

(66) 締固めによる埋設管の液状化対策についての研究 (その2)
 —小型模型実験による浮上がり防止効果の検討—

(財) 電力中央研究所 ○小峯秀雄 田中幸久
 栃木 均 当麻純一
 大友敬三
 東京電力(株) 福田聡之 安保秀範

1. はじめに

近年、ルートの制約などから地中線やガス導管などの線状構造物を緩い砂質地盤中に建設することが多くなってきている。埋設管からなるこのような構造物では砂質地盤は地震時に液状化しやすいので、とくに浮上り防止を目的として締固め工法などにより地盤改良が施される場合がある。しかし、地盤改良の範囲の設定方法等については、いまだ合理的な設計規準がない。本研究は小型模型実験および上向き定常透水実験を実施し、地盤締固めの埋設管浮上がり防止効果について調査・検討することを目的としている。

2. 小型模型実験 (ショック実験)

2.1 実験概要

本実験は、地盤中の過剰間隙水圧の上昇に伴い生じる地中埋設管の浮上がり挙動の調査、特に浮上りに対する地盤の締固め効果の検討を目的としている。なお、本実験の模型縮尺率は1/10とした。図-1に模型地盤の概要と計測器の設置位置を示す。埋設管模型は、直径6cm、長さ21.5cmの鋼管を用いた。埋設管の上・下部には管に作用する水圧の経時変化を測定するために間隙水圧計を設置した。また、実際の埋設管のみかけ比重が1.0程度であるので、埋設管模型の重量もみかけ比重が1.0になるように調整している。使用した地盤材料は茨城県産の高萩砂である。高萩砂の物理特性は $G_s=2.69$ 、 $D_{50}=0.15\text{mm}$ 、 $U_c=1.70$ 、 $\rho_{dmax}=1.630\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.273\text{g/cm}^3$ である。

まず、図-1に示す土槽に飽和砂地盤を作成する。飽和砂地盤は地盤改良部(相対密度 $D_r \approx 90\%$)および非改良地盤($D_r \approx 40 \pm 5\%$)からなる。模型地盤の具体的な作成方法は文献1を参照されたい。そして改良幅B, 改良深度Zおよび埋設管の深度Dをパラメータとして実験を実施した。本実験では、非改良地盤を瞬時に液状化させるために土槽の側面をカケヤで打撃した。打撃部分の重量が5.0(kg)のカケヤを土槽の左右に80cmの高さから約1秒間隔で自由落下させ、2回打撃を与える。打撃開始直前から埋設管模型の上・下部、地盤改良部、非改良地盤および境界部の過剰間隙水圧、土槽底部の応答加速度を計測する。埋設管の変位は、図-1に示すように非接触型変位計を用いて計測を行った。

2.2 実験結果および浮き上がりに関する考察

図-2には、別途実施された振動台実験の結果(文献2)も併記し、地中埋設管の最大浮上がり量(mm)/模型縮尺率と打撃直後または加振終了直後の地中埋設管部の過剰間隙水圧比との関係を示した。ここで、地中埋設管部の過剰間隙水圧比とは、埋設管上下部で得られる過剰間隙水圧比の平均値である。また、等価改良幅は、振動台実験で得られるデータとショック実験で得られるデータを比較するために導入したものである。これは、図-3に示すように埋設管模型が2本設置されている振動台実験での改良幅(B_2)をショック実験と同じ幾何学的条件である埋設管1本当りの改良幅に換算し、さらに、振動台実験での模型縮尺率(1/5)をショック実験の模型縮尺率(1/10)に換算して得られる値である。図-2を見ると、ショック実験と振動台実験とは

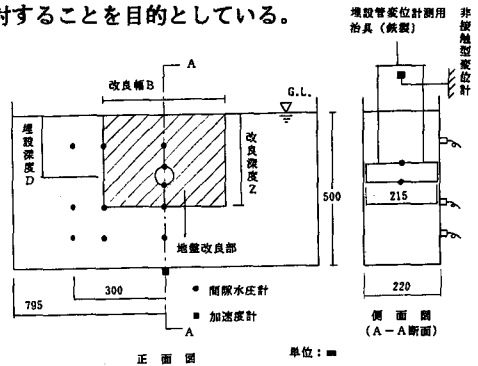


図-1 模型地盤の概要図

幾何学的条件等の実験条件も異なり一概には比較できないけれども、地中埋設管部の過剰間隙水圧比を0.5～0.7程度に抑えるように改良を施せば埋設管の浮上りをかなり小さくすることができると言える。

大友らは、図-4に示すように埋設管の浮上り現象を埋設管に作用する力の釣合いにより検討を行っている(文献3)。そして、次のように浮上りに対する安全率 F_s の算出方法を提案している。

$$F_s = \frac{W_1 + W_2}{U_1 + U_2} \quad (1)$$

ここに、 W_1 : 埋設管の自重

W_2 : 完全飽和状態の上載土重量

U_1 : 管の下における静水圧(= $(h + d) \cdot d \cdot \gamma_w$)による浮上り力

U_2 : 過剰間隙水圧による浮上り力(= $r_u \cdot \sigma_{v0}' \cdot d$)

σ_{v0}' : 管の下部と同じ深度における初期鉛直有効土被り圧

そして(1)式において $F_s = 1$ とおくことにより、管が浮上り始める管底部の過剰間隙水圧比 r_{ucr} は次式により算定できる。

$$r_{ucr} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} - 1\right) d \left(1 + \frac{e - G_s}{2}\right) + h (G_s - 1)}{h (G_s - 1) + d (1 + e)} \quad (2)$$

ここに、 d : 埋設管の直径、 h : 土かぶり高さ、 G_s : 地盤材料の比重、 e : 地盤の間隙比

図-4に示すように埋設管が浮き上がる時に管と一緒に押し上げられる土塊を管直上の土塊と考え、さらに土塊と地盤との間のせん断抵抗を無視した場合、力の釣合いから管が浮上り始める管底部の過剰間隙水圧比 r_{ucr} は(2)式で表され、その値は約0.7となる(文献3)。図-2に示した埋設管の浮上りの急増点は過剰間隙水圧比で0.7に近く、打

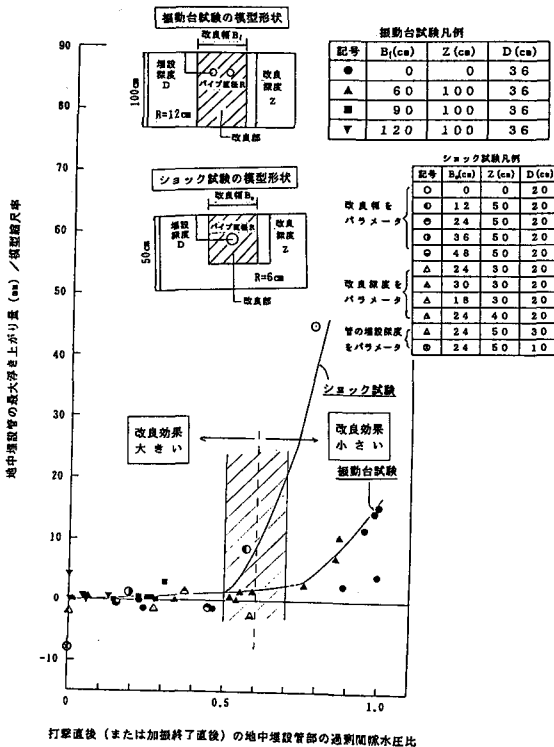
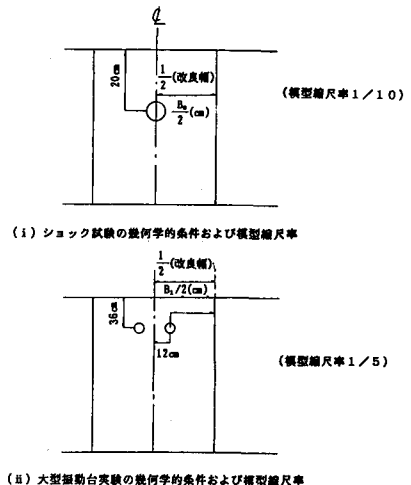


図-2 地中埋設管の最大浮上り量/模型縮尺率と打撃直後(または加振終了直後)の地中埋設管部の過剰間隙水圧比

り急増点は過剰間隙水圧比で0.7に近く、打



等価改良幅 B (cm) の算定方法

- (1) の場合 $B = B_1$ (cm)
- (ii) の場合 $B = 2 \times \left(\frac{B_1}{2} - 12\right) \times 5 \times \frac{1}{10} = \frac{B_1}{2} - 12$ (cm)

図-3 等価改良幅の算定方法の説明図

撃直後の浮上がり現象は、図-4に示したような破壊形態に近いものと考えられ、(2)式により埋設管が浮上りを生じないための埋設管下の水圧比の限界値を求めることができる。つまり、地震時に埋設管が浮き上がるか否かは埋設管周辺部の水圧比を推定し、それが(2)式で与えられる r_{ucr} よりも大きい小さいかで判定できることになる。一方、非改良地盤から地盤改良部への浸透流により埋設管部の過剰間隙水圧比が0.7以上に上昇することも考えられるわけだが、今回の模型実験では浮上りを生じているのは打撃時である。振動台実験の結果でも加振中のみ浮上りが生じている(文献3)。この浸透流の浮上りに対する影響については、次に検討する。

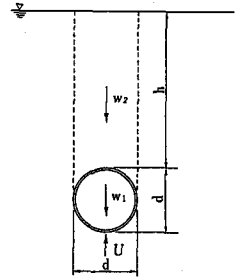


図-4 埋設管に作用する力

3. 上向き定常透水実験

3.1 実験概要

本実験は、地盤中に上向き定常浸透流を生じさせ、地盤間隙水圧を定期的に上昇させた状態での埋設管挙動を調べ、地震動終了後に生じると考えられる非改良地盤から地盤改良部への水の浸透による埋設管の浮上りに対する検討を行うことを目的としている。使用した模型土槽は、長さ0.51(m)、高さ0.56(m)、奥行き0.70(m)の鋼製土槽である。土槽の底部にはポーラストーンを設置しており、これを通じて水が地盤内に浸透するようになっている。埋設管模型は小型模型実験で用いたもの同一である。使用した砂は浅間山砂である。浅間山砂の物理特性は、 $G_s=2.70$ 、 $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、 $U_c=2.12$ 、 $\rho_{dmax}=1.702\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.395\text{g/cm}^3$ である。

浅間山砂を用いて、相対密度が34%(Case-A)、52%(Case-B)および70%(Case-C)の3種類の模型地盤を作成する。実験の概要を図-5に示す。本実験装置は図中の透水用水タンクの位置を連続的に変化させることにより、地盤中の定常浸透流の動水勾配を連続的に変化させることが可能である。透水用タンクを決められた位置に設置した後、定期的にタンク内の水位が一定となるように水を給水しながら、模型地盤に所定の動水勾配を与える。一定の動水勾配を模型

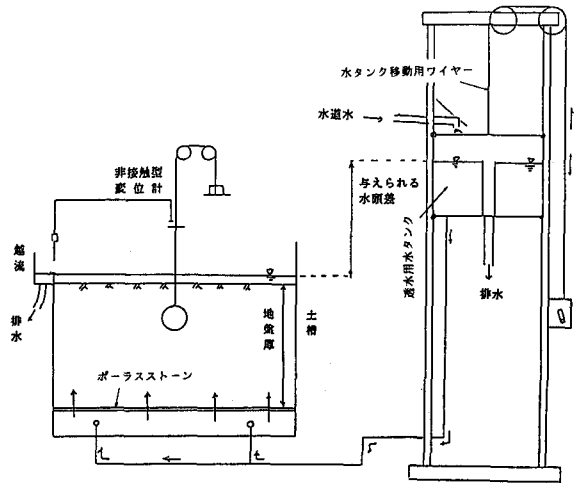


図-5 上向き定常透水実験の概要

地盤に作用させる時間を30分間とし、その期間での地中埋設管の変位および地盤内透水量の測定を行う。

3.2 実験結果および浮上りに関する考察

図-6は埋設管の変位量と透水時間の関係を動水勾配をパラメータとして図示したものである。この図からわかるように、浮上りを始めた後において、締固め度の小さい地盤(Case-A)の場合は動水勾配が小さいにもかかわらず、埋設管の浮上り量は大きい。そして、同じ動水勾配で比較して締固め度が大きいと、埋設管の浮上り量が小さくなっていることがわかる。また、締固め度が小さい場合には浮上りはじめた後、動水勾配の微小な増加に伴い埋設管の浮上り量は大きく増加し破壊に至っているのに対し、締固め度が大きくなると、動水勾配の増加に伴う埋設管の浮上り量の増加は小さくなっている。しかも、締固め度の小さい場合(Case-A)では、埋設管の浮上り量が10mm以上になると、その変位は止まらずに破壊に至っているが、締固め度の大きい場合(Case-C)では、埋設管の浮上り量が15mm程度まで生じているにもかかわらず破壊までに至っていないことがわかる。そして、埋設管の浮上りが止まらず、大規模な浮上りを生じる動水

勾配の下限値 (Case-A : $i=0.92$, Case-C : $i=1.17$) において、埋設管の浮上り速度に対しても締固め度の影響が見られる。つまり、締固め度の大きい方がその浮上り速度が小さくなっていることがわかる。

これらの実験結果から埋設管下部に生じる過剰間隙水圧比に着目し、定常透水実験における埋設管の浮上りについて考察する。図-7に地盤の相対密度と大規模な浮上りを生じない埋設管下部の過剰間隙水圧比の上限値との関係を示す。図中の○印は地盤に与えている動水勾配より算出した埋設管下部における過剰間隙水圧比であり、△印は実際に埋設管下部で計測された過剰間隙水圧比である。先述したように、締固めることにより大規模な浮上りを生じない動水勾配の上限値は大きくなっており、その値より算出した埋設管下部の過剰間隙水圧比は大きくなっていくことがわかる。しかし、実際に埋設管下部で測定されている大規模な浮上りを生じない限界の過剰間隙水圧比は動水勾配より算出した値よりも小さくなっている。これは埋設管が浮上りはじめると埋設管の下部付近において負圧が発生し、実際に測定される管下部の水圧が小さくなっているものと考えられる。締固め度が大きくなると、その影響が大きくなり、図-7に示すように締固め度が大きくなると両者の値の差が大きくなるものと考えられる。この負圧の発生なども、締固めることによる変位の抑制効果に関与していることが考えられる。

以上の実験結果から、地盤の締固めは浮上りはじめた後の変位を抑制する効果があるものと考えられる。

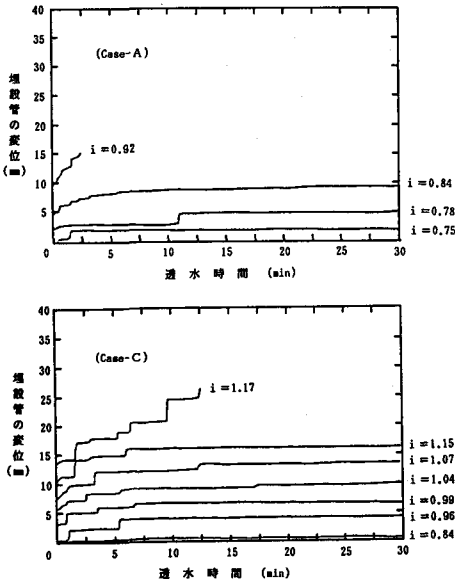


図-6 埋設管の変位と透水時間の関係

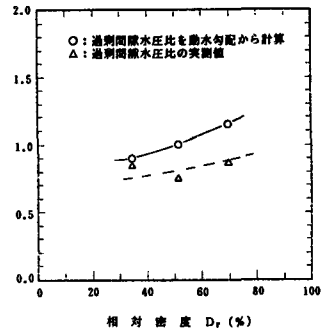


図-7 大規模な浮上りを生じない埋設管下部の過剰間隙水圧比の上限値と相対密度の関係

4. まとめ

小型模型実験と上向き定常透水実験の結果から以下の事項が明らかになった。

- ① 埋設管周辺部の水圧比を0.5~0.7程度に抑えるように締固め範囲を設ければ、埋設管の浮上りを小さくできる。
- ② 地盤の締固めは、側方地盤の液状化による埋設管の浮上り量を抑制する効果がある。

参考文献

- 1) 小暮秀雄、田中幸久：「線状地中構造物の液状化対策の検討(その2)―締固め改良幅の設定方法の提案―」、電力中央研究所報告(作製中)
- 2) 橋本均、当麻純一、大友敦三、田中幸久、小暮秀雄、福田聡之、安保秀範：「締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その1)―振動台実験による浮上り防止効果の検討―」、第21回地震工学研究発表会
- 3) 大友敦三、当麻純一、岩橋敏広：「地中線土木構造物の液状化対策の検討(その2)―埋設管の浮上り安定性評価法の検討とグラベルドレン工法の適用性―」、電力中央研究所報告、U86027