

液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響

4. 液状化による流動が構造物に与える影響（その2）

東 畑 郁 生 (とうはた いくお)
東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻

吉 田 望 (よしだ のぞむ)
佐藤工業(株)中央技術研究所

佐 藤 博 (さとう ひろし)
東京電力(株)電力技術研究所土木グループ

4.1 流動が構造物に与える影響に関する模型実験 (前号に掲載、表題欠落)

4.2 流動により被害を受けた構造物の分析例

4.2.1 埋設管の被害

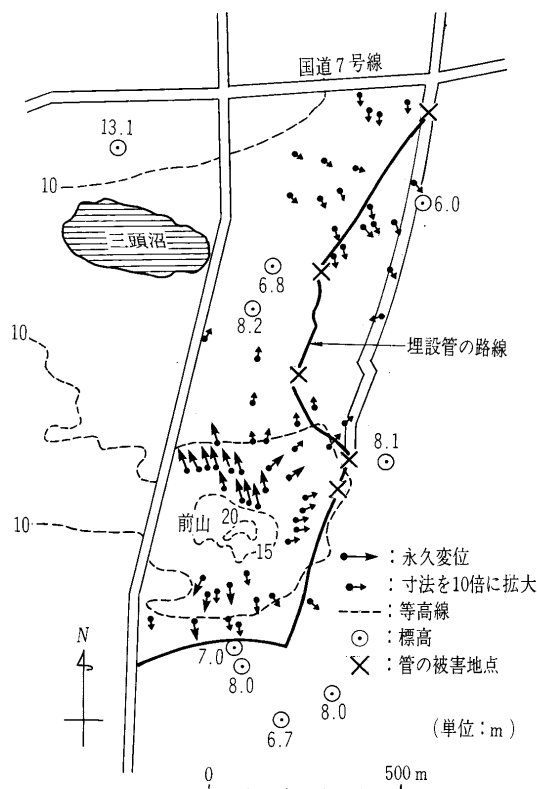
液状化地盤の側方流動現象の研究が1980年代に始まったきっかけは、1983年の日本海中部地震に際して能代市内でガス導管が地盤流動によって破断したことであった。従来、液状化と埋設管とのかかわり合いとしては管の浮上に注目が集まり、1992年釧路沖地震などで、下水管のマンホールが浮き上がった実例もある。また、地盤の動的な変形が管体の繰返し変形（曲げや伸縮）を生み破断に至る状況も、論議されて来た。しかし、これらに加えて能代市の事例¹²⁾ (図—4.23) では、前山という小高い丘陵の周辺で砂地盤が液状化して下り勾配方向に数 m 変位した。そして変位が一様ではなく、例えば

前山の頂上から麓に向かって放射状に変位が起きたので、地盤にも水平方向のひずみが発生し、埋設管に曲げや伸張・圧縮の力が生まれた。図—4.23の管の破断は曲がりの部分に多く発生しており、屈曲部は被害を受けやすいようである。しかし直管部が安全なわけではなく、1991年のルソン島地震¹³⁾に際してダグパン市内で大規模に生じた地盤流動では、地盤が圧縮変形した地区で管が屈曲、地表へ飛び出した (写真—4.1)。

地盤流動に対する埋設管の抵抗を高めるためには、管や継手の柔軟性を高めるほかに、流動にあたって管体に生じる断面力を推定することも重要である。現在のところ推定には地盤の流動変形をばねを介して管体に伝える応答変位法が用いられている。しかしばねの特性は埋戻し土の性質しか考慮しておらず、地山との関係をどう考えればよいのかよくわかっていない。また流動変位にしても東西南北に広がる管路（網）に対しては三次元変位予測が必要であるものの、その例¹⁴⁾は少ない。

4.2.2 盛土の沈下

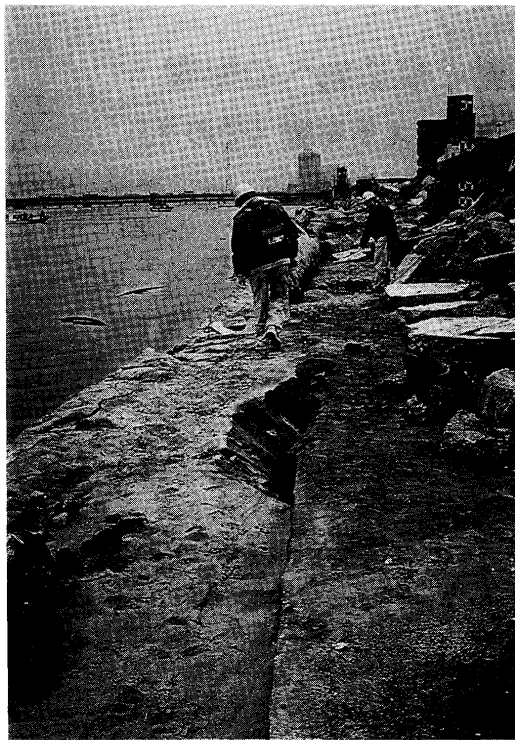
道路盛土の基礎が液状化して支持力を失い、盛土本体の沈下を許すとともに、基礎が末広がりにより側方流動して天端に縦断亀裂を生む現象には、1983年日本海中部地震¹⁵⁾の五明光橋取付け道路の例がある。また河川の堤防でも、1992年釧路沖地震で十勝川や釧路川の堤防で基礎が液状化し¹⁶⁾、沈下と側方流動を招いた。淀川の堤防が1995年の地震で沈下した例¹⁶⁾もよく知られているが、最も被害のはなはだしかった西島地区では、川側の堤防法尻で噴砂が起きており (写真—4.2)、基礎が液



図—4.23 1983年日本海中部地震における能代市前山周辺の地盤変位と埋設管の破断 (文献12)のデータから新たに作図)



写真—4.1 ルソン島地震ダグパン市内の埋設管圧壊現象



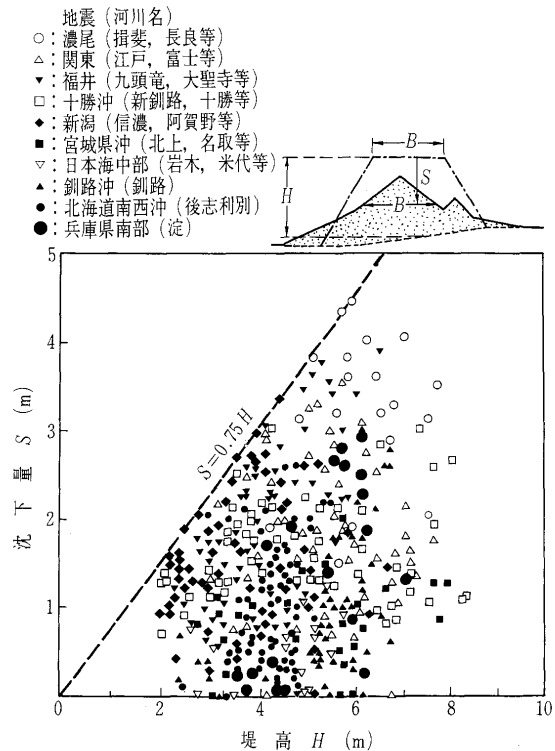
写真—4.2 淀川堤防の左岸西島地区で見られた噴砂跡 (不動建設提供)

状化したことが確かである。後日行われた堤体開削調査でも、液状化の痕跡が確認された。

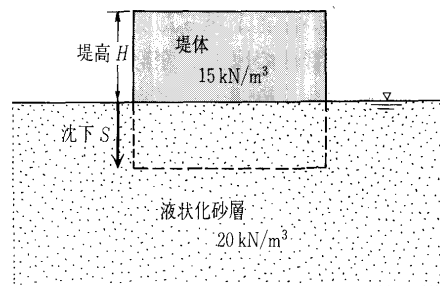
河川堤防の天端沈下の大小は、越流と洪水の危険を支配する重要な事項である。沈下がさほど大きくなければ、大雨で河川の水位が上がる前に堤体を補修しさえすればよい。通常ならそのための時間の余裕はあるはずである。しかし海に近い感潮河川では1日に2度満潮があり、その水位より堤防天端が沈下することは、後背地にとって致命的である。

明治の濃尾地震以来、河川堤防が沈下した例を集め、堤体高さ H と沈下量 S との関係を描いたのが、図—4.24である。沈下量 S の度合いは状況によりさまざまだが、最悪の場合でも沈下は堤高 H の75%を超えていない ($S \leq 0.75H$)。この法則は、液状化した砂を(粘性)流体と見なすことにより説明が可能である。まず、最悪の状況ということでは液状化が地表にまで及んでいるものとし、かつ液状化層が十分厚くて堤防は基部の非液状化層には着底しないものとする。図—4.25は堤体を長方形で簡略化したものが液状化流体中に浮かんでいる状況を描いた模式図である。震動と流動が十分長い間続く「最悪」の状況では、堤体に働く重力と液状化流体の及ぼす浮力とが釣り合う平衡静止状態が実現する。堤体は不飽和だから単位体積重量は 1.5 tf/m^3 (15 kN/m^3) 程度であり、水で飽和した液状化砂の方は 2.0 tf/m^3 (20 kN/m^3) ほどの密度を持っている。すると重力と浮力が釣り合った時 (ポテンシャルエネルギーが最小になった時) には $1.5 \times H = 2.0 \times S$ 、すなわち $S = 0.75H$ という75%法則が成り立つ。

堤防の沈下を防止するには、基礎の締固めや固化など



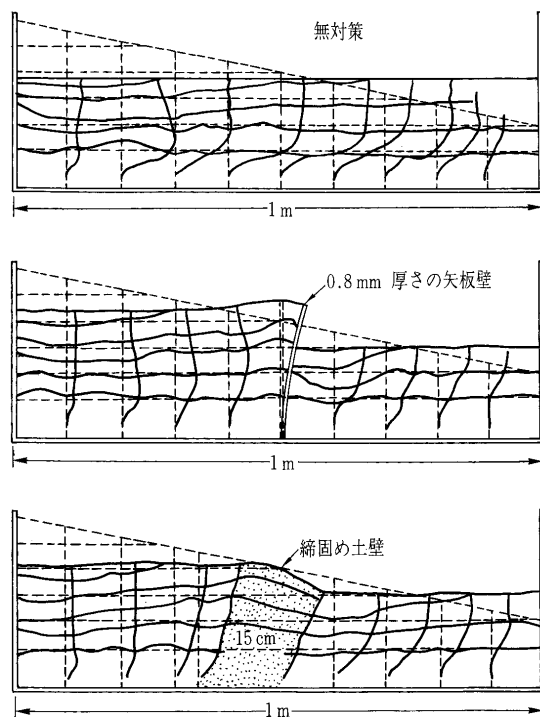
図—4.24 過去の地震による河川堤防の被災例 (建設省の調査)



図—4.25 堤防の沈下機構の概念

の地盤改良と液状化防止が有効である。しかし何らかの対策を必要とする堤防の総延長はきわめて長く、これをすべて地盤改良で対処することは、高価に過ぎる。もっと簡易な対策を施し、液状化は防止できないまでも地盤流動を許容限度以下にとどめることが可能ではないか、と考えて行った模型実験の結果が図—4.26¹⁸⁾である。模型の斜面を流動させた三つの実験の内、何ら対策を施さなかった場合 (上段) に変位が最も大きく、片持ち梁式の矢板壁や締固め砂壁を設けた中、下段の実験の方が、変位は軽減された。しかし変位をゼロに抑制できるわけではない。

地中壁の前後で液状化が起ると、図—4.26のように地表の高さにも段差が生ずる。すると前後の液状化層が壁に及ぼす土圧にも差が生じ、これが壁を変形させる。壁変形のひずみエネルギーを地表のポテンシャルエネルギー (重力とひずみのエネルギー) に加算し、この全ポテンシャルエネルギーを最小化する (力の釣り合いに等価) ことにより変位と変形を計算することができる^{18), 19)}。この方法を西島地区の淀川堤防に適用したのが図—4.27である。この地区には川側に止水矢板が埋設されていた

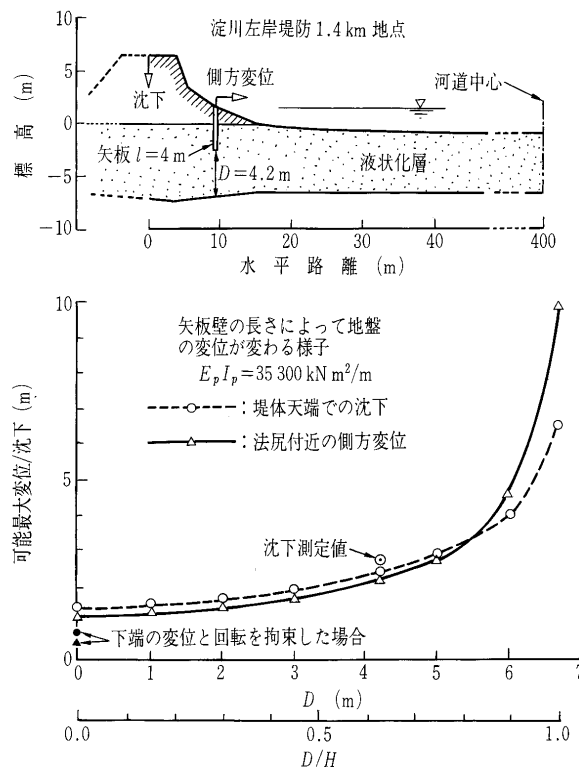


図—4.26 地中壁による地盤流動変位の軽減

が、基盤の非液状化層に届くほどには長くない（矢板の下端と基盤との距離を D で表す）、流動のせき止め効果は不十分である。矢板を梁と見なしたときの曲げ剛性、液状化層厚、堤防の形状、土の単位体積重量を使って、ポテンシャルエネルギー最小化の原理から天端の沈下と法尻の側方変位とを計算した。データとしてはほかにも堤体の変形係数 E が必要だが、今回の場合は堤体に引張り変形が生じて E がゼロになる。図—4.27 によれば、矢板が長いほど（ D が小さいほど）堤体の変形は小さく、矢板が基盤にしっかり固定されれば（梁理論でいう変位＝回転＝ゼロの状態）、堤体はもっとも変形しにくくなる。実際の値 $D=4.2$ m を用いたとき、天端沈下の計算値は実測値に近くなったが、これは偶然かも知れない。

4.2.3 浅い基礎の沈下

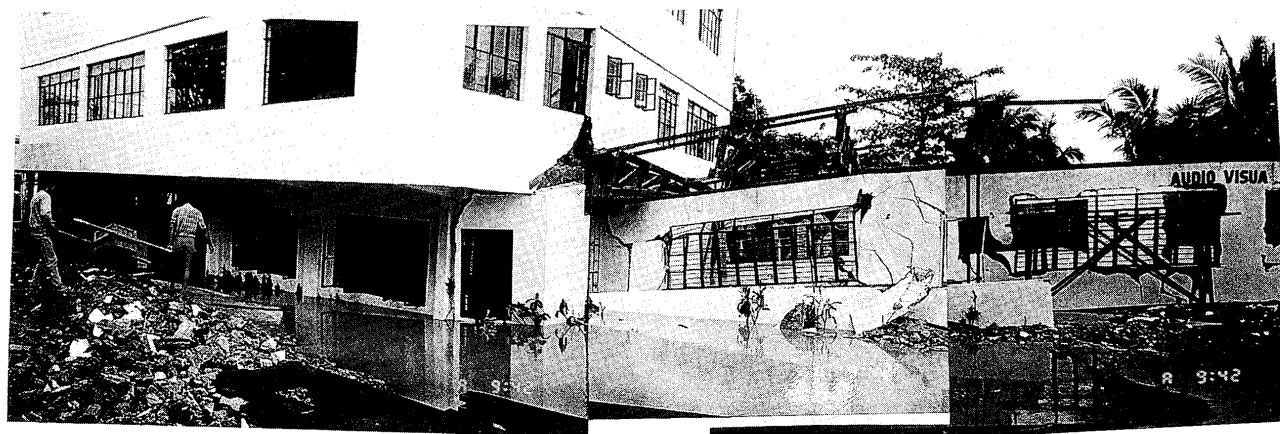
新潟地震の川岸町アパートの倒壊²⁰⁾は、浅い基礎を持つ構造物の受けた被害の内では、もっともはなはだし



図—4.27 淀川堤防西島地区の変形解析例

いものである。倒壊をまぬがれ沈下（不同沈下）だけにとどまったフィリピンのダグパン市の場合¹³⁾のように、沈んだ基礎を油圧で持ち上げて修理したり、そのまま補修せずに使い続けている例もある。上部構造が健全なままに残ったからこそそのことである。先に堤防沈下の75%法則と称して、沈下（の最大限）が重力の大小に応じて異なることを議論した（図—4.25）。同じ原理は浅い基礎にも当てはまり、写真—4.3のように鉄筋コンクリート6階建ての建物は、平屋建ての別棟よりも沈下が大きく、両者の接続部分で不同沈下が発生した。

沈下の被害を避けるためには、荷重分布を均等にして不同沈下を防ぐこと、たとえ不同沈下しても上部構造に亀裂が及ばぬように基礎を一体型の剛なものにすることが重要である。また4.2.2で紹介したように、基礎の周辺を地中壁で取り囲んで液状化砂を側方へ流失させないことも、沈下の防止には効果がある。浅い基礎を改めて



写真—4.3 高層本館と平屋別棟との不同沈下（ダグバン市にて）

講 座

杭基礎を採用することも事態の改善にはなるが、緩斜面や護岸直近では地盤が流動して杭基礎に横向き力を及ぼすので、これに対する基礎の強化が必要になる。

新潟地震の折に、当時の新潟空港のターミナルビルが液状化地盤中へ1.2 m 沈下した事例がある。この建物は松の木杭で支持されていた。しかし杭が非液状化層までは届いていなかったのであろうか、あるいは途中ですべて折れてしまったのであろうか、建物が1年後に撤去されたので調べようもないが、いずれにせよ杭に支持されているとは思えない沈下ぶりであった。この事件の一部始終を動画で撮影した記録が残っている。それによると、沈下（と噴砂・噴水）が起きたのは地震動が終わった後のことである。沈下の速度はおよそ1.1 cm/秒で、これと建物重量を使って、粘性流体の簡単な考え方から地盤の粘性係数を逆算した。松杭の折損の有無をどう推定するか、に応じて結果はかなり変動したが、ともかくも図—4.13に示した数値を得た。

4.2.4 重力式護岸

護岸が大変形をこうむった事例は過去に多いが、残留変形の測定以上に詳細な調査をした例は見当たらない。重力式護岸の模型振動実験（4.1節）の示すところによれば、基礎の置換砂部分で間隙水圧が上昇した結果、繰



写真—4.4 護岸が地震力によって大変位した例
(ポートアイランドにて)

返しせん断力によって変形が蓄積しやすくなってしまった。そこで置換砂部分を締め固めることが対策として考えられる。しかしこの方法には、護岸が基礎上を滑動する危険に対して有効な対策になっていない、という問題点がある。写真—4.4は神戸港ポートアイランドの南西隅で、護岸が7 m も移動した状況である。この地域は噴砂・噴水の見られない（あっても軽微）地域なので、裏込めや置換砂ともに強度を保っていたはずである。それにもかかわらずポートアイランドでは最大の変位を記録したことは、液状化対策だけでは護岸の耐震性を保障できないことを意味している。重力式護岸自身の慣性力と裏込めの及ぼす地震時土圧に対して安定を保てるだけの滑動抵抗が、護岸の底面に必要である。6.4節では護岸を裏込めから隔離したり裏込め地盤を改良したりして、護岸そのものに作用する荷重を減らす工夫をした例が、紹介されている。

4.2.5 新潟市での実物杭の引抜き調査

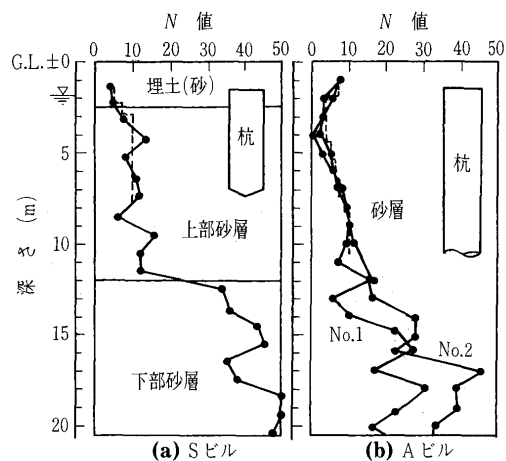
新潟地震では市街地に広範な液状化が発生し¹²⁾、数 m に及ぶ地盤の流動変位も起こった。地震後に建物が再建などのために撤去される際、杭が折損している例も発見されている²¹⁾。ここでは撤去工事に際して杭に被害が起きていることを予想して、詳細な調査を行った例を、2件紹介する。

二つの建物の位置を図—4.28に示す。Sビル、Aビルとも鉄筋コンクリート3階建てで、地震時に不同沈下した。Sビルは不同沈下を修復して、またAビルは補修無しに、地震後も使用されて来た。地震後25年を経過した1989年に両者が撤去されるのを契機として、杭基礎の調査が行われた。

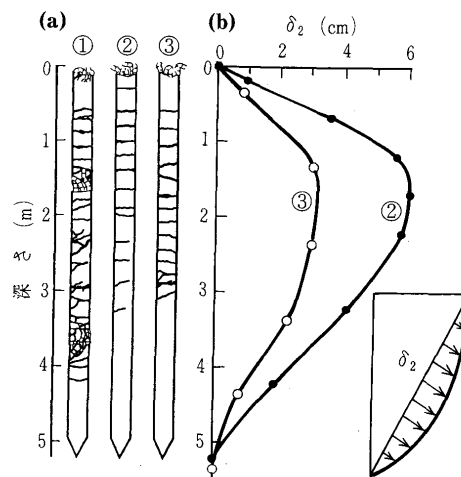
Sビル²²⁾の杭は長さ約5 m、直径30 cmの摩擦杭である（図—4.29）。調査に先立ってフーチングを撤去して杭頭を探したが、大半のものは発見できなかった。杭頭は基礎スラブには結合されていなかったし、杭頭の位置まで液状化が及んだと考えられるので、杭体は地盤の中へ沈んでしまったのであろう。発見できた数少ない杭の内から2本を、変形をそのままに保ちながら引き揚げた。すなわち鋼管の周囲にスクリューをつけたジェット



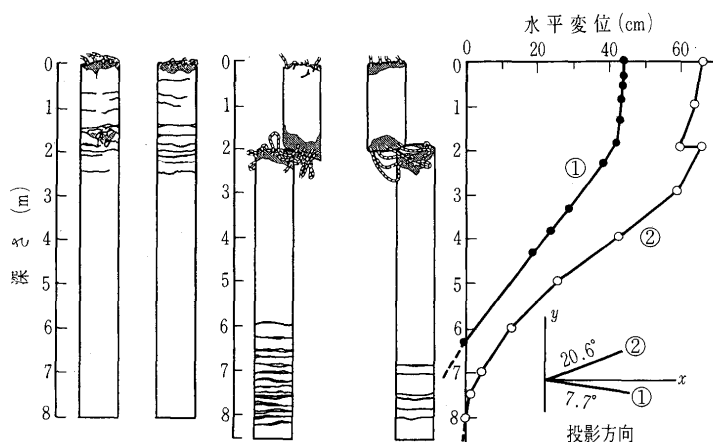
図—4.28 調査建物の位置と周辺の液状化被害



図—4.29 杭基礎調査地点の地盤柱状図



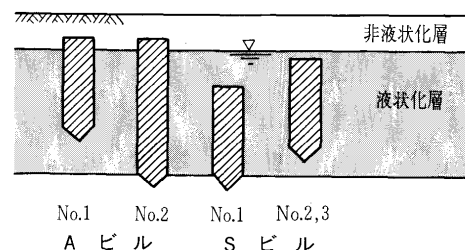
図—4.30 地盤流動により被害を受けた杭基礎



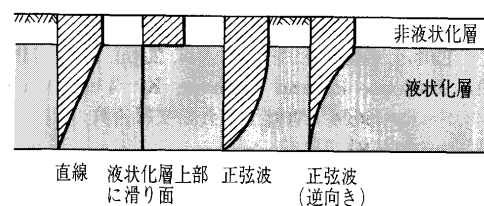
図—4.31 Aビルの杭の変形記録

オーガーを杭頭に据え、高圧水で杭周辺の土を溶かしながら、鋼管で杭を包むように地中へ前進させた。鋼管の内径は杭の側方変形を包み込めるくらいに大きかったので、杭の変形状態に影響してしまった恐れは無い。計測した杭変形とひび割れ状況をそれぞれ図—4.30(a),(b)に示す。ひび割れは杭を輪切りにするような形で、約10 cm 間隔で杭全体に発生していた。これら2本の杭は同一のフーチングの下にあったのだが、別のフーチングからもう1本の杭を引き抜くこともできた。これらの杭は前2本とは異なり、著しく破壊していた。これら3本の杭の外見を図—4.30(a)に示す。変形を測るために杭を引き抜いたので、杭のたわみ形状は測定できたものの、地中にあった時の杭変位絶対値は計測されなかった。ただし、杭のたわんだ方向と周辺地盤の流動方向とは、ほぼ一致していた。

次のAビル²³⁾では、独立フーチングを用いた先端支持杭が使われていた。直径35 cm の鉄筋コンクリート杭である。フーチング1基当たり4ないし5本の杭があったが、それ以外にも1本杭のフーチングがあった。これを2箇所、杭周辺を矢板で囲み、杭頭を保持した後、杭周辺の砂を高圧水噴射で取り除くことによって、杭の変形を観察できるようにした。図—4.31に結果を示す。2本の内1本は上部に亀裂があって、ここで曲がっていることが確認された。先端付近には変位が見られな



図—4.32 杭の被害と液化層の位置との関係



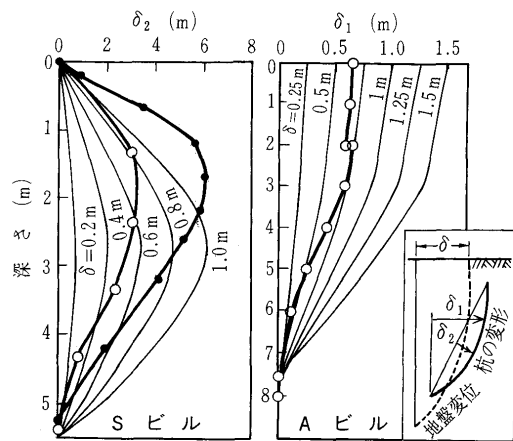
図—4.33 流動に伴う地盤変位モード

かったが、周囲の状況から考えると、この杭は液化化しない支持層には到達していなかったようである。また、もう1本の杭では上下に2箇所亀裂があり、特に上部では約50 cm にわたってコンクリートが全く欠損し、鉄筋も折れ曲がり、杭頭が沈下していた。この建物の平面はL字形をしており、問題の杭はそのコーナー近くにあった。そしてこの箇所と端部との間には約50 cm の不同沈下があったことがわかっており、杭の沈下と整合している。

これら二つの建物の、杭と液化化層との関係を描いたのが図—4.32で、液化化の位置によって杭の破壊形態がかなり異なることがわかる。流動する液化化層が杭に及ぼす力に加えて、地表の不飽和層がフーチングを介して杭頭に及ぼす横荷重が、杭の被害において重要である。

地盤流動の大きさについては、地表変位は従来から航空写真測量を使って、計測されて来た。しかし地中の変位分布に関しては不明の点が多かった。そこで応答変位法の考え方を用い、杭の被害を最もよく説明できるような地中変位モードを探索した。試みたモードは図—4.33のようなものだが、これらの内で正弦曲線分布が最適であることがわかった。そして地表面の変位をパラメーターとして杭の変形を計算し、実測値と比べたのが図—

講座



図—4.34 応答変位法によって得られた杭の変位分布

4.34である。どちらのビルの例でも、地表変位を実測値の0.6~1.0 mに設定することにより、計算と実測の間で整合が得られた。

参考文献

- 1) Ishihara, K.: Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351~415, 1993.
- 2) Yasuda, S., Yoshida, N., Masuda, T., Nagase, H., Mine, K. and Kiku, H.: Stress-Strain Relationships of Liquefied Sands, *Proc. IS-Tokyo '95; First Int. Conf. Earthq. Geotech. Engg.*, Vol. 2, pp. 811~816, 1995.
- 3) Verdugo, R. and Ishihara, K.: The Steady State of Sandy Soils, *地盤工学会論文報告集*, Vol. 36, No. 2, pp. 81~91, 1996.
- 4) 東畑郁生：地盤流動が地中構造物に与える影響，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム論文集，地盤工学会，pp. 71~86, 1998.
- 5) 大友敬三：地中構造物に及ぼす地盤側方流動の荷重特性評価，*土木学会論文集*, No. 591/I-43, pp. 283~297, 1998.
- 6) 北村 健・濱田政則・大野政弘・吉田 誠：側方流動が基礎構造に及ぼす外力特性に関する実験的研究，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 359~362, 1998.
- 7) 大友敬三・河井 正・桑原弘昌：非液化化層の側方流動外力特性に関する振動台実験，*土木学会第53回年次学術講演会講演概要集*, III-B, pp. 782~783, 1998.
- 8) Acacio, A. A.: Risk Assessment of Structures with Shallow Foundations Resting on Liquefiable Deposits, *東京大学博士論文*, 1997.
- 9) Towhata, I., Mizutani, T., Anai, K. and Nakamura, S.: Shaking Table Tests on Liquefaction-Induced Distortion of Sheet-Pile Quay Wall, *Proc. 13th Southeast Asi-*

- an Geotechnical Conference, Taipei, pp. 735~740, 1998.
- 10) Ghalanderzadeh, A., Orita, T., Towhata, I. and Fang, Y.: Shaking Table Tests on Seismic Deformation of Gravity Quay Walls, *Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No. 2, *Soils and Foundations*, pp. 115~132, 1998.
- 11) Towhata, I., Ghalanderzadeh, A., Sundarraj, K. P. and Vargas-Monge, William: Dynamic Failures of Subsoils Observed in Water-Front Areas, *Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, No. 1, *Soils and Foundations*, pp. 149~160, 1996.
- 12) 濱田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，*土木学会論文集*, 第376号/III-6, pp. 211~220, 1986.
- 13) Ishihara, K., Acacio, A. A. and Towhata, I.: Liquefaction induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake, *地盤工学会論文報告集*, Vol. 33, No. 1, pp. 133~154, 1993.
- 14) Orense, R. P. and Towhata, I.: Three Dimensional Analysis on Lateral Displacement of Liquefied Subsoil, *地盤工学会論文報告集*, Vol. 38, No. 4, pp. 1~15, 1998.
- 15) 土木学会編：1983年日本海中部地震震害調査報告書，p. 295, 1986.
- 16) 佐々木 康：河川堤防の地震被害事例，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 293~298, 1998.
- 17) 土木学会河川構造物地震対策技術検討委員会，1996.
- 18) Towhata, I., Kogai, Y., Amimoto, K. and Hendri, G. P.: Mitigation of Lateral Flow of Liquefied Ground, 28th Joint Meeting, Panels for Earthquake Engineering and Wind Engineering, UJNR, Gaithersburg, Maryland, USA, pp. 39~51, 1996.
- 19) Towhata, I., Orense, R. P. and Toyota, H.: Mathematical Principles in Prediction of Lateral Ground Displacement Induced by Seismic Liquefaction, *地盤工学会論文報告集*, Vol. 39, No. 2, pp. 1~19, 1999.
- 20) 河角ほか：General Report on the Niigata Earthquake of 1964, *東京電機大学出版*, 1968.
- 21) 河村壮士・西沢敏明・和田暉日美：二十年後の発掘で分かった液状化による杭の被害，*日経アーキテクチャー*, 7月29日号，pp. 130~134, 1985.
- 22) 吉田 望・小林恒一・中村 晋：1964年新潟地震で被害を受けたS建物の基礎杭の調査，*土と基礎*, Vol. 38, No. 6, pp. 39~44, 1990.
- 23) Yoshida, N. and Hamada, M.: Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground due to Liquefaction-induced Permanent Ground Deformations, *Proc. 3rd Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, pp. 147~161, 1990.