

グラベルパイルによる改良地盤に関する各種算定方法の 原位置実験結果による検討

VERIFICATION OF CALCULATING METHODS FOR GRAVEL PILES USING IN-SITU LIQUEFACTION TESTS RESULTS

田中幸久*・高野 準**

By Yukihisa TANAKA and Jun TAKANO

A series of studies have been conducted in order to develop a new designing method of gravel piles against liquefaction of level ground during earthquakes. In this report, we verified usefulness of the designing method which had been already proposed using upon in-situ liquefaction test results. As for excess pore pressure and surface settlement of the improved ground, experimental results coincide well with calculated results.

Keywords: liquefaction, ground improvement, gravel pile, design, in-situ test

1. はじめに

近年、軟弱地盤に各種施設を設置する機会が増えており、これが飽和砂地盤の場合には、地震時液状化対策が必要な場合も少なくない。飽和砂地盤の地震時液状化対策としてはサンドコンパクションパイル工法に代表される締固め工法が現在に至るまで主流である。しかし、締固め工法は、施工時に騒音・振動を伴うため市街地、既設重要構造物の周辺等での施工には適していない。一方、本論文で対象としたグラベルパイル工法は、礫のような大きな透水性を有する材料から成る柱を排水工として地中に設置することにより地震時の砂層内の過剰間隙水圧の消散を早め、液状化を防止しようとするものであり、低騒音・低振動状態で施工できるところに特徴がある。

著者らは、これまでにグラベルパイルの設計法の開発・改良を目的として一連の研究を実施してきた^{1),2)}。本論文の目的は、前報までに提案した地震時の改良地盤内過剰間隙水圧と体積ひずみの計算方法^{1),2)}の妥当性を原位置液状化実験結果と比較することにより検討することである。

2. 原位置液状化実験

グラベルパイルの設計は、種々の条件の下に、パイルの径とその配置を定めることが主な内容である。このためには、改良地盤内の地震時間隙水圧を評価する必要があり、また、場合によっては、地震終了後の残留沈下量を評価する必要がある。

著者らは、すでに改良地盤内の地震時間隙水圧および地表面沈下量の算定方法を提案し検証してきた^{1),2)}。しかし、これらの検証はいずれも小規模の室内模型実験によるものであった。本論文で以下に説明する実験は、原位置で行った実規模の液状化実験であり、その実験結果の一部はすでに公表されている³⁾⁻⁵⁾。本論文では、原位置液状化実験の実測データの再整理・再吟味を行った結果と著者のうちの一人が新たに提案した算定方法²⁾による計算結果を比較し、算定方法の妥当性を検討した。ただし、以下に述べる内容のうち、地盤の概要と実験方法については、文献3), 4)にすでに詳述されているのでここでは、概略の説明のみを行うものとする。

(1) 地盤の概要^{6),7)}

原位置液状化実験は北海道電力(株)苫東厚真火力発電所構内で行われた。図-1に実験ヤード平面図を示す。実験ヤードの地盤は、図-2の土質柱状図に示すように

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所我孫子研究所立地部土質研究室担当研究員 (〒270-11 我孫子市我孫子 1646)

** 正会員 北海道電力(株)土木部水路課
(〒060-91 札幌市中央区大通東1-2)

砂または礫まじり砂から成っており、ほとんどが N 値 10 以下のゆるい地盤である。また、図-6 に示すように地下水位は標高 0 ~ -1 m にあるので、地下水位以下の地盤は、地震時に液状化する可能性が十分にある。

(2) 実験方法

a) 加振方法と実験ケース

図-3 に示すように地盤中に打設された内径 1200 mm, 肉厚 12.7 mm, 長さ 12 m の鋼管をバイプロハンマーにより 7 Hz で鉛直加振することにより液状化実験

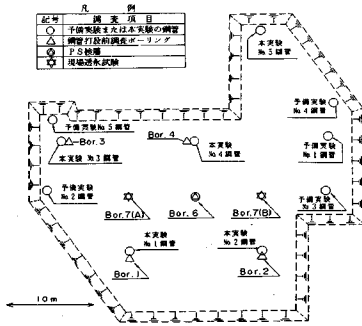


図-1 実験ヤードの平面図^(6),7)

表-1 鋼管付近のボーリング孔名の一覧表

実験番号	本実験 No.1	本実験 No.2	本実験 No.3	本実験 No.4	本実験 No.5
ボーリングの種類	Bor.1	Bor.2	Bor.3	Bor.4	Bor.5
鋼管打設前					
鋼管外ボーリング	Bor.1-R6	Bor.2-R6	Bor.3-R6	Bor.4-R6	Bor.5-R6
鋼管内ボーリング	Bor.1-R35 Bor.1-R45	Bor.2-R30 Bor.2-R45	Bor.3-R40 Bor.3-R45	Bor.4-R40 Bor.4-R45	Bor.5-R20(A) Bor.5-R40(A) Bor.5-R20(B) Bor.5-R40(B)

地点名	本実験 No.1 地点	本実験 No.2 地点	本実験 No.3 地点
ボーリング孔名	Bor.1	Bor.2	Bor.3

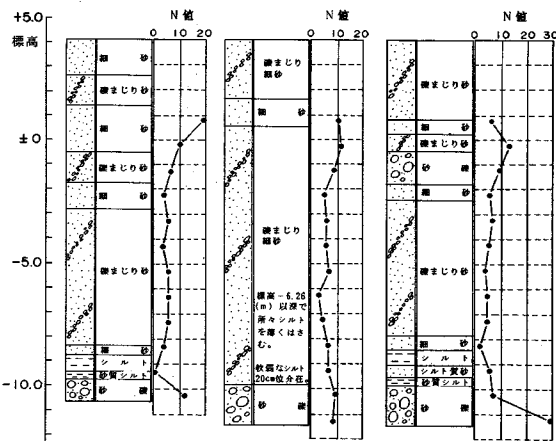


図-2 実験ヤードの土質柱状図の例^(6),7)

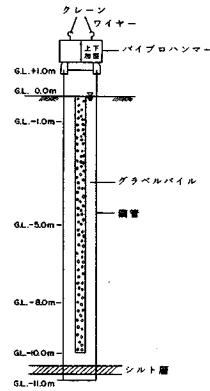


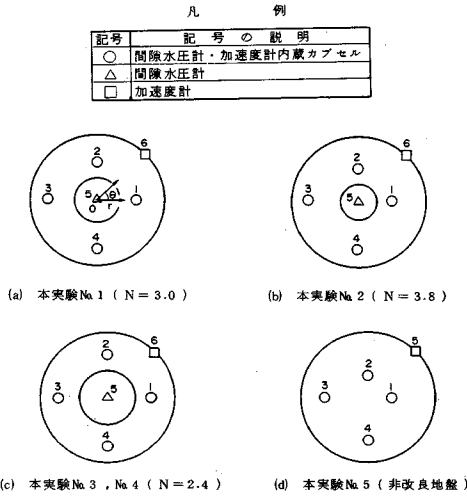
図-3 原位置液状化実験における加振方法

が行われた。ちなみに、鋼管内の地下水面は、実験結果の解釈を容易にするために地表面にほぼ一致させている。地盤内に発生する過剰間隙水圧の大きさは、改良程度により大きく異なると考えられたためグラベルパイルの杭径比を 3 種類に変えたものと未処理地盤の 4 種類の実験が行われた。具体的には、本実験 5 ケース (改良地盤 4 ケース, 非改良地盤 1 ケース), 予備実験 5 ケース (すべて非改良地盤) であった。予備実験は、非改良地盤の液状化特性と加振加速度の大きさを調べるために行われたものである。

表-1 に鋼管付近のボーリング孔名の一覧表を示す。本実験におけるピックアップの水平面内の位置を図-4 に示す。また、深度方向の配置を図-5 に示す。

b) 鋼管の打設が地盤の N 値に及ぼす影響

図-6 は、鋼管打設後の鋼管内ボーリングによって得られた N 値分布および土質柱状図の例である。鋼管打設後の標準貫入試験は、改良地盤の場合は、将来グラベルパイルが設置される予定の鋼管の中心で行われた。また、非改良地盤の場合には、鋼管内のある深度に測定計器を設置するためのボーリングを行う際に実施されている。一方、図-2 に示した土質柱状図は、鋼管を打設する前に行った標準貫入試験の結果に基づいている。図-2 と図-6 の N 値を比較すれば、鋼管の打設が地盤の液状化特性に与える影響を概略知ることができる。図-2 と図-6 の N 値を比較したものが図-7 である。本実験 No.3 地点では、鋼管打設後の N 値は、打設前に比べてすべて小さい。それに対して他の地点では、鋼管打設後の N 値は打設前より大きくなるものもあれば、小さくなるものもある。いずれにしろ N 値の変化は高々 5 程度である。図-8 は、ほぼ同一地点で複数回標準貫入試験を行った結果である⁸⁾。 N 値が 10 以下のところで最も最大で 5 程度の差が生じているのがわかる。すなわち、図-8 の鋼管打設前後での N 値の違いは、標準貫



ピックアップの位置

項目	ピックアップ		項目	ピックアップ		項目	ピックアップ		項目	ピックアップ	
	番号	位置		番号	位置		番号	位置		番号	位置
(a)	1	35 0	(b)	1	30 0	(c)	1	40 0	(d)	1	20 0
	2	35 90		2	30 90		2	40 90		2	20 90
	3	45 180		3	45 180		3	45 180		3	40 180
	4	45 270		4	45 270		4	45 270		4	40 270
	5	0 -		5	0 -		5	0 -		5	60 45
	6	60 45		6	60 45		6	60 45			

図-4 ピックアップの平面上的位置

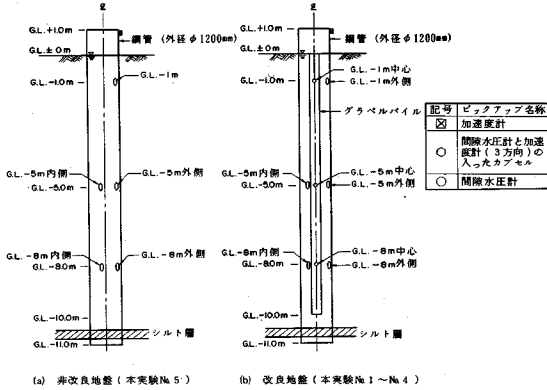


図-5 ピックアップの深度方向の配置

入試験の誤差の範囲内とみることもできる。こうした理由で、系統的な差を生じている本実験No.3地点を除き、鋼管打設前後で鋼管内の地盤のN値は変わらないものと判断した。すなわち、本実験No.1, No.2, No.4, No.5地点では、鋼管の打設前後で鋼管内の地盤の動的強度は変わらないものとして、以降の議論を進めてゆくことにする。

(3) 実験結果の概要

a) 実測過剰間隙水圧の波形と波形処理した後の波形

地点名	本実験No.1地点	本実験No.2地点	本実験No.3地点
ボーリング孔名	Bor.1.R#	Bor.2.R#	Bor.3.R#

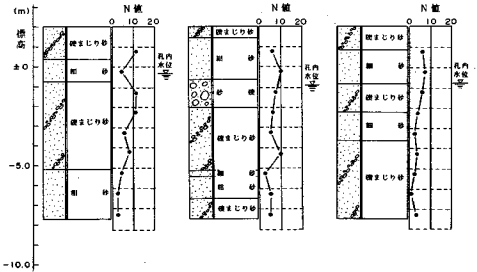


図-6 鋼管打設後の鋼管内ボーリングによって得られた土質柱状図の例^(6),7)

地点名	本実験No.1地点	本実験No.2地点	本実験No.3地点	本実験No.4地点	本実験No.5地点
鋼管打設前	Bor.1	Bor.2	Bor.3	Bor.4	Bor.5
鋼管打設後	Bor.1.R#	Bor.2.R#	Bor.3.R#	Bor.4.R#	Bor.5.R#(B)

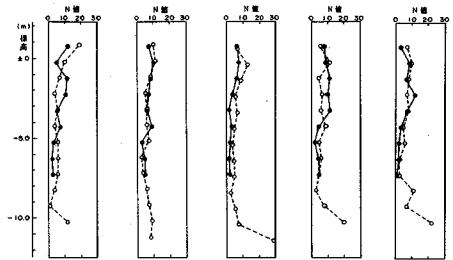


図-7 鋼管の打設がN値に与える影響

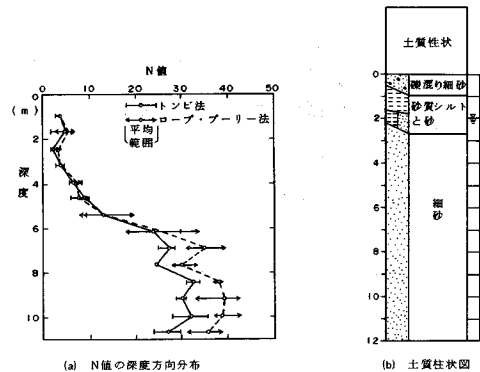


図-8 比較的均質な砂地盤の比較的近くで行われた標準貫入試験の結果(参考文献8)より引用加筆)

図-9に杭頭加速度と地盤内間隙水圧の実測記録を示す。間隙水圧の実測記録には加振振動数に一致した非常に大きな振幅の波が含まれている。飽和砂地盤を加振した際に図-9に示されるような間隙水圧波形が得られる原因としては次の2つのことが考えられる。

- ① 密な砂のサイクリックモビリティによる影響
- ② 全応力の変化によって生じる過剰間隙水圧による影響

しかし、図-9に示すように、過剰間隙水圧の最大値が鉛直有効土かぶり圧の値よりもかなり大きいこと、間隙水圧波形の周期が加振振動数にほぼ一致していること、図-7に示すように地盤は比較的ゆるい状態であることにより、①の原因は妥当でないと判断した。ちなみに、土の水中重量 γ は4. で述べるように平均的には約10 (kN/m³) であると考えられるので、図-9の例における鉛直有効土かぶり圧は約50 kPaである。また、サイクリックモビリティの状態を示しているのであれば、過剰間隙水圧は、1周期の加振に対して2回のピークを示すことになる。

本研究では全応力の変化が過剰間隙水圧に与える影響を除去し、ダイレイタンスによって生じる過剰間隙水圧の変化を調べるために2 Hz以上の高周波成分を除去した波形を用いた。次にこの処理が適切であったかどうか考察してみる。非改良地盤に対する加振の場合は、地盤は液状化し、過剰間隙水圧は、鉛直有効土かぶり圧と等しい値に達しているものと考えられる。2 Hzのローパスフィルターを通した過剰間隙水圧の時間的な最大値と鉛直有効土かぶり圧を比較したものが図-10である。ばらつきはあるものの2 Hzのローパスフィルターを通

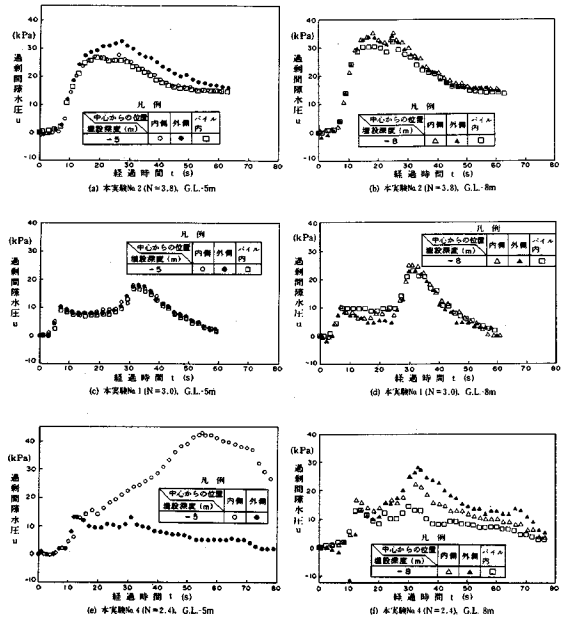


図-11 改良地盤内の過剰間隙水圧の実測値

した間隙水圧記録のピーク値は、 $\gamma=10$ (kN/m³) として計算した鉛直有効土かぶり圧にほぼ等しい。このことから本研究における実験では、2 Hzのローパスフィルターを通した間隙水圧の記録は、繰返しせん断によって生ずる水圧のうちダイレイタンスによるものだけをほぼ表わすことができているものと判断した。ただし、このような波形処理を行うことにより常にダイレイタンスによる水圧だけを取り出すことができるという合理的な理由は見当たらない。

b) 改良地盤内の過剰間隙水圧

2 Hzのローパスフィルターを通した過剰間隙水圧記録をビジュグラフに出力した後に2秒間隔で読み取りプロットしたものが図-11である。

3. 改良地盤内の過剰間隙水圧と地表面沈下の算定方法の概略²⁾

本章では、本研究で提案した間隙水圧と地表面沈下の算定方法の概略について述べる。ちなみに、本章で説明する次の2つの算定方法による計算結果と実験結果の比較を5.で行っている。

① 方法1

加振中のグラベルパイルからの排水によるせん断特性変化を考慮しない方法

② 方法2

加振中のグラベルパイルからの排水によるせん断特性変化を考慮する方法

上記の方法1, 方法2は、従来用いられているシード

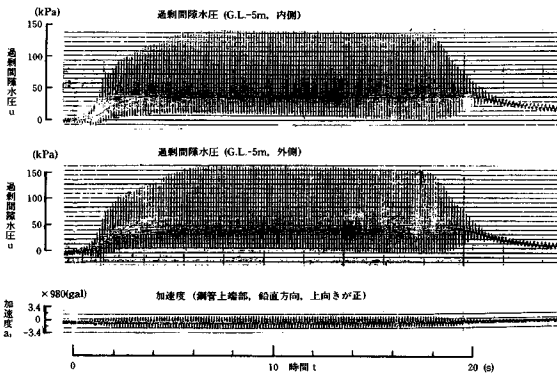


図-9 杭頭鉛直方向加速度と過剰間隙水圧の実測値

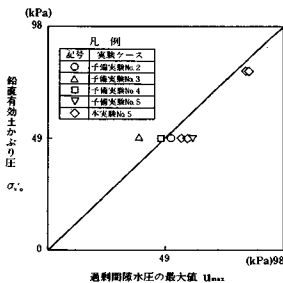
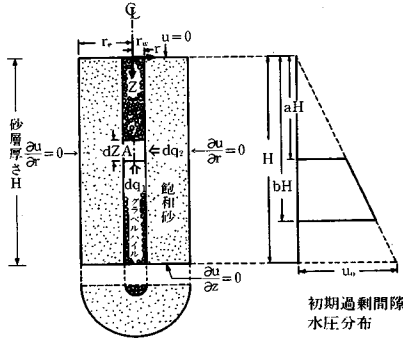


図-10 間隙水圧記録の波形処理の妥当性



(a) パラメータ a, b の説明図

a の値	b の値	C _a の値
0.0	1.0	$1.0 + 1.1848 \frac{N^2 - 1}{N^2 \left(\frac{N^2}{N^2 - 1} \ln N - \frac{3N^2 - 1}{4N^2} \right)}$ R
0.5	1.0	$1.0 + 1.3581 \frac{N^2 - 1}{N^2 \left(\frac{N^2}{N^2 - 1} \ln N - \frac{3N^2 - 1}{4N^2} \right)}$ R
0.75	1.0	$1.0 + 1.5604 \frac{N^2 - 1}{N^2 \left(\frac{N^2}{N^2 - 1} \ln N - \frac{3N^2 - 1}{4N^2} \right)}$ R

(b) 対数消散速度に及ぼすグラベルパイルの透水性の影響を表す式

図-12 グラベルパイルの透水性による消散遅れを考慮するための補正係数 C_a

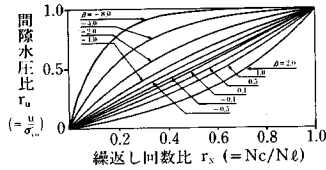


図-13 非排水条件下の間隙水圧上昇曲線の形状を定めるパラメータ β

らの提案図表に基づく方法⁹⁾に比べて次のような特徴がある。

- ① パイルの透水性の影響を考慮できる。
 - ② 非排水条件下における間隙水圧上昇曲線の形状を考慮することができる。
 - ③ 地表面沈下量も計算することができる。
 - ④ 不規則荷時の計算をそれと等価な規則荷時の問題に置き換えることなく行うことができる。
- さらに、方法2の場合には、次のような特徴がある。
- ⑤ 加振中のグラベルパイルからの排水によるせん断特性変化を考慮できる。

方法1は次の微分方程式を解くことに帰着する。

$$\frac{\partial \bar{r}_u}{\partial t} = \frac{\partial (N_{eq}/N_i)}{\partial t} \beta \left(\bar{r}_u + \frac{1}{e_\beta - 1} \right) - \alpha \bar{r}_u \dots (1)$$

ここで、

α：対数消散速度 (= α₀/C_a, α₀ はパイルの透水性が十分大きい場合の対数消散速度, C_a の値は図-12 (b) 参照)

β：非排水条件下での間隙水圧上昇曲線の形状を定めるパラメータ (図-13 参照)

方法2は、次の微分方程式を解くことに帰着する。

$$\frac{\partial \bar{r}_u}{\partial t} = \frac{\partial \left(\frac{N_{eq}}{N_i} \right)}{\partial t} \beta \left(\bar{r}_u + \frac{1}{e_\beta - 1} \right) \exp \left\{ -\frac{3m_v \alpha}{m' \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right)^3} (1 - \bar{r}_u)^2 \times \int_0^t \bar{r}_u dt \right\} - \alpha \bar{r}_u \dots (2)$$

不規則荷の場合には、累積損傷の概念を用いて、∂(N_{eq}/∂N_i)/∂t を定め、時間について差分を行うことにより、 \bar{r}_u , \bar{e}_v を計算する²⁾。ちなみに、 \bar{e}_v の計算値は次式から求められる。

$$\bar{e}_v = \sigma'_{vo} m_v \alpha \int_0^t \bar{r}_u dt \dots (3)$$

4. 過剰間隙水圧、地表面沈下量の算定方法で用いるパラメータの値の決定

本章では、実験結果との比較のために行った計算で用いたパラメータの値とその定め方について説明する。

(1) 方法1, 方法2で共通に必要なパラメータの値の決定

a) 鉛直有効土かぶり圧

式(3)中には σ'_{vo} が含まれているので、地表面沈下量を計算するには地盤内の各深度における鉛直有効土かぶり圧を求めることが必要である。液状化実験の際、鋼管内の地下水面は、地表面と一致させた状態で実験を行ったので地盤内の各点における水中重量 (γ) がわかれば、鉛直有効土かぶり圧を計算することができる。図-14は、不攪乱試料を採取したボーリング孔の柱状図と採取した試料の水中重量を示したものである^{6), 7)}。ちなみに、不攪乱試料は、すべてトリプルチューブサンプリングによって得ている。標高-2~-3.5 m 付近の試

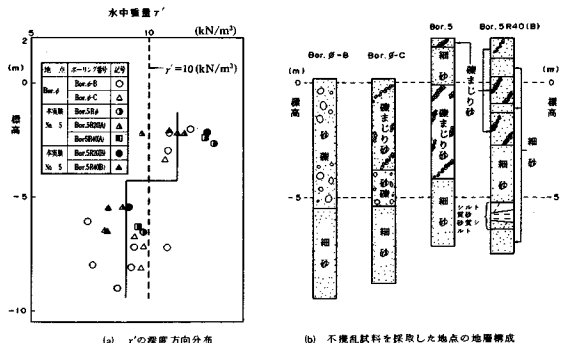


図-14 地盤材料の水中重量 (γ) の深度方向分布

料の水中重量の平均値は、約 11 (kN/m³) であるのに対して標高 -5 ~ -9 m における平均値は約 9 (kN/m³) である。このように γ' の値が深度により異なる理由は、図-14 (b) に示すように、下層部分は礫分をあまり含まないのに対して、上層部分は比較的礫分を多く含んでいるためと思われる。一方、図-2 に示したように実験ヤード内の他の地点の地盤は、砂または礫まじり砂から構成されている点は図-14 (b) の地盤と同様であるが、深度方向の地層構成は図-14 (b) の地盤と必ずしも同一ではない。本来、地層ごとに γ' を実測し、その結果に基づいて σ'_{vo} を定めるべきであるが、 γ' を実測した地点が図-14 (b) に示すボーリング孔に限られているので、上層から下層までの水中重量を平均的に $\gamma'=10$ (kN/m³) と考えても大きな支障は出ないものと判断し、解析にはこの値を用いることとした。

b) 地盤材料の透水係数 k_s

現場透水試験の結果に基づき地盤材料の透水係数 (k_s) を決定した。図-15 に示すのは、回復法による現場透水試験の結果得られた透水係数の値である^{6),7)}。透水係数の値が 1×10^{-3} (cm/s) 以下のものはいずれもシルト混じりの砂のものである。シルト質の砂は、シルト分の比較的少ない砂に比べて液状化抵抗が大きい。ま

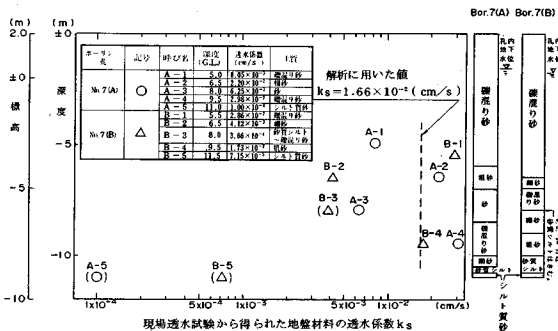


図-15 現場透水試験から得られた地盤材料の透水係数 k_s 。

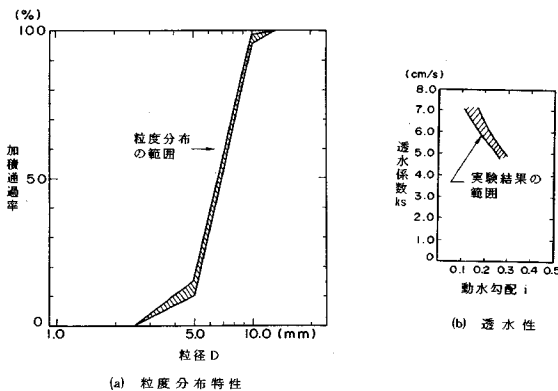


図-16 グラベルパイルに用いた礫材料の粒度と透水性

た、仮に液状化の危険性が高いとしても砂に比べて透水係数が小さいためグラベルパイルによる排水効果があまり期待できないであろう。今回の実験結果では、改良地盤では、ほとんどの場合グラベルパイルにより間隙水圧が低下していることが確認されているので、実験を行った地盤は砂質土であるとみなし、砂の物性値を用いて解析を行うことにする。解析は、 1×10^{-3} (cm/s) 以下の実測値を除いた値の算術平均値 1.66×10^{-2} (cm/s) を用いた。

c) グラベルパイルに用いた礫材料の透水係数 k_w

グラベルパイルに用いた礫材料の粒度分布と透水試験の結果を図-16 に示す^{3),4)}。砂礫材料の透水係数は、透水試験を行う際の動水勾配 (i) が大きくなるに従い低下することが知られている。グラベルパイル内に設置した間隙水圧計による測定値の最大値から計算した動水勾配 (i_{max}) を示したものが図-17 である。グラベルパイルの径が大きいほど動水勾配は小さくなる傾向がある。一方、間隙水圧の上昇過程における動水勾配の値の平均値は、 i_{max} よりも小さいものと考えられる。本論文では、上昇過程における値の平均値という意味から、 k_w としては、 $i_{max}/2$ の動水勾配 (図-17 中の◎印) に対応する礫の透水係数を用いて解析した。具体的には、

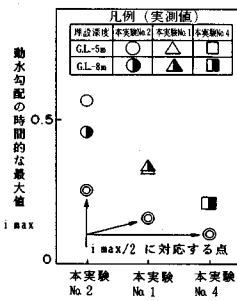


図-17 グラベルパイル内の動水勾配

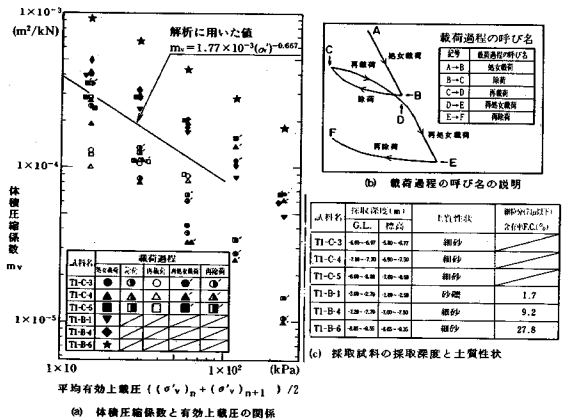


図-18 地盤材料に対する一次元圧縮試験結果

本実験 No. 2, No. 1, No. 4 における礫材料の透水係数 k_w としてそれぞれ 5.5, 6.5, 7.5 (cm/s) を用いて解析した。

d) 地盤材料の体積圧縮係数

地盤から不攪乱サンプリングしてきた試料に対する一次元圧縮試験結果を図-18 に示す^{6), 7)}。八木によれば、一次元圧縮時の $\log m_v \sim \log \sigma'_v$ 関係は、ほぼ直線となる¹⁰⁾。本論文の結果もやはり、ほぼ直線となっている。また、T₁-B-6 の供試体以外は、結果のばらつきも比較的小さい。石原ら¹¹⁾は、三軸試験機を用いて、非排水繰返し載荷試験を行った結果、供試体内に残留した過剰間隙水圧を消散させたときの供試体の体積変化量から計算される体積圧縮係数は、水圧比があまり大きくなければ、処女載荷時の体積圧縮係数 (m_v) と除荷時の体積圧縮係数 (m_r) の間にあると述べている。このことを参考にして、体積圧縮係数としては、着目した有効上載荷重に対応する m_v と m_r の算術平均を解析に用いている。なお、加振中の有効応力の低下による体積圧縮係数の変化は、改良地盤中に発生した間隙水圧が比較的小さかったので本報告における解析では考慮しなかった。

e) グラベルパイルの透水性による消散遅れを考慮するための補正係数 C_a

改良地盤内に発生する過剰間隙水圧分布が三角形分布に近いことを考慮して、図-12 (b) の中に示されている式のうち三角形分布 ($a=0, b=1.0$) の場合の近似式である次式を用いることにした。

$$C_a = 1.0 + 1.1848 \frac{N^2 - 1}{N^2 \left(\frac{N^2}{N^2 - 1} \ln N - \frac{3N^2 - 1}{4N^2} \right)} R \dots\dots\dots (4)$$

f) 荷重の不規則性に対する考慮

非改良地盤の G.L. -5 m に設置した間隙水圧計と加速度計の記録から、鉛直加速度の最大片振幅と液状化 (フィルターを通した後の間隙水圧記録の値がピークに達する。) に要した繰返し回数 (加速度の大小は考えない。) の関係を示したものが図-19 (a) である。実験結

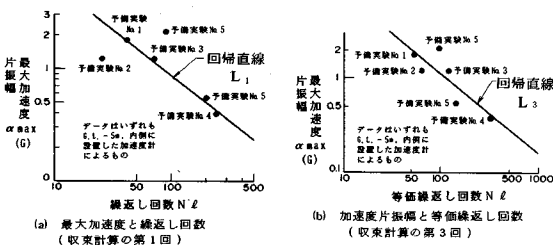


図-19 非改良地盤に対する加振結果から加速度片振幅～等価繰返し回数関係を導き出す手順 (参考文献 3, 4) より引用して加筆)

果は全体的にグラフ上で右下がりの傾向を示しており、地盤内加速度が大きくなるほど液状化に達するまでに必要な繰返し回数が少なくなるということが定性的にはいえる。次に図-19 (a) のデータの回帰直線 (L_1) を求める。次に回帰直線 (L_1) を真の加速度～繰返し回数の直線であるとみなし、直線 L_1 に対して累積損傷の概念²⁾を適用して最大加速度に規準化した場合の等価繰返し回数を計算し、その結果をプロットする。次にそのデータの回帰直線 L_2 を求める。以上のことを何回か繰り返せば、回帰直線は、ほとんど変わらなくなり収束する。収束計算を 3 回行った後に得られる回帰直線 L_3 を図-19 (b) に示す。この回帰直線 L_3 をもって真の加速度～繰返し回数を表わしていると考えことにする。なお、回帰直線 L_3 を用いる点は文献 3, 4) と同様である。

図-9 (b) の中の直線 L_3 は、G.L. -5 m の鋼管の中心付近に置いた加速度計と間隙水圧計による測定の結果得られたものである。別の位置の場合には、直線 L_3 とは異なるものになることも考えられる。事実、No. 5 の G.L. -8 m 付近の内側の加速度の最大値は他の位置のものよりも大きいにもかかわらず他の位置とほぼ同時に水圧の値はピークに達している。こうした問題点はあるものの図-19 (b) の直線 L_3 を得るほどに他の点におけるデータがあるわけではなく、定量的にこのことを考慮することは不可能である。そこで、他の位置 (G.L. -5 m, 外側; G.L. -8 m 内側, 外側) でも加速度～繰返し回数の関係は、図-19 (b) の直線 L_3 で表わせるものと仮定して以降の議論を行うことにする。

g) 非排水条件下における間隙水圧上昇曲線の形状

図-20 に示すのは、予備実験 No. 3, 予備実験 No. 5 と本実験 No. 5 の地盤中に設置された加速度計と間隙水圧計の記録から得られたものである。図-20 の縦軸の間隙水圧比は、間隙水圧のピーク値でピーク前の間隙水圧の値を割ったものである。図-20 の横軸の累積損傷

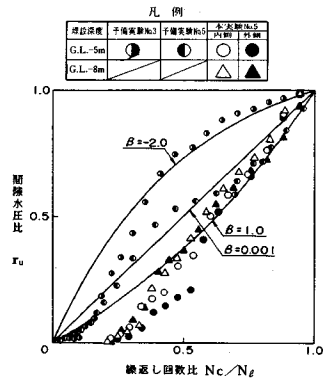


図-20 非改良地盤における間隙水圧上昇曲線の実際値と計算に用いた間隙水圧上昇曲線の形状

度は間隙水圧がピークに達した時点での累積損傷度を図-19 (b) の直径 L_s を用いて計算し、その値でピークに達する前の各時点での累積損傷度を除したものである。図-20 の実測値にはばらつきがあり、1本の直線で表わすことが難しい。そこで、図-13における β を-2, 0.001, 1と3通りに変えて解析を行うこととした。

(2) 方法2でのみ必要なパラメーターの値の決定

a) $m', \tau_a/\sigma'_{vo}$ の値

m' は、排水繰返しせん断における体積変化量に関係したパラメーターであり、 τ_a/σ'_{vo} は応力比である。原地盤の材料に対しては、排水繰返しせん断試験を行っていないので m' を室内実験結果から定めることができない。また、 τ_a/σ'_{vo} の値も加振記録等から直接定めることができない。そこで、本報告では、 $m', \tau_a/\sigma'_{vo}$ の値として、実測値によらず、適当と思われる値を定めて計算に用いた。具体的には、 $m' = 5 \times 10^{-6}$ (m²/N), $\tau_a/\sigma'_{vo} = 0.3$ とした。

5. 実験結果と計算結果の比較

(1) 過剰間隙水圧消散時の挙動について

本実験 No. 3 (N=2.4) の加振終了後の過剰間隙水圧の消散挙動を図-21 に示す。縦軸は過剰間隙水圧を対数で示したものであり、横軸は時間である。実測値は、グラフ上でほぼ直線となる。すなわち、次式で定義される間隙水圧の対数消散速度 α は時間的にほぼ一定である。

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\alpha \bar{u} \dots \dots \dots (5)$$

次に、グラベルパイルの透水性が十分大きいとして、バロンの等ひずみ条件の解から定まる α_0 を用いた場合の計算結果を示したものが図-21 中の破線である。それに対して、式 (4) によりグラベルパイルの透水性を考慮して定めた $\alpha (= \alpha_0/C_\alpha)$ を用いて計算したものが図-21 中の実線である。これから、グラベルパイルの透水性を考慮すれば計算値は実測値に近いものになるの

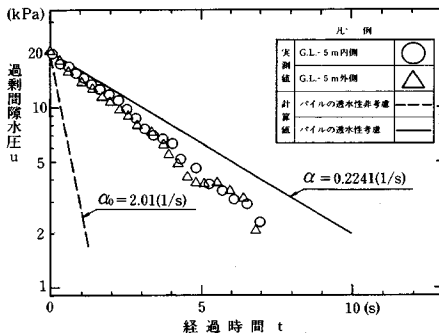


図-21 改良地盤内に発生した過剰間隙水圧の消散過程

に対して、考慮しなければ間隙水圧の消散速度を過大評価することがわかる。

(2) 加振中の挙動について

a) 加振中の排水によるせん断特性変化を考慮しない方法 (方法1)

(i) 間隙水圧挙動

解析は、4. で定めた物性値と式 (1) を用いて、荷重の不規則性を考慮した解析を行った。図-22 は実測した間隙水圧の時刻歴と計算によるものを比較したものである。おのおの間隙水圧の実測値には時間的にみてピーク値があり、ピーク以降の水圧は時間とともに低下している。この理由は、改良地盤では時間とともに排水が進み地盤材料のせん断特性が変化しているためと思われる。計算結果が加振中に比較的不明瞭なピークを示しているのは、その原因が加振加速度の低下のみにあり、排水による地盤材料のせん断特性変化を考慮していないためであると思われる。こうした理由により、ピーク以降の間隙水圧の実測値と計算値の一致度は高くはないが、ピーク以前の一致度は図-22 (e) 中に○印で示す本実験 No. 4, G.L. -5 m, 内側の場合を除き比較的よい。この場合にはむしろ実験値の方が異常な値を示しているものと思われる。計算に用いた物性のばらつきから生じる誤差、実測記録から間隙水圧比を求める際に生じるフィルタリングや有効土かぶり圧のばらつきによる誤差

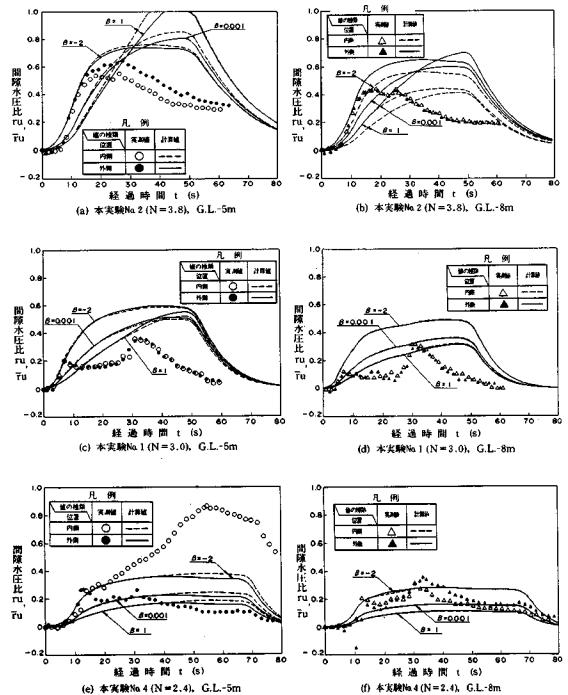


図-22 改良地盤内の過剰間隙水圧の実測値と計算値 (方法1)

等を考えると実測値と計算値の一致度は比較的良好なものと思われる。図-23は、間隙水圧の実測のピーク値と同時刻の計算値を比較したものである。実測値と計算値は本実験 No.4, G.L.-5m, 外側を除いて比較的良好一致している。

(ii) 地表面沈下量

式(1), (3)を用いれば、改良地盤の地表面沈下量を計算することが可能である。ここでは、簡単のために一定振幅の規則波が作用すると考えた。その際の N_{eq}/N_i としては、本実験 No.1, 本実験 No.2, 本実験 No.4 のおのおの実験における4つの加速度記録から計算される N_{eq}/N_i の4つの加速度記録に関する平均値が、深さ方向に一樣に加わるものとした。 t_a は、パイプロハンマーによる加振時間に等しいとした。

地表面沈下量の実測値と計算値を比較したものが図-24である。本実験 No.4 (杭径比 $N=2.4$) に対する計算結果で $\beta=-2$ の場合を除けば、計算沈下量は実測沈下量の $\pm 50\%$ の範囲内に収まっており、計算値と実測値の一致度は計算に用いたパラメータのばらつきを考えると比較的良好一致しているといえる。

b) 加振中の排水によるせん断特性変化を考慮した計算方法 (方法2)

(i) 間隙水圧挙動

式(2)を差分で解き、実験結果と比較した。この際加わるせん断応力は、等価な一定振幅せん断波に置き換えて考えた。計算結果と実測結果を比較したものが図-25である。計算値と実測値の一致度は図-22に比べて

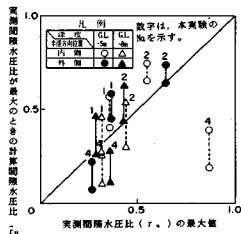


図-23 間隙水圧比の時間的な最大値に関する実測値と計算値 (方法1)

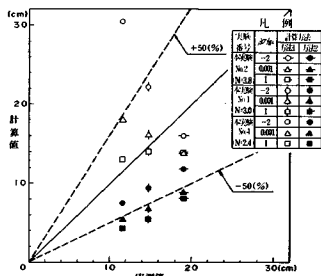


図-24 地表面沈下量の実測値と計算値の比較

高くなったものもあるし、かえって低下したものもある。パラメーター m' , τ_d/σ'_{vo} の決め方が実測結果に基づくものではないので、間隙水圧がピーク後に加振しているにもかかわらず減少していく挙動を表現することができていることに注目すべきであろう。また、参考のために、実測間隙水圧比の最大値と計算値を比較したものを図-26に示す。

(ii) 地表面沈下量

地震後の残留地表面沈下量の実測値と計算値を図-24に示す。計算値は実測値よりもかなり小さいが、杭径比が大きくなるほど沈下量が大きくなるという実測値の傾向を再現することができていることがわかる。

6. まとめ

本論文で得られた主な知見を以下に記す。

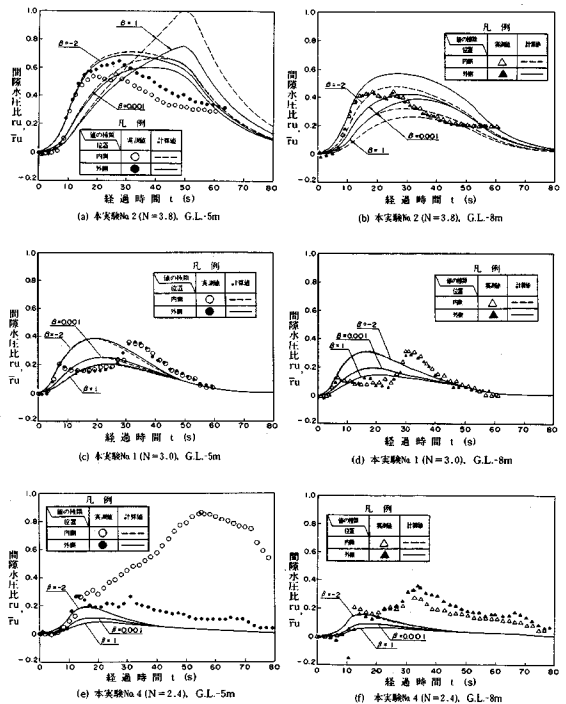


図-25 改良地盤内の過剰間隙水圧の実測値と計算値 (方法2: $m'=5 \times 10^{-6} (m^2/N)$, $\tau_d/\sigma'_{vo}=0.3$)

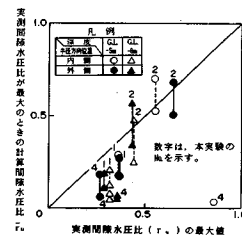


図-26 間隙水圧比の時間的な最大値に関する実測値と計算値 (方法2: $m'=5 \times 10^{-6} (m^2/N)$, $\tau_d/\sigma'_{vo}=0.3$)

(1) 改良地盤内に発生した過剰間隙水圧は、片対数紙上で直線状に消散する。言い換えると、対数消散速度 α は、時間的にはほぼ一定であった。また、対数消散速度は、パイルの透水性を考慮した計算値に近い値であった。

(2) 原位置液状化実験による実測値と方法1による計算値を比較した結果は以下のとおりであった。

i) 間隙水圧の経時変化に関して

間隙水圧の実測値がピークに達するまでは、計算値と実測値の一致度は比較的高かった。それに対して、ピーク以降の一致度は低かった。

ii) 間隙水圧のピーク値に関して

実測間隙水圧比の値と実測間隙水圧比が最大のときの計算間隙水圧比の値は、一部のデータを除き比較的良好一致していた。

iii) 地表面沈下量に関して、

本実験 No.4 (杭径比 $N=2.4$) に対する計算結果で $\beta=-2$ の場合を除けば、計算沈下量は実測沈下量の $\pm 50\%$ の範囲内に収まっており、比較的良好一致していた。

(3) 原位置液状化実験による実測値と方法2による計算値を比較した結果は以下のとおりであった。

方法2の計算では、方法1の解析に必要な物性値に加えてさらに種類の異なる物性値が必要である。しかし、原地盤材料に対するこの物性値は求めていないので、適切と思われる値を定めて方法2の解析を行った。その結果、間隙水圧がピークを示した後に加振中に減少に転ずる挙動をシミュレートすることができた。

謝 辞：本論文における原位置液状化実験は、電力中央研究所の技術協力のもとで、北海道電力が清水建設の計画をもとに同社に発注し実施したものである。実験にあたって、多大なご協力をいただいた北海道電力 宮前繁也、松下啓郎の両氏に感謝する。また、実験の計画、実施の主要な部分およびデータ解析の一部分を担当した阿部 啓、尾上篤生、森 信夫各氏をはじめとする清水建設の方々へ感謝の意を表す。地盤調査は(株)基礎地盤コンサルタントが行ったものである。ここに感謝する。

記号の説明

r_w ：グラベルパイルの半径

r_e ：有効円の半径

N ：杭径比 ($= r_e / r_w$)

k_s ：地盤材料の透水係数

k_w ：グラベルパイルとして用いた礫材料の透水係数

m_v ：地盤材料の体積圧縮係数

H ：砂層厚さ

R ：ウェルレジスタンス係数 ($= \frac{8}{\pi^2} \frac{k_s}{k_w} \left(\frac{H}{r_w} \right)^2$)

σ'_{vo} ：鉛直有効土かぶり圧

τ_d ：動的に作用するせん断応力

u ：過剰間隙水圧

r_u ：間隙水圧比 ($= u / \sigma'_{vo}$)

\bar{r}_u ：間隙水圧比の水平断面内平均値

α_0, α ：それぞれパイルの透水性が十分大きい場合、および透水性が有限な場合の間隙水圧の対数消散速度

β ：非排水条件下で間隙水圧上昇曲線の形状を定めるパラメーター

C_α ：グラベルパイルの透水性による消散遅れを考慮するための補正係数

N_c ：繰返し回数

N_{eq} ：等価繰返し回数

N_i ：非排水条件下で液状化するのに要する繰返し回数

m' ：地盤材料の排水繰返しせん断特性に関係したパラメーター

参考文献

- 1) 田中幸久・国生剛治・江刺靖行・松井家孝：グラベルパイルによる水平地盤の液状化防止について、土木学会論文集，No. 347/Ⅲ-2，pp. 89～98，1984.
- 2) 田中幸久：グラベルパイルによる改良地盤内の過剰間隙水圧，体積変化量の計算方法，土木学会論文集，No. 388/Ⅲ-8，1984.
- 3) 宮前繁也・松下啓郎・高野 準：グラベルパイル工法の現場実験について，電力土木，No. 197，pp. 24～35，1985
- 4) 尾上篤生・森 信夫・本多伸弘：苫東厚真発電所2号機増設工事の内，取水路地盤改良実験報告書（グラベルドレーン編），清水建設技術研究所研究報告，LR-84-5365（1984年10月），1984.
- 5) 尾上篤生・森 信夫：グラベルドレーンの効果解析シミュレーションの一方法，第20回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 761～762，1985.
- 6) 苫東厚真発電所共同企業体：苫東厚真発電所2号機増設工事の内取水路地盤改良地質調査工事報告書，1984.
- 7) 苫東厚真発電所共同企業体：苫東厚真発電所2号機増設工事の内取水路地盤改良試験工事土質調査試験記録，1984.
- 8) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. : SPT Practice Survey and Comparative Tests) Soils and Foundations, Vol. 23, No. 3, pp. 105～111, 1983.
- 9) Seed, H. B. and Booker, J. R. : Stabilization of Potentially Liquefiable sand Deposits using Gravel Drains, J. GED, ASCE, Vol. 103, No. GT7, pp. 757～768, 1977.
- 10) 八木則男：繰返し荷重を受けた砂の力学特性とその応用に関する研究，京都大学学位論文，1974.
- 11) Ishihara, K. and Okada, S. : Effects of Stress History on Cyclic Behavior of Sand, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4, pp. 31～45, 1978. (1986. 8. 30・受付)