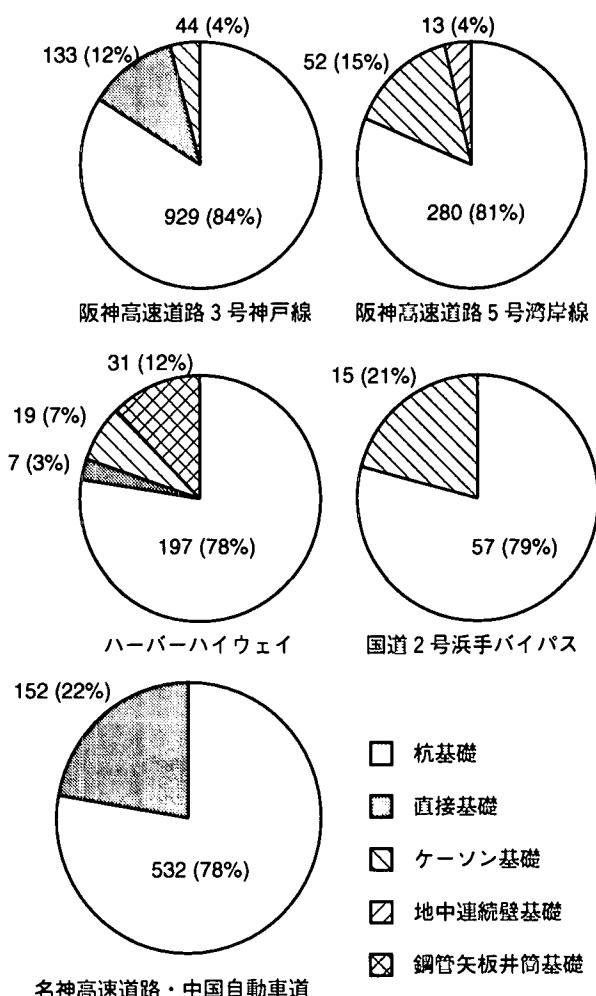


図-7.1.1 主要幹線道路における基礎の形式

表-7.1.2 基礎杭の被害状況

路線名	被災度				計
	a	b	c	d	
阪神高速道路3号神戸線	0 (0%)	0 (0%)	17 (16%)	92 (84%)	109
阪神高速道路5号湾岸線	0 (0%)	17 (11%)	57 (37%)	79 (52%)	153
一般国道2号浜手バイパス	0 (0%)	0 (0%)	10 (50%)	10 (50%)	20
名神高速道路・中国自動車道	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	21 (100%)	21

表-7.1.3 杭基礎の被災度の判定基準

被災度	定義
a	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位がみられるもの。
b	基礎に大きな残留変位が認められるもの。 杭体に曲げ亀裂がみられるもの。
c	杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの。
d	杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの。

法、構造細目）
が挙げられよう。

このうち、①およ
び②については他
で詳述されている
ので、ここでは、③
について道路橋を
例として少しふれ
てみたい。

表-7.1.4¹⁾は主要
道路における高架
橋の橋脚の準拠基
準による分類を示
している。全体の
約80%が昭和39年
鋼道路橋もしくは

表-7.1.4 主要道路における高架橋の橋脚の準拠基準による分類

路線名	準拠した設計基準等				計
	昭和39年もしくはそれ以前	昭和46年	昭和55年	平成2年	
国道2号	43 (37%)	72 (63%)	0 (0%)	0 (0%)	115 (100%)
国道43号	152 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	152 (100%)
国道171号	158 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	158 (100%)
国道176号	13 (65%)	2 (10%)	5 (25%)	0 (0%)	20 (100%)
阪神高速道路 3号神戸線	890 (80%)	216 (20%)	0 (0%)	0 (0%)	1106 (100%)
阪神高速道路 5号湾岸線	0 (0%)	0 (0%)	289	56	345 (100%)
名神高速道路	1039 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	1039 (100%)
中国自動車道	461 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	461 (100%)
計	2756 (81%)	290 (9%)	294 (9%)	56 (2%)	3396 (100%)

それ以前の設計基準に準拠して設計されており、昭和46年道路橋耐震設計指針、昭和55年または平成2年の道路橋設計示方書に基づいて設計されたものは各々全体の数%から10%程度である。路線別に見れば、国道43号線、国道171号線、名神高速道路および中国自動車道のすべて、国道2号線の約40%、国道176号の約70%および阪神高速道路3号神戸線の80%は、昭和39年もしくはそれ以前の設計基準に準拠して設計されている。一方、阪神高速道路5号湾岸線はそのすべてが、昭和55年以降の示方書に基づいて設計されている。

表-7.1.5²⁾は道路橋の耐震設計基準の主要規定の変遷を示している。また、図-7.1.2³⁾は道路橋の耐震性に関する諸規定の変遷を示している。昭和46年の道路橋耐震設計指針を境にして落橋防止対策や地盤の液状化に対する設計上の対策が盛り込まれている。これは、昭和39年の新潟地震の際に、周辺地盤の広範囲な液状化の結果、基礎および橋脚に大きな変形が生じたため、橋脚の間に有効な落橋防止構造を有していないかった上部構造が落橋した昭和大橋の被害を代表的な教訓とするものであった。また、設計震度についても標準設計震度を0.2とし、これを地域、地盤条件および構造物の重要度に応じて統一的に定めるとともに、特殊な構造物に対する修正震度法が導入されている。昭和55年の道路橋示方書V耐震設計編ではFL値を用いる液状化発生の判定方法が具体的に規定され、基礎構造物の耐震設計に際して液状化の影響を見込む考え方が示された。平成2年の道路橋示方書V耐震設計編では、従来の震度法と修正震度法が統合され、新たに震度法（地域、地盤、重要度、固有周期補正係数を考慮）による耐震計算が導入された。また、鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査が規定された。さて、平成8年に改訂された道路橋示方書では、兵庫県南部地震による被害の教訓が数多く生かされている。基礎構造物に関する主な項目として、設計地震動としてプレート境界型の地震動であるレベルI地震動に加え、内陸直下型地震動であるレベルII地震動が追加された。基礎構造物に対しても従来の震度法だけでなく、地震時保有水平耐力法による設計が導入された。粒径の大きい土に対しても液状化の可能性の判定が拡張されるとともに、その判定方法についても動的せん断強度比、設計水平震度などが改訂され、全体的により精緻化されたことなどが挙げられよう。

7.1.3 建築と土木構造物の基礎調査および被害状況について

建築基礎の調査・被害事例⁵⁾⁶⁾⁷⁾と対比させながら、土木構造物の基礎の被害調査状況について以下に概括する。

被害調査の対象を杭基礎についてみると、土木構造物では場所打ち杭が圧倒的に多くなっており、一部に鋼管杭がみられる。一方、建築では場所打ち杭、鋼管杭もみられるが、既製杭（RC杭、PC杭、PHC杭）の調査事例が多数収集されている。調査事例が立地している地形・地質は、土木構造物が低地もしくは湾岸部・埋立地といった地形が多いのに対し、建築はやはり湾岸部が多いものの、丘陵地から埋立地にいたるほとんど全ての地形にわたって被害調査がなされている。地形と被害の関係をみると、直接基礎も可能と思われる

表 -7.1.5 道路橋の耐震設計基準の主要規定

年 代	耐震設計関連の規定	規 定 の 主 な 内 容			主 な 地 震
		耐震計算法と設計震度	落橋防止対策	液状化対策	
1920(大正9)年	1929(大正15)年 道路構造に関する細則案	・最強地震力を考慮する。ただし、具体的な数値、計算方法は示されず	・規定なし	・規定なし	1923(大正12)年 関東大地震(M7.9)
1930(昭和5)年	1939(昭和14)年 鋼道路橋設計示方書案	・水平加速度0.2gおよび鉛直加速度0.1gを標準	・規定なし	・規定なし	1952(昭和27)年 十勝沖地震(M8.1)
1940(昭和15)年	1956(昭和31)年	・水平震度は0.1~0.35とし、地盤別、地域別に9種類に分類して規定	・規定なし	・規定なし	1964(昭和39)年 新潟地震(M7.5)
1950(昭和25)年	1964(昭和39)年 鋼道路橋設計示方書	・同上	・規定なし	・規定なし	1971(昭和46)年サンフェルナンド地震(M6.6)
1960(昭和35)年	1971(昭和46)年 道路橋耐震設計指針	・震度法(地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮)による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度(0.1~0.3)	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置、沓座端距離、桁間連結装置)	・液状化の可能性を現位置特性、土質特性により判定し、液状化する土層の支持力を無視	1978(昭和53)年 宮城県沖地震(M7.1)
1980(昭和55)年	1980(昭和55)年 道路橋示方書 V耐震設計編	・震度法(地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮)による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度(0.1~0.3) ・地震時変形性能の照査法 ・動的解析の位置づけを行い、設計地盤入力を規定	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置、Sg、落橋防止装置)	・土の液状化強度と地震荷重の比較による合理的な判定方法を規定し、液状化の程度に応じて、土層の土質定数を低減	1983(昭和58)年 日本海中部地震(M7.7)
1990(平成2)年	1990(平成2)年 道路橋示方書 V耐震設計編	・震度法と修正震度法を統合し、新たに震度法(地域別、地盤別、重要度別、固有周期補正係数を考慮)による耐震計算 ・設計水平震度(0.1~0.3) ・連続橋の耐震計算法を規定 ・地震時保有水平耐力の照査を規定(設計震度:0.7~1.0) ・動的解析による安全性の照査方法を規定	・同上	・同上 ただし、砂質土層の液状化強度の算定方法に細粒分の影響を考慮し、液状化判定方法を高優化	1993(平成5)年 钏路沖地震(M7.8) 北海道南西沖地震(M7.8)
	1995(平成7)年 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様	・同上、さらに以下を追加 ・地震の影響の大きい部材(RC橋脚、鋼製橋脚、基礎、支承等)に対する地震時保有水平耐力の照査の実施(設計震度:1.5~2.0) ・動的解析による兵庫県南部地震に対する安全性の照査 ・免震設計の採用 ・ねばり強い構造のための配筋細目等	・同上	・同上 ただし、落橋防止装置の強度を強化するとともに、複数個の落橋防止装置を設置、また、緩衝機能を付与	1994(平成6)年 ノースリッジ地震(M6.6)
				・ただし、液状化の判定範囲を拡大(埋質土等)するとともに、流動化の影響を考慮	1995(平成7)年 兵庫県南部地震(M7.2)

	大正15年 昭和14年 昭和31年 昭和39年 昭和41年 昭和43年 昭和45年 昭和47年 昭和48年 昭和51年 昭和55年 平成2年	鉄道構造規則 鋼道示 杭基礎	鋼道示 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針 下部指針	地盤と地盤条件 により活用 地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	地盤活用に して地盤 により活用	
地 震	設計水平震度 $\mu_a = 0.2 \sim 0.35$	最強地震力 $k_a = 0.1 \sim 0.35$										
荷 重	地盤時土圧 物部・底部式が使われて いたようである。	地盤時二重の 豆足式の導入			設計水平震度の標準化 多正震度法の導入		修正震度法の 適用範囲の改訂	修正震度法の 適用範囲の改訂				
	地震時動水圧 水中にある高橋脚を除き、 一般橋脚に対する影響は小さい。	水圧の豆足式の導入					地震時動水圧の導入					
鉄 筋	基部の曲げ されていたようである。	現行と同様の計算法で設計 されていたようである。		具体的な計算式の導入								
コンクリート	せん断 主筋の中間 走筋（主筋の段落とし）	ラーメン、中空断面等断面の小さい船体 に対する影響が大きい。		せん断力の計算法 に関する記述				具体的な計算式の導入 せん断力の計算方法				
軸 体	地盤時保有 水平耐力				一般にコンクリート断面の大きい橋脚に に対する影響は少ない。			変形性能照査 地盤時保有水平耐力 の照査				
フ ラ ン グ				具体的な計算法の導入 「片持ちはとして設計」				有効幅・せん断の検討の導入				
杭 基 础	鉛直支持力の検討は 行われていたようである。 (鉛直支持・水平支持)	具体的な設計法の導入						杭頭の構造細目規定				
直 接 基 础	安定計算(転倒・滑動)は 行われていたようである。	具体的な設計法の導入 (支持力・安定計算法)					特殊条件(斜面上の基礎、圧密沈下・側方移動を受ける基礎)					
ケ ー ソ ン 基 础		昭和45年下部指針と同様の検討は 行われていたようである。		具体的な設計法の導入								
地 盤 の 液 状 化				計算上支持力を無視する土層の導入	液状化判定法の 導入と既存化層の 具体的取扱い法			ほら分の 影響を考慮				
支 承 部	支承部	支承、ローラ、アンカーボルト等 鋼製支承の設計法の導入			支承における地震力の伝達方法の規定							
	落橋防止構造			支承縫端距離Sの規定の導入	移動制限装置、落橋防止構造							

図-7.1.2 道路橋の耐震性に関する諸規定の変遷

従来良好と考えられていた地盤（扇状地形）での杭基礎建物の被害事例が多く、建築基礎でのひとつの特徴といえよう。土木・建築を問わず、鋼管杭の被害事例は少ないといえる。また、場所打ち杭についても、一部に杭頭部の鉄筋が破断している事例が認められたものの、圧壊などの破壊例は少ない。

土木構造物は公共性が強く、施設管理者が公共団体であることが一般的であることから、基礎の被害調査に比較的積極的であり、加えて場所打ち杭が多いことからコアボーリングやボアホールカメラ等を用いて杭の中間部から深部まで調査が実施されたことが特筆されよう。これにより杭頭のみならず、杭中間部～杭深部の被害状況が少なからず把握できたと考えられる。杭の中間部から深部にかけて地層の境界付近にクラックが比較的多く認められることから、このような被害が地層の剛性の違いに起因するものか、或いは杭体に第2塑性ヒンジが発生したためといった被害原因の追求は、現段階でも残された課題と思われる。建築基礎では、掘削による杭頭部の目視調査ならびに衝撃打法による探傷試験が一般的な調査であった。このような比較的浅部の調査が建築基礎の主体であったが、種々の基礎被害が見出された。特に、既製杭の破壊（せん断破壊か曲げ破壊か明瞭には識別できない）が数多く発生しており、この中でも杭頭をはつたことによるプレストレスの減少や中詰めコンクリートが杭を内側から破壊させていた事例などが目立っている。このような基礎の被害は、設計法あるいは施工法をどのように修正すれば防げるものか、今後の課題は山積みされているといえよう。一方、設計とは異なるが地震後の構造物診断という観点で、どの基礎が被害を受け易いか、言い換えればどこから調査を優先させたら良いのかというソフト的な調査・診断フローの開発が必要となつて来る。建築事例ではあるが、文献5)の終局軸耐力をえた杭の損傷調査の事例は参考になるものと考えられる。

設計法についてみると、土木構造物の設計変遷は前述したとおりであり、建築における設計の変遷と被害状況について以下に述べる。昭和25年に制定された建築基準法は、昭和46年ならびに同56年に大きく改正された。昭和46年の基準法施工令の改正は、十勝沖地震（昭和43年）における鉄筋コンクリート造の被害を鑑み、帶鉄筋の間隔を小さくすることによりRC柱のせん断耐力を強化させたこと、ならびに曲げ降伏先行の概念を導入したものであった。続いて、昭和56年に新耐震設計法が施行され、構造計算規定が改正された。これは、二種類の地震力に加え、建物の固有周期により設計用地震力を変化させる概念、じん性の計算規定への導入、保有水平耐力計算の導入等の大改正であった。この度の地震による建築被害を上記の基準の変遷と対比すると、明らかに新しい基準で設計されたものの被害率は低下しており、特に、昭和56年の新耐震設計法によるとと思われる建物は、ピロティ形式を除けば倒壊・大破の事例が少ない。基礎の耐震設計の歴史をみると、昭和49年以前は杭を地業と考え、地震時の応力算定を行っていなかったが、建築基礎構造設計規準⁶⁾の改定（昭和49年）、さらには、地震力に対する建築物の基礎の設計指針⁷⁾（昭和59年）が発行され、現在では杭を構造体と考え、杭地中部の応力算定を行っている。しかしながら、現在でも基礎設計用の外力は上部構造の慣性力のみを考えている。加えて一般的には中小地震を対象とした一次設計だけであり、大地震を対象とした二次設計はほとんど行われていないのが現状であり、地震後に特別な設計法の変化はない。土木・建築ともに“変形性能”が設計法における重要なキーワードとなっている中で、土木構造物は、建築に比べると一般に不静定次数が低く、これを考慮した構造物のじん性設計あるいは非線形化領域の挙動の解明が必要となって来ている。

被害調査をまとめると、土木構造物は杭中間部から深部におよぶ調査結果が明らかにされたことが特徴であるものの、調査エリアが湾岸部に集中している。一方、建築基礎は種々の地形において被害調査がなされているが、調査が杭頭付近の浅部が主体であることが特色であり、杭深部まで言及できないことが残念である。今後の基礎設計の動向に対し、被害調査結果は極めて重要であり、土木・建築の調査結果を併せて生かすことがその価値をより高めるものであり、このような努力が必要である。

7.1.4 構造物基礎に関する検討課題

地盤・基礎分科会が立ち上がった当初、構造物基礎を担当するワーキンググループ(以下WG)ではワーキングメンバーに対し、阪神・淡路大震災における構造物基礎の検討課題に対するアンケートを行った。ここでは、紙面の都合上その内容をすべて紹介することはできないが、アンケートの結果検討を要する課題として挙げられたものを以下に列挙する。

- 上部工、下部工（橋脚）および基礎工が一体となった耐震性能およびその設計方法

○軟弱地盤と構造物基礎に関する地震時の諸問題

- ・液状化した地盤における基礎の挙動と損傷メカニズム、さらにはその設計方法
- ・地震時に側方流動を受ける基礎の挙動と損傷メカニズム、さらにはその設計方法
- ・地盤と構造物の相対変位の発生メカニズムおよび相対変位吸収方法

○地盤と基礎の動的な相互作用による損傷等のメカニズムおよび対策方法

- ・支持層と軟弱層との境界付近において生じる基礎の損傷のメカニズム

○基礎構造物の損傷のパターン化

○基礎の損傷の診断方法と評価方法

○損傷を受けた基礎の損傷の復旧方法

○既設構造物基礎の耐震診断方法ならびに耐震対策工法

これらの課題について検討するために、3年の活動期間内に20回程度のWGが開催された。WGでは主として各メンバーからの話題提供や文献の収集が行われてきた。これらの活動を通じ、メンバー各々が、基礎の被害や復旧、また、地震時の基礎の挙動等に対する共通の情報を持ち、さらに、それをベースとした議論が行われてきた。これらの課題は、そのいくつかは解決の方向性が示されているものもあるが、ほとんどが未だ未解決となっている。したがって、本報告での結論の検討途中のものと考えていただきたい。

本報告では、7.2に話題提供のうち代表的な事例を、また、7.3では地震時の基礎の挙動に関する最新の研究を示している。さらに、7.4では委員会活動を通じて得られたメンバーの意見をとりまとめ、今後の検討の方向性を示すものである。

参考文献

- 1)兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年12月。
- 2)Matsui, T. and Oda, K. : Foundation damage of structures, A Special Issue of Soils & Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp. 189-200, 1996年1月。
- 3)地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），1996年3月。
- 4)大塚久哲・運上茂樹：道路橋の耐震設計基準の変遷、橋梁と基礎, 96-8, pp. 196-198, 1996年8月。
- 5)日本建築学会近畿支部基礎構造部会・兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996年7月。
- 6)建設省：平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会中間報告
- 7)建設省：平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会最終報告書，1995年12月。
- 8)大橋雄二：日本建築構造基準変遷史，日本建築センター，1993年12月。
- 9)日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，1974年11月。
- 10)日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，1984年9月。

7.2 構造物基礎の被害・復旧事例

7.2.1 阪神高速道路橋脚基礎の被害事例

(1)被害状況調査

阪神高速道路では、3号神戸線で高架橋の上部工や橋脚に大きな被害が発生し¹⁾、地中部の基礎についても被害が予想された。また、5号湾岸線では路線が通過する埋立地で液状化現象が発生し、護岸際の橋脚基礎に大きな残留変位が観測された。このため、阪神高速道路公団では3号神戸線と5号湾岸線の橋脚基礎の被害状況調査を実施した。

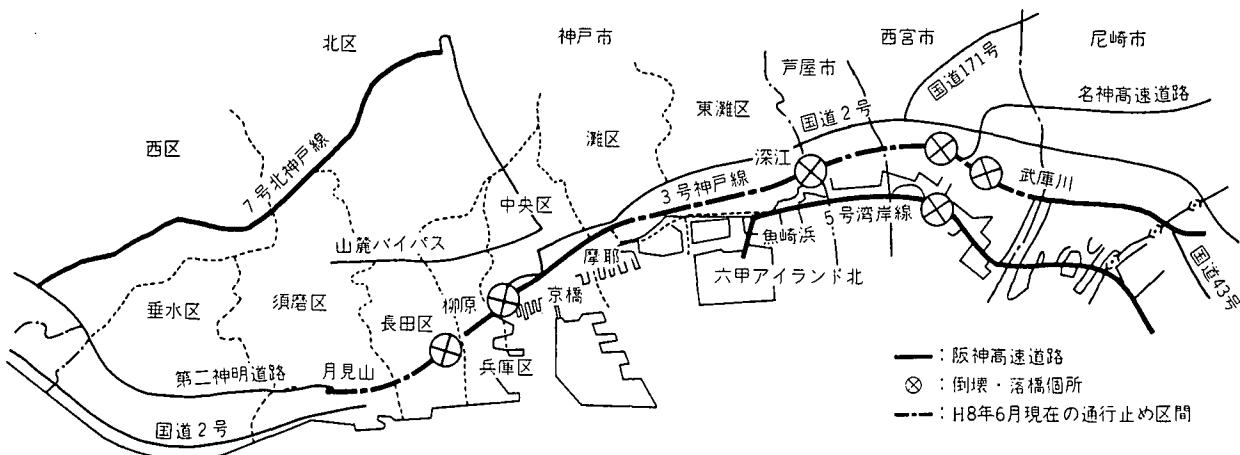


図-7.2.1 阪神高速道路の主な被害発生箇所

a) 調査手法

橋脚基礎の被害状況調査の調査手法は以下のとおりである。

①直接目視調査

図-7.2.2に示すように、フーチング下面まで掘削し、目視によりフーチング、杭頭の損傷状況を調査した。

②弾性波による非破壊調査

設計図から杭基礎やケーソン基礎などの位置を推定し、フーチング天端をプラスチックハンマーで打撃し、近傍に設置した加速度計で基礎杭などの断面変化の影響を受けた反射波を測定した。この調査の精度確認は、湾岸線建設時に水平載荷試験を実施した岸和田大橋架設用ベントの杭基礎を利用して、ボアホールカメラを用いた杭のひび割れ調査との比較実験によって行った。この実験結果によれば、ボアホールカメラにより撮影されたひび割れ位置と、非破壊調査により特定されたひび割れ位置とがよく合致しており、この調査方法により杭の健全性が確認できるものと考えた。図-7.2.3に調査の要領を示す。

③ボアホールカメラによる間接目視調査

設計図から位置を推定した杭に対して、フーチング上面からコアボーリングにより穿孔し、杭の孔壁を孔内ビデオカメラ(ボアホールカメラ)で撮影することにより、360度展開画像を作成し、ひび割れの状況を調査した(図-7.2.4)。

b) 調査手法の適用

調査手法の各基礎への適用は次のとおりとした。

①場所打ち杭基礎

ボアホールカメラによる間接目視調査を主としたが、一部については杭頭部を掘り出し、直接目視調査も実施した。なお、フー

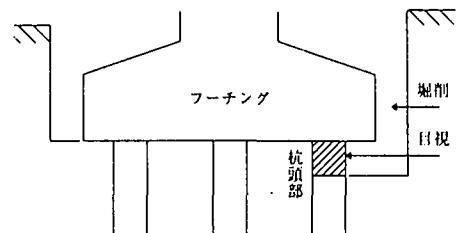


図-7.2.2 直接目視調査

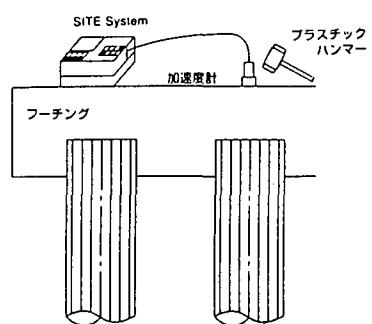


図-7.2.3 弾性波による非破壊調査

チングについては、橋脚補強を行った橋脚の柱周辺をすべて直接目視により調査した。

②既製杭基礎

杭径が細く（径400mm程度）ボーリング孔が開けられないため、衝撃打撃法による非破壊調査を適用した。また、非破壊調査を行わないフーチングについては、場所打ち杭基礎と同様に、橋脚柱補強時に柱周辺をすべて直接目視による調査を行った。

③直接基礎

調査対象とした基礎については、フーチング上面を掘り出し直接目視調査を実施した。なお、その他の直接基礎については、橋脚柱補強時に柱周辺を全数直接目視により調査した。また、フーチング直下の空隙の有無についても、フーチングにボアホールを開け、ファイバースコープにより観察した。

④ケーンソーン基礎

場所打ち杭基礎と同様に、ボアホールカメラにより間接目視調査を実施した。

(2)3号神戸線の事例

a)調査概要

地震直後、橋脚、上部工の被災状況調査を行う際、付随的に周辺地盤状況についても調査した。これが事実上基礎調査の第1ステップであった。結果は、一部の地域においてアスファルト舗装のひび割れや、アスファルト面の若干の沈下といった地盤変状がみられた程度であり、変状そのものは軽微であった。基礎調査は、2段階に分けて実施した。第1次調査として約50基について、調査範囲、橋脚の構造形式について偏りのないように調査を実施した。第1次調査が大体終了した段階で、基礎の損傷程度と要因分析を行ったところ、地盤変状調査において橋脚周辺のアスファルトに亀裂や凹凸等が見られた所、杭頭部付近の地盤反力が小さく、基礎の土被りが薄く、かつ橋脚の被災が極度に大きいかまたは構造的な被災がほとんどない所の基礎、また河川や旧河川付近の基礎にやや損傷程度の大きい傾向が認められた。したがってこのような所を中心に行き、損傷基礎の把握に努めた。最終的に122基の基礎について調査した。調査内容は直接目視、間接目視が中心であった。

これら一連の調査結果より3号神戸線の橋脚基礎の報告について要約すると次のとおりとなる。

①杭基礎では、損傷がないかあっても軽微な曲げ亀裂であるものが大部分である。

②杭基礎のひび割れは大部分が杭頭部に集中しており、杭中間部に見られるクラックは小さいものが多い。

③クラック幅は、以下に述べる神戸市東灘区で17基の橋脚が倒壊したピルツ橋において観測された約2mmが最大である。

④既設杭基礎、直接杭基礎についてはほとんど損傷が認められなかった。

b)ピルツ橋における橋脚基礎損傷

高架部が倒壊したピルツ橋における橋脚基礎損傷調査については、地震直後に1次調査として、橋脚全17基のうち端部および中央部の3基を選び出し調査を行った。この3基の中で被災程度の大きかった端部橋脚神P126の場所打ち杭に見られたクラック状況を写真-7.2.1に示す。神P126と同様の杭頭部のクラックは全杭に発生しており、大きなもので約2mmのクラックが計測された。写真-7.2.2に、ボアホールカメラ調査によって確認された杭体内に発生したクラックを示す。

クラック位置については直接目視と間接目視調査で得られた結果はほぼ一致しており、ボアホールカメラ調査の精度確認と同時に、杭体部に見られたクラックは杭体を貫通していることが発見された。しかしながら、ボアホールカメラで調査されたクラック幅は、表面に確認されたクラック幅と差が生じていた。これは、杭体の鉄筋によるクラック幅の拘束や、削孔時に周辺のコンクリートまで削り取ったり、照明の陰影の影響等の原因が考えられるが、 $\phi 66\text{mm}$ の孔壁で $\phi 1000\text{mm}$ の杭の全体損傷を評価するには今後の検討が必要であると思われる。いずれにせよ、かぶりコンクリートの崩落や剥離はいずれの杭においてもみられず、ハンマーによるたたき調査を行っても正常なコンクリートの打撃音が確認された。ボアホールカメラ調査によって得られた杭長方向のクラック分布を図-7.2.5に示す。図-7.2.5に見られるように、杭頭部にクラックが集

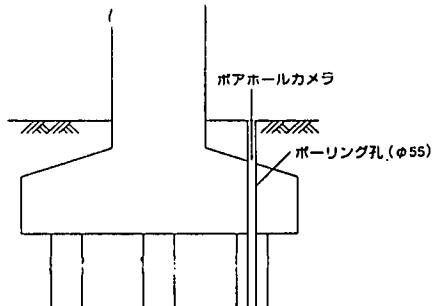


図-7.2.4 ボアホールカメラによる間接目視調査



写真-7.2.1 杭体のクラック状況 (神P₁₂₆)

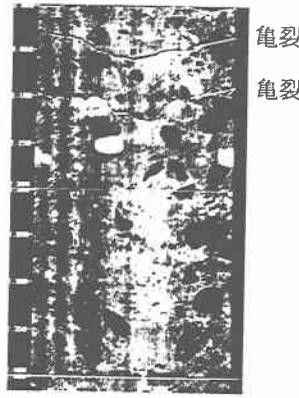


写真-7.2.2 ボアホールカメラ調査結果 (神P₁₂₆)

中している様子が分かる。

c)損傷を受けた杭の耐荷力調査

前述した神P126の損傷杭に対して再利用の可能性を調査するため、杭体の健全性調査として杭の載荷試験を行った。杭の載荷試験は、杭体曲げ試験、鉛直載荷試験、水平載荷試験の3種類であり、ここでは被災杭の性状がよく確認された杭体曲げ試験について紹介する。杭体曲げ試験は、図-7.2.6に示すように亀裂が生じた杭頭部について行った。

すなわち、フーチング下面から2.8mの位置において杭体を切断して試験杭とし、隣接する杭を反力体として水平力を載荷した。載荷は一方向多段階載荷とし、杭頭部での降伏曲げモーメントの計算値の約60%まで載荷した。水平荷重と載荷位置での水平変位の関係を図-7.2.7に示す。図中には杭頭部が健全である場合での剛性の計算値を示している。被災杭の曲げ剛性は、若干低下していることがわかる。図-7.2.8には、杭頭部が健全な基礎と損傷した基礎との荷重水平変位計算結果を示している。損傷した基礎については、載荷試験から得られたデータを用いて計算条件を定めた。図-7.2.8によれば、この程度の損傷では杭基礎全体系での耐荷力には影響はあまりみられない。したがって、本基礎は十分再利用可能であると考えられた。

d)杭基礎の被害のマクロ分析

ここでは被災度の区分に基づき、杭基礎の被災度とその要因との関連性について整理した。

①橋脚被災度と杭の被災度

3号神戸線においては、ほとんどの杭基礎が被災度ラ

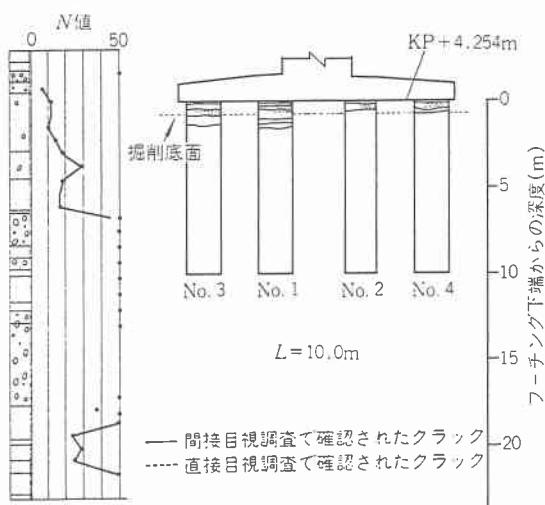


図-7.2.5 杭のクラック分布

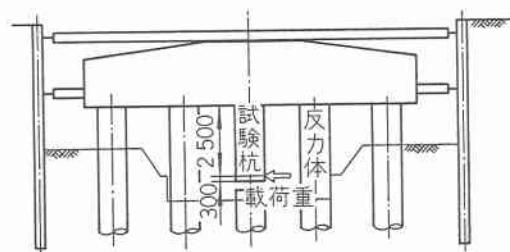


図-7.2.6 杭曲げ試験状況

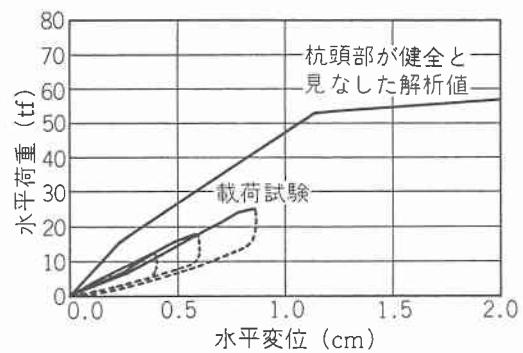


図-7.2.7 水平荷重～水平変位

ンクが低いため、橋脚の被災度との間には、特に有意な相関は認められなかった⁴⁾。

②杭の被災度と地域特性

調査結果を用いて、地層や地域的な要因との係わりについて検討した。3号神戸線の地質構成を図-7.2.9に示す。

地形的に分類すると、東から沖積低地、丘陵地と沖積低地境、旧海岸線、沖積低地および丘陵地の5地域に区分される。地層構成のうち基礎に関する冲積層に着目すると、層厚は住吉川付近を境に連いがみられ、以東では砂質土を主体とする冲積層が15~20mの厚さで分布し、以西ではおおむね10m以下の厚さで分布する。

杭調査は柳原～若宮間が直接基礎のため実施されていないが、その他の地域では密度の差はあるものほぼ全域で実施されている。そこで、図-7.2.9に示すように対象範囲を地質的に5地域に区分し、杭頭から10m以浅における各調査杭のひび割れ数に着目し、地域ごとの平均クラック本数を整理した。結果を図-7.2.10に示す。地域1と3は地域2、4、5に比べると平均本数が多いことが分かる。ヘヤークラック(1mm未満)を除いた平均ひび割れ本数も示したが、地域2では1mm以上のひび割れが比較的多く、これに対して地域4はすべてヘヤークラックからなり、地域によりひび割れ幅の分布に違いが認められる。

次に、深度方向のクラック分布を地域ごとに図-7.2.11に示した。

全ての地域で杭上部にひび割れの発生割合が高く、杭

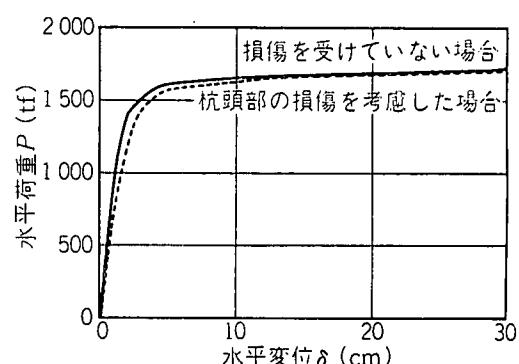


図-7.2.8 基礎全体の水平荷重～水平変位曲線

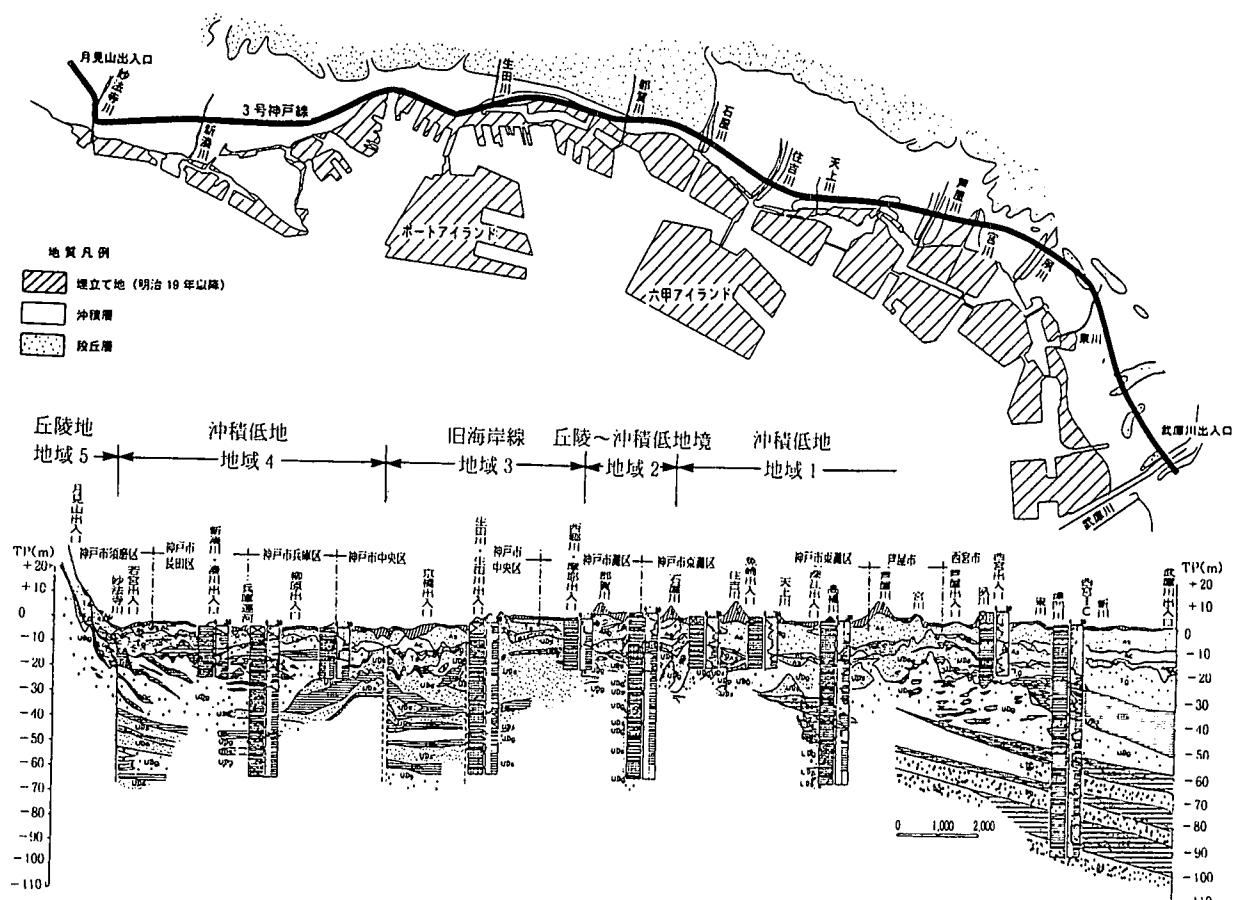


図-7.2.9 3号神戸線の地質構成

の損傷としては、曲げモードが支配的と考えられる。クラックの深度方向の分布は、地域により若干違ったが、地域2と地域3は杭頭から2m以浅に集中しているのに対し、地域1では深度方向に徐々に減少する傾向が、さらに、地域4と地域5は杭上部が中心であるが8~12mにもヘヤークラックの分布が一部認められた。しかし、いずれの地域も、1mm以上のひび割れの大部分は杭頭から2m以浅に集中している。

e)まとめ

兵庫県南部地震によって被災した阪神高速道路3号神戸線について杭基礎のマクロ分析を実施した。以下に検討結果をまとめる。

①橋脚被災度と杭基礎被災度との間には特に有意な傾向は認められない。

②杭のひび割れは、いずれの地域でも杭上部に発生する割合が高いことが示された。また、深部でのクラック発生割合は少なく、かつヘヤークラック程度のひび割れ幅であることが明らかとなつた。

(3) 5号湾岸線の事例

a) 調査概要

5号湾岸線は阪神間の埋立地を結ぶ高架通路であり、各埋立地では至る所に噴砂の跡や泥が堆積するなど液状化の発生した兆候が認められ、また写真-7.2.3に見られるように、護岸付近は大きく海側に崩れ落ちていた。そこで、被災後直ちに各橋脚間の相対

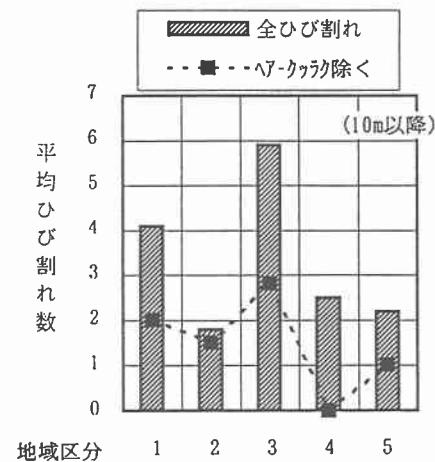
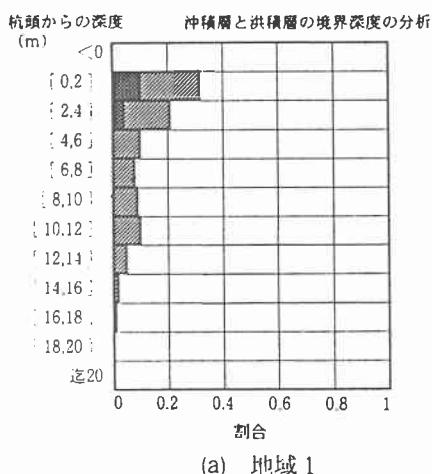
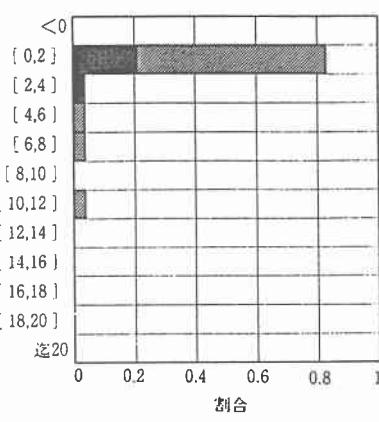


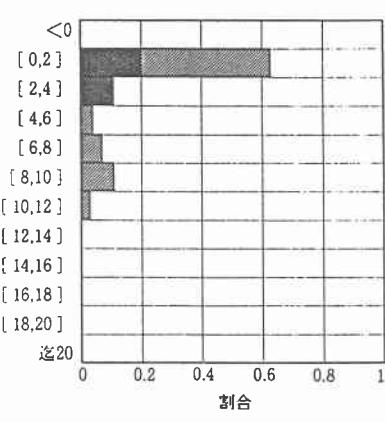
図-7.2.10 地域区分とクラック本数



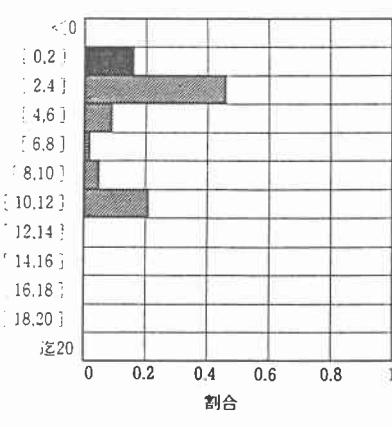
(a) 地域 1



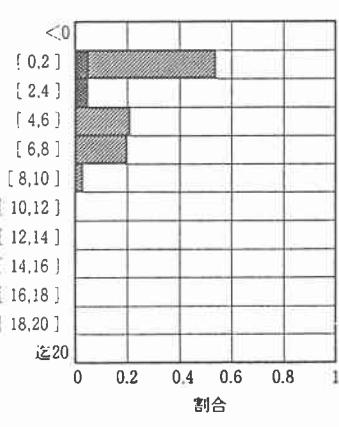
(b) 地域 2



(c) 地域 3



(d) 地域 4



(e) 地域 5

図-7.2.11 クラックの深度方向分布

距離、橋脚の倒れ、周辺地盤の沈下量等を計測した。その結果、護岸に近接する橋脚の多くが、護岸に引きずられるように水平に移動していることが明らかとなった。また、周辺地盤も數十cm程度沈下しており、震源地に近い埋立地ほど大きい傾向を示していた。これらの現象は基礎に何らかの損傷を与えていたことが予想されたため、本格的な基礎構造物の調査に入った。内容としては、直接目視調査、間接目視調査、非破壊調査、測量、地質調査などである。まず、1次調査として、護岸際の橋脚7基について調査を行った。この中で調査手法についても検討し、非破壊調査と間接目視調査を主とした調査手法を確立した。特に非破壊調査については、湾岸線建設時に水平載荷試験を実施した岸和田大橋架設用ベントの杭基礎を利用して、ボアホールカメラを用いた間接目視調査との比較実験を行って精度を確認した。これと並行して全線的に測量を実施し、地震前後の橋脚中心座標の絶対移動量と、周辺地盤の動きを正確に把握した。その結果、埋立地一般部の基礎についても移動していることが判明したことから、対象範囲を広げた2次調査を開始した。原則的な進め方としては非破壊調査を実施して比較的の損傷のある基礎を抽出し、その中で特に反射波形の乱れの大きかった杭についてボアホールカメラによる間接目視調査を行った。さらにその後、基礎の復旧方針を確定するため順次基数を増やし、海中部の基礎29基および橋台21基を除く316基中、延べ249基において各種調査を行った。

b) 調査結果

直接目視調査は、特に移動量の大きかった4基の基礎について1次調査として実施した。**写真-7.2.4**に海P164の事例を示す。観測された残留変位が大きいわりにはコンクリートの剥離や鉄筋の露出といった大きな損傷は発見されなかった。これは後に示す非破壊調査や間接目視調査の結果で明らかとなつたように、杭全体が変形することにより、クラックが杭中間部付近に至る広い範囲に分散したことと関係があるものと考えられる。その後5号湾岸線については、地下水位が高く基礎も大きいため、止水のための土留め工事が大規模となり、2基追加したのみで残りはすべて非破壊調査および間接目視調査によつた。非破壊調査結果と間接目視調査結果との比較により、クラックの密集した個所については非破壊調査では1つとして数える傾向はあるものの、ほぼ損傷位置を示していることがわかつた²⁾。また調査が簡便で容易なことから、同一の基礎に対して複数の調査が可能であり、当然杭先端までの情報を現場で得ることができ、杭全体の健全度を評価することができる。しかしながら弾性波はひとつ大きなひび割れを通過すると大きくエネルギーが減衰してしまうことから、複数のひび割れがあると、その程度、すなわち開口幅を評価することは不可能である。このようなことから、被災していることが明らかとなつた基礎について、その補修方法を決定するうえでは、間接目視調査によらざるをえなかつた。**図-7.2.12**は、南芦屋浜における基礎の移動量と非破壊調査の結果を合わせて示したものである。ここで基礎の移動量は、震災前後の基礎の中心座標の絶対移動ベクトル量から、断層運動による基礎の動きと考えられるベクトル量を控除して補正したものである。また非破壊調査の結果は、深度方向の平均クラック発生密度を求めセンター図で示したものである。クラックの発生程度は移動量との相関が認められ、また、一般的な基礎についても埋立層全体にクラックの入っていることがわかる。しかしこれらのクラックは、間接目視の調査結果との比較で密着しているものも含んでいることが

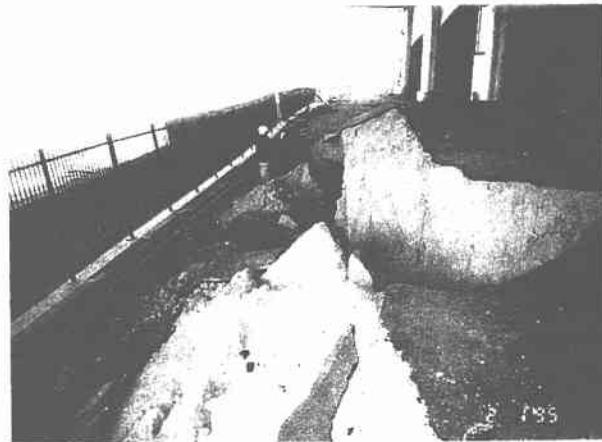


写真-7.2.3 護岸付近の状況 (海 P134)

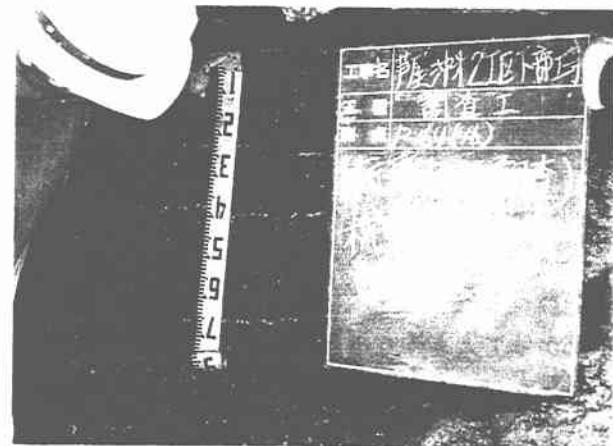


写真-7.2.4 杭頭目視結果 (海 P164)

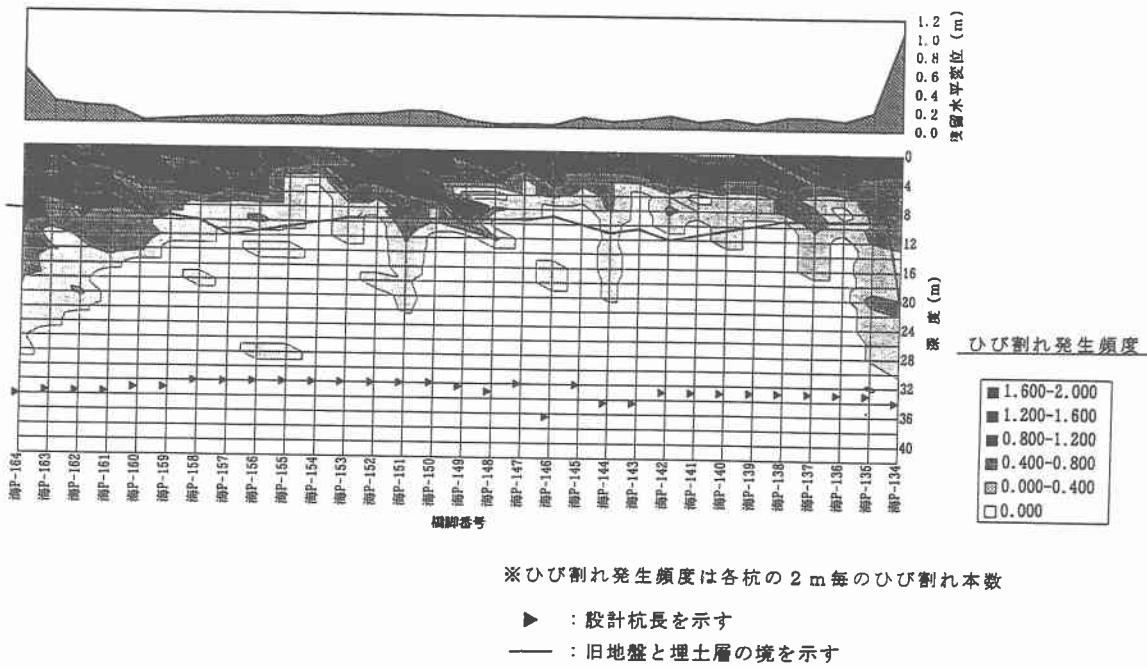


図-7.2.12 基礎移動量と非破壊試験結果(南芦屋浜)

確かめられている。

図-7.2.13は最も大きく基礎が移動した護岸近傍の基礎における間接目視調査の結果を示している。1本目は杭中心で実施したが、杭頭部付近から埋立境界層付近まで肉眼でもはっきりわかるクラックが数本観察された。その後約16m付近で鉄筋に当たり杭の変形が確認された。そのため40cm離して2本目を実施したところ、今度は杭全体にわたって多数の密着クラックが確認された。このことから、変形の残っている杭基礎では、圧縮側と引張り側ではクラックの大きさは異なっており、杭全体の評価を行うには、杭径1,500mmに対してわずか66mm径のボアホール1本の観察結果だけではなく、クラックの分布状況や他の調査結果など総合的に判断する必要があることがわかった。図-7.2.14は埋立地内陸部の基礎における間接目視調査の結果である。埋立地の一般的な基礎でも、クラックは杭頭部に加えて埋立地層内や沖積層との境界付近にも発生していることがわかった。しかしながら、護岸近傍の基礎と比較して杭頭部を除き発生密度は少なく、損傷の程度は軽かった。このような基礎のうち代表的な杭について、3号神戸線と同様な水平載荷試験を実施したところ、十分な耐荷力を有していることが確認できた⁴⁾。

c)護岸からの距離と基礎の移動量

5号湾岸線は、埋立て層厚9mから22mの埋立地盤上およびそれらの埋立地間の水路を横断して建設されているということが大きな特徴のひとつである。当該路線では、兵庫県南部地震により橋脚基礎の周辺地盤において液状化が発生するとともに、護岸の近傍では海側へ地盤の変位が観測された。この地盤の液状化に伴う側方流動により、橋脚基礎には残留水平変位が生じていることが認められたため、地震後にG.P.S. (Global Positioning System)と呼ばれる人工衛星を用いた測量により橋脚位置を測定し、建設時点の座標値と比較することによって、橋脚基礎の水平変位を調査した。その結果、各埋立地の橋脚基礎は平均的に南西方向に約20cm移動していることが明かとなった(図-7.2.15)。これは、断層の右ずれによる国家三角点の動きと方向、移動量ともにほぼ一致していた。すなわち、この平均的な移動そのものは、構造物基礎の支持基盤より深い地盤の変動を代表しているため、構造物基礎に損傷を与えるものではないと考えられる。したがって、橋脚基礎の移動量と損傷の相関を議論する場合は、この平均的な移動量を差し引いた値(残留水平変位)で評価する方が妥当と考えられる(図-7.2.16)。

この平均的な移動に対して、各埋立地護岸際近傍に位置する橋脚基礎に注目すると、護岸の崩壊にともない、橋脚基礎は海側に大きく移動していた。すなわち、方向性、移動量とともに他の基礎と比して極めて特異な挙動を呈しており、地盤の液状化に伴う側方流動による影響によるものと考えられる。ここで側方流動の

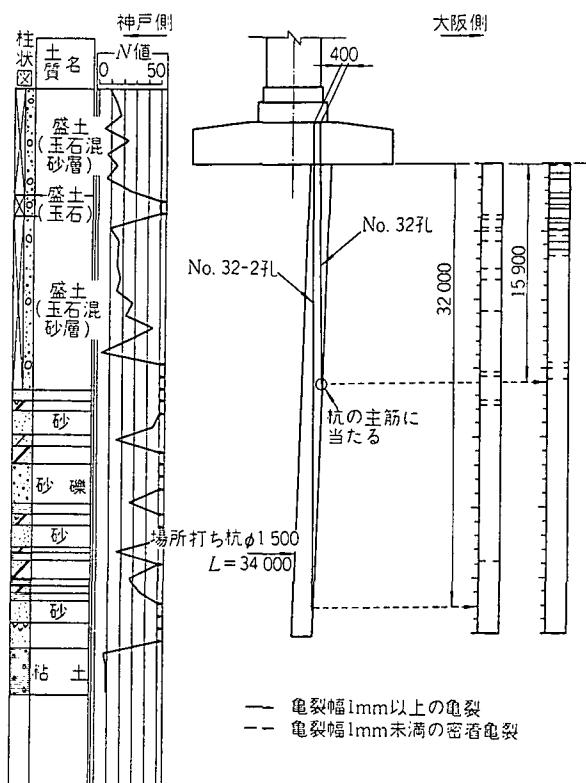


図-7.2.13 護岸近傍橋脚基礎の間接目視結果

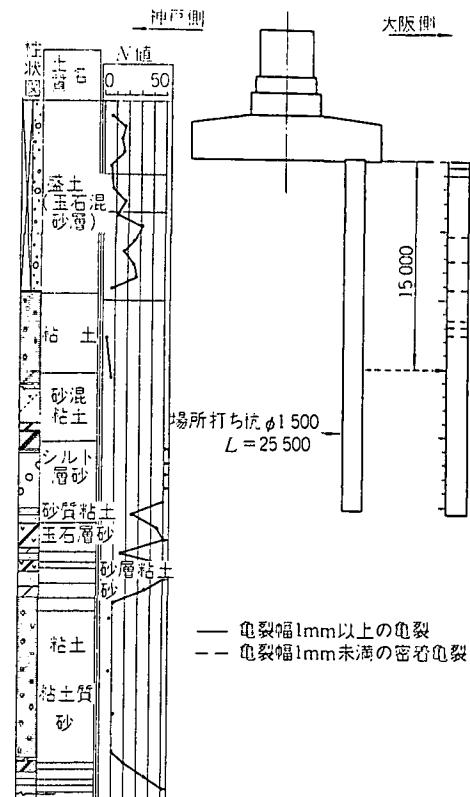


図-7.2.14 埋立地内橋脚基礎の間接目視結果

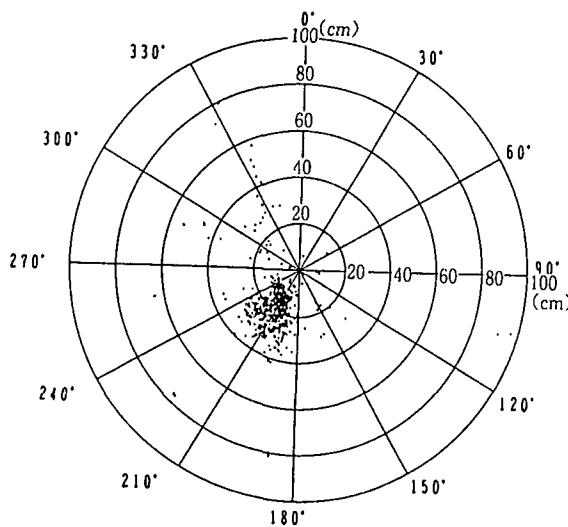


図-7.2.15 橋脚基礎の移動量と移動方向角

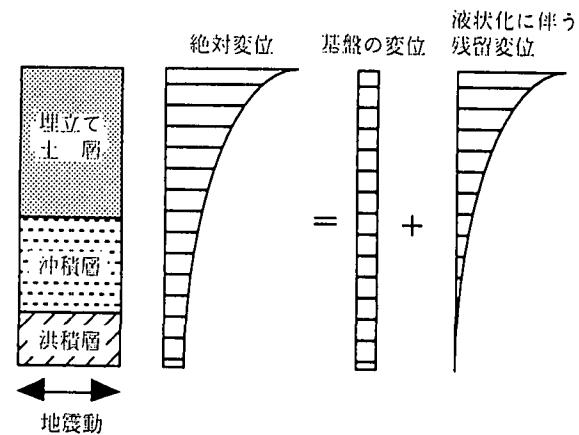


図-7.2.16 残留水平変位の概念図

影響範囲が重要となるが、図-7.2.17に護岸から基礎までの橋軸方向距離と残留水平変位量の関係を示す。図-7.2.17から、移動量が大きな橋脚は、護岸からの橋軸方向距離が100m未満に集中し、100m以上になると移動量は急速に収束していることが確認できる。

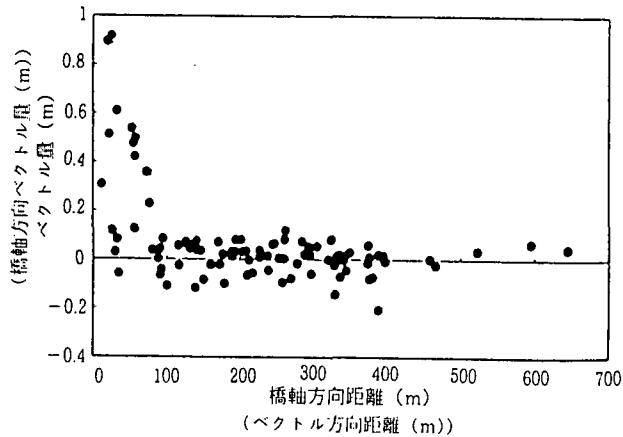


図-7.2.17 護岸からの距離と基礎の水平移動量

7.2.2 ハーバーハイウェイと神戸新交通の被害事例

(1) ハーバーハイウェイ

ハーバーハイウェイは、図-7.2.18に示すようにポートアイランドから六甲アイランドまで10.5kmを2車線ダブルデッキ構造の高架道路で結ぶ港湾幹線道路で、途中、神戸大橋、第2摩耶大橋、灘浜大橋、灘大橋、六甲大橋の海上橋梁が含まれる。建設は1967年（昭和42年）神戸大橋から開始し、1993年（平成5年）灘浜大橋の完成をもって全線開通した。26年間の工事期間に道路橋仕方書の下部工および耐震設計関係で各々数次にわたり改定されたが、建設年次による基礎工の被害は有意な差が現れなかつたほど今回の地震は強大であった。一方、構造形式による被害の差は歴然としており、これはハーバーハイウェイが立地する臨海部埋立地の地層との関係が深く関わっているこ

とがその後の調査研究で判明した。ハーバーハイウェイ全橋脚の基数は315基であり、その基礎工の構造形式は表-7.2.1に示すとおりである。大きく分けて場所打ち杭基礎と鋼管杭基礎に分類されるが、ポートアイランドおよび六甲アイランドにおいては、埋立経歴の浅い時期に建設されるため、沖積層の圧密沈

表-7.2.1 基礎構造別一覧表

基礎形式	直接基礎	場所打杭	RC井筒	鋼管杭	鋼管矢板井筒	橋梁潜函	計
基數	9	163	9	90	30	14	315
率	0.03	0.51	0.03	0.29	0.10	0.04	1.00

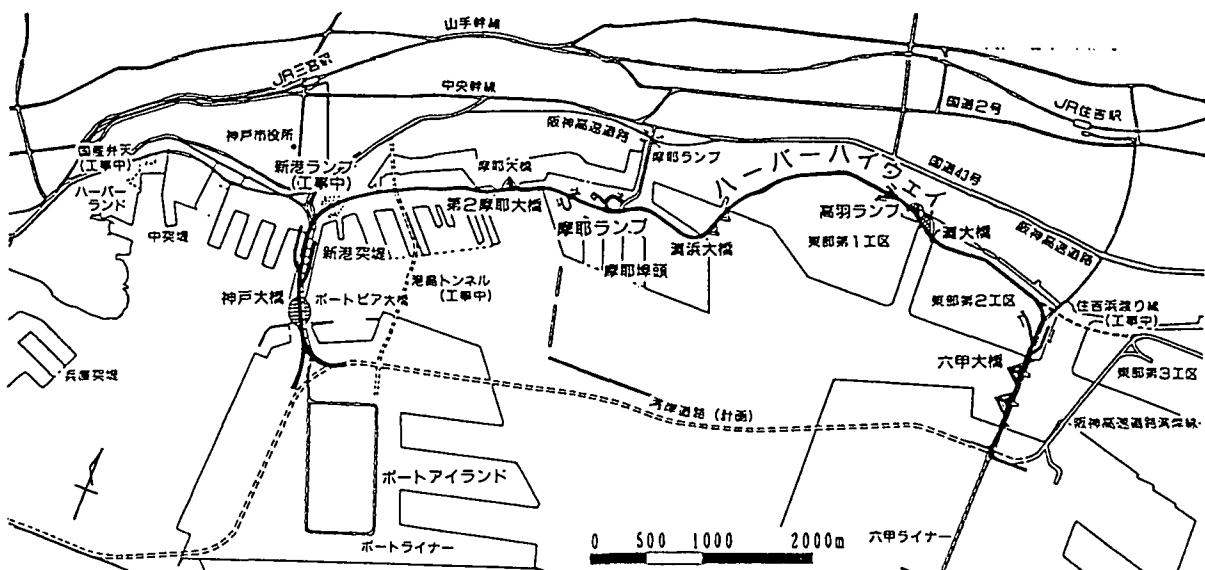


図-7.2.18 ハーバーハイウェイ路線図

下に伴いネガティブフリクションや杭頭突出になるので鋼管杭基礎を採用している。また、既設護岸背後の裏込石を貫通して杭基礎とする新港第4突堤、摩耶埠頭西護岸でも施工上の選択で鋼管杭基礎を採用している。本事例では、兵庫県南部地震により大きな被害を受けた場所打ち杭基礎、直接基礎および傾斜の生じたニューマチックケーソン基礎について被害と復旧を述べる。

a)直接基礎

新港第4突堤内の神戸大橋取付道路オンランプ基礎については、旧護岸捨石マウンド上に設置されていた。当該地盤の液状化による噴砂現象が甚だしく、また捨石マウンド（厚さ約7m）も地震動により形状が変形し、直接基礎に不同沈下が生じた。沈下の最大値は約60cmあり、基礎は橋軸直角方向に1.8度傾斜した（写真-7.2.5参照）。

b)場所打ち杭基礎

ハーバーハイウェイの基礎形式の半数以上が本形式であり、今回の地震によりもっとも大きな被害を受けた。場所打ち杭の健全度調査には通常「掘削調査」「SIT（衝撃打撃試験）」「BHTV（ボアホールテレビカメラ）」があり、各々長短がある。これらの中で、BHTV調査は杭芯をコアボーリングして特殊な水

中TVカメラでホール全周を撮影し、コンピュータで画像処理して連続展開像を得るもので、破壊検査であるが、信頼性、定量化に優れているので本調査方法を軸とし、他の方法はそれその特徴を活かした補完調査を行った。掘削調査、SIT調査の成果を踏まえてBHTV調査は基礎5基に1基の割合で実施した。表-7.2.2に荷重条件の似た本線高架部の場所打ち杭基礎102基に対して実施した25基30本の調査結果を示す。杭径は1,000mmと1,500mmがあるが、亀裂位置の杭頭部はフーチング直下4mまでの部分で、杭径をDとすると、調査本数の70%が1Dの範囲にあり、2Dの範囲には93%と殆どがこの範囲に生じていることが分かる。また各地区の基礎杭の竣工年は、新港地区が1970~75年、摩耶地区は1985~90年、東部第1工区は1991年、東部第2工区は1977~80年であり、建設年による被災状況の有意な差はない。亀裂で特徴的なことは、杭頭部の損傷とともに、杭深部での損傷がかなりの程度で発生しており、また損傷の程度も大きいことである。図-7.2.19に東部第2工区での調査事例を示す。土層図および鉄筋配筋図と亀裂発生箇所図を比べてみれば、杭頭部、鉄筋段落し部、地層の急変部で亀

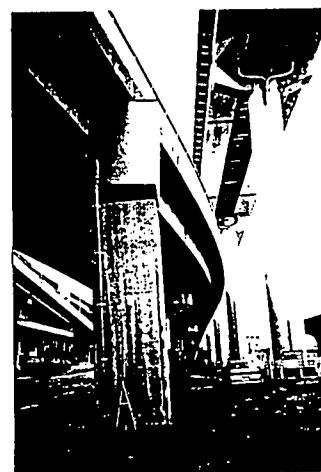


写真-7.2.5 傾斜した橋脚

表-7.2.2 BHTVによる場所打ち杭亀裂調査

地区	杭径 (mm)	調査本数 (本)	亀裂位置	杭1本当たり合計亀裂幅				亀裂1本当り 最大幅
				最大	最小	平均	標準偏差	
新港地区	1,000	11	杭頭部	20	1>	8.6	8.5	16
		[3]	杭深部	11	1>	7.0	**	8
摩耶地区	1,500	6	杭頭部	35	6	18.7	9.7	6
		[2]	杭深部	30	2	15.8	**	14
東部1工区	1,500	1	杭頭部	19	**	19.0	**	3
		[0]	杭深部		**	**	**	**
東部2工区	1,500	12	杭頭部	35	1	13.6	10.4	12
		[5]	杭深部	7	1>	3.9	2.6	7
全地区	—	30	杭頭部	35	1>	13.0	9.9	16
		[10]	杭深部	30	1>	7.2	8.8	14

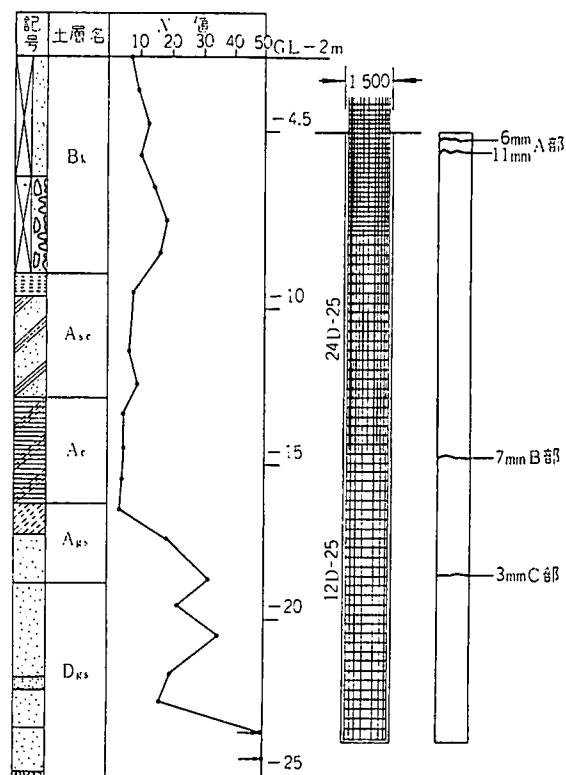


図-7.2.19 東部第2工区埋立地調査例

裂が発生しているのが分かる。特に、鉄筋段落し部と地層変化部が一致または近接している場合はほとんど鉄筋段落し部で亀裂の発生が見られた。亀裂面の水平面に対する傾きは、杭頭部の亀裂に対しては平均17度（標準偏差10.9度×杭深部では平均10.6度（標準偏差7度）となっており、杭深部の亀裂面のほうが水平面に近く、またばらつきも小さい状態で生じていた。写真-7.2.6は図-7.2.19の調査で得られたBHTV画像であり、連続展開画像の亀裂部分だけを取り出したものである。これら被災した基礎の地盤との関係および今後の杭復旧設計に資するため、動的解析を行った。動的解析は橋脚-基礎連成系のモデルに対する、液状化を考慮した有効応力法による2次元非線型解析であり、入力地震波はポートアイランドのGL-83mで観測された加速度を境界波入力した（図-7.2.20参照）。解析結果から、埋立層の（Bk1）は完全に液状化し、沖積砂層（As）も同様の液状化が生じる。液状化は主要動が始まって2~3秒後に起こり、この状態に達した後の杭各部の最大曲げモーメントとせん断力を図-7.2.21、図-7.2.22に示す。図の網掛け部分は、軸力に応じた変形性能より算出した終局曲げ耐力およびせん断耐力を表し、破線は変形法で杭設計をした鉄筋量に相当する耐力を示している。図を見ると、最大曲げモーメントは杭頭で生じているが、Ac・As層でも曲げモーメントは杭頭での70%程度を生じ、また、せん断力はAs層で最大になっている。杭被災調査および解析結果より、以下のことが結論づけられる。

- ①地盤剛性の急変する土層では、変位法で計算する以上に曲げモーメントが大きくなる場合がある。
- ②引き抜き力の作用する杭では、鉄筋段落し部の終局曲げ耐力が急激に小さくなる。
- ③軟弱層を中間に介している場合、当該部でせん断力が大きくなり、せん断耐力に余裕がなくなる。
- ④土中部に生じた亀裂に対しては、曲げ、せん断双方に対処してお

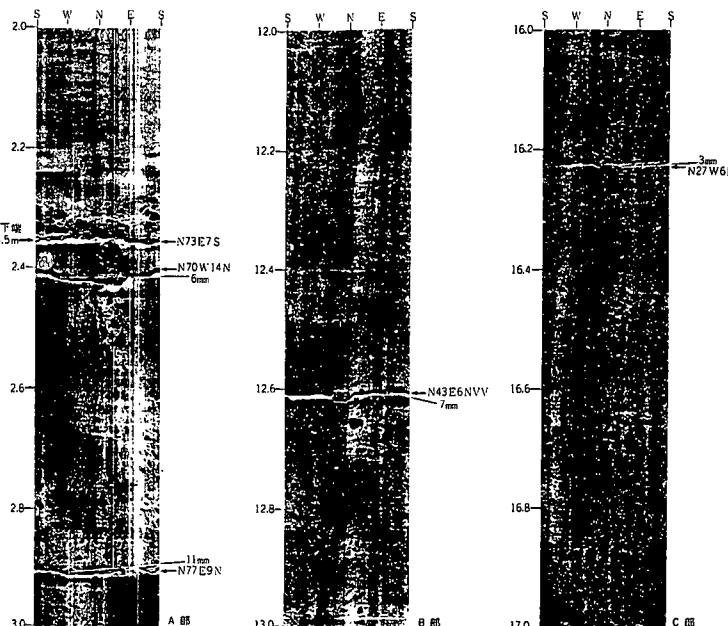


写真-7.2.6 BHTV画像

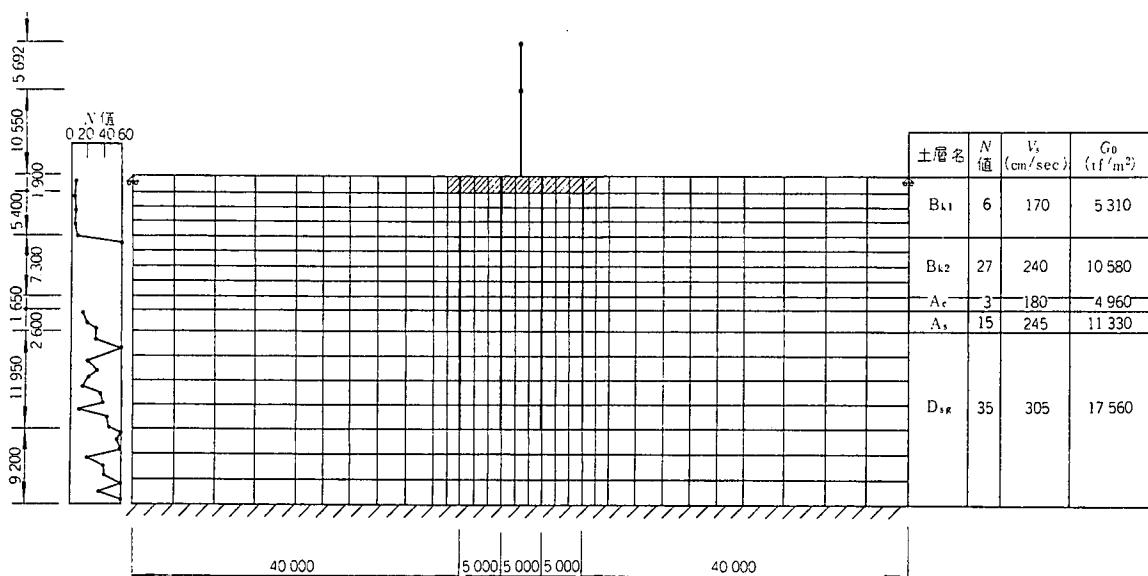


図-7.2.20 有効応力解析モデル

く必要がある。

復旧に関しては、以上のこと考慮に入れ、平面道路上の高架道路等の施工条件より、増し杭基礎および直接基礎で復旧した。

c)ニューマチックケーソン基礎

ハーバーハイウェイには、図-7.2.18に見るよう5つの海上橋があり、これらの主橋脚の基礎は全てニューマチックケーソン基礎である。被害例として、護岸兼用タイプである神戸大橋と摩耶大橋について、また主橋脚が海中基礎である灘浜大橋の変位について述べる。

神戸大橋は図-7.2.23に示すように、3径間連続鋼アーチ橋でポートアイランド側主橋脚が固定沓で、それ以外は全て可動沓となっている。今回の地震により橋体の損傷は軽微であったが、上下部工の接点である可動沓に被害が集中した。新港第4突堤主橋脚のロッカーハーフの側板を撤去して沓内部を観察したのが写真-7.2.7である。ロッカーハーフのボルトが破断し、迫り込ま状態に一体化したロッカーローラー上を、上沓が滑っている。上下沓の変位量は660mm(東西平均)であった。

ニューマチックケーソン躯体の損傷調査には、ケーソン頂版のコアボーリングおよび函内4隅のBHTV調査、ケーソン頂版削孔による函内水中TVカメラ調査および超音波距離測定器による函内側壁傾斜測定を実施した。躯体4箇所のBHTV調査および水中TVカメラ調査では躯体の異常は全くなかった。超音波による傾斜測定の結果、新港第4突堤側ケーソンの傾きは南側0.5度、ポートアイランド側ケーソンは北側に0.9度であった(図-7.2.24はポートアイランド側ケーソン)。東西方向の傾斜は各々認められなかった。両ケーソンの傾き角にケーソン

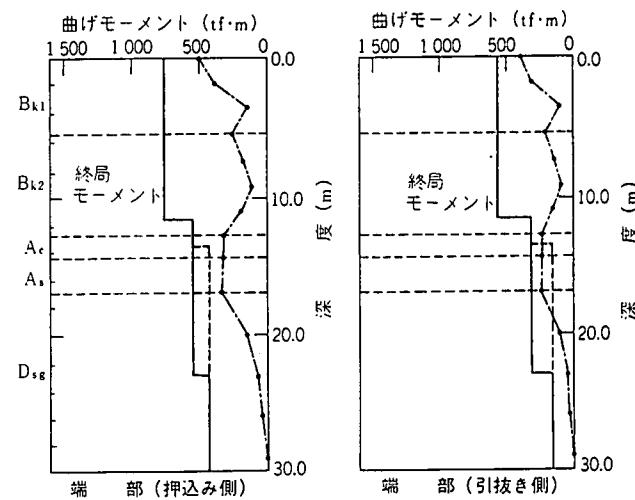


図-7.2.21 杭の曲げ耐力照査結果

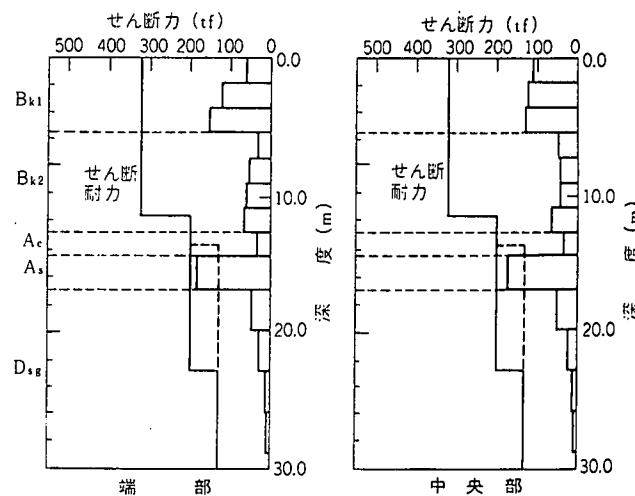


図-7.2.22 杭のせん断耐力照査結果

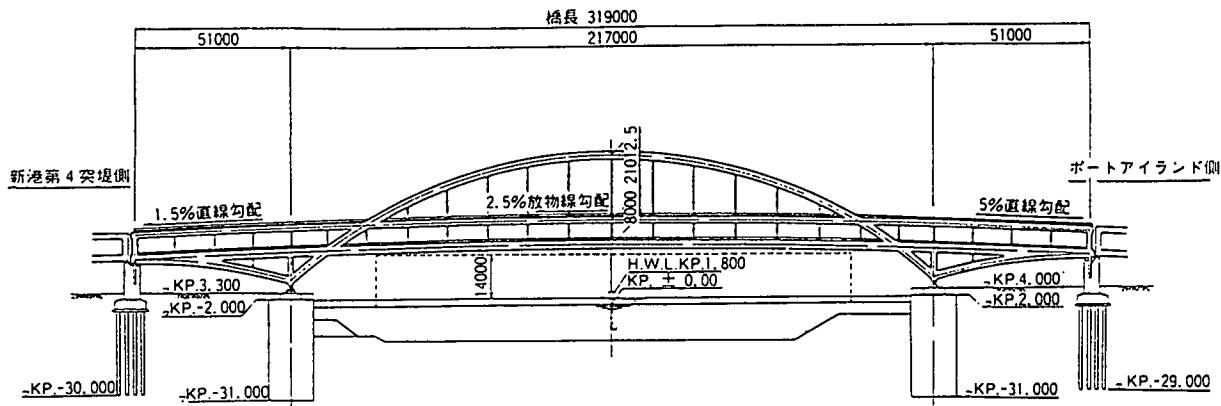


図-7.2.23 神戸大橋側面図

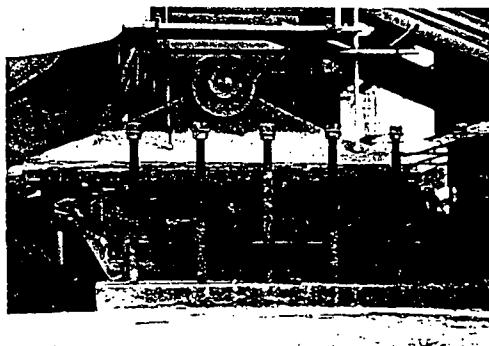


写真-7.2.7 神戸大橋可動沓被災の内部状況

と沓座高の合計35.2mを乗じて水平変位を計算すると、ポートアイランド側で550mm、新港側で310mmと両基礎の傾斜移動量の合計は860mmとなり、震災による沓のずれ量と初期値（震災前可動沓は約200mmポートアイランド側に偏位していた）の合計値は一致する。このことより、今回の可動沓の損傷はケーソン傾斜だけに起因し、基礎の滑動は生じていないものと考えられる。

護岸兼用基礎が海側に傾斜する現象を動的解析で照査した結果を次に示す。解析は前述と同様の2次元有限要素法による非線形有効応力解析である。上部工および側橋脚の鋼管杭は平面梁要素、地盤・ケーソン・橋脚・フーチングは平面ひずみソリッド要素としてモデル化している。鉛直方向の解析領域は、ポートアイランドで実施したPS検層結果で得られた、せん断弾性波速度Vs=300m/sec以上の土層が現れる境界面を工学的基盤面とした（新港第4突堤側でKp=72.0m、ポートアイランド側でKp=73.5m）。また、土層分割もPS検層結果に基いている。境界条件として、側方境界は、非線型解析であることと水平動と鉛直動の同時入力するので、繰り返し境界とした。可動沓については、摩擦係数は小さいので上部工と下部工の連成作用の生じない不連続境界とした。入力地震波はポートアイランド鉛直アレイ観測の最下層（Kp=79m）で観測された加速度記録のNS成分とUD成分を用い、観測記録の4秒後から19秒の間の15秒間を解析期間とした。解析の結果、埋立層・沖積砂層はほぼ全面的に液状化し、ケーソン下の上部洪積砂層も部分的に液状化が認められる。液状化の進展とともにケーソンはロッキングを起こし、解析終了時の15秒後には両ケーソン共に海側に傾斜した状態で定常状態となることが分かった。解析結果を図-7.2.25に示す。図の加速度波形の下図はケーソン頂部の水平変位を表しており、破線はポートアイランド側ケーソン（右図参照）で、実線は新港側ケーソンである。変位の正（上）は南側、負（下）は北側への変位である。その下の2つの図はケーソン背後の過剰間隙水圧の変化を表しており、上図はポートアイランド側（右図参照）、下図は新港側である。水平変位図を見ると、解析開始から4~5秒まで両ケーソンは同相の変位であるが、その後逆方向（実物では各々海側）へシフトしている。この時刻をケーソン背後の過剰間隙水圧波形で見ると、最終液状化率の約50%に達した時点である。7~8秒後には両地盤ともに完全に液状化しており、ケーソンの振幅は急激に小さくなり、同相状態から次第に逆相になり、14~15秒後には定常状態になる。この状態の両ケーソンの変位量は各々海側に32cmである。

以上の液状化解析と合わせ、残留変形解析結果の合計が最終変形量となる。残留変形解析は、液状化前と液状化後の地盤物性を用いて、静的自重解析より両者の差として求める。液状化による地盤剛性低下は、液状化解析で求めた過剰間隙水圧比より評価する。残留変形解析の結果、両ケーソンの水平変位量はポートアイランド側ケーソンで12cm、新港側で6cmとなり、最終変形量は各々44cm、38cmで両者の合計は82cmとなり、実測値（86cm）とよい精度で一致している。傾斜角については十分な対応関係がないが、これは新港側の可動沓が破壊して滑り摩擦が増大したのに対し、モデルではあくまで不連続境界とした差が出たものと思われる。

2) 神戸新交通

神戸新交通は、1981年開業したポートライナーと1991年の六甲ライナーがあるが、どちらも基礎を含めて大きな被害を受けた。地震当時、両線とも始発電車が運行中であり、地震発生と同時に緊急停止をして大

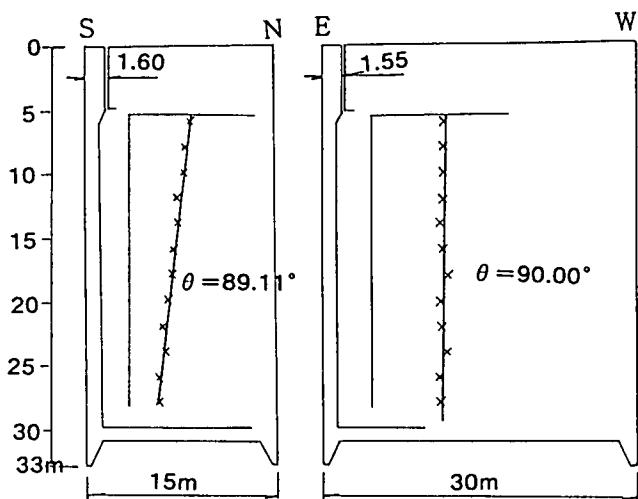


図-7.2.24 ケーソン内部超音波測定による傾斜結果

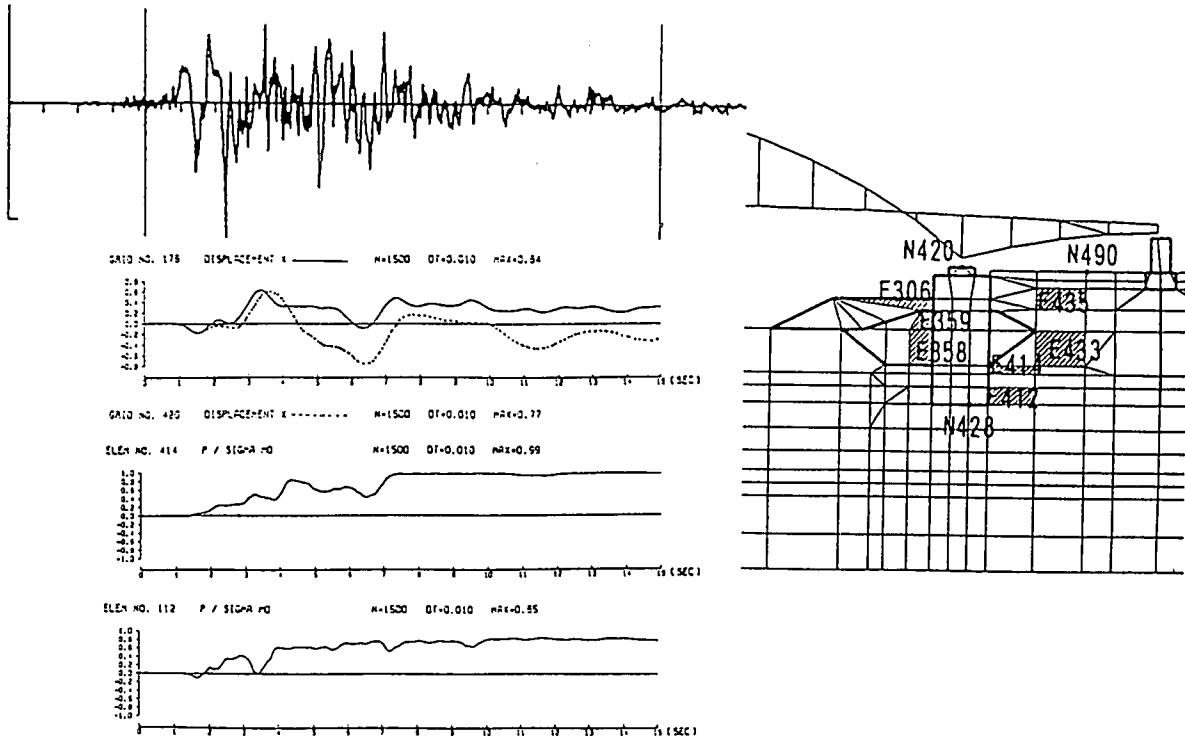


図-7.2.25 神戸大橋基礎動的解析結果

事故にいたらなかった。しかし島内を運行中のポートライナーの車両被害は軽微であったが、「震度7の帶」に当たる市街地を運行中の六甲ライナーは甚大な被害を受け、乗客にも怪我人が出た。両線についていえることであるが、旧市街地の区間は上部工、下部工とも大きく被災したが、島内の被害は軽微であった。特に六甲ライナーの島内被害は、岸壁部を除いてほとんど認められなかった。両線の基礎構造形式を地区別に分類したのが表-7.2.3である。ポートライナーの直接基礎のうち、16基は新港第4突堤内の旧護岸捨石上に築造されたもので、ハーバーハイウェイで述べたと同様の原因で橋脚が大きく西側に傾斜した。傾斜角の最大値は4度に達し、余震によりさらに変形が進行する状況にあったので、当該部分の上部工は海上クレーンですべて撤去した。復旧はハーバーハイウェイと同様、場所打ち杭による杭基礎とした。市街地の場所打ち杭の全てと、井筒2基にも亀裂が生じていることが、BHTVおよびSIT調査で判明した。杭径は1,000mmで杭長は8~14mと比較的短く、有限長の杭として設計されているの鉄筋の段落としはない。このような市街地の杭に対しても、杭頭部だけではなく杭深部においても亀裂が生じていた。杭深部の亀裂は地表面から8~10mにあり、砂質シルトまたは砂混じり粘土の軟弱層と対応していた。ポートアイランド内はほとんどが鋼管杭基礎であり掘削調査の結果、フーチング・杭共に健全であったが、地下埋設物の関係から場所打ち杭を採用した2基は、いずれも杭に亀裂が生じていた。図-7.2.26に地層との関連を示す。

六甲ライナー始発駅の住吉駅はJR住吉駅と一体化されているが、この地区的震災の程度は神戸の中でも特に大きかったので、六甲ライナーの基礎も大きな被害を受けた。深礎杭基礎はJR沿線沿いと魚崎駅南の2地区で用いられているが、両地区の被害に大きな差があった。BHTV調査では、線路沿いの6基にすべて亀裂が生じており、最大亀裂幅は20mmに達していた。一方、魚崎駅付近の深礎杭には亀裂は確認されていない。場所打ち杭11基のうち5基は魚崎駅北にあり、深礎杭と同様亀裂は生じていないが、南魚崎駅との中間にある6基には全て亀裂が確認されている。杭径は全て1,200mmで1基あたり4本杭であるが、損傷の見られない杭の杭長は11.0~11.6mと短杭であるのに対し、後者の杭長は17.5~20.5mと長杭である。六甲アイランドの噴砂現象は北側に集中しており、島内中心部ではほとんど生じておらず、地盤沈下も5~25cmとポートアイランドの1/3程度である。このような地区では上部工の沓の被害も生じていないことは前述したが、護岸近傍のRC井筒4基については護岸の崩壊とともに側方流動により偏心が生じ、護岸直背（護岸法線より10m背後）の2基の頂部移動量は海側に90cm、87cmであり、西側の上部工は落橋した。東部第2工区の埋立地

表-7.2.3 ポートライナー、六甲ライナー基礎構造形式

構造形式	直接基礎	深基礎杭	場所打杭	鋼管杭	鋼管井筒	RC井筒	PC井筒	潜函	計
旧市街地	33		29		2		5	1	70
ポートアイランド	1		2	140				1	144
計	34		31	140	2		5	2	214
住吉・南魚崎	28	25	11		2	3			69
東部第2工区							12		12
六甲アイランド				53		4			57
計	28	25	11	53	2	19			138

の中には六甲ライナーの基礎が12基あり、その全てがRC井筒基礎である。これは高密度に利用されている東部第2工区内に築造する基礎形式として選定されたものであり、しかも橋脚は鋼製の高橋脚となっている(表-7.2.4参照)ので、周辺地盤の液状化とともに橋軸直角方向への変位が大きく出た。基礎の調査は先ずSIT調査を行い、その結果、5基礎のうち2基礎に亀裂の存在が予想されたので、12基礎全でについてBHTV調査を行った。その結果が表-7.2.4であり、亀裂の生じていた5基礎のうち、4基礎までが井筒径4.5m、他の1基は5.5mと、橋脚長・径比が小さく、常時偏心の大きい基礎であった。また亀裂の生じていた基礎の橋脚の平均傾斜角は0.33度に対して、そうでない基礎の橋脚の傾斜角は0.17度と約半分であった。井筒の亀裂発生個所は表中に範囲として示しているが、

これは地表面からの深さであり、井筒としてはほぼ中間に位置しており東部の亀裂は無かった。また亀裂発生の中間部は沖積粘土層が存在するN値の小さい軟弱層と対応している。図-7.2.27に調査の例を掲げる。復旧は損傷を受けた基礎に対しては杭基礎で復旧し、復旧基礎も含めてすべての基礎に対して機械搅拌工法および薬液注入工法の併用による地盤改良を施工した。

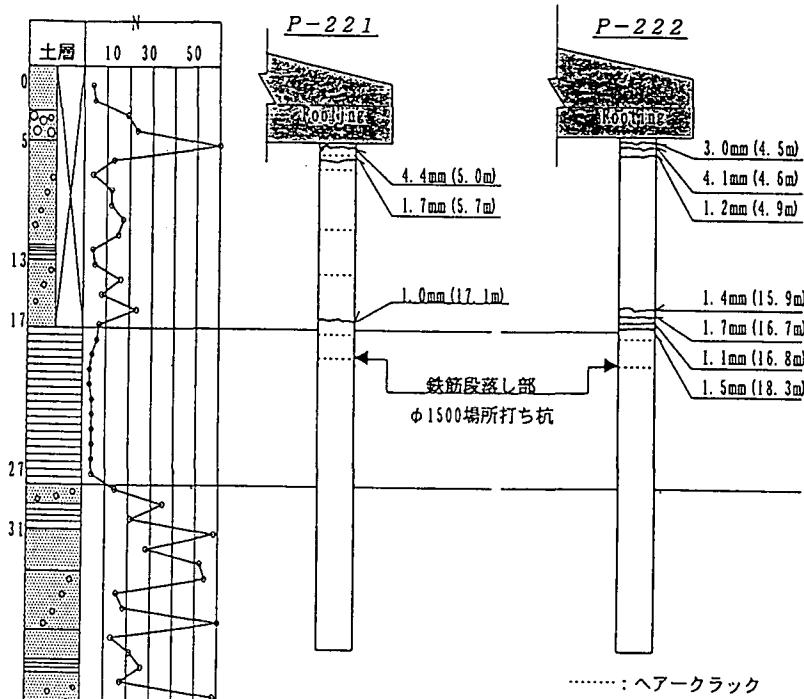


図-7.2.26 ポートアイランド場所打ち杭調査結果

7.2.3 桟橋鋼管杭の被災事例

(1) 調査概要

兵庫県南部地震における港湾岸壁施設の被害は、重力式ケーソン岸壁のみならず、それまで被害事例のあまりなかった鋼管杭栈橋でも認められた。栈橋構造で確認された主な被害として、①鋼管杭の杭頭部や地中部における変形・局部座屈、②それに伴う上部工(床版)の水平変形や傾斜、③床版の損傷、などがあげられる。これまで実施された被災調査や数値解析等の結果から、栈橋の被害特性は栈橋の構造形式(横栈橋または縦栈橋、直杭式または斜杭式等)、近接する護岸構造との位置関係、現地の土質条件(液状化等)、と関連することが明らかとなった。

ここでは、岸壁の法線に沿って建設された横栈橋であるT栈橋の被災事例と、法線直角方向に建設された

表-7.2.4 BHTVによる井筒調査結果

橋脚番号	井筒径(m)	井筒長(m)	橋脚長(m)	脚傾斜(度)	亀裂		
					範囲(m)	本数	最大幅(mm)
P-76	7.5	27.0	19.05	0.14			
77	5.5	27.0	21.90	0.26	13~17	5	5.1
78	7.5	26.0	24.95	0.27			
79	6.0	27.0	24.00	0.12			
80	6.5	28.0	25.70	0.20			
81	6.5	28.5	26.07	0.26			
PU-82	5.5	28.5	30.00	0.07			
83	4.5	29.0	25.80	0.20	15~20	11	2.0
PD-82	4.5	29.0	26.35	0.43	11~22	20	11.0
83	5.5	28.5	25.90	0.15			
84	4.5	30.0	24.60	0.35	3~19	4	0.8
85	4.5	30.0	23.80	0.41	14~27	9	5.0

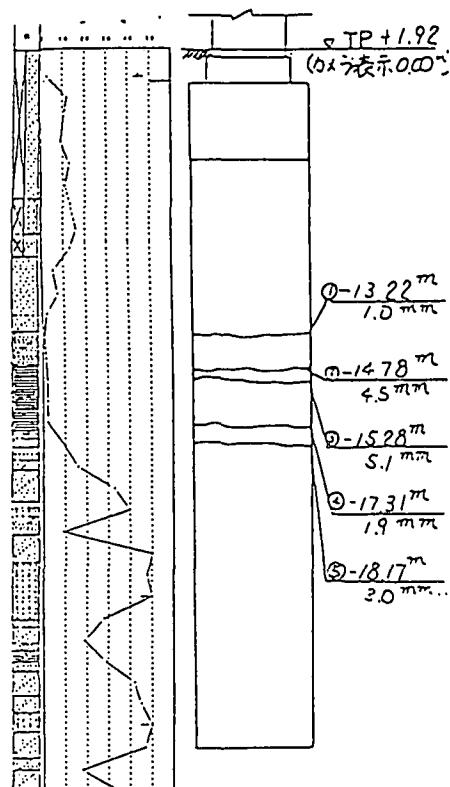


図-7.2.27 P-77RC 井筒 BHTV 調査例

縦桟橋である A 桟橋の被災事例について示す。

(2) T 桟橋の概要

T 桟橋の断面構成および被災状況を図-7.2.28に示す。T 桟橋は、昭和 63 年に建設された水深 7.5m の横桟橋であり、直杭式 3 列の杭径 700mm で杭長 19.5m の鋼管杭で構成され、海側の板厚が 10mm、中間杭が 12mm、陸側杭が 14mm となっている。ただし、中間杭と陸側杭では先端部で板厚を 9mm に変化させている。床版は厚さ 300mm の RC スラブと、断面 1,200mmH×700mmW の RC 梁で構成されている。図-7.2.29 に RC 床版の形状を示す。表-7.2.5 は鋼管杭および RC 梁の断面性能比較表である。桟橋の主設計荷重は、地震時に床版に作用する慣性力と船の接岸力であるが、ここでは設計震度 0.15 の慣性力で断面が決定されている。

図-7.2.28 中に桟橋周辺の地盤構成を示してある。海底地盤は、表層から沖積粘性土、沖積砂、砂礫層、洪積粘土、支持砂礫層の順で堆積している。護岸構造背面の埋立土はマサ土であり、兵庫県南部地震においては液状化による沈下が発生している。海底の沖積粘土層は、桟橋建設時に捨石に置換されている。下層の沖積砂層の粒度分布を図-7.2.30 に示す。沖積砂層は、有効土被り圧も小さく、液状化の可能性を有している。

(3) T 桟橋の被災状況

T 桟橋の被災直後の調査では、岸壁法線が 1.5m 程度せり出し、鋼管杭頭部に座屈が認められた。桟橋の改修工事において、被災部分の撤去・復旧が実施され、以下に復旧工事にあわせて行われた被災状況の調査結果について述べる。桟橋のせり出し量を図-7.2.31 に示す。桟橋は水平

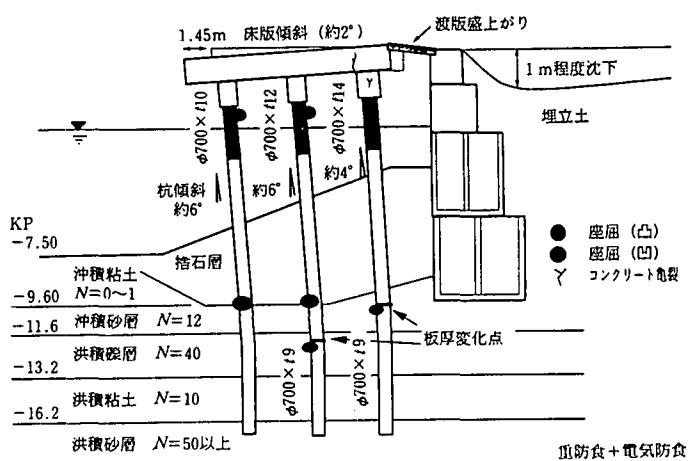


図-7.2.28 T 桟橋の断面構成および被災状況

方向に最大1.7m変位している。桟橋断面の変形状況は図-7.2.28に示したとおりである。この図は、延長200mの桟橋の中で中央部に近い第8ブロックについて行った詳細な調査の結果をとりまとめたものである。

T桟橋の被害は以下のように集約される。

- ①鋼管杭の杭頭部の座屈は、海側と中間杭で顕著であった。
- ②地中部の座屈は各杭で認められた。座屈位置は沖積砂層付近と板厚変化点であった。
- ③RC梁のクラックは陸側の梁で顕著であった。クラックは、RC梁と鋼管杭の接合部における隅角部から発達していた。

④床版の傾斜は約2°であった。これは、桟橋建設当初の排水勾配(約1°)よりも若干大きく、桟橋は前傾しながら水平移動したものと考えられる。また、捨石マウンド部分には法面崩壊等は見られず、護岸部のせり出しにより、ほぼそのままの形で押し出されたものと考えられる。

⑤護岸構造と桟橋は渡版で連結されており、被災後に渡版がせり上がり、渡版にひび割れが残ったことから、護岸が渡版を介して桟橋を押し出したものと推定される。

⑥護岸構造背面の埋立土は、液状化により沈下した。また、護岸背面の液状化によって、護岸および桟橋へ大きな水平力が作用したものと考えられる。

図-7.2.32は、詳細な調査を実施した桟橋ブロックの杭頭座屈によるはらみ出し量と、RC梁のク

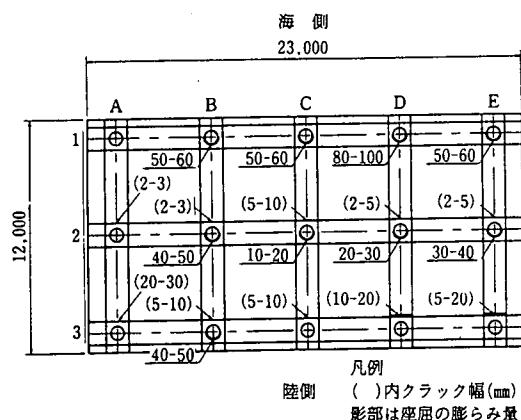


図-7.2.32 桟橋ブロックの杭頭座屈によるはらみ量と
RC梁のクラックの幅の分布

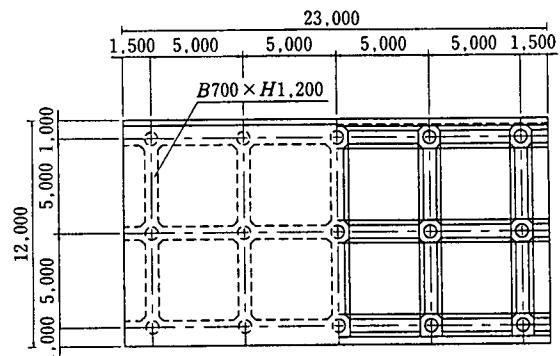


図-7.2.29 RC床版の形状

表-7.2.5 RC部材のM-φ関係

	モーメント (tf·m)			曲率 (1/m × 10 ⁻⁴)		
	M _c	M _r	M _u	φ _c	φ _r	φ _u
海側杭頭	58	166	314	1.80	21.92	29.65
中央杭頭	59	187	354	1.80	22.45	28.18
陸側杭頭	60	209	395	1.80	22.94	27.03
床版梁	51	75	90	1.80	16.62	58.98

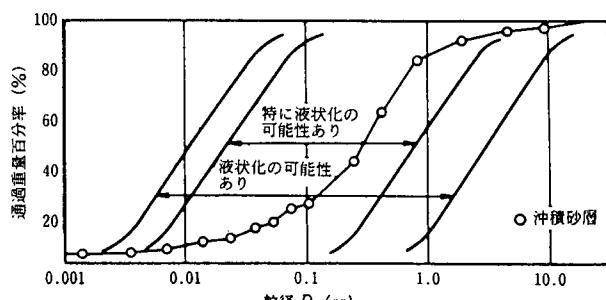


図-7.2.30 沖積砂層の粒度分布

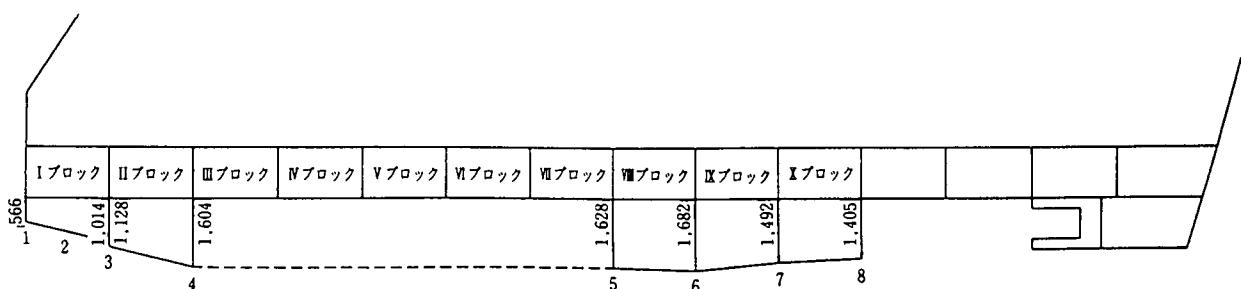


図-7.2.31 T桟橋法線全体のせり出し量の測定結果

ラック幅の分布を示している。座屈によるはらみ出し幅は海側杭ほど大きく、最大100mmであった。一方、RC梁のクラック幅は陸側の梁で大きくなつており、最大30mmであった。

図-7.2.33は、引き抜いた鋼管杭の形状測定結果である。杭の曲がり量の測定は、杭頭部の座屈位置の下で鋼管杭を切断し、バイプロハンマによって引き抜いた後に陸上で実施した。杭の中央部の座屈位置は、沖積砂層付近であるが、陸側杭より海側杭の方が浅い位置で座屈している。地中部の座屈形状は凹型となつており、杭頭部や板厚変化点の座屈が凸型であったこととは対照的である。

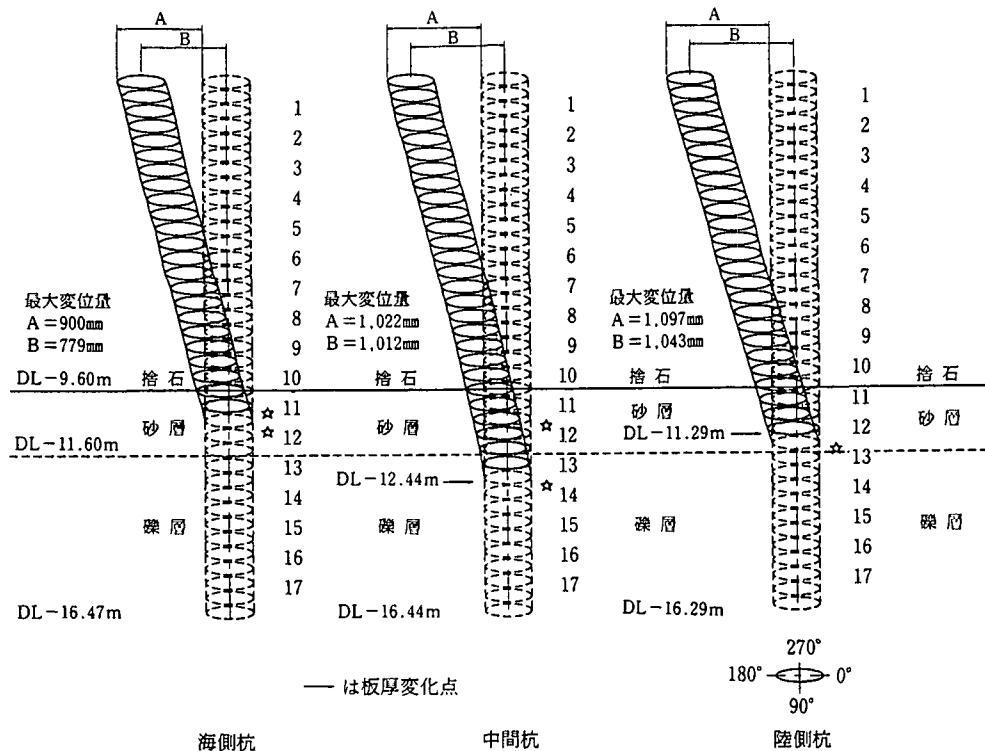


図-7.2.33 引き抜いた鋼管杭の形状測定結果

(4) T桟橋の静的弾塑性解析

被災要因を究明するために静的弾塑性解析を実施した。ここでは、解析コード(NPILAN)を用いて、鋼管杭のM-φ関係と地盤のp-y関係を、バイリニアの弾塑性モデルとして解析を実施した。地盤反力の最大値 P_{max} は次式で設定した。

$$p_{max} = \alpha_p K_p \gamma' h \quad (7.2.1)$$

α_p :杭に作用する受働土圧の3次元効果を考慮する係数、 K_p :受働土圧係数

γ' :土の単位体積重量、 h :土被り厚

一方で、杭周辺の地盤が流動または滑動する場合には、杭に側方土圧が作用することとなる。側方土圧の最大値は(1)式の値に近いものと考えられる。しかし、T桟橋の場合には捨石層が押し出されると同時に、渡版を介して桟橋上部に作用した水平力がかなり卓越したことも想定される(図-7.2.34)。

T桟橋の静的弾塑性解析では、捨石層および沖積砂層が抵抗として挙動する場合と、側方土圧として作用する場合の両者について解析を実施した。

側方土圧強度の設定は、前述したような応力状態の不明確さから、 $\alpha_p K_p$ のかわりに、有効土被り圧を用いて、下記の式を使用している。

$$\text{捨石層} : p_n = \eta_n \alpha_r \gamma' r h B \quad (7.2.2)$$

$$\text{液状化層} : p_{si} = \eta_{si} \alpha_s (\gamma_r h_r + \gamma'_s h_{si}) B \quad (7.2.3)$$

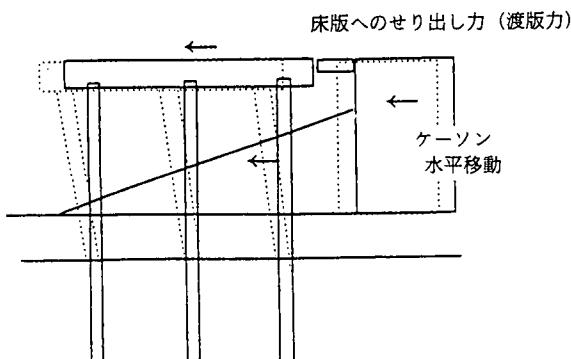


図-7.2.34 桟橋鋼管杭と捨石層の相対変位
模式図

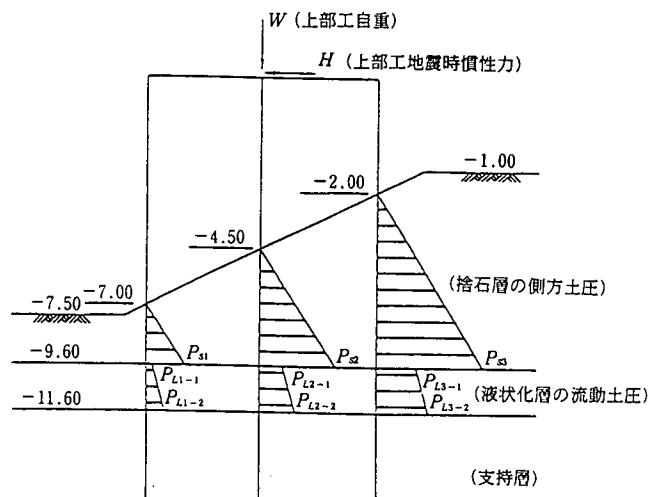


図-7.2.35 荷重図

桟橋の解析モデルを図-7.2.35に示す。解析ケースは表-7.2.6に示すように、捨て石層が地盤反力として期待できるケース1と、捨て石層から側方土圧が作用するケース2である。それぞれの解析ケースにおける水平合力と床版変形の関係を図-7.2.36に示す。両ケース共に、桟橋の最大水平耐力は約75トン/列であるが、捨て石部からの側方土圧が作用するケース2の方が、変形量が大きくなっている。図-7.2.37と図-7.2.38は各ケースの桟橋の変形図と、モーメント図である。捨て石層が反力となるケース1では、地中部の最大曲げモーメントが捨て石層内で発生し、被害調査による座屈位置（沖積砂層内）と一致しない。一方、捨て石層および沖積砂層から側方土圧を作用させたケース2では、地中部の最大曲げモーメントの発生位置が沖積砂層内になっており、被害調査結果と一致した。これより、地震時にT桟橋には、床版の水平力（慣性力およびケーソンのせり出しに伴う渡版からの水平力）と、捨て石層からの側方土圧が同時に作用したものと考えられる。また、静的弾塑性解析で得られた、最大変位量は被害調査結果よりも小さい。

(5)A 桟橋の概要

A桟橋の断面構成を図-7.2.39に示す。A桟橋は、昭和55~57年にかけて建設された延長200m、幅10mで水深7.5mの縦浅橋である。その構造形式は取付け基部のケーソン据え付けに伴うネガティブフリクションの影響を考慮して、ケーソンに近い2ブロックは直杭式構造（図-7.2.40）、それより沖に位置する8ブロックは斜杭式構造（図-7.2.41）としている。また、A桟橋は、大型船係留施設の他、波除堤として防波機能を兼ね備えるため、杭頭~L.W.L-3.5mの高さにプレキャストコンクリート製の波除版が取り付けてある。なお、原設計では、水平設計震度0.10で、鋼管杭の腐食しろ（腐食速度0.1mm/年×50年）を考慮して、地震力に対する検討がなされている。図-7.2.42に調査位置における土質柱状図を示す。地盤は-11.0m~21.0m付近ま

表-7.2.6 静的弾塑性解析による鋼管杭の損傷の再現状況

		海側杭		中間杭		陸側杭		左記以外に計算された塑性化位置
		杭	As	杭	As	床	板厚変化点	
		頭	層	頭	層	版		
CASE1	慣性力	捨石 $N=1$	○ ○	△ (床版)	○ ×	○ ○	○ ○	海側：床版
CASE2	慣性力 抗土圧	捨石 $N=0$	○ ○	△ (床版)	× ○ ○ ○ ○			

○ 解析で再現できた × 解析で再現できなかった

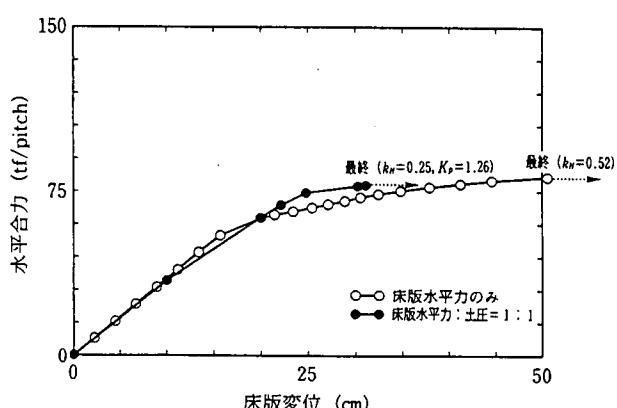


図-7.2.36 水平合力と床版変形の関係

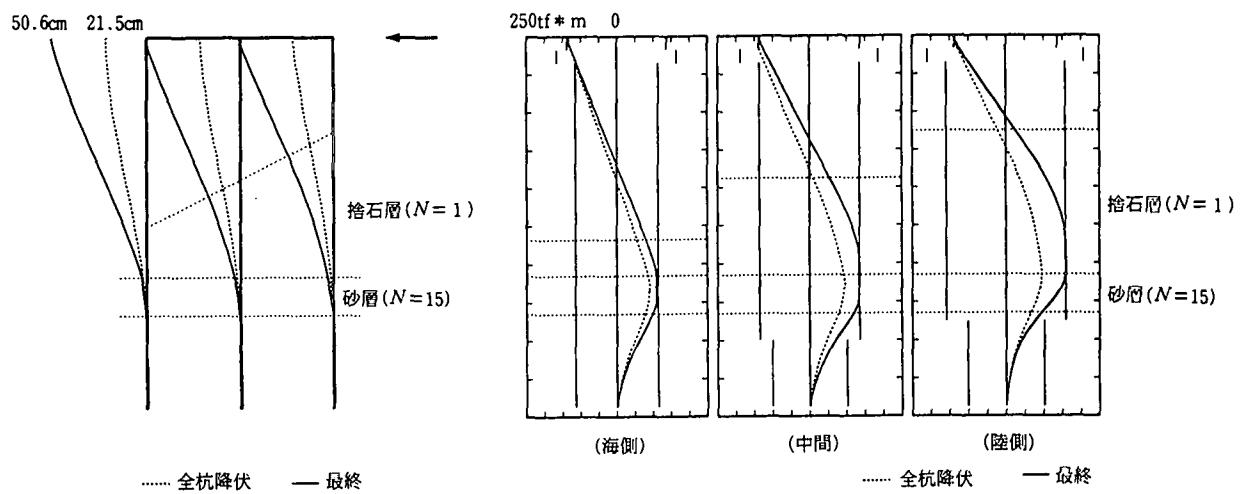


図-7.2.37 変形および曲げモーメント図（床版水平力のみ）

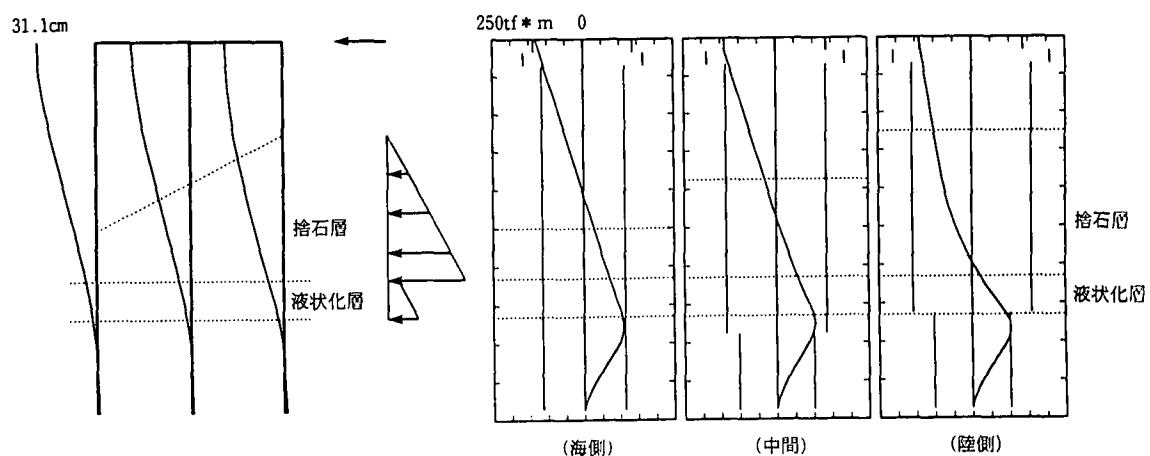


図-7.2.38 変形および曲げモーメント図（床版水平力+土圧、床版水平力:土圧=1:1）

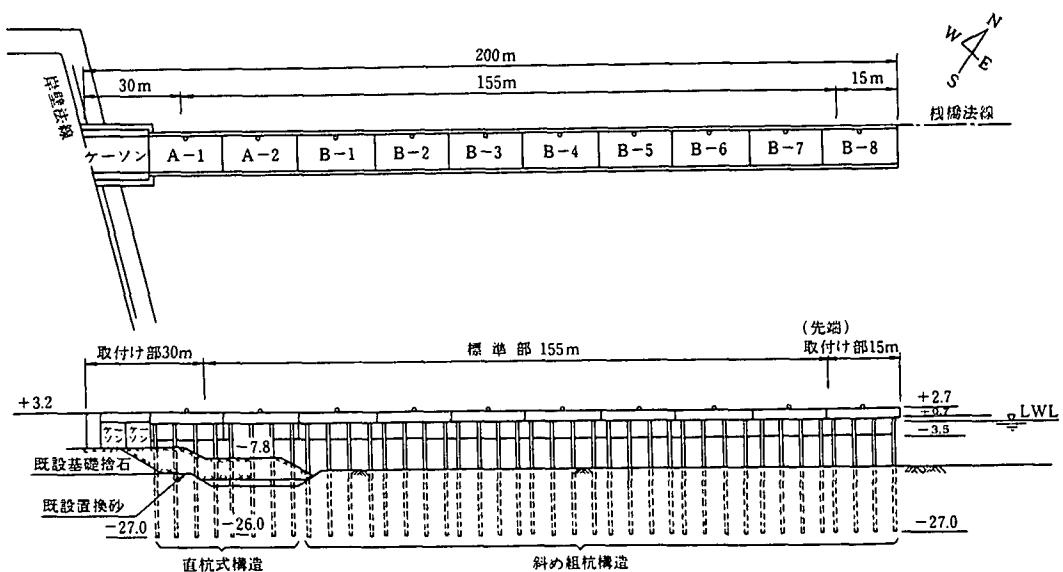


図-7.2.39 A栈橋全体図

では、 $q_u=0.2\sim0.6\text{tf}/\text{m}^2$ の粘性土、それ以深は、中間部がN値8~13、杭先端付近でN値17~50以上の砂質土より構成される。ただし、ケーンに近い直杭部は、図-7.2.40に示したように、表層部の一部が捨石および砂質土で置換されている。

(6)A 桟橋の被災状況

桟橋の被災状況を把握するとともに、桟橋に被害をもたらした要因を究明するために、表-7.2.7に示す調査を実施した。図-7.2.43、図-7.2.44、図-7.2.45に調査結果に基づく桟橋上部工の変位、および浅橋の法線直角方向断面(①-①断面)の被災概要、法線方向断面(②-②断面)の被災概要をそれぞれ示す。

桟橋全体としての変状をとらえるために、地震後の測量と潜水調査に基づく鋼管杭の残留変形調査が実施された。その結果、直杭式桟橋では、中詰めコンクリート下端部で局部座屈が生じ、さらに海中部で杭が約1.0~1.4°傾斜しており、それによって床版天端で約40~50cm変位していることが確認された。それに対し、斜杭式桟橋では、床版の変位がほとんどなく、杭にも座屈、変形の被害が見られなかった。

ケーンと渡版で構成される取り付け基部において、置換砂の液状化

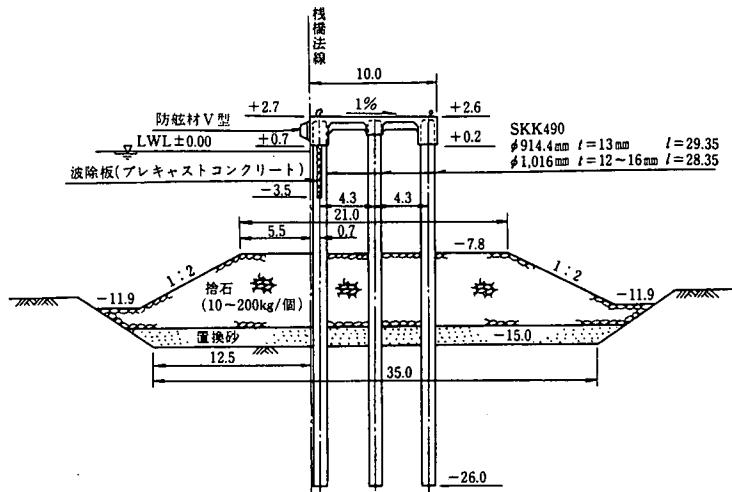


図-7.2.40 直杭部標準断面図（単位:m）

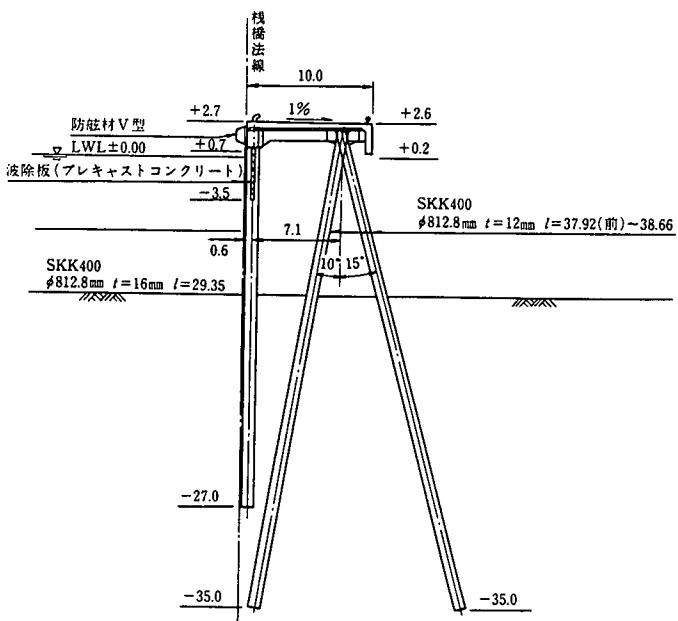


図-7.2.41 斜杭部標準断面図（単位:m）

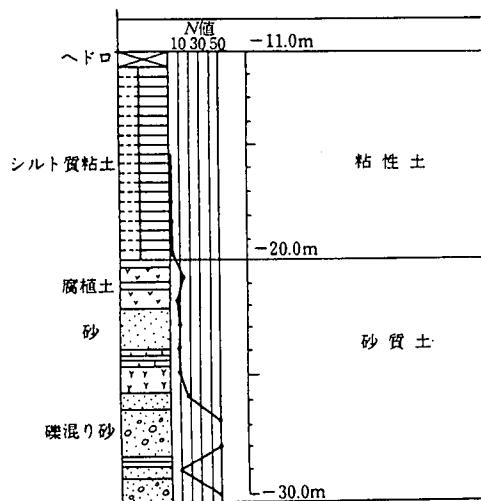


図-7.2.42 土質柱状図

表-7.2.7 調査項目と目的

調査項目		調査目的
上部工調査	①桟橋／周辺外観調査 ②水平変位／沈下量測定 ③クラック発生状況	桟橋被災概要の把握 被災要因である地震外力の評価（方向／大きさなど） 床版／杭頭結合部の被災状況の把握
鋼管杭調査	①杭頭部座屈状況調査 ②引抜き前変形量調査 ③引抜き後変形量調査 ④腐食状況調査	杭頭部での座屈特性の調査 潜水調査により鋼管杭の残留変形量の調査 被災鋼管杭を引抜き、地中部での鋼管杭変形量の調査 鋼管杭の腐食が被災に与えた影響を評価

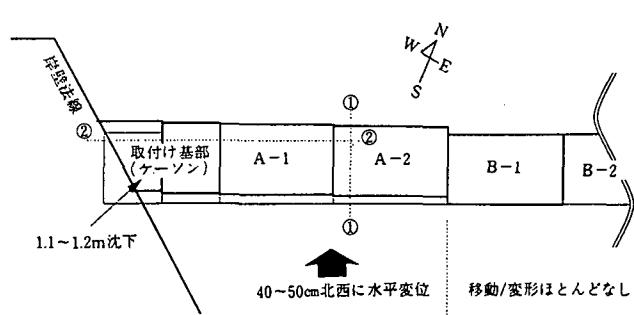


図-7.2.43 桟橋上部工変位状況

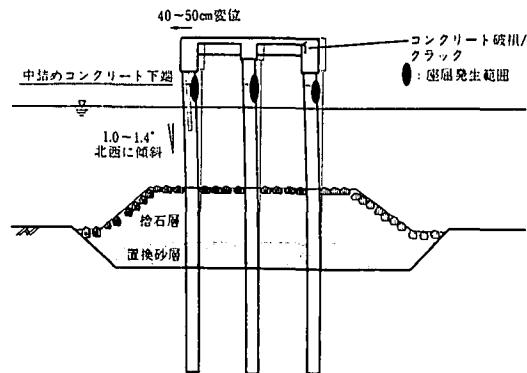


図-7.2.44 桟橋法線直角方向断面(①-①断面)
調査結果概要

に起因すると思われるケーソンの水没により、天端で約1.1~1.2mの沈下が見られたが、直杭部および斜材部では、変位、沈下等は認められなかつた。この周辺では、地震により岸壁が約3~5m海側へはらみだしたのが確認されていたにもかかわらず、桟橋が法線方向へほとんど変位しなかつた原因として、桟橋の法線方向に対する構造全体としての剛性が高く、岸壁の変状にも耐えうる抗力を有していたためと考えられる。

海中部で変形が確認された直杭式桟橋の鋼管杭については、地中部での被災状況を把握すべく、上部工を解体した後、バイプロハンマを用いて杭の引抜き調査を実施した。引抜き後の杭残留変形量を測定したところ、ほとんどの杭において地中部での局部座屈ではなく、杭の曲がりは約10cmであった。この変形量は、床版の水平変位より測定された値より小さいが、これは傾斜した上部工の撤去および引き抜き作業によって、杭に戻りが生じたためと考えられる。しかし、ケーソンに最も近い3本の杭では地中部に局部座屈が確認されている。この座屈は、捨石層下端部で発生しており、ケーソンの沈下により捨石層が海側に移動したことによって発生したものと考えられる。

A桟橋では、鋼管杭に対し塗覆装や電気防食工などの対策は講じられておらず、床版結合部下端~+2.0m前後の飛沫帶付近で、杭外周面に最大約3mmの腐食減厚が確認された。

(7)まとめ

T桟橋の被災調査結果と静的弾塑性解析結果、およびA桟橋の被災調査結果をまとめると以下のようになる。

- ①地震時に、T桟橋に生じた大きな残留変位は、護岸背後の埋立土層と沖積砂層の過剰間隙水圧の上昇に伴い、ケーソン護岸が渡版および捨石層を介して桟橋を押し出したことにより生じたと推定される。
- ②T桟橋の静的弾塑性解析の結果から、護岸の押し出しがなければ桟橋には大きな変形は生じなかつたものと考えられる。
- ③T桟橋の静的弾塑性解析の結果から、捨石層は鋼管杭を海側に押し出したものと考えられる。
- ④A桟橋の鋼管杭の座屈は杭頭周辺に集中しており、この座屈は上部工の慣性力が主要因となって生じたものと考えられる。
- ⑤A桟橋の法線方向に被害の特性を見ると、被害はケーソン護岸が近接する部分だけにとどまっており、沖に進むにつれて健全な状態が保たれている。

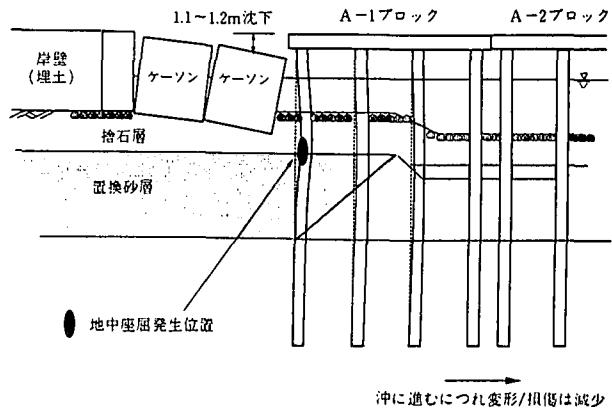


図-7.2.45 桟橋法線方向断面(②-②断面)調査結果概要

7.2.4 タンク基礎既製杭の被災事例

(1) 被害の概要

a)概説

関西電力(株)東灘ガスタービン発電所は、昭和43年に神戸市が埋立てた東部第三工区埋立地の南西部に位置し、昭和49年10月に運転を開始した神戸市内唯一の発電所（出力12万kW）であり、ピーク用電源として重要な役割を担っている。当発電所は図-7.2.46に示すように震度7の地域に近接していたこともあり、地盤の液状化が発生するとともに、機械設備基礎等の土木建築設備が大きな被害を受けた。

b)地盤の概要

当該地点は海上を埋立てた地盤で、図-7.2.47に示すように上層から埋立層、沖積層、洪積層から構成されている。埋立層の平均層厚は約15m、埋立材料はマサ土が主体で一部 $\phi 300\text{mm}$ 以内の玉石が存在している。沖積層は平均層厚約9m、海成粘土が主体でその上下に薄い砂質土が一部見られる。洪積層は大阪層群に属し、砂質土優勢の粘性土と砂質土の薄層互層である。図-7.2.48にN値の深度分布を示す。

c)被害の状況

当発電所土木設備が受けた被害を大別すると

①護岸の移動沈下

②発電所構内の地盤沈下

③設備基礎の沈下・傾斜

の3つである。構内の地盤沈下は大きいところで約70cm程度に達していた。設備基礎としては燃料タンク（容量4,000kl×2基）基礎や揚油棧橋のような大きなものから、配管基礎のようなコンクリートブロックに至るまで、種類や数量も多岐にわたっていた。ここではこのうち燃料タンク基礎の被災状況について述べる。

燃料タンク基礎は不同沈下対策として図-7.2.49に示すような杭基礎（PC杭、 $\phi=40\text{cm}$ 、 $l=30\text{m}$ 、120本/基）構造としており、上部は鉄筋コンクリートスラブである。基礎周辺地盤が最大60cm程度沈下したことにより、杭頭部が露出し、杭体にクラックが発生していたが基礎スラブに損傷はなく、基礎そのものには沈下や傾斜はほとんど認められなかった。なお、地震発生

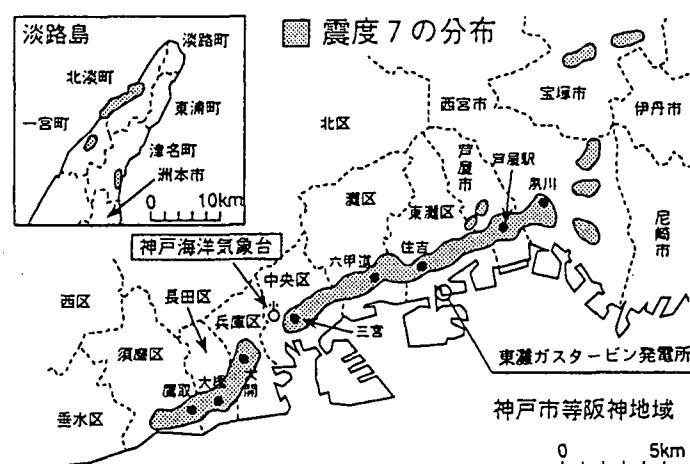


図-7.2.46 発電所位置および震度7の分布

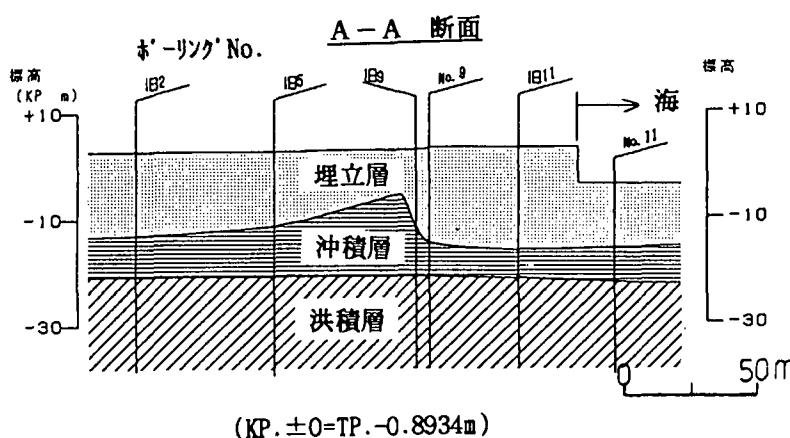


図-7.2.47 東灘ガスタービン発電所 南北地質断面

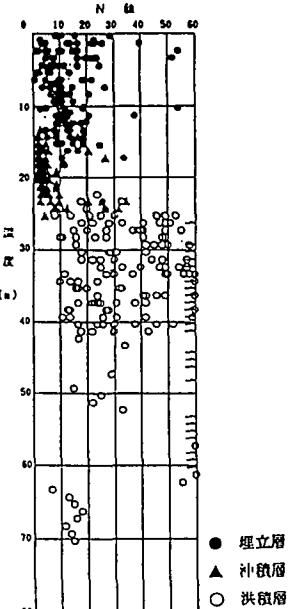
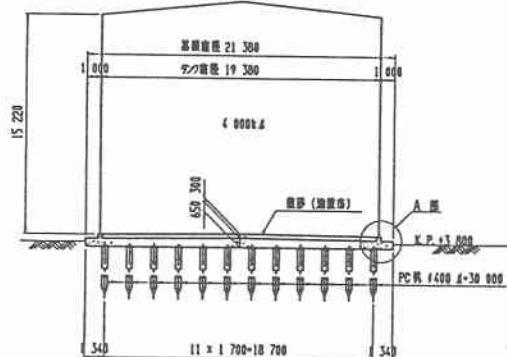


図-7.2.48 地震後のN値の深度分布

正面図



基礎杭配置図

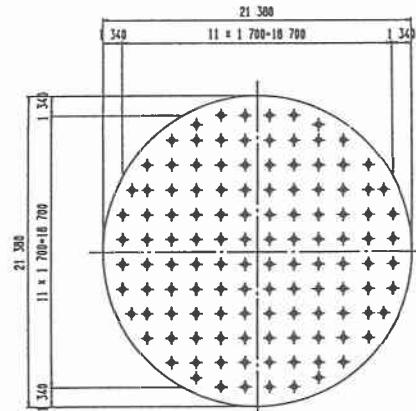


図-7.2.49 貯油タンク基礎 構造図

時にはNo.1タンクに約2,900kl、No.2タンクに約1,600klの灯油が貯油されていた。

また、液状化対策は実施していなかったものの、基礎スラブ直下の杭間地盤では液状化した様子は見られなかった。

(2) 調査方法

a) 外観調査によるPC杭の被災状況

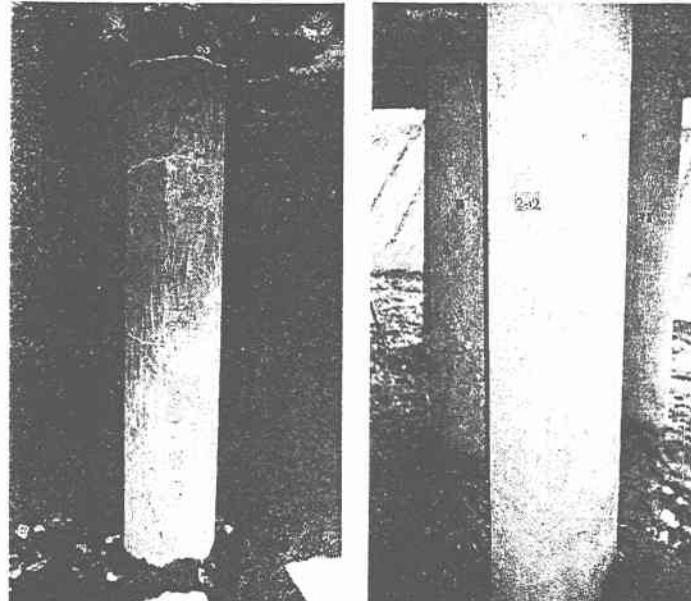
基礎杭については、地震後直ちに緊急の外観調査を実施した。調査は2つのタンク基礎外周部を深さ2m（一部最大4m）掘削し、最外周部および2列目の杭全数（各タンク60本）について実施した。その結果、ほとんどの杭にひび割れが見られ、ひび割れ幅は0.1~2.0mm程度で30~50cmピッチに発生していた。代表的なひび割れ状況を写真-7.2.8に示す。ひび割れは大別して、杭頭部に発生しているものと杭頭より2mの範囲全体（調査範囲全体）に発生しているものに分けられ、さらに杭頭部は水平ひび割れが主体のものと、水平ひび割れと部分的な縦ひび割れが混在する複合ひび割れに分類できた。ひび割れ状況の分類を図-7.2.50に示す。

b) 水中テレビカメラによる杭の内視調査

外観調査では分からず深い部での被災状況を調査するために、No.1タンクの3本の杭について水中テレビカメラによる内視調査を実施した。いずれの杭の場合も杭内部のひび割れの存在は確認できなかった。

(3) メカニズム

a) 水平震度の推定



調査区間全体に発生
(No.2タック 杭No.50)

杭頭部のみに発生
(No.2タック 杭No.12)

写真-7.2.8 PC杭の代表的なひび割れ状況

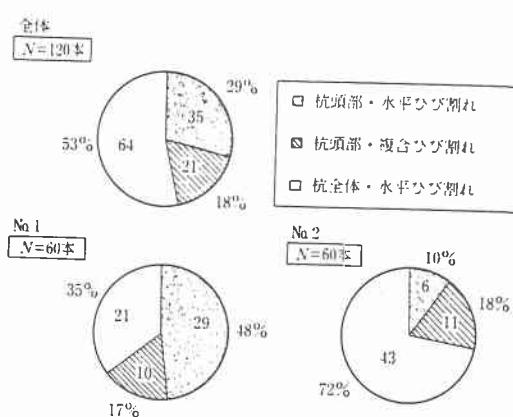


図-7.2.50 ひび割れ発生状況の分類

PC杭はひび割れが発生しているものの破壊しているものは存在しなかったことから、地震時に作用した荷重は図-7.2.51に示すインタラクションカーブの斜線で示したひび割れ範囲であったと推定される。この斜線部に入る荷重を与える水平震度を算出すると $K_h=0.35\sim 0.53$ となり、この程度の水平震度が地震時に基礎へ作用したものと考えられる。これは近傍のポートアイランドの地表面水平最大加速度が341galであったこととほぼ整合している。

(4)復旧方法

基礎杭に発生したひび割れについては、補強とPC鋼線の防錆対策から補修を実施することとし、ひび割れの小さなものはエポキシ樹脂注入、ひび割れの大きなものはエポキシ樹脂注入+炭素繊維シート巻き付け(2層巻き)とした。炭素繊維シート巻き付け工法は基礎スラブ下での作業性の良さ、安全性等から採用した。

(5)対策方法

a)基礎杭に関する対策

燃料タンク基礎は、昭和49年設置の消防法ではいわゆる旧法タンクであり、現行の昭和52年新法(危険物の規制に関する政令)の適用を受けていなかったが、平成6年7月1日付で政令の一部が改正され、旧法タンクに対する技術基準が示されたので、現行の基準により設計を行った。主な変更点は

- ・基礎の設計震度の変更($K_h=0.2\rightarrow 0.3$)

- ・地盤の液状化対策の実施

の2点である。復旧に当たり、設計水平震度 $K_h=0.3$ で再設計すると、既設の基礎杭が許容応力度を満足できない結果となった。そのため、図-7.2.52に示すように既設の基礎スラブの周囲にSC杭を増し打ちし、その杭に地震時の水平力を受け持たせることとした。なお、鉛直力は既設の杭にのみ受け持たせることとしている。

b)液状化に関する対策

地震後のボーリングデータから液状化の判定を行った結果、地震時には再度液状化する可能性が高いことが判明したため、地盤改良を実施した。工法は既設PC杭に振動の悪影響を与えないという観点から、グラベルドレン工法とした。グラベルドレンの仕様は、直径50cm、ピッチ1.3mの正方形配列とし、改良深度は事前調査ボーリン

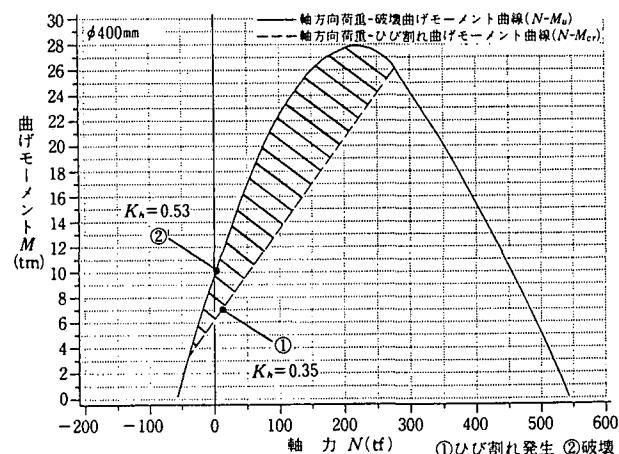


図-7.2.51 インタラクションカーブ

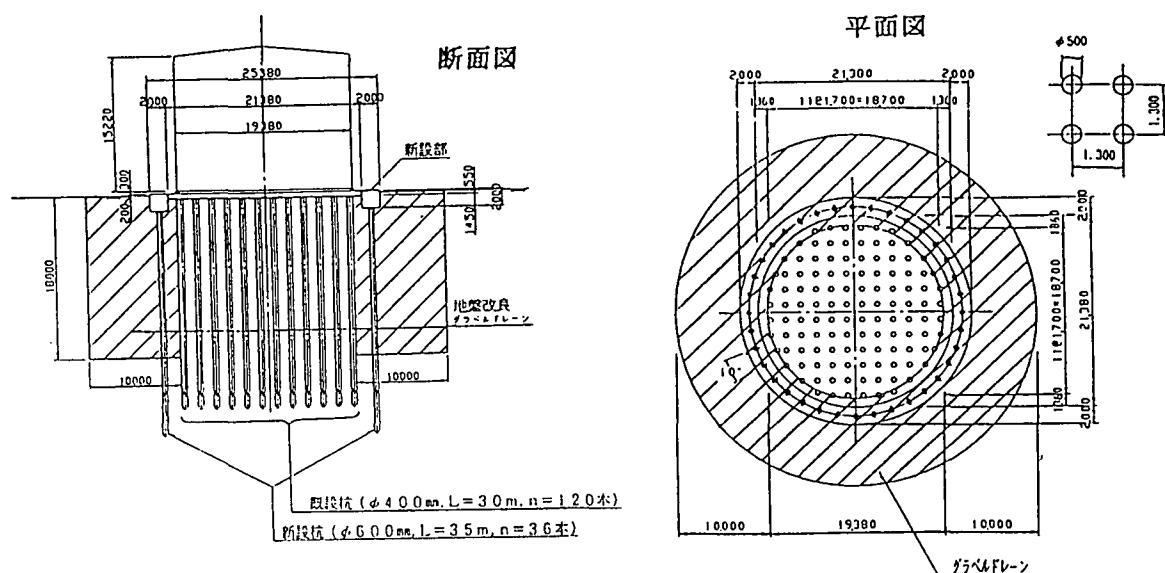


図-7.2.52 貯油タンク基礎設計図

グの結果から G.L.-18m、平面範囲はタンク側壁を起点として 10m とした。

7.2.5 神戸市東灘処置場における被害事例

(1)調査概要

神戸市東灘処理場は図-7.2.53に示すように、神戸市東部の埋立地に立地しており、震災前は、東灘区・灘区・中央区東部を処理区域とし、市内最大の処理能力を有していた。処理場は図-7.2.54および55に示すように、運河を挟んで北側の魚崎ポンプ場、南側の本場と南分場の3ブロックで構成されている。当処理場は震度VIIの激震地帯に近接したため、地盤の液状化による処理場北側の護岸の滑動、ポンプ場からの送水渠の破断、汚泥濃縮槽や連絡橋の基礎等に大きな被害がみられた。

本調査はこの処理場内の水処理施設（最終沈殿池、エアレーションタンク）建替えに伴い、旧水処理施設の基礎杭調査を目的として、平成8年7月～平成9年1月に実施されたものである。

(2)調査方法

調査は、水処理施設基礎杭総本数約2000本から、事前調査結果をもとに調査範囲を6ブロック（西北、西南、中北、中南、東北、東南）に分割し、合計56本を選定して実施した。調査項目を表-7.2.9に示す。

杭の損傷状況調査は、露出した杭の外観（クラック、PC鋼線の破断）の目視を主とし、掘削下端以深（目視できない範囲）について

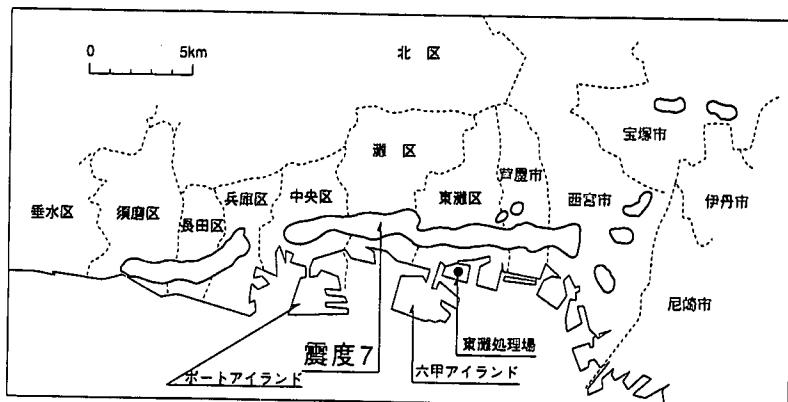


図-7.2.53 東灘処理場位置図

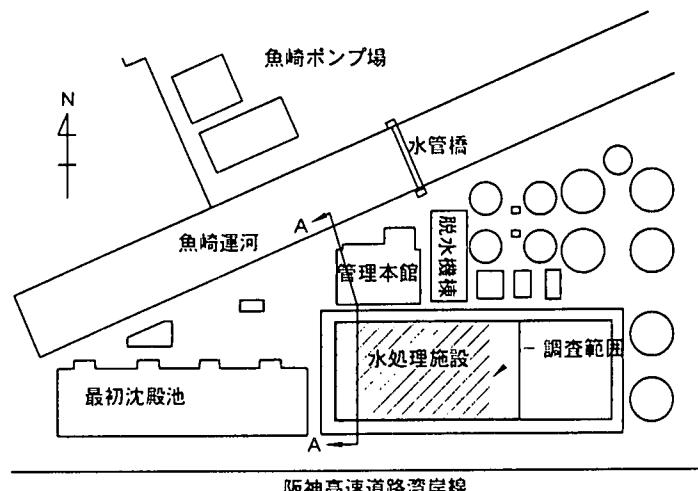


図-7.2.54 処理場平面図

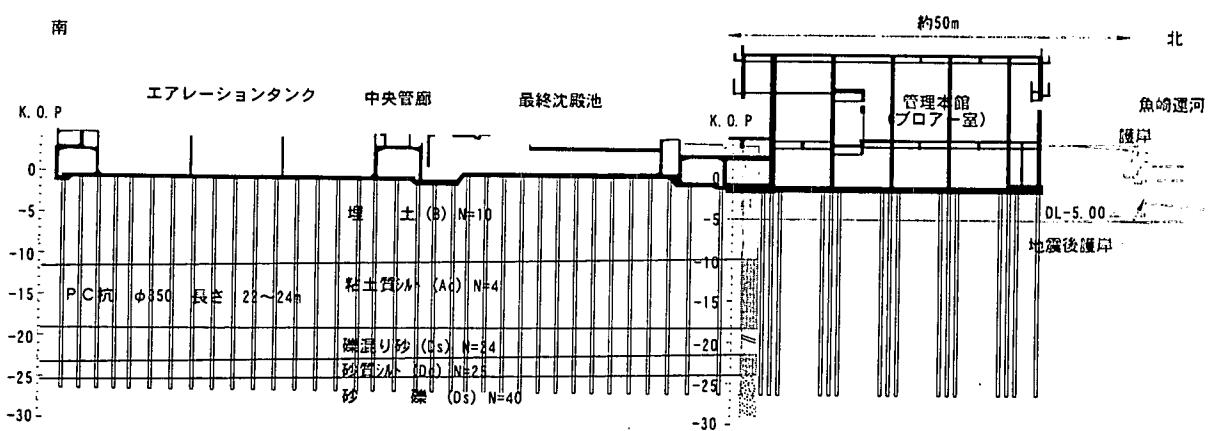


図-7.2.55 処理場断面図

は杭中心の空洞にボアホールカメラを挿入し、画像により杭内面を観察した。

杭の変形については残留変形を定量的に把握するために、工事区域に三次元座標を設定し、掘削工事の各段階毎にPC杭の中心座標を測定し、ある深さからの相対的な変形モードを把握した(図-7.2.56)。中心座標は、杭の外周面3点の座標値を測定し、円に内接する三角形の頂点座標から算出した(図-7.2.57)。

(3)地盤概要

ボーリング調査から地層構成は図-7.2.58に示すとおり、上位より埋土(B)、沖積層(Ac)、洪積層(Ds, Dc, Dg, Dpt, Dsc)の順に分布していた。今回直接杭を目視観察したのは、構造物底版からGL-10.0m付近までの埋土層の範囲である。埋土層は上部5.0mと下部5.0mで土質が大きく異なっている。すなわち、上部は粘土質シルト、シルト混じり礫等で構成されているが、平面的な位置の違いにより土質が大きく異なっている。これに対し下部では礫分を含む一様な砂層(マサ土)で構成されており、上部の層との境界も明瞭に確認できた。

なお、水処理施設周辺のマサ土で埋め立てられた箇所は、地震後に噴砂の跡が数箇所で確認されており、この層が液状化したことが確認されている。この埋土層の粒度分布を図-7.2.59に示す。

(4)調査結果

a)杭損傷状況

代表的な3断面の杭損傷状況を図-7.2.60に示す。また調査杭56本の調査結果の集計を表-7.2.10に示す。

表-7.2.10の「上部」は構造物底版下面から約4~5mの範囲であり、「下部」は底版下面から7~10m(埋土層と粘性土層の境界)の範囲である。

杭上・下部ともに全ての調査杭でクラックが発生している。また、調査杭56本のうち70%にあたる39本の杭にPC鋼線切断または杭体破壊が認められ、杭の支持機能を失っている。このクラックは杭体が顕著に破壊した西北部を除くと、

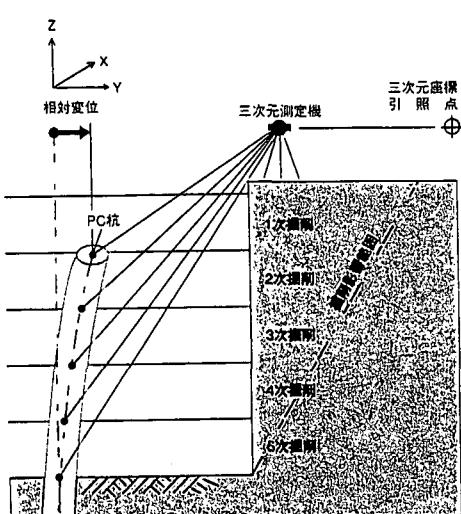


図-7.2.56 杭残留変形測定方法

表-7.2.8 構造物諸元

杭種	PC杭、JIS-A種
径	Φ350
長さ	22 ~26m
調査本数	56本
エアーレーションタンク	3,310m ³ ×7池 深5.2m
最終沈殿池	2,160m ³ ×7池 深4.3m
上部構造物重量	5.2 t/m ²

表-7.2.9 調査方法

調査目的	調査方法	調査項目	調査範囲
損傷状況	外観目視スケッチ	損傷状況	掘削部露出杭
	杭体破壊確認	損傷位置	
	ボアホールカメラ	損傷状況 損傷位置	空洞内全長
杭残留変形	3次元計測	相対変位	掘削段階毎
土質調査	レベル測量	平面的地層境界分布	掘削部全域
	土質目視調査		
	土質試料採取	粒度試験	掘削部任意
	ボーリング	推定土質分布 試料物理試験	処理場全体

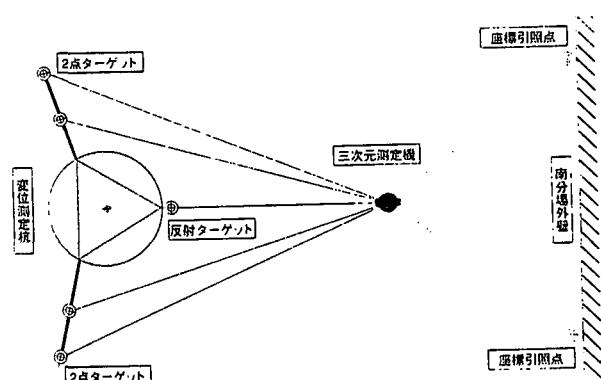


図-7.2.57 杭中心位置測定方法

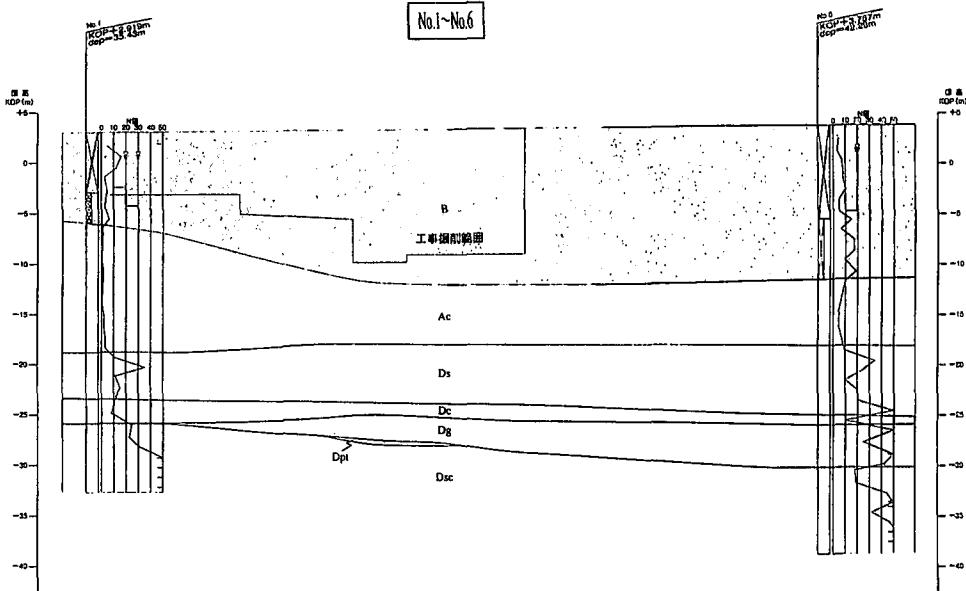


図-7.2.58 処理場付近地層構成

ほとんどが輪切り状のものであり、1箇所に数10cm間隔で複数本(3~8本)認められた。

PC鋼線が切斷している杭は上部で約半数、下部で10%となっている。特に西北部、西南部の上部では、60%以上の杭のPC鋼線が破断している。

杭の典型的な破壊形式を表-7.2.11に示す。

b)杭残留変形

各ブロック(西北、西南、東北、東南、中央)毎の杭相対変位を図-7.2.61に示す。この図は同一杭の最深測定点の変位を0とし、その点から上部の点のX、Y方向の相対変位を算定し、各ブロック毎に平均したものである。これより杭は全体的に西方に向あるいは護岸最短距離方向である北西方向に変位する傾向にある。最も護岸に近い西北のブロックでは、測定点最深部と際浅部間約10mの相対変位が西方向へ約20cmとなっている。

図-7.2.62は三次元的に測定した杭の深さ方向の変形を東西の断面でみたものである。各ブロック(西北、西南、東北、東南、中央)毎に同一図面で示している。全体の深さ方向の変位の傾向をみると図-7.2.63に示すように大きく分けて2つのモードに分類することができる。

モードIは杭深部から杭頭部に向かう変位の増加傾向が杭軸線に対してより離れるようになっており、杭頭における底版による拘束度が小さいとみなされるものである。モードIIは杭頭付近で杭軸線の曲率が反転しているものであり、杭頭における底版による拘束がかなり働いているとみなされるものである。いずれのモードも杭深部から、かなり大きい変形が残留していることも特徴的である。

このようなモードが残留する原因として、地震時の以下の現象が生じたことが考えられる。

- ①杭の剛性が地震時に著しく低下した。
- ②周辺地盤抵抗力が著しく低下した。

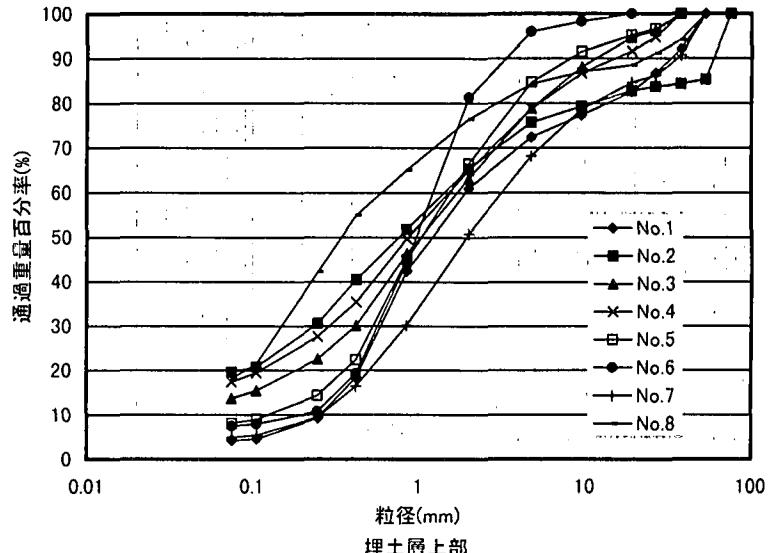
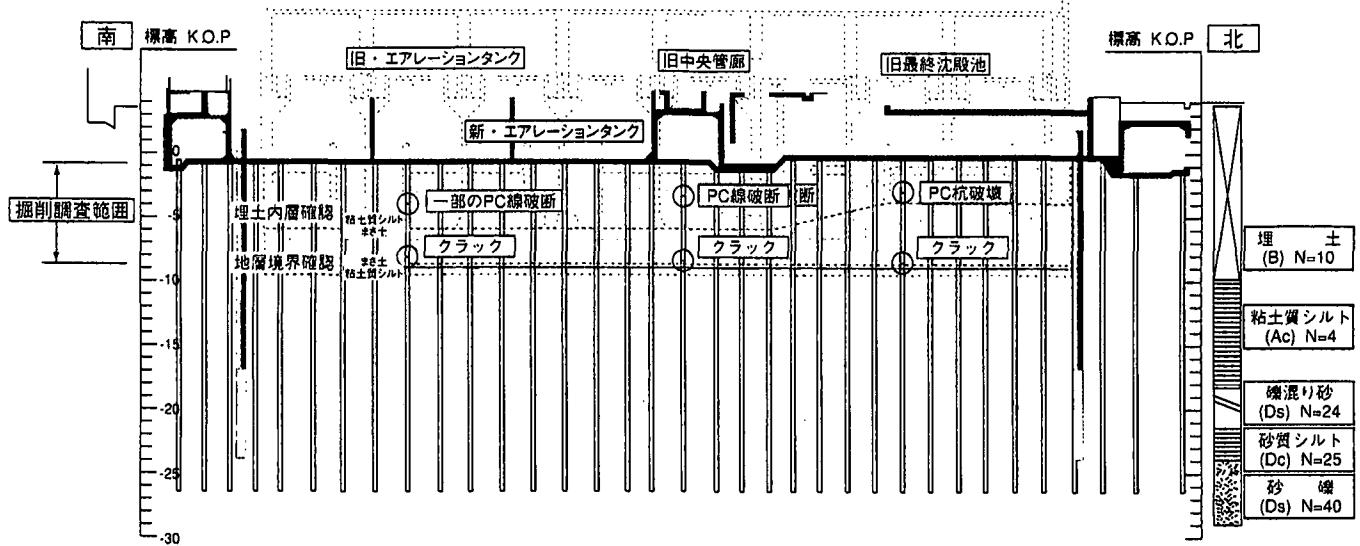


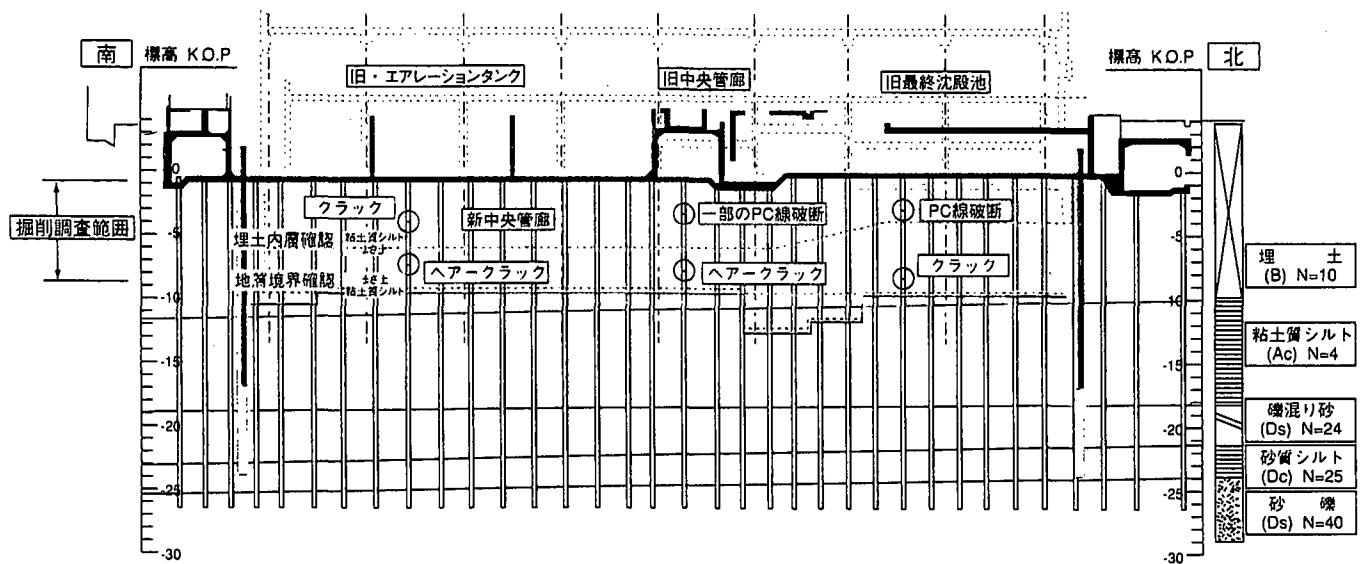
図-7.2.59 埋土部粒土試験結果

A-A

PC杭被害調査断面図



B-B



C-C

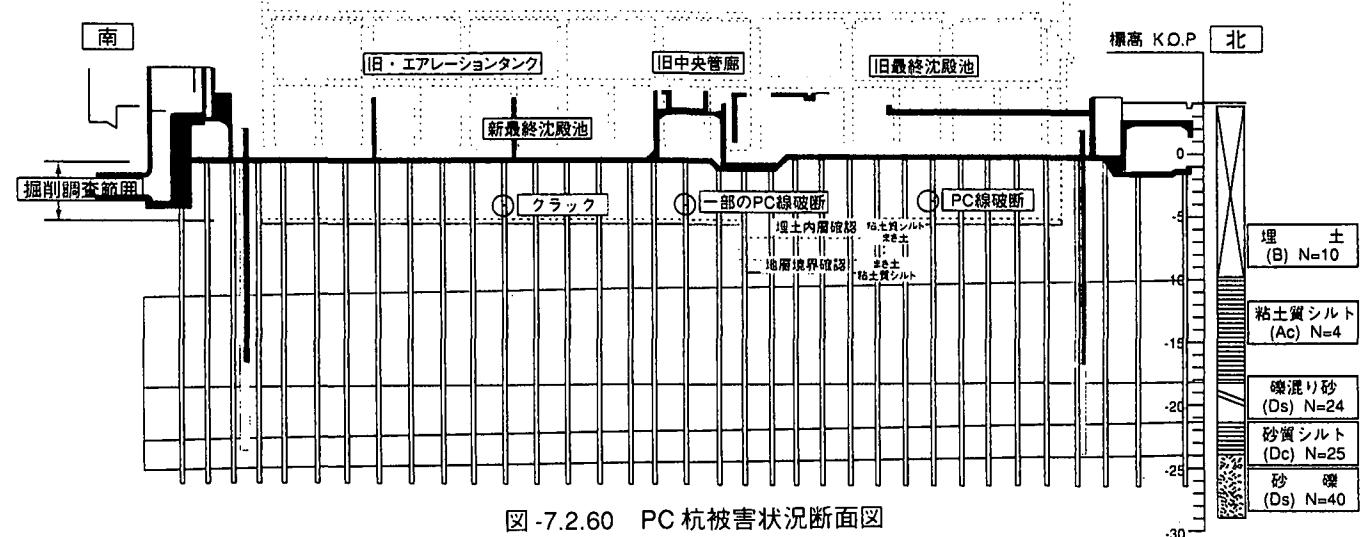


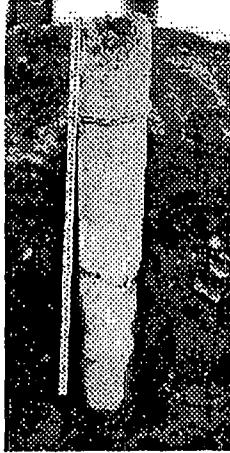
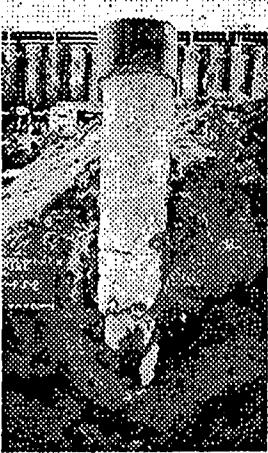
図-7.2.60 PC杭被害状況断面図

表-7.2.10 杭損傷状況集計

調査位置		西南部	西北部	中南部	中北部	東南部	東北部	合計
調査杭本数 (a)	15 本	17 本	4 本	5 本	8 本	7 本	56 本	
上部	調査杭本数 (b)	15 本	17 本	4 本	5 本	8 本	7 本	56 本
	クラック発生杭本数 (c)	15 本	17 本	4 本	5 本	8 本	7 本	56 本
	発生割合 (c/b)	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
	PC 切断杭数 (d)	10 本	10 本	1 本	3 本	2 本	4 本	30 本
下部	PC 切断割合 (d/b)	67 %	59 %	25 %	60 %	25 %	57 %	54 %
	杭体破断数 (e)	0 本	6 本	0 本	0 本	0 本	0 本	6 本
	破断割合 (e/b)	0 %	35 %	0 %	0 %	0 %	0 %	11 %
	調査杭本数 (f)	15 本	7 本	4 本	5 本	掘削深度が浅いため調査範囲対象外		31 本
全長	クラック発生杭本数 (g)	15 本	7 本	4 本	5 本			31 本
	発生割合 (g/f)	100 %	100 %	100 %	100 %			100 %
	PC 切断杭数 (h)	2 本	1 本	0 本	0 本			3 本
	PC 切断割合 (h/f)	13 %	14 %	0 %	0 %			10 %
長	杭体破断数 (i)	0 本	1 本	0 本	0 本			1 本
	破断割合 (i/h)	0 %	14 %	0 %	0 %			3 %
欠陥杭本数 (j)	12 本	17 本	1 本	3 本	2 本	4 本	39 本	
欠陥割合 (j/a)	80 %	100 %	25 %	60 %	25 %	57 %	70 %	

(注) PC 切断 外観目視では輪切り状のクラックであるが、内部ではPC鋼線が切断されている。
杭体破断 目視で明らかに杭が破壊している（PC鋼線も切断されている）。

表-7.2.11 杭破壊状況

		
<ul style="list-style-type: none"> 杭体直角に貫通ひび割れで、ひび割れ幅は小さい。 水平に切断されたようであり、破断面は比較的単純。 切断箇所は杭径Dから3Dの間隔で複数見られる。 貫通ひび割れの内の1本にPC鋼線の切断が見られる。 発生深度：杭頭-3.0±0.5m 	<ul style="list-style-type: none"> 貫通ひび割れの杭周囲が圧縮破壊している。 破壊部から上は傾斜しているものもある。 PC鋼線は引張り破断していた。 破壊部の上下に水平な貫通ひび割れの生じた杭もある。 PC鋼線に沿う縦のひび割れの生じた杭もある。 発生深度：杭頭-3.0±0.5m 	<ul style="list-style-type: none"> 水平の貫通ひび割れが大きく開き、PC鋼線の切断や付着の破壊が見られる。 水平破面と斜め交差して上下に貫くひび割れがある。 破壊部付近ではPC鋼線に沿う縦のひび割れもある。 ひび割れが集中した部位では杭体が粉砕されている。 発生深度：杭頭-3.0±0.5m

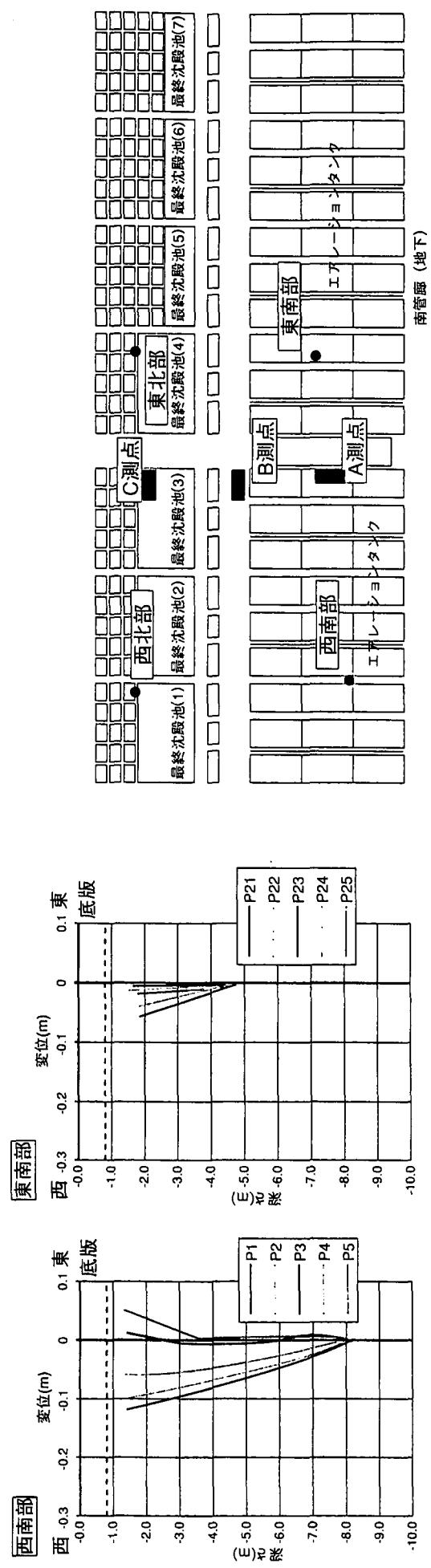
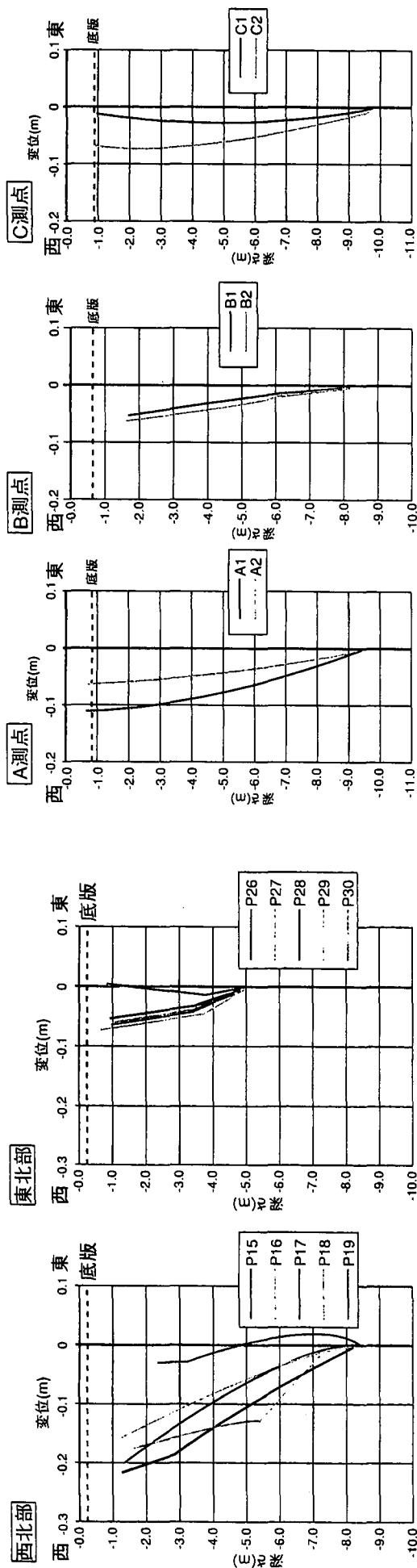


図-7.2.62 桁残留変形（東一西断面）

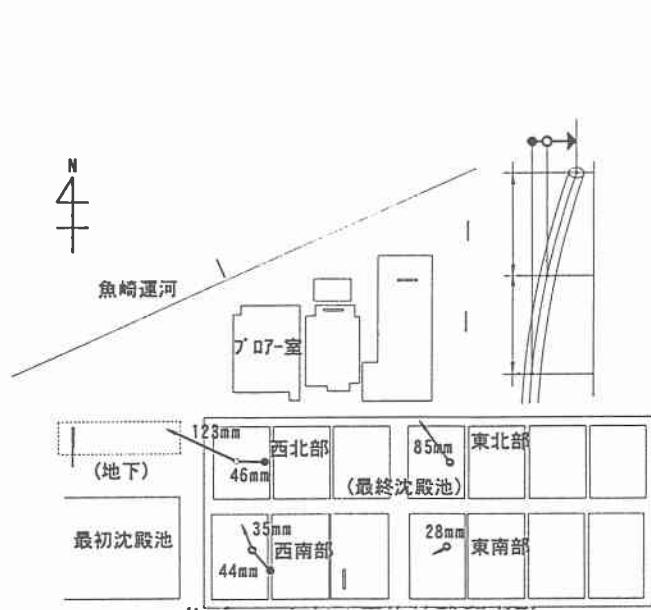


図-7.2.61 各ブロック毎の平均杭残留変形

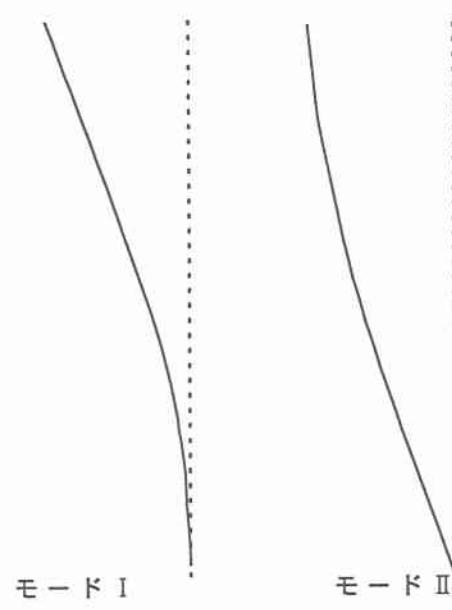


図-7.2.63 杭深さ方向変形パターン

③杭地中部に外力が作用した。

c)地盤の液状化

既設水処理施設の埋土層は前述のように上下部2種類の土で構成されていた。埋土層上部は建設残土で埋め立てたものであり、コンクリートガラなどの異物を多く含んでいるが、主体は砂質土であった。また、北東部が軟弱であり、腐植土を含んでN値が2以下であった。下部は一部に花崗岩の転石を含む均一なマサ土であった。

埋立土では、一部層状、脈状に液状化したような痕跡も認められる。写真-7.2.9に示す「細砂上昇跡」は液状化の痕跡で、黒色の粘土質土層に下部の黄色のマサ土の均一な細粒分が差し込んでいた。このような痕跡が確認できたのは調査対象全域で2箇所（西北部、西南部）だけである。

また、下部の層境界において、写真-7.2.10に示すように杭打設時の地盤変形（層状湾曲）状態がそのまま残っている箇所もあった。これらは杭施工当時の打撃貫入による地盤変形が残留したものと思われ、この部分が地震時に大規模に液状化しなかったことを示唆するものである。

処理場南に隣接する道路では全域が液状化し、噴砂の痕跡が認められ、さらに、路面が沈下していた。道路復旧工事の状況から、路盤の下の路床部はすべて均質なマサ土であった。

以上の事実を要約すると次のとおりである。

①上部の建設残土が液状化した可能性は小さい。

②下部のマサ土は液状化したと考えられるが、処理場全体にわたって液状化が発生したことは証明できない。

(5)杭の破壊メカニズムに関する解析

a) 解析概要

以上の基礎杭の調査結果をもとに、破損状況の数値シミュレーションを試みた。底版部に水平力を作用させて杭体内に発生する曲げモーメントを求



写真-7.2.9 杭打設の痕跡



写真-7.2.10 杭周辺の噴砂

め、杭体の状況について検討した。なお、杭の地中中部における変位分布と計算結果との整合性についても検討を加えた。解析コードには、木村らが開発した3次元弾塑性解析有限要素法(GPILE-3D)を用いた。

b) 解析手法

調査結果より、被災した杭の多くは大きな変形をしたものと判断した。大変形領域では、杭は強い非線形性を示すものと考えられる。そこで、本解析では、図-7.2.64に示すような軸力に応じたクラック、降伏、極限の3段階のトリリニアモデルのM-φ曲線を設定した。

また、地盤の非線形性は、応力～ひずみ関係を双曲線で近似したDuncan-Changモデルで表した。

c) 解析条件

解析は図-7.2.65のような接点数3230、要素数2592の単杭モデルで行い、杭体はトリリニア型の曲げ剛性を有する等価な密実体と仮定し、ソリッド要素とビーム要素の集合体とした。なお、杭の弾性係数の1割をソリッド要素に、9割を梁要素に負担させるようにモデル化した。また、調査結果から以下の2点が確認されているので、底版には側方の拘束力は作用しておらず、底版直下の地盤との間には剛性の小さなダミー要素を入れた。

①底版の直下に空隙があったこと

②底版と底版との間に設置されていた伸縮材にひずみが集中し、伸縮材に囲まれた底版は様々な方向に変位している。

また、地盤条件を表-7.2.12に示す。なお、解析には回転拘束の有無をパラメータとした。

d) 解析結果

結果を図-7.2.66および67に示す。これらから以下のことがうかがえる。軸力は設計荷重の40tfとした。

①杭頭部の回転拘束が有る場合、最大曲げモーメントが発生する位置は杭頭部であり、 M_u を超えた値となる。一方、回転拘束がない場合、最大曲げモーメントが発生する位置はほぼ底版下2.0m前後であり、その値は M_y を超えて M_u に近い。杭の被災状況から判断すると、実際の杭と底版の結合は、杭頭部の回転をある程度許した状態になっており、今回の解析ではほぼ被災状況を近似していると思われる。

②杭の地中変位は杭頭部付近では計測結果との整合性は認められる。これに対し地中中部における変位は、観測結果が大きくなっている。現実には、杭頭のみではなく地中中部にも何らかの外力が作用したと推定される。

以上の結果から、杭体の顯著な破壊の主

表-7.2.12 解析に用いた地盤定数

地盤種別	γ	C	ϕ	E
埋土	2.20	0.0	25	30
沖積粘土	1.65	6.0	0	45
洪積砂	2.00	0.0	30	58
洪積砂礫	2.20	5.0	35	430

$\gamma(\text{tf}/\text{m}^3)$, C(tf/m^2), ϕ (degree), E(kgf/cm^2)

N=40tf の場合の $M_c = 4.7(\text{tf}\cdot\text{m})$

$M_y = 9.9(\text{tf}\cdot\text{m})$, $M_u = 10.4(\text{tf}\cdot\text{m})$

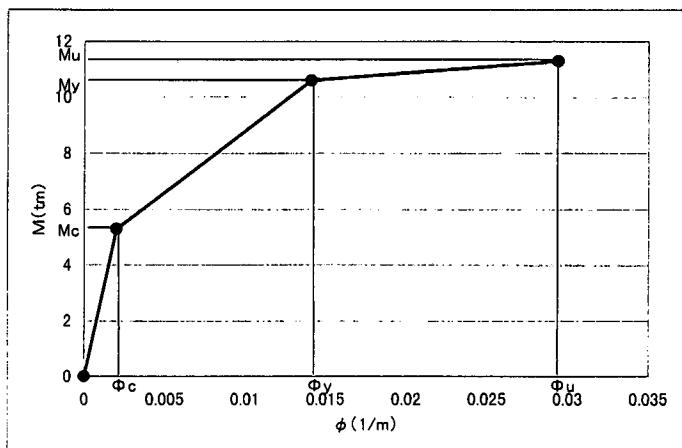


図-7.2.64 M-φ曲線図 (N=40tf)

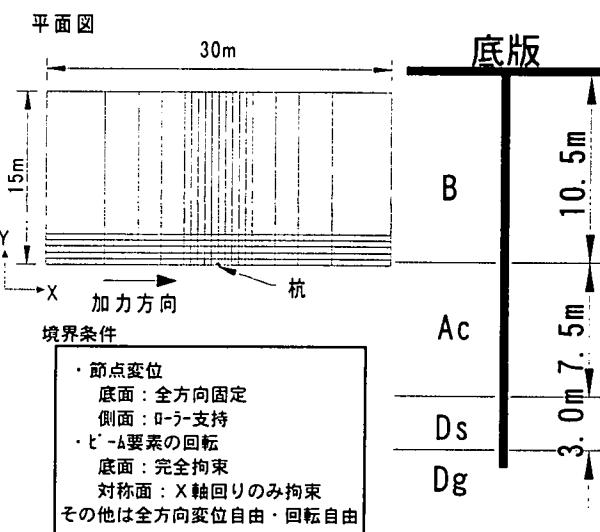


図-7.2.65 解析モデル図

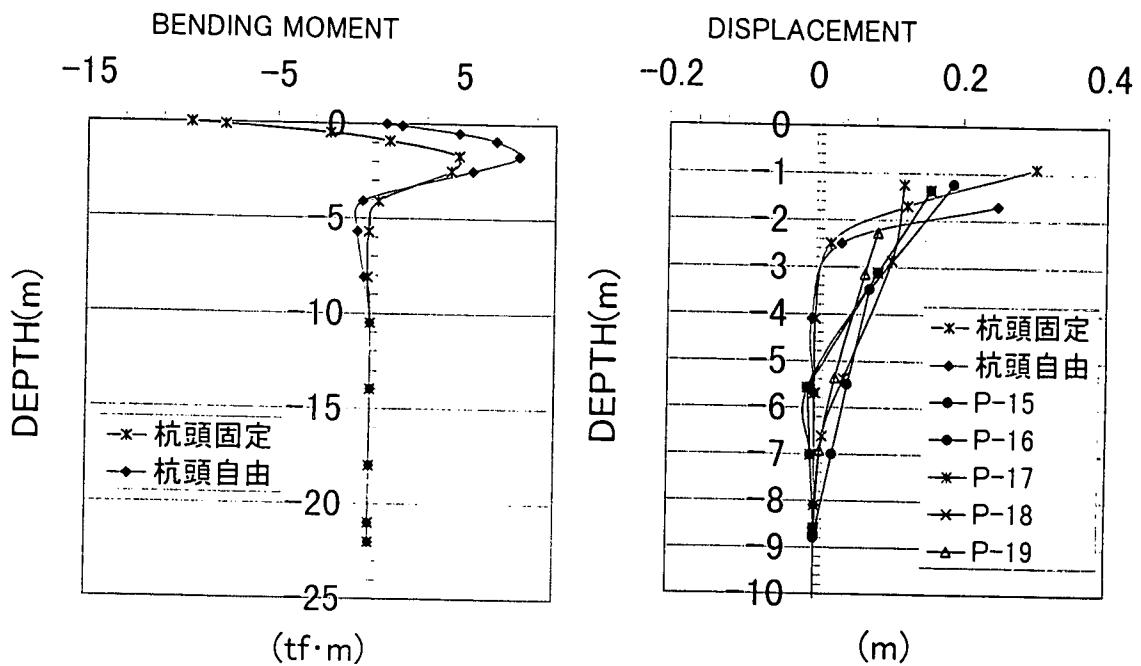


図-7.2.66 曲げモーメント図

図-7.2.67 変位図

たる原因是慣性力であり、残留変形については地盤変位の影響が大きいと考えられる。

(6)まとめ

今回の調査結果から、PC杭は杭頭付近でかなりの被害が生じていることがわかった。また残留変形については、ある深さからの相対的変形モードをとらえたにとどまっているものの、三次元計測結果から周辺護岸変状との相関が大きいことが明らかとなった。

単杭を対象とした解析結果から、杭体の顕著な破壊は慣性力が、また残留変形については地盤変位がそれぞれ主たる原因であると推察された。これより杭体が破壊した後に、地盤変位（地盤の全体的な動き）により杭が大きく変形した可能性もあると考えられる。

今後この種の検討には地盤変形の予測が重要である。地震時における地盤と構造物の剛性低下は重要な課題であり、今後さらなる検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1)中島裕之・足立幸郎・長沼敏彦：都市高速道路の被災状況と復旧の概要、橋梁と基礎、96-8, pp.36-39, 1996年8月。
- 2)南莊淳・足立幸郎：阪神高速道路における基礎構造物の損傷調査、橋梁と基礎、96-8, pp.152-155, 1996年8月。
- 3)阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター：埋立地盤の基礎構造物に関する震災調査研究、平成8年12月。
- 4)阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－、平成9年9月。
- 5)渋谷光宣・清水文夫・前孝一他：液状化地盤における杭基礎の地震時安全性照査、土木学会 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 605-610, 1996年1月。
- 6)岡下勝彦・馬川和典・小島省一：ハーバーハイウェイ基礎の増杭、橋梁と基礎、96-8, pp.73-77, 1996年8月。
- 7)岡下勝彦・木全宏之・仲佐俊之他：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の検証、土木学会 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 605-610, 1996年1月。
- 8)岡下勝彦・大澤一郎：神戸大橋ポートピア大橋ケーソン基礎の被害と対策工法、基礎工,, vol. 25, No. 9, pp.66-72, 1997年9月。
- 9)南兼一郎・高橋邦夫・横田弘・園山哲夫・川端規之・関口宏二：神戸港T桟橋の被害状況と静的および

動的解析, 基礎工, vol. 25, No. 9, pp. 112-119, 1997 年 9 月.

- 10)高橋邦夫・南兼一郎・横田弘・園山哲夫・辰見タ一・野路正浩: 神戸港における縦桟橋の地震被災調査と静的弾塑性解析, 基礎工, vol. 25, No. 10, pp. 104-110, 1997 年 10 月.
- 11)南兼一郎・高橋邦夫・園山哲夫・横田弘・川端規之・関口宏二・辰見タ一: 神戸港における横桟橋の被害調査と動的相互作用解析, 第 24 回地震工学研究発表会, vol. 1, pp. 693-696, 1997 年 7 月.
- 12)高橋邦夫・南兼一郎・園山哲夫・横田弘・鈴木規彦・野路正浩: 神戸港における縦桟橋及びドルフィンの被害調査と静的相互作用解析, 第 24 回地震工学研究発表会, vol. 1, pp. 696-700, 1997 年 7 月.
- 13)運輸省港湾局, 港湾技術研究所, 第三港湾建設局: 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設など被害報告書, 1997 年.
- 14)高橋邦夫・壹岐幸史: 杭の横抵抗における捨石層の評価, 港湾技術研究所報告, 第 30 卷第 2 号, 1991 年.
- 15)気象庁: 地震概況, 日本地震学会ニュースレター, vol.6, No.6, pp.23-25, 1995.
- 16)寺田昌史・國分幸二: 神戸市内の電源の復旧をめざして, 土木学会誌, pp.44-45, 1995 年 12 月
- 17)寺田昌史・國分幸二: 火力発電所土木構造物の復旧, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, pp.481-486, 1996 年 1 月.
- 18)広根政義・井門幸人: 火力発電所における貯油タンク基礎杭の被害と補強, 基礎工, 1996 年 10 月.
- 19) 小西 誠: 東灘下水処理場杭基礎の被害と補強, 基礎工 vol. 24, no.10, pp.88-93, 1996 年 10 月.
- 20) 濱田ら: 1995 年兵庫県南部地震における液状化, 地盤の永久変位, 地盤条件, (財) 地震予知総合研究振興会, 1995 年 9 月.
- 21) 足立 紀尚ら: 3 次元弾塑性 F E M による実杭大変形水平載荷試験に関する挙動解析, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.215 ~ 222, 1995.
- 22) 中井敏男・竹中恭三・姫野健一・志岐秀信: 兵庫県南部地震による下水処理場基礎杭の被害事例(速報), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 1653-1654, 平成 9 年 7 月.
- 23) 中山 学ら: 兵庫県南部地震による下水処理場基礎杭の被害事例, 第 52 回年次学術講演会 土木学会, 1998.

7.3.1 繰返し水平荷重を受ける鋼管群杭基礎の変形挙動

杭基礎構造物は、巨大地震時でも変形性能を失わず、上部構造物を支持できる水平耐力を有する必要がある。木村ら¹⁾はこれまでに、室内での気中場や遠心場で鋼管模型群杭に軸力作用下で繰返し水平荷重を与え、変形性能を調査した。さらに、杭端を自由条件とし、6本群杭についても実験可能な装置を新たに開発した²⁾。その結果、鉛直抵抗特性を踏まえた鋼管群杭の変形挙動を調べることができたので、ここに報告する。

(1) 実験概要

実験機器全体図を図-7.3.1に示す。杭端の自由条件を確保するため、杭端を土槽底面より約1.4d(d:杭直径)の位置にし、キャップを付け閉端とした。杭端を自由にしたことと、杭端直下の土槽底面に土圧計を設置したことにより、繰返し水平載荷に伴う鉛直方向の挙動を把握できる。また、フーチングの鉛直変位を計測して、フーチングの回転角を求めることができる。模型杭の諸元を表-7.3.1に示す。模型地盤は豊浦標準砂を用いて、相対密度約90%の密な地盤とした。杭1本当たり、表中に示す軸力を作用させた。なお、Nyは全長120mmの供試体に対して行った圧縮試験より求めた降伏荷重である。杭配列は2×2、2×3ボックス配列群杭である。載荷点は地表面から3.3dの高さである。載荷方法は正負交番多サイクルであり、杭径の10%(3回繰返し)から10%刻みで50%まで水平載荷を行い、その後、70%まで一方向に変位させた。遠心加速度は全ての実験において40G下で行った。

(2) 杭中心間隔・フーチング根入れ長・中詰コンクリート長の変形挙動への影響

図-7.3.2に、杭中心間隔を2.5d(s/d=2.5と表示する。s:杭中心間隔)と5.0d(s/d=5.0)とした、4本群杭の荷重-変位関係の包絡線を示す。初期剛性、耐力ともにs/d=5.0の方が大きくなる。また、杭径の20%で繰返し時の1サイクル目の最大変位時で、前方杭(載荷方向に対して前方に位置する杭)のひずみ分布を比較した(図-7.3.3参照)。s/d=5.0では、フーチング直下で引張りひずみが生じ、最大ひずみ発生深さはs/d=2.5よりも深く、絶対値も大きい。ひずみ分布の形状から、s/d=5.0では杭頭固定条件に近くなり、フーチングの回転が拘束されるため、初期剛性・耐力が増加すると考えられる。

フーチング前面の土圧抵抗が群杭の水平抵抗に及ぼす影響を調べた。フーチング根入れ部分もそれ以深の地盤と同様の方法で地盤を作成しており、密な地盤となっている。根入れ長Dfは1.8dとした。図-7.3.4(a)でDf=0とDf≠0の荷重-変位関係の包絡線を比較すると、Df≠0の方が初期剛性は大きくなる。また、フーチング前面に設置

表-7.3.1 杭の諸元

	模型杭	アモトタイヤ換算
杭長(m)	0.38	14.2
杭径d(mm)	25.4	1016
肉厚t(mm)	0.5	20
d/t		50.8
EI(kgf/cm ²)	2.64×10 ¹¹	6.67×10 ¹¹
軸力(4本)	4.8×10^3	304 (0.26Ny)
(tf) 6本	3.6×10^3	230.4 (0.2Ny)

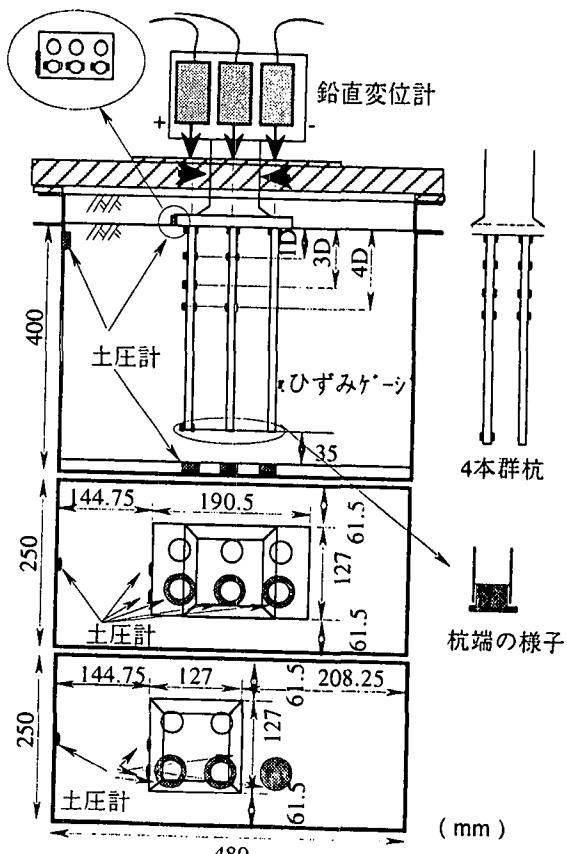


図-7.3.1 実験装置セットアップの様子

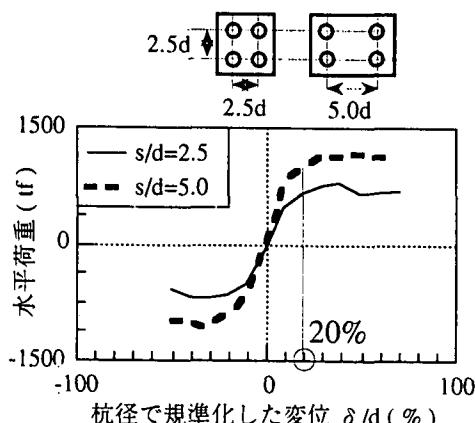


図-7.3.2 荷重変位関係の包絡線

した土圧計の値をもとに、土圧分布を3角形分布と仮定して抵抗面積をかけ、フーチング前面抵抗を求めた。フーチング前面抵抗は杭径の10%以上増加しないことがわかる。さらに、 $Df \neq 0$ の荷重から前面抵抗分を差し引いて $Df=0$ と比較したが、 $Df \neq 0$ での水平抵抗の方が大きくなっている。図-7.3.4 (b)に示すように、同一荷重時(1,200 tf 載荷時)の回転角を比較すると、 $Df=0$ の方が回転角は大きくなつた。つまり、 $Df \neq 0$ では群杭基礎はフーチング前面抵抗を受け、回転が拘束され剛性が向上すると考えられる。

鋼管杭の杭頭部にコンクリートを充填することを中詰というが、ここでは中詰コンクリートが無い場合(中詰無)と杭頭から杭直径の7倍中詰(7D中詰、杭長の約1/2)した場合の変形挙動を比較してみる。中詰無、7D中詰での荷重-変位関係の、1、3サイクル目の包絡線を図-7.3.5に示す。中詰無では繰返すごとに耐力は低下するが、7D中詰試験体では耐力の低下は見られない。図-7.3.6に荷重と回転角の関係を示すが、基礎の回転に与える中詰効果は目立って現れなかった。実験終了後の杭のスケッチを図-7.3.7に示す。中詰無では、杭頭から4Dの深さの位置で大きな座屈が発生しているが、7D中詰時には同じような座屈は見られなかった。繰返し水平載荷時の杭基礎の耐力の低下は、杭地中部での座屈を抑えることで防ぐことができると考えられる。また図-7.3.6から、0.025radを境に回転角が急増する様子がわかる。

道路橋示方書³⁾では、回転角の制限値を0.025radとしており、その妥当性が本実験結果からも確認された。

(3) 繰返し水平載荷を受ける群杭の鉛直方向の変形挙動

群杭基礎に水平荷重を加えると、前方杭は押込み杭となり、後方杭は引抜き杭となる。道路橋示方書³⁾では杭基礎の降伏を、群杭中の全ての杭が降伏状態になった場合と、一列杭の杭頭反力が押し込み支持力、または引抜き支持力に到達した場合と定めている。そこで鉛直方向の変形挙動を把握するため、本繰返し水平載荷実験では、図-7.3.8に示すように、杭端直下の土槽底面に土圧計を設置している。また、曲げ变形の影響を受けにくい杭端にひずみゲージ貼付し軸力を求めた。さらに、単杭の鉛直載荷試験を遠心場で実施し、両実験の底面の土圧、杭端軸力を比較し、鉛直方向の変形挙動について検討した。

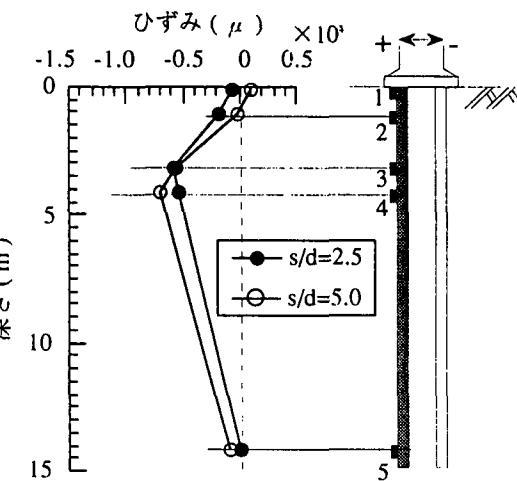


図-7.3.3 ひずみ分布

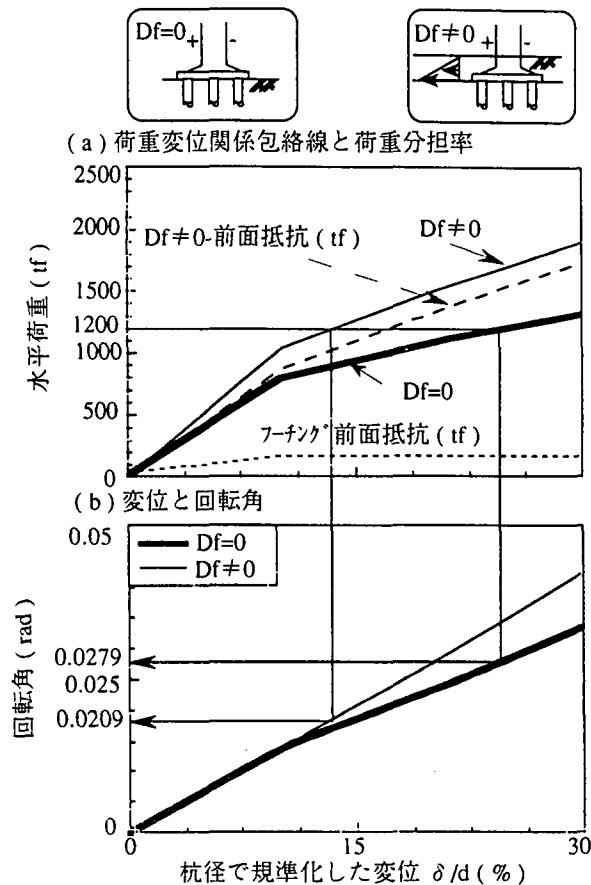


図-7.3.4 $Df=0$ と $Df \neq 0$ の比較

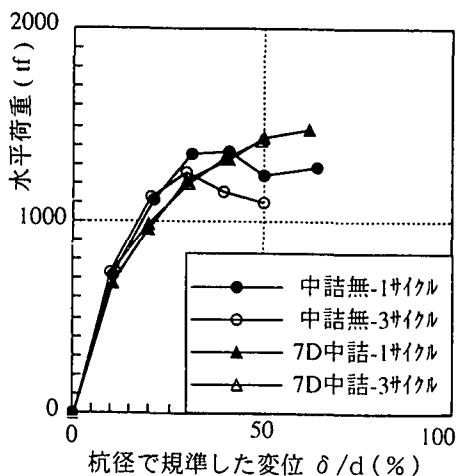


図-7.3.5 包絡線の比較

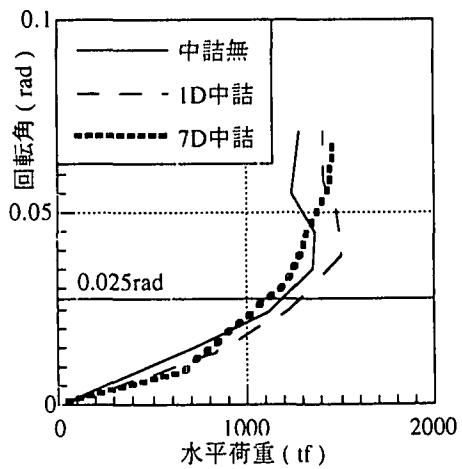


図-7.3.6 回転角 - 荷重関係

ここに示す水平載荷実験では、遠心加速度を40Gとした状態で、上部工の自重により軸力を受ける。遠心場での初期状態（繰返し水平荷重を載荷する前の段階）の底面土圧計の値は 6.36kgf/cm^2 であった。図-7.3.8で斜線部の杭体に発生している軸力分布を図の右に示す。圧縮力を負で表している。鉛直載荷試験で底面土圧が 6.36kgf/cm^2 時の軸力分布も同時に載せている。水平載荷実験結果では杭頭部の軸力が小さく、計測上の問題があったと考えられる。杭地中部では両実験結果での軸力分布はほぼ一致している。

図-7.3.9(a)では、繰返し水平載荷時の杭端軸力と沈下量の関係と、鉛直載荷試験の結果を示す。圧縮力を負で示す。図-7.3.9(b)では両実験での底面土圧と沈下量の関係を示す。なお、水平載荷実験では、図-7.3.9に示す斜線部の杭の結果を取り上げた。ここで、押込み支持力を杭径の10%沈下した時点を杭基礎の降伏点とする。図-7.3.9(a)で、水平載荷初期の沈下量は杭径の16%であった。そこで鉛直載荷試験で沈下量が26%時の底面土圧は 18.51kgf/cm^2 であることから、水平載荷実験で底面土圧が 18.51kgf/cm^2 となる時点を杭基礎の降伏点とした。その結果、降伏点は杭径の20%で繰返し時（1サイクル目）となった。さらに載荷が進むと、沈下量が杭径の40%辺りから軸力、底面土圧とともに頭打ちとなり、低下する傾向にある。沈下量が杭径の40%となる水平変位は30%で、繰返し時の20.61%の時点であった。また、杭体に貼付したひずみゲージの挙動から、この時点で杭頭部に座屈が発生していた。

(4) 6本群杭の破壊メカニズム

図-7.3.10に実験終了後の杭の様子のスケッチと座屈発生点の近傍のひずみ履歴を示す。ひずみ履歴で挙動が急変する様子が観測される。この変位は杭径の40%で繰返し時の23.9%であり、この時点で座屈が起こったと考えられる。同様に他のひずみゲージ貼付位置でも、降伏ひずみや座屈ひずみに達する変位、挙動の急変する変位を把握し、破壊進行の様子を調べた。

以上、検討してきたことをまとめ、6本鋼管群杭の破壊メカニズムを図-7.3.11の水平荷重-変位関係とともに図-7.3.12に示す。

①前方杭の地中部が降伏。

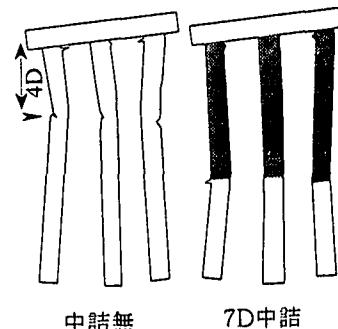
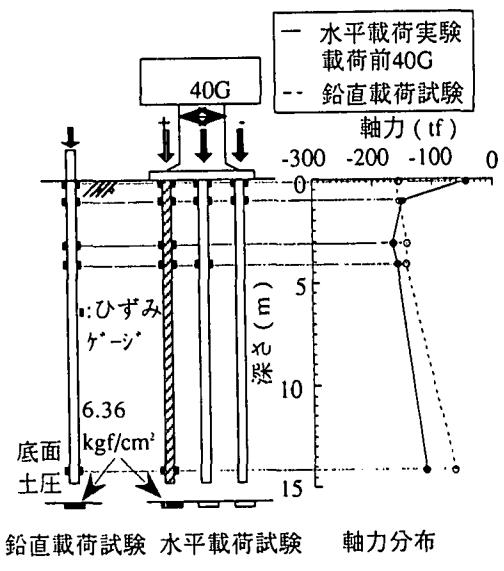


図-7.3.7 実験終了後の杭の様子



鉛直載荷試験 水平載荷試験 軸力分布

図-7.3.8 鉛直・水平載荷試験と軸力分布

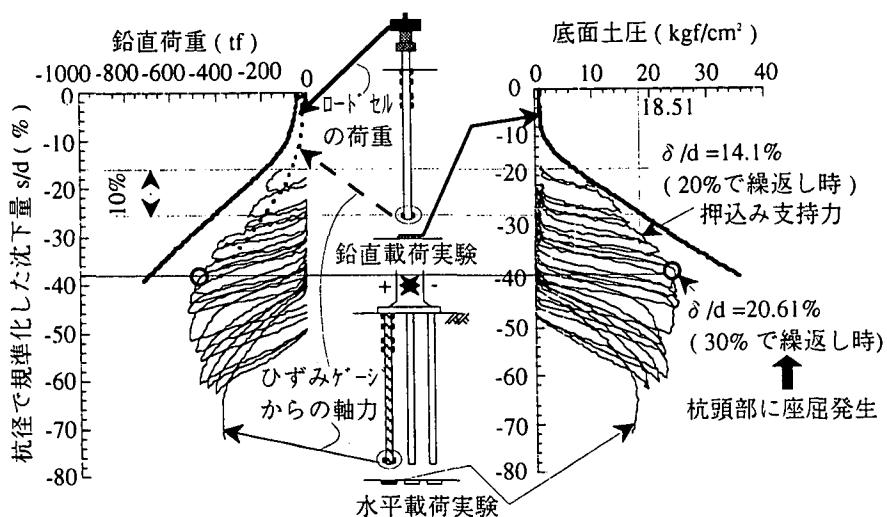


図-7.3.9(a) 鉛直荷重 - 沈下量関係

図-7.3.9(b) 鉛直荷重 - 沈下量関係

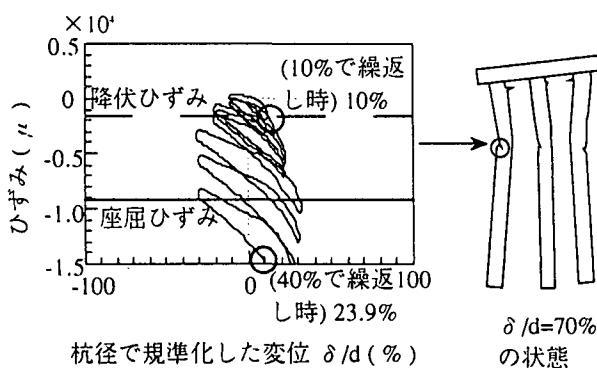


図-7.3.10 杭の破壊の様子とひずみ履歴

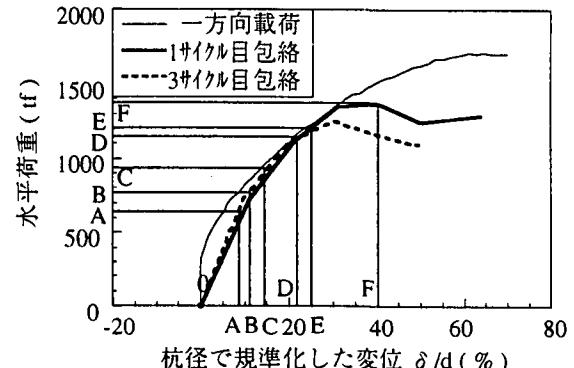


図-7.3.11 荷重変位関係

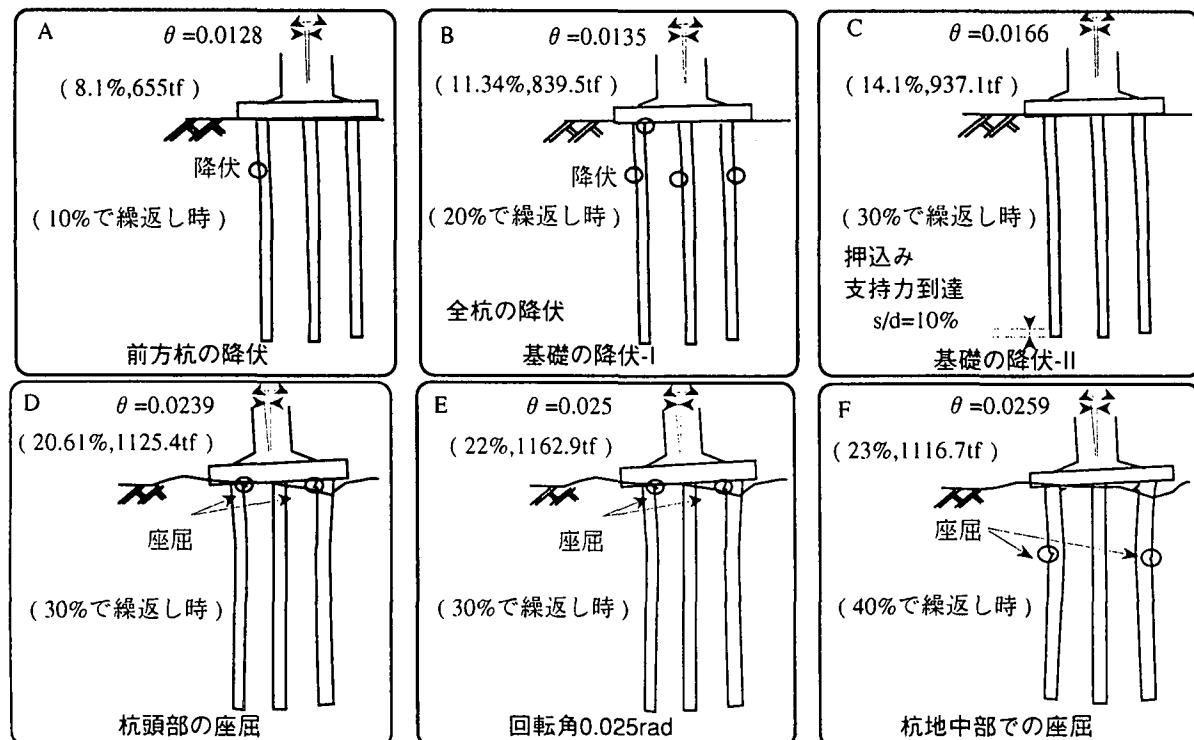


図-7.3.12 6本群杭の破壊メカニズム

- ②全杭の降伏。道路橋示方書³⁾では基礎の降伏と判断する規準の1つである。
 - ③押込み杭が杭径の10%ほど沈下しており、押込み支持力に達する。道路橋示方書では基礎の降伏点と判断するもう一つの規準である。
 - ④杭頭部に座屈が発生する。耐力も繰返すたびに低下する傾向にあり、一方向載荷時より低下していく。また、先に(3)で述べた底面土圧、杭体軸力が頭打ちとなる変位と一致している。
 - ⑤フーチング回転角が0.025radに達する。道路橋示方書で基礎の回転角の制限値の目安としている点である。
 - ⑥杭径の40%で繰返し時の23%に至った点で杭地中部で座屈が生じる。以降、耐力は低下し破壊が進む。
- 以上、鉛直抵抗特性を考慮したうえで繰返し水平荷重を受ける群杭の変形挙動を把握した。今後は、ミニチュアコンクリート杭⁴⁾を用いて、場所打ちコンクリート杭の変形挙動を調査する必要がある。

7.3.2 3次元弾塑性動的有限要素法(DPILE-3D)による群杭基礎の耐震検討

兵庫県南部地震のような大地震における群杭基礎の耐震性を評価する際、通常、震度法と応答変位法が用いられる。地盤・構造物の非線形性を考慮した地盤・上部工・基礎工の一体系3次元非線形動的解析により杭基礎の耐震評価を行うのは理想であるが、解析手法やコンピュータの制限により、この方法は現段階では確立されていない。そこで、本報告では、一体系の静的・動的解析コードDPILE-3Dを新たに開発し(京都大学、中央復建コンサルタント(株)、(財)鉄道総合技術研究所の共同研究)、震度法、応答変位法の妥当性を検討する⁶⁾。

(1) 検討方法

大地震の場合、上部工、杭基礎の塑性化および地盤の降伏が予想される。木村ら⁷⁾は群杭の終局挙動を適切に表現しうる三次元弾塑性静的有限要素解析コード(GPILE-3D)を用いて、震度法により杭基礎の耐震性評価を行った。この検討法は、まず地盤・上部工・基礎工一体系をSway-Rockingモデル(SRモデル)に置き換えて動的解析を行う。この場合、地盤・杭基礎の非線形相互作用がGPILE-3Dにより等価バネで評価される。次に、動的解析により得られた等価バネに作用する力を外力として、上部工を除いた基礎・地盤を対象に、再びGPILE-3Dにより杭の発生断面力を求める。この方法は分離法ともいわれ、地盤変形による杭の発生断面力を無視するものである。なお、GPILE-3Dは杭体の軸力変動による剛性変化を評価できる解析手法である。

そこで本報告は、弾塑性静的・動的解析コードDPILE-3D(GPILE-3DのDynamicバージョンであるためDを付けて)を新たに開発し、震度法・3次元FEM応答変形法・一体系動的解析法を用いて、軟弱地盤における杭基礎の耐震検討を行う。解析において、地盤を非関連流れ則Drucker-Prager基準に従う弾・完全塑性体と仮定し(図-7.3.13に関連流れ則と非関連流れ則の理論値の比較を示す)、構造物をM-φ関係の履歴減衰を考慮したトリリニアビーム要素でモデル化した。

(2) 杭基礎の耐震評価

検討の対象とする高架橋の構造一般図は図-7.3.14に示す通りであり、杭基礎は2×2本の直径1.2m長さ20mの場所打ち杭からなる。

a) 分離法で検討する場合

まず図-7.3.15に示すような有限要素メッシュを用いて静的解析により等価バネを求める。図-7.3.16に水平バネの荷重-変形曲線を示す。この履歴ループに基づいて、等価バネの弾塑性復元力特性を図-7.3.17に示すようなトリリニアモデルに設定した。表-7.3.2、表-7.3.3、表-7.3.4はそれぞれ地盤定数、部材の非線形特性および等価バネ

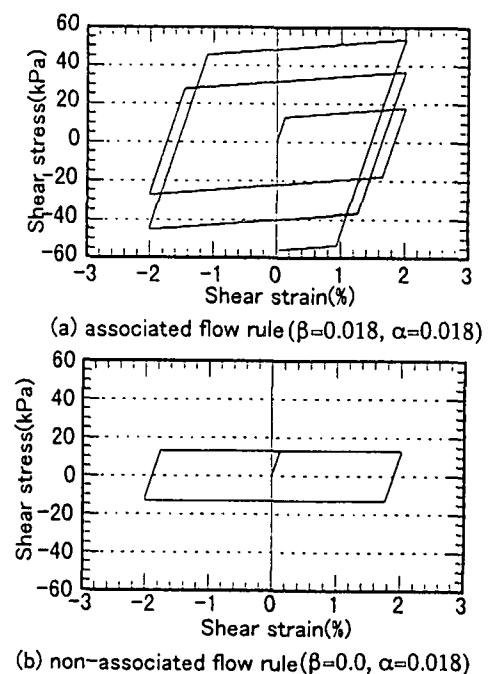


図-7.3.13 関連流れ則と非関連流れ則の中空ねじりせん断試験の理論値

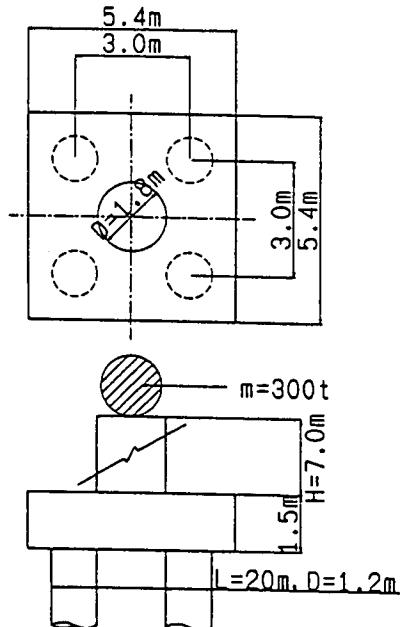


図-7.3.14 構造一般図

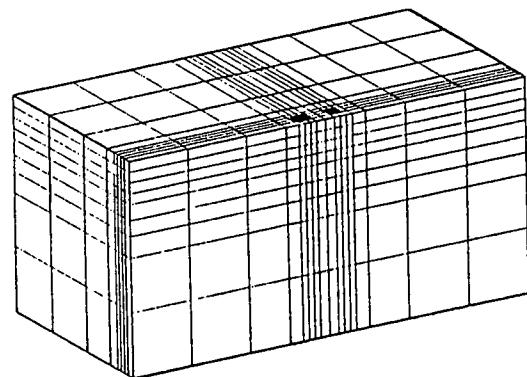


図-7.3.15 3次元FEMメッシュ

値を示している。次に、簡略されたSRモデルを対象に、動的解析を行う。得られた水平バネと回転バネの最大発生力はそれぞれ143.2tfと879.7tf・mであった。これらの力を外力として、再度静的解析により杭の断面力を求めることとする。

b)FEM 応答変位法で検討する場合

地盤の変形を正弦波分布と仮定し、その地表面の変位を一体系の動的解析により得られた地表面最大変位とする。解析において、フーチング両サイドから1m離れた2鉛直面に強制分布変位を与えて、増分法で解析を行う。一体系動的解析を行う場合、解析に用いるFEMメッシュは静的解析と同様で、また、上部工はSRモデルと同様のビーム要素である。

c)動的解析の場合

地盤あるいは等価バネの減衰を10%、杭と柱の減衰を5%に設定した。解析手法はNewmark- β 法で時間刻みは0.005秒である。図-7.3.18に示すように入力地震波は鉄道設計基準のG0C波である。

図-7.3.19に一体系動的解析により得られた杭頭及び地下4mにおける杭のM- ϕ 履歴を示す。図-7.3.20、図-

7.3.21に、一体系動的解析、およびSRモデルでの動的解析により得られた柱上端の応答変位および杭下端のM- ϕ 履歴を示す。両者の差はほとんどないことがわかる。

図-7.3.22に各手法により得られた杭の曲げモーメント分布の比較を示す。分離法によって得られる杭の曲げモーメントは小さく、杭頭部に集中しているのに対し、動的解析と応答変位法で得られる曲げモーメン

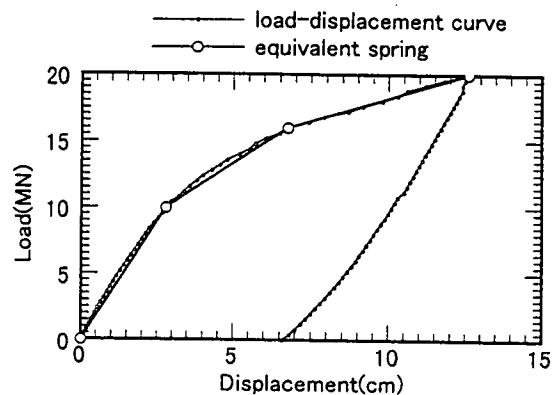


図-7.3.16 水平バネの荷重-変位関係

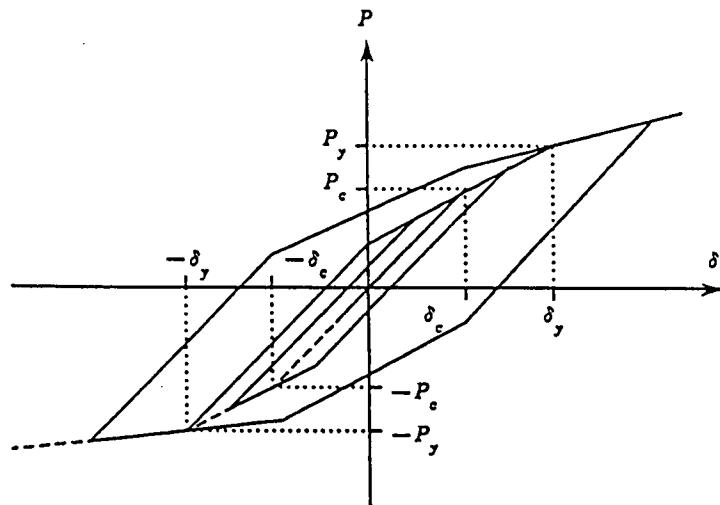


図-7.3.17 トリリニアモデル

表 -7.3.2 地盤定数

layer	depth (m)	soil	unit weight (kN/m ³)	\bar{N} value	E (MPa)	Poisson ratio	cohesion (MPa)	frictional angle (Degree)
1	4	clay	16.0	8	20.0	0.40	0.04	4
2	16	sand	18.0	20	50.0	0.30	0.0	30

表 -7.3.3 部材の非線形特性

material	compression strength of concrete (MPa)	yield strength of reinforcement (MPa)	reinforcement	M_c (kN*M)	M_y (kN*M)	M_u (kN*M)	ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
pile	24.0	300.0	D29-24	702.2	1591.0	2230.2	2.759×10^{-4}	2.325×10^{-3}	1.103×10^{-2}
pier	24.0	400.0	D35-44	2591.0	8799.0	11867.0	2.011×10^{-4}	1.889×10^{-3}	6.285×10^{-3}

Young's modulus of concrete = 2.5×10^4 (MPa)

表 -7.3.4 水平等価バネの非線形性

P_e (MN)	P_y (MN)	P_u (MN)	δ_e (m)	δ_y (m)	δ_u (m)
10.0	16.0	20.0	0.0279	0.0675	0.126

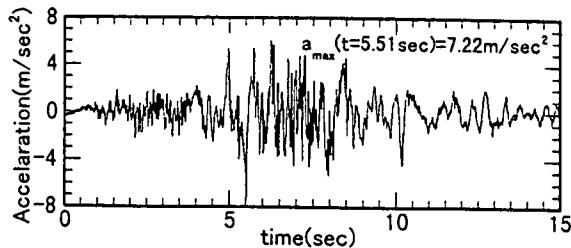


図 -7.3.18 入力地震波

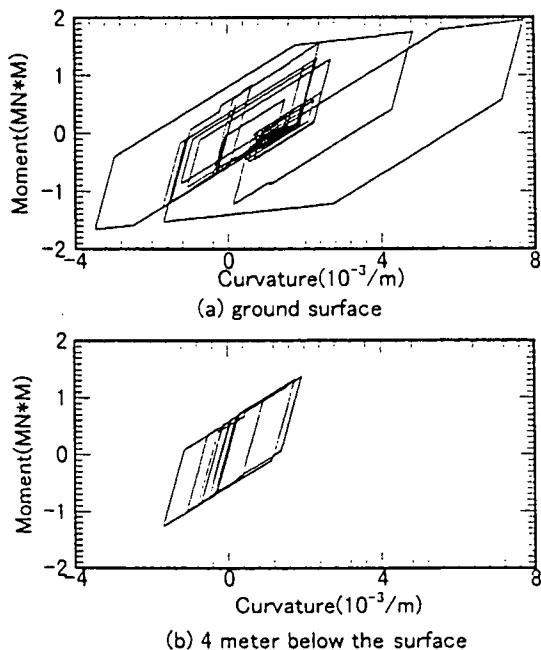


図 -7.3.19 杭の M-φ 応答履歴

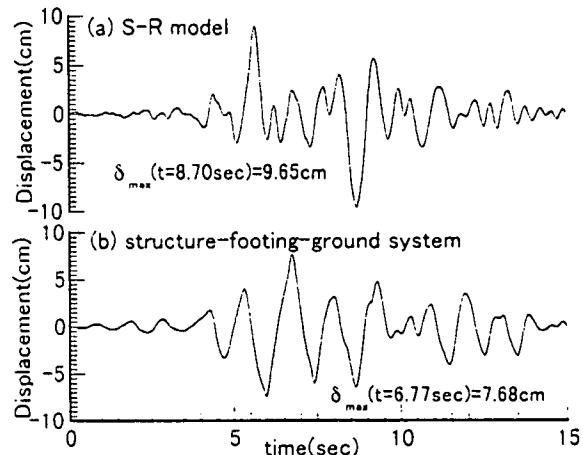


図 -7.3.20 柱上端の応答変位時刻歴の比較

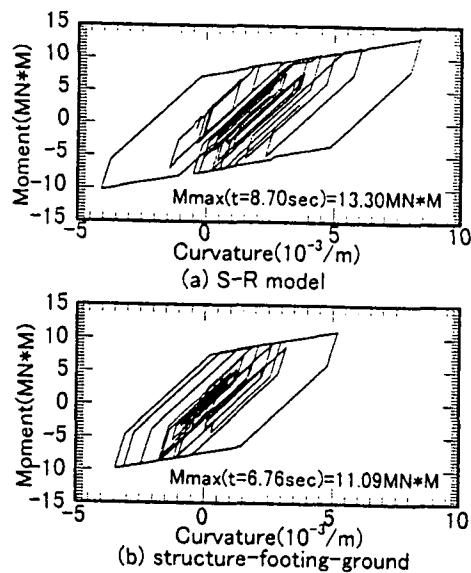


図-7.3.21 柱下端のM-φ応答履歴曲線の比較

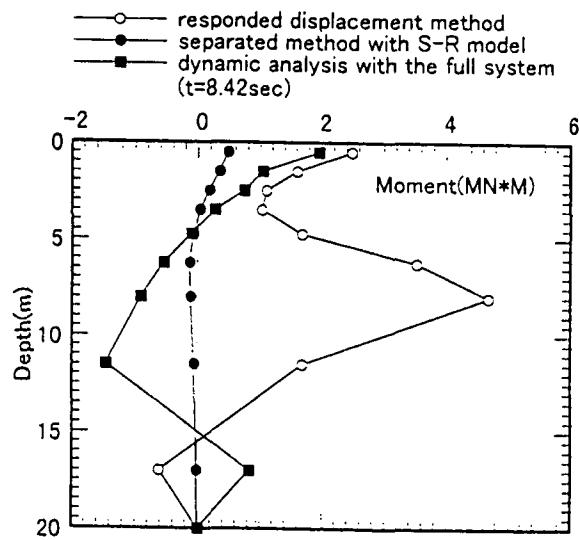


図-7.3.22 杭の曲げモーメント分布の比較

トは地中部での分布形状が違うが、杭頭部ではオーダが一致していることが分かる。地盤の変形による杭の発生断面力が支配的となっている。解析ではフーチング両サイドから1m離れた2鉛直面に強制分布変位を与えており、解析上どの位置に強制変位を与えることが妥当かを今後検討する必要がある。

以上の一連の静的・動的解析はすべて DGPILE-3D により実施されたものである。結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 上部工だけに着目すると、簡便さの点から SR モデルが有効である。
 - 2) 今回の杭と地盤の条件では、地盤の変形による杭の発生断面力が支配的であり、無視できない。
- 今後は種々の地盤条件や杭種・構造条件で同様の解析を行い、さらなる検討が必要と思われる。

参考文献

- 1)木村亮・山仲徹・福林良典・吉田敦：軸力を考慮した4本鋼管群杭の保有水平耐力に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第40号B-2, pp.31-45, 1997.
- 2)福林良典：繰返し水平荷重を受ける鋼管群杭基礎の変形挙動に関する実験的研究，京都大学大学院工学研究科修士論文，1998。
- 3)日本道路協会：道路橋示方書，同解説IV下部構造編，1996。
- 4)木村亮・足立紀尚・小林秀人：水平力を受ける鉄筋コンクリート群杭の終局挙動に関する遠心模型実験，京都大学防災研究所年報，第38号B-2, pp.67-82, 1995。
- 5)Kimura, M., Adachi, T., Yamanaka, T., Fukubayashi, Y. and Boonyatee, T. : Failure Mechanism of Laterally Loaded Concrete Piles by Centrifugal Model Tests, Proc. of The Int. Conf. on FOUNDATION FAILURES, Singapore, pp.417-426, 1997.
- 6)Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic Evaluation of Pile Foundation by 3-D Finite Element Analyses, 7th Int. Conf. & Exhibition on Piling and Deep Foundations, Vienna, 1998 (in press).
- 7)木村亮・田中隆一郎・張鋒・田中玲光：3次元弾塑性有限要素法による杭基礎構造物の耐震性能評価について，第24回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会地震工学委員会，pp.637-640, 1997.

7.4 今後の技術動向と展開

本WGでは、1) 兵庫県南部地震で基礎構造物はどのような挙動をしたか、2) 損傷度の調査はどのように実施されたか、3) 復旧方法にはどのような手法を取ったか、に対して、事例研究を通して理解を深め、今後の技術動向と展開に対して議論を重ねた。WGで検討された設計法・損傷度評価法・対策法に関するメンバーの意見を紹介することにより、本章の終りとする。

7.4.1 設計法の方向性

- (1) 兵庫県南部地震以降、土木学会の提言を受けた2段階設計（レベル1地震動とレベル2地震動を考慮）が耐震設計法の主流となっている。特に基礎構造物については、道路系の道路橋示方書（日本道路協会）と鉄道系の基礎標準（鉄道総合技術研究所）が改訂され、兵庫県南部地震クラスの地震を想定した大地震においても、基礎構造物の壊れない設計手法が提案された。したがって、現時点ではとりあえず上記の基準に準拠すれば、基礎構造物（杭基礎、ケーソン基礎、直接基礎他）の耐震設計を行う事ができる。しかしながら、道路系、鉄道系においても、まだ多くの課題を残しており、鋭意、研究が進められている状況にある。また、道路、鉄道以外にも港湾構造物、河川構造物、上下水道構造物、建築構造物等の種々の基礎構造物があるが、それぞれで耐震設計の方法が異なっており、耐震設計時に設計者を混乱させる一因となっている。
- 以下に現時点における基礎構造物設計時の課題を列挙する。
- ①地盤と構造物の動的相互作用に係わる問題は未解明の部分が多く、現時点の耐震設計基準にはほとんど取り入れられていない。
 - ②液状化地盤における基礎構造物の挙動も数多くの実験的、解析的研究が進められているが、定量的な評価が確立できていない。
 - ③各地域の特性（活断層の存在、地盤特性等）を考慮した入力地震動の設定ができていない。
 - ④動的応答解析を含めて新しい耐震設計法は複雑であり、工期、費用の面から全ての構造物に耐震設計を適用するのが不可能となっている。重要でない構造物に適用する簡易な耐震設計法の提案も望まれている。
- (2) 道路橋基礎の設計は現在、道路橋示方書（平成8年）に基づき設計することとなっている。道路橋示方書では、基礎構造物についても橋脚と同様に地震時保有水平耐力法による耐震設計や地盤の液状化に伴う側方流動に対する設計を取り入れている。保有耐力法は、橋梁の各パーツで個々に行われるようになっているが、より合理的な設計として、橋梁を全体系でとらえて、被災メカニズムの想定に基づく各パーツの関連付けをした設計が求められる。側方流動については、震災前から研究されているところであるが、現象がすべて解明されている訳ではなく、側方流動の実現象が設計に十分反映されているとは思えない。ただ、今回の地震で側方流動により基礎が被災したのは事実であるので、被災メカニズムの解明を進めて、それに見合った地震荷重（大きさ、作用時間等）を想定する必要がある。
- (3) 基礎杭の損傷を解析してみると、慣性力からだけでは損傷を説明できず、地盤の応答変位を考慮し、これを荷重として付加することにより一定の説明ができることが明らかとなっている。このことは、従来、地中構造物の耐震計算で用いられてきた応答変位法を、基礎の耐震計算に応用できる可能性を示唆している。なお、コンピュータの能力の向上は著しく、パソコンレベルでも相当高度な解析が出来るようになっている。耐震計算手法として、従来型の簡易手法ではなく、地盤・基礎・構造物の相互作用を考慮して一体として解析するFEMによる動的解析手法が標準となる時代もそこまで来ているように思われる。
- (4) 動的解析が必須のアイテムになりつつあるが、入力基盤の設定、地盤のモデル化、各種地盤のパラメータの決定など、難しい工学的判断を下さなければならぬ場面に数多く直面しなければならない。「全ての技術者が大きな間違いもなく対応できるのだろうか」という次元の低い、しかし本質的な疑問を抱かざる負えない。一方、動的解析を必要とするほど重要度が高くない、あるいはシンプルな形状である構造物（実務の多くが該当すると思われる）に対して、地盤の応答変位を考慮した静的な設計法を構築することが急務ではないかと感じる。
- (5) 地震時保有水平耐力法による過大設計を緩和するという位置づけで、全体系を考慮した動的解析を耐震

設計に積極的に導入する必要がある。例えば、一般に地震時保有水平耐力法による杭基礎フーチングの耐震設計では、杭反力を作用させる設計法をとることもあり、フーチングに発生するせん断応力が過大となる傾向にある。これに伴うフーチングの大規模化は、逆に杭本体に悪影響を及ぼす結果となり、更なる過大設計を招くことになる。動的解析をこのような過大設計を緩和させるという位置づけで積極的に導入していくべきと考えられる。

- (6) 基礎構造物の耐震性評価は、上部工、基礎構造物、地盤を一体系の非線形動的応答解析による必要があるが、地盤と構造物の相互作用、地盤と基礎構造物の非線形性等の制約があり、現時点では確立された手法がない。これらは、平面ひずみ問題として扱う地盤と3次元問題として扱うべき上部工・基礎等の構造物の相互作用を考慮する必要があり、しかも、非線形問題として動的に検討しなければならないための制約である。そこで、いくつかの方法が提案されているが、以下に示すように橋脚より上部の構造物と地盤～基礎の構造系を分離して解析する方法が取られる。

①上部工動的応答解析：基礎と地盤を相互作用を考慮したバネに置換し、バネ端部に地表面加速度を入力して動的応答解析を実施する。ここで、上部工および橋脚を非線形梁要素または線形梁要素でモデル化する。

②基礎構造物の2次元非線形モデルによる静的解析：上部工動的応答解析による橋脚下端の最大応答反力を上限として入力し、静的解析を荷重増分法で実施する。ここで、地盤・基礎は非線形性を評価する。

上記解析例において、②の段階で地盤変形を同時に考慮することができれば、上述した問題が解決できる。ここで、変形量、変位分布、地盤バネ、慣性力等のパラメータの相互の関連及び定数をどのように定めたらよいか未解明であるので、今後以下の事項を究明する必要がある。

a) 基礎の被災状況のシミュレーションによる基礎の動的挙動メカニズムの解明

例えば、3次元動的応答解析等により正解に近い検討を実施し、その成果と対比する形で設計実務レベルの簡便な方法を提案する。この場合、以下の点に着目する必要がある。

- ・入力地震動の設定（観測波形と被災サイトの波形を同一とできるか？）
- ・地盤の非線形評価（一般的評価は、サイトの状態をどの程度再現しているか？）
- ・地盤変形量・変形分布の評価（全応力解析か有効応力解析か？、静的解析か動的解析か？）
- ・地盤バネの評価（地震時のひずみレベルの評価とバネの設定）

b) 1)を踏まえたモデル化（上部・下部工の連成方法、地盤の非線形評価方法等）および解析手法の確立。

- (7) 設計に携わる立場から言えば、動的解析など相当の労力を割く必要のある事例が増えてきているが、事例を積み重ねて、静的に設計できる基準が作成されることが望まれる。ただし、事業全体の中での「研究」や「設計」の重要性が増したのはいい方向であり、設計者の個性を活かせる環境が整ってきたのは大事なことではある。

- (8) 例えば、液状化判定については、従来から現行基準の差異について言及されている。震災後、各基準ごとに見直しがなされたが、統一的な判定法への動きは見られない。例えば、下水道施設と上水道施設では、類似の構造物があるにもかかわらず、改定後の指針での液状化判定法は、前者が道路橋示方書、後者が建築指針に準ずる内容となっているなどの差異がある。「地盤は一つだから、統一的な判定法や考え方方が必要」との見解は、基礎の設計法に関してもその実現にはまだ多くの時間がかかりそうである。

7.4.2 損傷度評価法と対策法の方向性

- (1) 道路橋基礎については、震災をふまえて対策が必要となるのは、地盤の液状化に伴う側方流動である。側方流動対策としては、いろいろな方法についての実験が実施され、提案されているが、現在最も実際的なのは増杭工法である。ただし、この工法は工事費が高く広い施工スペースが必要になるなど、一般化するには問題点も多い。また、力には力で対抗しようとする考え方にも限界があるであろう。そこで、さしあたり対策事業としては増杭工法を行いつつ、より経済的で、施工も楽な対策工法を実験や試験施工の動向を見ながら検討していくのが、今後の方向性といえる。しかし、ここでいう地盤の側方流動は、護岸近傍の橋脚に対して護岸が変位することを前提としたものが主であり、仮に護岸の変位を押

さえることができれば橋脚についての対策はもっと軽微なものとなるであろう。したがって、より合理的な対策方法の検討は、護岸とその背面の構造物を一体に考えるべきものであろう。

- (2) 基礎構造物の地震対策には地震前の対策（震前補強）と地震後の対策（復旧：応急復旧と原形復旧）がある。また、震前補強は新設構造物と既設構造物で大きく考え方異なる。新設構造物の地震対策（震前補強）は耐震設計の延長として設計時に実施されるもので、比較的容易に取り扱うことが可能である。一方、既設の基礎構造物の補強や地震により損傷を受けた基礎構造物の対策は困難である。現行の耐震設計基準においても、これらに関する記述は極めて少なく、兵庫県南部地震後の大きな課題である。

兵庫県南部地震において損傷を受けた基礎構造物は、各管理機関がそれぞれ独自に技術的判断のもとで対策（復旧）を講じた。各事例を集約すると、基礎種別（杭基礎等）ごとに損傷レベルと現場条件に応じた対策方法が見出せる。今後、基礎構造物の地震時の復旧方法に係わるガイドラインが求められることになる。なお、基礎構造物は地中に存在することから、被害レベルの把握が困難である。合わせて、非破壊試験等による基礎構造物の損傷調査手法の開発が急務となる。

- (3) 現在でも曖昧なものとして“杭頭固定度”さらには“杭とフーチングの連結方法”があるのではなかろうか。より現実に即した（施工も加味した）指針が必要と思われる。また、杭頭の補強方法として、鋼管杭における中詰めコンクリートの深さや合成杭における鋼管巻きの長さ（钢管巻き部分の下端で折損した建築事例あり）などをどの程度にすべきかといった研究成果が待たれるところである。
- (4) 基礎被害の調査方法には、掘削・目視、ボアホールカメラ、SIT、GPSなど多くの調査方法が採用された。被災地調査はできるだけ迅速になされる必要がある。そういう意味で、SITによる調査が多く採り入れられ、それなりの成果が出たことは意義深いことである。ただし、最も確実な方法とされているボアホールカメラと、位置、大きさが十分な精度で一致するまでは至っていない現状のようである。研究を重ねて精度を上げることは可能のことであり、更なる研究開発を期待したい方法である。また、GPSによる位置調査は、精度的には十分確立されており、全国規模での日常からの利用が今後重ねられると、地理情報システムとの連動で被災調査にも十分活用でき、被災メカニズム研究に大いに役立つものと考える。

既設の軽度の損傷を受けた杭に対する評価に関しては、変形係数を若干低減して鉛直力及び水平力を負担するという考え方と、鉛直力だけを負担し、水平力に対しては評価しないという2通りの考えがある。震災後、少しでも早く復旧する必要があったので、評価が分かれたのは仕方がないと思われる。今後に向けて損傷を受けた杭を、損傷程度と期待できる耐力とを相関付けた解釈が一般化される必要がある。実物損傷杭を用いた実験結果などは、その意味でも大きな成果である。

- (5) 不静定次数が高く、安全率が大きくなっている建築構造物では、基礎杭の一部が破損しても、建物全体が壊れる（破壊する）ことは少なく、基礎に異常があつても（後に判明することであるが）存続し続ける建物は多い。従って、結果的に基礎の一部に破損を許して上部工への入力を少なくするという現象もある程度容認される。しかしながら、高架構造物のように基礎に異常があれば線上の構造物全体でカバーするというよりも、その部分により全体が機能にくくなる（例えば通行不能）というケースでは、上造構造物と基礎構造物を一体とした設計思想が重要であると共に、地震後の基礎の損傷の診断方法と損傷の程度に対する評価方法が、全体としての構造物診断に必要となる。

また、構造物診断に関しては、杭基礎の中間部から深部にまでみられたひび割れの原因が判然とせず（地層の剛性の違い、あるいは第2塑性ヒンジ等）、破損モード・メカニズムが依然として不明のままである。被害原因を追求・解明することは、新しい設計法を確立することができる一方、既存の建物に対しては、将来再び起こるであろう地震に対する事後の構造物診断として、“どこを調査したら良いのか”“どの位置から調査したら良いのか”という調査・診断フローを明確にすることも可能となる。このソフト的分野と共に調査手法そのものの開発も重要なテーマと考えられる。道路橋の基礎に対して実施された調査手法は、そのベースとなるものと考えられる。また、局所的な被害が構造物全体の機能に及ぼす度合を定量的に把握する、文字通りの診断技術の確立が必要となる。この際、常時微動を用いた基礎と構造物全体の評価方法は今後有効な手法になるのではなかろうか。

8 地盤災害の総合的検討

地盤・基礎分科会では、阪神淡路大震災における各種地盤災害の実態を把握し、その被害原因と地盤条件等との関係を研究するため、第3章～第7章で示したように、埋立地や河川構造物などをはじめとして種々の構造物に分類し、各構造物毎の被害調査と原因究明を行った。その調査結果は各章で整理・検討されたように、構造物毎に特徴ある被害状況が明らかとなってきた。

しかしながら、地盤関係の地震災害においては、地盤の動的挙動の特徴である1)液状化現象の発生や、2)地盤種別の相違による地震動増幅の現象が、各構造物の地震被害の発生規模に大きく影響を及ぼしていると考えられる。これら2つの現象は、今回の地震災害の発生状況を理解するための共通の規準線となるべきものと考えられ、これら2項目に関する研究の現状、あるいはどのような課題が提起されたかを整理することは、今後の阪神地域における地震被害の発生を検討する上で非常に重要であると考えられる。

以下の節では、上述の地盤の液状化問題と、地震動および被害規模との関係に関する問題について整理し、両問題における解明事項の把握と今後の検討が必要な課題を提示する。

8.1 液状化問題

阪神大震災では、地盤の液状化が関与したと思われる被害が広範な地域と様々な構造物について報告されている。それらの被害事例を、対象構造物毎に分類してみると表-8.1.1のようなものが考えられる。

表-8.1.1 地盤の液状化が関与した被害事例

構造物名	被害事例
山地造成地盤	宝塚市仁川における造成斜面の崩壊
平地自然地盤	尼崎築地地区地盤沈下による建物被害
臨海埋立地盤	神戸港域埋立地における噴砂・噴泥現象、地盤沈下
河川構造物	淀川左岸堤防の崩壊
港湾構造物	神戸港全域の重力式ケーソン護岸の崩壊
地下構造物	神戸及び阪神臨海部での上下水道管等の地下埋設管破損
土構造物	西宮ニテコ池中仕切り堤の崩壊
構造物基礎	臨海部高架・建築構造物の杭基礎破断及び水平クラック

これらの被害事例の一部は本編に記載されているが、事例の多くは既に土木学会及び地盤工学会関係の被害調査報告書等により発表されている。本節は、液状化被害事例についての総括を目的とするのではなく、地震以降に急速に整備・改訂されつつある液状化被害に対する工学的対応と研究の現状について整理し、今後検討すべき課題を抽出することを目的とする。多大な地震被害を受けた構造物を管理する機関では、復旧作業にあわせて各種設計指針の改訂作業が急ピッチで行われ、また関西地域の地方自治体においても将来の防災対策としての地震被害想定の作業が地震直後から実施されている。これらの作業では、液状化地盤判定のための基準整備やその対応策の確立が必要となる。しかし、地盤関係の被害では調査及び被害結果の分析・公表には時間を要することが多く、広範囲の調査・分析結果に基づく横断的な判断を確立することが困難なためか、進捗が急がれる復旧・復興工事あるいは防災計画に対して、個々の関係機関が液状化被害への独自の対応策を打ち出しているのが現状のようである。その結果、液状化判定に関して、平成8年には道路橋示方書の改訂^⑪、さらに平成9年には埋立地の液状化対策ハンドブックの改訂^⑫などが実施された。

ここでは、表-8.1.1に示したような液状化に関する多様な諸問題を整理する方法として、調査・設計・施工といった3つの内容に区分することを考える。すなわち、液状化に関する事項を、1)液状化調査および判定に関する問題、2)液状化解析および設計法に関する問題、3)液状化対策工に関する問題のように、調査・設計・施工におおよそ対応するように検討項目を分類して問題の整理を行った。

8.1.1 液状化調査および判定に関する問題

今回の地震による液状化被害では、以下のような問題が提起された。すなわち、今回のような直下型の大規模地震動により、神戸ポートアイランドを代表例として、粗粒分を多く含み粒度が良い材料である、まさ土地盤での液状化発生、さらには、ポートアイランドおよび六甲アイランド周辺護岸ケーソン下部置

換砂の液状化のように、従来の検討深度を超える深い位置での液状化発生が注目視された。このため、建設省土木研究所と、運輸省港湾技術研究所で精力的な液状化調査および判定に関する問題解明が行われ、液状化調査および判定に関して新たな方向性が打ち出された。

液状化の調査・判定法に関しては、前出の3.3節においても議論されているように、震災前後で表-3.3.6のように対象構造物管理者毎に多数の指針が刊行されており、実務技術者においては対象構造物毎に各指針に従って液状化判定法を実施する必要がある。地盤・基礎分科会では活動当初より、震災調査研究の最終目標として第1章に述べたように、関西地域の地盤特性の地域的変化を十分に考慮し、耐震設計に関する地盤・地震工学上の統一的な見解の確立が最も重要であると考えている。そのためには、例えば液状化判定においても、統一的な解釈が必要であると思われるが、構築対象の地盤が同一であるにもかかわらず、対象構造物の違いに応じて、相違の大小が在るとしても、異なった液状化判定指針が存在することに注目すべきであろう。

以下では液状化調査・判定法に関して、地震後に見直しが行われた項目を取り上げ、各項目についての対応策の問題点と研究の現状を整理する。なお、液状化判定においては、基本的に外力としての地震力によるせん断応力(L)と地盤の液状化強度(R)との比較により、液状化の有無が判定される。また、設計指針としては「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」¹⁾、「埋立地の液状化対策ハンドブック」²⁾、「建築基礎構造設計指針」³⁾を主に比較・検討した。

(1) 直下型及び海洋型地震への対応

直下型と海洋型地震との地震動の違いによる液状化強度の変化については、石原等⁴⁾による研究成果が基礎となっており、衝撃的地震波形からなる直下型地震では液状化強度を約2割程度割増して評価できることが知られている。このような地震波形の違いによる液状化強度の変化については、道路橋示方書では独自な手法で強度増加割合を評価し、液状化対策ハンドブックでは石原等⁴⁾の研究成果をそのまま適用して強度増加の変化を評価している。また建築基礎構造設計指針では地震後の改訂がないため、直下型と海洋型地震波の区別については、明記されていない。

道路橋示方書では土木学会の提言を受けて、検討対象の地震動として、従来型の海洋型地震動に対応するタイプIと直下型大型地震に対応するタイプIIに区別している。具体的には地盤の液状化強度判定において、タイプIIの衝撃型地震波とタイプIの振動型地震波に対する液状化強度の違いを考慮して、下記の式により強度判定を行っている。

$$R = C_w \times R_l$$

ここで、係数 C_w は異方圧密応力に対する補正係数 c_1 と波形の違いに対する補正係数 c_2 とを合成($C_w = c_1 \times c_2$)したものである。このうち補正係数 c_2 は図-8.1.1に示すように地震波のタイプ及び地盤強度の増加に応じて変化するよう設定している⁵⁾。また R_l はN値あるいは室内試験から推定された三軸液状化強度比である。

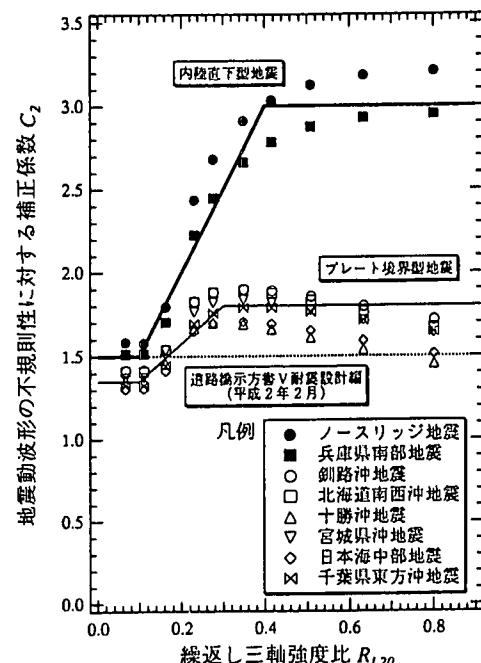


図-8.1.1 地震波形と強度評価の関係⁵⁾

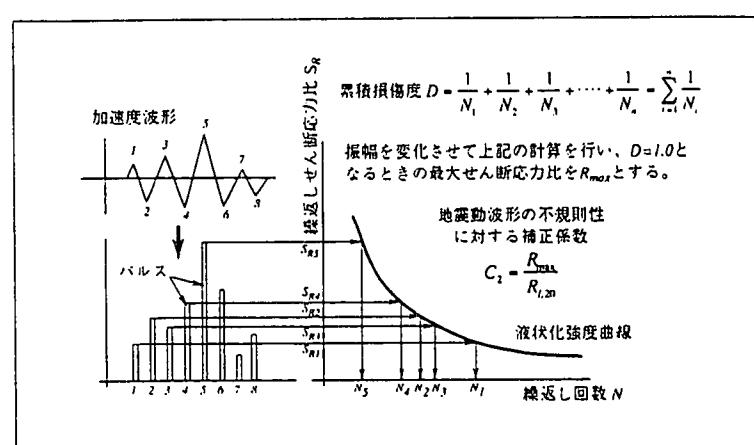


図-8.1.2 累積損傷法を用いた強度評価⁵⁾

図-8.1.1によると、衝撃型波形の場合については係数 c_w を大きくして液状化強度を割増して評価でき、特に強度の大きい密な砂地盤での衝撃型波（直下型地震）に対する液状化強度の増加は振動型（海洋型地震）に比べて顕著なものとなっている。図-8.1.1の結果は、規則波形を基礎とする三軸試験での液状化強度曲線（液状化強度比～繰返し回数との関係）に、累積損傷法を用いて不規則地震波のタイプIとIIの違いを評価⁶⁾したものである。具体的な評価方法は図-8.1.2に示すようであり、不規則波の各個別波に対応する損傷度を液状化曲線から求め、各波の損傷度の累積値が1となった時が、その土の液状化強度と等しいと考える方法である。なお、液状化判定の基礎となる液状化曲線としては、相対密度を変化させた豊浦砂についての実験結果を用いており、各種の地震波（図-8.1.1参照）の違いによる液状化強度の変化を、累積損傷法の適用により検討したものである。

一方の液状化対策ハンドブックにおいても、地震波形の違いによる液状化強度の変化は考慮されているが、衝撃型地震波と振動型地震波の強度に及ぼす影響評価においては、石原等⁷⁾の実験結果を直接適用することとしている。すなわち、衝撃型地震波形については一律に繰返し回数20回での液状化強度比 R_{50} を0.55で除した値で評価し、振動型波形については0.7で除した値で評価するとしている。したがって、道路橋示方書のように、地盤強度の増加に応じて衝撃波に対する割増しを与えるものではない。

また、以上のような地震波の違いに対する検討は、基本的にはきれいな砂である豊浦標準砂についての三軸液状化試験を基に得られたもので、道路橋示方書については豊浦標準砂の強度特性と累積損傷法を組み合わせて検討した結果である。従って、結果の誘導過程で2つの仮定、すなわち地盤材料の液状化強度曲線を標準的な豊浦砂で代表するという仮定と、液状化判定への累積損傷法が適用可能という仮定が存在する。このため、粒度が大きく異なる地盤材料について上記の結果を適用するにあたっては、前提条件を考慮するとともに、今後更にデータの蓄積が必要と思われる。

(2)粗粒分・細粒分など粒度分布の違いと液状化強度変化

今回の地震では、先述のように粗粒分を含む材料が液状化したため、従来の指針で粒度分布から非液状化土と判定していた粗粒土についても、検討対象とするように改訂されている。

具体的な粗粒材に対する対応としては、透水性が大きいことを条件に、非液状化土としている。例えば、道路橋示方書では、旧来は D_{50} が0.02～2.0mmであるものが液状化対象土であったが、新規では $D_{50} < 10\text{mm}$ で透水係数が低いもの ($D_{10} < 1\text{mm}$) は検討対象の範囲内としている⁸⁾。また、液状化対策ハンドブックでは粒度が従前の液状化可能性範囲（図-8.1.3）の粗粒分側にあっても、透水係数が3cm/s以下のものは検討対象であるとしている⁹⁾。後者の規定では、透水性の値は明確であるが、3cm/s程度の透水試験は一般に困難であるとされており、他の物理特性（例えば有効径 D_{10} など）からの推定が工学的に便利であろう。

細粒分を含む材料に関しては、粘性土は液状化抵抗が大きいという知見は一般に認知されているが、細粒分の多い砂質土に対する同一の知見は決定的なものではなく、また、その液状化抵抗増加の因子が塑性指数の値であるのか、細粒分含有率であるのかについても、統一した解釈が得られていないのが現状であろう。例えば、小田等の研究グループ¹⁰⁾、

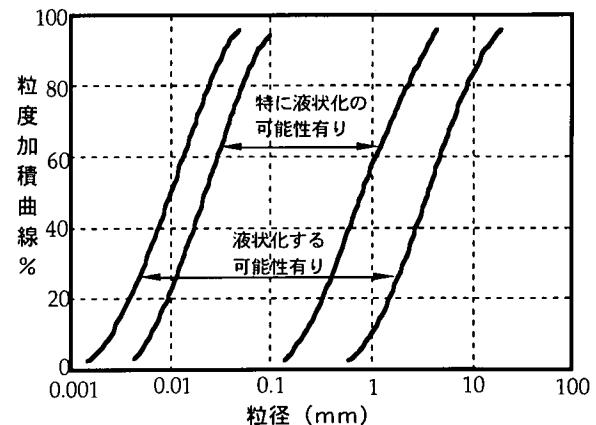


図-8.1.3 液状化可能な砂の粒度分布⁷⁾

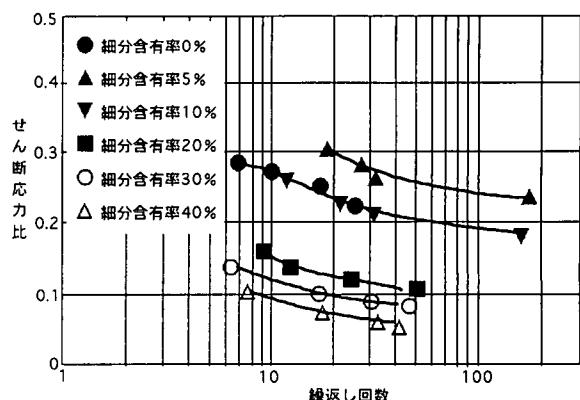


図-8.1.4 細粒分增加による強度低下⁸⁾

¹⁰⁾はDLクレイと豊浦標準砂との混合土、あるいはまさ土についての実験から、相対密度一定の条件下では細粒分の増加が液状化強度の低下を生じたことを示している。図-8.1.4はDLクレイと豊浦標準砂との混合土の実験結果である。一方、桑野等¹¹⁾は粘土分含有率あるいは塑性指数の増加が液状化抵抗增加に寄与すると報告している(例えば図-8.1.5)。また、松尾等¹²⁾は細粒分含有率の増加は、同一液状化強度の条件下では、N値の増加をもたらすとの実験結果(例えば図-8.1.6)から、細粒分含有率の増加によるN値の補正を採用している。このように、液状化強度評価に対する、細粒分含有率での補正と、塑性指数による補正が主張され、道路橋示方書と液状化対策ハンドブックにおいても別個の補正法が採用される結果を招いている。

なお、粗粒分を含む砂の液状化強度評価についても、まだ解決されていない実験手法上の問題もある。その1つが、室内繰り返し三軸試験におけるメンブレン貫入による間隙水圧の補正である。今回の地震では、まさ土地盤の凍結試料採取による強度試験の実施¹³⁾など、液状化強度を再評価する研究が精力的に進められ、ある程度まさ土の液状化強度が明らかとなったが、実験結果の多くは貫入補正をしていないものである。貫入補正については、時松の研究¹⁴⁾があるが、繰返し載荷時の間隙水圧上昇傾向からでは精度の良い補正が困難な場合もあり、今後も検討が必要な課題と考えられる。

(3) N値と液状化強度との関係

原位置での液状化強度の判定には種々の方法が考えられ、阪神大震災関連の調査では凍結サンプリングによる乱さない試料の採取と室内試験による強度の決定などが行われたが、実用的には標準貫入試験結果(N値)の利用が主体となっている。このため、原位置での液状化の有無を判定するため、N値により評価された液状化強度と地震時に作用するせん断応力(L)との比較が液状化の簡易判定法として各種の設計指針で採用されている。乱さない試料による室内力学試験の実施は、詳細な液状化判定が必要な場合であり、事前の液状化強度(R)に対する現地調査においては、土性の違いによるN値の評価が重要検討項目となっている。従って、各設計指針では材料の違いや細粒分・粗粒分の違いによる強度の評価が詳細に検討され、さらに地震波形の違いによる強度差等が検討されている。一方、液状化強度に及ぼす粒子構造の違いや応力履歴の影響が近年注目されている。例えば、後述の液状化対策工としてのプレローディング工法は応力履歴による強度増加を用いている。これらの諸因子がN値に及ぼす影響については、まだ不明な点もあり今回の震災調査においても問題点が指摘されている。例えば3章3.3.5項において、地盤改良地点の非液状化地点が改訂後の指針で液状化地盤と判定される事例が紹介されている。同様に、液状化対策ハンドブックにおいても図-8.1.7のように非液状化地点が液状化地盤と判定される場合が指摘されている。従って、粒子構造や応力履歴による液状化強度の変化をN値により評価する方法については、今後更に検討が必要であると思われる。

一方、実務での液状化判定において注意すべ

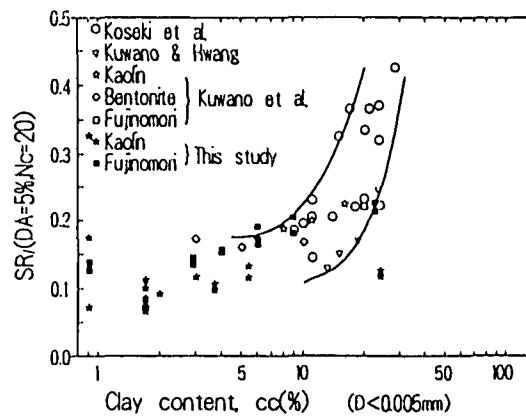


図-8.1.5 粘土分含有率増加による強度増加¹⁰⁾

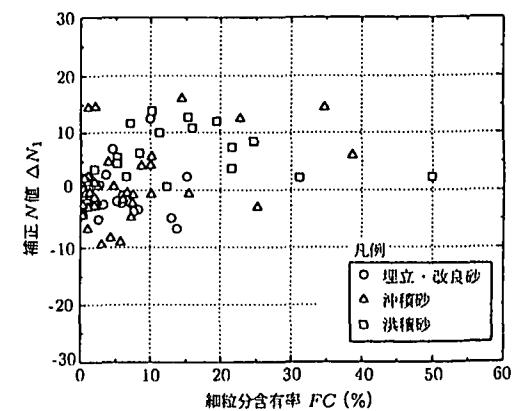


図-8.1.6 細粒分含有率増加によるN値増加¹¹⁾

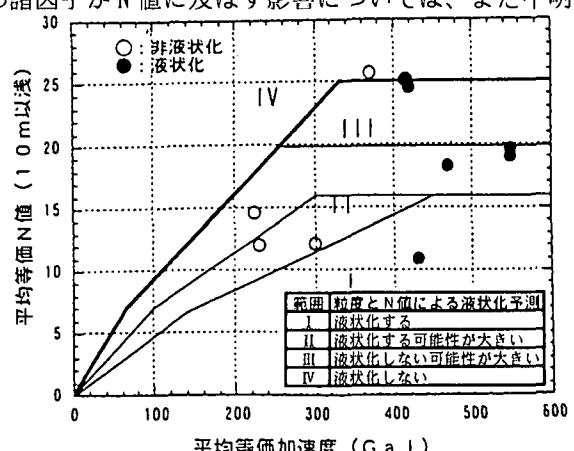


図-8.1.7 改良地盤のN値と液状化の有無の関係²⁾

き点は、各管理機関では対象とする構造物に違いがあるためか、地震により発生するせん断応力の評価が設計指針間で異なることである。地震時のせん断応力(L)については、検討地点で地震波を想定して動的応答解析を行うことで評価するのが理想であるが、地域毎に想定断層や地震動を設定することが容易でない現状では、判定指標として与えられた地震力の違いにより設計指針毎に液状化判定結果が異なることがある。震災後に実施された大阪府、大阪市の被害想定では基準となる震源断層と地震動を設定してせん断応力を評価したが、今後は関西地域において基準となる震源断層と地震動を特定し、地盤内のせん断応力を評価すれば、各管理機関の間での液状化判定結果の整合性が得やすいものと考えられる。

8.1.2 液状化解析および設計法に関する問題

(1) 液状化解析法

今回発生した大規模な沿岸部での液状化現象による被害を説明するため、数多くの動的解析ならびに液状化解析が実施された。例えば、神戸ポートアイランドにおける鉛直アレー観測を基に、埋立地盤での液状化が等価非線形解析や有効応力解析、鉛直アレー観測記録から地盤内応力～ひずみ関係の誘導、さらに重力式ケーラン護岸の被害についての大型模型実験と有効応力解析との比較など、各種の応答解析が実施された。また、被害解析に引き続き液状化対策工の検証のために、主に対策工模型実験と解析結果との照合が精力的に行われている。一方、沿岸部以外で液状化が関係したと思われる被害(表-8.1.1)について液状化解析が実施された例は少ないが、本文6章6.3節で示されたように、土堰堤構造物の被害が液状化解析によって説明されている。液状化による解析例の中から幾つかを紹介してみると表-8.1.2のようである。

表-8.1.2 液状化解析例

液状化モデル	解析プログラム	参考文献(例)
等価線形法	FLUSH	國生他 ^[13] (1995)
等価線形法(修正)	FLUSH-L	柴田他 ^[14] (1996)
有効応力法	FLIP	井合他 ^[15] (1995)
有効応力法	YUSA-YUSA	吉田他 ^[16] (1995)
有効応力法	LIQCA	大槻他 ^[17] (1997)
有効応力法	BOWL	川瀬他 ^[18] (1995)

表中の FLIP を含め有効応力法による液状化解析は、液状化の危険性がある地盤での構造物被害の推定手段として、その使用が地震以降に急速に広まっている。しかしながら、有効応力法においては入力すべき土質及び動的パラメータの数が非常に多く、また直接的に決定が困難なものもある。本文4章4.2.2項でも紹介されたように、容易に実務で利用できる解析法として確立されるまでに、今後検討すべき課題も多いと思われる。

(2) 液状化後の変形特性の検討

今回の震災では液状化が生じた地盤において大きな変形量が観測されている。例えば 1) 港湾護岸背後の地盤において規模の大きい側方流動や、2) 液状化後に埋立地において広範囲に地盤沈下が生じ、さらに 3) 側方流動により橋梁基礎に過大な流動圧が作用して、基礎の不安定現象が生じるなどの現象が観測された。これら 3 つの現象は、液状化後に流体状の地盤が変形するため、あるいは隙間水が排出されるために生じると考えられるが、土の液状化後の変形挙動についてはまだ未解明な点が多く、今回の地震を契機に精力的な研究が始まったといえよう。本編の3.2節においても液状化後の地盤沈下について検討を加えており、また、地盤工学会においても研究委員会(地震時の地盤・土構造物の流動性及び永久変位に関する研究委員会)が組織され、側方流動の変形予測についての組織的研究が開始された。

まず液状化による側方地盤の水平流動についての研究としては、1983 年の日本海中部地震における現地調査結果に基づき以下の経験式が提案されたのが、側方流動に関する定量的研究の始まりのようである^[19]。濱田等^[20]は液状化層の厚さ (H) と、地盤の傾斜角度 (θ) の 2 变数を用いて、側方流動による水平移動量 (D) を経験的に次式で推定できることを提案している。

$$D = 0.75 \sqrt{H} \sqrt[3]{\theta} \quad \text{式 (8.1)}$$

このような経験的手法の他に、理論的研究手法として、液状化地盤をモデル化する研究があるが、その際に地盤を粒状体あるいは粘性流体として取り扱うかで、アプローチが大きく異なる。例えば濱田等¹⁹⁾は、阪神大震災での実測を踏まえて、流動後の地盤を粘性流体と仮定することにより、前出の経験的予測式の見直しを行っている。その結果、地盤の粘性係数を平均補正貫入抵抗値 (\bar{M}) として表現することで、下記の推定式を提案している。

$$D = \alpha \sqrt{H \theta} / \bar{N} \quad \text{式 (8.2)}$$

但し α は流動継続時間等を含む係数である。

一方、粒状体としてのアプローチとしては、中空円筒ねじり試験あるいは三軸試験より、液状化後の非排水せん断条件下的変形特性を把握しようとする方法がある。図-8.1.8 は液状化後の非排水せん断時の応力～ひずみ関係の典型例を示したものであるが、非排水繰返し載荷中に発生した最大せん断ひずみ γ_{\max} の値に対応して液状化後の非排水せん断特性が変化していることが分かる。社本等²⁰⁾はこのような液状化後の非排水せん断特性の変化を検討する上で、非排水繰返し載荷中の $\sigma=0$ 状態で発生するせん断ひずみ γ_0 の変化（図-8.1.9 参照）が重要であり、 γ_{\max} と γ_0 等をパラメータとする構成式を提案している。社本等の研究では、次に述べる液状化後の沈下挙動と液状化後の非排水変形挙動とが関連するものとしており、今後の展開が期待されるアプローチの一つと考えられる。

液状化後の地盤沈下予測法としては、本編 3.3 節においても検討されているように、石原・吉嶺²¹⁾の研究成果である非排水繰返し載荷中の最大せん断ひずみ γ_{\max} と液状化後の圧縮ひずみ ϵ_c との関係を利用して、沈下量を推定することが多い。しかしながら、石原・吉嶺²¹⁾の実験結果は富士川砂といったきれいな砂による実験であり、まさ土のように粒度分布が良くて細粒・粗粒分を含む土については、同一の γ_{\max} と ϵ_c の関係が存在するかどうか未確定である。

さらに、地盤の圧縮性判定の基礎となる相対密度の定義がまさ土では不確実の部分があるため、まだ検討すべき課題が残されているように思われる。

なお、液状化後の沈下量推定には非排水繰返し載荷中に発生したせん断ひずみが基礎となるが、先に述べたように、液状化後のせん断変形にも繰返し載荷中のせん断ひずみが主要因子として影響するため、社本等が検討したように液状化後の沈下挙動と非排水変形挙動との間には関連性が存在する可能性が大きい。

8.1.3 液状化対策工に関する問題

(1) 液状化に対する地盤改良効果

今回の地震では、埋立地の液状化に対する地盤改良工事の効果について、参考となる幾つかの有益なデータが得られた。例えば、神戸摩耶埠頭の耐震岸壁では液状化の被害が少なかった事実や、埋立層下部の沖積粘土層の圧密促進を目的としたサンドドレーンの打設が、埋立層の締め固め効果をもたらし、サン

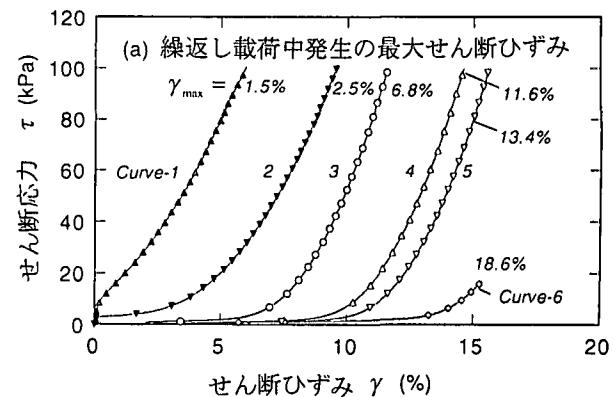


図-8.1.8 液状化後の非排水せん断変形特性²⁰⁾

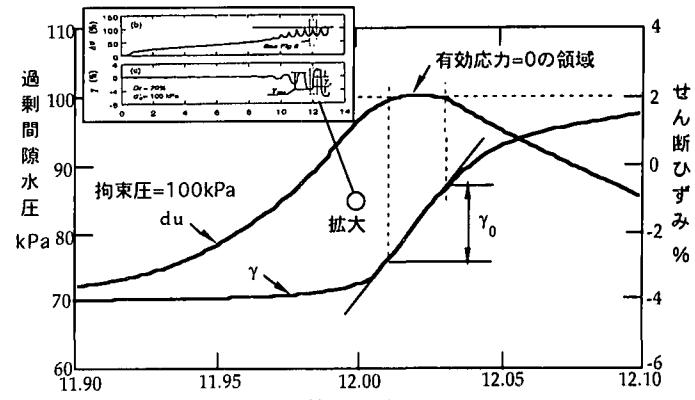


図-8.1.9 有効応力=0でのせん断ひずみ γ_0 ²¹⁾

ドドレーン打設地域においては液状化が少なかったという報告、さらに、ケーソン護岸基礎にサンドコンパクションを使用した場合には、置換砂による護岸基礎より沈下が低減されたという調査結果や、また埋立地の構造物基礎として、従来の杭基礎の代わりに、締め固工法による地盤改良と直接基礎を積極的に取り入れたために、周辺地盤の液状化の影響を受けなかつた例などが報告されている。しかしながら、このような液状化対策工の成功例を振り返ってみると、地震による液状化を設計当初から考慮して施工されたものは少なく、むしろ軟弱地盤に対する一般的な安全対策あるいは基礎代替え案として施工されたものが、その液状化対策工としての付加価値性を発揮した場合も少なくない。

従って今回の地震被害調査から、これまで提案されている液状化対策工の効果が定量的に把握されたとは結論し難く、液状化対策工の適切な選択方法ならびに具体的な想定地震に対する設計方法については、まだ検討すべき課題が多く残されていると考えられる。今後も重要構造物などについては、液状化対策工の導入が積極的に図られるであろうが、以下では、液状化対策工についての現状と問題点を整理することで、より効果的な工法の選定について考察してみたい。

(2)液状化対策工法の現状と問題点

液状化対策工を大別すると、1)地盤改良を行い液状化を生じにくい地盤とする地盤改良工と、2)構造物の補強を施し、地盤が液状化した場合にも構造物に損傷が生じないようにする構造物対策工の2つに区分される。前者は単独で施工される場合があるが、後者の構造物対策においては、単独で適用される場合には対策工による構造物の安定性増加または変形量抑制程度を定量的に評価する必要があり、それが困難な場合には地盤改良工との併用が検討される。

まず地盤改良による工法では、地盤の改良程度と液状化強度増加との間に明確な関係が確立されていることが重要である。工法の種類としては、締固め、排水、固化、プレロードなどがあるが、これらの工法において地盤の液状化強度を増加する方法はそれぞれ異なっており、工法毎の強度増加方法の特徴を一覧にすると、表-8.1.3のようになる。

表-8.1.3 液状化対策工法の比較

地盤改良工法	液状化強度増加の要因	設計に必要な情報	データ検証
締固め工法	密度増加	砂注入率とN値増加関係	既存資料：有
排水工法	過剰間隙水圧の低減	液状化発生時間、透水係数	時間予測：難
固化工法	固化作用・強度増加	混合率と一軸圧縮強度関係	既存資料：有
プレロード工法	過圧密比の増加	過圧密比と液状化強度関係	試験施工：要

表に示すように、締固め工法や固化工法については、液状化ハンドブックにおいていくつかの施工実績が報告されており、締固め工法では細粒分の少ない土についてのサンドコンパクションなどの実績例や、固化工法については、繰返しせん断強度と一軸圧縮強度との関係の例が示されているなど、これらの改良工法については検討手法がある程度確立されている。一方、排水工法の1つであるグラベルドレーンの設計においては、ドレーン径や間隔を最適化して地盤内過剰間隙水圧の発生を十分に抑制する必要があるが、設計過程で最も重要なのは液状化発生時間の推定である。液状化発生時間の予測は、一般的に想定地震動と液状化強度曲線を基に累積損傷理論を利用して求められるが、液状化強度曲線の誤差などが推定時間に大きく影響を及ぼすため、土の力学定数の変化による設計値の変動について十分注意する必要がある。またプレロード工法では、砂の過圧密比の増加による液状化強度の増加が基本となるが、実験室での過圧密比～液状化強度関係についての検証は多いが、現場での実証データは少なく、現状では工事毎に試験施工を実施し、その効果を確認する必要がある。

以上の比較から分かるように、液状化対策工として締固め工法の実用性は大きく、今回の地震においても何らかの締固め作用受けた埋立層では液状化被害が少なかった。ただし、先述のように改良地盤のN値と液状化強度との関係において、判定基準より低いN値でも液状化を生じなかつた例や、細粒分や粗粒分を含む土についての締固め度と強度の関係に対する実績データが不足しているなど、未知な点も残されているため、締固め工法による液状化抵抗の効果判定については、今後もデータを蓄積する必要性が高いと考えられる。

一方、構造物対策としては、対象構造物と液状化による周辺地盤の変形を分離することを目的とした変形抑制工法を導入することが多い。例えば、安田等²³⁾の研究のように護岸近傍の構造物基礎対策として、基礎と周辺護岸との間に連続壁を構築することで、液状化による護岸周辺地盤の側方流動の影響を除去することができるといった振動台実験の結果が示されている。この他にも、変形抑止構造物の構築による液状化対策工についての研究は、土木学会や地盤工学会の研究発表会などで震災以降に非常に多くの研究成果が報告されている。これらの研究では、数値解析や振動台の模型実験などを用いて、対策工ならびにその設置位置や地盤改良範囲の最適化などが積極的に検討されている。基礎構造物を含む地盤の液状化に伴う側方流動の解析については、適切な数値モデルがまだ確立されていない状態であるため、模型実験結果と数値解析結果の比較等から、液状化地盤と構造物のインターラクションを解析できる手法の確立が急務であると思われる。

8.2 地盤条件・震度と地盤災害規模との関連

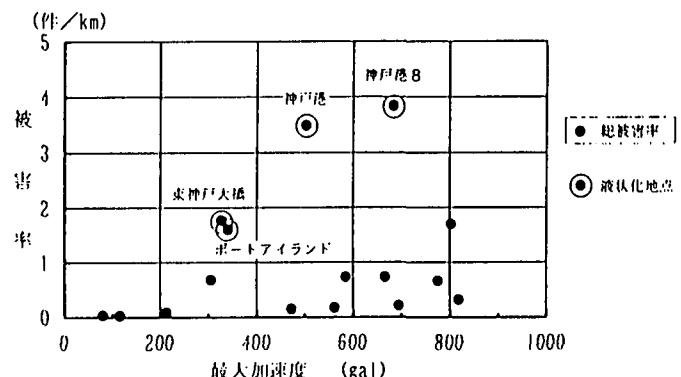
本分科会では、地盤災害の特徴を構造物毎に整理し、阪神大震災における地震動分布、関西地盤の地域的変化、地盤災害の被害分布等を検討する過程から、地震時における関西地域の地盤災害の特徴と発生要因を分析・解明しようとした。しかし、第3章から第7章に示した分析結果からは各構造物毎の被害の特徴が明らかとなってきたが、収集できた被害調査データの範囲は限られたものとなっており、当初の目標である関西地域の地盤特性の変化と被害分布との関係を検討するまでには至らなかった。特に地震災害において重要となる地震動の分布についても、幾つかの地点で計測データは得られているものの、広域的な被害分布と比較・検討するには十分ではない。例えば、臨海部の地震動分布は推定が難しく、本文3.3節や4.2節においても震源距離との関係から経験式を用いて加速度を推定することが行われている。

ここでは、阪神大震災の被害について他の研究者等により報告されている研究成果から、地震動・地盤条件と被害との関係について得られている知見を整理・検討することとした。

8.2.1 ライフライン施設での検討

ライフライン施設の被害と震度との関係については、すでにいくつかの調査報告書が出版されている。例えば、1996年の(社)日本水道協会の報告書²⁴⁾や、1997年の阪神淡路大震災調査報告編集委員会による報告書²⁵⁾で、被害と震度についての検討例が示されている。(社)日本水道協会の調査では、神戸・芦屋・西宮市域での水道管被害から、最大加速度と被害率(件/km)の関係が検討され、図-8.2.1に示すような関係が得られている。ここで、最大加速度は実測値を用いている。図のように、最大加速度が約300gal以上になると被害率が増加し、特に液状化した地盤での被害率が非常に大きいものとなっている。一方、ガス施設の被害調査例として、図8.2.2に示すように被害率と地震動との関係が検討されている。図では地震動を示す指標として、構造物の固有振動周期も加味できるとするSI値(速度応答スペクトル値、Spectrum Intensity)用いた検討例が示されている²⁶⁾。

以上のように、地震動と被害との関係を検討する上で、地震動の大きさを示す指標とし



て、加速度、速度、あるいはSI値のいずれかを用いるべきか、今後さらに検討が必要である。

また、液状化した地盤と非液状化地盤での管路の被害率の相違についても定量的な把握が必要であり、被害予測には欠かせない情報となる。例えば、通信関係の管路では表8.2.1に示すように、液状化地盤と非液状化地盤では6から8倍の相違が報告されている。

表-8.2.1 通信管路の被害と液状化²⁵⁾

地点	最大加速度(gal)			地盤	液状化	全管種での 被害率(件/km)
	NS	EW	UD			
福島	180	212	195	II	-	0.09
神戸大学	270	305	446	I	-	0.68
神戸本山	(421)	(775)	(379)	II	-	0.66
宝塚	694	587	411	II	-	0.21
鷹取	642	666	289	II	-	0.73
新幹線新神戸	561*	267	344	II	-	0.18
大阪	80	66	64	II	-	0.03
神戸海洋気象台	818	617	332	II	-	0.32
神戸港8	683	394	334	III	○	3.84
神戸港	(502)	205	283	III	○	3.49
尼崎港	472	321	311	-	-	0.15
東神戸大橋	282	326	396	III	○	1.77
ポートアイランド	341	284	556	I	○	1.60
葺合	687	802	-	-	-	1.70
住吉	108	115	113	-	-	0.02
新神戸SS	511	584	495	-	-	0.73

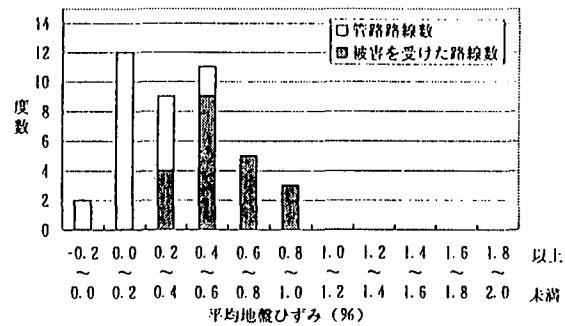
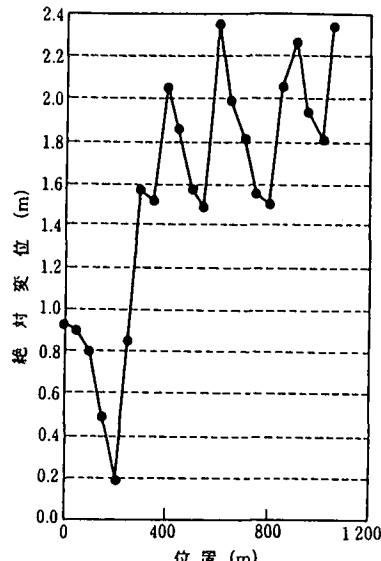


図-8.2.3 ダクタイル管被害と平均地盤ひずみ²⁵⁾

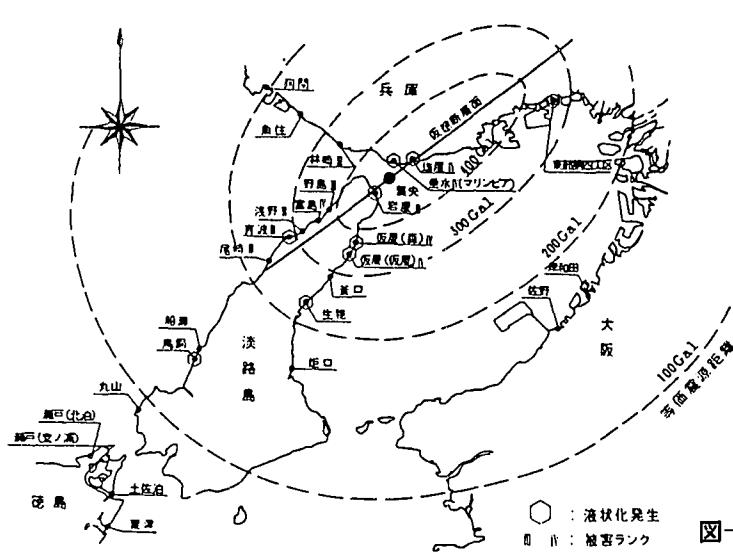
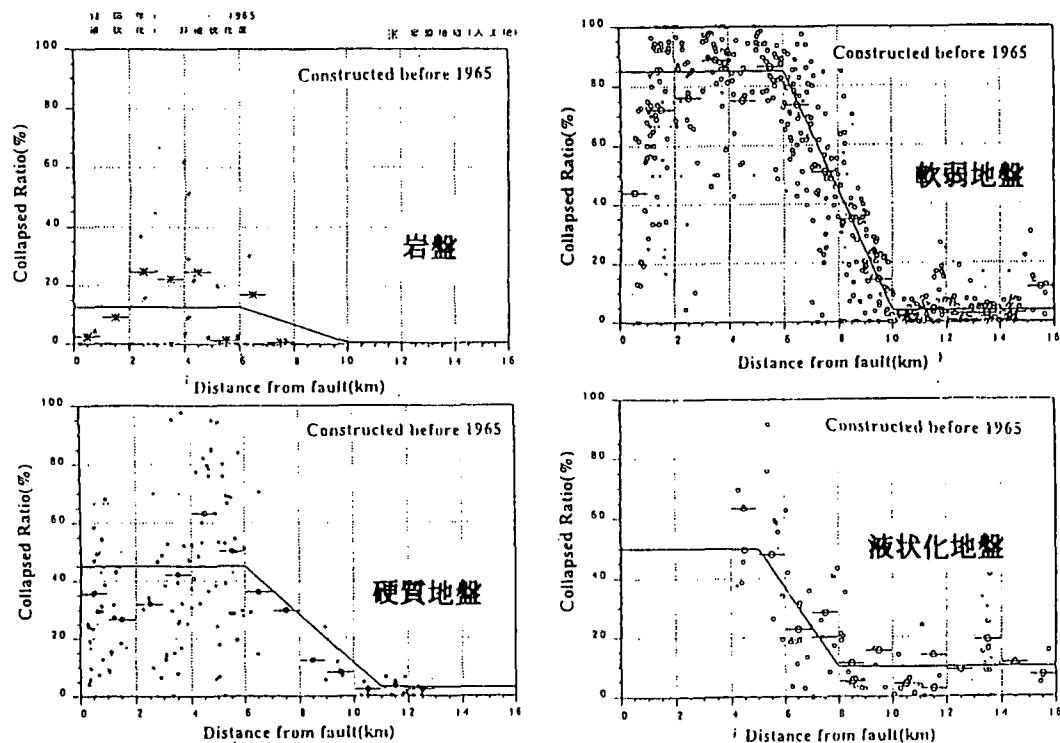
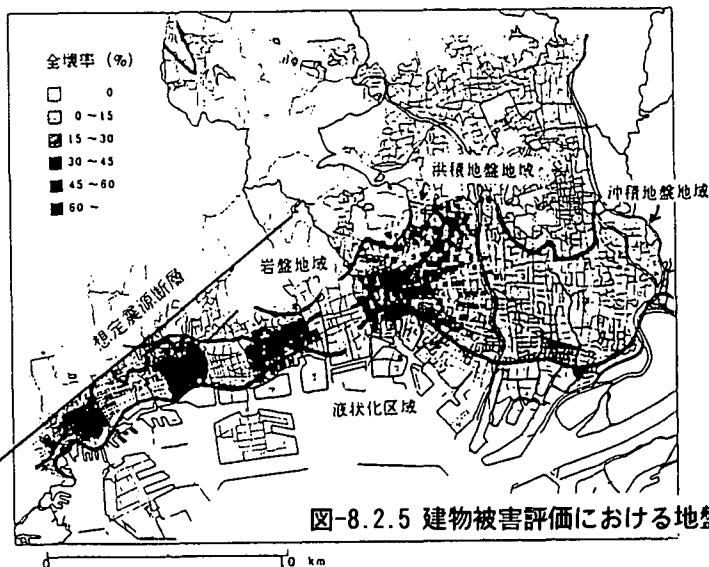
ライフライン関係の管路の被害に大きな影響を及ぼす要因として、地盤の変位が在り、阪神大震災での管路周辺地盤の変位あるいはひずみについて各種の検討が行われている。例えば、先の(社)日本水道協会の報告では、軸方向のひずみを検討しており、図8.2.3に示すように、ダクタイル管で軸方向ひずみが0.2から0.8%で大きな被害を生じている。一方、通信関係の被害調査では、管路周辺地盤の地盤ひずみは被害の有無に大きな関係は無く、むしろ管軸直角方向での変位(横ずれ変位)に着目した検討が行われている。例えば、図8.2.4は液状化を生じたポートアイランドでの管路長約1kmでの、管の横ずれ変位計測であるが、図のよう周期的に変動を示しており、地面が波動のようにゆれ、管路に不同変位(沈下)を与えていていることが分かる。



8.2.2 建築家屋での検討例

建築家屋の被害と地震動の関係についての検討例としては、本文3章3.2節で既に紹介されているように、岩崎等^{27), 28)}により断層距離と家屋被災率、さらに地盤種別との関係が検討されている。解析対象は、西宮及び神戸東部での家屋被害を分析したもので、図8.2.5に示すように4種類に区別した地盤種類に対して、家屋の全壊率を震源断層からの距離で整理している。その結果は図8.2.6に示すようで、岩盤、洪積(硬質)地盤、沖積(軟弱)地盤、液状化地盤の種別に対して家屋倒壊率がある一定の傾向を持って異なる。図から明らかのように、震源断層からの距離が約5kmから倒壊率の減少が始まり、約10kmでほぼ被害が無くなるという結果が得られている。同様な震源断層距離と、最大水平加速度の関係を本文3章3.2.3項で西宮地区の家屋被害について検討しており、岩崎等の研究成果と一致する傾向が得られている。

8.2.3 漁港施設での検討例



被害ランク	0	I	II	III	IV
最大変位量(cm)	0	10以下	10~50	50~100	100以上

大槻等¹⁷⁾は兵庫県南岸と淡路島、大阪府、さらに徳島県といった、広域での27の漁港施設被害について地震動との関係を分析している。調査対象となった構造物の特徴は、大部分が重力式の護岸構造物であり、被害としては構造物が前面に水平移動するといった、前出し機構の被害が支配的であったと報告している。被害施設と地震動の大きさとの関係は図-8.2.7に示すようであり、200gal程度以上の範囲の漁港において大きな被害（被害ランクIIIまたはIV以上）が生じたとしている。ここで、被害ランクは図中の表で示され、ランクIII、IVの被害では50cm以上の変位量が生じている。また、地震動が200gal程度以上の範囲内でも被害が軽微なものも在るが、これは地震動の方向性が関与したものと推定している。なお図8.2.7に示された地震動分布は、等価震源距離の考え方を用いて、震央からの距離減衰を基に推定されたものであるが、その地震動の大きさは、神戸港域ならびに阪神間の構造物について本分科会の埋立地盤や港湾構造物のグループが仮定したものとは、かなりその程度が異なったものとなっている。

また研究の中で、図8.2.7の地震動分布を入力値として、代表的な地点について液状化解析を実施している。その結果、検討対象とした港湾施設の被害は地盤の液状化によるものが大きいとしている。

地震被害と地盤及び地震動との関係については、上述のように幾つかの研究成果があるが、おおむね地震動の増加は地震被害の増大をもたらし、加速度がある値以上で被害が急増することが示されている。同様な傾向は4.2.1項でも港湾施設について示されている。しかしながら、加速度のみが被害規模を直接代表するものではなく、速度、変位、あるいはSI値等、構造物の震動特性との関係も考慮する必要がある。また、地盤条件については軟弱な場合に被害が顕著になるもの（例えば地下埋設管等のライフルイン施設）や、その反対に震災の帶のように、沿岸地域での地盤の非線形応答によって家屋の被害が軽減された場合もある事が分かる。このことより、地層構成や構造本体及び基礎の設置深さとの関係は無視できないであろう。その他、地形の変化や構造物の形態によって震動特性が大きく変化した場合も考えられる。例えば、本文5章5.1.3項で示された盛土と擁壁の関係のように震動特性が相互に連動する場合もある。

地震被害では、震動特性、地盤特性、構造物応答性の3つが複雑に絡み合って、被害規模の変化が起こる。また、それぞれの項目も独自な空間的な広がりを持って変化する。被害分析の現状としては、各項目についての研究、ならびに相互関係についての研究が鋭意進められており、それぞれの研究成果がまとまり始めた後に、地震被害の総合分析が初めて可能となるものと考えられる。本分科会の成果も、このような研究発展のための一石になるものと期待される。

参考文献

- 1) (社)日本道路橋会(1996) :「道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」
- 2) (財)沿岸開発研究センター(1997) : 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)
- 3) 日本建築学会(1988) : 建築基礎構造設計指針
- 4) Ishihara, K. and S. Yasuda (1975): Soil Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation, Soils and Foundations. Vol.15, No.1, 45-59
- 5) 東拓生・田村敬一 (1997) : 地震動波形の繰返し特性を考慮した液状化強度評価法、土木技術資料、39-9, 50-55
- 6) 松尾修・東拓生(1997) : 液状化の判定法、土木技術資料、39-2, 20-25
- 7) 山崎浩之・善功企・前田健一・佐渡篤史(1997) : 粒度・N値法による液状化の予測・判定について、第32回地盤工学研究発表会、1059-1060
- 8) 小瀬木克己・佐藤正行・小田匡寛・風間秀彦・柴田昌則(1996) : 埋立地盤の液状化特性に及ぼす細粒分の影響(その1)、第31回地盤工学研究発表会、973-974
- 9) 佐藤正行・小瀬木克己・小田匡寛・風間秀彦・柴田昌則(1996) : 埋立地盤の液状化特性に及ぼす細粒分の影響(その2)、第31回地盤工学研究発表会、975-976
- 10) 桑野二郎・中野博志・杉原弘一・矢部浩史(1996) : 細粒分を含む砂の非排水繰り返し強度に影響を与える因子、第31回地盤工学研究発表会、989-990
- 11) 石原研而・軽部大蔵・後藤洋三(1997) : 改良されたマサ土埋め立て地盤の動的強度の調査、第24回地

- 12)Tokimatsu, K. (1990): System Compliance Correction from Pore Pressure Response in Undrained Cyclic Triaxial Tests, *Soils and Foundations*, Vol.30, 2, 12-22
- 13)國生剛治・佐藤清隆・松本正毅(1995) : 1995 年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性、土と基礎、*Vol.43、No.9、39-43*
- 14)柴田徹・井合進・木山正明・上園晃・鈴木孝幸・小堤治・俞不(1996) : FL 値による地盤の剛性評価法と構造物被害の予測法 (FLUSH-L 法)、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、pp.445-452
- 15)吉田望・中村晋・末富岩雄(1995) : 1995 年兵庫県南部地震における地盤の非線形とその予測、第 23 回地盤震動シンポジウム、建築学会、39-52
- 16)井合進・一井康二・森田年一(1995) : ケーソン式岸壁の有効応力解析、兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その 7)、港湾技研資料、No.813、253-280
- 17)大槻正紀・高木伸雄・藤井照久・若槻好孝(1997) : 阪神大震災における漁港施設の被害分析と液状化解析、土木学会論文集、No.568、III39、67-78
- 18)川瀬博・佐藤智美・福武毅芳(1995) : 神戸ポートアイランドにおけるボアホール観測記録の非線形地盤応答シミュレーション、ORI 研究報告、94-05、清水建設
- 19)濱田政則・若松加寿江(1997) : 液状化による地盤の水平変位の研究、土木学会論文集
- 20)濱田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利(1986) : 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集 第 376 号 / III-6、221-229
- 21)Shamoto, Y.、Zhang, J.M., and Goto, S. (1997):Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation in Saturated Sand, *Soils and Foundations*, Vol.37, 2, 71-80
- 22)Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992):Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.32, 1, 173-188
- 23)安田進・野村博之・寺内哲也・田中宏征・喜田浩・龍田昌毅・原田典佳 (1997) : 液状化による護岸背後地盤の流動とその対策工に関する振動台実験、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、121-126、土木学会
- 24)(社)日本水道協会 (1996) : 「1995 年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析」
- 25)阪神淡路大震災調査報告編集委員会(土木学会他(1997) : 阪神淡路大震災調査報告 (ライフライン施設の被害と復旧)
- 26)都市防災と環境に関する研究会 (1998) : 「地震と都市ライフライン」、京都大学学術出版会
- 27)岩崎好規(1997) : 阪神淡路大地震にみる浅発性直下型の被害と震源近傍地震動の特徴、第 24 回地盤工学研究発表会講演論文集、93-96
- 28)岩崎好規・山本浩司・越後智雄(1996) : 兵庫県南部地震における家屋被害と地盤・震源断層距離の関係、第 31 回地盤工学研究発表会、253-254

9 今後の研究課題と総括

震災から3年が経過した今、被災構造物の復旧過程を振り返ると、阪神高速道路全線開通(平成8年9月30日)や港湾施設の復旧宣言(平成9年1月)など、震災からわずか約2年後の平成8年度末には復旧工事がほぼ完了した。また設計の見直しに関しても、平成8年末に道路橋示方書が改訂されるなど、急激なピッチで将来に向けての耐震設計法の見直しが完了あるいは行われつつあり、現在の地盤・地震工学的関心は、将来あるいは建設中の構造物の耐震性評価や、来るべき地震に対する防災計画の策定へと、目指す方法のベクトルが急速に変化しつつある。

一方、地盤及び基礎構造物被害の調査過程を振り返ると、復旧にあわせて地下部分での被害についても調査は急速に実施されたが、被害の実態を全て把握できるまでの調査は当然ながら不可能であり、得られる限りの被害調査データに基づき、適切な復旧計画が策定され、工事が施工された。調査委員会では、関係機関のご協力を基に、種々の調査データを入手しその被害分析を行うことにより、構造物毎の被害についての特徴についてはある程度は把握できたが、研究目標の1つであった広範囲での被害の変化と地盤及び地震動との関係を十分掌握するまでには至らなかった。8章で述べたように、地震被害は震動特性、地盤特性、構造物応答性の3つが複雑に絡み合って、発生する被害の規模に変化が生じると考えられるが、それらの項目自体が完全には理解されていないために、それらの相互関係が生み出す地震被害の分布と地盤特性の変化の関係を完全に掌握することは難しいと考えられ、また各項目について検討すべき課題の多さが実感される。

地盤基礎分科会では、構造物毎に組織した研究部会で何らかの動的解析を実施し、被害原因の特定を試みた。それらの検討過程で明らかとなった問題を、上述の議論と関係づけて整理すると以下のような課題が考えられる。

- 1) 地震動：兵庫県南部地震での地震動分布が十分に把握されていない。
- 2) 地盤特性：関西地域の広域及び深部における地盤の動的特性が十分に把握されていない。
- 3) 構造物応答性：等価線形解析や有効応力解析などの動的解析法には適用限界がある。

まず、地震動分布に関しては、起震断層から基盤を通じてどのように震動が伝達され、次にいわゆる地盤内での震動が工学的基盤から上でどのように生じたかを把握する必要があるが、今回の兵庫県南部地震においてどのような震動伝播が基盤上で発生したかについて、未解明な部分が多いと考えられる。兵庫県南部地震では種々の地点において地震動観測記録が得られたが、計測地点は限られたものであり、基盤での震動伝播の状況を広域的に把握するための解析を実施するまでには不十分であると考えられる。先述のように、特に臨海部での地震動分布については不明な点が多く、経験的な減衰式を用いて最大加速度の予測をする必要があった。従って、関西地域といった広域での地震動分布を、より精度良く検討するためには、兵庫県南部地震における基盤での震動伝播について、今後もさらに研究する必要があると思われる。

次に、地盤特性に関しては、既存資料より関西地域における地盤構成についてはある程度明らかであるが、既存データは圧密沈下問題などの主に静的問題を対象とした工学的情報からなっている。地震動解析においては、せん断剛性率や減衰比などの動的変形特性が情報として必要であるが、動的解析においてこれらの動的特性は物性値等から推定された場合が多く、原位置試験などのデータは少ないので現実である。特に、大阪湾には幾層にも洪積粘土層が堆積しているが、深部に堆積する洪積粘土層の動的特性については未知な部分が多いと考えられる。地震動解析において、臨海部の地盤では工学的基盤を洪積層の下部に設定することが多いが、洪積層に通常に判定される動的物性値を入力した解析では、減衰が過大になる場合がある。洪積粘土層の圧縮特性は年代効果の影響が大であることは良く知られているが、動的特性についても洪積粘土特有の性質が存在する可能性もあると考えられる。このため、工学的基盤より地表面部までの地震動の增幅あるいは減衰特性について、より精度良く検討するためには、関西地盤の深部での動的性質の変化を広域的に把握することが必要と考えられる。

構造物の応答性に関しては、構造物自体の物性値よりも、むしろ動的解析法の適用限界についての検討がまだ必要であると考えられる。特に、有効応力法の利用は今回の震災を契機にその活用が急激に広がったが、パラメータの数やその物理的意味及び決定方法など、まだ検討すべきものが多いと考えられる。

本文でも、有効応力法についての幾つかの問題点が指摘されており、液状化による変形、さらに液状化終了後の変形挙動などについて、より精度の良い検討を行うためには、地盤及び動的解析関係の入力パラメータに関して今後も研究が必要と考えられる。実務技術者にとっては、多次元の等価線形法がようやく設計で利用され始めてきた段階と思われ、震災原因の分析や将来の耐震検討のためには、実務に十分絶えうる解析法の確立が必要であると考えられる。また、動的解析を利用した液状化の判定に関しては、8章で述べたように、地盤内に作用するせん断応力の評価が動的解析で簡便に求まれば、現在存在する設計指針間での液状化評価に関する相違点の問題の軽減に役立つものと思われる。この観点からも、簡易で地震時の地盤の動的変形挙動を解析できる手法の確立が今後必要であると考えられる。