

強制変位を与える圧入による  
地盤の変形過程  
及びその応用に関する研究

令和2年 2月

竹之内 寛至



## 目次

要 旨 .....	iii
<b>第 1 章 序論 .....</b>	<b>1</b>
1.1 本研究の背景と目的 .....	1
1.2 本論文の構成 .....	2
<b>第 2 章 地盤変形および隆起抑制に関する既往の研究 .....</b>	<b>5</b>
2.1 はじめに .....	5
2.2 地盤変形の理論に関する研究 .....	5
2.2.1 茂木の球状圧力源 .....	5
2.2.2 空洞膨張理論 .....	7
2.2.3 地盤内の変形特性に関する既往の模型実験 .....	9
2.3 地盤の締固めに関する設計 .....	12
2.4 $\kappa$ 法による地盤変位の予測 .....	23
2.5 隆起抑制に関する既往の研究 .....	26
2.6 本章のまとめ .....	29
引用文献 .....	30
<b>第 3 章 地表面の隆起抑制の実験 .....</b>	<b>33</b>
3.1 地盤内圧入と地表面隆起の関係ーモルタルの圧入試験ー .....	33
3.1.1 はじめに .....	33
3.1.2 実験概要 .....	33
3.1.3 実験結果および考察 .....	40
3.1.4 $\kappa$ 法による隆起予測 .....	49
3.2 地盤内圧入と地表面隆起の関係ーアップダウン方式による圧入試験 1ー .....	51
3.2.1 はじめに .....	51
3.2.2 実験概要 .....	52
3.2.3 実験結果および考察 .....	60
3.3 地盤内圧入と地表面隆起の関係ーアップダウン方式による圧入試験 2ー .....	70
3.3.1 はじめに .....	70
3.3.2 実験概要 .....	70
3.3.3 実験結果および考察 .....	73
3.4 本章のまとめ .....	81
引用文献 .....	83
<b>第 4 章 隆起抑制メカニズムの考察 .....</b>	<b>85</b>
4.1 透明な地盤を用いたモルタル圧入過程における地盤挙動およびモルタル挙動 .....	85
4.1.1 はじめに .....	85
4.1.2 実験概要 .....	86
4.1.3 実験結果および考察 .....	93

4.1.4 隆起抑制メカニズムの考察 .....	103
4.2 砂およびモルタルの圧縮試験 .....	106
4.2.1 はじめに .....	106
4.2.2 実験の概要 .....	106
4.2.3 実験結果および考察 .....	109
4.3 本章のまとめ .....	112
引用文献 .....	113
<b>第5章 応用－アップダウン方式による圧入手法の現場実証実験－ .....</b>	<b>115</b>
5.1 はじめに .....	115
5.2 液状化対策工法 .....	115
5.2.1 CPG 工法とは .....	117
5.2.2 CPG 工法の課題 .....	118
5.2.3 アップダウン方式の CPG 工法への応用 .....	119
5.3 実証実験概要 .....	120
5.4 実験結果および考察 .....	127
5.5 隆起抑制メカニズムの考察 .....	133
5.6 本章のまとめ .....	133
引用文献 .....	134
<b>第6章 総括 .....</b>	<b>137</b>
<b>謝辞 .....</b>	<b>141</b>

# 強制変位を与える圧入による地盤の変形過程およびその応用に関する研究

## 要 旨

土木分野における液状化対策の一つに、モルタルを圧入して地盤内に強制変位を与え、地盤を密実化させる静的圧入締固め工法（CPG 工法）がある。本工法は、圧入に伴い発生する地表面の隆起が、地盤の密実化を低減させるため、隆起量の予測およびその抑制が課題である。これまでの地盤の変形理論に関する研究として、「*Vesic* の空洞膨張理論」がある。本理論は、等方応力状態の半無限体内に、球状または円筒状の空洞を考え、この空洞が球状に拡張する場合の膨張圧を求めるもので、空洞の体積の変化は、弾性域の体積の変化に塑性域の体積の変化を加えたものに等しくなることを示したものである。また山崎らは、締固めの設計手法である  $\kappa$  法を提唱し、 $\kappa$  法および空洞膨張論での地盤が球状に拡張するという連続の式の考え方を利用し、地盤内に多数のモルタルが圧入された場合の地盤変位を予測する手法を提案した。現在の CPG 工法では、この山崎らが提案した手法に基づき、地盤変位の予測が行われている。

しかし、実地盤は完全弾性体でも均質でもなく、地盤の締固めのメカニズムも不明な点が多いことから、モルタル圧入により発生する地盤内変位および地表面変位は、必ずしも等しくならず、地表面変位の予測が困難であるのが現状である。その一方で、東日本大震災以降、地震の想定外力が上がり、港湾・空港等重要インフラの液状化対策は、従来以上のモルタル圧入量で、必要な液状化強度を得る設計になってきている。これにより、隆起量が許容値を超える問題が発生する可能性がある。このため、従来以上に地盤を密実化し、隆起抑制ができる新たな圧入手法の開発が望まれている。

そこで本研究は、上記の背景に鑑み、第一段階として、小型のモルタル圧入装置を用いた各種の室内の模型実験から、隆起を抑制して地盤の密実化を高めたアップダウン方式によるモルタルの圧入手法（U/D 方式）を提案し、その隆起抑制効果および液状化対策効果を検証した。次に、第二段階として、U/D 方式の隆起抑制および地盤の密実化のメカニズムを、(1) 透明な模型地盤を用いた圧入時のモルタルおよび周辺地盤の挙動の画像解析、(2) モルタルおよび砂地盤の圧縮結果からそれぞれ検証した。最後に、第三段階として、CPG 工法に、提案する U/D 方式を適用させ、現場実証試験を実施し、開発した新工法の有効性の検証した。

本研究によって得られた主な知見は以下の通りである。

### 第一段階（模型実験）

- 1) 提案する U/D 方式によりモルタル圧入時に発生する地盤隆起量を 8 割以上低減できることを明らかにした。
- 2) U/D 方式の液状化対策効果は、従来の圧入方法よりも 1.6 倍以上の液状化強度が得られ、液状化による沈下被害の抑制の面でも効果を有することが明らかになった。
- 3) U/D 方式の隆起抑制のメカニズムは、注入管の進退動によるモルタルの脈動に伴う地盤の繰返し収縮によるものおよび上部地盤のモルタル改良体内への取込みが考えられる。

## 第二段階（隆起抑制メカニズムの考察）

- 1) モルタル圧入時の周辺地盤の挙動は、圧入深度から離れた土層上部ほど、移動量は小さく、モルタル圧入による隆起量の事前予測に用いられている空洞拡張理論を応用した予測法と整合的であることが明らかになった。
- 2) U/D 施工時のモルタル改良体の周辺地盤の挙動は、改良体の拡径する方向への移動が見られた。また、改良体より上の地盤には水平方向への移動はほとんどみられず、圧入時は鉛直方向に隆起し、U/D 時は沈下を示し、土層上部ほど沈下量は大きいことが分かった。
- 3) U/D 施工によるモルタルの圧入実験により、注入管の上下運動によるモルタル改良体の拡縮が明らかとなり、第一段階で想定した隆起抑制メカニズムを裏付けるものとなった。

## 第三段階（現場実証実験）

- 1) 実機を用いた実大規模の現場実証実験の結果、開発した U/D 施工は CPG 工法に適用可能であり、従来の CPG 工法と比較して当該地盤の隆起量を最大で 90 %以上低減した。
- 2) 提案する等価改良率の概念・定量化法を用いることで、U/D 施工による地盤の隆起量および密度増加量を予測することができ、従来の CPG 工法と同様の設計が可能であることを示した。

本研究で開発した U/D 方式による圧入手法は、従来からの課題であった隆起抑制および液状化対策効果増大（密度増加）の双方を、実現できる工法である。それゆえ、従来工法と同様の効果を対象とした場合には、コスト縮減が実現でき、また今後増大する液状化リスクの低減ならびに安全性の向上に大きく資することができる。さらに、隆起の大幅な抑制によって、従来適用が困難であった許容変位量がシビアな施設にも適用範囲が拡大したといえる。

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景と目的

地盤内で強制的に変位を与える圧入とは、自然現象では、火山活動等が例として挙げられる。火山活動によるマグマが、内部の圧力の増加とともに膨張し、周辺地盤を押し広げることにより、地表面では隆起として観測される。また、物質を人為的に圧入し、地盤に強制変位を与える行為として例えば、天然ガス等の地下圧入、二酸化炭素地中貯留などが挙げられる。

土木の分野では、既設構造物直下の液状化対策として低流動性のモルタルや締固めた砂を地盤内に圧入し、周辺地盤に強制変位を与えて地盤を密実化させる密度増大工法がある。このような工法は、地盤内の圧入に伴い発生する地表面の隆起が問題となる場合がある。この隆起は、地盤の密実化を低減させるとともに既設構造物を損傷させる場合があるため、隆起量の予測および低減が課題となっている。

これまで、自然科学や土木工学の分野では、上記のように物体がその内部圧力の増加とともに膨張し、地盤内部および地表面に変位（隆起）を与えるメカニズムについて、地盤構造を単純なモデル化をすることにより研究されてきた。しかしながら、地盤は完全弾性体でないため、圧入により発生する地盤内での変位と地表面での隆起量は、必ずしも等しくないため予測が困難であった。また、地盤の密実化のメカニズムに関しても不明な点が多いのが現状である。

その一方で、東日本大震災以降、地震の外力の想定が高くなり、液状化のリスクが増大するなか、港湾・空港等重要インフラに対する液状化対策として、これまで以上に地盤内の圧入量を増やし、必要な液状化強度を得る対策が求められるようになってきている。このような施工によって、隆起量が現場の許容値を超える問題が発生してくる可能性がある。このため、これまで以上に地盤の締固め効果が高く、隆起抑制ができる対策の要請が高まっており、当該課題を克服した新工法の開発が望まれている。

そこで本研究は、上記の背景に鑑み、小型の圧入装置を用いた各種の室内の模型実験から、隆起を抑制して地盤の密実化を高めたアップダウン方式による圧入手法（U/D方式）を提案し、その効果を検証した。また、U/D方式の隆起抑制および地盤の密実化のメカニズムを、透明地盤を用いた圧入試験、ならびに砂およびモルタルの圧縮試験の結果からそれぞれ検証した。さらに、密度増大工法の一つである静的圧入締固め工法（CPG工法）にU/D方式を適用させ、現場実証試験を実施し、開発した新工法の有効性の検証した。

## 1.2 本論文の構成

図-1 に、本論文の構成を示す。本論文は、以下の 6 章から構成されている。

第 1 章：序論

第 2 章：地盤変形および隆起抑制に関する既往の研究

第 3 章：地表面の隆起抑制の実験

第 4 章：隆起抑制メカニズムの考察

第 5 章：応用－現場実証実験－

第 6 章：総括

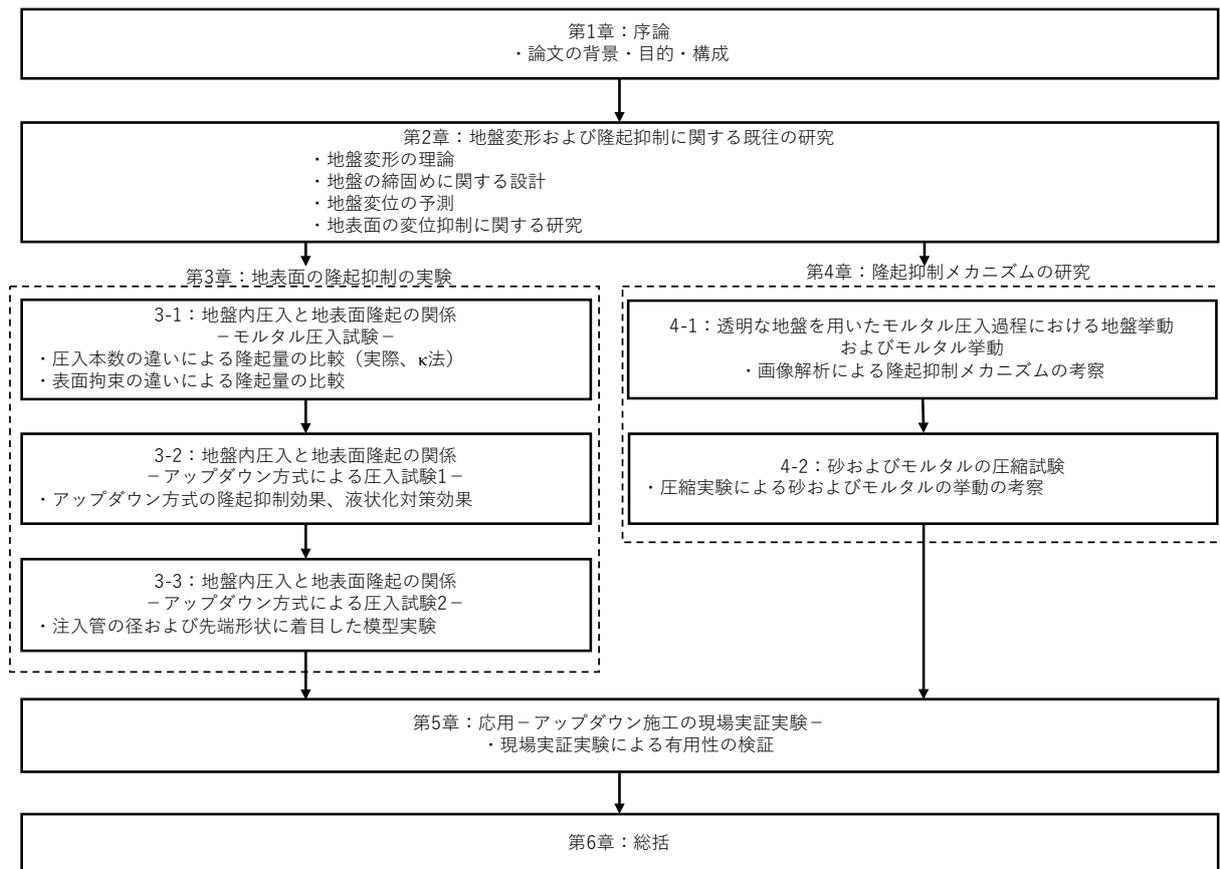


図-1 本論文の構成

以下に、各章の概要を示す。

## 第 1 章：序論

第 1 章では、本研究の背景と目的を述べ、本論文の構成を示した。

## 第 2 章：地盤変形および隆起抑制に関する既往の研究

第 2 章では、物体の膨張に伴う地盤内および地表面の変形過程の理論に関する既往の研究を取りまとめた。次に、土木分野で用いられている地盤の締固めについての設計法の考えを示し、現在の締固めの設計法を応用させた地盤の隆起予測についてまとめる。最後に、地盤内圧入に伴う隆起抑制に関する既往の研究をまとめた。

## 第 3 章：地表面の隆起抑制の実験

第 3 章では、まず第 3.1 節で、模型地盤内に改良率を等しくした条件（総圧入量が等しい）において、(1) モルタル改良体を圧入本数が異なるケースで圧入した場合の地盤の密実化の検討、(2) 地盤表面の拘束の有無によって、地盤隆起や締固め効果に影響がある否かについての検討、(3)  $\kappa$ 法による隆起予測と模型実験で発生した隆起量との比較をそれぞれ行った。

次に第 3.2 節では、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の 3 種類の土槽を使用し、モルタルを地盤内に圧入する際に発生する隆起を大幅に抑制しつつ、改良効果および液状化対策効果が高いアップダウン (U/D) 方式による圧入手法の各種の実験結果をまとめた。

最後に、第 3.3 節では、有効性が実証された前節の U/D 方式による圧入手法において、注入管の大きさと先端形状に着目し、能率よく隆起抑制できる方法を検討した。

## 第 4 章：隆起抑制メカニズムの考察

第 4 章では、まず第 4.1 節で、透明地盤を用いた実験により、モルタル圧入時のモルタルの挙動および周辺地盤の挙動を直接観察および画像解析をした。

次に、第 4.2 節では、模型地盤に使用する東北 7 号硅砂および圧入用のモルタルを使用して供試体をそれぞれ作製し、定ひずみ速度載荷による圧縮試験を行った。

それぞれの結果から、地盤内圧入の U/D 方式による隆起抑制のメカニズムを考察した。

## 第 5 章：応用－現場実証実験－

第 5 章では、これまで検討してきた U/D 方式による圧入を、実際の静的圧入締固め工法（CPG 工法）に適用し、実大規模の現場実証実験を行った結果について示した。

## 第 6 章：総括

第 6 章では、本論文で得られた成果を総括した。



## 第2章 地盤変形および隆起抑制に関する既往の研究

### 2.1 はじめに

本章ではまず、物体の膨張に伴う地盤内および地表面の変形過程に関する既往の研究として茂木の球状圧力源モデル<sup>1)</sup> および *Vesic* の空洞膨張論<sup>2)</sup> についてまとめる。次に、空洞膨張理論に基づき実施された既往の研究ならびに、その他の地盤の変形特性に関する研究についてまとめる。次に、土木分野で用いられている地盤の締固めへの設計法の考えを示し、空洞膨張理論を用い、現在使用されている設計法を応用させた地盤の隆起予測についてまとめる。最後に、地盤内圧入に伴う隆起抑制に関する既往の研究をまとめる。

### 2.2 地盤変形の理論に関する研究

#### 2.2.1 茂木の球状圧力源

火山活動に伴う地盤内のマグマや熱水の移動や、これらの増圧による膨張は、周囲の地盤を押し広げ、地盤内変位を発生させる。この地盤深く発生する変位の結果として地表面では、変形（隆起）として観測される。

火山活動に伴う地表の変形の計測は、水準測量・三角測量・光波測量といった測量技術や傾斜計・ひずみ計を用いて行われる。これまで、観測された地表面の現象を説明するために、様々な形状の圧力源にともなう地表や地中の変形を解析的に求める研究が進展してきた。その一つに、図-2.1に示す、茂木の球状圧力源（茂木モデル）が挙げられ、現在でも火山研究の分野で広く用いられている<sup>3)</sup>。

実際の地盤の内部構造は複雑であるが、茂木は、地表面の変位を計算する際に均質で等方な半無限弾性体と球体や楕円体などの圧力源を仮定し、単純な媒質と圧力源に対して地表変形の解析解を示した<sup>4)</sup>。

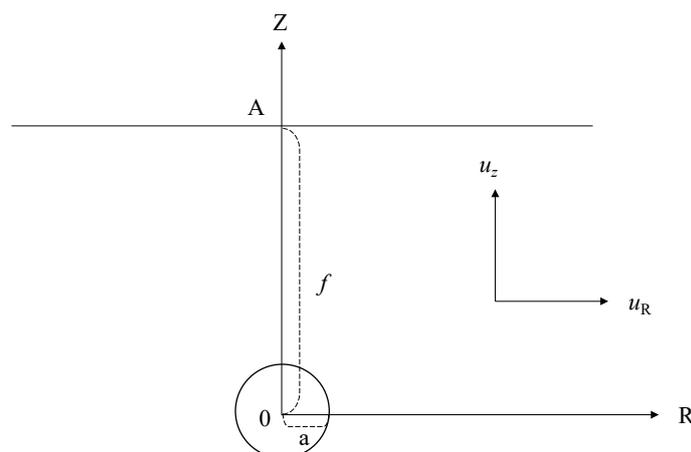


図-2.1 半無限弾性体中の球状圧力源モデル<sup>4)</sup>

茂木によると，地表での変位は，次式で表される<sup>5)</sup>。

$$u_R = -\frac{a^3 P}{4\mu} \frac{R}{\{(Z+2f)^2 + R^2\}^{5/2}} \cdot (5Z^2 + 14fZ + 8f^2 - R^2) + \frac{a^3 P}{4\mu} \left[ \frac{R}{(Z^2 + R^2)^{3/2}} + \frac{R}{\{(Z+2f)^2 + R^2\}^{3/2}} \right] \quad (2.1)$$

$$u_z = -\frac{a^3 P}{4\mu} \frac{1}{\{(Z+2f)^2 + R^2\}^{5/2}} \cdot (7Z^3 + 38fZ^2 + 68f^2Z + 40f^3 + 4fR^2 + ZR^2) + \frac{a^3 P}{4\mu} \left[ \frac{R}{(Z^2 + R^2)^{3/2}} + \frac{Z+2f}{\{(Z+2f)^2 + R^2\}^{3/2}} \right] \quad (2.2)$$

ここに， $u_R$  は R 軸における半径方向の変位， $u_z$  は地表面の変位， $a$  は静水圧状態における球状圧力源の半径， $P$  は球状圧力源内の静水圧からの圧力増分， $f$  は球状圧力源の中心から地表面までの距離， $\mu$  は媒質のポアソン比および剛性率である．ここで， $a/f$  が 1 よりも十分に小さい場合は，地表面の変位は，次式によって表される．

$$\Delta d = \frac{3a^3 P}{4\mu} \frac{d}{(f^2 + d^2)^{3/2}} \quad (2.3)$$

$$\Delta h = \frac{3a^3 P}{4\mu} \frac{f}{(f^2 + d^2)^{3/2}} \quad (2.4)$$

ここに， $d$  は地表面の地点 A からの半径距離（隆起の中心からの距離）， $\Delta d$  は地表面の R 軸方向の変位， $\Delta h$  は地表面の鉛直変位である．

図-2.2 に，茂木による鉛直変位および水平変位の計算曲線<sup>5)</sup>を示す．この図は，ある深さにある球状圧力源の圧力が増大し，地表面で隆起が発生した時の変位を示したものである． $\Delta h$  は，球状圧力源の直上で最大となり，球状圧力源の深さの 2 倍 ( $2f$ ) 以上離れると  $\Delta h$  および  $\Delta d$  の変位が極めて少なくなる．

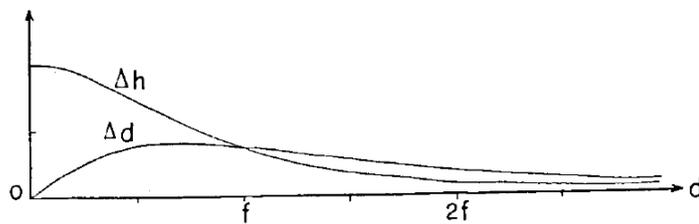


図-2.2 隆起の中心からの距離に対する鉛直変位および水平変位の計算曲線<sup>5)</sup>

### 2.2.2 空洞膨張理論

地盤中に例えば、モルタルを圧入した場合の地盤の力学的挙動を解析する手法に Vesic の空洞膨張論がある。図-2.3 に、空洞膨張理論の概略図<sup>6)</sup>を示す。空洞膨張論は、図に示すように、等方応力状態の半無限体内に、初期空洞半径  $R_i$  の球状または円筒状の空洞を考え、この空洞が球状に拡張する場合の膨張圧を求めるものである。

はじめに、初期空洞（半径  $R_i$ ）には、一様に内圧  $P$  がかかっているものとする。次に、この空洞にかかる内圧  $P$  を増加させると、空洞周辺は、塑性平衡状態に移行すると考えられる。内圧  $P$  が極限内圧  $P_u$  となった時の膨張空洞半径を  $R_u$  とした時、空洞周辺の塑性域は、半径  $R_p$  まで拡大する。

この時、塑性域の地盤は、モール・クーロンの剪断強度パラメータ粘着力  $c$  および内部摩擦角  $\phi$  ならびに平均体積ひずみ  $\Delta$  によって定義される圧縮性塑性固体として挙動すると仮定される。塑性域を超えると、地盤は変形係数  $E$  とポアソン比  $\nu$  で定義される直線的に変形可能な等方性固体として振る舞うと考えられる。

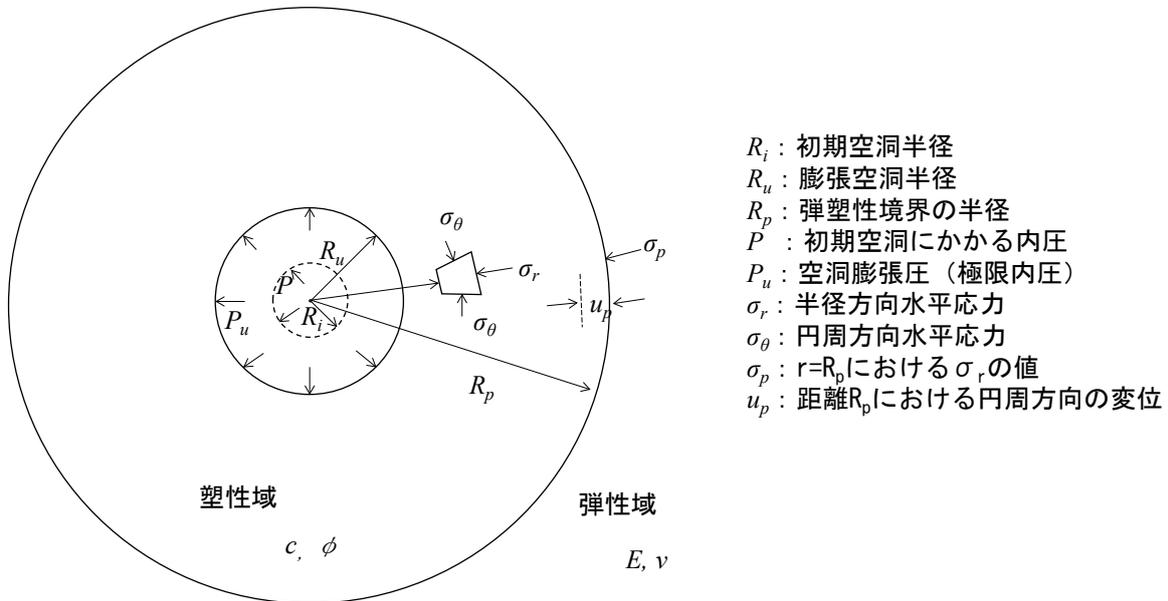


図-2.3 空洞膨張理論の概略図<sup>6)</sup>を加筆および修正

図-2.3において，空洞の中心からの距離  $r$  と半径方向の水平応力  $\sigma_r$  の関係は，モール・クーロンの破壊基準を用いて次式のように表される．

$$\sigma_r = P_u \left( \frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1+\sin\phi}} \quad (2.5)$$

極限内圧  $P_u$  は，式 2.5 を用いて次式のように表される．

$$P_u = q(1 + \sin\phi) \left( \frac{R_p}{R_u} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1+\sin\phi}} \quad (2.6)$$

ここに， $q$ ：等方的な初期有効応力である．

空洞膨張論は，等方応力状態が過程条件であるため，実際の地盤に適用するためには，異方応力状態を考慮する必要がある．そこで，初期状態での静止土圧係数  $K_0$  を用いると，式 2.5 は次式のように変形できる．

$$P_u = K_0 \sigma'_v (1 + \sin\phi) \left( \frac{R_p}{R_u} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1+\sin\phi}} \quad (2.7)$$

空洞の体積の変化は，弾性域の体積の変化に塑性域の体積の変化を加えたものに等しいという関係を使用し次式のように表される．

$$R_u^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R_u^3)\Delta \quad (2.8)$$

ここに， $\Delta$  は塑性域の平均体積ひずみである．

また，弾塑性境界の円周方向の変位  $u_p$  は，次式で表される．

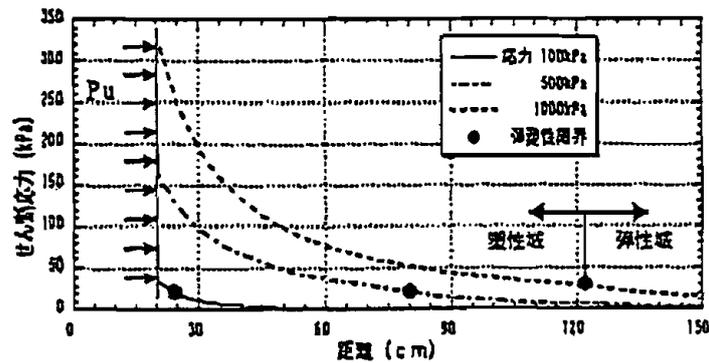
$$u_p = \frac{1+\nu}{2E} R_p (\sigma_p - q) \quad (2.9)$$

ここに， $\sigma_p$  は半径  $R_p$  における  $\sigma_r$  の値である．

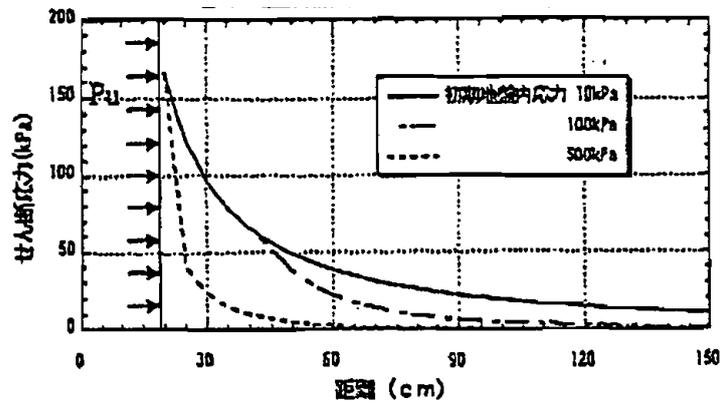
## 2.2.3 地盤内の变形特性に関する既往の模型実験

### a) 空洞膨張理論の検証実験

図-2.4 に、応力分布図を示す。坂本ら<sup>7)</sup>は、砂地盤での三次元的な応力伝達を知るため、空洞膨張論を用い、応力载荷点を中心としたせん断応力伝達と距離の関係を考察した。その結果によると、初期空洞圧が一定の条件において、せん断応力は、距離とともに指数関数的に減少し、空洞膨張圧が大きいものほど、長距離に応力を伝達できることを明らかにしている。また、空洞膨張圧が一定の条件下で、初期空洞圧が小さいものほど、せん断応力の減少が小さいことを明らかにしている。



(a) 初期空洞圧 50 kPa に固定



(b) 空洞膨張圧 500 kPa に固定

図-2.4 応力分布図<sup>7)</sup>

新坂ら<sup>8)</sup>は、地盤の押し広げ効果に着目して杭状体が、円筒状に膨張することにより、周辺地盤の密度や拘束圧が増加するものと仮定し、これを再現した室内模型実験を行った。実験は、地盤の相対密度、上載圧を変化させた条件で、圧入圧力、周辺地盤の応力増加、変位量等の測定を行い、空洞膨張理論による理論解析結果との比較検討を行った。

その結果以下のことを明らかにし、入力定数を適切に決定すれば、空洞膨張理論を用いることにより静的締固めによる周辺地盤の応力状態の変化を説明できるとしている。

- (1) 限界圧入圧力は上載圧に比例して上昇し、また相対密度が高いほど、大きくなる。
- (2) 圧入圧力の増加に伴い、杭状体は膨張し、周辺地盤の水平応力は増加する。このとき、水平応力の増加は杭状体から離れるほど減少し、密度の小さな地盤の方が大きくなる。
- (3) 杭状体の膨張により、周辺地盤には正の体積ひずみ（圧縮）が生じ、締固められる。正の体積ひずみは、相対密度が小さな地盤ほど生じやすく、また、杭状体に近いほど大きくなる。
- (4) 実験により得られた体積ひずみを用いて、空洞膨張理論による限界圧入圧と、実験値を比較すると、実験値の方がやや大きな値を示しているものの、比較的よい一致を示した。

#### b) 砂地盤に対する繰返し三軸試験

図-2.5 に、地盤内初期応力と間隙比の関係を示す。坂本ら<sup>9)</sup>は、砂地盤の締固めメカニズムを解明することを目的とし、豊浦標準砂の供試体を使用して繰返し三軸試験を行い、繰返しせん断応力の砂地盤内伝播、および繰返し載荷による過剰間隙水圧と体積ひずみの関係を示した。

その結果によると、地盤内応力調節のための等方圧密より間隙が減少していることから、単純に砂地盤を圧密することでも締固め効果があることを確認している。また、繰返し応力による過剰間隙水圧の発生と間隙比の関係を見ると液状化の起こっていない過剰間隙水圧比 0.5~0.7 の場合でも、間隙比が減少していることから、地盤の締固め効果を確認している。

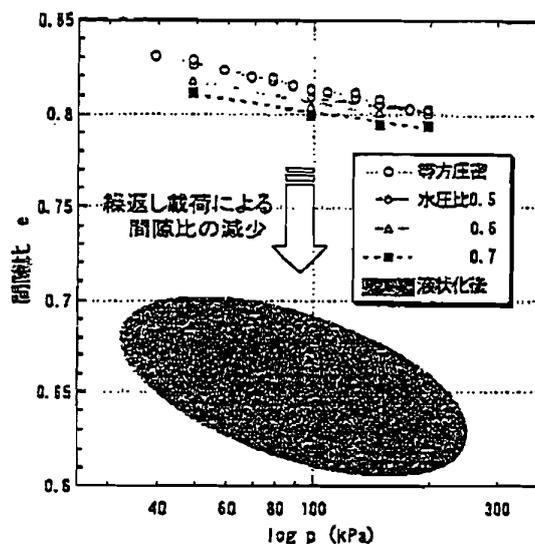


図-2.5 地盤内初期応力と間隙比の関係<sup>9)</sup>

c) X線CTによる地盤内の可視化

図-2.6に、各注入深度における体積ひずみの関係を示す。高野ら<sup>10)</sup>は、グラウト打設による周辺地盤の変形特性を詳細に把握する目的で、模型実験で、グラウトの注入過程をマイクロフォーカス型(X線CT装置)により可視化し、周辺地盤の挙動を画像解析により評価した。その結果によると、グラウト圧入により生じる地盤の密実化は、主にグラウト側面にのみ生じることを明らかにした。また圧入深度が浅く初期有効応力が小さい場所で圧入した場合、周辺地盤は小さな変形で受働状態となり、密実化は生じにくいことが示されている。

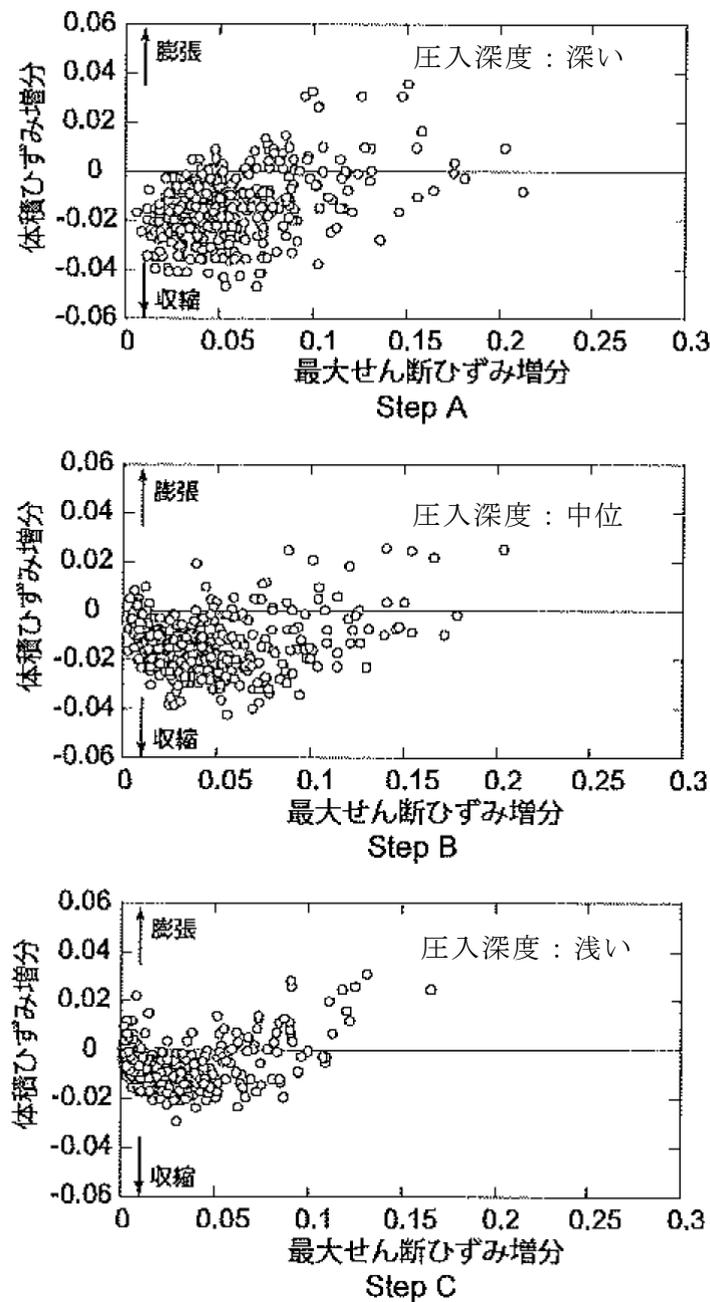


図-2.6 各注入深度における体積ひずみ<sup>11)</sup>に加筆

## 2.3 地盤の締固めに関する設計

前節 2.2 では、強制変位を与える圧入による地盤内部および地表面の理論について示してきた。本節では、実際の土木分野における地盤の締固めに関して示す。

図-2.7 に、締固め工法の設計フローを示す<sup>12)</sup>。まず、事前調査から原地盤の液状化予測・判定し、液状化すると判定された地盤について各種締固め工法による液状化対策の適用性の判定を行い、目標  $N$  値の算定をする。

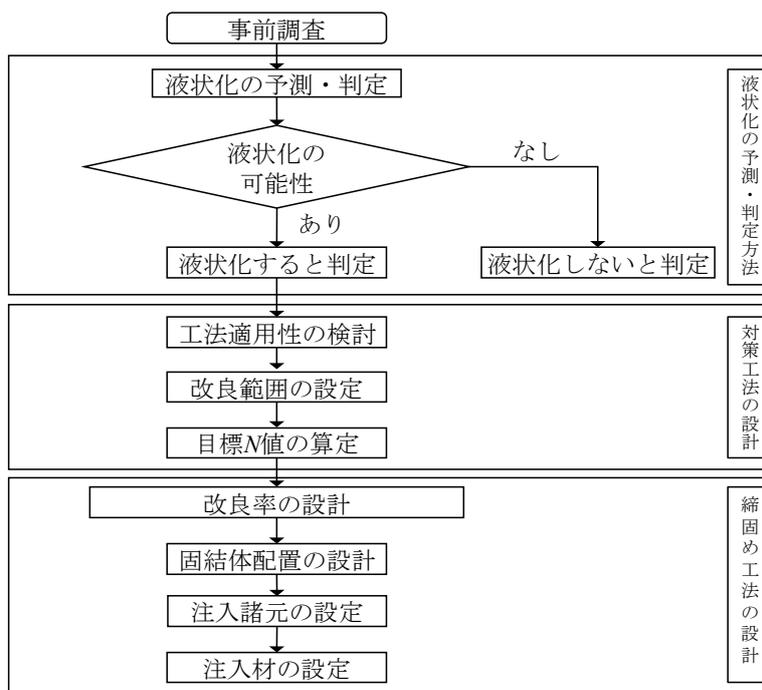


図-2.7 締固め工法の設計フロー図<sup>12)</sup>

図-2.8 に，改良率<sup>13)</sup>の考え方を示す．締固め工法を液状化対策として適用する場合，目標  $N$  値が設定される．この目標  $N$  値を達成できるように，改良対象域に対してモルタル等の固結体が圧入される．この時，改良対象域に対する固結体の割合のことを改良率 ( $a_s$ ) という．改良率は，固結体の配置によって下記の式にてそれぞれ表わされる．  
正方形配置の場合

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \quad (2.10)$$

正三角形配置の場合

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2 A_s}{\sqrt{3} x^2} \quad (2.11)$$

ここに， $A_s$  は固結体の断面積， $A$  は固結体 1 本分が負担する面積， $x$  は固結体の平面配置間隔（杭芯間の距離）である．

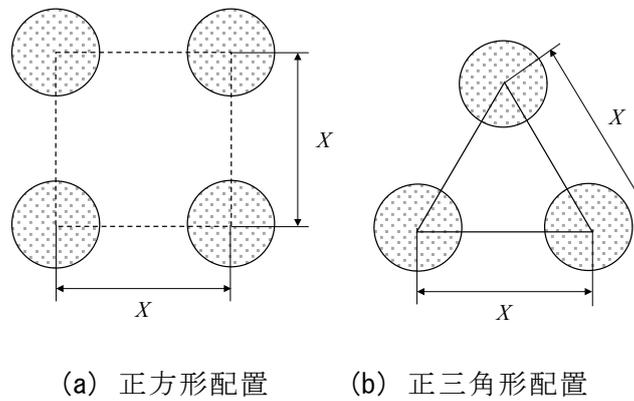


図-2.8 改良率の考え方<sup>14)</sup>

図-2.9 に、締固め工法の、A 法<sup>15)</sup>、B 法<sup>15)</sup>、C 法<sup>15), 16)</sup>、D 法<sup>17)</sup> および κ 法<sup>18), 19), 20)</sup> を用いた設計法による地盤状態の基本的な考え方を示す。実施工の改良率は、原地盤の  $N$  値と間隙比の関係から算出される。

図-2.9 (a) は、A 法、B 法および C 法の地盤状態の仮定を示したものである。これは、原地盤と改良後の地盤の体積が一定で、圧入した改良体の体積と同等の体積の地盤が締固められるという仮定に基づいている。これを、間隙比と改良率の関係で示すと以下の式で表される。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (2.12)$$

ここに、 $e_0$  は圧入前の原地盤の間隙比、 $e_1$  は、圧入後の地盤の間隙比である。

図-2.9 (b) は、D 法の地盤状態の仮定を示したものである。これは、圧入による隆起を考慮したものである。図-2.9 (c) は、κ 法の地盤状態の仮定を示したものである。これは、注入材を地盤中に圧入する際に発生する、繰返しせん断効果を考慮したものである。以下に、それぞれの設計法の概要を示す。

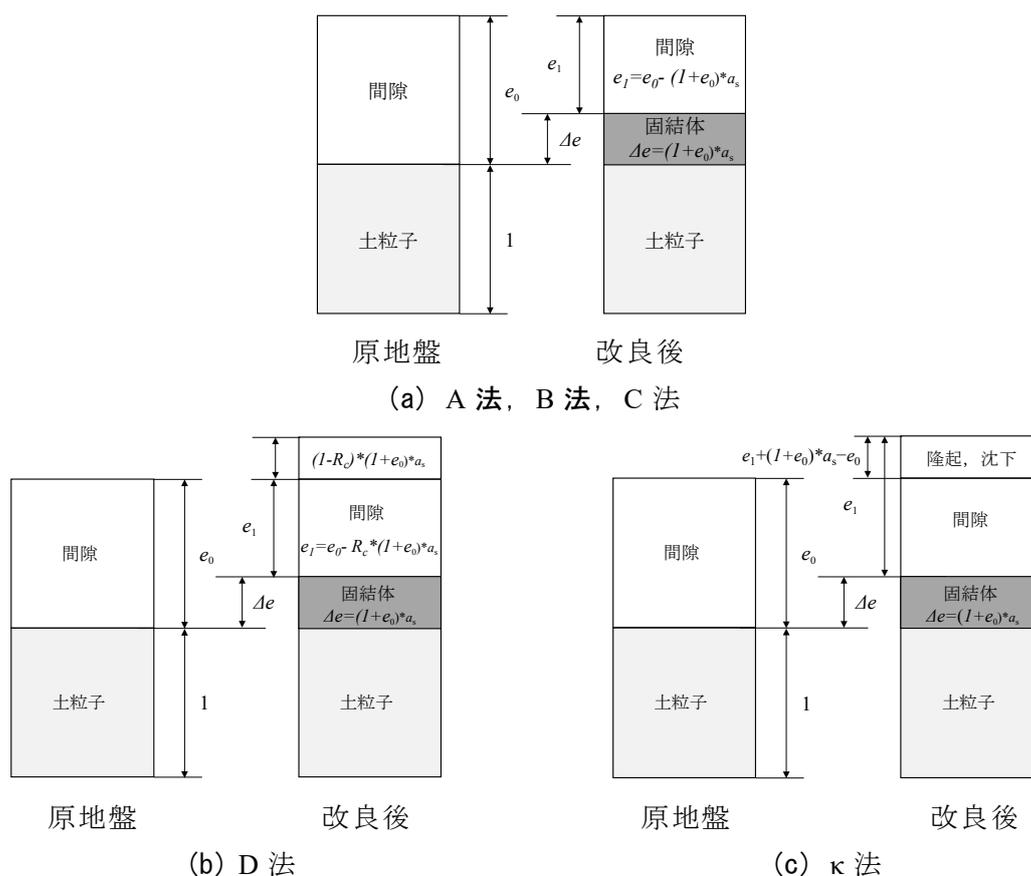
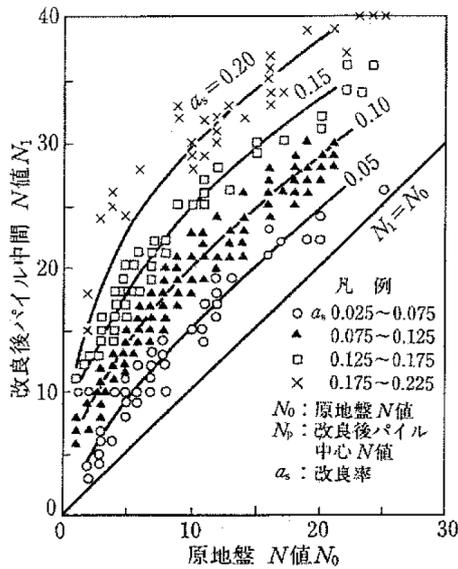


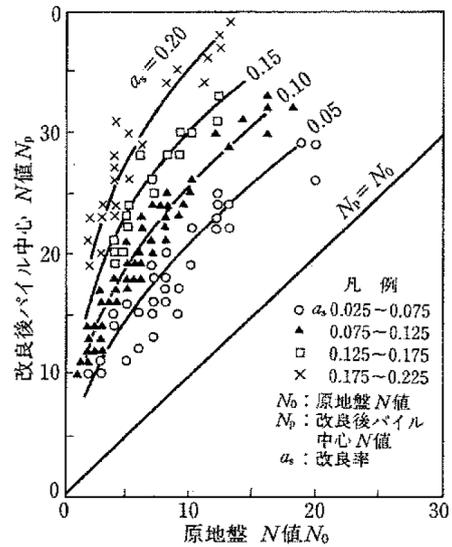
図-2.9 締固め工法の設計法

## A 法

図-2.10 に、砂質土地盤に適用した SCP の設計図表<sup>21)</sup>を示す。A 法は、圧入した体積分だけ地盤が締まるという仮定に基づいている。過去の SCP 工法の施工実績からまとめられた原地盤  $N$  値 ( $N_0$ ) ~ 改良率 ( $a_s$ ) ~ 改良後パイル中間  $N$  値 ( $N_1$ ) または、パイル中心の  $N$  値 ( $N_p$ ) の関係に基づくものである。本方法は、原地盤  $N$  値 ( $N_0$ ) と改良目標  $N$  値を設定することにより、改良率 ( $a_s$ ) を設定できるものである。なお、細粒分含有率 20 %以下の地盤での施工実績に基づくものであり、細粒分含有率の増加に伴い改良後の  $N$  値が低下することから、細粒分が多い砂質地盤には適用できない。



(a) 原地盤  $N$  値とパイル間  $N$  値

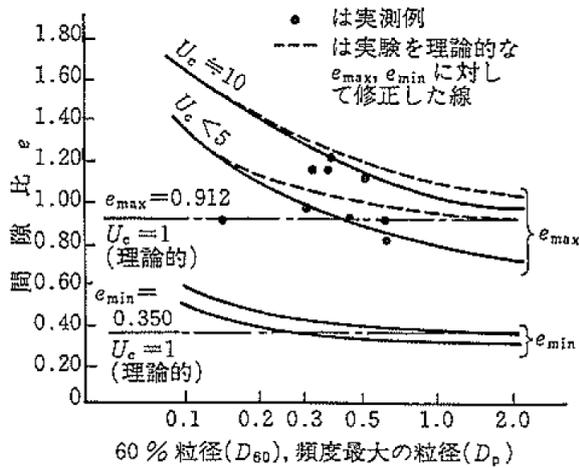


(b) 原地盤  $N$  値とパイル中心  $N$  値

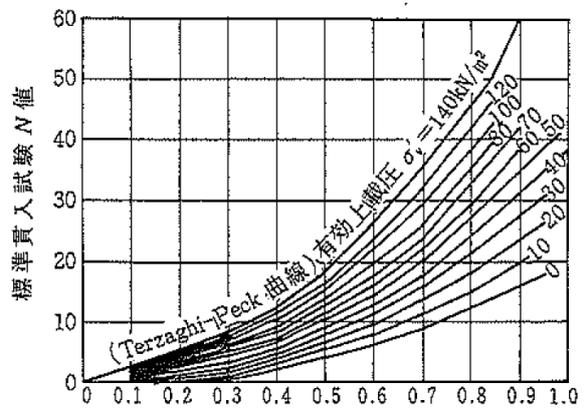
図-2.10 砂質地盤に適用した SCP の設計図表 (A 法)<sup>21)</sup>

## B 法

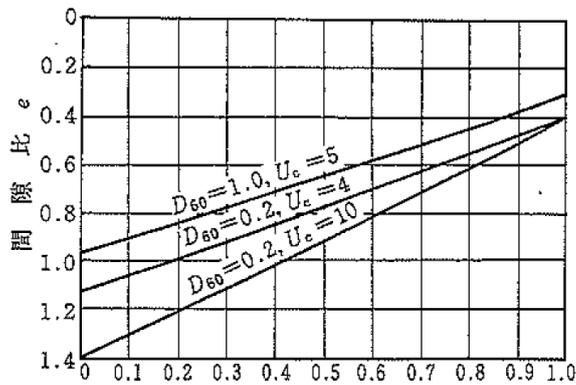
図-2.11 に、Gibbs-Holtz の  $N-D_r-e$  の関係図<sup>22)</sup> を示す。B 法は、 $N-D_r-e$  の関係および粒度と最大間隙比 ( $e_{max}$ )・最小間隙比 ( $e_{min}$ ) の関係を用いる方法である。各種砂質土によって締固め特性が異なることから、改良対象土の 60% 粒径 ( $D_{60}$ ) を用いて  $e_{max}$  値、 $e_{min}$  値を推定して間隙比 ( $e$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) の関係を設定する。原地盤  $N$  値 ( $N_0$ ) および改良目標  $N$  値 ( $N_1$ ) とその深度における有効上載圧 ( $\sigma_v'$ ) から原地盤の間隙比 ( $e_0$ ) および改良後地盤の間隙比 ( $e_1$ ) を決定して改良率を求める。A 法と同じく、圧入した体積分だけ地盤が締まるという仮定に基づいている。



(a) 粒径・粒度と  $e_{max}$ ,  $e_{min}$  の関係



(b) 相対密度と  $N$  値の関係



(c) 相対密度と間隙比の関係

図-2.11  $N-D_r-e$  の関係図 (B 法)<sup>22)</sup>

## C 法

C 法は、B 法と基本的に同じ考えであるが、細粒分含有率による補正ができるようになっている。図-2.9 (a) に示すように、 $(1+e_0)$  の体積の原地盤にモルタル等の改良材を  $\Delta e$  分圧入することによって、圧入した体積分だけ、間隙比が小さくなるという仮定に基づくものである。実際の設計では、改良前後の地盤の間隙比を推定して改良率を算出する。以下に、C 法による改良率の算出方法<sup>16)</sup> 以下に示す。

1. 細粒分含有率から最大間隙比および最小間隙比を算出する。

$$e_{max} = 0.02F_c + 1.0 \quad (2.13)$$

$$e_{min} = 0.008F_c + 0.6 \quad (2.14)$$

ここに、 $e_{max}$  は最大間隙比、 $e_{min}$  は最小間隙比、 $F_c$  は細粒分含有率である。

2. 原地盤の相対密度および地盤の初期間隙比の算出する。

$$D_{r0} = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_v/98}} \quad (2.15)$$

$$e_0 = e_{max} - \frac{D_{r0}}{100}(e_{max} - e_{min}) \quad (2.16)$$

ここに、 $D_{r0}$  は、原地盤の相対密度 (%),  $N_0$  は原地盤の  $N$  値,  $\sigma'_{v0}$  は有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ ) ,  $e_0$  は初期間隙比である。

3. 細粒分含有率による、増加  $N$  値の低減率  $\beta$  を求める。

$$\beta = 1.05 - 0.51 \cdot \log \cdot F_c \quad (2.17)$$

4. 低減率  $\beta$  を考慮して、細粒分がない場合の目標  $N$  値  $N_1'$  を求める。

$$N_1' = N_0 + \frac{(N_1 - N_0)}{\beta} \quad (2.18)$$

ここに、 $N_0$  は原地盤の  $N$  値、 $N_1$  は改良後の目標  $N$  値である。

5. 細粒分がないとした場合の、 $N_1'$ を用いて、圧入後の間隙比  $e_1$  を求める.

$$D_{r1} = 21 \sqrt{\frac{N_1'}{0.7 + \sigma'_v/98}} \quad (2.19)$$

$$e_1 = e_{max} - \frac{D_{r1}}{100}(e_{max} - e_{min}) \quad (2.20)$$

ここに、 $D_{r1}$ は圧入後の地盤の相対密度、 $e_1$ は圧入後の間隙比である.

6. 改良率を算出する.

$$a_s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (2.21)$$

ここまで、締固めの設計法で用いられる A 法、B 法および C 法について示してきたが、これらの設計法は、改良の前後で地盤の体積変化がなく、圧入した体積分だけ地盤を圧縮し、間隙を減少させるという仮定の上で成り立っている。しかし、実際の地盤では、圧入により隆起が発生し、この現象を説明するのが困難になってきた。また C 法の圧入による密度増加は、原地盤の密度（初期  $N$  値）に依存せず、改良率のみに依存することになる。そこで現在では、圧入に伴い隆起する分を考慮する D 法が用いられている。

## D 法

D 法は、図-2.9 (b) に示すように、C 法の考え方に、圧入による地盤の隆起を考慮し、新たに有効締固め係数： $R_c$  を導入している。細粒分が大きなおいほど、 $R_c$  は小さくなり、同等の締固め効果を得るのに必要な改良率は大きくなる。 $R_c$  は次式で定義される。

$$R_c = \frac{\Delta e'}{\Delta e} = \frac{e_0 - e_1'}{e_0 - e_1} \quad (2.22)$$

ここに、 $R_c$  は有効締固め係数、 $e_1'$  は改良後の  $N$  値から算出した間隙比、 $e_0$  は原地盤  $N$  値から算出した間隙比、 $e_1$  は圧入した固結体  $\Delta e$  だけ  $e_0$  が減少するとした場合の間隙比である。

$$R_c \cdot a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (2.23)$$

ここに、 $R_c$  は有効締固め係数である。

D 法による改良率算定の方法<sup>17)</sup> は以下の通りである。

1. 最大間隙比： $e_{max}$  および最小間隙比： $e_{min}$  を求める。

$$e_{max} = 0.02F_c + 1.0 \quad (2.13) \text{再掲載}$$

$$e_{min} = 0.008F_c + 0.6 \quad (2.14) \text{再掲載}$$

2. 細粒分含有率による補正  $N$  値増分  $\Delta N_f$  を表-2.1 から求める。

表-2.1 細粒分含有率による  $N$  値の補正増分<sup>17)</sup>

$F_c$ (%)	$\Delta N_f$
0~5	0
5~10	$1.2 \times (F_c - 5)$
10~20	$6 + 0.2 \times (F_c - 10)$
20~	$8 + 0.1 \times (F_c - 20)$

3. 原地盤の相対密度： $D_{r0}$ および初期間隙比： $e_0$ を求める。

$$e_0 = e_{max} - \frac{D_{r0}}{100}(e_{max} - e_{min}) \quad (2.16) \text{再掲載}$$

4. 有効係数： $R_c$ を求める。

$$R_c = 1.05 - 0.46 \cdot \log \cdot F_c \quad (2.24)$$

5. 目標  $N$  値： $N_1$  から，圧入後の相対密度： $D_{r1}$ および間隙比： $e_1$ を求める。

$$D_{r1} = 21 \sqrt{\frac{N_1}{0.7 + \sigma'_v/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (2.25)$$

$$e_1 = e_{max} - \frac{D_{r1}}{100}(e_{max} - e_{min}) \quad (2.20) \text{再掲載}$$

6. 改良率を算出する。

$$a_s = \frac{e_0 - e_1}{R_c \cdot (1 + e_0)} \quad (2.26)$$

## κ 法

山崎らは<sup>20)</sup>、上記の D 法においても土の力学的性質を十分に反映できたとはいえず、実際に発生する隆起量をうまく説明できないと指摘し、改良率の算定手法として κ 法を提唱した。現在ではこの κ 法が一般的に用いられている。κ 法は、地盤の累積せん断ひずみの概念から導入された相対密度と圧入率の関係をを用いた設計法である。

κ 法は、静的圧入締固め工法等の地盤の締固め工法による杭間  $N$  値の増加を原地盤  $N$  値、細粒分含有率から予測する手法である。累積せん断ひずみの概念から導入された相対密度と圧入率の関係が用いられ、これと相対密度と  $N$  値の関係式を用いて圧入による  $N$  値増加の予測がなされている<sup>20)</sup>。パラメータ  $\kappa$  は、工法によって異なると考えられるもので、過去の施工における  $N$  値の増加から相対密度と  $N$  値の関係式を利用して逆解析的に同定されている<sup>20)</sup>。κ 法による改良率の算定方法<sup>18), 20)</sup> は以下の通りである。

1. 細粒分含有率から最大間隙比： $e_{max}$  を算出し、最小間隙比： $e_{min}$  は、0.6 とする。

$$e_{max} = 0.02F_c + 1.0 \quad (2.13) \text{再掲載}$$

$$e_{min} = 0.6 \quad (2.27)$$

2. 原地盤の相対密度： $D_{r0}$  を算出する。

$$D_{r0} = 0.16 \sqrt{\frac{167}{69 + \sigma'_v} N_0} \quad (2.28)$$

3. 原地盤の相対密度から、地盤の初期累積せん断ひずみ： $\gamma_i^*$  を算出する。

$$D_{r0} = \frac{\gamma_i^*}{c_1/c_2 + \gamma_i^*} \quad (2.29)$$

4. 目標  $N$  値： $N_1$  から、改良後の相対密度： $D_{r1}$  を算出する。

$$D_{r1} = 0.16 \sqrt{\frac{167}{69 + \sigma'_v} N_1} \quad (2.30)$$

5. 改良後の相対密度： $D_{r1}$ について，改良率： $a_s$ について解くことで，改良率を算出する．

$$D_{r1} = \frac{\kappa \times a_s + \gamma_i^*}{c_1/c_2 + (\kappa \times a_s + \gamma_i^*)} \quad (2.31)$$

$$a_s = \frac{D_{r1} \times (c_1/c_2 + \gamma_i^*) - \gamma_i^*}{c_1/c_2 + \gamma_i^*} \quad (2.32)$$

ここで， $\kappa$ はCPG工法の施工前・後の $N$ 値の実績から得られた係数であり， $\kappa = e^{-0.013F_c}$ とする．

## 2.4 $\kappa$ 法による地盤変位の予測

山崎ら<sup>19)</sup>は、 $\kappa$ 法および空洞膨張論での地盤が球状に拡張するという連続の式の考え方を利用し、地盤内に多数のモルタルが圧入された場合の地盤変位を予測する手法を提案した。図-2.12に、モルタル圧入による空洞膨張のイメージを示す。図-2.12 (a)には、地盤内にモルタルを圧入した際、モルタル周囲の地盤は圧縮すると同時に拡張し、上端部は盛り上がる様子を示した。ここで、図-2.12 (b) の A 点の変位を考える。A 点では、図-2.12 (b) の変位ベクトル  $u_{A1}$  が発生する。モルタル2つが圧入された場合には、同様に変位ベクトル  $u_{A2}$  が発生する。そして、変位ベクトルが重ね合わせられ、合変位ベクトル  $u_A$  が地表面の点 A での変位になると考える。変位ベクトルの計算では、まずは、モルタル圧入による周囲の土の圧縮は無視する。点 A での変位ベクトルをすべてのモルタルについて計算し、点 A での変位を求める。

次に、実際には図-2.12 (b) のモルタル杭間の土では無視できない体積圧縮が生じるので、求めた地表面隆起量を補正する必要がある。そこで、圧入による改良域での体積圧縮量を  $\kappa$  法を利用して求める。圧縮補正係数を求めた隆起量に乗じて、圧入による改良域の体積圧縮の補正を行う。

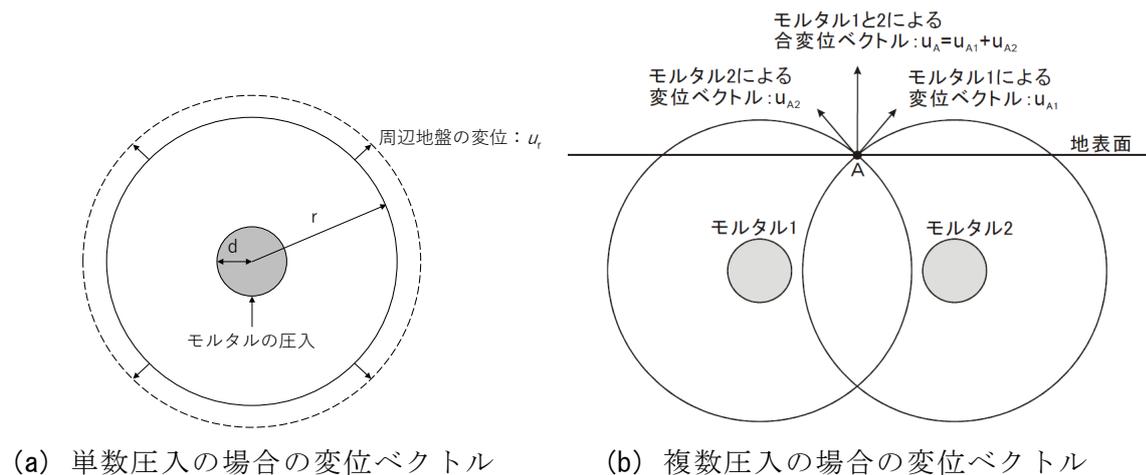


図-2.12 モルタル圧入による空洞膨張のイメージ<sup>19)</sup>

以下に、地表面の隆起の算出方法<sup>19)</sup>を示す。モルタル圧入による周辺の地盤変位が連続の条件から次式のように表される。

$$u_r = (r^3 + d^3)^{\frac{1}{3}} - r \quad (2.33)$$

ここに、 $r$ はモルタル注入位置からの半径、 $d$ はモルタルの半径、 $u_r$ は半径 $r$ での半径方向の変位である。式の変位 $u_r$ をx-y-z座標で各方位の変位に分解すると次式のように表される。

$$u_x = u_r(x_1 - x_0)/r \quad (2.34)$$

$$u_y = u_r(y_1 - y_0)/r \quad (2.35)$$

$$u_z = u_r(z_1 - z_0)/r \quad (2.36)$$

ここに、 $x_0, y_0, z_0$ はモルタル圧入位置の座標、 $x_1, y_1, z_1$ は変位を求める位置の座標、 $u_x, u_y, u_z$ は変位である。

圧入による地盤の圧縮量は、以下の手順で算出される。

$$D_r = \frac{\kappa \cdot a_s + \gamma_i^*}{c_1/c_2 + (\kappa \cdot a_s + \gamma_i^*)} \quad (2.31) \text{再掲}$$

ここで、 $\kappa = 2 \cdot 10^{-0.008 \cdot F_c}$ 、 $c_1 = e_{max} - e_{min}$ 、 $c_2 = 1 + e_{max}$ 、 $e_{max} = 0.02 \cdot F_c + 1.0$ 、 $e_{min} = 0.6$ である。

また、 $\gamma_i^*$ は、圧入前の $N$ 値から次式で設定できる。

$$\gamma_i^* = \frac{\sqrt{\frac{N_0}{A \cdot C_M}}}{1 - \sqrt{\frac{N_0}{A \cdot C_M}}} \cdot \left(\frac{c_1}{c_2}\right) \quad (2.37)$$

ここで、 $N_0$ は圧入前の原地盤 $N$ 値、 $CM=(1/0.16)^2$ 、 $A=(69+\sigma v')/167$ で、 $\sigma v'$ は $N$ 値が計測された地点の有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)である。

改良域各層の体積ひずみは次式で表される。

$$\varepsilon_{vw} = (1 - a_s) \cdot \varepsilon_{vi} - a_s \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_{vi} = \frac{(e_{max} - e_{min}) \cdot (D_{r1} - D_{r0})}{1 + e_{max} - (e_{max} - e_{min}) \cdot D_{r0}} \quad (2.39)$$

ここに、 $\varepsilon_{vw}$ は改良域各層の体積ひずみ(圧縮が正)、 $\varepsilon_{vi}$ は杭間の土の体積ひずみである。 $D_{r0}$ は圧入前、 $D_{r1}$ は圧入後の相対密度で式(3)より求める( $D_{r0}$ は $a_s=0$ を代入)。

各層の補正圧縮係数  $C_{HC}$  は、次式で表される。

$$C_{HC} = \frac{(a_s - 1) \cdot \varepsilon_{vi} + a_s}{a_s} \quad (2.40)$$

以上、圧縮補正係数を求めて、計算される地表面隆起量を各層ごとに補正する。

## 2.5 隆起抑制に関する既往の研究

本節では、隆起抑制に関する既往の研究として、繰返し圧入に関するもの 3 例挙げる。

新坂ら<sup>24)</sup>は、室内実験において模型地盤に円筒膨張杭状体を設置し、上載圧をかけたうえで、円筒膨張杭状体に段階載荷および繰返し載荷をそれぞれ行い、地盤の締固めの比較および考察を行った。図-2.13 に、載荷方法の例<sup>25)</sup>を示す。段階載荷は、30 秒ごとに 10 kPa ずつ圧力を増加させ、繰返し載荷では、3 秒の加圧の後、30 秒間、圧力を 0 kPa まで戻すというサイクルを繰返して行い、加圧時の圧力増分は 10 kPa で行った。

その結果、図-2.14<sup>26)</sup>に示すように、繰返し載荷の方が、段階載荷のものよりも地盤の圧縮量が大きくなることを明らかにした。

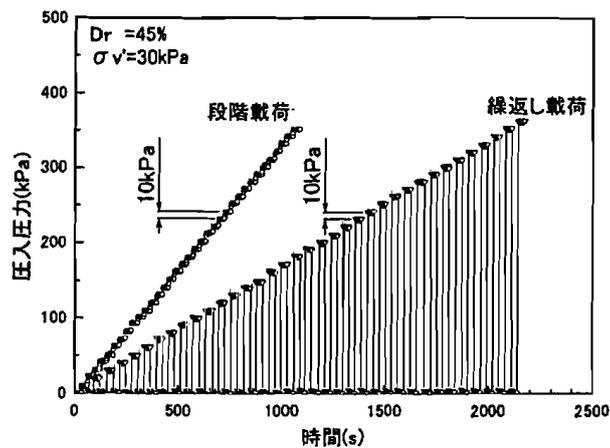


図-2.13 載荷方法の例<sup>25)</sup>

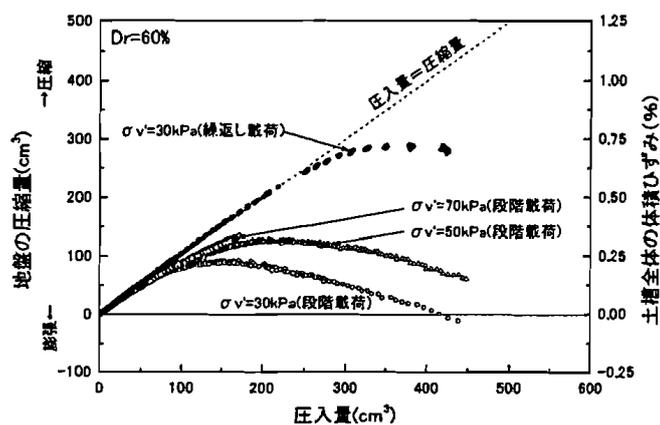
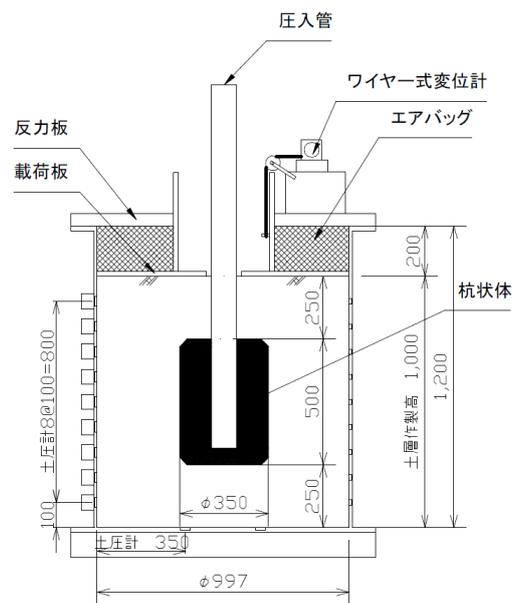


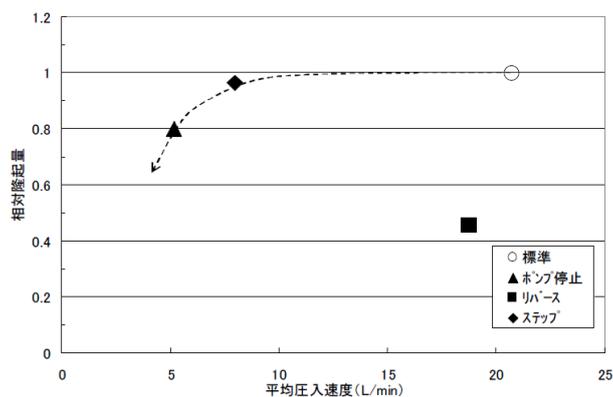
図-2.14 圧入量と地盤の圧縮量の関係<sup>26)</sup>の抜粋

原田ら<sup>27)</sup>は、**図-2.15**に示す、中型の土槽を使用し、繰返し圧入効果の再現性および隆起抑制効果について検証した。実験は、①標準ケースとして一度に所定圧入量を圧入するケース（標準）、②一定量圧送毎にポンプを一定時間（3 min/回）停止させるケース（停止）、③一定量圧送毎に一定時間（15 sec/回）ポンプを逆運転させるケース（リバース）、④一定量圧送毎圧入管を10 cm ずつ引上げるケースの4 ケースで行った。

その結果、**図-2.16**に示すように、繰返し圧入を行った全てのケースにおいて、相対隆起量が標準のケースよりも小さくなることを明らかにした。さらに、標準と比較して、リバースのケースでは、平均圧入速度をあまり減少させることなく、半分程度の隆起量にすることを明らかにした。



**図-2.15** 中型土槽の概略図<sup>28)</sup>



**図-2.16** 平均圧入速度と相対隆起量の関係<sup>29)</sup>

飯川ら<sup>30)</sup>は、注入管の貫入・引き上げを繰り返しながら圧入していく、アップダウン (UD) 施工による繰り返し効果の研究を実施した。その結果、図-2.17<sup>31)</sup>に示すように、隆起が、UD 圧入では、モルタル圧入中は通常圧入と同様に隆起が発生しているが、アップダウン時に沈下していることを明らかにした。また、アップダウンの回数が多いものほど、沈下量が大きくなることを明らかにした。

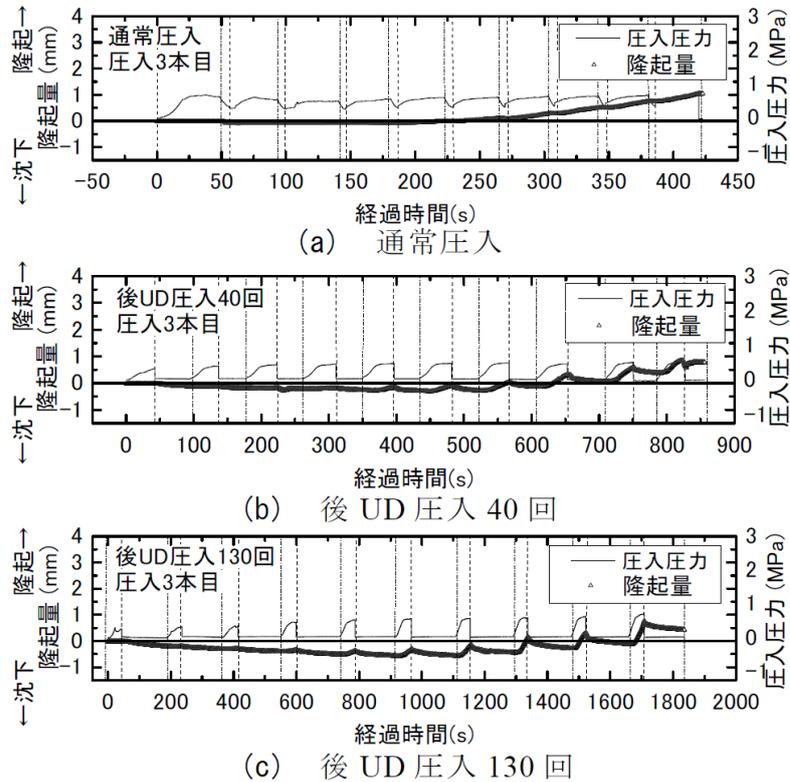


図-2.17 圧入1本当りの地点隆起量の経時変化<sup>31)</sup>

以上の通り、地盤の隆起抑制に関する既往の研究を3例まとめた。これより、膨張圧の載荷・除荷による繰り返し圧入や、注入管の貫入・引き上げを繰り返す施工法が、地盤の締固め効果を高め、隆起を抑制することが分かった。

## 2.6 本章のまとめ

本章では、物体の膨張に伴う地盤内および地表面の変形過程の理論に関する既往の研究を取りまとめた。次に、土木分野で用いられている地盤の締固めについての設計法の考えを示し、現在の締固めの設計法を応用させた地盤の隆起予測についてまとめた。最後に、地盤内圧入に伴う隆起抑制に関する既往の研究をまとめた。以下に要点を示す。

- 1) 地盤の変形理論に関する研究として、茂木モデルおよび *Vesic* の空洞膨張理論がある。
- 2) 茂木モデルでは、地表面の変位を計算する際に均質で等方な半無限弾性体と球体や楕円体などの圧力源を仮定し、単純な媒質と圧力源に対して地表変形の解析解を示した。
- 3) *Vesic* の空洞膨張理論では、等方応力状態の半無限体内に、球状または円筒状の空洞を考え、この空洞が球状に拡張する場合の膨張圧を求め、空洞の体積の変化は、弾性域の体積の変化に塑性域の体積の変化を加えたものに等しくなることを示した。
- 4) 土木分野の締固めの設計法に、A 法、B 法、C 法、D 法および  $\kappa$  法がある。
- 5) A 法、B 法、C 法および D 法は、土の力学的性質を十分に反映した設計法とは言えず、山崎らによって新たに  $\kappa$  法が提案された。
- 6) 山崎らは、 $\kappa$  法および空洞膨張論での地盤が球状に拡張するという連続の式の考え方を利用し、地盤内に多数のモルタルが圧入された場合の地盤変位を予測する手法を提案した。
- 7) 隆起抑制に関する既往の研究より、膨張圧の載荷・除荷による繰返し圧入や、注入管の貫入・引き上げを繰返す施工法が、地盤の締固め効果を高め、隆起を抑制することが分かった。

既往の研究において、圧入による地盤の締固めの原理、設計法および圧入の効果的手法（隆起抑制手法）について解説してきた。圧入に伴う隆起の発生によって、地盤の締固め効果が低減されることから、隆起の抑制が課題である。しかし、現在の繰返し圧入の手法では、今後想定される圧入量の増加に伴う、更なる隆起量の増加に対応できない可能性がある。

そこで本論では、隆起を大幅に低減し、地盤を従来以上に密実化する U/D 方式による圧入手法を提案し、その隆起抑制効果および地盤の密実化のメカニズムを以降の章に示す各種実験から検証した。

## 引用文献

- 1) Mogi, K. Relations between the eruptions of various volcanoes and the deformations of the ground surfaces around them. Bull. Earthq. Res. Inst., 36, 99-134, 1958.
- 2) Vesic, A.S.: Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM3, pp.265-290, 1972.
- 3) 青木陽介：火山における地殻変動研究の最近の発展，火山，Vol.61, No.2, pp. 311-344, 2016.
- 4) 前掲1), p. 104, 1958.
- 5) 前掲1), p. 105, 1958.
- 6) 前掲2), p. 267, 1972.
- 7) 坂本一信・善功企・笠間清伸：砂の静的締固めメカニズムに関する研究，土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.414-415，2000.
- 8) 新坂孝志・善功企・坂本一信・山崎浩之：静的圧入による砂地盤の締固め効果に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.764/III-67，pp.183-192，2004.
- 9) 前掲7), p.415, 2000.
- 10) 高野大樹・西村聡・竹花和浩・森川嘉之・高橋英紀：静的圧入締固め工法の液状化抑制効果に関する検討，地盤工学ジャーナル，Vol.8，pp.81-95，2013.
- 11) 前掲10), p.90, 2013.
- 12) 沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル - コンパクショングラウチング工法 - ，p.25, 2013.
- 13) 前掲12), pp.37-46, 2013
- 14) 前掲12), p.44, 2013
- 15) 地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで - 現場技術者のための土と基礎シリーズ - ，地盤工学会，pp. 187-193, 2000.
- 16) 前掲12), p.42, 2013.
- 17) 前掲12), p.41, 2013.
- 18) 前掲12), pp.39-40, 2013.
- 19) 山崎浩之，江本翔一，足立雅樹，原田良信，山田和弘，森河由紀弘：締固め工法の施工時の地盤隆起量の予測法，土木学会論文集 BC，Vol. 65，No. 4，pp. 1039-1044，2009.
- 20) 山崎浩之：液状化対策としての締固め工法の設計法に関する研究，港湾空港技術研究所資料，pp.1-80, 2010.
- 21) 前掲 15), p.190.
- 22) 前掲 15), p.192.
- 23) 前掲20), 2010.
- 24) 新坂孝志・善功企・山崎浩之・小西武・足立雅樹・藤井照久・菊地将郎：低流動性材料を用いた静的圧入締固め工法によるK値増加に関する一考察，第6回地盤改良シンポジウム論文集，pp.139-144，2004.
- 25) 前掲24), p.139, 2004.
- 26) 前掲24), p.140, 2004.

- 27) 原田・善・山崎・藤井・高橋：静的圧入締固め工法の隆起抑制に関する実験（その1）  
－中型土槽実験－，第41回地盤工学研究発表会講演集，pp.985-986，2006.
- 28) 前掲27)，p.985，2006.
- 29) 前掲27)，p.986，2006.
- 30) 飯川・山崎・小西・高田・岡見・善：静的圧入締固め工法の隆起抑制効果のある施工方法の検討，土木学会第66回年次学術講演集，pp.81-82，2011.
- 31) 前掲30)，p.82，2011.



### 第3章 地表面の隆起抑制の実験

本章は、地表面の隆起抑制の検討として3種類の室内模型実験を行い、それぞれを第3.1節から第3.3節にまとめた。

#### 3.1 地盤内圧入と地表面隆起の関係ーモルタルの圧入試験ー

##### 3.1.1 はじめに

本節は、模型地盤内に改良率が等しくした条件（総圧入量が等しい）において、モルタル改良体を圧入本数が異なるケースで圧入し、隆起量を比較して地盤の密実化（締固め効果）について検証するものである<sup>1)</sup>。また、地盤表面の拘束の有無によって、地盤隆起や締固め効果に影響がある否かについての検討も併せて行った<sup>2)</sup>。最後に、締固め工法の設計で使用されている $\kappa$ 法による隆起予測<sup>3)</sup>を実施し、模型実験で発生した隆起量と比較した。

##### 3.1.2 実験概要

模型実験においては、相似則が問題になる場合がある。力学的相似則は、液状化など対象とする現象によってそれぞれ異なるが、既往の知見において模型実験を、現場との幾何学的相似性を満足した上で実施した場合、その模型実験の結果は、現場においても同様に適用可能であることが確認されている<sup>4), 5)</sup>。本研究では、上述の知見を踏まえて一連の模型実験を実施した。

本項では、模型地盤、圧入装置、モルタルの材料、圧入方法、測定項目、および実験条件についてそれぞれ述べる。

##### a) 模型地盤

図-3.1 に、モルタル改良体の配置平面図、図-3.2 に、模型地盤の断面図をそれぞれ示す。実験には、幅 900 mm、奥行き 900 mm、高さ 550 mm の土槽を使用し、その中に模型地盤を作製した。実験は、土層全体の改良率（総注入量）が等しい条件下において、それぞれの実験ケースの改良体 1 本あたりの注入量を増減させ、圧入本数が異なる 3 ケースを実施し、発生する隆起量を定量的に比較した。図中の番号は、モルタルの打設順番を示している。

図-3.3 に、模型地盤の作製状況および模型地盤解体後のモルタル改良体の写真を示す。模型地盤の構成は以下の通りである。はじめに土槽底面に厚さ 50 mm で基盤を敷設した。その上位に、液状化層として厚さ 320 mm の砂層を設置した。そのうち改良対象厚さは 300 mm とした。さらに砂層の上に、非液状化層として厚さ 100 mm の碎石層を敷設した。水位は碎石層の天端とした。

砂層と碎石層の間に、下位の砂層を防護するために、図-3.2 に示す不織布を設置した。この不織布は、モルタル圧入時に表面拘束を発生させないようにするため圧入本数に応じて切断したものと、表面拘束を発生させるために切断しないものを用意した。また、碎石層中に注入管を貫入可能にするためにガイド管（外径 18 mm、内径 13 mm）を設置した。

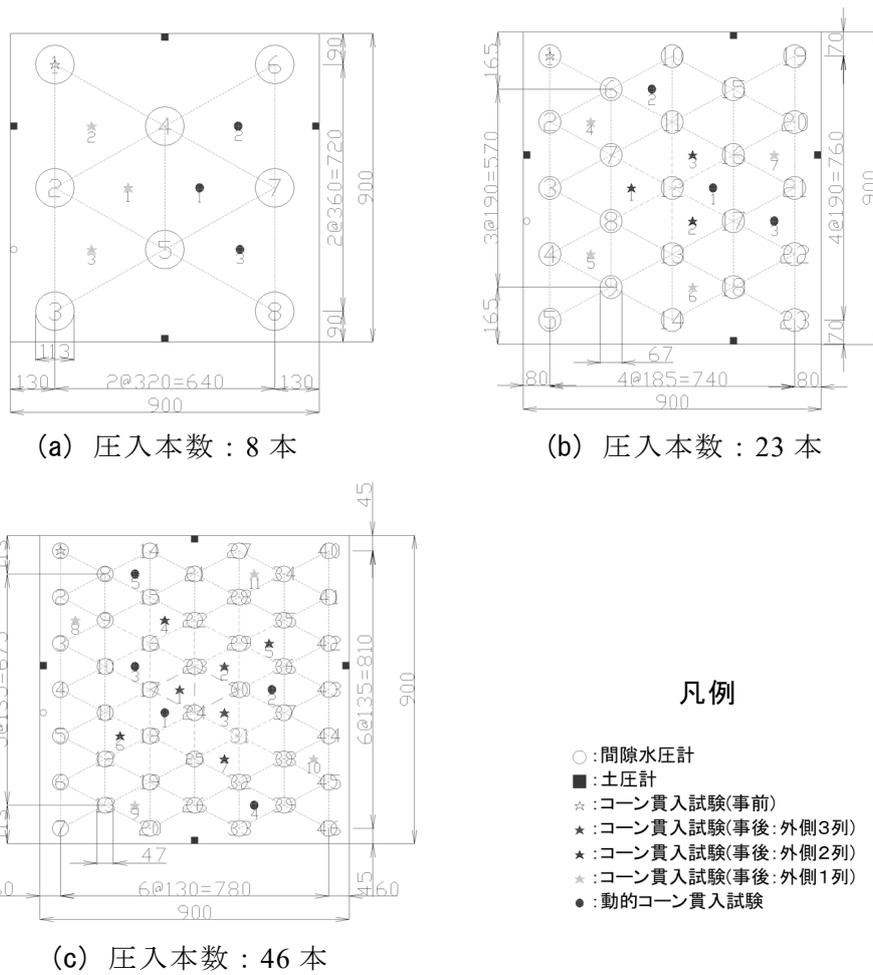


図-3.1 改良体の配置平面図

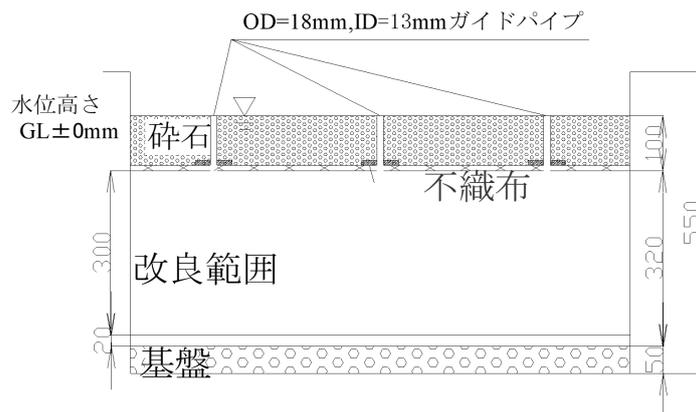


図-3.2 模型地盤の断面図

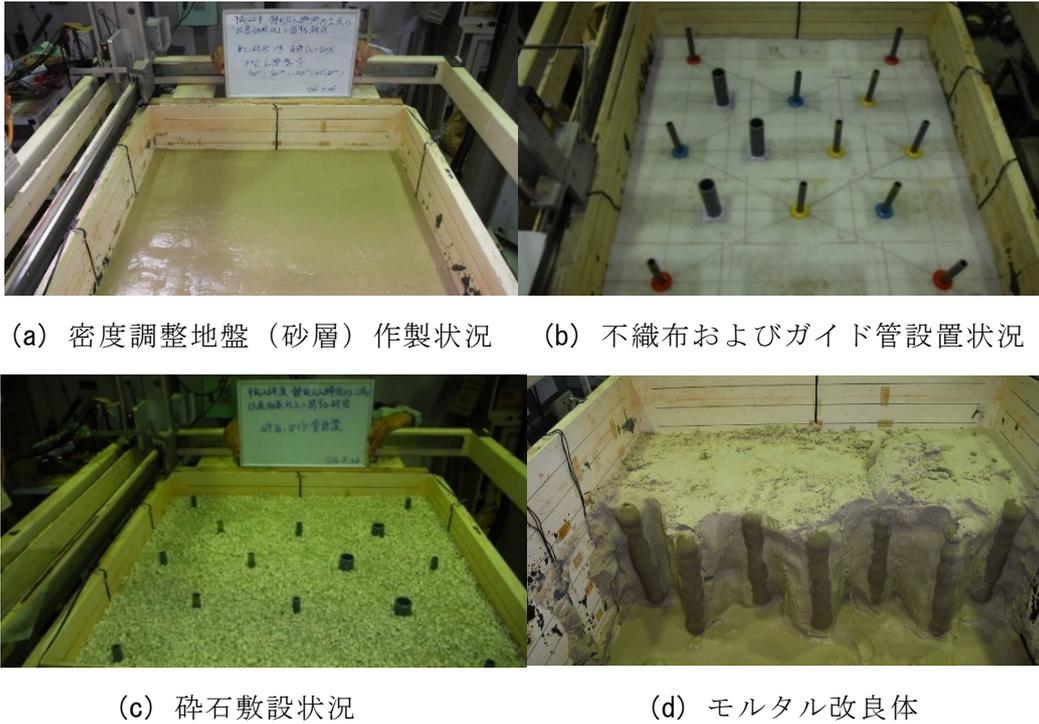


図-3.3 模型地盤の作製状況および模型地盤解体後のモルタル改良体

表-3.1 に、試験項目と採用した規格・基準ならびに試験結果を、図-3.4 に、試料の粒径加積曲線をそれぞれ示す。模型地盤は、東北 7 号珪砂 ( $\rho_s=2.643 \text{ g/cm}^3$ ,  $e_{\max}=1.129$ ,  $e_{\min}=0.702$ ) を使用し、この砂を下位から、厚さ 20 mm の層を 1 回、厚さ 50 mm の層を 6 回の計 320 mm を 7 回に分けて、水中落下方式により作製した。初期相対密度は、約 40% に調整した。

表-3.1 使用した砂の物理試験の結果

規格・基準名	規格・基準番号	試験結果
土粒子の密度試験	JIS A 1202	$\rho_s=2.643 \text{ g/cm}^3$
砂の最大密度試験	JGS 0161	$\rho d_{\max}=1.552 \text{ g/cm}^3$ , $e_{\min}=0.702$
砂の最小密度試験	JGS 0161	$\rho d_{\min}=1.241 \text{ g/cm}^3$ , $e_{\max}=1.129$
土の粒度試験方法	JIS A 1204	$D_{50}=0.19 \text{ mm}$

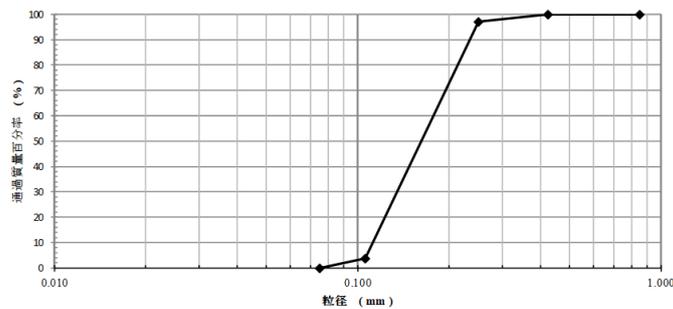


図-3.4 試料の粒径加積曲線

b) モルタル材料

表-3.2 に、モルタル改良体の材料の配合を、図-3.5 にモルタルの写真をそれぞれ示す。改良体の骨材は鹿島硅砂 3 号・4 号・5 号・6 号およびトチクレーを使用した。固化材は、普通セメントを使用した。上記の骨材と固化材をよく混合させたのち、水道水を加えよく練り混ぜてモルタルを作製した。圧入試験開始前は、モルタルのスランプ試験を行い、スランプ値が 1 cm から 2 cm となるように調整した。

表-3.2 改良体の材料の配合

材料	骨材					固化材	配合水
品名	鹿島 3号B	鹿島 4号	鹿島 5号	鹿島 6号	トチ クレー	普通 セメント	水
配合比	1	2	2	2	4		
2 L 練	0.247 kg	0.495 kg	0.495 kg	0.495 kg	0.989 kg	0.320 kg	0.620 kg



(a) モルタル混練状況

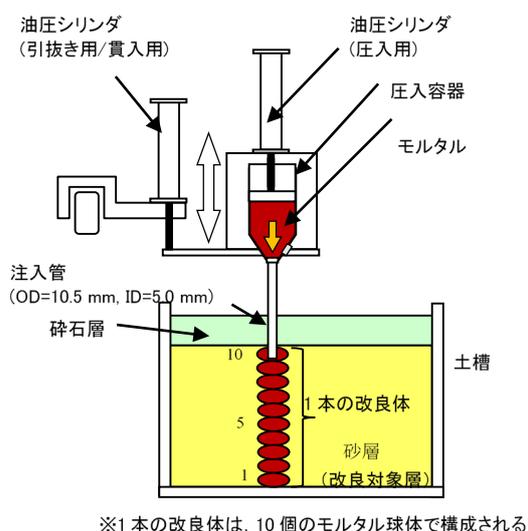
(b) スランプ試験状況

図-3.5 モルタルの写真

### c) 圧入装置

図-3.6 に、圧入装置の模式図および写真を示す。本装置を使用し、実現場の 1/10 スケールで、模型地盤中に圧入実験を行い、隆起量を測定した。

圧入装置に取り付ける注入管は、内径： $\phi 6\text{ mm}$ 、外径： $\phi 10.5\text{ mm}$ のものを使用した。本装置は、注入管の貫入・引上げを行う機能と、モルタルを圧入する機能をそれぞれ有している。



(a) 模式図



(b) 写真

図-3.6 圧入装置

### d) 圧入方法

圧入方法は、1つのモルタル球体圧入完了後に、注入管を1区間 (30 mm) ずつ引き上げて改良範囲の下から順番に連続的に圧入していく方法である (ボトムアップ方式)。

実験は、改良率が等しくした条件 (総圧入量が等しい) において、模型地盤内にモルタルを、圧入本数が異なるケースでボトムアップ方式により圧入した。

### e) 計測項目

実験の計測項目は、圧入圧力、圧入量、地点隆起量、平均隆起量、壁面土圧および貫入抵抗である。

#### 圧入圧力

モルタル圧入装置の圧入容器背面に圧力計を設置し、モルタルの地盤圧入時の圧入圧力を計測した。

#### 圧入量

1ステップ当りの圧入量をデータロガーで計測しながら圧入した。

### 地点隆起量<sup>6)</sup>

地点隆起量とは、圧入時の注入管近傍の鉛直変位である。注入管近傍に設置したレーザー変位形からのレーザーを、ガイド管に設置したレーザー反射板に照射して測定した。

### 平均隆起量

平均隆起量とは、圧入完了時の改良範囲全体の隆起量を平均したものである。鉛直レーザー変位計を X, Y 方向に移動できるワイヤー変位計に設置し、打設した固結体の杭頭および杭間を通る位置の隆起量を連続的に測定した。測定は初期地盤、圧入 1 本完了毎で行った。

### 壁面土圧

図-3.1 に示すように、土圧計は土槽壁面の手前・左側・奥・右側の 4 面 3 深度（改良天端からそれぞれ 50 mm, 150 mm, 250 mm）の計 12 個、間隙水圧計は、左側 1 面に 3 深度それぞれ設置し、圧入時の地盤内の圧力変化を常時測定した。

### コーン貫入試験

図-3.7 に、小口径コーンの模式図を示す。モルタル圧入による地盤の密実化を確認するために、静的コーン貫入試験および動的コーン貫入試験を、図-3.1 に示す位置で実施した。静的コーン貫入試験は、地盤の乱れを抑えるために、小口径のコーン（コーン径： $\phi 10$  mm, コーン断面積 A： $79 \text{ mm}^2$ ）を使用した。

動的コーン貫入試験は、ロッド径： $\phi 16$  mm, コーン断面積 A： $490 \text{ mm}^2$  に、1.0 kg の重りを高さ 50 cm の位置から落下させ、地盤に貫入した深さおよびそのときの打撃回数を計測した。

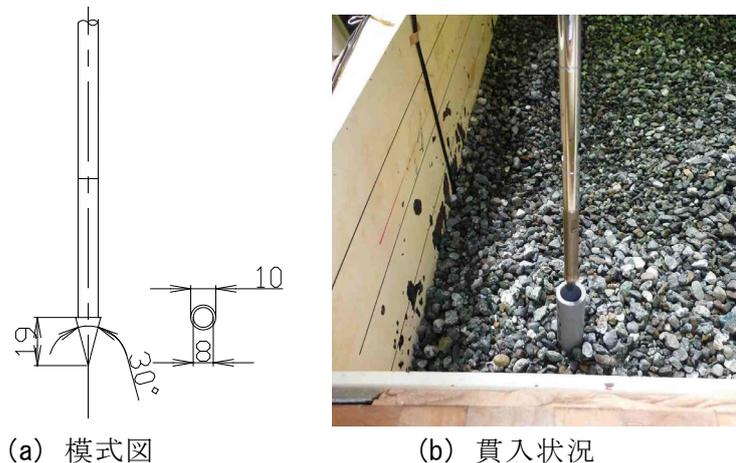


図-3.7 小口径コーン

f) 実験条件

表-3.3 に、実験条件一覧を示す。実験は、改良率 ( $a_s$ ) を 10% とし、改良体 1 本あたりの圧入量および圧入本数を変化させた時に、隆起量の違いを検討するために、CASE 1, CASE 2 および CASE 3 の実験を行った。

改良体の圧入量を増減させることで、改良体の径の大きさが増減する。改良体の直径は、圧入深度や地盤条件によって一定の大きさにならない。そこで今後、改良体の直径を表現する場合、改良体を均一な円柱状と仮定した場合の直径として、換算改良径を用いる。1 本あたりの圧入量が最も多い CASE 1 では、換算改良径が 113 mm に対し、1 本あたりの圧入量が最も少ない CASE 3 では、換算改良径が 47 mm となる。

また、CASE1' は、砂層と礫層の間に設置した不織布を切断せず、隆起の際に表面拘束がある状態のケースである。

表-3.3 実験条件一覧

実験ケース	CASE 1	CASE 1'	CASE 2	CASE 3
表面拘束	なし	あり	なし	なし
改良範囲 (mm×mm)	900 × 900			
初期相対密度 $D_{r0}$ (%)	40			
地下水位 GL± mm	0			
改良率 $a_s$ (%)	10			
碎石厚さ $L$ (mm)	100			
改良長 (砂層厚さ) $L$ (mm)	300			
圧入ステップ数 (st)	10			
1 ステップの長さ (mm)	30			
圧入方式	ボトムアップ方式			
圧入本数 $N$ (本)	8	8	23	46
換算改良径 (mm)	113	113	67	47
1 本あたりの圧入量 $Q$ (cm <sup>3</sup> )	3,040	3,040	1,060	530
総圧入量 $\Sigma Q$ (cm <sup>3</sup> )	24,320	24,320	24,380	24,380

### 3.1.3 実験結果および考察

#### a) 隆起量の検証

##### 地点隆起量

図-3.8 に、地点隆起量の深度分布を示す。図-3.8 (a) は、圧入本数 8 本の地点隆起量の深度分布である。図は、各圧入深度（ステップ）における地点隆起量をプロットしたものである。圧入順序は、図の左上の番号順に左側から 3 列行った。改良範囲における全体の圧入量が多くなる施工終盤の 3 列目 7 本目および 8 本目の地点隆起量が、圧入深度の深い位置から隆起が大きくなりはじめ、他の圧入箇所 비해、地点隆起量が大きかった。本圧入試験における地点隆起量は、55 mm から 65 mm であった。

図-3.8 (b) は、圧入本数 23 本の各圧入列の地点隆起量の平均値の深度分布である。地点隆起量の平均値とは、各列の圧入で発生した地点隆起量を圧入深度（ステップ）ごとに加算し、施工本数でそれぞれ除したものである。改良範囲における全体の圧入量が多くなる最終列の 5 列目の地点隆起量の平均値が、ほかの列に比べて大きいことが分かった。本施工における地点隆起量の平均値は、20 mm から 30 mm であった。

図-3.8 (c) は、圧入本数 46 本の各圧入列の地点隆起量の平均値の深度分布である。圧入本数 8 本および 23 本と同様の傾向であり、施工終盤の最終列の 7 列目の地点隆起量の平均値が大きかった。施工における地点隆起量の平均値は、13 mm から 20 mm であった。

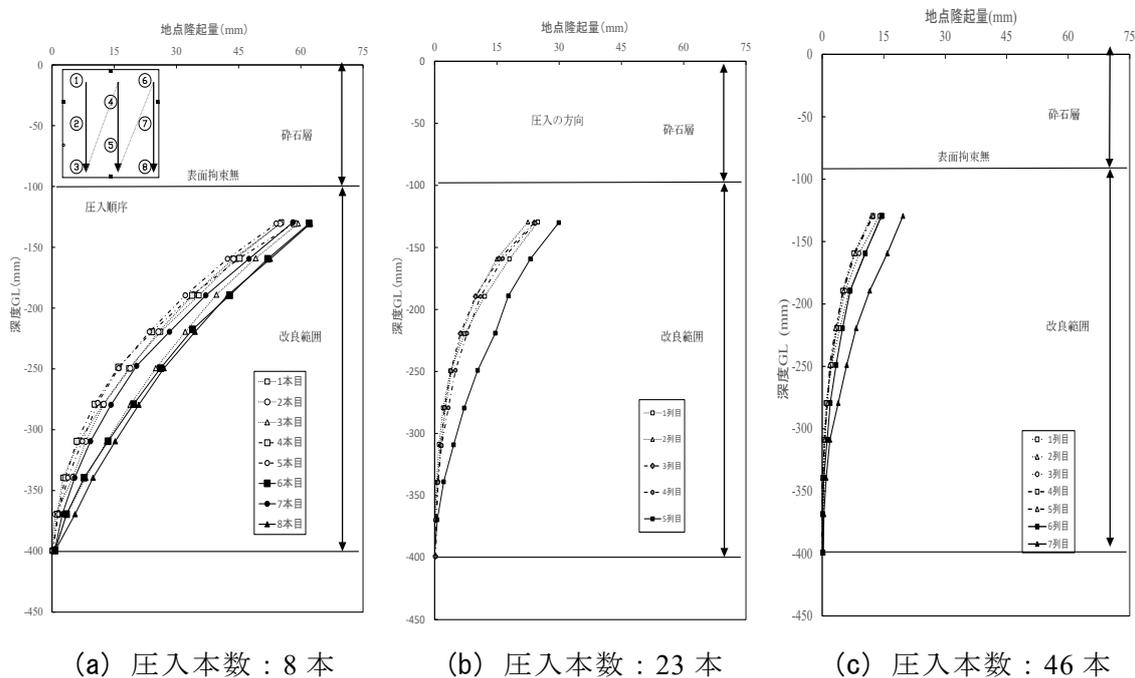


図-3.8 地点隆起量の深度分布

図-3.9に、注入ステップ別隆起量を示す。図は、X軸に圧入本数、Y軸に注入ステップ別隆起量をプロットした。注入ステップ別隆起量とは、各注入ステップ（注入深度）における圧入に伴い発生した地点隆起量である。

1 ST目 (GL-400 mm) では、どの圧入本数の実験ケースにおいても、地点隆起量はほぼ0 mmであった。5 ST目 (GL-280 mm) や10 ST目 (GL-130 mm) を比較すると、圧入本数を多くしたものほど、注入ステップ別隆起量が小さいことが分かった。

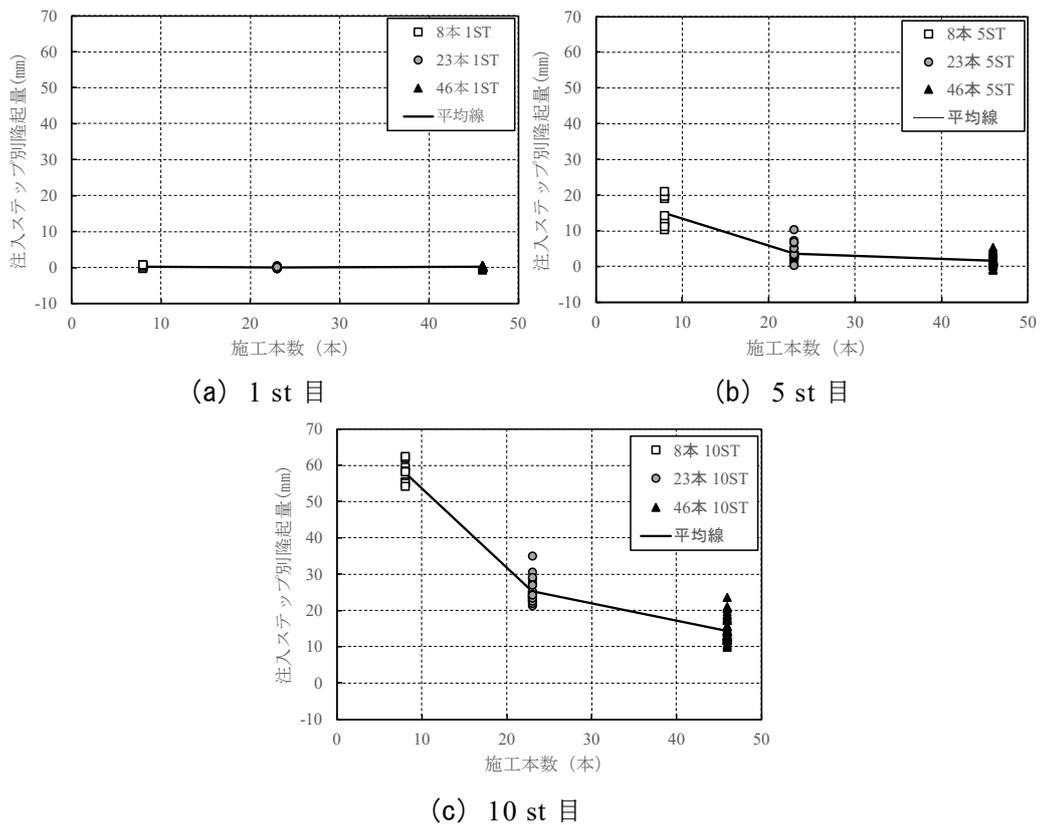


図-3.9 注入ステップ別隆起量

図-3.10に、地点隆起量の平均値の深度分布を示す。図は、図-3.8および図-3.9の結果をまとめ、改良率（総注入量）が等しい条件下で、施工本数の違いによる地点隆起量の違いを検証する目的でまとめた図である。プロットの分布は各深度における平均値である。またエラーバーはそのプロットの最大値・最小値である。

最終ステップ（深度）の地点隆起量の平均値は、圧入本数 46 本 (14 mm)、圧入本数 23 本 (25 mm)、圧入本数 8 本 (58 mm) の順に、圧入本数を多くしたもののほど、小さくなることが明らかになった。また、図全体の傾向として、最終ステップの地点隆起量は、圧入本数を多くしたもののほど小さくなることが分かった。さらに、圧入本数 46 本のケースは 4 ステップ目から、圧入本数 23 本のケースは 3 ステップ目から、圧入本数 8 本のケースの 2 ステップ目からそれぞれ隆起が発生し、圧入本数を多くしたもののほど隆起発生深度が浅くなっていることが分かった。また 1 ステップ分の圧入に伴う隆起量が、圧入本数を多くしたもののほど小さくなっていることが分かった。

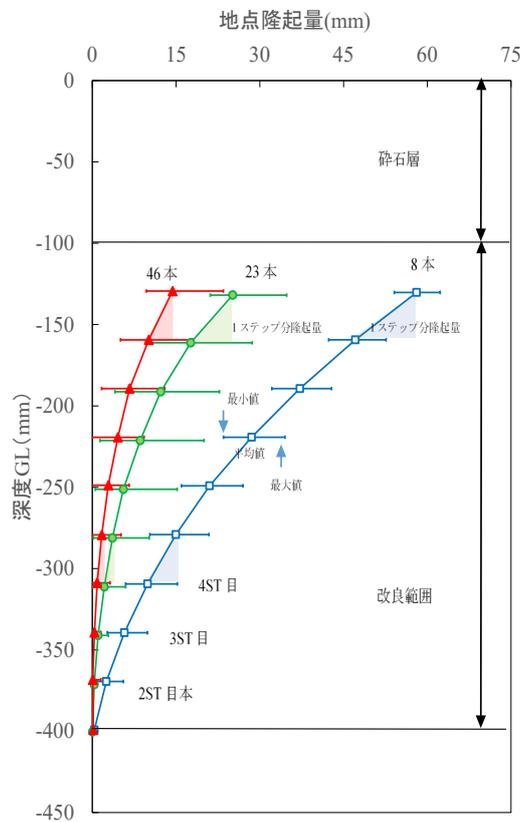


図-3.10 地点隆起量の平均値の深度分布

## 平均隆起量

図-3.11 に、総圧入量と平均隆起量の関係を示す。図の全体の傾向として、どの圧入本数の実験ケースとも総圧入量が増すほど平均隆起量が増加し、圧入完了時の平均隆起量は、圧入本数を多くしたもののほど、小さくなっていることが分かった。

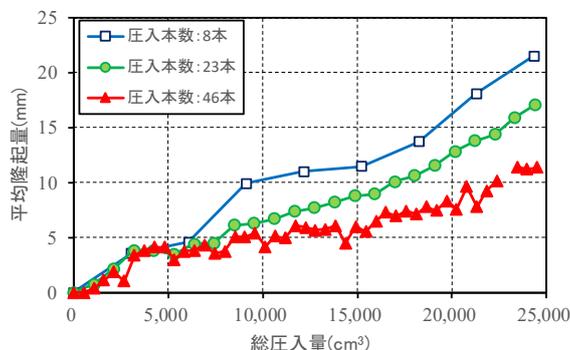


図-3.11 総圧入量と平均隆起量の関係

## b) 地盤の密実化の検証

### 締固め量

図-3.12 に、締固め量の図を示す。締固め量とは、圧入体積から隆起体積を減じたもので、地盤の圧縮量を示す。隆起体積は、平均隆起量に土槽の底面積 (900 mm×900 mm) を乗じて算出した。図中の 1:1 の線分は、圧入量と締固め量が等しい値であり、圧入した分と同じ体積だけ地盤が圧縮している状態である。この線分よりも下側が隆起、上側が沈下をあらわす。総圧入量が増すほど、締固め量が増加傾向にあることがわかった。締固め量は、46 本、23 本、8 本の順に、圧入本数を多くしたもののほど大きいことが分かった。

### 相対密度増分

図-3.13 に、総圧入量と相対密度増分の関係を示す。相対密度増分とは、モルタル改良体 1 本圧入ごとの相対密度から初期相対密度 ( $D_{r0}$ ) を減じたものである。土層の初期相対密度は、3 ケースとも約 40% に調整した。全体の傾向としては、総圧入量が増すほど、相対密度は増加傾向になっている。圧入完了時の相対密度増分は、圧入本数を多くしたもののほど大きくなっていることが分かった。

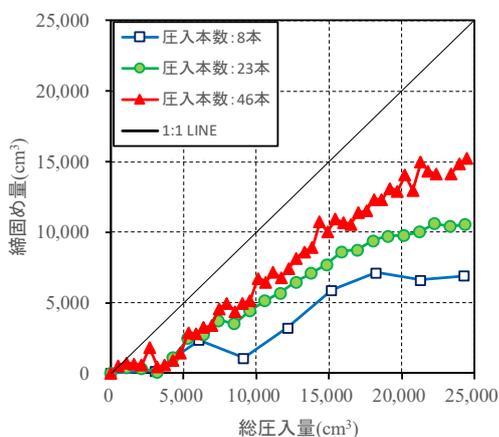


図-3.12 総圧入量と締固め量の関係

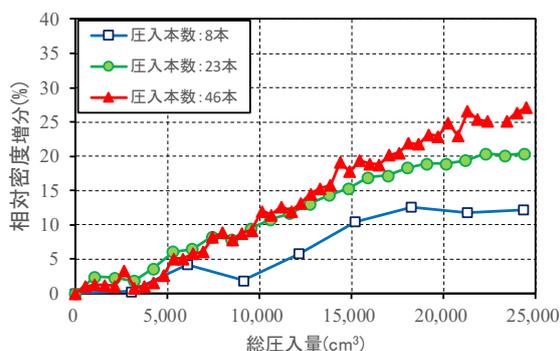


図-3.13 総圧入量と相対密度増分の関係

## 壁面土圧

図-3.14 に、圧入本数別の壁面土圧増分の示す。図中の黒線分は、各圧入本数の実験ケースの平均値をとったものである。手前土圧と左土圧は施工本数を多くしたもののほど、大きくなる傾向となった。奥土圧については、あまり変化が見られなかった。右土圧については、平均値ではあまり変化が見られなかったが、圧入本数が多いものほど、壁面土圧の最大値が大きくなった。

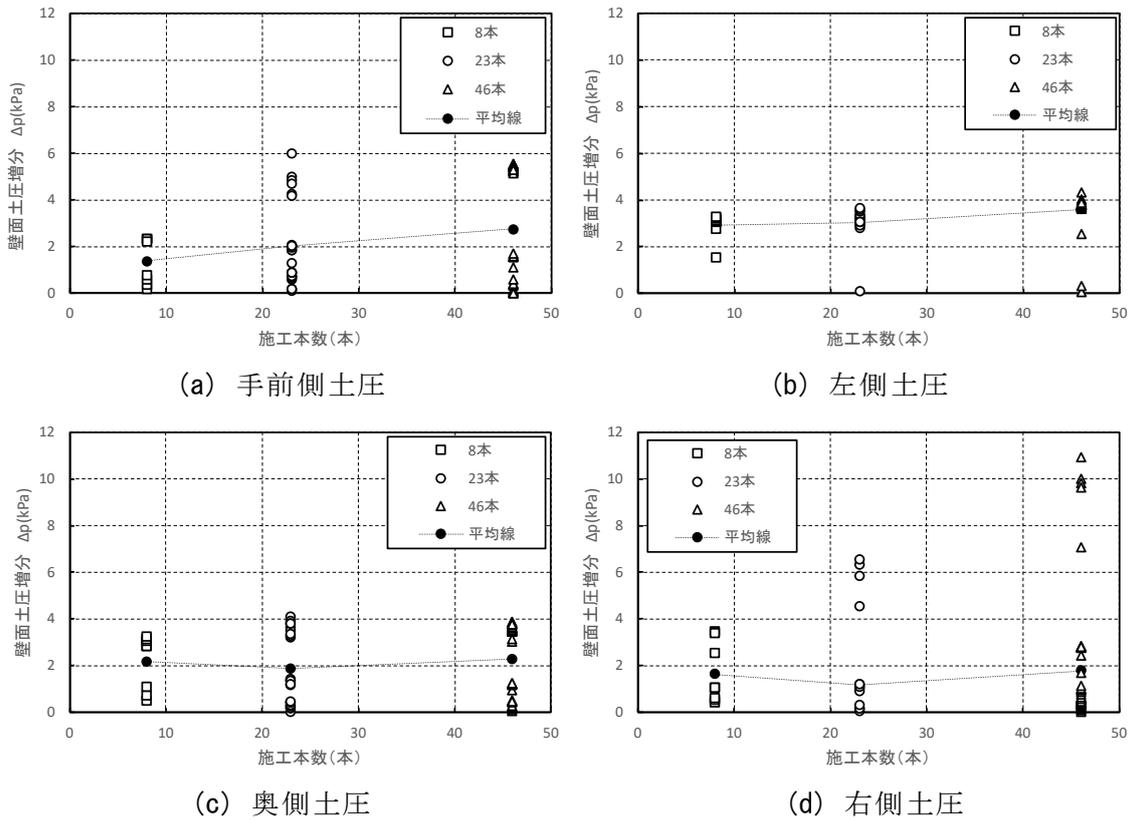


図-3.14 壁面土圧の増分

### 簡易動的コーン貫入試験

図-3.15 に、簡易動的コーン試験結果として、打撃回数と貫入深さの関係を示す。貫入位置と順序は、グラフ上の平面図の星印の番号順とした。圧入本数を多くしたのものほど、打撃回数が増えて貫入抵抗が大きくなっていることが分かった。

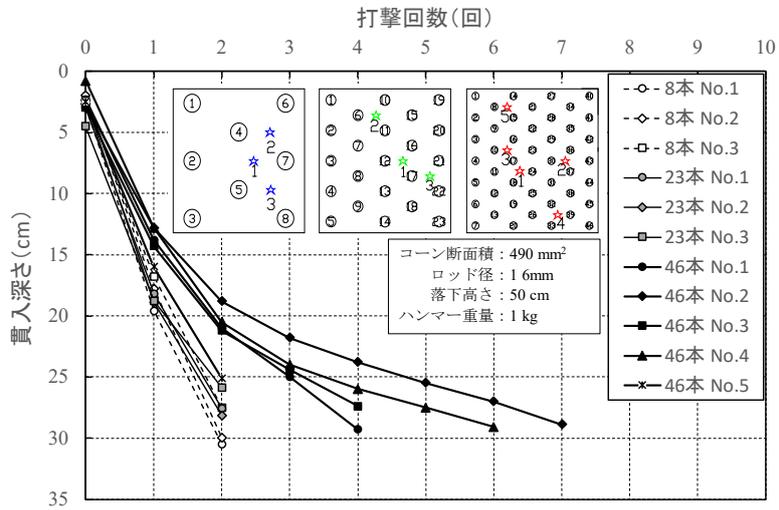


図-3.15 動的コーン貫入試験結果

### 静的コーン貫入試験

図-3.16 に、静的コーン貫入抵抗試験結果を示す。事前の貫入試験における静的コーン貫入抵抗値は、約 50 から 100 kN/m<sup>2</sup>であった。圧入後の地盤の密実化（締固め効果）によって、圧入試験後の静的コーン貫入抵抗値のほうが圧入試験前に行った貫入抵抗値より大きいことが分かった。圧入下端の貫入抵抗値は、圧入本数 8 本および圧入本数 46 本の実験ケースともに、約 300 から 500 kN/m<sup>2</sup>であった。

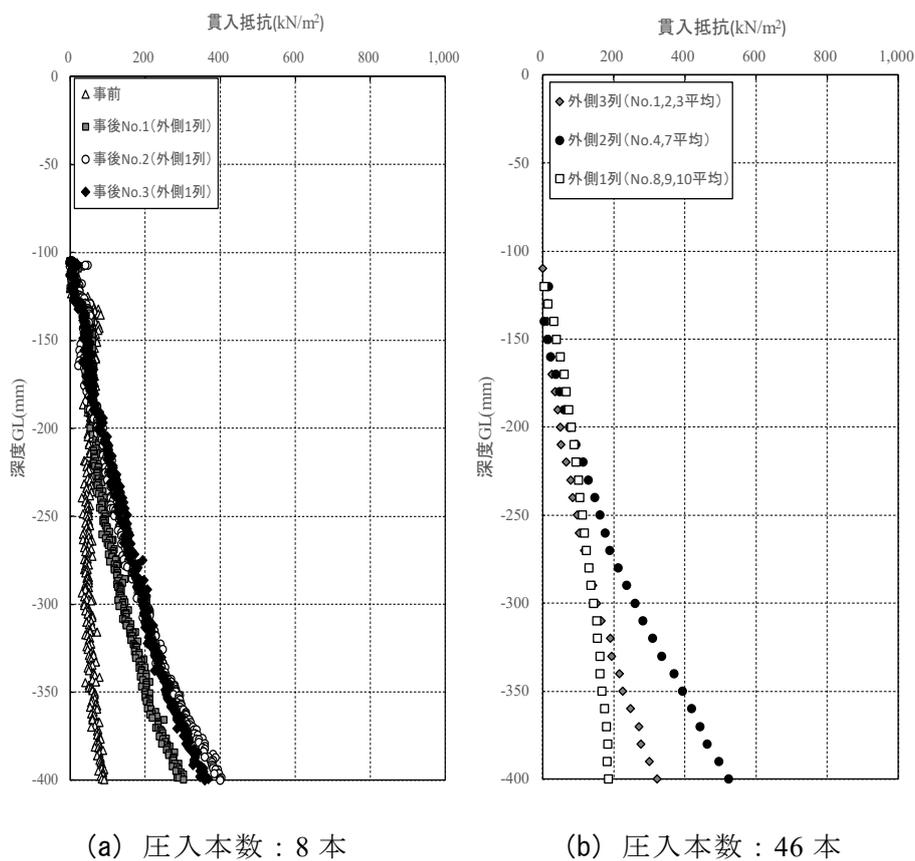


図-3.16 静的コーン貫入抵抗値

### c) 表面拘束効果

地盤表面の拘束の有無によって、圧入の際の地盤隆起に影響について検討した。

図-3.17に、圧入本数8本時の、不織布切断位置の平面図を示す。実験は、砂層と礫層の間に設置した不織布を切断せず、隆起の際に表面拘束がかかる状態（表面拘束あり）と、不織布を切断し、表面拘束かからない状態（表面拘束なし）で、それぞれ改良体を8本圧入した場合とで比較した。

図-3.18に、圧入1本ごとの表面拘束の有無による地点隆起量の比較結果を示す。図は、横軸に表面拘束なし、縦軸に表面拘束ありの結果をプロットした。プロットが1:1の線上の場合は、表面拘束の影響がないことを意味する。地点隆起量は、圧入1本目から6本目までは表面拘束ありの方が小さく、隆起抑制効果が確認できた。しかし、圧入7本目と8本目では表面拘束ありの方が、地点隆起量が大きい傾向を示した。

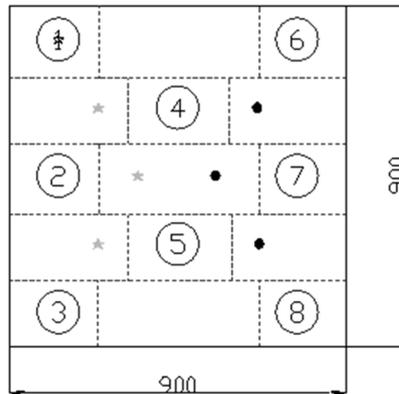


図-3.17 不織布切断位置

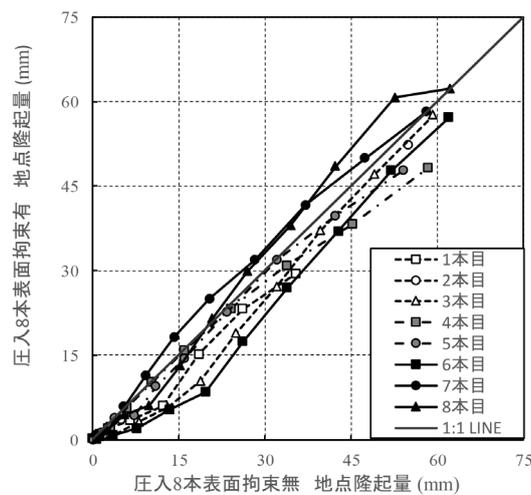


図-3.18 表面拘束の有無による地点隆起量の比較

図-3.19 に、圧入本数 8 本のケースにおける、総圧入量と平均隆起量の関係を示す。図-3.18 に示す地点隆起量は 7 本目以降では、表面拘束ありの方が大きくなったが、平均すると全体的に表面拘束なしの方が大きい結果であった。圧入完了時の平均隆起量は、表面拘束なしのケースで 22 mm、表面拘束ありのケースで 18 mm であった。

図-3.20 に、総圧入量と相対密度増分の関係を示す。表面拘束ありのケース方が全体として相対密度増分は大きく、圧入完了時の相対密度増分は、表面拘束ありのケースで 18%、表面拘束なしのケースで 12% であった

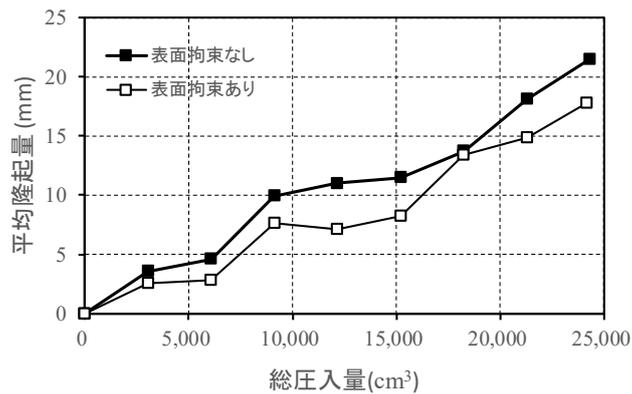


図-3.19 平均地点隆起量

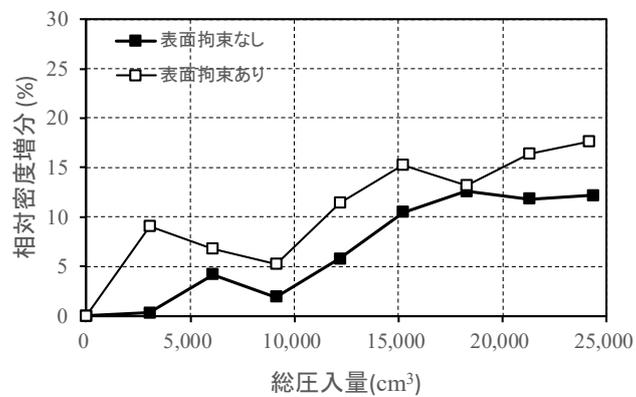
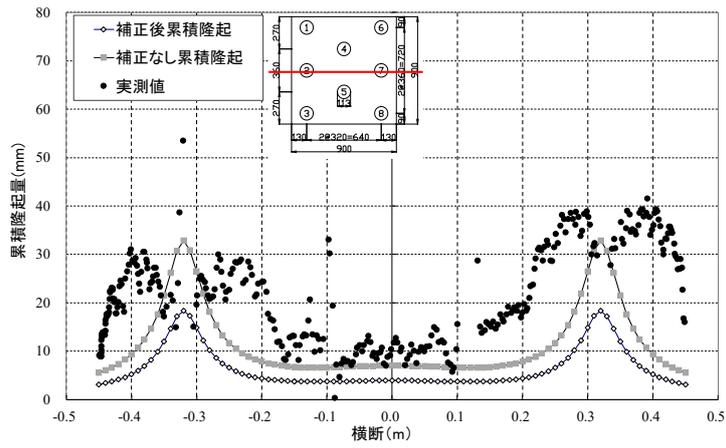
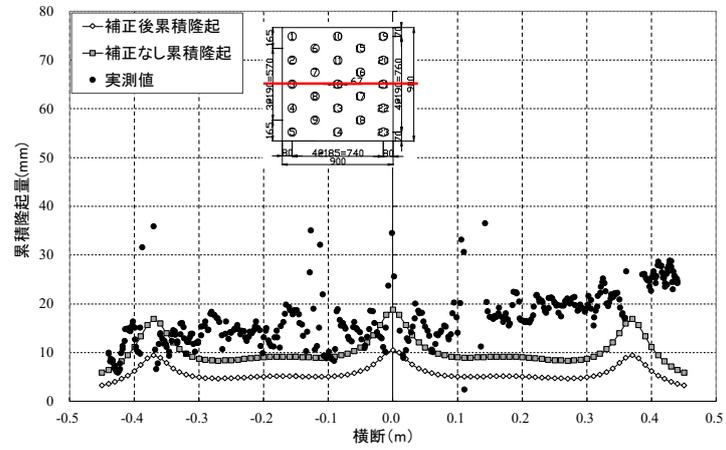


図-3.20 相対密度増分

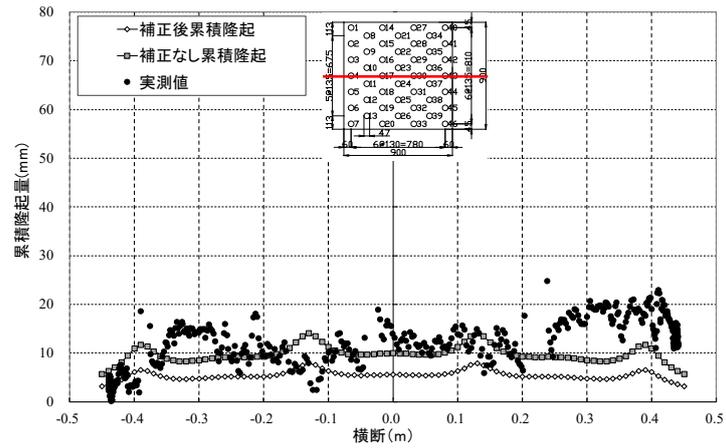




(a) 圧入本数：8本



(b) 圧入本数：23本



(c) 圧入本数：46本

図-3.22  $\kappa$ 法による隆起量の予測値と実測値の比較

### 3.2 地盤内圧入と地表面隆起の関係－アップダウン方式による圧入試験1－

#### 3.2.1 はじめに

前節では、地盤内に強制変位を与える圧入をした際に発生する隆起について論じてきた。本節では、隆起を抑制することによって、地盤の密実化を高める圧入手法：アップダウン方式<sup>7)~11)</sup>（以下、U/D方式とする）について提案する。U/D方式の内容について、円筒形土槽、角型土槽、およびせん断土槽の3種の土槽を用いた小型の室内模型実験について記す。

図-3.23に、U/D方式のイメージ図を示す。このU/D方式とは、圧入したモルタルに対し、注入管の貫入・引上げ（進退動）を複数回繰返すことにより、高い隆起抑制効果および高密実化（液状化対策効果）を実現する圧入手法である。

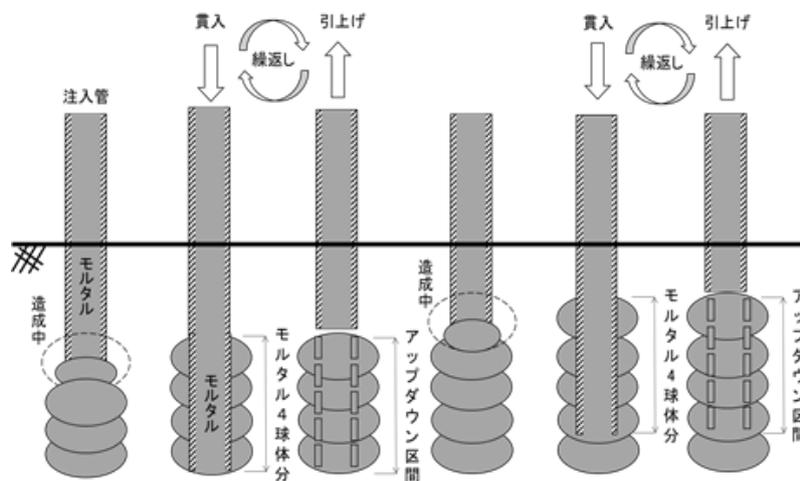


図-3.23 U/D方式のイメージ

### 3.2.2 実験概要

図-3.24 に、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の模式図をそれぞれ示す。実験は、円筒形土槽 ( $\phi 155 \text{ mm} \times H 450 \text{ mm}$ )、角型土槽 ( $W 300 \text{ mm} \times L 300 \text{ mm} \times H 450 \text{ mm}$ ) およびせん断土槽 ( $W 600 \text{ mm} \times L 600 \text{ mm} \times H 600 \text{ mm}$ ) の3種類の土槽を用意し、それぞれの土槽中に模型地盤を作製した。実験で使用した圧入装置は、前節 3.1 の室内模型実験と同じもの(図-3.6)を使用した。平面幾何学的に、実際の現場の1/10スケール相当で、模型地盤中にU/D方式による圧入実験を行い、隆起抑制効果、改良効果および液状化対策効果について検証した。

実験はまず、高い隆起抑制効果を有するU/D方式を確立するために、U/D方式の繰返し回数等の各種実験パラメータを変化させ、図-3.24 (a) に示す円筒形土槽中に、改良体を1本圧入し、圧入に伴い発生する地盤変位(隆起量および沈下量)を動態観測して要素挙動を検証した。次に、上記の円筒形土槽の実験結果を踏まえて、図-3.24 (b) に示す角型土槽中に、モルタル改良体を4本圧入し、隆起抑制効果および改良効果(静的コーン貫入指数)についての検証を行った。

最後に、これらの円筒形土槽および角型土槽の両実験結果に基づいて実験ケースを選定し、図-3.24 (c) に示す、せん断土槽中に、改良体を16本圧入して隆起抑制効果および液状化対策効果(加振試験)の検証を行った。

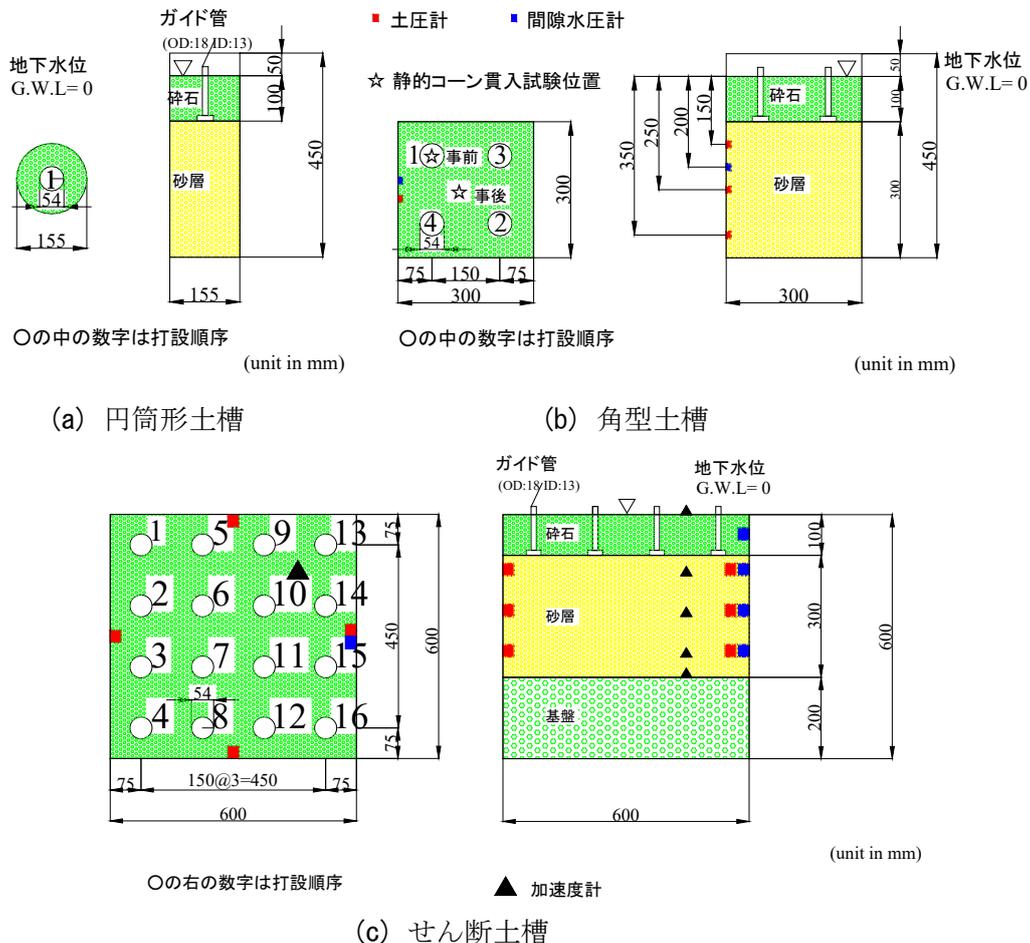


図-3.24 土槽の概要図

### a) 模型地盤

円筒形土槽および角型土槽の模型地盤は、下位に液状化層（砂層：300 mm）、上位に非液状化層（碎石層：100 mm）の2層で構成した。せん断土槽は、3層で構成し、下位に基盤層（碎石層：200 mm）、中・上位は、上述と同一条件の液状化層と非液状化層とした。実験に使用した砂は、これまでの室内模型実験と同じ、東北硅砂 7 号（表-3.1, 図-3.4）を使用した。

図-3.25 に、せん断土槽における模型地盤の作製および掘り出し後の改良体の写真を示す。模型地盤の作製手順は、以下の通りである。はじめに、加振時の剛な底面境界条件を緩和するために、せん断土槽の底面に、基盤層を設置した。次に、水中落下方式にて初期相対密度を 40 %に調整して 50 mm 毎に砂層を堆積させた。砂層の天端には上位の碎石の落下防止のため、不織布を設置した。この不織布は、円筒形土槽には外径 155 mm を 1 枚、角型土槽には幅 150 mm, 奥行き 150 mm の不織布 4 枚、せん断土槽には幅 150 mm, 奥行き 150 mm の不織布 16 枚を土槽全体に配置した。次に、碎石の孔壁防護および碎石中で注入管が貫入可能とさせるために、PVC 製のガイド管を各圧入位置に設置し、碎石を敷設した。地下水位は碎石層の天端とした。

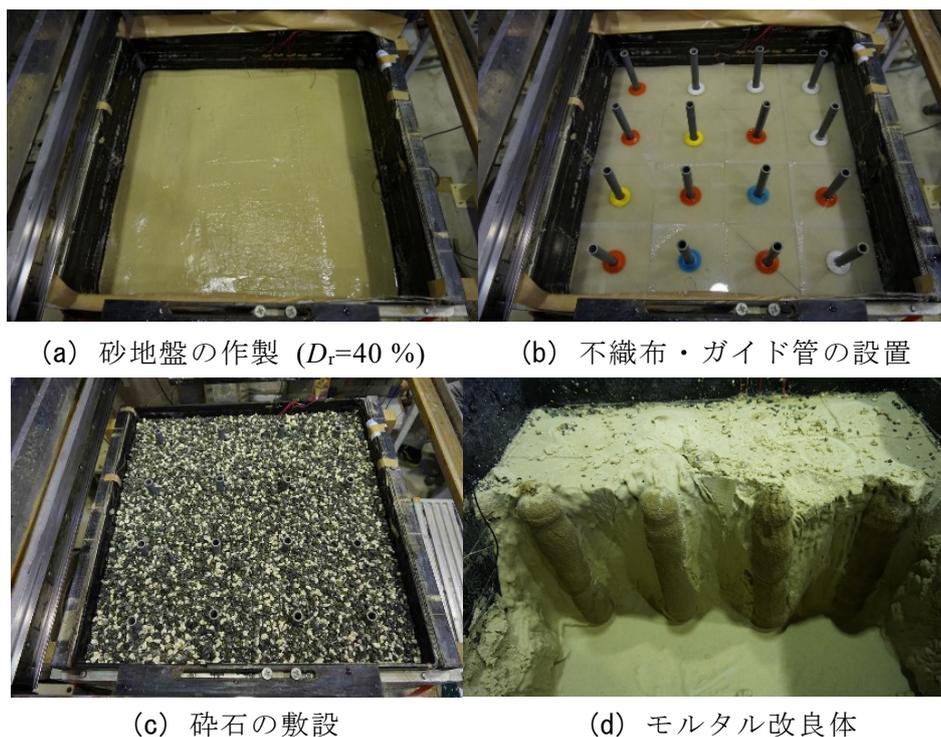


図-3.25 せん断土槽の模型地盤の作製状況

## b) 圧入装置

圧入装置（図-3.6）および注入管（内径：φ6 mm，外径：φ10.5 mm）ならびに，圧入するモルタル（表-3.2）は，3.1節の室内模型実験と同じものを使用した．

本装置は，注入管の貫入・引上げを行う機能と，モルタルを圧入する機能をそれぞれ有している．これらの機能では，油圧制御によって，注入管引上げ速度 ( $P_uV$  cm/sec)，注入管貫入速度 ( $P_eV$  cm/sec) および圧入速度を調整することができる．ここで， $P_uV$ を $P_eV$ で除したものを繰返し速度比と定義する．下記に定義式を示す．

$$\text{繰返し速度比} = \frac{P_uV}{P_eV} \quad (3.1)$$

## c) U/D 方式

図-3.26 に，U/D 方式の手順を示す．圧入工法は，U/D 区間長（モルタル球体数）およびこの区間を注入管が上下に動く往復回数（繰返し回数）を設定する．例えば，U/D 区間長を3モルタル球体 (=90 mm)，繰返し回数を10回としたとき，以下の作業手順となる．

### 作業手順

- ① 先行してモルタルを3球体分（3ステップ=90 mm）圧入する．
- ② 圧入を中断し，モルタル3球体中に注入管を10往復させる．
- ③ 1ステップアップ (=30 mm) し，1球体圧入する．
- ④ 次の3球体分に注入管を10往復させる．
- ⑤ 以降，③および④を改良天端まで繰返す．

ただし，今回の模型実験の1モルタル球体（1ステップ）は，30 mmとした．

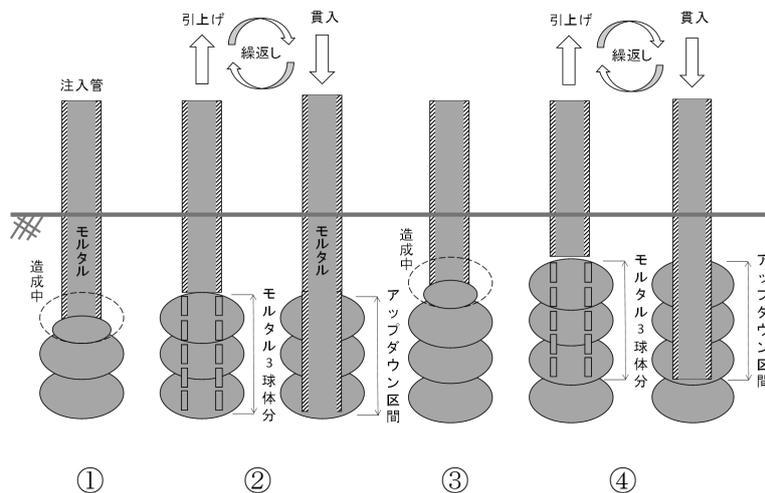
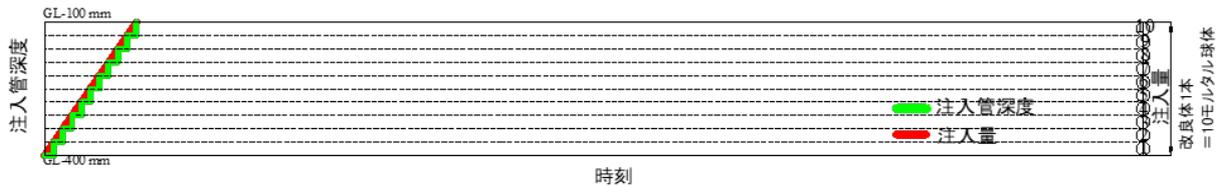
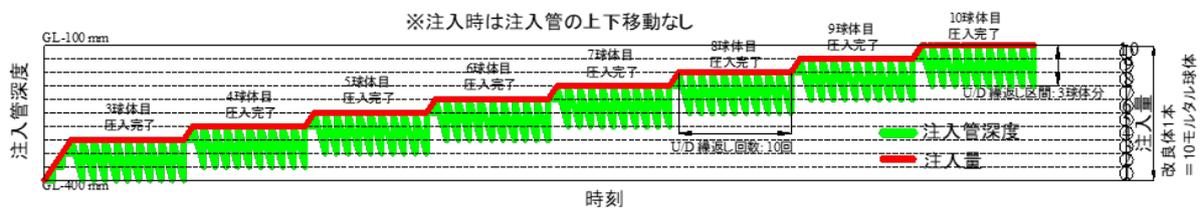


図-3.26 U/D 方式の手順 (U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回)

図-3.27 に、ボトムアップ方式<sup>12)</sup> および U/D 方式の注入管先端位置の時刻歴の模式図を示す。本研究の1本の改良体は、10個のモルタル球体で構成される。このモルタル球体内を注入管が上下に繰り返し移動（進退動）する圧入手法が U/D 方式である。この際、モルタル圧入時は、注入管の進退動は行わないものとした。ボトムアップ方式を示した図-3.27 (a) は、1つのモルタル球体圧入完了後に、注入管を1ステップ (30 mm) ずつ引き上げて圧入する手法である。図-3.27 (b) は、図-3.26 の手順で U/D\_3 球体 (90 mm) \_10 回を行った時の時刻歴である。



(a) ボトムアップ方式



(b) U/D\_3 球体 (90 mm) \_10 回 (提案する U/D 方式の例)

図-3.27 注入管先端位置の時刻歴の模式図

#### d) 等価改良率

U/D 方式により、注入管先端が上下移動した総移動距離を  $\Sigma L$ 、注入管の外径より算出される断面積を  $A$  とし、両者の積を繰り返し体積：cyclic volume ( $CV$ ) 式 (3.2) とし、 $CV$  を初期地盤体積 ( $V_0$ ) で除したものを繰り返し体積率：cyclic volume rate ( $CVR$ ) 式 (3.3) とした。また、 $CVR$  と改良率  $a_s$  式 (3.4) が地盤の締固め効果に対して同等の価値があるとし、両者を足したものを等価改良率： $a_{se}$  と定義し、式 (3.5) とした。以下にそれぞれの定義式を示す。

$$CV = \sum L \times A \quad (3.2)$$

$$CVR = \frac{CV}{V_0} \quad (3.3)$$

$$a_s = \frac{\Sigma Q}{V_0} \quad (3.4)$$

$$a_{se} = a_s + CVR \quad (3.5)$$

ここに、 $\Sigma Q$  は総圧入量である。

e) 測定項目

表-3.4 に、土槽別の測定項目の一覧を示す。

表-3.4 土槽別の測定項目

	円筒形土槽	角型土槽	せん断土槽
測定項目	圧入深度	圧入深度	圧入深度
	圧入圧力	圧入圧力	圧入圧力
	圧入量	圧入量	圧入量
	地点隆起量	地点隆起量	地点隆起量
		土層全体の鉛直変位の平均	土槽全体の鉛直変位の平均
		壁面土圧	壁面土圧
		間隙水圧	間隙水圧
	静的コーン貫入抵抗値	加速度	

円筒形土槽

モルタル改良体の圧入開始から終了までの計測項目は以下の4つである。

- ① 圧入深度：ワイヤー変位計を使用し、打設開始から終了まで常時計測した。
- ② 圧入圧力：圧入装置のシリンダ背面の圧力計により、地盤圧入時の圧入圧力をデータロガーで計測した。
- ③ 圧入量：1ステップ当りの圧入量をデータロガーで計測しながら実施した。
- ④ 地点隆起量：圧入に伴う変位の計測には、注入管近傍に設置した鉛直レーザー変位計を使用した。地点隆起量は、**図-3.28** に示すガイド管の天端に設置した反射板にレーザーを照射し、圧入時常時計測した。



図-3.28 地点隆起量の計測状況

### 角型土槽

計測項目は、圧入深度、圧入圧力、圧入量、地点隆起量のほかに以下の4つを計測した。

- ① 土層全体の鉛直変位の平均
- ② 壁面土圧
- ③ 間隙水圧
- ④ 静的コーン貫入抵抗値

図-3.29 に、土層全体の鉛直変位の計測状況を示す。鉛直変位の平均とは、圧入完了時の土槽範囲全体の鉛直変位を平均したものである。レーザー変位計を X, Y 方向に移動させ、圧入した固結体の杭頭および杭間を通る位置の鉛直変位を連続的に測定した。測定は、初期地盤、圧入1本完了毎にて行った。

圧入に伴う上記の平均鉛直変位と圧入量から地盤の締固め量 (C) および体積ひずみ ( $V_\varepsilon$ ) を算出した。以下の式にてそれぞれ示す。

$$C = \sum Q - \Delta V \quad (3.6)$$

$$V_\varepsilon = \frac{C}{V_0} \quad (3.7)$$

ここに、 $\sum Q$  は総注入量 ( $\text{cm}^3$ )、 $\Delta V$  は模型地盤の隆起体積 (平均鉛直変位に土槽の底面積を乗じたもの) ( $\text{cm}^3$ )、 $V_0$  は初期地盤体積 ( $\text{cm}^3$ ) である。



図-3.29 土層全体の鉛直変位の計測状況

角型土槽の壁面土圧計および間隙水圧計は、図-3.24 (b) に示す位置に設置した。壁面土圧計は、土槽の左壁面に3深度 (GL-150 mm, GL-250 mm, GL-350 mm) で、間隙水圧計は、左壁面に1深度 (GL-200 mm) の位置に設置した。

壁面土圧および間隙水圧から静止土圧係数 ( $K_0$ ) を算出した。  $K_0$  値は土圧の水平有効応力 ( $\sigma'_h$ ) と初期地盤の鉛直有効応力 ( $\sigma'_{v0}$ ) との比であり、次式で示す。

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_{v0}} \quad (3.8)$$

静的コーン貫入試験は、圧入前（事前）と圧入完了後（事後）で角型土槽の中心で行った。試験は、地盤の乱れを押さえるために、小口径コーン（コーン径： $\phi=10$  mm，コーン断面積： $A=79$  mm<sup>2</sup>）を使用した。本コーンは、圧入装置に取り付けた注入管と付け替え可能である。実験方法は、JIS A 1228:2009 に準拠した。

### せん断土槽

計測項目は、圧入深度、圧入圧力、圧入量、地点隆起量のほかに以下の4つを計測した。

- ① 土層全体の鉛直変位の平均
- ② 壁面土圧
- ③ 間隙水圧
- ④ 加速度（加振実験時）

せん断土槽の壁面土圧計、間隙水圧計および加速度計の設置位置は、図-3.24 (c) に示す位置に設置した。壁面土圧計は、四方向（手前、左、奥、右）3深度（GL-150 mm, GL-250 mm, GL-350 mm）の計12箇所に設置した。また間隙水圧計は、右壁面に4深度（GL-50 mm, GL-150 mm, GL-250 mm, GL-350 mm）に設置した。加速度計は、模型地盤に5深度（GL: 地表面, GL-150 mm, GL-250 mm, GL-350 mm, GL-400 mm: 基盤天端）に設置した。

せん断土槽実験では、液状化対策効果を検証するため加振試験を行った。加振実験の波は、5 Hz の正弦波を20波入力した。入力加速度は加振毎に50 Gal ずつ上げていくステップ加振を行った。加振は地盤が全層液状化した入力加速度プラス50 Gal まで実施した。液状化対策効果は、換算入力加速度によって評価した。換算入力加速度は、液状化発生時の換算した加速度として下記の式で算出した。また液状化の判断は、過剰間隙水圧比が1.0以上に達した時とした。静的コーン貫入試験は、改良した地盤を乱すおそれがあるため実施しなかった。

$$\alpha'_{eq} = \frac{WN_{eq}}{WN} \times 50 + (\alpha_{eq} - 50) \quad (3.9)$$

ここに、 $WN_{eq}$ ：液状化発生時の波数， $WN$ ：全波数（20波）， $\alpha_{eq}$ ：液状化発生時の入力加速度（Gal）， $\alpha'_{eq}$ ：液状化発生時の換算加速度（Gal）である。

(f) 実験ケース

表-3.5 に、各種パラメータを変化させた実験一覧を示す。提案する U/D 方式の隆起抑制効果、改良効果および液状化対策効果の違いを検証するために、U/D 方式の注入管の繰返し区間長、往復回数および繰返し速度比に着目して実験を行った。1 本当りの圧入量は 680 cm<sup>3</sup> とし、これに対応して、円筒形土槽実験では、改良率が 12%、角型土槽およびせん断土槽実験では改良率が 10%となる。

円筒形土槽実験は、U/D 方式の隆起抑制に効果がある要素の検証のため、繰返し区間をモルタル 1 球体 (30 mm) から 3 球体 (90 mm)、繰返し回数を 5 回から 20 回、繰返し速度比を 0.5 から 2.5 まで各種パラメータを変化させた。

表-3.5 実験一覧

	円筒形土槽	角型土槽	せん断土槽
使用硅砂	東北硅砂 7 号		
初期相対密度 $D_{r0}$ (%)	40		
施工方法	ボトムアップ方式および U/D 方式		
改良範囲 (mm)	Φ155 mm	300×300	600×600
改良長 (mm)	300	300	300
1 本当り圧入量 (cm <sup>3</sup> )	680	680	680
圧入本数 N (本)	1	4	16
総圧入量 $\Sigma Q$ (cm <sup>3</sup> )	680	2,720	10,880
改良率 (%)	12	10	10
U/D 方式の区間長 (球体数)	1,2,3	3	3
U/D 方式の往復回数 (回)	5,10,20	3,5,10	5,10
注入管引上げ速度 $P_u V$ (cm/sec)	0.5,1.0,1.5,2.0, 2.5	2.5	2.5
注入管貫入速度 $P_e V$ (cm/sec)	1.0, 1.5, 2.0, 2.5	1.0	1.0
繰返し速度比 ( $P_u V/P_e V$ )	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5	2.5	2.5

### 3.2.3 実験結果および考察

#### a) 隆起抑制効果の検証

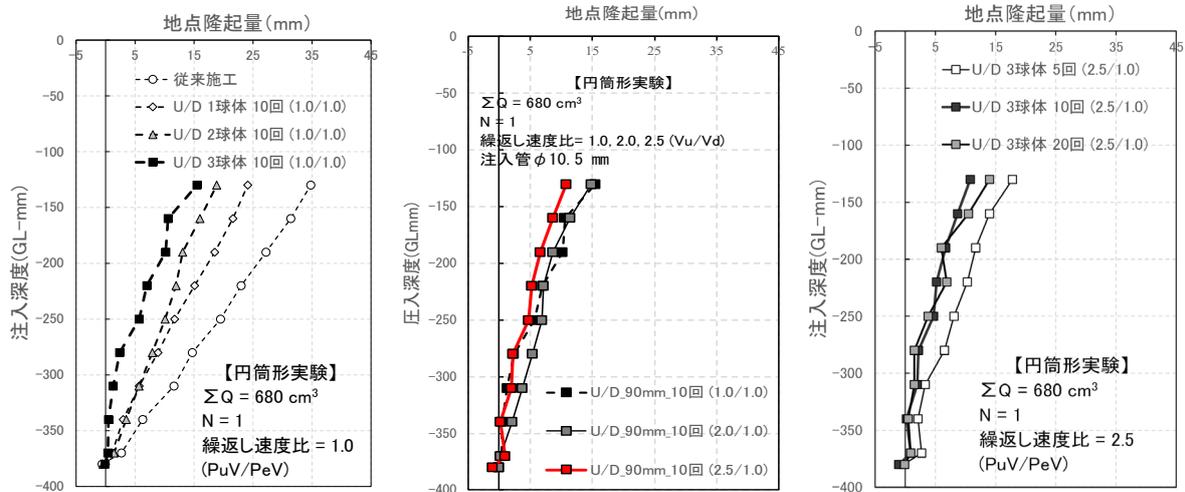
##### 地点隆起量

図-3.30 に、円筒形土槽実験における地点隆起量の深度分布を示す。図-3.30 (a) は、U/D方式の繰返し回数を10回、注入管の引き上げ速度 ( $PuV$ ) を1.0 cm/sec、貫入速度 ( $PeV$ ) を1.0 cm/sec (繰返し速度比を1.0) に固定した状態で、U/D方式の繰返し区間長をモルタル1球体分 (30 mm)、モルタル2球体分 (60 mm)、モルタル3球体分 (90 mm) と、繰返し区間長の比較をしたものである。ボトムアップ方式の地点隆起量は約35 mm、U/D方式により隆起対策をした場合は、繰返し区間長が大きなものほど、地点隆起量が小さくなった。

図-3.30 (b) は、U/D方式の繰返し区間を90 mm (3ステップ)、繰返し回数を10回、注入管の貫入速度 ( $PeV$ ) を1.0 cm/sec に固定した状態で、注入管の引き上げ速度 ( $PuV$ ) を大きくしたものである。本圧入手法において、繰返し区間長および繰返し回数が等しいならば、繰返し速度比が大きなものほど、地点隆起量が小さくなり、繰返し速度比が2.5の場合で、地点隆起量が最も小さくなることが分かった。なお、注入管の引き上げ速度2.5 cm/sec は、圧入装置の制御可能な限界値に対応している。

図-3.30 (c) は、U/D方式の繰返し区間長をモルタル3球体分 (90 mm)、繰返し速度比を2.5に固定した状態で、繰返し回数を変化させた図である。圧入完了後の地点隆起量は、繰返し回数10回の施工法が最も小さかった。また図-3.30 (b) のU/D 3球体 (90 mm) 10回の繰返し速度比1.0と2.5を比較すると、前者の地点隆起量は約15 mm、後者は約11 mmであり、繰返し速度比2.5の方が、隆起抑制効果が高いことが分かった。

円筒形土槽の各種実験パラメータを検討した結果、隆起抑制に効果があるものは、繰返し区間にしてモルタル3球体分 (90 mm)、繰返し回数にして10回、繰返し速度比にして2.5であった。このことから、繰返し区間長、繰返し回数および繰返し速度比を大きくしたものほど、U/D方式による隆起抑制効果が高いと考えられる。以降の角型土槽実験およびせん断土槽実験は、上述の円筒型土槽実験の結果に基づき、繰返し区間をモルタル3球体分 (90 mm)、繰返し速度比を2.5として行った。



(a) 繰返し区間長の比較

(b) 繰返し速度比の比較

(c) 繰返し回数の比較

図-3.30 地点隆起量の深度分布 (円筒形土槽)

図-3.31に、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の地点隆起量の比較を示す。各実験結果は、10モルタル球体の圧入が完了した時の値であり、比較対象となるボトムアップ方式の地点隆起量を併せて示している。角型土槽とせん断土槽の地点隆起量は、圧入1本ごとに測定した地点隆起量を合計し、圧入本数で除して得られた平均の値で示した。図から、円筒形土槽では、ボトムアップ方式の隆起量35mmがU/D方式により隆起抑制対策を行ったことにより14mmとなった。角型土槽では、ボトムアップ方式の隆起量17mmに対し、U/D方式では4mmとなり、70%以上の隆起量低減を実現した。さらに、せん断土槽では、ボトムアップ方式の隆起量16mmに対し、U/D方式により4mmとなり、実に75%の隆起量低減を達成するなど、土槽サイズの増加と共に、すなわち実際の地盤の条件に近づくにつれて、格段に高い隆起抑制効果が得られていることがわかった。

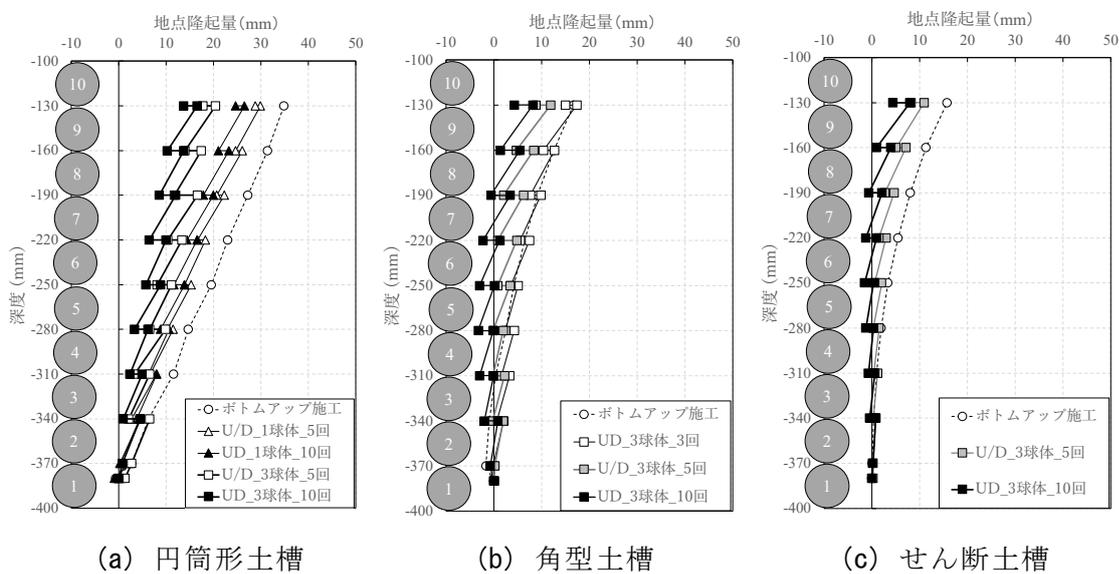


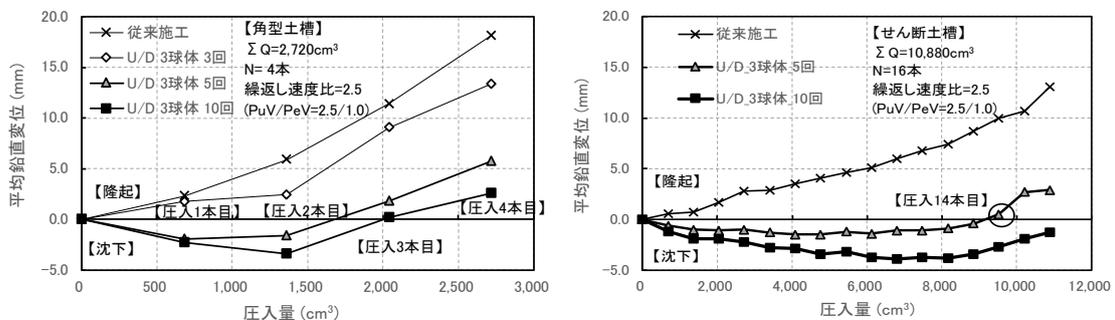
図-3.31 模型実験の各土槽における地点隆起量の深度分布

## 平均鉛直変位量

図-3.32 に、角型土槽およびせん断土槽の圧入量と平均鉛直変位の関係をそれぞれ示す。

角型土槽について示した図-3.32 (a) によれば、U/D\_3 球体 (90 mm)\_5 回 (繰返し区間長がモルタル 3 球体分, 繰返し回数が 5 回の圧入法) および U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回 (繰返し区間長がモルタル 3 球体分, 繰返し回数が 10 回の圧入法) は、圧入 1 本目・2 本目では地盤沈下傾向を示した。これは、U/D 方式による注入管の進退動が、圧入した体積以上に周辺地盤を圧縮したためと考えられる。しかし、圧入 3 本目・4 本目では隆起に転じており、これは地盤の圧縮限界を超えたためだと考えられる。また圧入 4 本完了後のボトムアップ方式 (従来方式) の平均鉛直変位量は 18 mm であったのに対し、U/D 方式の平均鉛直変位量の最小値は、U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の 2.5 mm であった。この結果は、U/D 方式により圧入時に発生する隆起量を最大で 8 割以上低減したことを示すものである。

図-3.32 (b) は、せん断土槽実験における圧入量と平均鉛直変位量の関係を示す図である。ボトムアップ方式は、圧入の進捗に伴い平均鉛直変位量が右肩上がりであるが、U/D\_3 球体\_5 回では、圧入 13 本目まで初期の地盤高に対して平均鉛直変位量が負であった (地盤沈下傾向)。U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回については、すべての圧入を終えても平均鉛直変位が初期の地盤高に対して負であった。せん断土槽は、角型土槽に比べ改良対象体積が大きいこと、また改良率は同じであるが、圧入本数が 4 本から 16 本に増えたという違いがあるため、3.1 節に示した圧入本数増加による締固め効果の上昇が考えられる。また土槽サイズの増加により境界の影響が少なくなり、これらの要因が地盤圧縮の相乗効果を発生させ、最終的に平均鉛直変位量が負であったと考えられる。



(a) 角型土槽 (圧入本数: 4 本)

(b) せん断土槽 (圧入本数: 16 本)

図-3.32 圧入量と平均鉛直変位の関係

## 締固め量

図-3.33 に、圧入量と締固め量 (c) の関係を示す。図中の 1:1 線分は、圧入量と締固め量 (地盤の圧縮量) が等しいことを示す。圧入量と締固め量が等しいときは、地盤に変位が発生しないことを意味する。1:1 線分よりも上側 (圧入量 < 締固め量) は、地盤は沈下し、逆に 1:1 線分よりも下側 (圧入量 > 締固め量) は、地盤隆起したことを示す。

図-3.33 (a) は、円筒形土槽における、U/D 方式の繰返し区間長を 90 mm、繰返し速度比を 2.5 に固定し、繰返し回数による締固め量を比較した図である。圧入量が小さいときは、圧入体積分だけ地盤が締固められ、1:1 線分上にプロットされた。しかし、圧入量が大きくなるにつれ、隆起が発生し、締固め量の増加が少なくなっていった。ボトムアップ方式に比べ、U/D 方式による隆起抑制をしたものの方が、締固め量が多い結果となった。実験では、ボトムアップ方式は、圧入量が多くなるにつれ、隆起量が大きくなり、締固め量が減少した。本来、モルタルの圧入が増えるにつれ、砂地盤が圧縮されて締固め量が大きくなるのが一般的である。しかし、円筒形土槽は、直径：φ155 mm の土槽であり、圧入による側方の拘束力が高く、圧入に対して隆起が発生しやすい条件化で実験を行っているため、最終的には圧入体積分と同じ隆起体積分が発生し、締固め量がほぼ 0 となった。

図-3.33 (b) は、角型土槽における、締固め量を示したものである。円筒形土槽の傾向と同じく、ボトムアップ方式よりも U/D 方式の締固め量が大きくなっていることが分かった。ボトムアップ方式の締固め量は、圧入の 3 本目・4 本目で頭打ち傾向になっている。U/D\_3 球体 (90 mm)\_5 回および U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の圧入法のそれぞれの締固め量は、圧入の 1 本目・2 本目で、1:1 (圧入量 = 締固め量) の線分よりも上部に位置し、地盤沈下を起こしている。圧入の 3 本目・4 本目で圧入量に対して隆起体積分が大きくなっている。

図-3.33 (c) は、せん断土槽における締固め量を示したものである。ボトムアップ方式は、圧入量が 10,000 cm<sup>3</sup> をピークに頭打ちとなった。一方、U/D\_3 球体 (90 mm)\_5 回の圧入法は、圧入 13 本目まで圧入量よりも地盤の締固め量の方が大きいため、地盤沈下となった。圧入 14 本目以降は、圧入量の方が締固め量よりも多くなり、地盤隆起に転じた。U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の施工法は、圧入終了まで、圧入量よりも締固め量のほうが多かった。

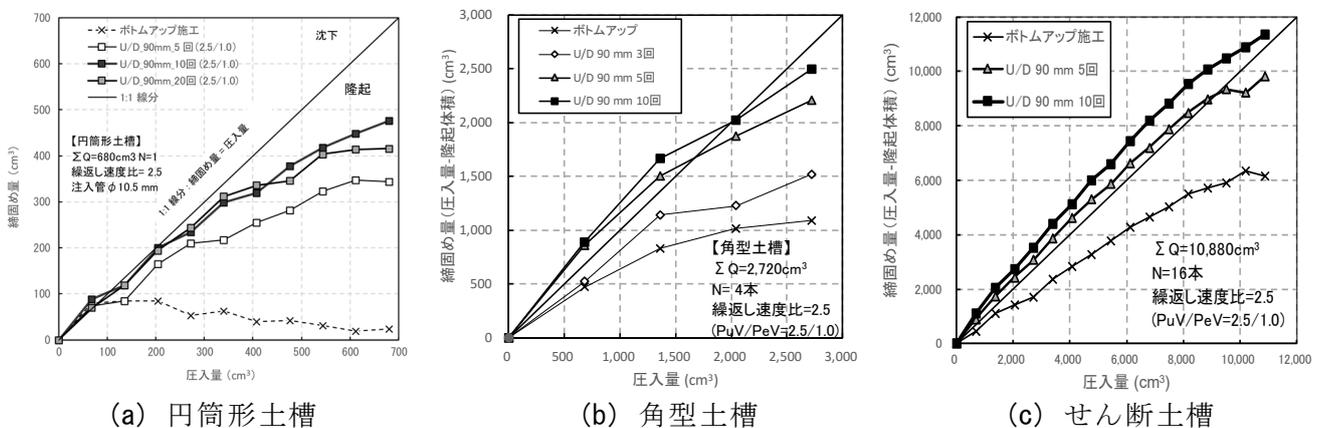


図-3.33 締固め量

### 体積ひずみ

図-3.34 に，円筒形土槽，角型土槽およびせん断土槽の等価改良率と体積ひずみの関係を示す．任意の等価改良率： $a_{se}$ （式 3.5）における体積ひずみ（ $V\varepsilon$ ）は，円筒形土槽，角型土槽，せん断土槽の順に大きくなり，地盤をより圧縮していることが分かった．

土槽実験では，土槽サイズがそのまま境界拘束の影響の大小につながると考えられる．したがって，より大きな土槽（せん断土槽）ほど境界の影響が少なく，実際の地盤に近い状態になっていくと考えられる．そこで，大きな土槽中に複数本の改良体を圧入することにより，締固めの相乗効果が発現し，より大きな体積ひずみが発生したものと考えられる．

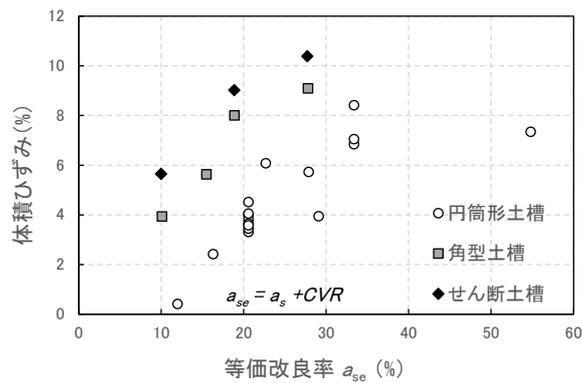


図-3.34 等価改良率と体積ひずみの関係

## b) 改良効果

### 相対密度増分

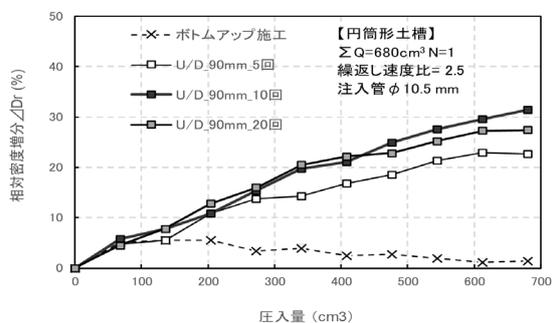
図-3.35 に、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の圧入量と相対密度増分の関係を示す。相対密度増分とは改良後の相対密度から初期相対密度を減じた値である。

図-3.35 (a) は、円筒形土槽における相対密度増分を示した図である。ボトムアップ方式は、圧入量が多くなるにつれ、隆起量が大きくなったため、最終的に相対密度の増分はほとんどなかった。U/D 方式は、繰返し区間長をモルタル 3 球体分 (90 mm)、繰返し速度比を 2.5 に固定して繰返し回数による相対密度増分を比較した図である。U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の圧入方法が、相対密度増分値が大きく最も改良効果があった。

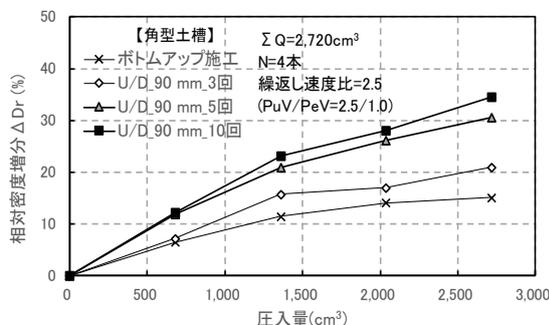
図-3.35 (b) は、角型土槽における相対密度増分の図である。ボトムアップ方式の相対密度増分は約 15%であったが、これに対し最も効果があった U/D 方式は、U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の圧入方法であり、相対密度増分は約 35%であった。U/D\_3 球体 (90 mm)\_3 回、U/D\_3 球体 (90 mm)\_5 回、U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の圧入方法を比較すると、繰返し回数 (繰返し体積率:  $CVR$ ) が大きいほど、相対密度増分が大きかった。

せん断土槽について示した図-3.35 (c) によれば、ボトムアップ方式の相対密度増分は約 20%であった。一方、U/D 方式では、U/D\_3 球体 (90 mm)\_5 回の施工法が約 35%、U/D\_3 球体 (90 mm)\_10 回の施工法が約 40%増加した。

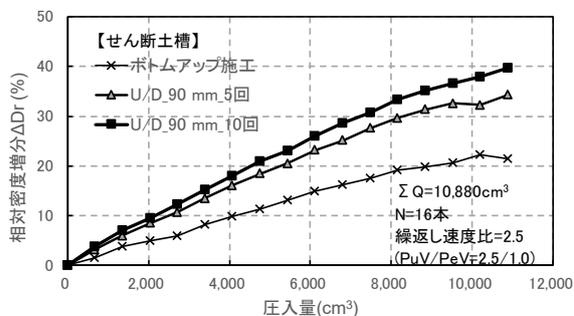
各土槽の結果は、U/D 方式の注入管の進退動を加えることで、地盤に対する締固め効果が向上し、モルタルを圧入する以上の密度増加が得られることを示している。



(a) 円筒形土槽



(b) 角型土槽



(c) せん断土槽

図-3.35 圧入量と相対密度増分の関係

## $K_0$ 値

図-3.36 に、圧入量と  $K_0$  値増分の関係を示す。各値は、改良後の  $K_0$  値から初期の  $K_0$  値を減じたものである。代表して左側壁面，GL-250 mm の結果を示す。

図-3.36 (a) は、角型土槽の実験結果である。ボトムアップ方式および U/D 方式とも、圧入量の増加とともに  $K_0$  値が増加した。最終的な値を見ると、ボトムアップ方式の  $K_0$  値増分は 2.5，U/D 方式の  $K_0$  値増分は 2.6~2.8 であり，U/D 方式の  $K_0$  値は，ボトムアップ方式と同程度の増加量であった。

図-3.36 (b) は，せん断土槽実験の実験結果である。ボトムアップ方式および U/D 方式による  $K_0$  値増分は，角型土槽の結果と同じく同程度であった。

上記結果より，ボトムアップ方式および U/D 方式の  $K_0$  値増加はほぼ同程度であることが明らかとなった。これは， $K_0$  値増加は，地盤中にモルタル改良体を構築することによる横方向の拘束力による増加の影響が大きいことを示唆しており，U/D 方式の注入管の進退動は影響していないと考えられる。

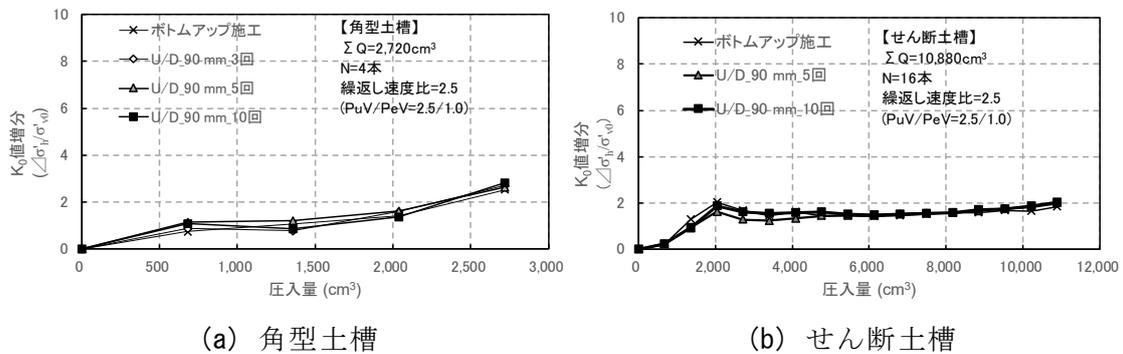


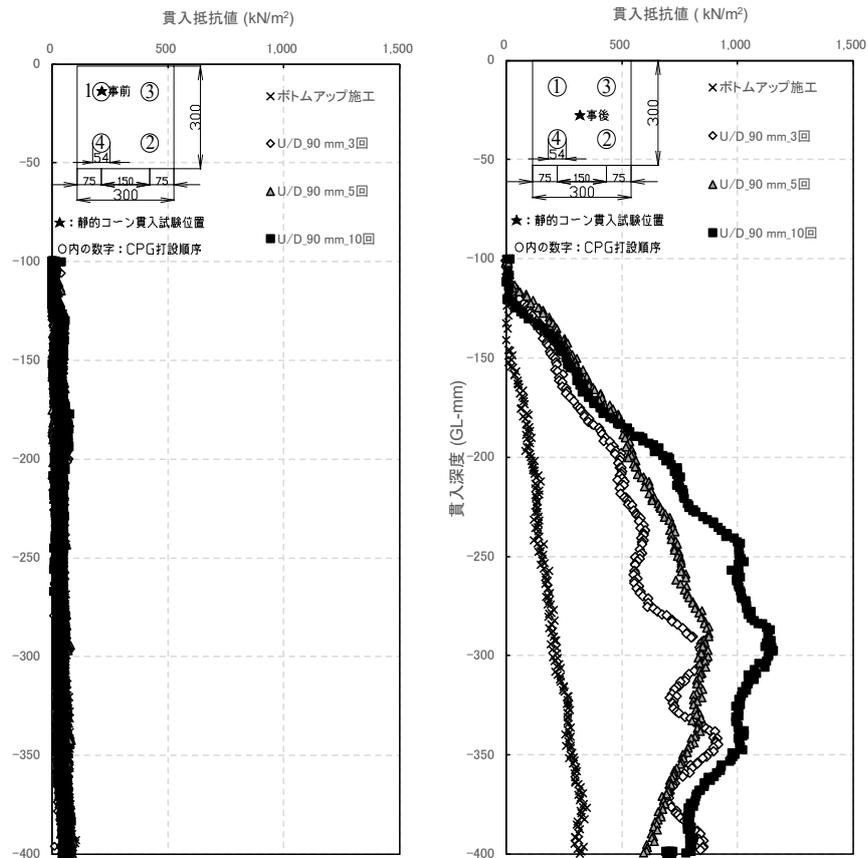
図-3.36 圧入量と  $K_0$  値増分の関係

### 静的コーン貫入抵抗値

図-3.37に、静的コーン貫入抵抗値の深度分布を示す。

図-3.37 (a) は、圧入前の貫入試験の結果である。実験ケースによる静的コーン貫入抵抗値の違いはないことを確認した。

図-3.37 (b) は、圧入完了後の貫入抵抗値の結果を示した図である。ボトムアップ方式と比較して、U/D方式の貫入抵抗値が大きいことが分かった。また、U/D方式で比較した場合、深度200 mm～300 mmの範囲では、U/D方式の繰返し回数が多いほど貫入抵抗値が増加することが分かった。



(a) 圧入前

(b) 圧入後

図-3.37 静的コーン貫入抵抗値の深度分布

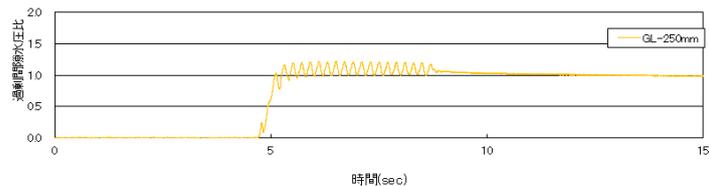
### c) 液状化対策効果

#### 過剰間隙水圧比

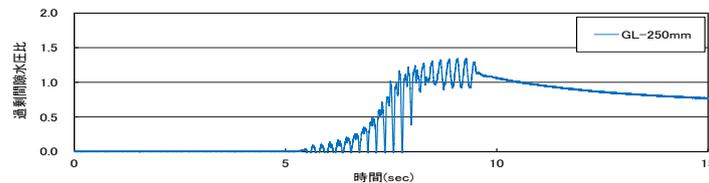
図-3.38 に、加振により液状化に至った時の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。一例として、図-3.38 (a) には、未改良地盤 ( $D_r=40\%$ )、図-3.38 (b) には、改良地盤 (U/D\_90 mm\_10 回) の結果をそれぞれ示す。液状化の判断は、過剰間隙水圧比が 1.0 以上に達した時とした。未改良では、加振とともに過剰間隙水圧比が急激に増加しているのに対して U/D 方式による圧入手法では、液状化に対する独特の粘り強さが表れている。

#### 液状化強度

図-3.39 に、加振前の相対密度 (改良後の相対密度) と液状化換算加速度 (式 3.9) の関係を示す。本加速度は、ボトムアップ方式の際の、液状化換算加速度で除し、正規化したものである。同図から、U/D 方式は、ボトムアップ方式よりも 1.5 倍以上の液状化換算加速度を示し、特に U/D\_90 mm\_10 回の圧入手法では、1.8 倍程度の液状化強度の増加が認められた。



(a) 未改良地盤



(b) 改良地盤 (U/D\_90 mm\_10 回)

図-3.38 過剰間隙水圧比の時刻歴

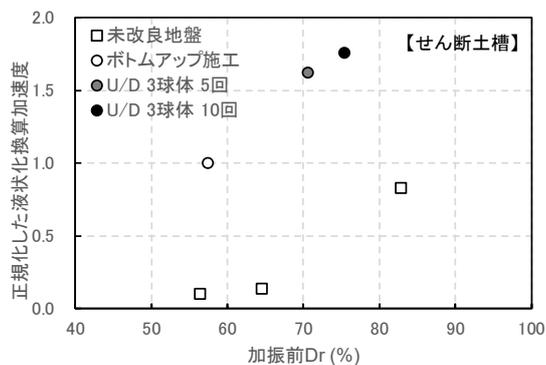


図-3.39 液状化換算加速度

### 平均地盤沈下量

図-3.40 に、入力加速度と平均地盤沈下量の関係を示す。図中の丸で囲ったところが、液状化時の入力加速度および平均地盤沈下量を表している。加振実験は、初期相対密度を 40%、60%、80% に調整した未改良の模型地盤および圧入のボトムアップ方式と U/D 方式で改良した模型地盤で比較した。

未改良地盤の相対密度 60% 程度までの模型地盤では、加振とともに液状化に至り、沈下量が大きくなっている。ボトムアップ方式は、未改良地盤の相対密度 80% と同じ 100 Gal 程度から沈下量が大きくなった。U/D 方式では 150 Gal 程度から沈下量が大きくなり、U/D\_90 mm\_10 回の圧入手法が、液状化時の沈下量は、最も小さい結果となった。このことは、U/D 方式が、液状化による沈下被害抑制の面でも効果を有することを示している。

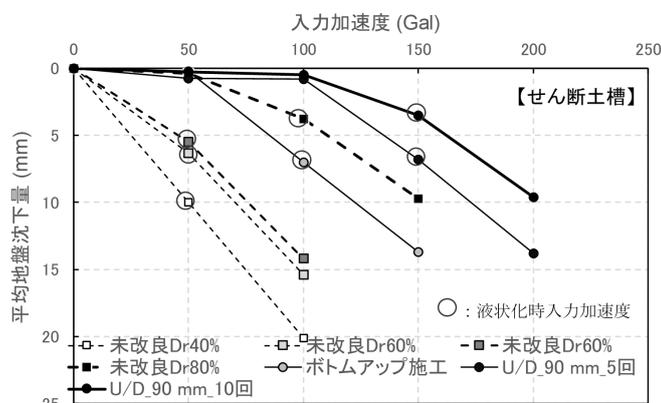


図-3.40 入力加速度と平均地盤沈下量の関係

### 加振時の $K_0$ 値

図-3.41 に、入力加速度と  $K_0$  値の関係を示す。図の  $K_0$  値は、左側壁面の GL-250 mm に設置した土圧計から算出した。図中の○印は液状化が発生した時の加速度を示している。ボトムアップ方式では、50 Gal 程度まで 2.0 以上の  $K_0$  値を保持している。一方、U/D 方式では、ボトムアップ方式よりも大きい入力加速度 100 Gal 程度まで  $K_0$  値が 2.0 以上を保持していることが分かった。ボトムアップ方式および U/D 方式ともに液状化が発生する入力加速度まで、 $K_0$  値が維持されていることが分かった。

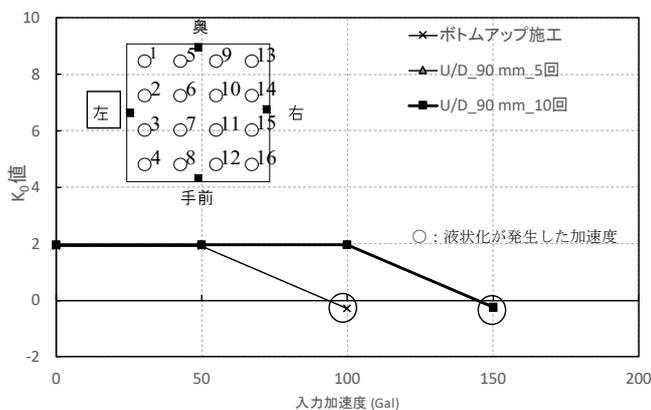


図-3.41 入力加速度と  $K_0$  値の関係

### 3.3 地盤内圧入と地表面隆起の関係－アップダウン方式による圧入試験2－

#### 3.3.1 はじめに

提案する U/D 方式による圧入の今後の実用化に向け、圧入能率よく、隆起抑制効果が高い手法の検討が必要となる。そこで、本節では、3.2 節で有効性が実証された室内模型実験<sup>13), 14), 15)</sup>において、繰返し体積に着目し、注入管の大きさおよび先端形状を変えた各種の実験<sup>16)</sup>を行った。

#### 3.3.2 実験概要

実験は、前述の3.1節および3.2節に記載の圧入装置および模型地盤を用い、注入管および繰返し回数等の実験パラメータを変化させたU/D方式による圧入を行い、地盤変位の動態観測を行った。また試験終了後は、モルタル改良体を土槽から掘り出し、改良体の直径、重さおよび体積の計測それぞれ行った。

##### a) 模型地盤

図-3.42 に、模型地盤のモデル図を、表-3.6 に、模型地盤の圧入条件を示す。実験では、円筒形の半透明の塩ビ土槽 ( $\phi 155 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$ ) に模型地盤を作製した。模型地盤は 2 層で構成し、下層は厚さ 300 mm の砂層(改良対象層)、上層は厚さ 100 mm の碎石層(非改良対象層)とし、水位は碎石層の天端とした。砂は東北硅砂 7 号 ( $\rho_s=2.631 \text{ g/cm}^3$ ,  $e_{max}=1.120$ ,  $e_{min}=0.609$ ) を使用し、初期相対密度 40 % を目標とし、水中落下法により作製した。碎石層中には、注入管を貫入可能とするためのガイド管を設置した。

改良体は、680  $\text{cm}^3$  のモルタルを 1 モルタル球体当たり 30 mm ずつ引き上げながら、10 球体に分けて注入した。

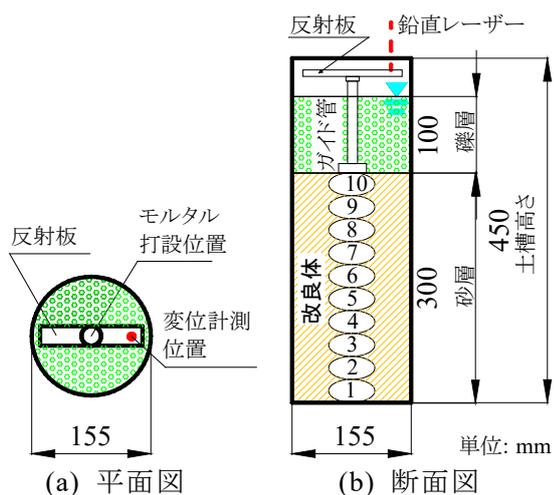


図-3.42 模型地盤のモデル図

表-3.6 模型地盤の圧入条件

模型地盤の大きさ	$\phi 155 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$
改良長	300 mm
改良対象層を構成する砂	東北硅砂7号 $\rho_s=2.631 \text{ g/cm}^3$ $e_{max}=1.120$ $e_{min}=0.609$
非改良対象層を構成する礫	粒径:約10 mm
砂の初期相対密度 ( $D_{r0}$ )	約40 %
水位	GL $\pm$ 0 mm
モルタル球体の総数 (ステップ数)	10 個
1モルタル球体の長さ (ステップ長)	30 mm
1モルタル球体当たりの注入量 (ステップ当量)	68 $\text{cm}^3$
総注入量	680 $\text{cm}^3$
改良率 $a_s$	12%

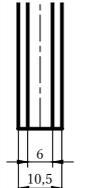
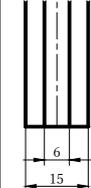
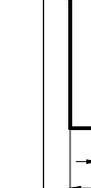
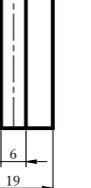
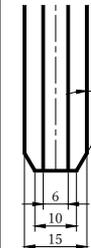
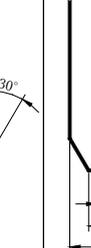
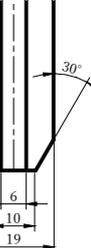
b) 変位の計測方法

施工に伴う変位（隆起および沈下）の計測は，注入装置の注入管近傍に設置した鉛直レーザー変位計を使用した．変位計のレーザーを，図-3.28 に示すガイド管の天端に設置した反射板に照射し，圧入時に常時計測した．

c) 注入管

表-3.7に，実験で使用した注入管の一覧表を示す．注入管は，先端形状がテーパーおよびフラットで，それぞれ外径が15.0 mm，19.0 mm，24.0 mm，ならびに先端形状がフラットで外径10.5 mmの注入管の合計7種類を使用した．なお，注入管の内径は圧入圧力を一定にするため，6.0 mmで統一した．

表-3.7 使用した注入管の一覧表

	注入管の大きさ (mm)			
	外径:10.5 内径:6.0	外径:15.0 内径:6.0	外径:19.0 内径:6.0	外径:24.0 内径:6.0
注入管の外径における断面積 (cm <sup>2</sup> )	0.87	1.77	2.84	4.52
断面積比	1.00	2.04	3.27	5.22
先端フラット				
先端テーパー (30°)				

d) U/D 方式の実験条件

表-3.8に、実験条件の一覧を示す。注入管の貫入および引き上げの際のU/D方式の繰返し区間長は、90 mm（モルタル球体3個分）とした。また、繰返し体積（注入管の貫入・引き上げの総移動距離に、使用した注入管の外径の断面積を乗じた値、式（3.2））が約600 cm<sup>3</sup>、1,200 cm<sup>3</sup>、2,500 cm<sup>3</sup>および4,000 cm<sup>3</sup>となるように繰返し回数を設定した。

表-3.8 U/D 方式の実験条件の一覧

注入管 外径 mm	注入管の 先端形状		U/D施工の ストローク長 mm		繰返し回数 N 回															繰返し体積 cm <sup>3</sup>					
	フラット	テーパ	mm																						
			0	90	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	20	0	600	1,200	2,500	4,000	13,029			
10.5	○		○		○														○						
10.5	○			○						○										○					
10.5	○			○																○					
10.5	○			○																○					
15.0	○	○	○		○															○					
15.0	○	○		○						○												○			
15.0	○	○		○																		○			
15.0	○	○		○																			○		
19.0	○	○	○		○															○					
19.0	○	○		○						○												○			
19.0	○	○		○																		○			
19.0	○	○		○																			○		
24.0	○	○	○		○															○					
24.0	○	○		○						○												○			
24.0	○	○		○																		○			
24.0	○	○		○																			○		
24.0	○	○		○																			○		
24.0	○	○		○																				○	

e) 改良体の計測

打設後のモルタル改良体は、土槽から掘り出し、以下の計測を行った。

- ① 改良体の重量：改良体に水中養生を 24 時間以上行い、その後に、湿潤状態の改良体の重量を計測した。
  - ② 改良体の体積：岩石の密度試験方法 (JGS2132-2009) の浮力法に準拠した。
  - ③ 改良体の径：最大値、最小値および代表値を、それぞれノギスを用いて計測した。
- また、改良体を掘り出した後に、土槽に残っている砂の量を計量した。以下にその手順を示す。

圧入後の砂地盤計量手順

- ① 圧入翌日に水面から礫層までの水を内径 4 mm 程度のチューブを用いて水を吸い取った。
- ② ガイド管の内部のまでチューブを挿入し、礫層に残る水を取り除いた。
- ③ ガイド管および礫を取り除いた。
- ④ トレイの上で不織布を取り除き、土槽から改良体および砂をトレイに取り出した。
- ⑤ トレイの上で砂から改良体を取り出した。この際、流水を用いて土槽、改良体表面および不織布についた砂をすべてトレイに洗い落とした。
- ⑥ トレイには、砂および水が残る状態にし、炉乾燥機にかけ、翌日に乾燥した砂を計量した。

### 3.3.3 実験結果および考察

#### a) 隆起抑制効果

##### 注入管の径による比較

図-3.43 に、注入管の外径と U/D 方式による圧入完了後の地点隆起量の関係を示す。実験結果は、繰返し体積が約 1,200 cm<sup>3</sup> および約 4,000 cm<sup>3</sup> のものを抽出した。

図が示すとおり、注入管の先端形状がテーパー、フラットのいずれも、繰返し体積が同一であるとき、注入管の外径の大きいものほど地点隆起量が小さいことが分かった。また、任意の繰返し体積に対し、注入管が大きなものを使用することによって、繰返し回数（貫入・引き上げの総移動距離）を低減できるので、圧入能率が向上すると言える。

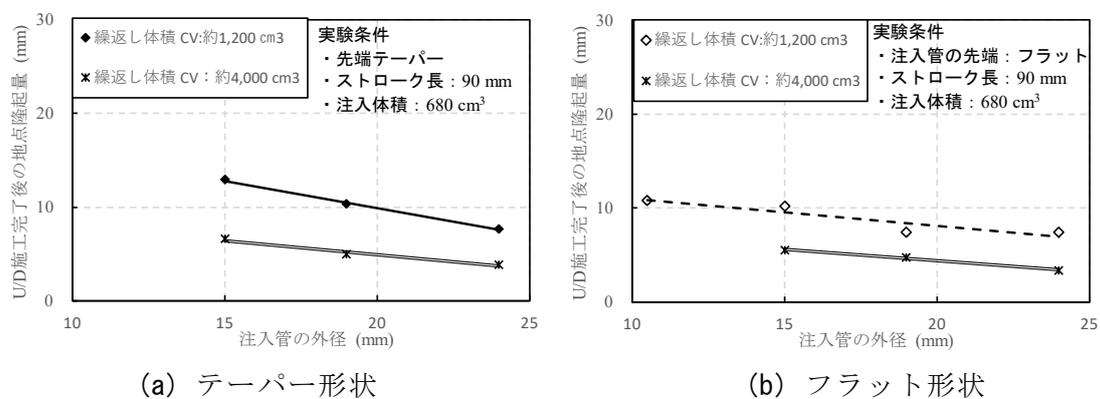
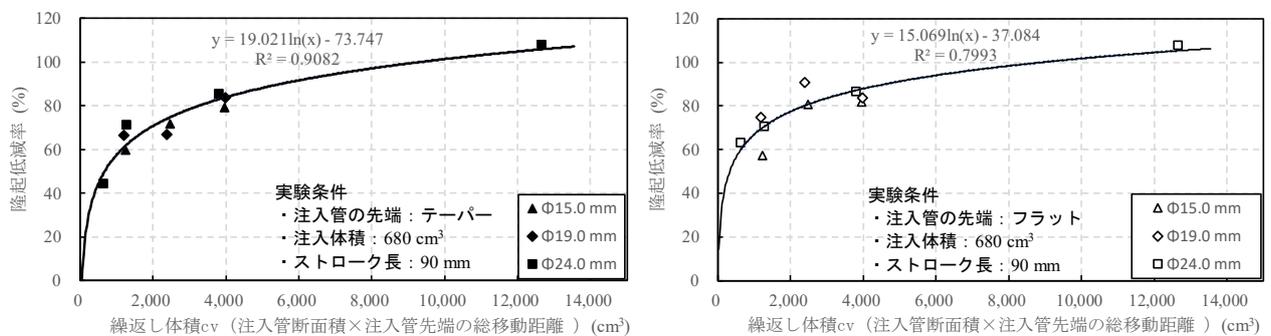


図-3.43 注入管の外径と U/D 方式による圧入完了後の地点隆起量

図-3.44 に、注入管別の隆起低減率を示す。隆起低減率とは、各注入管でのボトムアップ方式（図中の BU）による圧入完了後の地点隆起量と U/D 方式での圧入完了後の地点隆起量との差に対して、各注入管でのボトムアップ方式による圧入完了後の地点隆起量で除した値である。なお、隆起低減率が 100 % の場合は、U/D 方式に伴う隆起量が最終的に 0 であることを示す。さらに、隆起低減率が 100 % 以上の場合は、U/D 方式により最終的に沈下をしたことを示す。

図から、注入管の先端形状がテーパー，フラットいずれも、注入管の外径の大きさによらず、繰返し体積が 2,000 cm<sup>3</sup> 程度の U/D 方式で、70～80 % の隆起低減率を達成することが分かった。また、繰返し体積が 4,000 cm<sup>3</sup> から 10,000 cm<sup>3</sup> にかけての繰返し体積の U/D 方式では、繰返し体積の増加に合わせて、隆起低減率の上昇が緩やかになることが分かった。

これらのことから、U/D 方式の高い隆起抑制効果は、繰返し体積の少ない段階で速やかに発現することが明らかとなった。



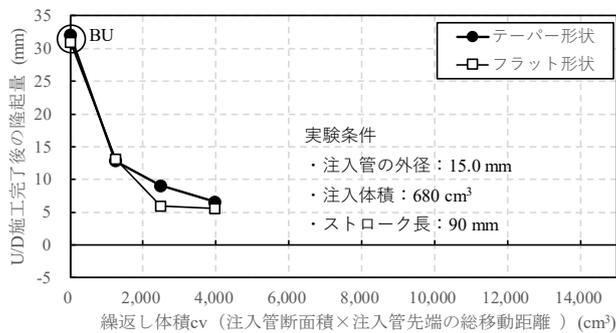
(a) テーパー形状

(b) フラット形状

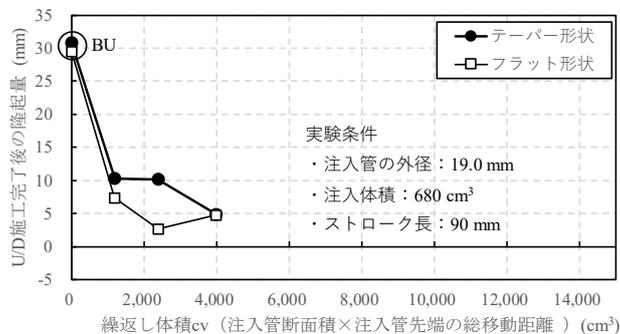
図-3.44 注入管別の隆起低減率

### 注入管の先端形状による比較

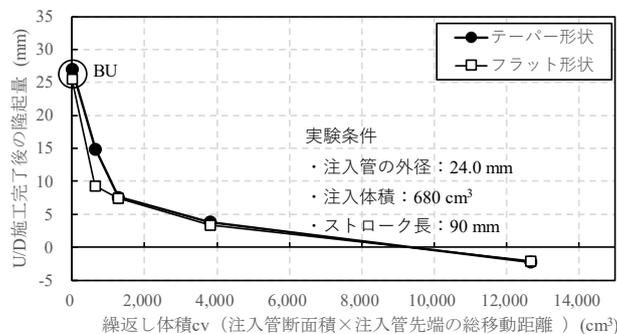
図-3.45 に、注入管の先端形状が、テーパーおよびフラットで、注入管の外径 15.0 mm, 19.0 mm および 24.0 mm の地点隆起量の比較結果をそれぞれ示す。図の地点隆起量は、圧入完了後の値である。図-3.45 (b)の繰返し体積が約 2,500 cm<sup>3</sup>のテーパーとフラットにおいて、地点隆起量に 7.5 mm の差が生じた。しかし、その他の繰返し体積においては、地点別隆起量の差は概ね 3 mm 以内を示し、注入管テーパーおよびフラットにおいて、ほぼ同等の隆起抑制効果をもたらすことが分かった。これらの実験結果から、地盤中で注入管の貫入および引上げを繰返す U/D 方式は、注入管の貫入抵抗低減が期待できる先端テーパー形状を用いることで、先端フラット形状とほぼ同等の隆起抑制効果を担保しながらより圧入能率を向上させることができると考えられる。



(a) φ 15.0 mm



(b) φ 19.0 mm



(c) φ 24.0 mm

図-3.45 注入管の外径の違いによる地点隆起量の比較

## b) 改良体の計測結果

図-3.46 に、U/D 方式の改良体の断面の写真を示す。U/D 方式の注入管の進退動によって、改良体の内部に未固結の砂が充填され、拡張することが分かった。これは、特に外径の大きな注入管を使用し、大きな繰返し体積を与える時に周辺地盤を多く取り込む傾向にあることが、以下に示す計測結果から明らかになった。



図-3.46 U/D 方式の改良体の断面

### 改良体の直径の最大値

図-3.47 に、繰返し体積と改良体の直径の最大値の関係を示す。実験のモルタル注入量から想定される換算改良径は 54 mm である。換算改良径とは、モルタル改良体を均一な円柱状と仮定した場合の圧入量と改良長から算出される直径のことである。

図が示すように、注入管の先端がテーパおよびフラット形状ともに、繰返し体積が大きなものほど、改良体の直径の最大値が大きくなることが分かった。また、任意の繰返し体積で注入管の大きさを比較すると、注入管の径が大きなものほど、改良体の直径の最大値が大きくなる傾向にあることが分かった。

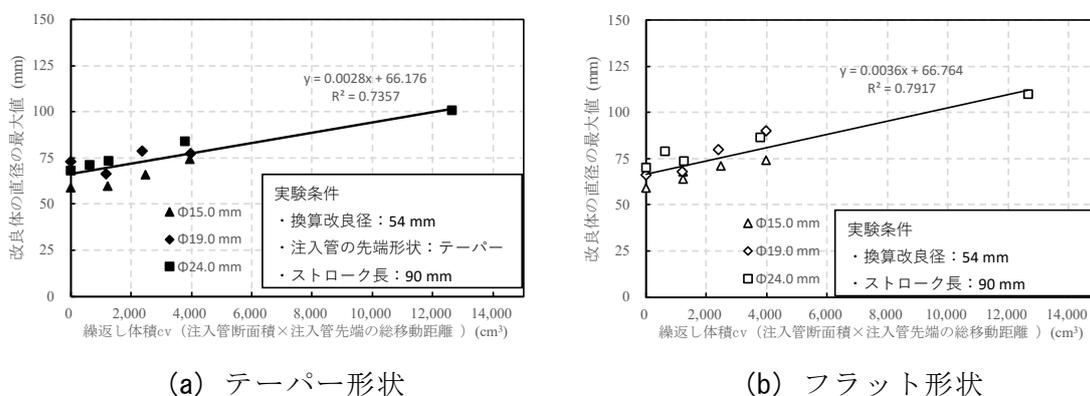


図-3.47 改良体の径の最大値

## 改良体の重量

図-3.48 に、繰返し体積と改良体の重さの関係を示す。図が示すように、注入管の先端がテーパおよびフラット形状ともに、繰返し体積が大きなものほど、改良体は、重くなることが分かった。また、注入管の先端がフラット形状およびテーパ形状ともに、任意の繰返し体積の場合、ほぼ同じ重さになることが分かった。

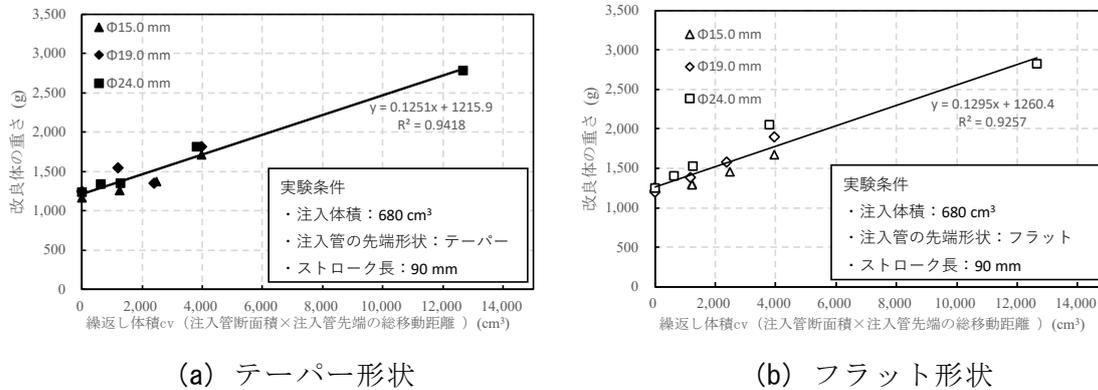


図-3.48 改良体の重さ

## 改良体の体積

図-3.49 に、繰返し体積と改良体の体積の関係を示す。図が示す通り、繰返し体積が大きなものほど、改良体の体積は、大きくなることが分かった。また、注入管の先端がフラット形状およびテーパ形状ともに、任意の繰返し体積の場合、ほぼ同じ体積になることが分かった。

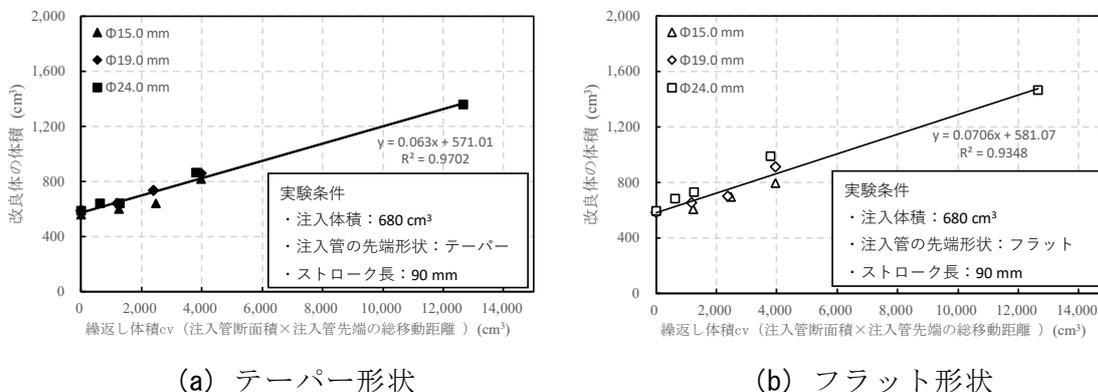


図-3.49 改良体の体積

図-3.46 から図-3.49 まで、U/D 方式による改良体の写真および改良体の計測結果について述べてきた。3.2 節の実験では、U/D 方式で使用する注入管の外径は 10.5 mm であり、改良体の中に地盤を取り込みは、ほとんど確認できなかった。一方、本 3.3 節で使用した注入管は、外径：15.0 mm、19.0 mm、24.0 mm と外径：10.5 mm より大きな注入管で、繰返し体積が大きな U/D 方式による圧入を行い、改良体の中に周辺地盤が取り込まれていることが明らかとなった。

これらの結果より、外径の大きな注入管を使用し、繰返し体積の大きな U/D 方式の隆起抑制メカニズムは、改良体への周辺地盤の取込みも付加的に効果があるものと考えられる。

### 地盤取り込みの様式の考察

図-3.50 に、管径の大きな注入管を使用し、大きな繰返し体積を与える時の、U/D 方式による砂の取込み様式の考察を示す。

#### 工程 (a)

改良体3ステップ分の圧入が完了し、注入管を1ステップアップした状態である。この時、最も上に位置する改良体の3ステップ目の天端には、注入管の引き抜き跡である窪み（凹部）が形成され、その中に地盤が落ち込んでいると考えられる。

#### 工程 (b)

改良体3ステップの天端から1ステップ目にかけて、注入管が貫入している状況である。この工程では、注入管が、改良体の天端にたまっていた地盤を改良体の内部に押し込んでいる。これにより、造成している改良体の内部に地盤が取り込まれると考えられる。

#### 工程 (c)

改良体1ステップ目から3ステップ目にかけて、注入管を引き上げた状況である。改良体の内部は、注入管が引き上げられた後、収縮して内側で密着する。従って、工程 (b) で押し込められた地盤は、改良体の内部に閉じ込められる。そして、注入管を引き上げることで、改良体の天端には再び窪み（凹部）が形成されその中に再び地盤が落ち込んでいると考えられる。

#### 工程 (d)

上記工程 (c) で、改良体の天端に落ち込んだ地盤を、注入管の貫入によって、改良体の内部に押し込んでいる。これにより、造成している改良体の内部に再び地盤が取り込まれる。以降、工程 (e), (f), (g), (h), (i) と注入管の貫入および引き上げを繰返し、改良体の中に地盤を取り込みながら、体積を大きくすると考えられる。

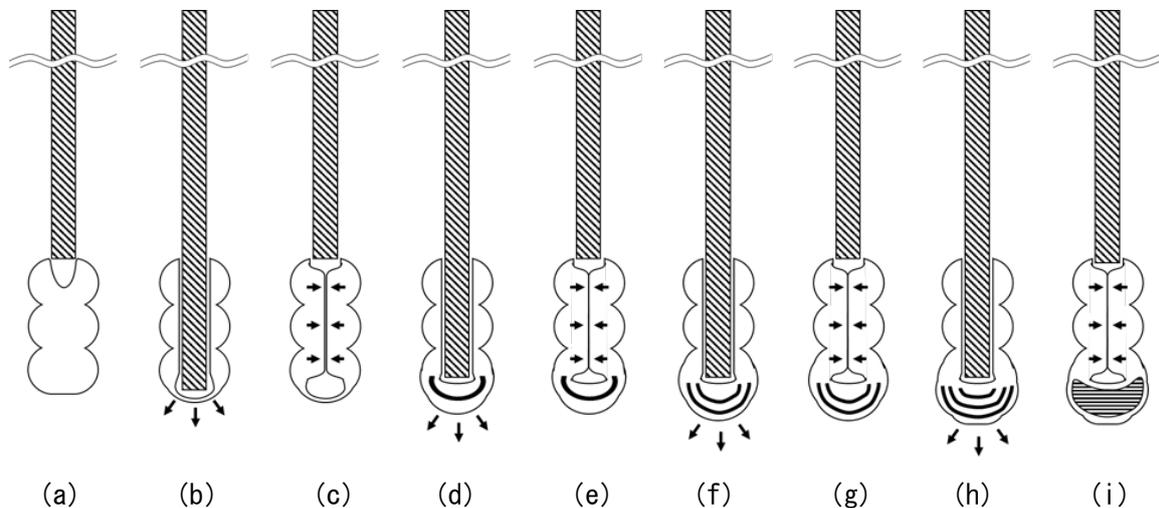


図-3.50 U/D 方式の砂の取込み様式の考察

c) U/D 方式による圧入の相対密度の増加について

図-3.51 に、模型地盤の模式図を示す。図-3.51 (a) は、改良前の地盤の模式図である。実験は、改良前の初期相対密度 ( $D_{r0}$ ) を約 40% に調整して実験をした。改良前の地盤の乾燥密度 ( $\rho_d$ ) は以下の式で定義される。

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (3.10)$$

ここに、 $m_s$  は初期地盤の砂の質量、 $V$  は初期地盤の体積である。

図-3.51 (b) は、U/D 方式完了後の地盤の模式図である。U/D 方式によって、周辺の砂を改良体に取り込み拡径し、図に示す地盤状態と考えられる。この時の改良後の地盤の相対密度 ( $D_{r1}$ ) は以下の手順で算出した。

$$\rho_{d1} = \frac{m_{s1}}{V' - V_g} \quad (3.11)$$

$$e_1 = \frac{\rho_s}{\rho_{d1}} - 1 \quad (3.12)$$

$$D_{r1} = \frac{e_{max} - e_1}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (3.13)$$

ここに、 $\rho_{d1}$  は改良後の乾燥密度、 $m_{s1}$  は改良後に土槽に残った砂の質量、 $V'$  ( $=V+V_u$ ) は改良後の地盤の体積、 $V_u$  は隆起体積 (沈下体積)、 $V_g$  (図中の太枠) は拡径した改良体の体積、 $e_1$  は改良後の間隙比である。式 (3.11) ~ (3.13) の算出過程は以下のとおりである。

まず、改良後の地盤の体積、拡径した改良体の体積ならびに土槽に残った砂の質量を実測し、改良後の乾燥密度 ( $\rho_{d1}$ ) を算出する (式 3.11)。次に、算出した乾燥密度から改良後の間隙比 ( $e_1$ ) を算出する (式 3.12)。最後に、算出した間隙比から改良後の相対密度 ( $D_{r1}$ ) を算出する (式 3.13)。

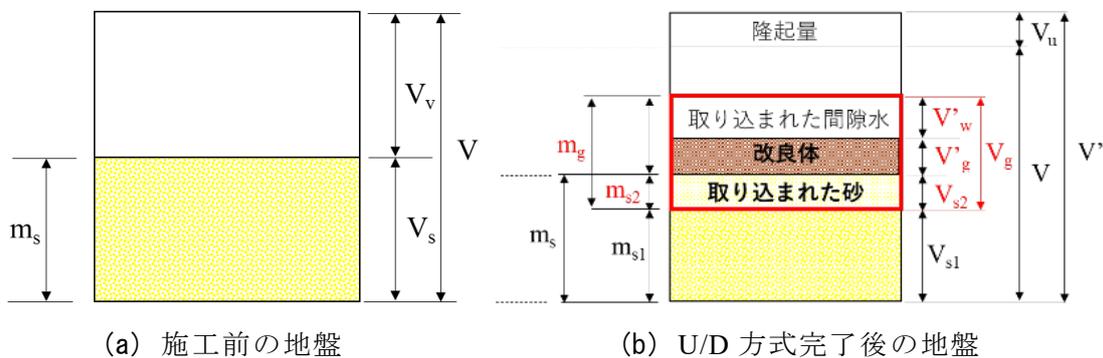


図-3.51 模型地盤の模式図

図-3.52 に、繰返し体積と U/D 方式による相対密度増分の関係を示す。縦軸の値は、U/D 方式による地盤の平均的な相対密度 ( $D_{r1}$ ) から初期相対密度 ( $D_{r0}$ ) を差し引いた相対密度の増分である。図が示すとおり、繰返し体積が 2,000  $\text{cm}^3$  以下の U/D 方式で、約 20% の相対密度の増加が得られ、それ以降の繰返し体積の U/D 方式では、繰返し体積の増加とともに、緩やかに相対密度が上昇し、最終的には、相対密度増分が約 40% に達した。この結果から、U/D 方式による相対密度増加は、少ない繰返し体積の施工法の段階で速やかに発現することが分かった。また、U/D 方式による相対密度の増加関係が定量的に示されたとともに、締固め効果が実証された。

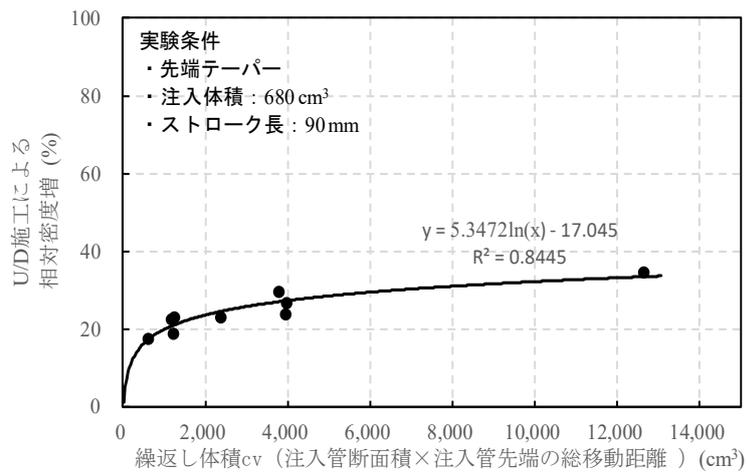


図-3.52 U/D 方式による相対密度の増分

### 3.4 本章のまとめ

本章は、地表面の隆起抑制の検討として3種類の室内模型実験を行い、それぞれを第3.1節から第3.3節にまとめた。

まず第3.1節はで、模型地盤内に改良率を等しくした条件(総圧入量が等しい)において、(1) モルタル改良体を圧入本数が異なるケースで圧入した場合の隆起抑制効果および地盤の密実化の検討、(2) 地盤表面の拘束の有無によって、地盤隆起や締固め効果に影響がある否かについての検討、(3)  $\kappa$ 法による隆起予測と模型実験で発生した隆起量との比較をそれぞれ行った。

次に第3.2節では、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の3種類の土槽を使用し、モルタルを地盤内に圧入する際に発生する隆起を大幅に抑制しつつ、改良効果および液状化対策効果が高いU/D方式による圧入手法を提案し、各種の実験結果についてをまとめた。

最後に第3.3節では、有効性が実証された前節のU/D方式による圧入手法において、注入管の大きさと先端形状に着目し、能率よく隆起抑制できる方法を検討した。

各節で得られた知見は、以下の通りである。

#### 第3.1節

- 1) 改良率(総圧入量)が等しい条件下では、圧入本数が多いものほど、地点隆起量および平均隆起量は小さくなることが分かった。
- 2) 圧入本数が多いものほど、地盤の締固め量(地盤の体積圧縮量)、相対密度の増分、壁面土圧の増分、動的コーン貫入試験による打撃回数および静的コーン貫入抵抗値がそれぞれ高いことが分かった。
- 3) 表面拘束がある場合の方が、隆起量が小さく、相対密度の増分が大きいことが分かった。
- 4)  $\kappa$ 法による隆起量の予測値と実測値を比較した結果、圧入本数が大きいものほど、予測値と近いものになることが分かった。

#### 第3.2節

- 1) 提案するU/D方式により圧入時に発生する地盤隆起量を8割以上低減できることを明らかにした。
- 2) 改良効果の面では、ボトムアップ方式以上の密度増加が認められ、 $K_0$ 値については同等であった。
- 3) 液状化対策効果は、ボトムアップ方式と比較し、1.5倍以上の液状化強度が得られ、液状化による沈下被害の抑制の面でも効果を有することが分かった。

### 第 3.3 節

- 1) U/D 方式は、任意の繰返し体積を地盤に与える場合、注入管の外径を大きくすることで、注入管の総移動距離を削減できるため能率を向上できる。
- 2) U/D 方式で使用する注入管の先端のテーパ形状とフラット形状は同等の隆起抑制効果がある。
- 3) 注入管の貫入抵抗が低減できる先端テーパ形状を用いることで、同等の高い隆起抑制効果を担保しながら施工性を向上させることができると考えられる。
- 4) 大きな外径の注入管を使用した U/D 方式の注入管の進退動により、大きな繰返し体積を与えることによって、圧入したモルタル改良体の中に周辺地盤を取り込み、改良体が拡径することを明らかにした。
- 5) 外径の大きな注入管を使用し、繰返し体積の大きな U/D 方式の隆起抑制メカニズムは、改良体への周辺地盤の取込みも付加的に効果があるものと考えられる。
- 6) U/D 方式は、注入管の外径の大きさによらず、隆起抑制効果が少ない繰返し体積で速やかに発現することを明らかにした。
- 7) U/D 方式による改良後の地盤の平均的な相対密度の増大を定量的に示し、少ない繰返し体積の施工法で、密度増大効果が発現することを明らかにした。

## 引用文献

- 1) 竹之内寛至・山崎浩之・佐々真志・小西武・山田和弘・岡見強・善功企：静的圧入締固め工法の施工本数による隆起抑制効果について，第 50 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1801-1802，2015.
- 2) 足立雅樹・山崎浩之・佐々真志・新坂孝志・高田圭太・岡田宙・高橋但・善功企：静的圧入締固め工法の表面拘束効果に関する模型実験，第 50 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1803-1804，2015.
- 3) 山崎浩之，江本翔一，足立雅樹，原田良信，山田和弘，森河由紀弘：締固め工法の施工時の地盤隆起量の予測法，土木学会論文集 BC，Vol. 65，No. 4，pp. 1039-1044，2009.
- 4) Zen K et al.: Countermeasure for Liquefiable Ground beneath the Existing Structure by CPG, *Proceedings of the Twenty-fifth International Ocean and Polar Engineering Conference*, Vol.2, pp.839-844, 2015.
- 5) 原田良信，中澤博志，菅野高弘，規矩大義，足立雅樹，山田和弘：空港滑走路において静的圧入締固め工法で液状化対策した地盤の継続調査，第 9 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.26-29，2010.
- 6) 沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル - コンパクショングラウチング工法 - ， p. 11，2013.
- 7) 竹之内寛至，佐々真志，山崎浩之，足立雅樹，高田圭太，岡見強，金子誓善：隆起抑制効果と液状化対策効果が向上した新たな CPG 工法の開発，土木学会論文集 B3，Vol.72，No.2，pp. 372-377，2016.
- 8) Takenouchi, K., Yamazaki, H., Sassa, S., Shinsaka, T., Konishi, T., Adachi, M., Kanno, Y., Takada, K., Okami, T., Okada, H., Takahashi, T. and Zen, K.: Development of Compaction Grouting Method with Improved Upheaval Control, *Proceedings of the Twenty-sixth International Ocean and Polar Engineering Conference*, pp.908-915, 2016.
- 9) 竹之内寛至，佐々真志，山崎浩之，足立雅樹，高田圭太，岡見強，金子誓：隆起抑制型 CPG 工法の開発と現場実証実験による検証，土木学会論文集 B3，Vol. 73，No. 2，pp. 282-287，2017.
- 10) 竹之内寛至，佐々真志，山崎浩之，足立雅樹，高田圭太，岡田宙，金子誓：新たな CPG 工法の隆起抑制メカニズムと施工能率向上の検討，土木学会論文集 B3，Vol. 74，No.2，pp. 886-891，2018.
- 11) Takenouchi, K., Sassa, S., Yamazaki, H., Konishi, T., Shinsaka, T., Kanno, Y., Okada, H. and Takahashi, T.: Development and Field Verification of a New Compaction Grouting Method with Improved Upheaval Control, *ASCE Geotechnical Special Publication No. 296*, pp. 283-293, 2018.
- 12) 前掲 6)，p.11，2013.
- 13) 前掲 7)，2016.
- 14) 前掲 8)，2016.
- 15) 前掲 9)，2017.
- 16) 前掲 10)，2018.



## 第4章 隆起抑制メカニズムの考察

本章は、提案するU/D方式による圧入手法の隆起抑制メカニズムの検討として (1) 透明な地盤を用いたモルタル圧入過程における地盤挙動およびモルタル挙動の可視化実験, (2) 砂およびモルタルの圧縮試験を行った。それぞれの内容を第4.1節および第4.2節にまとめた。

### 4.1 透明な地盤を用いたモルタル圧入過程における地盤挙動およびモルタル挙動

#### 4.1.1 はじめに

第3章の一連の小型模型実験を通じ、従来の土層の下部から上部にかけて順番にモルタル圧入する方式（ボトムアップ方式）よりも、地盤の隆起抑制効果および液状化対策効果の高いアップダウン方式による圧入（U/D方式）の開発を進めてきた。このU/D方式による隆起抑制メカニズムは、模型地盤内で起こる現象であるため、直接検証することが困難であった。

そこで本節では、透明地盤を用いた実験<sup>1)~5)</sup>によりモルタルの造成過程および周辺地盤の挙動を直接観察およびビデオ撮影した動画から画像解析を行い、その結果からU/D方式による隆起抑制メカニズムについて考察する。

## 4.1.2 実験概要

### a) 模型地盤

図-4.1 に、小型の角型模型地盤のモデル図を、表-4.1 に、小型の角型模型地盤の注入条件をそれぞれ示す。実験では、透明アクリル製の小型の角型土槽（縦：150 mm×横：150 mm×高さ：400 mm）に石英ガラスを用いた透明地盤を作製した。模型地盤は、下層に厚さ 270 mm の石英ガラス層（改良層）および上層に厚さ 70 mm の碎石層（非改良層）を敷設した 2 層で構成され、水位は碎石層の天端とし、間隙水には流動パラフィンを使用した。初期相対密度 40% を目標とし、気泡が混入しないよう治具（図-4.2 (c)）を用いて水中落下法により作製した。土層中には、周辺地盤の挙動をみるために、赤く着色したトレーサー粒子（鹿島 3 号硅砂 A）を改良体の両脇に水平方向：9 mm 間隔、鉛直方向：30 mm 間隔で配置した。

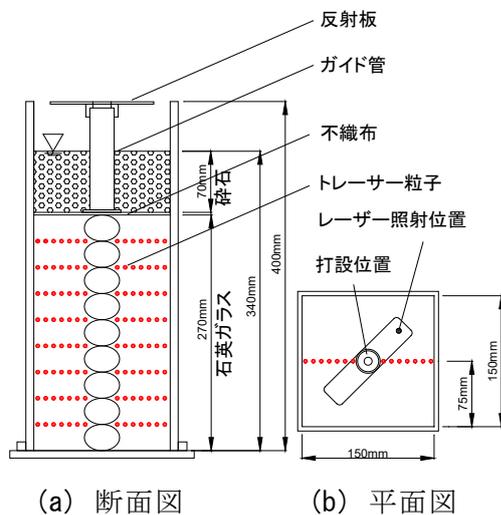


図-4.1 模型地盤のモデル図

表-4.1 模型地盤の注入条件

模型地盤の大きさ	150 mm×150 mm ×400 mm
改良長	270 mm
改良対象層を構成する砂	石英ガラス
非改良対象層を構成する礫	粒径：約 10 mm
砂の初期相対密度 ( $D_{r0}$ )	約 40 %
水位（流動パラフィン）	碎石層の天端 (GL±0 mm)
モルタル球体の総数	9 個
1 モルタル球体の長さ	30 mm
1 ステップ当たりの注入量	68 cm <sup>3</sup>
総注入量	612 cm <sup>3</sup>

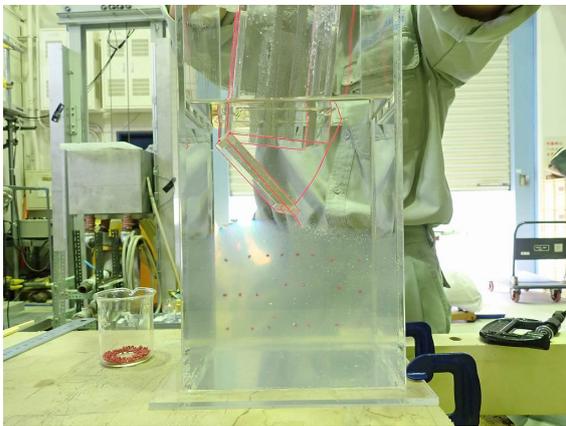
図-4.2 に、透明地盤の作製状況の写真を示す。



(a) 地盤高の調整



(b) トレーサー粒子設置 (1層毎)



(c) 治具による石英ガラスの設置



(d) 透明模型地盤の完成

図-4.2 透明地盤の作製状況

## b) 使用材料

### 使用材料の選定

透明地盤に用いる石英ガラスと流動パラフィンについて予備実験を行い、使用材料を決定した。石英は、第3章の実験で使用していた東北珪砂7号 ( $\rho_s=2.631 \text{ g/cm}^3$ ,  $e_{max}=1.120$ ,  $e_{min}=0.609$ ) と近似する粒径かつ、可視化が可能な粒径の下限の検証を行った。

図-4.3に、予備実験で使用した石英ガラスを示す。予備実験では、4種類の石英ガラスを使用し、透明度を確認した。その結果、石英ガラスの粒径が小さい場合、光の乱反射による透明度の低下および土層作製時に気泡が混入するなど、可視化が困難になる傾向があった。そこで実験には、粒径 0.5 mm-2.0 mm の形状がランダムな石英ガラス (図-4.3 (a)) を使用することとした。

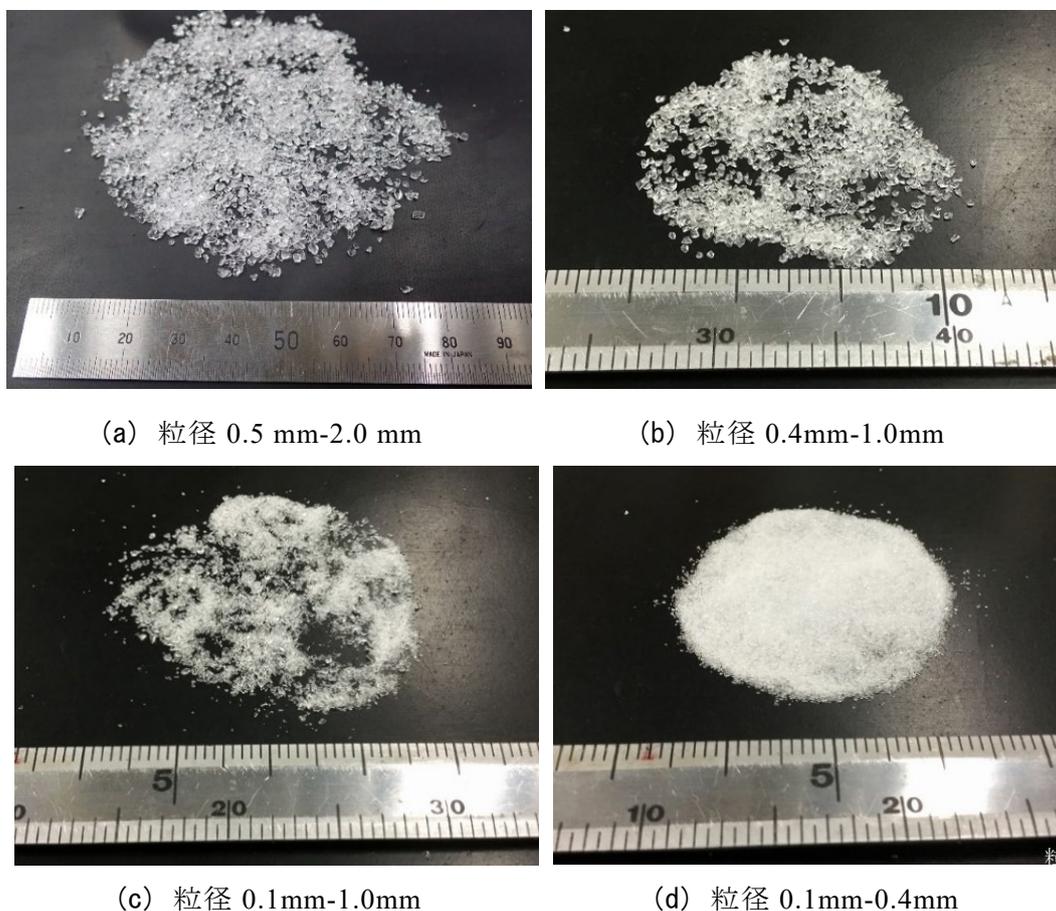


図-4.3 予備実験で使用した石英ガラス

図-4.4に、予備実験に用いた流動パラフィンを示す。流動パラフィンは、屈折率が石英ガラスに近い異なる4種類にて予備実験を行った。屈折率が大きく異なる流動パラフィンを混合した場合、可視化が不可能であったため、屈折率が調節可能な範囲で近似する2種類を選定して使用した。

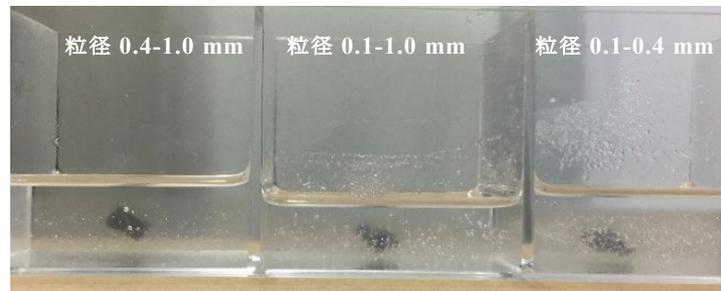


図-4.4 流動パラフィンでの可視化状況

#### 本実験での使用材料

表-4.2に、使用した石英ガラスの物性を、表-4.3に、流動パラフィンの物性をそれぞれ示す。使用した石英ガラスは、粒径 0.5-2.0 mm で屈折率が 1.4583 の石英ガラスを使用した。流動パラフィンは、石英ガラスの屈折率と同様となるように、2種類の流動パラフィン（モレスコホワイト P-55, P-40）を混合して使用した。

表-4.2 石英ガラス物性

粒径 (mm)	0.5-2.0
土粒子密度 ( $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup> )	2.21
最小密度 ( $\rho_{dmin}$ g/cm <sup>3</sup> )	1.103
最大密度 ( $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup> )	1.266
最小間隙比 ( $e_{max}$ )	0.737
最大間隙比 ( $e_{max}$ )	0.944
50%粒径 (mm)	1.177
均等係数	1.52
曲率係数	0.98
屈折率	1.4583

表-4.3 流動パラフィン物性

密度 (g/cm <sup>3</sup> )	0.838
粘度 (mPa/s)	8.062
動粘度 (mm <sup>2</sup> /s)	9.620
色	無色
屈折率 A液	1.460
屈折率 B液	1.440

### c) 画像解析

#### 画像解析の概要

図-4.5 に、ビデオカメラの設置状況を示す。撮影位置、距離、光源の検討をそれぞれ行い、撮影手法の確立をした。透明地盤を用いた実験によりモルタルの造成過程および周辺地盤の挙動を直接観察およびビデオ撮影した動画から画像解析を行い、その結果から U/D 方式によるモルタル圧入の隆起抑制メカニズムについて考察した。実際のビデオ撮影時は、遮光カーテンを設置し、ナトリウムランプの光源は、解析の都合上使用しないこととした。

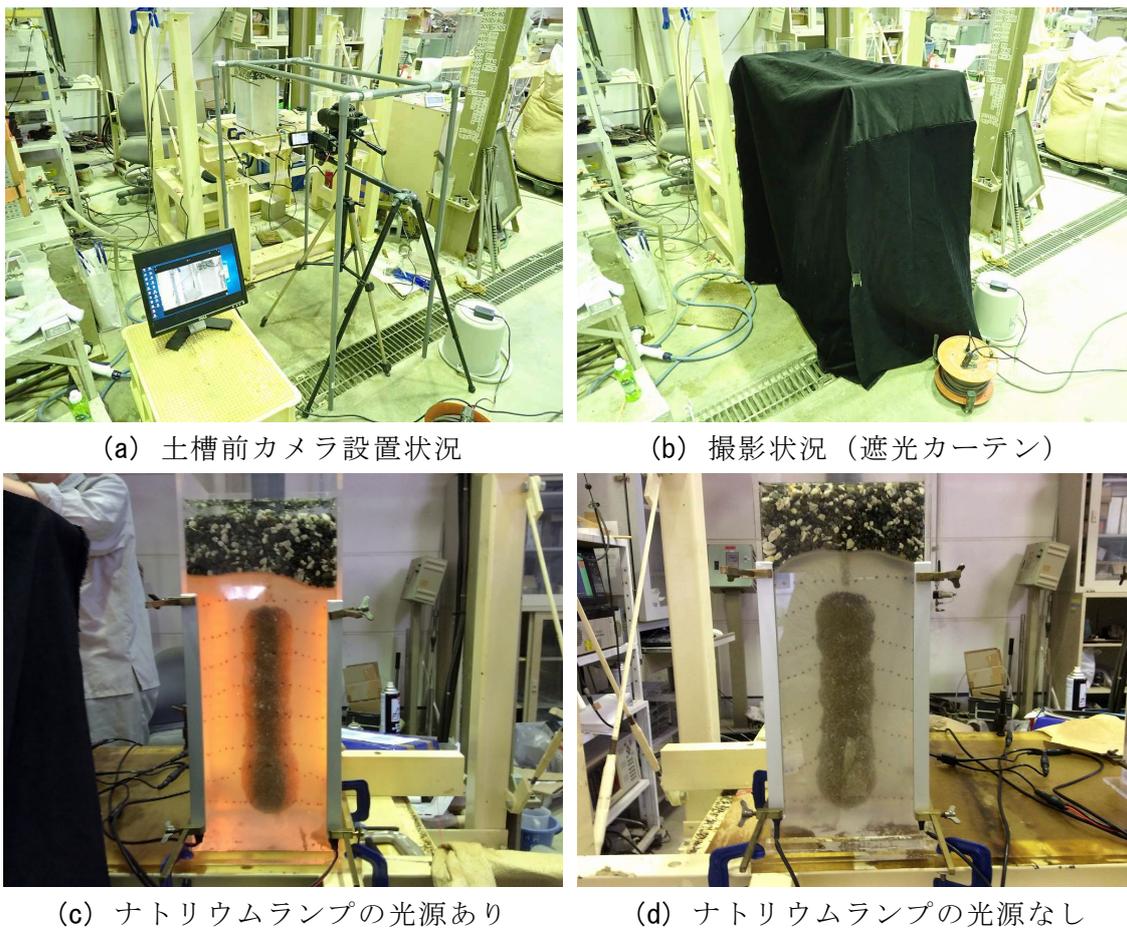


図-4.5 ビデオカメラの設置状況

図-4.6 に、画像解析ソフトの操作画面を示す。画像解析には、PIV 解析ソフトウェアである「FtrPIV」を用いた。「FtrPIV」での解析は、撮影時間の異なる複数枚の静止画を用いて行われる。まず、1 枚目の静止画を計測範囲毎に細分し、細分した範囲内の輝度、色の座標等から解析対象を定める。次に、2 枚目の静止画から解析対象を検索し、その 1 枚目との移動量等を算出した。

モルタル圧入によるモルタルの拡径および注入管の進退動によるモルタルの拡縮にはベクトルの解析を行った。モルタル圧入および注入管の進退動による、周辺地盤の挙動は、トレーサー粒子を解析し、このトレーサー粒子の移動についてはスケールの設定と、物理座標を表示する機能を用いて手動での記録を行った。

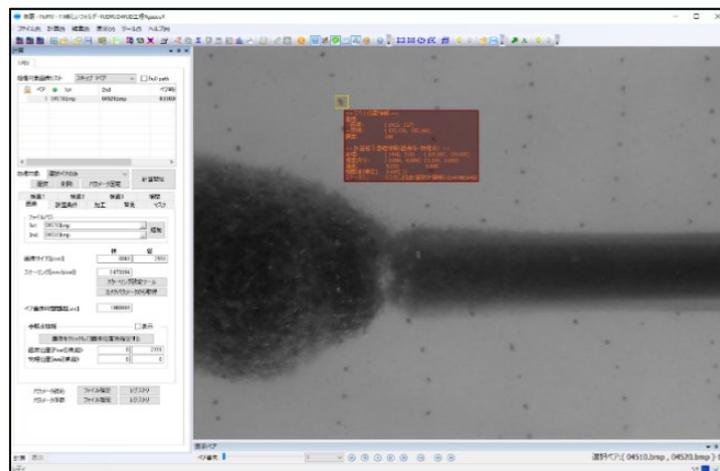


図-4.6 解析操作画面

## 解析方法

図-4.7に、解析手法の概要図を示す。撮影した動画について、下記の手順で解析を行った。

- ① 撮影した動画を1秒毎の静止画として出力した。(ボトムアップ方式で約400枚)
- ② 静止画を解析ソフト「FtrPIV」に取り込み、各種パラメータを設定した。
- ③ 注入管径を元に静止画のスケールを設定した。
- ④ 改良体の外縁部のみ対象範囲とし、ベクトルの算出した。
- ⑤ 地盤の挙動は、トレーサー粒子の物理座標を進退動の開始と終了時に手動で記録した。

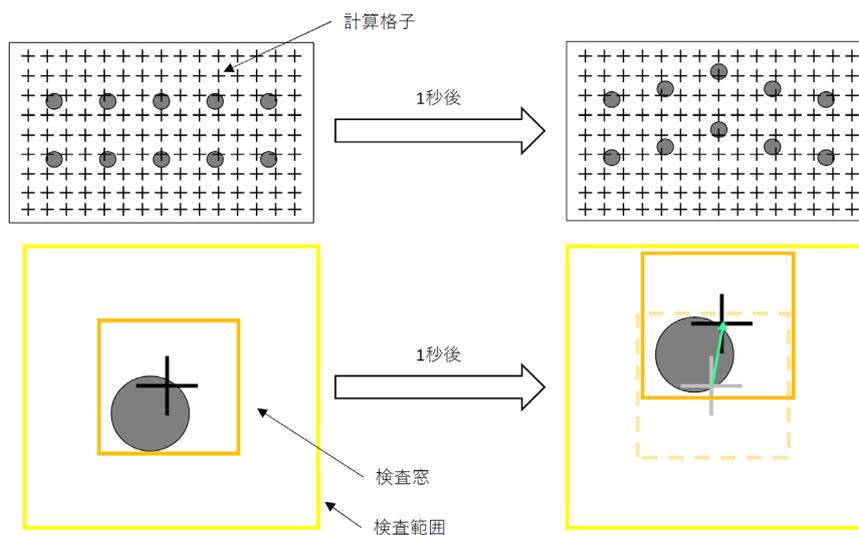


図-4.7 「FtrPIV」の解析手法

### 4.1.3 実験結果および考察

#### a) 地盤の可視化状況

図-4.8 に、土層の可視化状況を示す。土層の可視化について、石英ガラスの屈折率に合うよう2種類の流動パラフィン（モレスコホワイト P-55, P-40）を混合して使用した。その際、流動パラフィンの温度により屈折率が変化するため、混合の割合は屈折率計を用いて屈折率を管理し、概ね P-55 : P-40 が 3:1 の割合の範囲で混合した。

混合した流動パラフィンが石英ガラスの屈折率と近似した場合、図-4.8 (a) のように奥行き 75 mm 付近まで可視化が可能であった。一方、混合した流動パラフィンと石英ガラスの屈折率が異なる場合、図-4.8 (b) のように濁った様子となり、トレーサー粒子の目視確認ができるが、解析ソフトへの適用が困難な状況となった。図-4.8 (b) は、実際に透明地盤にモルタル圧入した状態の写真である。

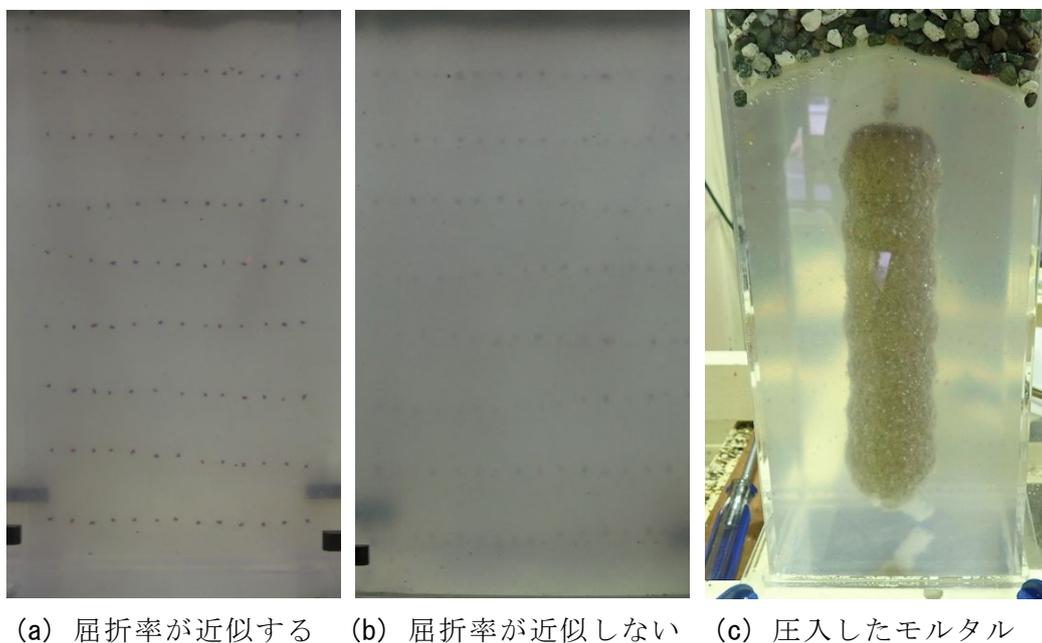


図-4.8 可視化状況

## b) ボトムアップ方式による圧入時のベクトル解析結果

### モルタルの挙動

図-4.9 に、モルタル改良体の拡径過程を示す。実験結果は、圧入圧力が安定し、かつ周辺地盤の挙動について計測する際、圧入深度に対して周辺地盤の下部と上部の両方を計測可能となるモルタル下から4球体目の圧入の計測結果について示したものである。また本図は、モルタルの拡径方向と大きさを示すベクトルの物理座標をプロットしたもので、「圧入開始時」、1ステップ当りの圧入量のうち半分量の圧入が完了した段階である「圧入中(50%)」、「圧入終了時」の3段階でのベクトルの物理座標をプロットしたものである。

図-4.9 (a) は、直径が15 mmの注入管を使用した場合の結果である。この場合、モルタル改良体上部では水平方向への拡径が小さく、鉛直方向への拡径が大きいことがわかった。そのため、次ステップの圧入が行われる深度-150 mm付近までモルタル改良体が達していた。また、次ステップの圧入を計測した結果、現ステップ(深度-180 mm)で圧入したモルタル改良体上部が、次ステップの圧入により拡径されることが明らかになった。

一方、図-4.9 (b) は、直径が24 mmの注入管を使用した時の結果である。こちらの場合では、改良体が楕円形になるように拡径した。また、注入管の直径が15 mm(細い場合)と比べ、圧入中の改良体上部での水平方向への拡径が比較的大きく、次ステップの圧入深度である深度-150 mmの地点に改良体が達しないことが明らかとなった。

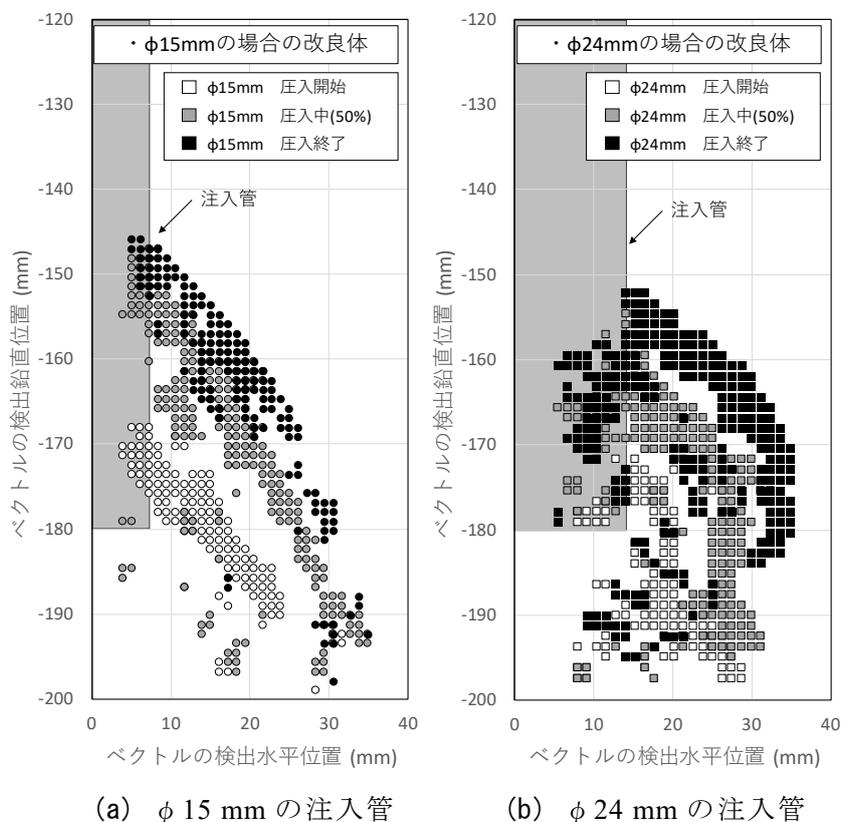


図-4.9 モルタル改良体の拡径過程

図-4.10 に、圧入中のモルタル改良体の拡径方向と大きさについて示す。図-4.10 (a) から、注入管が細い場合（直径 15 mm）、改良体の拡径方向について、鉛直上方および斜め上方への拡径が大きいことがわかった。一方、図-4.10 (b) に示す注入管径が太い場合（直径 24 mm）、細い場合と比較すると、鉛直方向への拡径が小さく、水平方向の拡径が大きいことがわかった。

また目視観察の結果、注入管が太い場合、次ステップの圧入のための注入管の引上げの際、改良体がわずかに縮小していることが確認された。

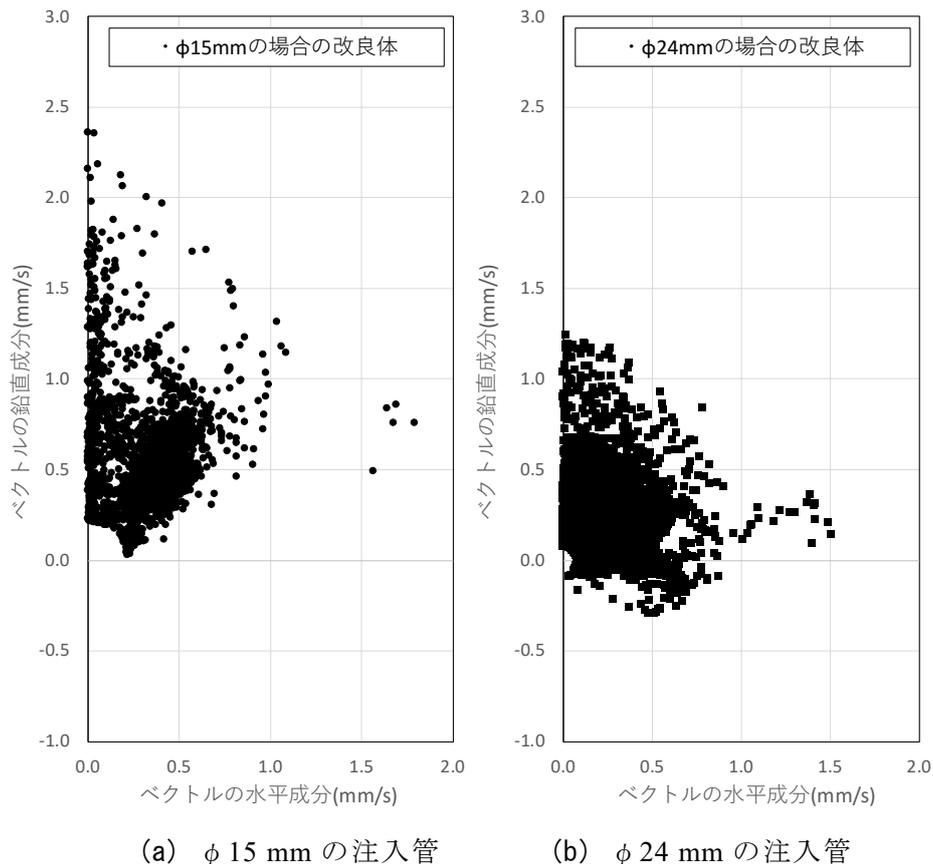


図-4.10 圧入中のモルタル改良体の拡径方向と大きさ

モルタル圧入過程におけるモルタル改良体の拡径および注入管が及ぼす拡径への影響について透明地盤を用いた圧入試験を行った。図-4.9 および図-4.10 の結果より、注入管が太い場合、改良体が水平方向の拡径する傾向が強いことがわかった。また、次ステップの圧入のための注入管の引上げの際、改良体がわずかに縮小していることが実証された。

## モルタルの拡径過程による地盤の締固め効果

図-4.11 に、直径  $\phi 15$  mm の注入管の場合について、深度とトレーサー粒子の鉛直方向および水平方向の圧入前後の移動量の関係をそれぞれ示す。本図は、モルタルが安定して圧入される4球体目の圧入の結果について述べたものである。

モルタル改良体の圧入深度である深度-180 mm 付近が最もトレーサー粒子の鉛直および水平の移動量が大きかった。また、注入管からの距離が近いほどトレーサー粒子の移動量が大きくなることが明らかになった。一方で、圧入深度-150 mm からトレーサー粒子の移動量が減少し、水平方向の移動に関してはほぼ0となった。深度-120 mm から-30 mm にかけては、鉛直方向への移動量が注入管からの距離に関係なく一様になり、地盤全体として4 mm 程度隆起していることが分かった。

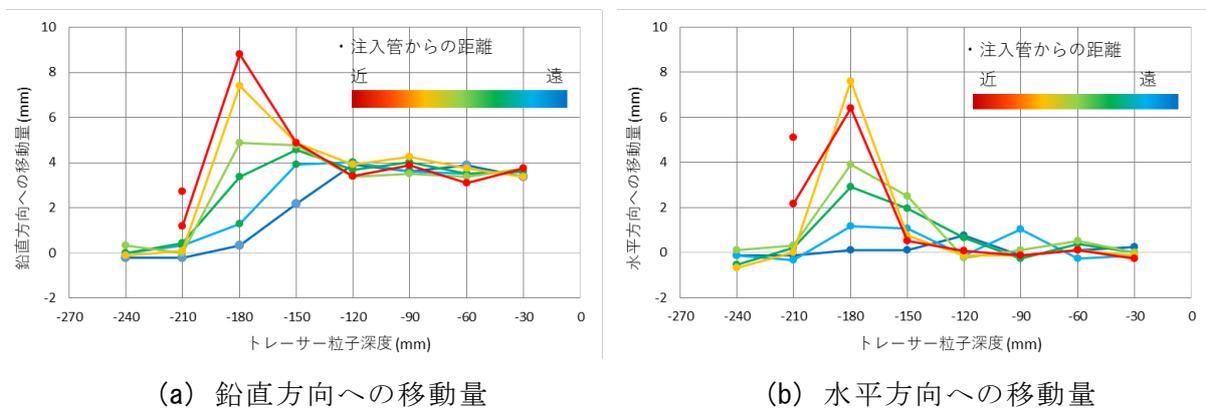


図-4.11 圧入前後のトレーサー粒子の移動量 (直径  $\phi 15$  mm の注入管)

図-4.12 に、直径  $\phi 24$  mm の注入管の場合について、深度とトレーサー粒子の鉛直方向および水平方向の圧入前後の移動量の関係を、図-4.13 に、深度とトレーサー粒子の鉛直方向の圧入前とステップアップ後の移動量の関係をそれぞれ示す。モルタルの圧入深度は、-180 mm である。

圧入前と圧入後、圧入前とステップアップ後のトレーサー粒子の移動量について、図-4.12 から、 $\phi 24$  mm の場合、鉛直方向への移動が小さくなるが、 $\phi 15$  mm と同様土層上部で水平方向への移動が 0 となり、土層全体で 4 mm 程度隆起していることが分かった。

図-4.12 (a) および図-4.13 から圧入後は管径  $\phi 15$  mm と同様に土層上部で 4 mm 程度の移動量であったのに対し、ステップアップ後は 2~3 mm 程度の移動量となった。このことから、沈下の影響は透明土層の上部ほど大きいことが分かった。

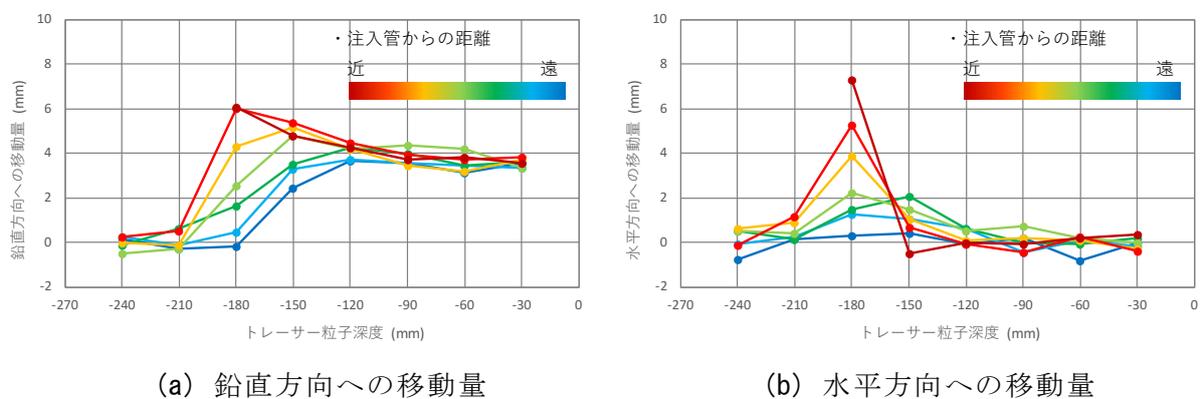


図-4.12 圧入前後のトレーサー粒子の移動量 (直径  $\phi 24$  mm の注入管)

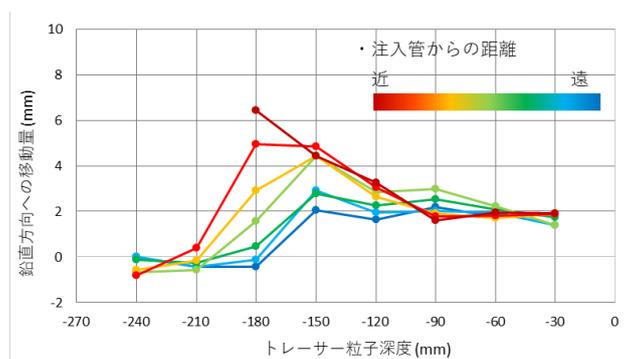


図-4.13 深度とトレーサー粒子の鉛直方向の圧入前とステップアップ後の移動量の関係

ボトムアップ方式によるモルタル圧入によって、周辺地盤の挙動の可視化実験をおこなった。その結果、図-4.11, 12, 13 から周辺地盤の挙動について以下の知見が得られた。

- 直径 15 mm 注入管の場合 (細い注入管) は、圧入深度付近で水平および鉛直方向に局所的に移動する傾向にある。
- 直径 24 mm 注入管の場合 (太い注入管) は、比較的土層全体で鉛直方向の移動が少ない。

### c) アップダウン方式による圧入のベクトル解析結果

#### 圧入時の周辺地盤の挙動（アップダウン前）

図-4.14 に、圧入時のモルタルの拡径状況を示す。本図が示すように、透明地盤を用いたことで、地盤中に圧入したモルタル改良体の拡径状況を詳細に把握することができた。

図-4.15 には、アップダウン方式による注入管の進退動の前の段階の、モルタル 1～3st 目（1 球体目から 3 球体目）の改良体の圧入終了時点におけるトレーサー粒子の移動方向と移動量をベクトルで示した。図は、土槽を横から見た右半を示しており、土槽の左端、改良区間の上端を原点とした物理座標で示している。この図から、圧入した改良体付近の地盤は、改良体が拡径する方向に移動し、その移動量は改良体に近いほど大きく、ある程度遠ざかると急激に小さくなるのが分かる。一方で、改良体より上の地盤はほぼ鉛直方向にのみ移動しており、その移動量は圧入深度から離れた土層上部ほど小さい。このような周辺地盤の挙動は、モルタル圧入による隆起量の事前予測に用いられている空洞拡張理論を応用した予測法と整合的である。



図-4.14 圧入時のモルタルの拡径状況

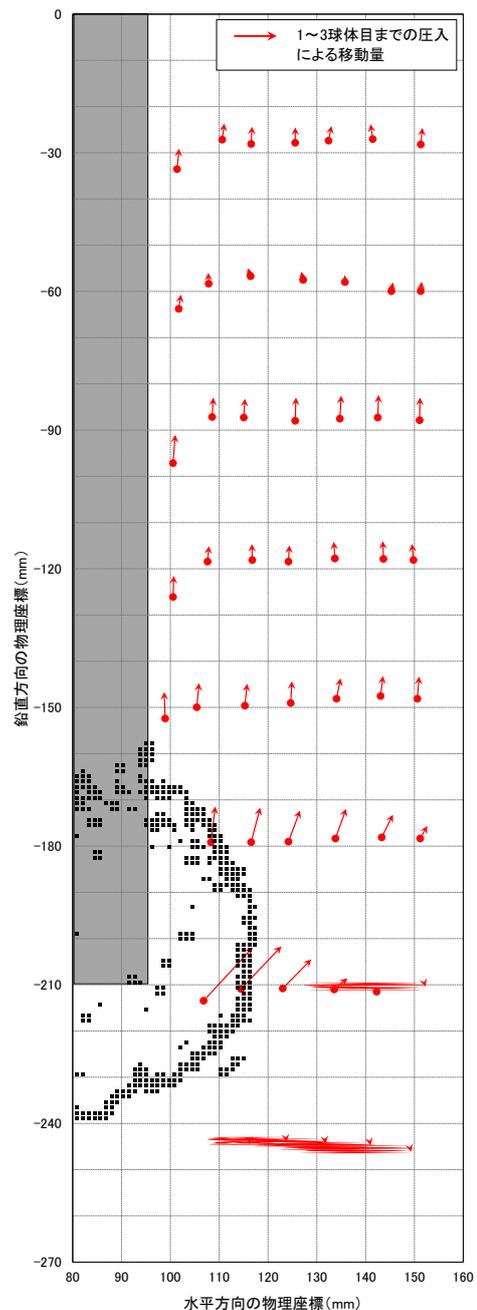


図-4.15 圧入時の周辺地盤の挙動

透明地盤を用いた実験によりモルタル圧入時の周辺地盤の挙動を直接観察した。その結果、以下のことが確認された。

- ・ 圧入深度付近の地盤の移動方向は水平方向成分を含む。一方で、改良体より上の地盤には水平方向への移動はほとんどみられず、鉛直方向に一様に隆起する。
- ・ 圧入深度から離れた土層上部ほど、移動量は小さい。
- ・ 周辺地盤の挙動は、モルタル圧入による隆起量の事前予測に用いられている空洞拡張理論を応用した予測法と整合的である。

周辺地盤の挙動

図-4.16 (a) に、ボトムアップ方式によるステップ毎の圧入時の地点隆起量を、図-4.16 (b) に、1～3st 圧入後に U/D と圧入を繰り返した U/D 方式による圧入の地点隆起量を示す。地点隆起量は、ボトムアップ方式では、ステップ毎に増加するが、U/D 方式では圧入にともなって隆起するものの、その後の注入管の進退動 (U/D 時) に沈下をする傾向であった。そこで、改良体の拡縮にともなうトレーサーの動きを追跡することで改良体周辺の地盤の動きを確認した。

実験は、φ24mm の注入管を用いて、貫入・引上げ区間 90mm、圧入後の注入管の貫入・引上げ(U/D)の繰返し回数が 5 回の施工ケースについて周辺地盤の挙動を計測した。

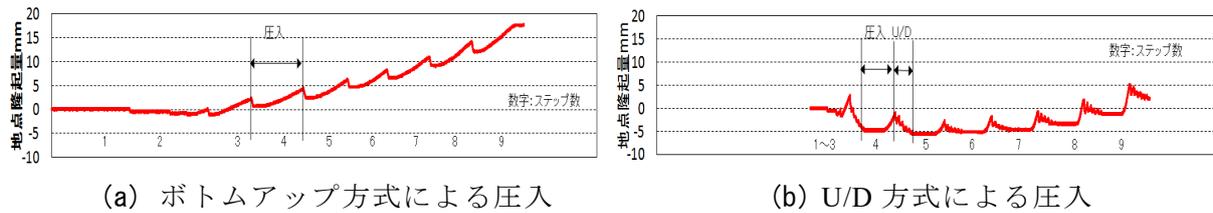


図-4.16 地点隆起量

図-4.17 に、解析ソフトを用いて改良体の拡縮、トレーサー粒子の移動方向と移動量をベクトルで示した図を示す。本図は、1～3st 圧入後（黒矢印）および U/D（注入管の進退動）の 1～5 回目終了後（赤矢印）の結果である。なお本図は、土槽を横から見た右半を示しており、土槽の左端、改良区間の上端を原点とした物理座標で示している。

圧入したモルタル改良体周辺の地盤は、改良体が拡径する方向に移動し、移動量は改良体に近いほど大きく遠ざかると急激に小さくなっている。改良体より上の地盤では鉛直方向（上側）にのみ移動（隆起）しており、圧入深度から離れた土層上部ほど移動量は小さくなっている。U/D 5 回終了後の改良体周辺の地盤は、若干改良体が拡径する方向に移動がみられた。一方、改良体より上の地盤では鉛直方向（下側）にのみ移動（沈下）しており、土層上部ほど沈下量は大きいことが分かった。

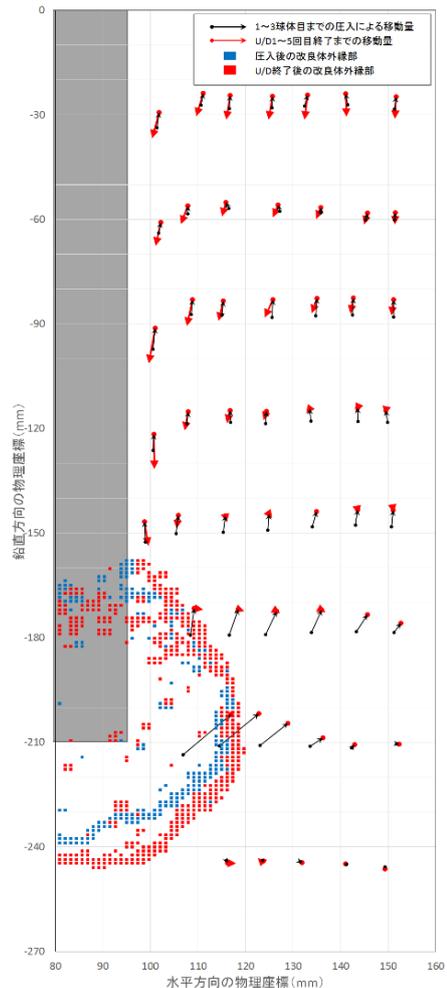
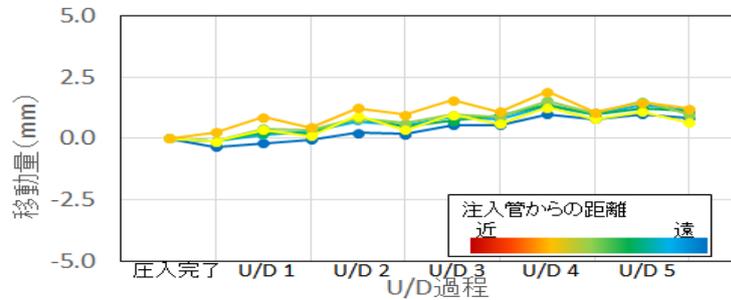
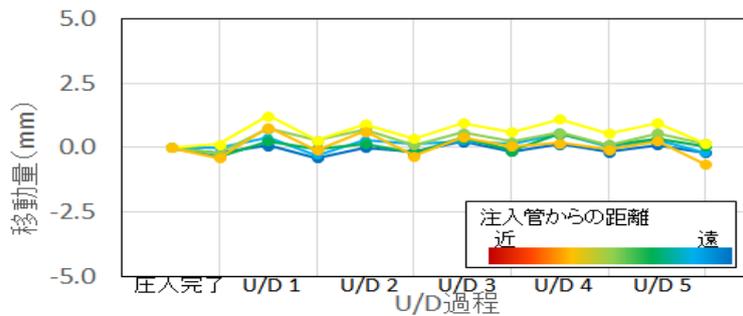


図-4.17 トレーサー粒子移動量

周辺地盤の挙動の一例として、モルタル 4st（4 球体目）圧入後の深度-210 mm 付近での移動量を図-4.18 (a) 鉛直方向、(b) 水平方向にそれぞれ示す。圧入にともなって鉛直・水平ともに移動量は増加し、その後の U/D 時は U/D 回数の増加とともに水平方向への移動が見られる。



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-4.18 4st 圧入後の周辺地盤の挙動（深度-210 mm 付近）

透明地盤においてモルタル圧入後 U/D 時の改良体の周辺地盤の挙動を観察した。その結果、以下のことが確認された。

- ・ 改良体周辺地盤は、改良体の拡張する方向への移動が見られる。
- ・ 改良体より上の地盤には水平方向への移動はほとんどみられず、圧入時は鉛直方向に隆起し、U/D 時は沈下を示し土層上部ほど沈下量は大きいことが分かった。

## モルタルの挙動

実験結果は、特に改良体の拡張が顕著に見られた4球体目の結果について示す。

図-4.19に、画像解析ソフトによる注入管のU/D時の改良体の拡張のベクトル図を示す。本図より、注入管の貫入時にベクトルが、モルタル改良体中央から外縁の方向、引き上げ時には、外縁から中央の方向に表示されることから、モルタル改良体は貫入時に拡張し、引き上げ時に縮小することが明らかとなった。

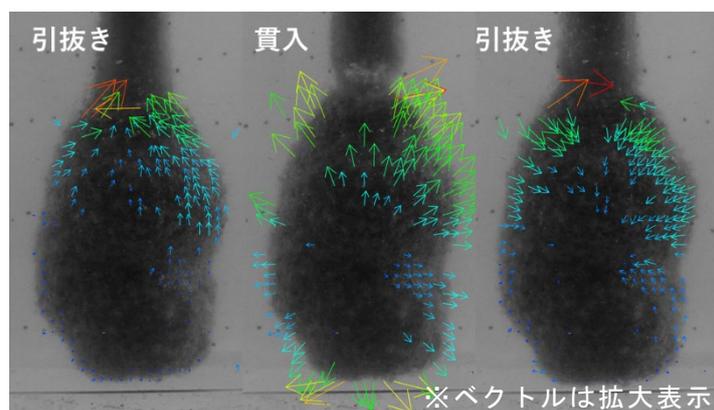


図-4.19 注入管の貫入・引き上げ時の改良体の拡張

図-4.20に、注入管のU/Dによる改良体の断面積の変化を示す。U/Dの1・2回目について、引き上げ時の縮小量が貫入時の拡張量に対し小さく、注入管の貫入・引き上げを繰り返すことで改良体が拡張することが確認された。また、改良体の拡張は5回のU/D過程のすべてで起きており、U/Dの3・4回目の引き上げ時の断面積が65 cm<sup>2</sup>付近で一定になっていることから、U/Dの3回目以降は改良体の拡張が同程度となり拡張しないことがわかった。

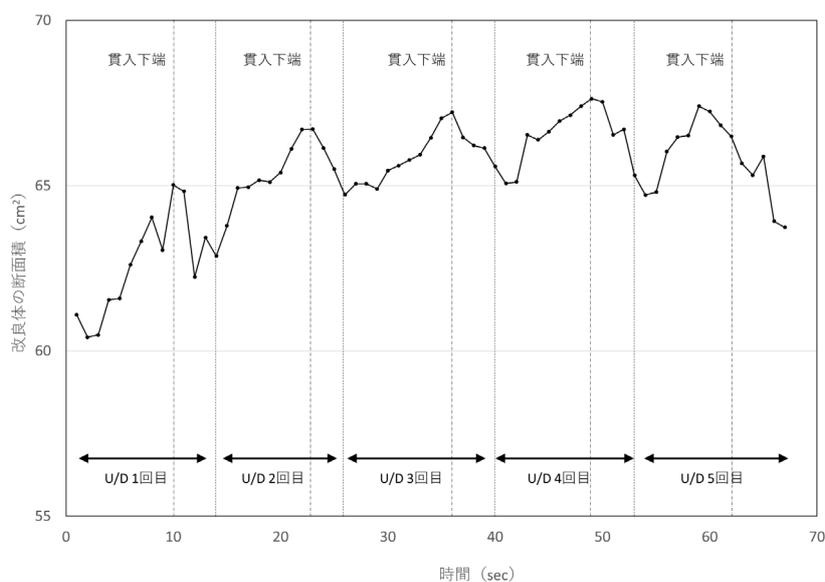


図-4.20 U/Dによる改良体の断面積の変化

図-4.21 に、改良体の拡径全体図を示す。注入管 U/D の回数ごとに改良体の外縁部を色分けして示した。また、改良体の部分ごとの拡径量について、改良体を図-4.21 に示すように改良体を深度方向に 10 等分し、それぞれの区間の直径の平均値の変化を図-4.22 に示した。

図-4.22 (a) の改良体上端部については、貫入の始端であるため早期に拡径するが、引き上げ時に同程度縮小し、5 回の U/D 終了までで 2~5 mm 程度拡径することがわかった。

図-4.22 (b) の改良体中部については、貫入時に拡径はするが引き上げ時に縮小し、改良体は拡縮するが拡径はしないことがわかった。また、改良体は主に図-4.22 (c) の改良体下部で最大 15 mm 程度拡径した。

透明地盤を用いた U/D 方式による圧入実験により、注入管の上下運動によるモルタル改良体の拡縮が明らかとなった。

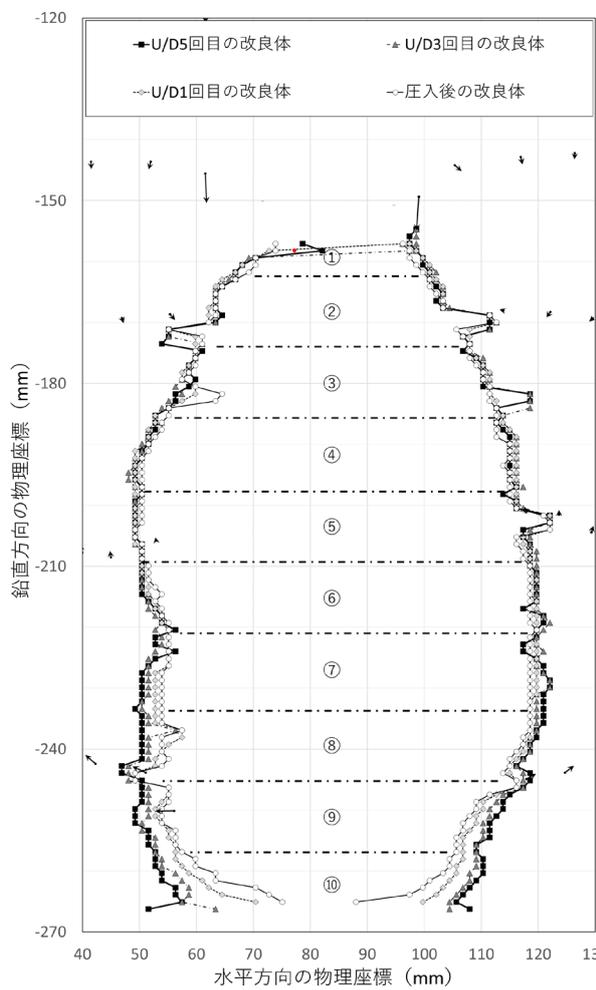
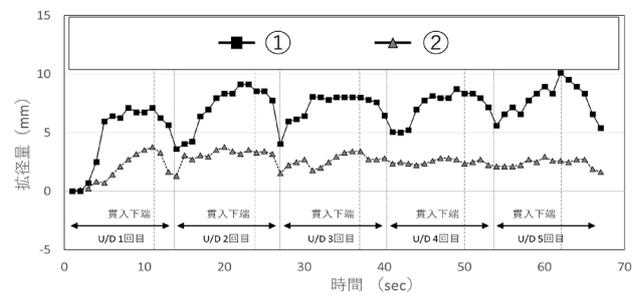
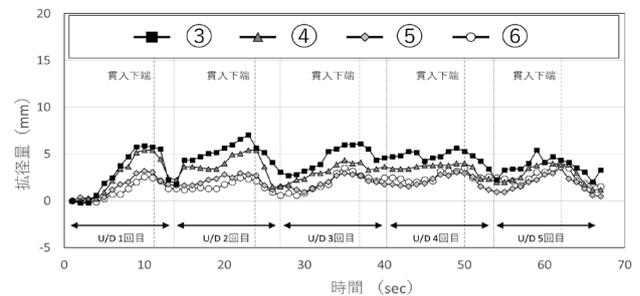


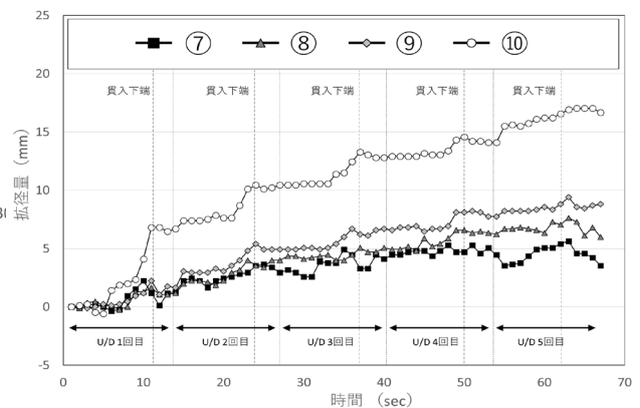
図-4.21 改良体の拡径全体図



(a) 改良体上端部



(b) 改良体中部



(c) 改良体下部

図-4.22 改良体上部の拡径量

#### 4.1.4 隆起抑制メカニズムの考察

##### 比例限界点・圧縮限界点

図-4.23 に、注入量と地盤圧縮量の関係モデル<sup>6)</sup>を示す。図中の地盤の圧縮量とは、注入量から地盤の隆起体積量を差し引くことで算出している。A の区間は、隆起が発生しない範囲であり、地盤に注入した材料の体積分だけ周辺地盤が圧縮している状態である。B から C の区間は、注入により隆起が発生している状態である。この隆起を発生させない点を「比例限界点」、圧縮できる限界点を、「圧縮限界点」としている。この圧縮限界点を超えて注入した場合、注入した材料の体積分以上に地盤隆起を引き起こすことになり、密度増加効果が得られないこととなる<sup>6)</sup>。

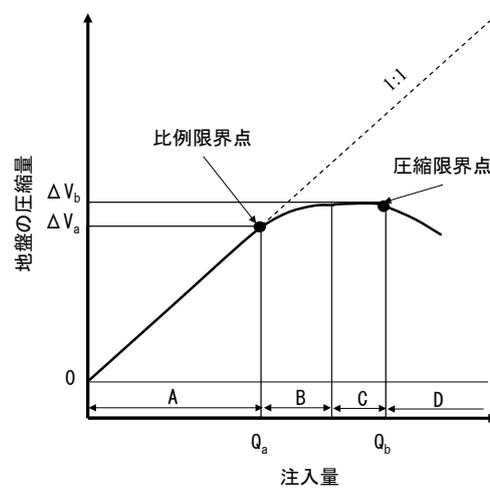


図-4.23 注入量と地盤圧縮量の関係モデル<sup>6)</sup>

## 地盤の繰返し収縮

図-4.24 に、U/D 方式時の地盤内のモルタルのイメージを示す。モルタル内での注入管引き上げ時には、注入管の存在していた分の体積がモルタル内で収縮し、周りの地盤の落ち込みを誘起する。一方、注入管の貫入時には、モルタルの体積が回復し、結果として地盤の僅かな膨張を引き起こす。このようなモルタル内での注入管進退動によって、モルタルの拡張が起こり、地盤に対して繰返し载荷を与えている状態となる。これは、既往の新坂らの繰返し载荷の実験<sup>7)</sup>から得られた結果（図-2.14）のように、図-4.20 に示した、地盤の「比例限界点」および「圧縮限界点」が増大し、隆起抑制していると考えられる。

モルタルの拡張については、図-4.19 に示すように透明地盤を用いることによって、実証できた。

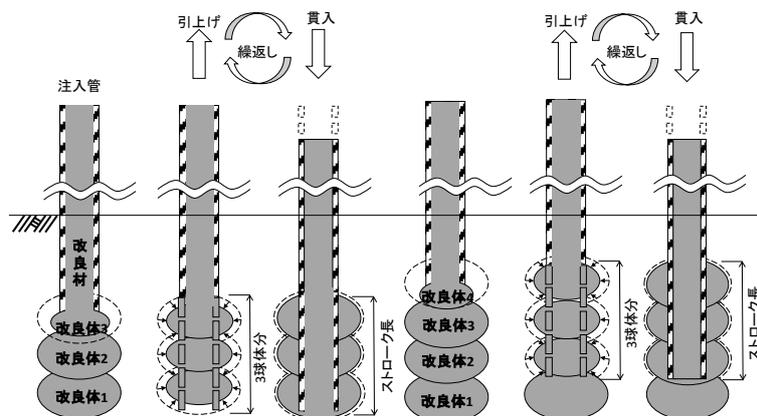


図-4.24 U/D 方式時の地盤内イメージ

図-4.25 に、地盤の繰返し収縮を示す。本図は、実際に地盤を動態観測した結果であり、注入管の先端の深度並びに地点隆起量の経時変化をそれぞれ示している。使用した注入管の外径は、10.5 mm、U/D 方式の条件は、ストローク長 90 mm（モルタル 3 球体分）および繰返し回数 10 回である。

図が示すように、注入管の貫入時には、地盤がわずかに膨張し、注入管の引き上げ時には、周辺地盤の沈みこみが発生している。この事実は、モルタル内部での U/D 方式（注入管の進退動）、特に、注入管の引上げが隆起抑制に寄与していることを示す。すなわち、注入したモルタルが、注入管の引上げ時には、サクション効果で注入管の存在していた分の体積が収縮し、周りの土砂の沈込みを誘起し、注入管の貫入時には体積が僅かに膨張するといった地盤の繰返し収縮がモルタルの脈動と共に生じていることが考えられる。この際、地盤の収縮傾向が膨張傾向を常に上回るため、隆起量が繰返し回数とともに減少し、モルタルの脈動に伴う上記の繰返し収縮の結果として地盤の締め固め効率が上がり、隆起抑制効果が発揮されているものと考えられる。

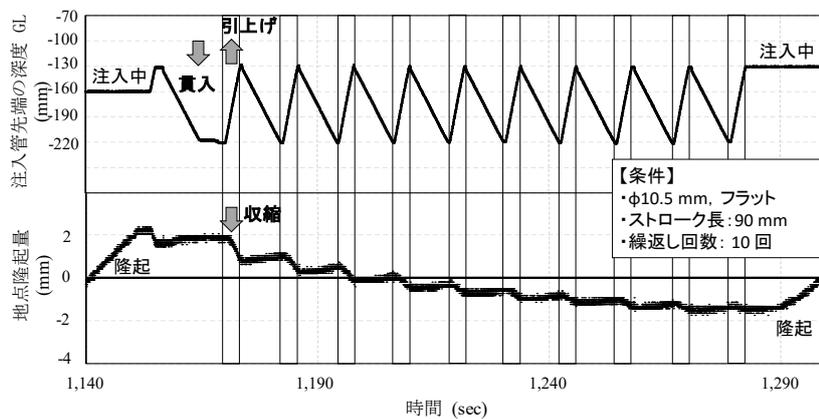


図-4.25 地盤の繰返し収縮

## 4.2 砂およびモルタルの圧縮試験

### 4.2.1 はじめに

本章では、第3章の室内試験で使用してきた模型地盤用の7号珪砂および圧入用のモルタルを使用して供試体をそれぞれ作製し、定ひずみ速度載荷による圧縮試験を行った結果から、地盤内圧入のアップダウン方式による隆起抑制のメカニズムを考察する。

### 4.2.2 実験の概要

#### a) 砂およびモルタルの定ひずみ速度載荷による圧縮試験<sup>8)</sup>

実験は、乾燥した7号珪砂およびモルタルをそれぞれモールドに詰めて水で飽和させ、片面排水条件の下で一定のひずみ速度で連続的に軸圧縮した時の圧縮量、軸圧縮圧力と供試体排水面での間隙水圧の変化から圧縮諸定数を求めたものである。

#### 試験装置

図-4.26に、今回の試験で使用した、定ひずみ速度圧縮試験機を示す。本試験機の特徴は以下の通りである。

- ① 圧縮容器に背圧を加えることができる。
- ② 圧縮装置により、一定のひずみ速度で供試体を軸圧縮できる。
- ③ 軸圧縮力を荷重計で測定できる。
- ④ 供試体底面を非排水状態にして間隙水圧を測定できる。

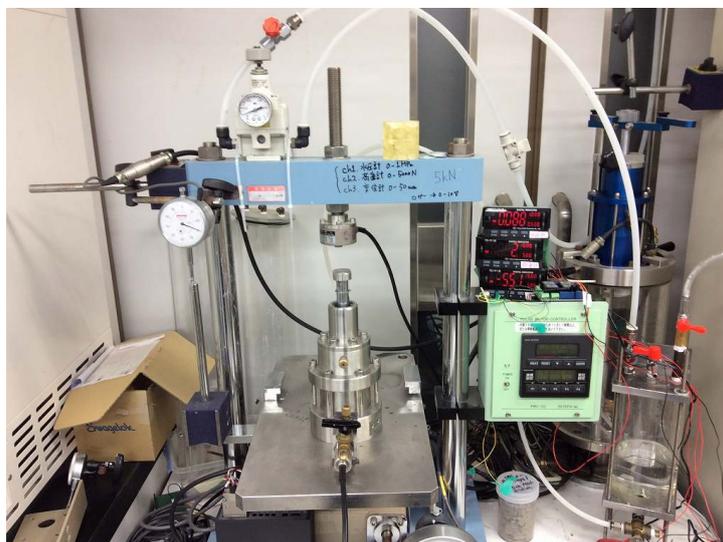


図-4.26 定ひずみ速度圧縮試験機

## 試験方法

試験方法は、以下の通りである。

- ① 直径 2.54 cm，高さ 4.50 cm のモールド内に，絶乾状態の 7 号硅砂ならびに，36 ページ記載のモルタル材（表-3.2）をそれぞれ詰めて供試体を作製した。
- ② 供試体を試験機に設置し，背圧を作用させ，供試体を飽和させた。
- ③ 一定の圧縮速度で供試体を連続的に圧縮した。表-4.4 に，圧縮速度の条件一覧を示す。
- ④ 経過時間  $t$  における軸圧縮力  $P_t$  (N)，圧密度  $d_t$  (cm)，供試体底面の間隙水圧  $u_t$  (kN/m<sup>2</sup>) を測定した。
- ⑤ 軸圧縮力が 2 kN (本試験機の最大載荷荷重) 付近に達した時点で，軸圧縮を終了した。

表-4.4 圧縮速度の条件一覧

7 号硅砂		モルタル	
圧縮速度 (mm/min)	ひずみ速度 (%/min)	圧縮速度 (mm/min)	ひずみ速度 (%/min)
0.05	0.11	0.50	1.11
0.50	1.06	1.00	2.11
1.00	2.12	2.00	4.44
2.00	4.07	3.00	6.3
3.00	5.96	4.00	8.37
4.00	7.73	46.47	96.62
40.00	88.93	55.15	115.37

ひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  は，次式<sup>9)</sup>によって算出した。

$$\dot{\epsilon} = \frac{H_0 - H_f}{H_0 \cdot t_f} \times 100 \quad (4.1)$$

ここに， $H_0$ ：供試体の初期の高さ (4.50 cm)， $H_f$ ：供試体の圧縮終了時の高さ， $t_f$ ：軸圧縮を終了した時間 (min) である。

図-4.27 に，圧密過程の無次元化時間比と軸ひずみ関係を示す。圧密過程の無次元化時間比とは，圧縮時の経過時間 ( $t$ ) を圧縮完了の時間 ( $t_f$ ) で除し，無次元化したものである。図中の赤で示す圧縮速度が速い 3 ケースは，機械でのひずみ制御ができない速度のため，手でレバーを回し，軸圧縮した。

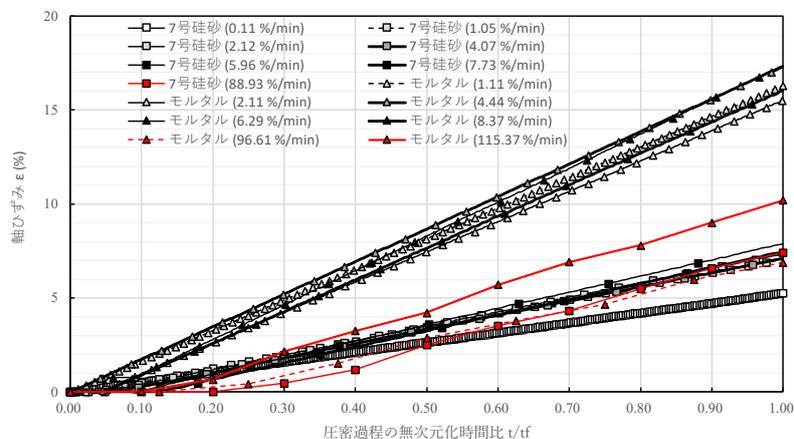


図-4.27 圧密過程の無次元化時間比と軸ひずみ関係

## 結果の整理手法

結果の整理は以下のように行った。

- ① 初期状態の供試体の含水比  $w_0$  (%), 間隙比  $e_0$ , 飽和度  $S_{r0}$  (%) を次式<sup>10)</sup> で算出した。

$$w_0 = \frac{m_0 - m_s}{m_s} \times 100 \quad (4.2)$$

$$e_0 = \frac{H_0}{H_s} - 1 \quad (4.3)$$

$$S_{r0} = \frac{m_0 \rho_s}{e_0 \rho_w} \times 100 \quad (4.4)$$

$$H_s = \frac{m_s}{\rho_s A} \quad (4.5)$$

ここに,  $m_0$ : 供試体の初期質量 (g),  $m_s$ : 供試体の炉乾燥質量 (g),  $H_0$ : 供試体の初期高さ (cm),  $H_s$ : 供試体の実質高さ (cm),  $A$ : 供試体の断面積 (cm<sup>2</sup>),  $\rho_s$ : 土粒子の密度 (g/cm<sup>3</sup>),  $\rho_w$ : 水の密度 (=1.00 g/cm<sup>3</sup>) である。

- ② 時間  $t$  における供試体高さ  $H_t$  (cm), 間隙比  $e_t$ , 軸圧縮圧力  $\sigma_t$  (kN/m<sup>2</sup>), 圧密圧力  $P_t$  (kN/m<sup>2</sup>) を次式<sup>11)</sup> で算出した。

$$H_t = H_0 - d_t \quad (4.6)$$

$$e_t = \frac{H_t}{H_s} - 1 \quad (4.7)$$

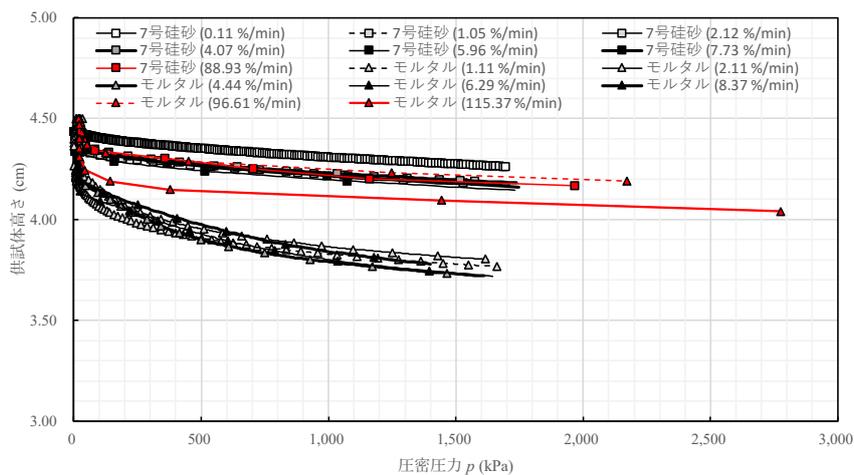
$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} \times 10 \quad (4.8)$$

$$P_t = \sigma_t - \frac{2}{3} u_t \quad (4.9)$$

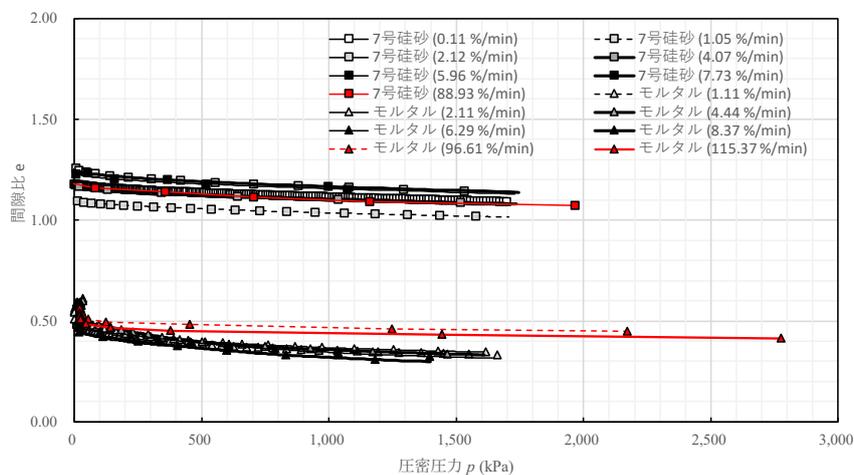
### 4.2.3 実験結果および考察

#### a) 砂およびモルタルの定ひずみ速度载荷による圧縮試験の結果

図-4.28 に、圧密圧力と供試体高さおよび間隙比の関係をそれぞれ示す。初期の東北 7号珪砂およびモルタルの供試体高さは、4.50 cm である。7号珪砂およびモルタルは、圧密圧力が増すにつれ、供試体高さ（間隙比）が小さくなっている。特にモルタルは、初期の圧密圧力で沈下した。7号珪砂は、圧縮速度にはほぼ関係なく、同じような供試体高さ（間隙比）になるのに対し、モルタルの場合は、圧縮速度が速いと、圧縮されにくい傾向になった。



(a) 供試体高さ



(b) 間隙比

図-4.28 圧密圧力と供試体高さおよび間隙比の関係

図-4.29 に、軸ひずみと圧密圧力の関係を示す。7号硅砂は、モルタルの比べ、小さな圧密応力で急速に圧縮され、最終的に6~8%程度の軸ひずみが発生した。モルタルは、圧縮速度が速い96.61%/minおよび115.37%/minのケースを除くと、圧密応力の増加とともに緩やかに軸ひずみが発生し、最終的に15~17%程度の軸ひずみであった。圧縮速度が速いモルタルのケースの挙動は、東北硅砂7号のそれに近く、軸ひずみは小さかった。

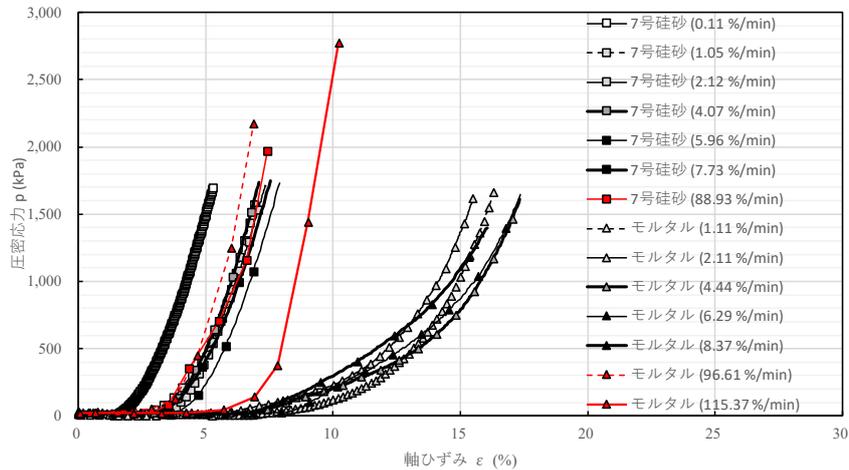


図-4.29 軸ひずみと圧密圧力の関係

図-4.30 に、圧密過程の無次元化時間比と間隙水圧の関係を示す。7号硅砂は、圧縮速度によらず、圧縮開始から終了まで間隙水圧は一定であった。一方、モルタルの間隙水圧は、圧縮の過程で徐々に増加し、初期値の50 kPaに対して最大で約600 kPaまで上昇した。しかし、圧縮速度が大きな96.61%/minおよび115.37%/minの両ケースは、間隙水圧が増加する前に、圧縮が終了した。

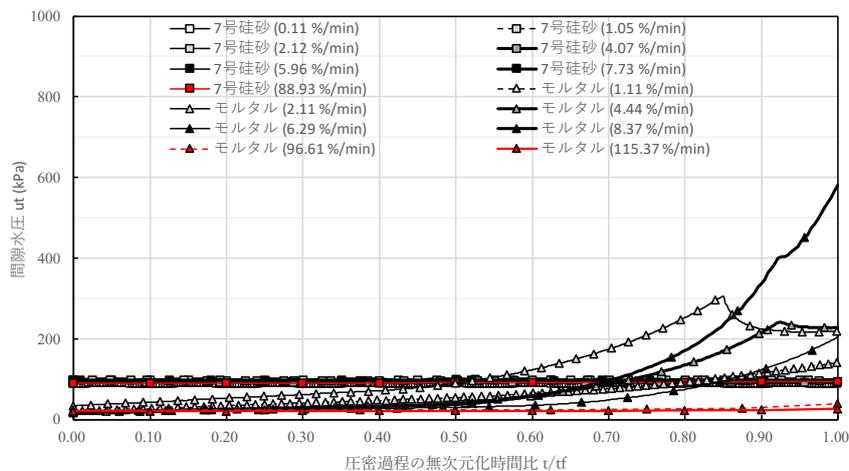


図-4.30 圧密過程の無次元化時間比と間隙水圧の関係

図-4.31 に、圧密過程の無次元化時間比と間隙水圧比の関係を示す。間隙水圧比は、経過時間  $t$  における、間隙水圧 ( $u_t$ ) を軸圧縮圧力 ( $\sigma_t$ ) で除したものである。モルタルは、軸圧縮圧力の増加とともに、間隙水圧も増大するので、圧密過程の無次元化時間比が 0.3 から 0.4 までは、間隙水圧比は増加傾向にある。無次元化時間比が 0.4 以降は、モルタルの間隙水圧比は減少に転じた。一方で、7号珪砂は、多くのケースで、無次元化時間比が 0.4 まで間隙水圧比が 3 程度と一定であった。無次元化時間比が 0.4 以降は、7号珪砂はの間隙水圧比は、減少に転じた。モルタルおよび7号珪砂ともに、最終的に間隙水圧比は 0.5 以下となった。

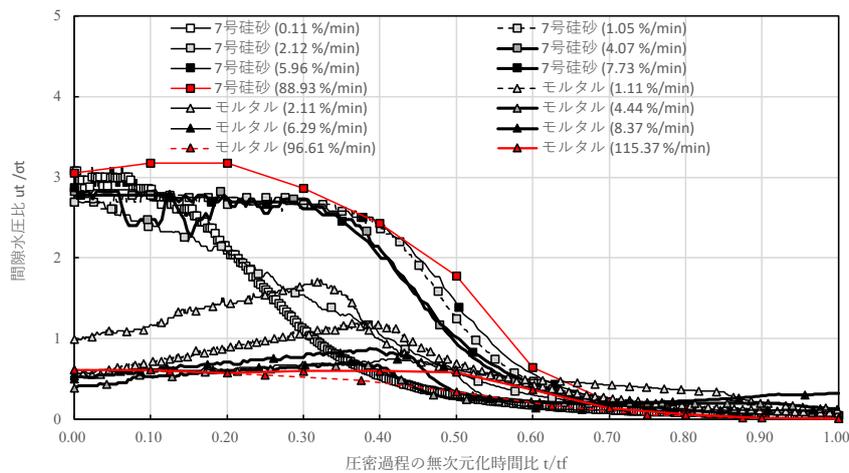


図-4.31 圧密過程の無次元化時間比と間隙水圧比の関係

### 4.3 本章のまとめ

本章は、隆起抑制メカニズムの考察として、2種類の室内模型実験を行い、それぞれを第4.1節および第4.2節にまとめた。

まず第4.1節で、透明地盤を用いた実験により、モルタル圧入時のモルタルの挙動および周辺地盤の挙動を直接観察および画像解析をした。次に、第4.2節では、模型地盤に使用する東北7号珪砂および圧入用のモルタルを使用して供試体をそれぞれ作製し、定ひずみ速度載荷による圧縮試験を行った。それぞれの結果から、地盤内圧入のアップダウン方式による隆起抑制のメカニズムを考察した。

各節で得られた知見は、以下の通りである。

#### 第4.1節

- 1) モルタルを地盤に圧入する際、注入管が太い場合、改良体が水平方向の拡張する傾向が強いことがわかった。
- 2) 次ステップの圧入のための注入管の引上げの際、改良体がわずかに縮小していることが実証された。
- 3) ボトムアップ方式でモルタルを圧入の際、注入管が細い場合は、圧入深度付近で水平および鉛直方向に局所的に移動する傾向にあることが分かった。一方で、注入管が太い場合は、比較的土層全体で、鉛直方向の移動量が少ないことが分かった。
- 4) ボトムアップ方式による圧入の周辺地盤の挙動は、圧入深度から離れた土層上部ほど、移動量は小さく、モルタル圧入による隆起量の事前予測に用いられている空洞拡張理論を応用した $\kappa$ 法を用いた隆起量の予測法と整合的であることが明らかとなった。
- 5) 注入管のU/D時の改良体の周辺地盤の挙動は、改良体の拡張する方向への移動が見られた。また、改良体より上の地盤には水平方向への移動はほとんどみられず、圧入時は鉛直方向に隆起しが、U/D時は沈下を示し土層上部ほど沈下量は大きいことが分かった。
- 6) U/D方式によるモルタルの圧入実験により、注入管の上下運動によるモルタル改良体の拡張が明らかとなった。
- 7) U/D方式の隆起抑制のメカニズムは、注入管の進退動によるモルタルの脈動に伴う地盤の繰返し収縮によるものと考えられる。

#### 第4.2節

- 1) 7号珪砂は、圧縮速度にほぼ関係なく、同じような供試体高さ（間隙比）になるのに対し、モルタルの場合は、圧縮速度が速いと、圧縮されにくい傾向になった。
- 2) モルタルは、圧縮速度が速いケースを除くと、圧密応力の増加とともに緩やかに軸ひずみが発生し、最終的に15~17%程度の軸ひずみとなった。圧縮速度が速いモルタルのケースの挙動は、7号珪砂のそれに近く、軸ひずみは小さくなった。

## 引用文献

- 1) 諸橋弘樹, 佐々真志, 山崎浩之, 足立雅樹, 高田圭太, 斎藤英徳: CPG 工法の注入管外径の違いによる改良体拡径過程への影響, 第 54 回地盤工学研究発表会, pp. 1663-1664, 2019.
- 2) 岡田宙, 佐々真志, 山崎浩之, 竹之内寛至, 渡邊真悟, 高橋但: CPG 工法における改良体拡径過程による締固め効果, 第 54 回地盤工学研究発表会, pp. 1665-1666, 2019.
- 3) 高田圭太, 佐々真志, 山崎浩之, 竹之内寛至: 新たな CPG 工法の施工過程における地盤挙動ー概要および圧入についてー, 令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, III-125, 2019.
- 4) 足立雅樹, 佐々真志, 山崎浩之, 高橋但, 岡田宙: 新たな CPG 工法の施工過程における地盤挙動ー周辺地盤の挙動ー, 令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, III-126, 2019.
- 5) 諸橋弘樹, 佐々真志, 山崎浩之, 渡邊真悟, 斎藤英徳: 新たな CPG 工法の施工過程における地盤挙動ー改良体の挙動ー, 令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, III-127, 2019.
- 6) 沿岸技術研究センター: 液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル - コンパクショングラウチング工法 -, p. 78, 2013.
- 7) 新坂孝志・善功企・山崎浩之・小西武・足立雅樹・藤井照久・菊地将郎: 低流動性材料を用いた静的圧入締固め工法による K 値増加に関する一考察, 第 6 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.139-144, 2004.
- 8) 社団法人地盤工学会: 土質試験ー基本と手引きー (第二回改訂版), pp.116-117, 2010.
- 9) 前掲8), p.117, 2010.
- 10) 前掲8), p.108, 2010.
- 11) 前掲8), p.116, 2010.



## 第5章 応用－アップダウン方式による圧入手法の現場実証実験－

### 5.1 はじめに

本章は、第3章の室内模型実験で開発した U/D 方式を、実際の液状化対策工法の密度増大工法に分類される静的圧入締固め工法<sup>1)</sup> (CPG 工法) に適用し、実大規模の現場実証実験を行い、適用の可否ならびに隆起抑制効果について検証した結果について述べる。

### 5.2 液状化対策工法

液状化とは、固体状の土において、非排水条件下で地震等による繰返しせん断応力が作用して間隙水圧が蓄積する、あるいは静的条件下で地下水の浸透流により間隙水圧が発生することによって、有効拘束圧がほとんどゼロの状態となり、土が液体状に変化する現象である<sup>2)</sup>。この地盤の液状化により、地上や地下の建造物の被害が発生する。液状化対策の考え方として、「発生抑制対策」および「被害抑制対策」の2つに大別される<sup>3)</sup>。「発生抑制対策」とは、地盤の液状化強度を増加させることによって、液状化の発生そのものを抑制する工法である。「被害抑制対策」とは、液状化が発生したとしても、建造物や施設に有害な損傷がでないように、建造物や施設の設計に液状化地盤からもたらされる影響をあらかじめ考慮した対策を講じることである。

図-5.1 に、液状化の発生を抑制する対策の原理と方法を示す<sup>4)</sup>。液状化の発生を抑制するには、地盤の液状化強度を増大させる、地盤内の応力・変形に関する条件や、間隙水圧に関する境界条件を液状化しにくいものにするのが、挙げられる。

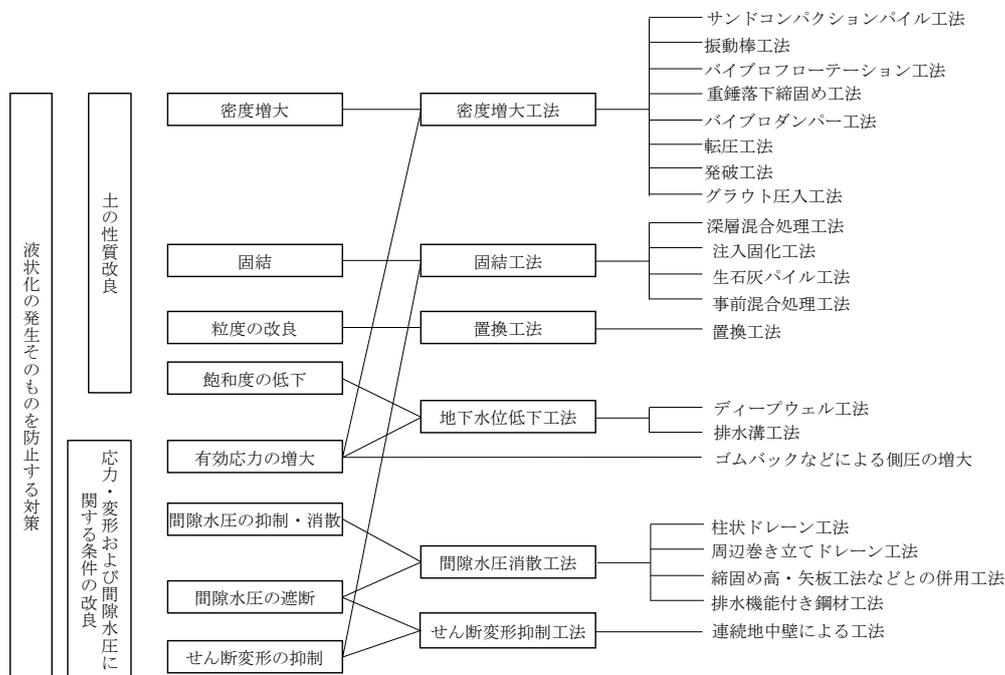


図-5.1 液状化の発生を抑制する対策の原理と方法<sup>4)</sup>

密度増大工法とは、地盤の密度を増大させて地盤の液状化強度を増大させる工法である。また、施工時に側方土圧を上昇させるものもある。地盤の締固めの方法により、コンパクショングラウチング (CPG) 工法に代表される「静的圧入締固め工法」、サンドコンパクションパイル (SCP) 工法に代表される「動的締固め工法」等に分類ができる<sup>4)</sup>。

固結工法とは、土粒子の骨格を安定させることにより、液状化強度を増大させる工法である。固結による改良体の配置によって、液状化した周辺地盤からの過剰間隙水圧の侵入をしにくくさせる効果や地震時に生じるせん断変形を抑制させる効果もある<sup>4)</sup>。

置換工法とは、液状化しにくい礫等の材料を用いて透水性を高める工法である。また、過剰間隙水圧の速やかな消散も期待できる<sup>4)</sup>。

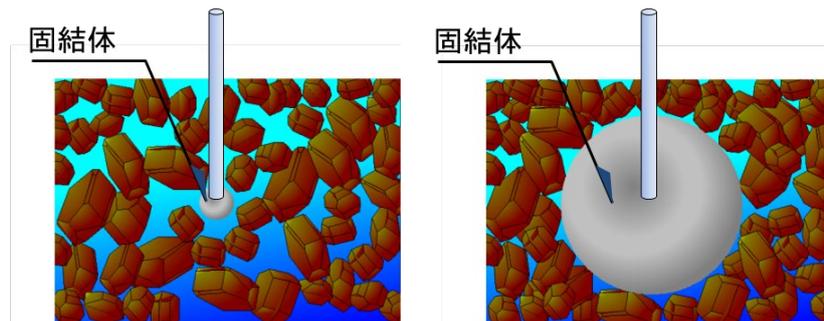
地下水位低下工法は、地下水位を低下させることによって、地盤の飽和度を下げる効果と有効土被り圧を増大させる効果が期待できる<sup>4)</sup>。

間隙水圧消散工法は、グラベルドレーン工法や人工材料によるドレーン工法などがある。改良体の配置によっては、液状化した周辺地盤からの過剰間隙水圧の侵入がしにくくなることが期待できる<sup>4)</sup>。

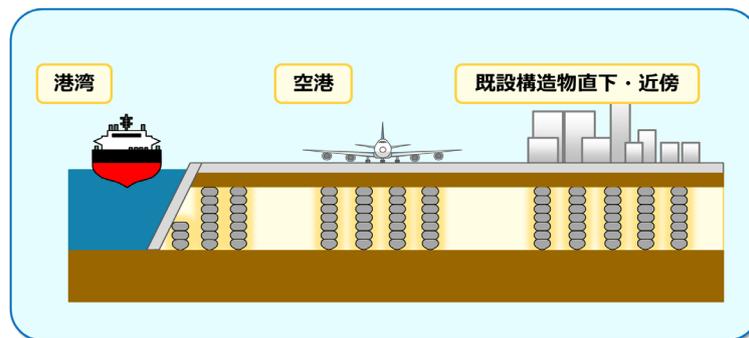
せん断変形抑制工法は、地震時のせん断変形の抑制を主目的とした工法で、連続地中壁によるせん断変形抑制工法等がある<sup>4)</sup>。

### 5.2.1 CPG 工法とは

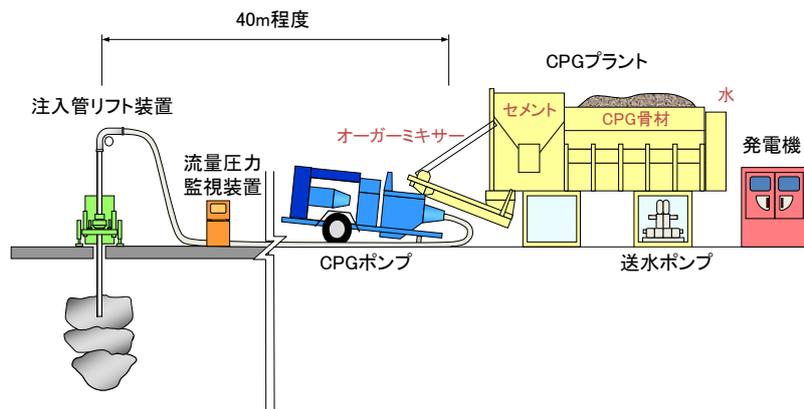
図-5.2 に、CPG 工法の概要図を示す。CPG 工法とは、注入材を地盤に圧入して固結体を造成し、地盤を圧縮強化する工法である。CPG 工法はこれまでに、砂質系地盤の液状化対策を目的として、供用中の空港の滑走路下部の地盤、海岸・河川堤防を横断する構造物、護岸背面等の既設構造物の直下やその周辺地盤の施工実績がある。小型の施工機械を使用し、無振動・低騒音で地盤を締固めることができるため、大型施工機械が使用できない狭隘な場所や上空制限のある場所、騒音・振動が問題となる市街地・住宅地での施工が適用できる工法である。



(a) 工法原理：密度増大



(b) 工法適用例



(c) 標準的な機械構成

図-5.2 CPG工法の概要図

### 5.2.2 CPG 工法の課題

CPG 工法は、既設構造物の直下や近傍での施工に伴い発生する地盤隆起が問題となる場合がある。この地盤隆起の発生は、既設構造物を損傷させるおそれがあるほかに、地盤の締固め効率の低下を招き、液状化対策効果を低減させるおそれがある。これは、液状化対策効果は、圧入したモルタルが地盤を側方に圧縮し、地盤を密実化することにより向上するが、圧入したモルタルが、その体積以上に地盤を圧縮することができない場合、地表面では隆起が発生し、地盤が十分に密実化できないことに起因するためである。したがって、地盤の締固め効率を上げて隆起を抑制することが、CPG 工法の課題である。

これまで、CPG工法の地盤隆起の抑制は、従来のボトムアップ方式とトップダウン方式の併用<sup>5),6),7)</sup> や標準打設速度の変更ならびに圧入工程を工夫した分散施工やローテーション施工<sup>8),9)</sup> により対応してきた。しかし、これらの対策はいずれも、施工時間がかかり工期の長期化に直結することが問題となるため、採用されなくなってきた。

そこで近年では、模型実験等により、繰返し圧入（载荷および除荷を繰返しながらの圧入）による隆起抑制効果に関する研究がなされてきた。その結果、繰返し圧入を行うことにより、締固め効率が向上し、施工時に発生する地盤隆起を抑制する効果があることが明らかになった<sup>10),11)</sup>。そこでこの知見をもとに、地盤隆起を抑制する施工法として、**図-5.3**に示すように、通常圧入時のポンプ動作の正転と逆転を交互に行い、地盤に対して载荷と除荷を繰返す圧入方法：リバース方式の検証が実現場でなされてきた。その結果、リバース方式が、高い隆起抑制効果を有することが実証され<sup>12),13),14)</sup>、現在では、リバース併用方式のCPG工法として、現場で標準的に隆起対策として適用されている<sup>15)</sup>。

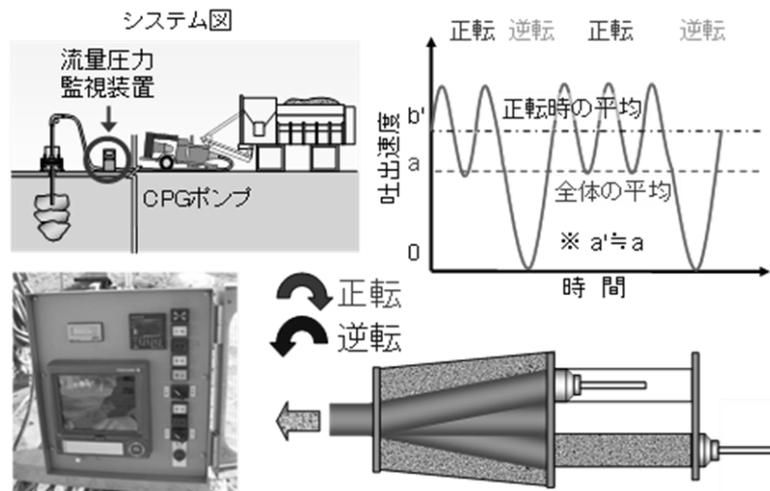


図-5.3 CPG工法の起抑制対策：リバース併用方式

### 5.2.3 アップダウン方式のCPG工法への応用

東日本大震災以降、地震の外力の想定が高くなり、液状化のリスクが増大するなか、港湾・空港における液状化対策として、これまで以上に高改良率（高注入量）の施工が求められるようになってきている。この高改良率の施工によって、隆起抑制効果の高いリバーズ併用方式のCPG工法では、施工に伴う隆起量が現場の許容値を超える問題が発生してくる可能性がある。このため、これまで以上に締固め効果が高く、隆起抑制ができる対策の要請が高まっており、当該課題を克服した新工法の開発が望まれている。

第3章では、各種の室内模型実験を通じて従来のCPG工法のボトムアップ方式（BU方式）と比較して、大幅に隆起抑制効果および液状化対策効果を向上させたU/D方式を開発した内容について記した<sup>16)~19)</sup>。一方、実大規模においては、U/D方式の可否および室内模型実験と同様の高い隆起抑制効果を有するかが不明であり、その検証が重要となる。

本章では、第3章および第4章の室内模型実験の結果を踏まえ、CPG工法に対応した実大規模で対応できる実機および資機材を開発し、現場実証試験を通じて新工法の有効性の検証した<sup>20)</sup>内容について述べる。

### 5.3 実証実験概要

本節では、現場実証実験についての地盤の土質構成、U/D方式法、使用機械、計測状況および実験ケースについてそれぞれ記す。

#### a) 土質構成

表-5.1に、現場実証実験の土質調査項目および結果の一覧、図-5.4に、土質柱状図およびボーリングコアの写真を示す。当該地盤は、地下水位がGL-1.8 m、N値が1~9のシルト混じり砂層で構成される。改良範囲は、地下水位以下で、N値が1から3のGL-2.75 m ~ -5.00 mとした。この改良範囲に対して1ステップ当り0.25 mの圧入長で、モルタルを9球体分圧入した。

表-5.1 現場実証実験の土質調査項目および結果

試験名称	規格	試験結果
標準貫入試験	JIS A 1219	N = 1~9
土粒子の密度試験	JIS A 1202	$\rho_s = 2.65 \sim 2.68 \text{ (cm}^3\text{)}$
土の含水比試験	JIS A 1203	$w = 24.4 \sim 54.8 \text{ (%)}$
土の粒度試験	JIS A 1204	SF (細粒分砂質), S-F (細粒分混じり砂)



(a) 土質柱状図



(b) コア写真

図-5.4 土質柱状図およびコア写真

## b) U/D 方式法

図-5.5に、現場実証試験で最も隆起抑制効果のあったU/D方式<sup>20)</sup>の模式図を示す。具体的には、U/Dの繰り返し区間長を4球体（1.0 m），繰り返し回数を10回と設定し，以下の作業手順で現場実験を行った。

### 作業手順

- ① GL-5.0 mまで地盤を削孔した。
- ② 先行してモルタル4球体分を圧入した(1モルタル球体:0.25 m, 4モルタル球体:1.0 m)。
- ③ 圧入を中断し，この4球体中に注入管で10往復（繰り返し区間長：1.0 m，繰り返し回数10回の進退動）させた。
- ④ ステップアップし，モルタル1球体分を圧入した。
- ⑤ ④で圧入したモルタル1球体を含む次の4球体に，注入管を10往復させた。
- ⑥ 以降，④および⑤の手順を改良天端まで行った。

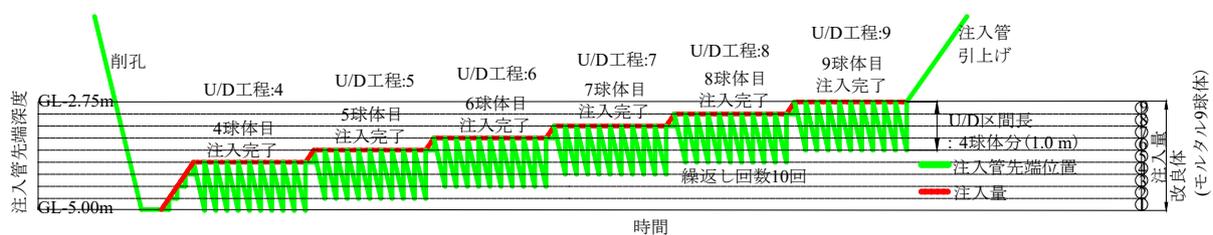


図-5.5 現場実証実験で最も隆起抑制効果のあった U/D 方式の模式図<sup>20)</sup>  
 (U/D\_4 球体 (1.0 m)\_10 回の施工法，  
 引上げ速度：4 m/min，貫入速度：1 m/min，貫入時の注入管の回転なし)

### c) 使用機械

図-5.6 に、使用した実機の写真、表-5.2 に、実機の性能一覧を示す。実験に使用した実機種は、CHP-T<sup>21)</sup>（以降、Tタイプとする）、CHP-TSR（以降、TSRタイプとする）、およびGI-130 C-HT-KF（以降、GIタイプとする）3機種である。実機を使用した現場実証実験のU/D方式では、実機重量、注入管の回転機能および注入管の引上げ速度の3点の性能を考慮した。実機重量は、注入管の貫入時に反力を確保するため、一定以上の重量を確保した。注入管の回転機能は、注入管の貫入時の抵抗の低減や、モルタル圧入の地盤の締固めによる、注入管引き上げ時の食い締め（ジャーミング）現象の対策に必要な性能であるため付与した。注入管の引上げ速度は、前章の室内模型実験の結果から、より速いものが高い隆起抑制効果を有することが分かっており、この知見から、実機による注入管の引上げ速度は、可能な範囲で速く設定した。以下に、それぞれの実機の説明を記す。



(a) CHP-T

(b) CHP-TSR



(c) 中型の汎用地盤改良機

図-5.6 実機写真

### Tタイプ

Tタイプは、CPG工法で使用する従来型の注入管リフト装置である。本Tタイプの施工機は、地盤に埋まっている注入管を引き上げる機能のみ有しており、注入管を貫入することはできない。すなわち、U/D方式ができないタイプの施工機である。今回の実験では、従来のCPG工法との比較のため導入した。使用する注入管の大きさは、外径：φ73 mm、内径：φ50 mmである。

### TSRタイプ

TSRタイプは、U/D方式を可能にするためTタイプを改造して実機重量を重くし、注入管の回転（ロータリー）機能を付与した注入管リフト装置である。注入管は、Tタイプと同じものを使用する。本機では、注入管による削孔、モルタルの圧入およびU/D方式（注入管の進退動）が可能である。

### GIタイプ

GIタイプは、汎用の地盤改良機である。今回の現場実証実験のために、実機重量が重く、注入管の貫入・引上げ力の高い中型の施工機を選定した。また今回の実験用に、CPG施工に対応した、専用の注入管およびスイベル（注入管と圧入ホースとの間にある回転する接合部）を開発した。注入管は、3.3節および4.1節の結果より、注入管の外径が大きく、繰返し体積が大きなものほど隆起抑制効果が高いことから、GIタイプの標準ロッドと同様の外径：φ165 mmのものを使用した。注入管の内径は、CPG工法の仕様に合わせて、φ50 mmと統一した。

表-5.2 実機の性能一覧

使用機械		CHP-T (Tタイプ)	CHP-TSR (TSRタイプ)	GI-130C (GIタイプ)
本体寸法 (L×W×H)	mm	1,370×750×2,000	2,215×1,300×1,190	8,830×2,490×3,050
本体重量	kg	700	2,950	23,700
注入管径	mm	外径：φ73 内径：φ50	外径：φ73 内径：φ50	外径：φ165 内径：φ50
注入管引 抜き力 (kN)	kN	159.7	210	132.5
注入管 貫入力 (kN)	kN	-	144	132.5
注入管の 最大引上げ ストローク長	mm	333	500	5500
注入管の 最大引上げ 速度	m/min	-	2	4.5

d) 計測状況

表-5.3 に、本現場実証実験における計測項目一覧を示す。施工に伴う地点隆起量，圧入量，圧入圧力，注入管の引上げ速度および貫入速度それぞれを計測した。

図-5.7 に、鉛直変位計測板の設置状況を示す。地点隆起量は、鋼製の鉛直変位計測板（計測板）： $L 150 \text{ mm} \times W 150 \text{ mm} \times t 6 \text{ mm}$  を設置し、レベルおよびスタッフを用いて計測した。計測板は、注入管から 500 mm，1,000 mm，1,500 mm 離れた位置にそれぞれ 3 箇所ずつ，および注入管から 2000 mm 離れた位置に 1 箇所に，中心角度が  $120^\circ$  の扇形状に設置した。計測頻度は，各圧入ステップの圧入完了時および各 U/D 工程の完了時とした。

圧入量と圧入圧力の計測は，流量圧力監視装置<sup>1)</sup>を用い，施工中常時計測した。

表-5.3 計測項目の一覧

計測項目	計測方法	計測対象機械	頻度
地点隆起量	鉛直変位計測板（計測板）の設置およびレベル監視	T, TSR, GI	注入ステップ完了時 および各 U/D 完了時
注入管 引上げ速度	TSR：ストップウォッチ GI：内蔵の施工管理システム	TSR, GI	TSR：マシン試運転時 GI：施工時常時
注入管 貫入速度	TSR：ストップウォッチ GI：内蔵施工管理システム	TSR, GI	TSR：マシン試運転時 GI：施工時常時
注入圧力	流量圧力監視装置	T, TSR, GI	施工時常時
注入量	流量圧力監視装置	T, TSR, GI	施工時常時



図-5.7 鉛直変位計測板

#### e) 現場実験ケース

表-5.4 に、実機種および各種パラメータを変化させた現場実験一覧を示す。試験では、1 ケース当たり、T タイプおよび TSR タイプで  $0.963 \text{ m}^3$ 、GI タイプでは  $1.017 \text{ m}^3$  のモルタルを圧入した。GI タイプの使用する注入管の方が、T タイプおよび TSR タイプよりも大きいいため、削孔時の孔のクリアランスの違いの分だけ、GI タイプは余分に圧入した。

本現場実験では、まず、T タイプおよび GI タイプを使用してボトムアップ方式（BU 施工）を行い、当該地盤における基準となる地点隆起量を計測した。

次に、TSR タイプおよび GI タイプを使用して U/D 方式を行った。この U/D 方式の仕様は、はじめに TSR タイプの機械仕様に GI タイプを合わせて、U/D 区間長：2 球体 (0.5 m)、注入管の貫入速度：1 m/min、引上げ速度：2 m/min とした。また TSR タイプは、実機重量が 2,950 kg であり、地盤に注入管を貫入する際の自重による反力の不足から、U/D 方式時に注入管が貫入できない可能性があった。そこで、TSR タイプによる U/D 方式は、注入管を回転させながら貫入した。GI タイプも、U/D 区間長が 2 球体の時は、TSR タイプとの実験条件をそろえるため、同じく注入管を回転させながら貫入した。

次に、GI タイプを使用した U/D 方式では、3.2 節の室内模型実験に近い状態を再現するために、U/D 区間長をより長く 4 球体 (1.0 m)、引上げ速度をより速く 4 m/min および注入管を回転なしで貫入させた。さらに U/D 方式の隆起抑制メカニズムを考察するために、GI タイプを使用して空打ち施工を行った。この空打ち施工法とは、U/D 方式のモルタルの圧入工程がなく、地盤に対して U/D 工程（注入管の進退動）のみ行う施工法である。

表-5.4 各種パラメータを変化させた現場実験一覧

使用機械		CHP-T	CHP-TSR	GI-130C
土被り	m	2.75	2.75	2.75
改良長	m	2.25	2.25	2.25
換算改良径	m	0.7	0.7	0.7
注入量	m <sup>3</sup>	0.963	0.963	1.017
改良率 (※1)	%	15.4	15.4	15.4
注入 ステップ長	m	0.25	0.25	0.25
改良体を 構成する モルタル数	球体	9	9	9
注入管 引上げ速度	m/min		2	2 および 4
注入管 貫入速度	m/min		1	1
貫入時の 注入管の回転	有/無		有	有および無
繰返し区間長	球体		2	2 および 4
繰返し回数	回		5 および 10	5 および 10
施工法		ボトムアップ 方式	U/D 方式 ・ 2 球体 5 回 (引上げ 2 m/min, 回転あり) ・ 2 球体 10 回 (引上げ 2 m/min, 回転あり)	ボトムアップ方式 U/D 方式 ・ 2 球体 10 回 (引上げ 2 m/min, 回転あり) ・ 4 球体 5 回 (引上げ 4 m/min, 回転なし) ・ 4 球体 10 回 (引上げ 4 m/min, 回転なし) ・ 空打ち 4 球体 5 回 (引上げ 4 m/min, 回転なし) ・ 空打ち 4 球体 10 回 (引上げ 4 m/min, 回転なし)

※改良率は、改良体の平面配置間隔を1.7 mの正三角形配置として算出

## 5.4 実験結果および考察

### a) 現場実証実験の U/D 方式の可否

図-5.8 に、最大圧入圧力の深度分布を示す。U/D 方式の注入管の進退動によって、注入管の先端が、モルタルや周辺地盤によって閉塞し、圧入ができなくなるなることが懸念された。今回の現場実証実験においては、TSR タイプおよび GI タイプの実施した全ての U/D 方式において、注入管先端の閉塞でモルタルの圧送ができなくなることが発生せず、常に施工性が確保される結果となった。また U/D 方式の全ケースにおいて、注入管の貫入および引抜きを、U/D 区間長全体にわたり所定の繰り返し回数達成することができた。この結果、U/D 方式は実大規模の現場で施工が可能であることが実証された。

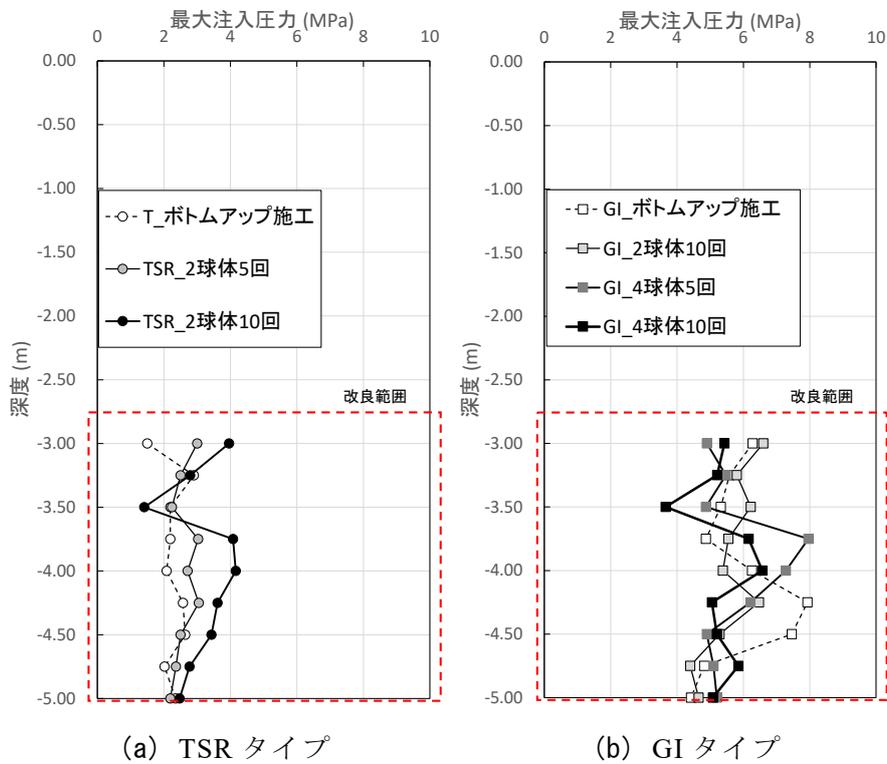


図-5.8 最大圧入圧力の深度分布

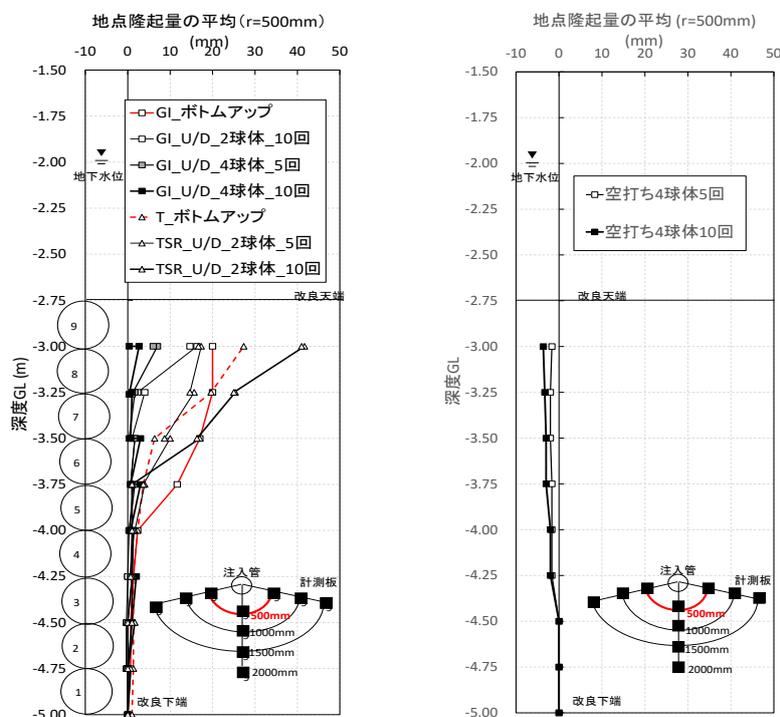
## b) 隆起抑制効果

### 地点隆起量

図-5.9 に、現場実証実験の地点隆起量の深度分布図を示す。図の地点隆起量は、半径 500 mm の位置で測定した 3 点の地点隆起量の平均で示した。

図-5.9 (a) は、T タイプ、TSR タイプおよび GI タイプの施工による地点隆起量を示したものである。T タイプを使用したボトムアップ方式 (BU 方式) の地点隆起量は約 30 mm であった。TSR タイプの U/D の繰返し区間長が 2 球体 (0.5 m)、繰返し回数が 5 回の圧入手法 (2 球体 5 回) は、BU 方式と比べて地点隆起量が小さかった。しかし、TSR タイプの U/D 繰返し区間長が 2 球体 (0.5 m)、繰返し回数が 10 回の圧入手法 (2 球体 10 回) は、T タイプのボトムアップ方式の地点隆起量の結果よりも大きかった。この原因は、GL-3.75 m 地点で施工機の不具合が発生したため、注入管を上げた後、再削孔をして地盤を乱したためだと考えられる。GI タイプでは、BU 方式で最大 20 mm 程度の地点隆起量であった。U/D 方式では、U/D 方式の繰返し区間長を 2 球体 (0.5 m) から 4 球体 (1.0 m) に、かつ繰返し回数を 5 回から 10 回と設定することにより、従来の CPG 工法よりも大幅に隆起を抑制した。GI タイプの U/D 方式により発生した地点隆起量は、GI タイプの BU 方式の地点隆起量に比べ、最大で 90 %以上の起低減を実現した。この結果から、U/D 方式は、室内の小型模型実験の結果と同様に、実大の現場においても高い隆起抑制効果を有することが実証された。

図-5.9 (b) は、GI タイプを使用した空打ち施工 (モルタル圧入なし) の結果である。本空打ち施工によって、沈下 (地点隆起量が負) が生じたがその程度は小さかった。したがって、結果は、砂層中の注入管の進退動よりも、モルタル中での注入管の進退動の方が、隆起低減に寄与していることを示している。



(a) T, TSR および G タイプ (b) GI タイプ空打ち施工

図-5.9 現場実証実験の地点隆起量の深度分布図

## 隆起断面

図-5.10 に、現場実証実験における、注入管からの距離と地点隆起量の平均の関係を示す。図のプロットは、注入管から 500 mm の 3 地点、1,000 mm の 3 地点および 1,500 mm の 3 地点で計測した地点隆起量の平均並びに注入管から 2000 mm の 1 地点の地点隆起量を示したものである。

各距離の地点隆起量の平均は、注入管から離れるほど直線的に減少する結果となった。U/D 方式では、注入管径が大きな GI タイプが、TSR タイプに比べ隆起が少ない結果となった。これは、U/D 方式法において、使用する注入管が大きいと、繰返し体積（式 3.2）が大きくなり、地盤に対して締固め効果が上昇して隆起抑制効果が上昇すると考えられる。

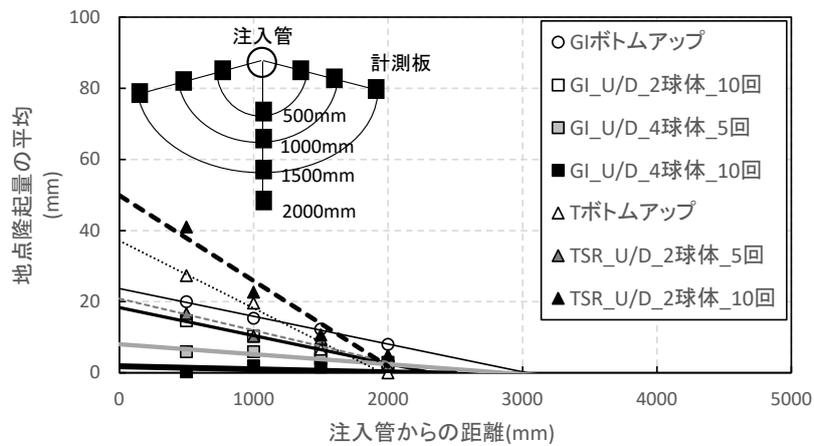


図-5.10 注入管からの距離と地点隆起量の関係（現場）

## 隆起低減率

図-5.11に、GIタイプにおける繰返し体積と隆起低減率の関係を示す。隆起低減率とは、U/D方式によって、BU方式により発生した隆起量を何%低減できたかを示すものである。また図のプロットは、注入管から500mmの3地点の地点隆起量の平均を用いて算出した。

注入管の引上げ速度が2 m/min、U/Dの繰返し区間長が2球体(0.5 m)、繰返し回数が10回の圧入手法(2球体10回)では、BU方式に対して隆起低減率が25%であった。また、注入管の引上げ速度が4 m/min、U/Dの繰返し区間長が4球体(1.0 m)、繰返し回数が10回の圧入手法(4球体10回)では、90%以上の隆起低減率であった。

ここで、U/Dの2球体10回の圧入手法とU/Dの4球体5回の圧入手法の繰返し体積は同程度であるが、両者を比較する。その結果、引上げ速度が速く、U/Dの繰返し区間長が長い4球体5回の圧入手法が高い隆起低減率であった。以上のように、U/Dの繰返し区間長をより長く、かつ引上げ速度をより速くした状態では高い隆起低減率となり、最適な条件下でU/D方式をした場合、室内模型実験<sup>22)</sup>と同様に90%以上の地点隆起量の低減が得られた。

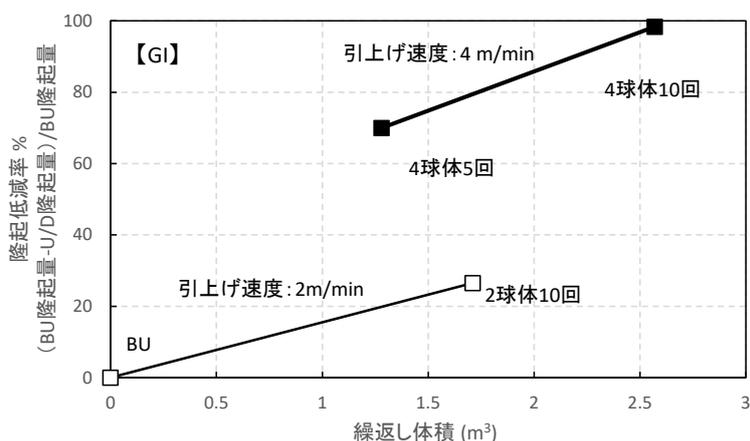


図-5.11 繰返し体積と隆起低減率の関係 (現場)

等価改良率を用いた隆起抑制の評価

図-5.12 に、第3章2節の円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の3種類の土槽を使用した室内模型実験における等価改良率<sup>23)</sup>と鉛直変位の関係を示す。図の鉛直変位は、地表面の改良体の杭頭および杭間を通る測線上をレーザー変位計にて地盤の高さを計測し、その値を平均したものである。また、実験に使用した注入管の外径は、 $\phi 10.5 \text{ mm}$ である。図より、各土槽において等価改良率の増加に伴い鉛直変位の平均値が低減し、隆起が抑制される傾向があることが分かった。

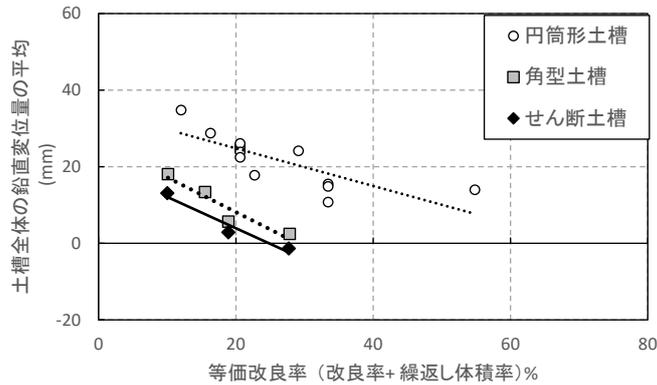


図-5.12 等価改良率と鉛直変位の関係 (室内)

図-5.13 に、第3章2節の室内模型実験における等価改良率と相対密度増分の関係図を示す。実験の模型地盤は、初期相対密度を約40%で作製した。図の相対密度増分は、施工後の地表面の鉛直変位の平均から地盤の平均的な相対密度を算出し、ここから初期相対密度を減じた値である。また、図における使用した注入管の外径は、 $\phi 10.5 \text{ mm}$ である。

図より、各土槽において等価改良率の増加に伴い、相対密度が増加することが明らかになった。この結果は、U/D方式の注入管の上下の往復運動を加えることで、地盤に対して締固め効果が上がり、単にモルタルを圧入する以上に密度増加が得られることを示している。

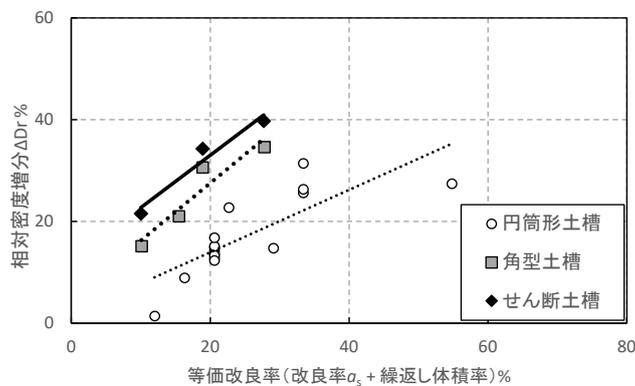


図-5.13 等価改良率と相対密度増分の関係 (室内)

図-5.14に、図-5.12, 13の室内模型実験の分析結果との対比のもとに、現場実証実験における等価改良率と地点隆起量の関係を示す。図は、全ステップの圧入が完了し、最後のU/D工程が完了したときのプロットを示したものである。TタイプおよびTSRタイプでは、TSRタイプの施工の時のトラブルのため、明瞭な相関は見られなかったものの、GIタイプでは等価改良率の増加に伴い隆起が20mmから1mm以下と格段に抑制されることが分かった。

この結果より、室内模型実験と同様に、実機を用いた現場実証実験においてもU/D方式による高い隆起抑制効果を明確に確認できた。また、室内模型実験の相対密度増加の結果から、現場の改良地盤においても、等価改良率に応じた密度増加が生じていると考えられる。また、等価改良率による施工の定量化法を用いることで、U/D方式による地盤の隆起量および密度増加量を予測することができ、従来のCPG工法と同様の設計が可能であることを示せた。

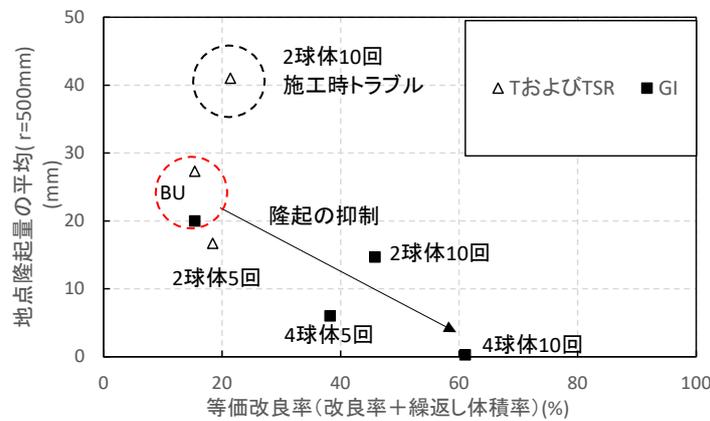


図-5.14 等価改良率と地点隆起量の関係（現場）

## 5.5 隆起抑制メカニズムの考察

第4章の透明地盤でモルタルの拡縮を確認した事実ならびに本現場実証実験の結果から、U/D方式によって隆起が抑制されるメカニズムとして、以下のように考察した。

図-5.9 (b) に示すように、空打ち施工では、砂層中での U/D 工程による地盤沈下量は小さかった。また図-5.11 に示すように、引上げ速度の増大によって、さらなる隆起抑止を実現した。これらの事実は、モルタル内部での U/D 方式（注入管の進退動）、特に、注入管の引上げが隆起抑制に寄与していることを示す。すなわち、注入したモルタルが、注入管引上げ時にはサクション効果で注入管の存在していた分の体積が収縮し、周りの土砂の沈込みを誘起し、注入管貫入時には体積が僅かに膨張するといった地盤の繰返し収縮がモルタルの脈動と共に生じていることが考えられる。実際、室内模型実験でも、上記の注入管引上げ時に地盤収縮し、貫入時に膨張していた。この地盤の収縮傾向が膨張傾向を常に上回るために、地盤隆起を低減させているといえる。したがって、モルタルの脈動に伴う上記の繰返し収縮の結果として地盤の締固め効率が上がり、隆起抑制効果が発揮されているものと考えられる。

## 5.6 本章のまとめ

隆起抑制効果と液状化対策効果が向上した新たな CPG 工法：U/D 方式について、実機種および各種パラメータを変化させて現場実証実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 開発した U/D 方式は、実大規模での施工が可能である。
- 2) 開発した U/D 方式は、室内模型実験と同様の高い隆起抑制効果を有することが実証された。
- 3) 等価改良率による施工の定量化法を用いることで、U/D 方式による地盤の隆起量および密度増加量を予測することができ、従来の CPG 工法と同様の設計が可能であることを示した。

CPG 工法は、港湾空港等の既設構造物の直下や近傍で液状化対策が適応可能な工法である<sup>1)</sup>。本研究で開発した新たな CPG 工法である U/D 方式は、従来からの課題であった隆起抑制および液状化対策効果増大（密度増加）の双方を、少ない繰返し体積で効率よく発現させることができる工法である。それゆえ、従来工法と同様の効果を対象とした場合には、コスト縮減が実現でき、また今後増大する液状化リスクの低減ならびに安全性の向上に大きく資することができる。さらに、隆起の大幅な抑制によって、従来適用が困難であった許容変位量がシビアな施設にも適用範囲が拡大したといえる。今後は U/D 方式の改良効果（N 値増加等）の確認や、その効果を踏まえた設計法の確立が課題である。

## 引用文献

- 1) 沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル - コンパクショングラウチング工法 - ， 2013.
- 2) 地盤工学会：地盤工学用語辞典，地盤工学会， p. 214， 2006.
- 3) 地盤工学会：液状化対策工法，地盤工学会， p. 6， 2004.
- 4) 前掲 3)， pp. 177-186， 2004.
- 5) 善功企・野上富治・松下信夫・山本良・滝昌和：コンパクショングラウチングの液状化対策効果，第 35 回地盤工学研究発表会講演集， pp. 2411-2412， 2000.
- 6) 善功企・野上富治・菅野・滝・菅野：コンパクショングラウチングの液状化対策に関する設計法，第 35 回地盤工学研究発表会講演集， pp. 2413-2414， 2000.
- 7) 善功企・八木橋貢・佐藤茂樹・小西武・菅野雄一・滝昌和：コンパクショングラウチングの液状化に関する設計法（第 2 報），第 36 回地盤工学研究発表会講演集， pp. 2225-2226， 2001.
- 8) 松本憲正・花田哲・小西武・山本隆信：津松阪護岸工事における C P G 工法の既設構造物への変位，第 41 回地盤工学研究発表会講演集， pp.991-992， 2006.
- 9) 竹村淳一・池内章雄・黒坂正博・松山伸二：静的圧入締固め工法の液状化対策効果と隆起抑制対策，土木学会第 65 回年次学術講演集， pp.987-877， 2010.
- 10) 新坂孝志・善功企・山崎浩之・小西武・足立雅樹・藤井照久・菊地将郎：低流動性材料を用いた静的圧入締固め工法による K 値増加に関する一考察，第 6 回地盤改良シンポジウム論文集， pp.139-144， 2004.
- 11) 原田良信・善功企・山崎浩之・藤井照久・高橋但：静的圧入締固め工法の隆起抑制に関する実験（その 1） - 中型土槽実験 - ，第 41 回地盤工学研究発表会講演集， pp.985-986， 2006.
- 12) 足立雅樹・善功企・山崎浩之・山田和弘・千葉昭一：静的圧入締固め工法の隆起抑制に関する実験（その 2） - 野外実験 - ，第 41 回地盤工学研究発表会講演集， pp.987-988， 2006.
- 13) 新坂孝志・善功企・山崎浩之・小西武：静的圧入締固め工法の隆起抑制に関する実験（その 3）  
一締固め効果一，第 41 回地盤工学研究発表会講演集， pp.989-990， 2006.
- 14) 新坂孝志・山崎浩之・足立雅樹・山田和弘・岡見強・善功企：繰返し圧入による静的圧入締固め工法の隆起抑制効果，第 45 回地盤工学研究発表会講演集， pp.811-812， 2010.
- 15) 前掲 1)， pp.139-142， 2013.
- 16) 竹之内寛至，佐々真志，山崎浩之，足立雅樹，高田圭太，岡見強，金子誓善：隆起抑制効果と液状化対策効果が向上した新たな CPG 工法の開発，土木学会論文集 B3， Vol.72， No.2， pp. 372-377， 2016.

- 17) Takenouchi, K., Yamazaki, H., Sassa, S., Shinsaka, T., Konishi, T., Adachi, M., Kanno, Y., Takada, K., Okami, T., Okada, H., Takahashi, T. and Zen, K.: Development of Compaction Grouting Method with Improved Upheaval Control, Proceedings of the Twenty-sixth International Ocean and Polar Engineering Conference, pp.908-915, 2016.
- 18) 竹之内寛至, 佐々真志, 山崎浩之, 足立雅樹, 高田圭太, 岡田宙, 金子誓: 新たな CPG 工法の隆起抑制メカニズムと施工能率向上の検討, 土木学会論文集 B3, Vol. 74, No.2, pp. 886-891, 2018.
- 19) Takenouchi, K., Sassa, S., Yamazaki, H., Konishi, T., Shinsaka, T., Kanno, Y., Okada, H. and Takahashi, T.: Development and Field Verification of a New Compaction Grouting Method with Improved Upheaval Control, ASCE Geotechnical Special Publication No. 296, pp. 283-293, 2018.
- 20) 竹之内寛至, 佐々真志, 山崎浩之, 足立雅樹, 高田圭太, 岡見強, 金子誓: 隆起抑制型 CPG 工法の開発と現場実証実験による検証, 土木学会論文集 B3, Vol. 73, No. 2, pp. 282-287, 2017.
- 21) 前掲 1), p.72, 2013.
- 22) 前掲 16), 2016.
- 23) 前掲 16), 2016.



## 第6章 総括

### 第1章 序論

第1章では、本論文の背景・目的および研究の構成を示した。

### 第2章 地盤変形および隆起抑制に関する既往の研究

第2章では、物体の膨張に伴う地盤内および地表面の変形過程の理論に関する既往の研究を取りまとめた。次に、土木分野で用いられている地盤の締固めについての設計法の考えを示し、現在の締固めの設計法を応用させた地盤の隆起予測についてまとめた。最後に、地盤内圧入に伴う隆起抑制に関する既往の研究をまとめた。以下に要点を示す。

- 1) 地盤の変形理論に関する研究として、茂木モデルおよび *Vesic* の空洞膨張理論がある。
- 2) 茂木モデルでは、地表面の変位を計算する際に均質で等方な半無限弾性体と球体や楕円体などの圧力源を仮定し、単純な媒質と圧力源に対して地表変形の解析解を示した。
- 3) *Vesic* の空洞膨張理論では、等方応力状態の半無限体内に、球状または円筒状の空洞を考え、この空洞が球状に拡張する場合の膨張圧を求め、空洞の体積の変化は、弾性域の体積の変化に塑性域の体積の変化を加えたものに等しくなることを示した。
- 4) 山崎らは、 $\kappa$  法および空洞膨張論での地盤が球状に拡張するという連続の式の考え方を利用し、地盤内に多数のモルタルが圧入された場合の地盤変位を予測する手法を提案した。
- 5) 隆起抑制に関する既往の研究より、膨張圧の載荷・除荷による繰返し圧入や、注入管の貫入・引き上げを繰返す施工法が、地盤の締固め効果を高め、隆起を抑制することが分かった。

### 第3章 地表面の隆起抑制の実験

本章は、地表面の隆起抑制の検討として3種類の室内模型実験を行い、それぞれを第3.1節から第3.3節にまとめた。

まず第3.1節は、模型地盤内に改良率を等しくした条件(総圧入量が等しい)において、(1) モルタル改良体を圧入本数が異なるケースで圧入した場合の隆起抑制効果および地盤の密実化の検討、(2) 地盤表面の拘束の有無によって、地盤隆起や締固め効果に影響がある否かについての検討、(3)  $\kappa$ 法による隆起予測と模型実験で発生した隆起量との比較をそれぞれ行った。

次に第3.2節では、円筒形土槽、角型土槽およびせん断土槽の3種類の土槽を使用し、モルタルを地盤内に圧入する際に発生する隆起を大幅に抑制しつつ、改良効果および液状化対策効果が高いU/D方式による圧入手法を提案し、各種の実験結果についてをまとめた。

最後に第3.3節では、有効性が実証された前節のU/D方式による圧入手法において、注入管の大きさと先端形状に着目し、能率よく隆起抑制できる方法を検討した。

各節で得られた知見は、以下の通りである。

#### 第3.1節

- 1) 改良率(総圧入量)が等しい条件下では、圧入本数が多いものほど、地点隆起量および平均隆起量は小さくなることが分かった。
- 2) 圧入本数が多いものほど、地盤の締固め量(地盤の体積圧縮量)、相対密度の増分、壁面土圧の増分、動的コーン貫入試験による打撃回数および静的コーン貫入抵抗値がそれぞれ高いことが分かった。
- 3) 表面拘束がある場合の方が、隆起量が小さく、相対密度の増分が大きいことが分かった。
- 4)  $\kappa$ 法による隆起量の予測値と実測値を比較した結果、圧入本数が大きいものほど、予測値と近いものになることが分かった。

#### 第3.2節

- 1) 提案するU/D方式により圧入時に発生する地盤隆起量を8割以上低減できることを明らかにした。
- 2) 改良効果の面では、ボトムアップ方式以上の密度増加が認められ、 $K_0$ 値については同等であった。
- 3) 液状化対策効果は、ボトムアップ方式と比較し、1.5倍以上の液状化強度が得られ、液状化による沈下被害の抑制の面でも効果を有することが分かった。

#### 第3.3節

- 1) U/D方式は、任意の繰返し体積を地盤に与える場合、注入管の外径を大きくすることで、注入管の総移動距離を削減できるため能率を向上できる。
- 2) U/D方式で使用する注入管の先端のテーパ形状とフラット形状は同等の隆起抑制効果がある。
- 3) 注入管の貫入抵抗が低減できる先端テーパ形状を用いることで、同等の高い隆起抑制効果を担保しながら施工性を向上させることができると考えられる。

- 4) 大きな外径の注入管を使用した U/D 方式の注入管の進退動により、大きな繰返し体積を与えることによって、圧入したモルタル改良体の中に周辺地盤を取り込み、改良体が拡張することを明らかにした。
- 5) 外径の大きな注入管を使用し、繰返し体積の大きな U/D 方式の隆起抑制メカニズムは、改良体への周辺地盤の取込みも付加的に効果があるものと考えられる。
- 6) U/D 方式は、注入管の外径の大きさによらず、隆起抑制効果が少ない繰返し体積で速やかに発現することを明らかにした。
- 7) U/D 方式による改良後の地盤の平均的な相対密度の増大を定量的に示し、少ない繰返し体積の施工法で、密度増大効果が発現することを明らかにした。

#### 第 4 章 隆起抑制メカニズムの考察

本章は、隆起抑制メカニズムの考察として、2種類の室内模型実験を行い、それぞれを第 4.1 節および第 4.2 節にまとめた。

まず第 4.1 節で、透明地盤を用いた実験により、モルタル圧入時のモルタルの挙動および周辺地盤の挙動を直接観察および画像解析をした。次に、第 4.2 節では、模型地盤に使用する東北 7 号珪砂および圧入用のモルタルを使用して供試体をそれぞれ作製し、定ひずみ速度載荷による圧縮試験を行った。それぞれの結果から、地盤内圧入のアップダウン方式による隆起抑制のメカニズムを考察した。

各節で得られた知見は、以下の通りである。

##### 第 4.1 節

- 1) モルタルを地盤に圧入する際、注入管が太い場合、改良体が水平方向の拡張する傾向が強いことがわかった。
- 2) 次ステップの圧入のための注入管の引上げの際、改良体がわずかに縮小していることが実証された。
- 3) ボトムアップ方式でモルタルを圧入の際、注入管が細い場合は、圧入深度付近で水平および鉛直方向に局所的に移動する傾向にあることが分かった。一方で、注入管が太い場合は、比較的土層全体で、鉛直方向の移動量が少ないことが分かった。
- 4) ボトムアップ方式による圧入の周辺地盤の挙動は、圧入深度から離れた土層上部ほど、移動量は小さく、モルタル圧入による隆起量の事前予測に用いられている空洞拡張理論を応用した  $\kappa$  法を用いた隆起量の予測法と整合的であることが明らかとなった。
- 5) 注入管の U/D 時の改良体の周辺地盤の挙動は、改良体の拡張する方向への移動が見られた。また、改良体より上の地盤には水平方向への移動はほとんどみられず、圧入時は鉛直方向に隆起しが、U/D 時は沈下を示し土層上部ほど沈下量は大きいことが分かった。
- 6) U/D 方式によるモルタルの圧入実験により、注入管の上下運動によるモルタル改良体の拡張が明らかとなった。
- 7) U/D 方式の隆起抑制のメカニズムは、注入管の進退動によるモルタルの脈動に伴う地盤の繰返し収縮によるものと考えられる。

#### 第4.2節

- 1) 7号珪砂は、圧縮速度にほぼ関係なく、同じような供試体高さ（間隙比）になるのに対し、モルタルの場合は、圧縮速度が速いと、圧縮されにくい傾向になった。
- 2) モルタルは、圧縮速度が速いケースを除くと、圧密応力の増加とともに緩やかに軸ひずみが発生し、最終的に 15~17 %程度の軸ひずみとなった。圧縮速度が速いモルタルのケースの挙動は、7号珪砂のそれに近く、軸ひずみは小さくなった。

### 第5章 応用－現場実証実験－

隆起抑制効果と液状化対策効果が向上した新たな CPG 工法：U/D 方式について、実機種および各種パラメータを変化させて現場実証実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 開発した U/D 方式は、実大規模での施工が可能。
- 2) 開発した U/D 方式は、室内模型実験と同様の高い隆起抑制効果を有することが実証された。
- 3) 等価改良率による施工の定量化法を用いることで、U/D 方式による地盤の隆起量および密度増加量を予測することができ、従来の CPG 工法と同様の設計が可能であることを示した。

### 第6章 総括

第6章では、各章で得られた成果をまとめた。

東日本大震災以降、地震の外力の想定が高くなり液状化のリスクがますます増大している。このような状況下において重要インフラ等の液状化対策は、高改良率の地盤改良が求められるようになってきている。しかし、高改良率の施工によって従来通りの圧入方法では、隆起量が許容値を超える問題が発生してくる可能性がある。

本研究で提案および開発した U/D 方式による圧入手法は、今回の模型実験および現場実証実験の結果から、従来からの課題であった隆起抑制および液状化対策効果増大（密度増加）の双方を、実現できる圧入手法であることが実証できた。それゆえ、従来の圧入手法と同様の液状化対策効果を対象とした場合には、圧入量が減らせるためコスト縮減が実現できる可能性がある。さらに、隆起の大幅な抑制によって、従来適用が困難であった許容変位量がシビアな施設にも適用範囲が拡大する可能性もある。したがって、本研究で提案および開発した U/D 方式による圧入手法は、今後増大する液状化リスクの低減ならびに安全性の向上に大きく資すると確信する。

また、U/D 方式の隆起抑制メカニズムを、透明地盤の画層解析を通じて改良体および周辺地盤の挙動を計測して検討した。その結果、隆起抑制メカニズムは、注入管の上下運動によるモルタルの脈動に伴う地盤の繰返し収縮によるものと考えられることが分かった。

今後の課題は、アップダウンによる圧入方式の設計法として提案している、等価改良率の検証や、細粒分含有率の高い地盤への適用などである。

## 謝辞

本論文は、主査を日本大学文理学部地球科学科教授 竹村貴人先生、副査を日本大学文理学部地球科学科教授 竹内真司先生ならびに日本大学理工学部交通システム工学科教授 峯岸邦夫先生とし、先生方のご指導のもと、これまでの研究成果をとりまとめたものです。

本論文の研究内容は、主として、平成 26 年度から平成 30 年度に実施した、国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所および民間 5 社による共同研究「静的圧入締固め工法の改良効果向上に関する研究」ならびに、平成 30 年度から平成 31 年度に実施した日本大学文理学部地球科学科および三信建設工業株式会社による共同研究「強制変位を与える圧入による地盤の変形過程に関する研究」の研究成果の一部をまとめたものです。

「静的圧入締固め工法の改良効果向上に関する研究」は、国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所、みらい建設工業株式会社、復建調査設計株式会社、東興ジオテック株式会社、株式会社アートンシビルテクノおよび三信建設工業株式会社による共同研究です。著者は、三信建設工業に入社後、平成 23 年から平成 26 年 6 月までの約 3 年間、海外事業グループの香港支店で工事担当として勤務していました。平成 26 年の 7 月から、技術本部所属となり、「静的圧入締固め工法の改良効果向上に関する研究」の共同研究に携わることとなりました。著者が研究開発を担当するのは、まさに青天の霹靂であり、はじめは何もわからず不安が大きかったです。共同研究者をはじめとする皆様のご指導、ご協力を賜り、ここまでやってくることができました。深く感謝申し上げます。

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 特別研究主幹 山崎浩之博士（現、一般財団法人 沿岸技術研究センター）には、本論文のアップダウン方式による圧入手法の注入管進退動による繰返し体積や等価改良率の概念等、本研究の核となる部分のとりまとめに関してご指導を賜り、本研究が、一つの方向性をもって進めていけるようになりました。心より感謝申し上げます。同 動土質研究グループ長 佐々真志博士は、本研究の新たな静的圧入締固め工法の開発における中心人物の一人で、研究当初からお忙しい中、貴重な時間を割いていただき、常に気にかけてくださいました。実験の進め方、取得データの考察、対外発表論文の構成等、熱心にご指導を賜りました。これらの時間は、大変有意義なものであり、著者にとって貴重な時間となりました。心より感謝申し上げます。

みらい建設工業株式会社代表取締役社長 小西武博士には、著者が学位取得を目指す直接的なきっかけを作っていただきました。共同研究で一緒させていただいた期間は、短かったです。大変有意義な時間でありました。心から感謝申し上げます。同 技術開発室長 足立雅樹博士は、著者の日本大学文理学部地球科学科（前 応用地学科）の先輩であり、研究面だけでなく、様々な調整や学位取得に対する相談等、幅広くご助言を賜りました。心よりお礼申し上げます。

復建調査設計株式会社の主任エンジニア 高田圭太博士には、データ解析や対外発表論文等のとりまとめ、アップダウンに関する設計法に関するご助言を賜りました。また、同 菅野雄一博士、山田和弘氏、木村康隆氏および渡邊真悟博士には、共同研究で大変お世話になりました。心よりお礼申し上げます。

東興ジオテック株式会社の齊藤英徳氏、岡田宙氏、岡見強氏（現、新技術工営株式会社）には、実験計画に対する提案やご助言を賜りました。心よりお礼申し上げます。

株式会社アートンシビルテクノ 代表取締役 金子誓氏ならびに高橋但氏には、実験で使用する硅砂や石英ガラスの物理試験を実施していただきました。また、定例の共同研究では、アップダウンに関する熱心なご討議を賜りました。心よりお礼申し上げます。

九州大学 名誉教授 善功企博士（現、一般財団法人 沿岸技術研究センター）には、静的圧入締固め工法全般にわたるご指導、ご助言ならびに、海外の論文発表に対する姿勢について賜りました。心よりお礼申し上げます。

三信建設工業株式会社 代表取締役社長 山崎淳一氏、相談役 大沢一実氏、常務執行役員技術本部長 関昌則氏ならびに九州支店副支店長 新坂孝志博士（前 技術本部副本部長）には、社会人博士という貴重な経験をする機会を与您に提供していただき、様々なご支援をしていただきました。特に、新坂孝志博士には、著者が海外から技術本部に赴任した当初から様々なご支援、ご指導を賜り、学位取得に専念できる環境を作ってください、今の著者の礎を作ってくださいました。同 専務執行役員 竹嶋秀拳氏、専務執行役員事業本部長 石田哲也氏、常務執行役員管理本部長 関和一郎氏、ならびに常務執行役員東京支店長 城戸博行氏には、社内の様々な調整やご理解、ご支援を賜りました。同 常務執行役員事業本部海外統括 王錦伍氏には、海外での論文発表に関するご指導、ご助言を賜りました。同 技術本部部長 島野嵐氏、課長 本谷洋二氏ならびに、課長 大内寛子氏には、学位取得期間全般において、社内業務の調整やご協力をいただきました。心からお礼申し上げます。

「強制変位を与える圧入による地盤の変形過程に関する研究」は、日本大学文理学部地球科学科 地質工学研究室の竹村貴人教授および三信建設工業株式会社による共同研究です。著者は、竹村先生が埼玉大学から日本大学文理学部地球科学科に赴任した時の第一号の地質工学研究室（竹村研）の卒業生であり、今回の学位取得の件で相談に伺った際、主査を引き受けてくださいました。竹村先生には、熱心な指導を賜り、本論文が充実したものとなりました。深く感謝申し上げます。日本大学文理学部地球科学科教授 竹内真司先生ならびに日本大学理工学部交通システム工学科教授 峯岸邦夫先生には、本論文の副査をお引き受けいただき、貴重なご指導とご討議をいただきました。深く感謝申し上げます。

以上、様々な方の御縁とご指導ご支援を賜り、本論文をまとめることができました。ここに、心から感謝の意を表して結びといたします。

令和2年2月1日 竹之内寛至