

一端を固定された地中埋設管模型の液状化時の挙動

DYNAMIC BEHAVIOUR OF A MODEL PIPE FIXED
AT ONE END DURING LIQUEFACTION

北 浦 勝*・宮 島 昌 克**

By Masaru KITaura and Masakatsu MIYAJIMA

1. 結 言

1978 年宮城県沖地震 (M7.4) は都市型震災の様相を顕著に示したといえる。つまり、都市が都市として機能するための最も基本となるライフライン系に被害が多く発生し、市民生活に大きな影響をもたらした。また、1982 年浦河沖地震 (M7.3) においても、地上の構造物では幸い震度 VI から予想される震害よりは軽微であったにもかかわらず、水道管などの地下に埋設されたライフライン系は甚大な被害を被った。ライフライン系はいくつかの機能が複雑に絡まり合っており、しかも、これらの機能が連携して大きな機能を果たしていることが多い。したがって、一つの機能の一部に被害が生じててもその影響が他へ拡大し、被害が都市全体に及ぶ可能性がある。このゆえに、ライフライン系の耐震性の向上は都市防災上の重要課題であるといえる。

ライフライン系を構成する一要素である地中埋設管は、これまでの地震において多くの被害を被ってきた。過去の震害をみると、地震波動の伝播による震害のほか、液状化や地すべり、断層などの地盤の破壊によって多くの埋設管に被害を生じている。しかしながら、たとえば砂層地盤が液状化した場合の埋設管の動的挙動や破壊状況などについても、未だ十分明らかになっていないのが現状である。

地盤が液状化したときの地中埋設管の挙動に注目した研究は非常に少ない。実験的研究として、片田・伯野の研究¹⁾がある。すなわち片田らは、塩ビパイプについて模型振動実験を行い、不完全液状化時に大きなひずみ応答を示すこと、飽和砂地盤より不飽和砂地盤においてより大きな応答が、しかもより長くみられること、などを指摘している。著者らも丸棒ゴムを地中埋設管模型と

し、砂箱を用いた液状化実験を行った^{2),3)}。この実験では、地中埋設管模型を両端自由の状態に埋設し、液状化過程におけるひずみ特性を明らかにしている。その結果、完全液状化に至るまでの不完全液状化時と、液状化が収束していく砂の再堆積時に埋設管のひずみが大きくなること、液状化地盤中にある埋設管のひずみは静ひずみと動ひずみに分解することができ、前者は埋設管の浮上によりもたらされる静的な破壊に、また後者は振動による埋設管の動的な破壊に結びつく可能性のある量であること、などが明らかとなっている。また、動ひずみの発生メカニズムについても考察を加えている。しかし、埋設状態が両端自由であったために、静ひずみについてはあまり検討されていない。

そこで本研究では、液状化過程における管の浮上による破壊を検討するために、一端を固定された地中埋設管模型を用いて振動実験を行った。すなわち、構造物との接合部をモデル化したものであり、実際の地震被害においても、その箇所でも多くの破壊が生じているからである。これらの実験を通して、液状化過程における静ひずみの特性を明らかにし、さらに、管の浮上による液状化被害を軽減するための対策についても考察を加えた。

2. 飽和砂中において一端を固定された埋設管の挙動

(1) 実験概要

本研究においては基礎的、定性的な実験に重点を置き、地中埋設管が浮上するときのひずみ特性に注目し、しかも現象をなるべく簡明的確に把握するために、供試模型を以下のように定めた。実験概略図を Fig. 1 に示す。振動台 (島津製作所製, EHV-3) 上に設置した鋼製の砂箱 (幅 500×長さ 1500×高さ 350 mm) に、比較的細砂で均一な手取川の川砂 (有効径 0.1 mm, 均等

* 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部建設工学科

** 正会員 工修 金沢大学助手 工学部建設工学科

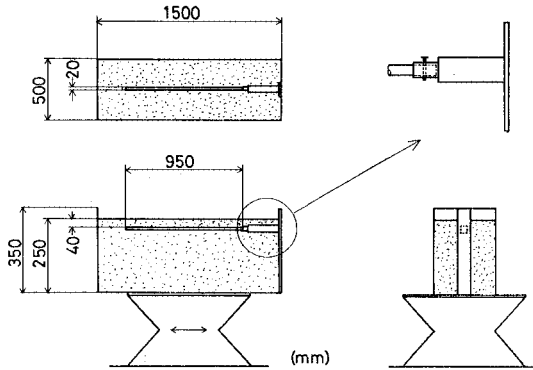


Fig. 1 General view of experiments.

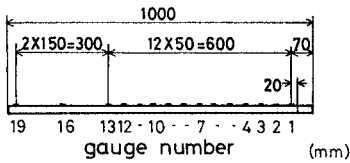


Fig. 2 Model of a pipe.

係数 2.6, 粒径はほぼ 0.1 mm から 0.6 mm の間に分布している) を厚さ 250 mm まで入れた。地中埋設管模型としてはサンウレタン丸棒ゴム(十川ゴム製)を使用した。丸棒ゴムは、その寸法が $20\phi \times 1000$ mm, 弾性係数 810 kgf/cm^2 (79 MPa), 単位体積重量 1.14 gf/cm^3 (11.2 kN/m^3) である。丸棒ゴムの上部には、15 枚のひずみゲージ(東京測器製, PL-5-11)を管軸方向に接着し、防水加工を施した。ひずみゲージは、Fig. 2 に示すように固定端側より 1, 2, 3, ..., 19 と名付けた。丸棒ゴムは、Fig. 1 に示すように砂箱の側壁に剛結された鋼製の腕に固定されている。また、水圧計(豊田工機製, 最大 0.5 kgf/cm^2 (49 kPa), PMS-5 M)を埋設管模型と同じ深さに埋め、過剰間隙水圧を測定した。本水圧計は半導体を用いた小型圧力変換器であり、固有振動数も 8 kHz 以上と非常に高いので、過渡的現象も精度よく測定することができる。

飽和砂地盤の作成にあたっては、ホースの先にビニール管を接続し、これを砂層底面まで貫入させた後、水を勢いよく注入し、地盤が非常に軟弱となるようにした。この操作を砂層数十か所で繰り返し、その後砂層表面の水をスポンジで吸い取り、水位を地盤表面と一致させた。各実験においてこの操作後の砂層の厚さがほぼ一定となっていたので、この操作によってほぼ同一な飽和砂地盤が作成できたと思われる。なお、このときの模型地盤の間隙比と含水比はそれぞれ約 0.86 と約 32% である。

本実験では、 5 Hz の調和波で管軸方向に

30 秒間加振して地中埋設管のひずみと地盤中央部での過剰間隙水圧を測定した。これは、本実験に用いた振動台と模型砂槽の組合せにおいては、この加振振動数のときに最も液状化が発生しやすかったことによる。また、現象をなるべく簡明的確に把握するために、ここでは不規則波を用いず、すべてのケースにわたって振動数が一定の調和波を用いるとともに、入力加速度および埋設深さも一定とし、それぞれ約 200 gal, 約 40 mm とした。埋設深さが浅い場合、管の自由端がすぐに地表面まで浮上し、その時点で管の浮上がほとんど止まるので、管の浮上時の挙動を十分に観察することができず、一方、埋設深さが深い場合は十分に液状化が起らないので、予備実験の結果よりこの埋設深さが決定された。

このような模型実験では相似律が重要であるが、本研究では特定の原型を想定せず、あくまで基礎的で定性的な実験に重点を置いたので、相似律については特に考慮していない。なお、いくつかのパラメーターについては文献 3) で検討を加えている。したがって、本実験では地中埋設管模型として、実際に用いられている硬質塩化ビニール管などよりも弾性定数の小さな丸棒ゴムを用い、実際よりも大きめの応答を得ることにより、管のひずみ特性を定性的ではあるが的確にとらえることに心がけた。

(2) 実験結果

Fig. 3 は実験結果の一例で、ひずみゲージ 1, 4, 7, 10 についての測定結果である。文献 3) で行ったのと同様に、ひずみ記録を静ひずみと動ひずみに分解し 1 秒間隔で読み取ったものを、圧縮を正、引張りを負として Fig. 4 に示した。つまり、ひずみ記録における初期状態からの中立軸の移動量を静ひずみ、振動するひずみの振幅を動ひずみと定義し、それぞれについてまとめたものである。また、これらの図には地盤中央部での過剰間

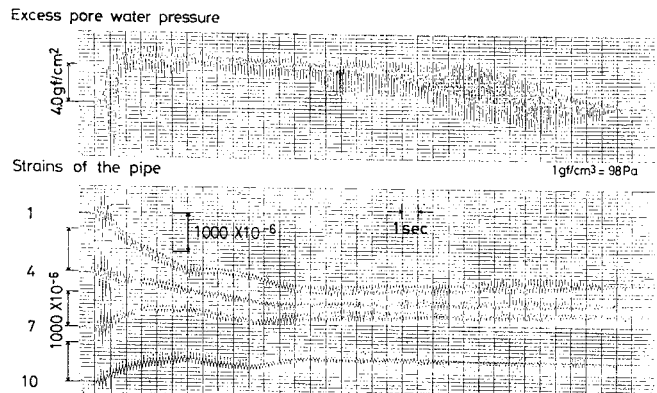


Fig. 3 Records of excess pore water pressure and strains of the pipe.

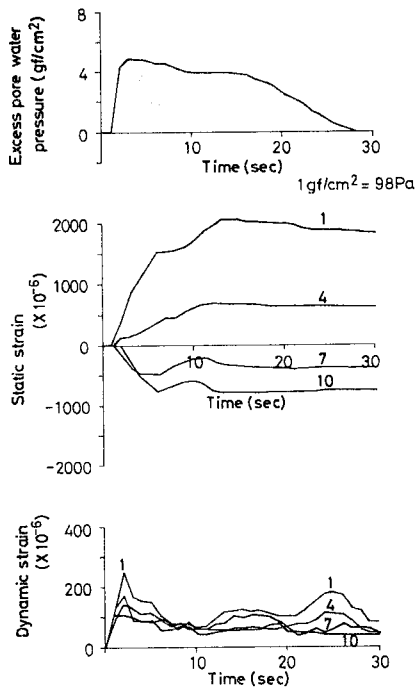


Fig. 4 Time histories of excess pore water pressure, static strains and dynamic strains.

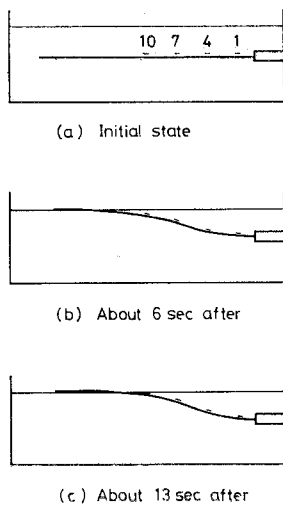


Fig. 5 Gussed deflection of the pipe during liquefaction.

隙水圧も示してある。静ひずみの変化を追うと、加振開始後6秒後までは急激にひずみが増加している。その後13秒後ぐらいまでは固定端に近いゲージ1, 4ではひずみが緩やかに増加し、管中央部近傍のゲージ7, 10では緩やかに減少している。そしてそれ以降はほとんど変化していない。これは

Fig. 5 を用いて以下のように説明できる。

Fig. 5 は、加振中の砂層表面の観察と、加振後の管位置の計測結果から描かれた管の予想変形図である。すなわち、加振開始後、過剰間隙水圧の上昇に伴い有効応力が減少すると、管全体に一樣に浮力が働き、管は浮上し始める。加振開始後6秒前後に自由端が地表面に現われる (Fig. 5(b))。このことは加振中の砂層表面の観察より確かめられている。その後、管中央部が浮上することにより管は緩やかに変形し、加振開始後約13秒後

には変形が終わり、静ひずみもほとんど変化しなくなる (Fig. 5(c))。

次に動ひずみの変化をみると、文献3)で示したのと同様に過剰間隙水圧が蓄積される不完全液状化時と、過剰間隙水圧が消散される砂の再堆積時に大きな値を示している。また、管の両端が固定されていない実験³⁾とは異なり、完全液状化時(約5秒後)にも固定端側から外力が管に伝播されるので、ある程度の大きさの値を示している。また、他の測定点のひずみにおいても同様の結果が得られた。

管軸方向のひずみの分布を示したものが、Fig. 6, Fig. 7 である。Fig. 6 は静ひずみの最大値についてまとめたものである。ゲージ5より固定端側では圧縮を、自由端側では引張りをそれぞれ示している。これは、Fig. 5 で示される管の予想変形状態とよい対応を示している。固定端に最も近いゲージ1で静ひずみは最も大きく、その値は約 2000×10^{-6} であった。一方、動ひずみについてまとめたものが Fig. 7 である。これは平均値、つまり各ゲージの30秒間の時間記録を1秒間隔で読み取った値の平均を示している。というのは以下の理由による。地盤条件や埋設条件の多少のばらつきの影響で動ひずみについては原記録の最大値のばらつきが大きい。そこで、液状化過程全般にわたる動ひずみの管軸方向の分布状態を知るために、平均値を用いて整理した。この図より、動ひずみについても固定端に近づくほどその値は大きくなっていることがわかる。このことは、以下のように考えられる。つまり、地盤が完全液状化に近

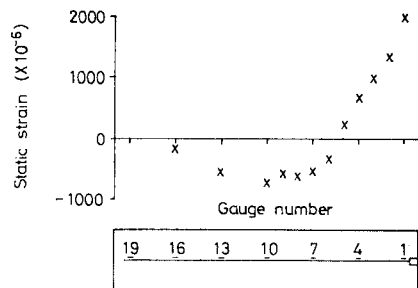


Fig. 6 Distribution of maximum static strains.

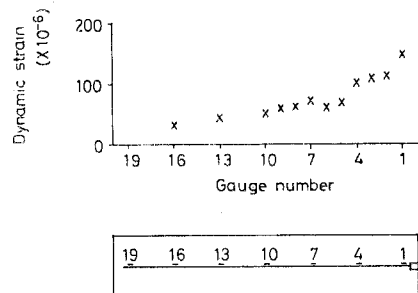


Fig. 7 Distribution of mean dynamic strains.

づくにつれて、地盤を介して埋設管に伝播されていた入力せん断波が伝播されにくくなる。したがって、固定端から直接入力伝播されるだけとなり、その影響で固定端に近づくほど動ひずみが大きくなっていると考えられる。また、原記録より動ひずみの最大値を読み取ると、ゲージ1において約 500×10^{-6} 程度であった。

以上のことより、次のことが明らかとなった。つまり、動ひずみ、静ひずみとも固定端近傍で最も大きい値となること、その最大値をみると、動ひずみが約 500×10^{-6} であるのに対し静ひずみは約 2000×10^{-6} と非常に大きいこと、したがって、固定端近傍では振動によるひずみより、管の浮上によるひずみが非常に卓越していることが明らかとなった。また、文献3)で行った管の両端が固定されていない実験における結果と比較すると、以下のことがわかる。文献3)の実験では埋設深さが25mmと50mm、入力加速度が約150galであり、本実験の埋設深さが40mm、入力加速度が約200galとは異なるが、それらの結果では管の中央部でひずみが最大となっており、動ひずみが約 $80 \times 10^{-6} \sim 120 \times 10^{-6}$ 、静ひずみが約 $80 \times 10^{-6} \sim 240 \times 10^{-6}$ であった。それらと比較すると本実験では動ひずみが約2~7倍の値であるのに対し、静ひずみは約8~25倍の値となっている。したがって、実験条件の違いを考慮に入れても、このことから一端が固定されたことにより固定端近傍にひずみが非常に集中すること、また、動ひずみに比して静ひずみが卓越することがわかる。

3. 液状化する地盤としない地盤とにわたって埋設された管の挙動

(1) 実験概要

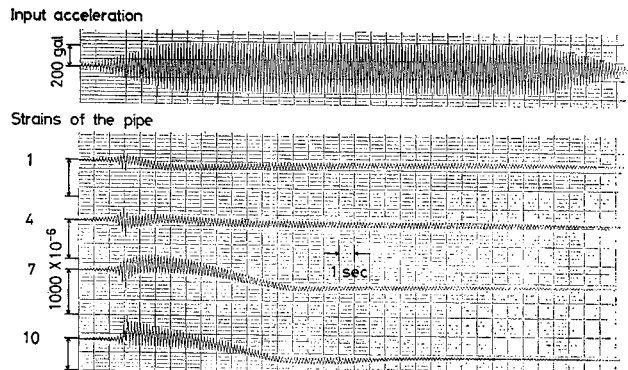
管の浮上の影響によって固定端近傍に集中する静ひずみを軽減する対策の1つとして、固定端近傍の地盤を締め固めるなどして液状化しないように地盤改良することが考えられる。このような観点から本章では、模型地盤の固定端側半分を締め固め、残り半分をゆる詰めとして実験を行った。実験装置は前章の実験で用いたものをそのまま使用した。また、半分だけゆる詰めの飽和砂層は以下のようにして作成した。地盤中央部にアクリル板の仕切りを設置し、飽和砂地盤を振動台にて加振してよく締め固め、その後半分だけを前述した方法でゆる詰めとした。そして、仕切り板を抜き取った後、管中央部のひずみゲージ10が境界にくるように地中埋設管模型を

設置した。つまり、地盤改良を行った後管を埋設しているので、埋め戻し土については十分に締め固まっているとはいえない。また、このときの模型地盤の間隙比は、締め固められた地盤で約0.79、ゆる詰めの地盤で約0.86であった。

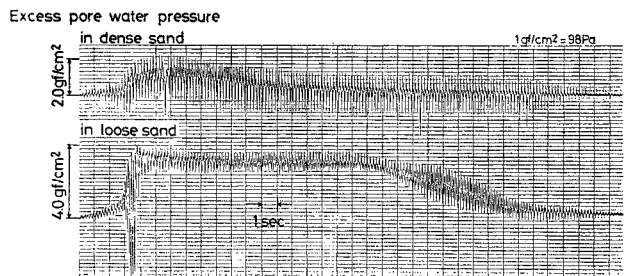
実験条件はすべて前章で行った実験と同じとした。なおここでは、ゆる詰めの地盤と締め固められた地盤のそれぞれにおいて過剰間隙水圧を測定した。

(2) 実験結果

Fig. 8(a)は、ひずみゲージ1, 4, 7, 10におけるひずみ波形と入力加速度波形を、Fig. 8(b)は過剰間隙水圧をそれぞれ示している。このとき、ひずみゲージ1, 4, 7は締め固められた地盤中に、ひずみゲージ10は地盤の境界にそれぞれ位置されている。この図を前章の実験結果(Fig. 3)と比較すると、次のことが明らかとなる。つまり、動ひずみに注目するとFig. 3では過剰間隙水圧が上昇していく過程で一時的に大きくなっている。これに対してFig. 8のひずみゲージ7, 10では大きな動ひずみが一定時間継続している。このことから、Fig. 8のひずみゲージ7, 10の周辺地盤が軟化していると推測される。前章と同様にひずみを静ひずみと動ひずみに分解し、Fig. 8をまとめたものがFig. 9である。同図には、ゆる詰めの地盤の中央部と締め固められ



(a) Records of input acceleration and strains of the pipe.



(b) Records of excess pore water pressure.

Fig. 8 Records of input and output.

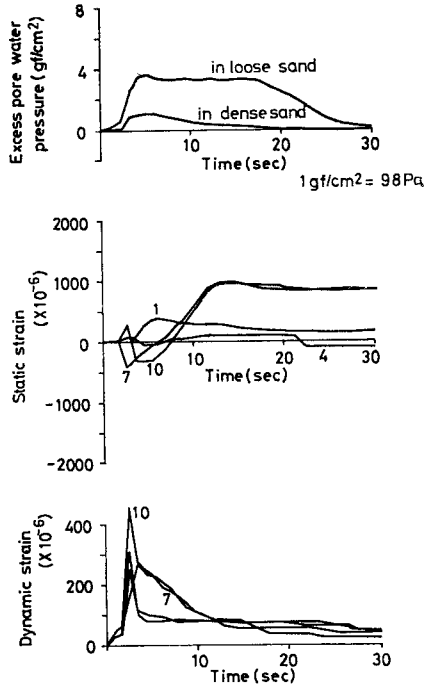


Fig. 9 Time histories of excess pore water pressure, static strains and dynamic strains.

た地盤の中央部で測定された過剰間隙水圧も示されている。この図によれば、締め固められた地盤においても過剰間隙水圧が多少上昇している。したがって、この周辺の地盤は軟化していると考えられ、前述したひずみ記録とよい対応を示している。過剰間隙水圧が上昇した理由は以下のように考えられる。つまり、地盤を締め固めた後埋設管を設置したので、実際の埋設管工事においてもみられることであるが、埋め戻し土が十分締め固まっていないこと、また、地盤境界から遠いひずみゲージ1, 4においてはあまり大きな動ひずみを示していないことから、液状化したゆる詰め砂層からの浸透流が影響したこと、などにより加振中に過剰間隙水圧が上昇したと考えられる。

前章と同様に、各ケースの結果を管軸方向のひずみの分布としてまとめたものが Fig. 10, Fig. 11 である。Fig. 10 は、静ひずみの最大値についてまとめたものである。ひずみゲージ 10 より固定端側では圧縮を、自由端側では引張りをそれぞれ示している。ゲージが管の上側に貼られていることを考慮すると、この図から推測される管の変形状態は Fig. 12 のようである。つまり、前述したように加振時にひずみゲージ 7, 10 の周辺地盤も軟化するので、自由端側の管の浮上の影響で地盤境界付近の管も多少浮上したと推測される。このことは、地盤境界部に集中する静ひずみを分散させる効果があったと考えられる。Fig. 10 においてはひずみゲージ 8, 9

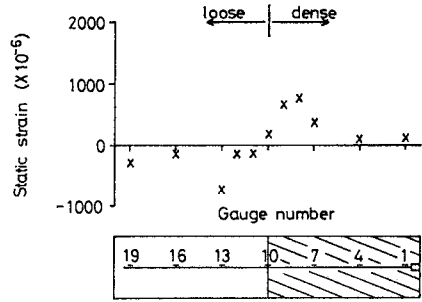


Fig. 10 Distribution of maximum static strains.

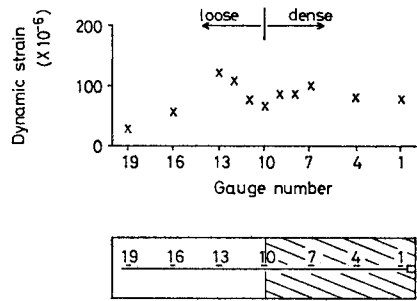


Fig. 11 Distribution of mean dynamic strains.

や 13 で大きな値を示しているが、その値は約 750×10^{-6} となっていて、Fig. 6 の最大値 2000×10^{-6}

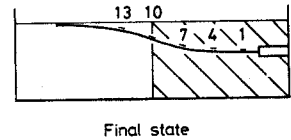


Fig. 12 Gussed deflection of the pipe after liquefaction.

と比較すると非常に軽減されているといえる。

Fig. 11 は、前章と同様に動ひずみの分布をその平均値で示したものである。この図からも、地盤境界部付近で動ひずみが大きい値を示していることがうかがえる。また、原記録より動ひずみの最大値を読み取ると、ゲージ 7 において約 500×10^{-6} 程度であり、全層がゆる詰めときのゲージ 1 の値とほぼ等しい値であった。

以上のことより次のことが明らかとなった。つまり、固定端近傍を締め固めることにより、接合部に集中する静ひずみを軽減することができた。また、締め固められた地盤の一部が加振中に軟化したため、地盤境界部に集中すると予想された静ひずみをも軽減することができた。しかし、他方ではそのことが大きい動ひずみを一定時間継続させることになっている。したがって、締め固めによって地盤を改良すると、管の浮上によるひずみは軽減されるが、地盤境界部における動ひずみは軽減されず大きな動ひずみが一定時間継続するので、地盤境界部で管の動的な破壊が生ずる可能性が増大し注意を要するといえよう。

4. 液状化による被害を軽減するための対策

液状化による被害を軽減するための対策としてすでにいくつか提案されているが、それらを大別すると次の2つになる。

① 周辺地盤に対策を施して液状化の発生そのものを防止する。

② 構造物に対策を施して液状化による被害を最小限に食い止める。

地中埋設管に関しては、①として締め固めや埋め戻し土の安定処理、グラベルドレーンを設ける方法などがある。前章では、締め固めによる地盤改良に関して模型実験を行った。ここでは、応力が集中する構造物との接合部近傍の地盤だけを改良したが、この場合、改良地盤と未改良地盤、すなわち液状化する地盤としない地盤との境界付近における管の動的挙動が新たに問題となってきた。したがって、地盤改良を行う際には液状化が発生する可能性のある地盤の広がりをも的確に予測し、その地盤を全域にわたり改良する必要があると考えられる。

本章では②について考察を進める。周辺地盤が液状化したときせん断波は地盤中をほとんど伝播しないので、地中構造物に作用する力としては浮力と上向き浸透流による力が考えられる。そこで、まず上水道管を例にとり液状化時に生ずる浮力を概算してみる。Table 1 はダクタイル鋳鉄管の寸法および重量表⁵⁾の一例である。簡単のためにジョイント受口部の体積を無視し、管内に水が充満しているときの管全体のみかけの単位体積重量を求めた。つまり、次式によってみかけの単位体積重量 r を求めた。

$$r = \frac{w + \frac{1}{4}\pi \cdot (d-2t)^2 \cdot l \cdot r_w}{\frac{1}{4}\pi \cdot d^2 \cdot l}$$

ここに、 w ：管1本当たりの重量、 d ：管の直径、 t ：管厚、 l ：管長、 r_w ：水の単位体積重量

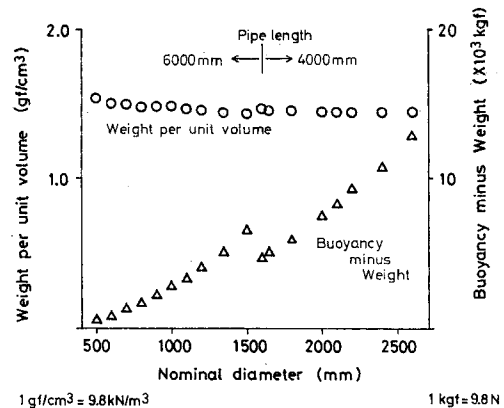
また、液状化した地盤の単位体積重量を 2.0 gf/cm^3 (11.8 kN/m^3)⁶⁾ として液状化時に管1本当たりに働く浮力と重力の差を求めた (Fig. 13)。すなわち、液状化時に鉛直上向きに管に働く静的な力といえる。呼び径が大きくなってもみかけの単位体積重量はほぼ一定であるので、液状化した地盤の単位体積重量と管のみかけのそれとの差は、呼び径によらずほぼ一定となる。したがって、体積が大きいくほど、つまり呼び径が大きいくほど管1本当たりに働く浮力と重力の差は大きくなっている。管1本当たりに働く浮力をそれに働く重力に対する比で表わしたものが Fig. 14 である。Figs. 13, 14 において呼び径 1500 mm で不連続となっているのは、管長

が 6000 mm から 4000 mm になる影響である。同図によれば、周辺地盤が液状化した場合上水道管は自重の約 1.3 倍前後の浮力を受けることになる。したがって、主要幹線として用いられる大口径管においては液状化時に受ける浮力の自重に対する比は大きく、液状化に対して

Table 1 Dimension and weight of the ductile iron pipe.

Nominal diameter (mm)	Thickness (mm)	Length (mm)	Weight (kgf)	Diameter (mm)
500	9.5	6000	802	528.6
600	11.0	6000	1080	630.8
700	12.0	6000	1420	733.0
800	13.5	6000	1800	836.0
900	15.0	6000	2230	939.0
1000	16.5	6000	2740	1041.0
1100	18.0	6000	3240	1144.0
1200	19.5	6000	3780	1246.0
1350	21.5	6000	4650	1400.0
1500	23.5	6000	5610	1554.0
1600	25.0	4000	4480	1650.0
1650	25.5	4000	4710	1701.0
1800	28.0	4000	5550	1848.0
2000	30.5	4000	6690	2061.0
2100	32.0	4000	7370	2164.0
2200	33.5	4000	8080	2280.0
2400	36.5	4000	9420	2458.0
2600	39.5	4000	11180	2684.0

(1 kgf = 9.8 N)



1 gf/cm³ = 9.8 kN/m³ 1 kgf = 9.8 N

Fig. 13 Weight per unit volume of water supply pipe and buoyancy minus weight during liquefaction.

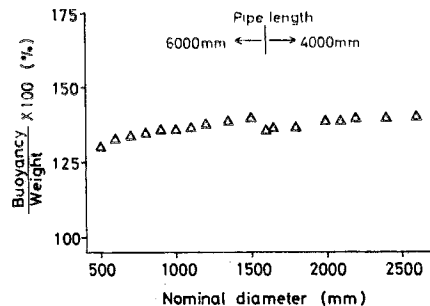


Fig. 14 Buoyancy per unit weight.

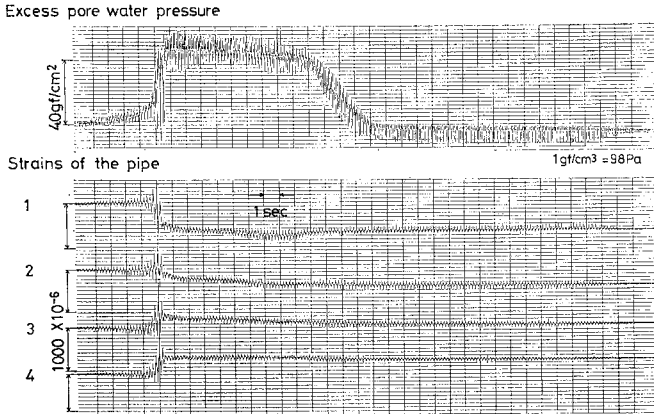


Fig. 15 Records of excess pore water pressure and strains of the pipe.

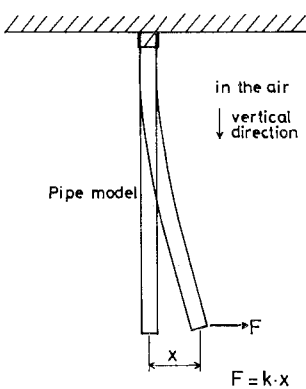


Fig. 16 Method of evaluating spring constant.

不利であるといえる。そこで、液状化時に管に作用する浮力の影響を軽減するための管への対策として以下のようなことが考えられる。すなわち、管路のみかけの単位体積重量を増して液状化した地盤のそれとの差を小さくすることである。もし、管路のみかけの単位体積重量が液状化した地盤のそれと等しければ浮力による上向きの力は生じ得ない。したがって、管厚を増すとか、管に簡単な付属物を取り付けるなどして管路のみかけの単位体積重量を増すことは有効であると思われる。このような観点から、埋設管模型に板鉛を巻きつけ管の単位体積重量を液状化した地盤のそれに近づけて振動実験を行った。長さ 507 mm × 幅 15 mm × 厚さ 0.27 mm、重量 21.64 gf (0.212 N) の板鉛を等間隔に 12 か所巻きつけたので、管の単位体積重量は 1.14 gf/cm³ (11.2 kN/m³) から 1.81 gf/cm³ (17.7 kN/m³) に増加している。Fig. 15 は、全層がゆるめめの飽和砂層に管を埋設して行った振動実験のひずみゲージ 1, 2, 3, 4 におけるひずみ記録と、地盤中央部での過剰間隙水圧の記録である。このときの実験条件はすべて 2. と等しい。同図によると、完全液状化に至っても静ひずみはほとんど大きくなっていない。また、液状化収束後に管の変形状態を測定すると、管の浮上は数 mm 程度であった。このとき、管に板鉛を巻きつけたことによる管の曲げ剛性の増加が考えられるので、Fig. 16 に示されるように

空中に吊り下げられた埋設管模型に水平方向に力 F を加えるという方法で、管軸直角方向のばね定数 k を算出した。その結果、ばね定数が 3.9 gf/cm から 5.8 gf/cm に増加しており、このことは、板鉛を巻きつけていない管の自由端を 4 cm 変位させるのと同じ力で、板鉛を巻きつけた管が 2.7 cm 変位することを示している。しかし、砂層地盤中で行った本実験では数 mm しか浮上していない。したがって、管に板鉛を巻きつけることによって液状化時の管の浮上量が非常に軽減されたのは、曲げ剛性の増加による影響ばかりでなく、管の単位体積重量を液状化した地盤のそれに近づ

けたことによる効果が現われているといえよう。次に、動ひずみについて考える。本実験では、板鉛を巻きつけたことにより管表面の形状が変化している。動ひずみは静ひずみと異なり、管と周辺地盤との間の摩擦力に大きく影響される量であるので、板鉛の巻きつけ方によって、すなわち、管表面の凹凸の度合によって動ひずみの大きさは非常に異なると思われる。したがって、ここでは一概に論ずることはできない。以上の実験結果から、管の単位体積重量を増して液状化した地盤のそれに近づけることにより、管の浮上を防ぎ静ひずみを軽減することができるということが確かめられた。

次に、上向き浸透流による力に注目する。新潟地震のときの例をみると、地表面に生じたクラックなどに沿って激しく噴水し、過剰間隙水圧が逸散している。つまり、地表面付近の比較的弱い部分から被圧水が噴出しており、これらの箇所には埋設されている管には浸透流による力がかかり働いているものと予想される。しかし本研究においては、均一な砂層地盤を対象に基礎的な実験に重点を置いたので、これらを考察するまでに至らなかった。上向き浸透流や液状化収束後の砂地盤の沈下の影響などについては現在実験的に検討を進めており、次の機会に発表する予定である。

5. 結 論

本研究は、液状化過程における地中埋設管の浮上が管ひずみに与える影響を実験的に明らかにしようとしたものである。一端を固定された地中埋設管模型を用いた振動実験より、以下のことが明らかとなった。

- (1) 管の両端が固定されていない実験⁹⁾の結果と比較すると、一端が固定されたことにより、静ひずみ、動ひずみがともに固定端近傍に集中する。
- (2) 動ひずみの最大値に比べ静ひずみのそれが非常

に大きく、したがって、固定端近傍では振動によるひずみよりも管の浮上によるひずみが非常に大きくなるといえる。

(3) 固定端近傍を締め固めることにより、接合部に集中する静ひずみを軽減することができた。また、地盤境界部に集中すると予想された静ひずみをも軽減することができた。これは、締め固められた地盤の一部が加振中に軟化したためと考えられる。

(4) 締め固められた地盤と液状化した地盤との境界付近では、大きな動ひずみが一定時間継続した。このことも、上述(3)の理由によるものと思われる。

(5) 完全液状化時に上水道用のダクタイル鋳鉄管に作用する浮力は、呼び径 500 mm 以上の管では自重の約 1.3 倍の大きさとなる。この影響を軽減するための対策の一つとしては、管路のみかけの単位体積重量を増すことが考えられる。

本研究では、基礎的で定性的な実験に重点を置いたので、実験結果を直接破壊と結びつけて考えるまでには至らなかった。管ひずみを動ひずみと静ひずみに分解して考える場合、それぞれのレベルで破壊に至るのかを定量的な実験や数値解析によってさらに明らかにしていく

必要がある。

本研究を遂行するにあたり、地中埋設管の動的挙動に関する議論を通して種々のご教示を賜った小堀為雄教授に深謝の意を表します。また、実験の実施や図面の作成にあたりご協力をいただいた本学元学生 杉山啓夫氏(日本国土開発(株))に厚く御礼申し上げます。

最後に、本研究が文部省科学研究費(一般研究(C))の補助によって行われたことを記して感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 片田敏行・伯野元彦：液状化過程における地中構造物の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 306 号，1981。
- 2) 北浦 勝・宮島昌克・武蔵正信：液状化時の模型地中埋設管の歪特性，第 16 回地震工学研究発表会，1981。
- 3) 北浦 勝・宮島昌克：液状化過程における地中埋設管のひずみ特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 323 号，1982。
- 4) 末松直幹・吉見吉昭・佐々木 康：講座「地盤の液状化」7. 液状化被害を軽減するための対策，土と基礎，Vol. 30, No. 4, 1982。
- 5) クボタ鉄工株式会社：クボタ S 形ダクタイル管，1978。
- 6) 足立紀尚・龍岡文夫：新体系土木工学 18, 土の力学(Ⅲ)，技報堂出版，p. 258, 1981。

(1982.7.19・受付)