

実物大の空港施設を用いた液状化実験に関するシンポジウム  
～空港施設の液状化対策について考える～

平成20年10月21日（火） 10：00～17：30  
東京大学 武田先端知ビル武田ホール

国土交通省航空局  
国土交通省国土技術政策総合研究所  
(独)港湾空港技術研究所

## 実物大の空港施設を用いた液状化実験に関するシンポジウム

### ～空港施設の液状化対策について考える～



実験後の様子（北海道開発局ヘリコプターから撮影）

#### 要 旨

空港は地域間を直接結ぶことができる特性を活かし、地震災害時には緊急物資輸送の拠点等としての役割を果たしている。被災時には、3日を目途に定期民間航空機の運航が可能、再開後の運航規模は早期の段階で通常時の50%を確保できる機能が求められている。このような背景のもと、臨海部に位置する空港においては、大規模地震動に対し地盤の液状化の可能性が高いことが想定されるため、早期の対策が求められている。

本実験は、実物大の空港施設を用い、制御発破により地盤の液状化現象を再現し、液状化が滑走路、駐機場および空港保安施設等の構造物へ及ぼす影響を確認することを目的として、2007年10月27日に北海道小樽市銭函の石狩湾新港西地区の埋立て地盤において実施された。この実験では、上記に挙げる現象分析とともに、コスト縮減・工期短縮の検討を目的とした液状化対策効果の検証と物理探査および非破壊試験による被災時の共用の可否判断に資するデータの収集を実施した。本報では、本実験の概要、液状化時における地盤調査、各空港施設の挙動観測、液状化対策効果等を中心に報告するものである。

実物大の空港施設を用いた液状化実験に関するシンポジウム（2008年10月21日）

共同研究執筆分担一覧

執筆箇所	執筆機関
2.4 実験用試験体(空港施設) (P15)	(財)港湾空港建設技術サービスセンター
3.1 発破時の振動伝搬による周辺影響調査 (P33)	日本工営(株)
3.4 液状化前後における表面液探査結果 (P47)	応用地質(株)
3.5 液状化前後における連続比抵抗モニタリング (P58)	武蔵工業大学, 佐藤工業(株), (独)産業技術総合研究所
3.6 液状化前後における常時微動観測結果 (P60)	(株)ニュージェック
3.7 Piezo Drive Coneによる地盤沈下量の評価 (P64)	応用地質(株)
3.8 スウェーデン式サウンディングおよびラムサウンディングによる液状化地盤の物性評価 (P73)	関東学院大学
3.9 ボータブル動的貫入試験装置による液状化地盤の性状評価 (P77)	(独)防災科学技術研究所
3.10 連続打撃動的貫入試験による液状化地盤の物性評価 (P82)	(株)興和
3.11 多重セル型プレッシャーメータによる原位震動的特性の評価 (P88)	(株)ダイヤコンサルタント, 川崎地質(株), マスダ技研(株)
4.2 静的圧入締固め(CPG)工法 (P105)	静的圧入締固め工法(CPG工法)研究会
4.3 浸透固化処理工法 (P120)	浸透固化処理工法研究会
4.4 超多点注入工法 (P137)	超多点注入工法提案グループ
4.5 クロスジェット工法 (P148)	クロスジェット協会
4.6 ジオバスタ工法 (P160)	ケミカルグラウト(株)
4.7 バットレス状改良工法による液状化対策 (P168)	清水建設(株) 技術研究所, 可塑状ゲル圧入工法研究会, (株)加藤建設
4.8 マイクロバブルによる液状化対策 (P174)	武蔵工業大学, 佐藤工業(株), (独)産業技術総合研究所
5.1 水準測量・平たん性 (P183)	日本工営(株), 日本道路(株), 東亜道路工業(株), (株)東京測器研究所, (株)NIPPOコーポレーション, 大成ロテック(株)
5.2 支持力調査・舗装体内部測定 (P192)	日本工営(株), 日本道路(株), 東亜道路工業(株), (株)東京測器研究所, (株)NIPPOコーポレーション, 大成ロテック(株)
5.3 光ファイバセンサを用いた舗装ひずみ計測 (P206)	NTTインフラネット(株)
5.4 GPS計測技術を用いた空港施設の健全性調査に関する検討 (P209)	ジオサーフ(株)
5.5 地中レーダー法による空洞調査 5.5.2 調査事例(1) (P215)	アイレック技建(株)
5.5 地中レーダー法による空洞調査 5.5.2 調査事例(2) (P219)	応用地質(株)
5.5 地中レーダー法による空洞調査 5.5.2 調査事例(3) (P225)	(株)シーラム・エンジニアリング, (株)メンテック
5.5 地中レーダー法による空洞調査 5.5.2 調査事例(4) (P229)	(株)ニュージェック
5.7 高強度RCプレキャスト舗装版の地震時挙動及び早期供用性の評価 (P237)	(株)ガイアート・K, ジオスター(株)
6. 空港保安施設における液状化時挙動に関する調査 (P243)	曙ブレーキ工業(株), (株)ジオデザイン
7. 地下埋設管の液状化時挙動に関する調査 (P253)	高耐圧ポリエチレン協会
8. 浮き上がり防止装置付きマンホールの液状化時挙動 (P264)	(株)日水コン
9. 異種地下構造物接続にともなう地震時挙動に関する調査 (P273)	札幌市, (株)日水コン, 弘前大学, 北海道大学
10. 防油堤の液状化時挙動 (P286)	(社)日本港湾協会
11. 通信管の液状化時挙動に関する調査 (P291)	NTTインフラネット(株)
12. 高強度ジオンセテックスによる液状化地盤上の盛土の補強効果 (P298)	岡三リビック(株), エターナルプレザープ(株), (株)共和電業, 古野電気(株)

## 2.5 実験用試験体（その他共用施設等）

### 2.5.1 地下埋設管

#### (1) 埋設位置

大口径のポリエチレン管の液状化時挙動を確認するため、滑走路下（GL-2m程度）南北方向に耐圧ポリエチレン管φ1000mm、L=55mおよびマンホールを設置した。

埋設管は図-2.5.1、図-2.5.2に示すように滑走路の南北方向に2列配置し、各列の南（山）側端部にポリエチレン製2号マンホールを設置した。

埋設に際しては、図-2.5.3の断面に示すように、地下水位低下を図るためウェルポイント工法を実施した。

#### (2) 埋設管の仕様

埋設管は日本工業規格（JIS K 6780）に基づき製造され

た耐圧ポリエチレン管で、螺旋状のリブを持つR形（R30：旧1種管）と内外面平滑で管壁内に中空部を持つF形（F30：旧1種管）を用いた（図-2.5.4）。また、管の接続は、ゴム輪継手（現場施工）、EF（エレクトロフュージョン）継手（工場加工）の2通りとした。

写真-2.5.1～写真-2.5.3に施工状況を示す。

実験詳細ならびに結果は、後述の7.に示されている。

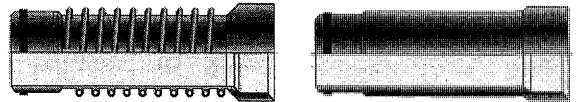


図-2.5.4 耐圧ポリエチレン管（左：R形，右：F形）

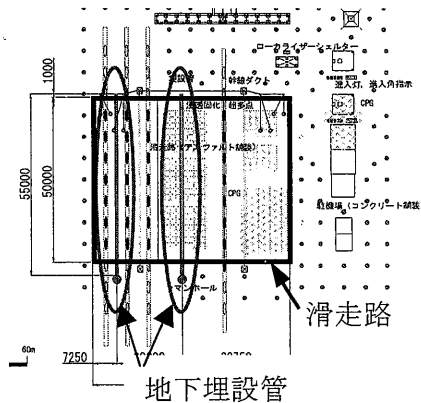


図-2.5.1 埋設管の配置

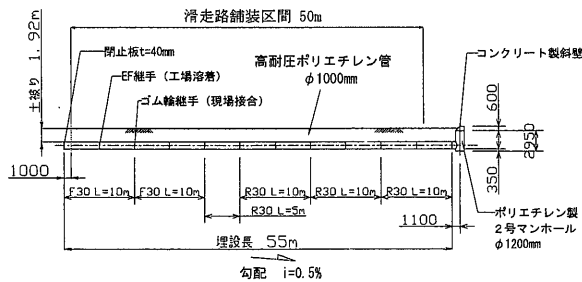


図-2.5.2 埋設管設置（縦断面）

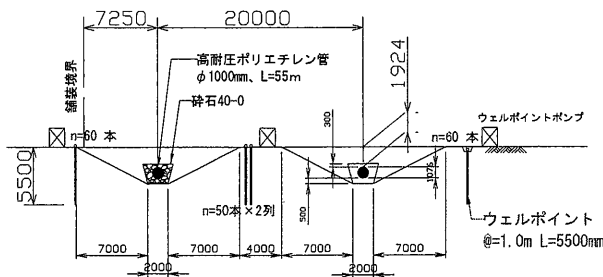


図-2.5.3 埋設管設置（断面）

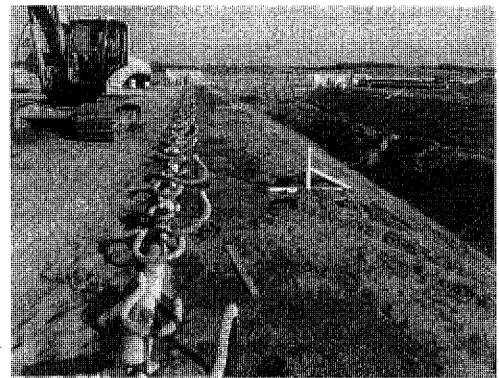


写真-2.5.1 ウェルポイント，掘削状況

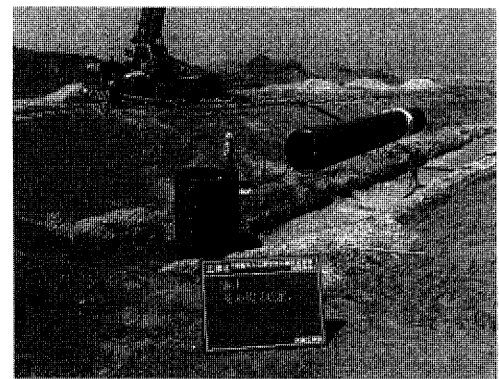


写真-2.5.2 管敷設状況



写真-2.5.3 埋戻し，転圧状況

## 7. 地下埋設管の液状化時挙動に関する調査

### 7.1 はじめに

わが国において、1995年の阪神淡路震災をはじめとする大地震によるライフラインの被害は多発しており、管路システムの耐震性は、地震国日本におけるライフラインの重要な課題といえる。管路材料の耐震性能の検討が必要不可欠となっている。ポリエチレン管はISOに規格化されており、一般に「とう性管」と呼ばれ、地盤等の変形によく追従できるという性能を有し、主にヨーロッパやアメリカ等で耐震管路材料として幅広い用途に使用されている。一方、わが国においてもガス管、下水道管、パイプライン等のライフラインとして市場導入されている。

このような背景から、北海道小樽市銭函の石狩湾新港西地区において、空港施設の液状化時挙動に関する現場実物大実験に、ハウエル管と呼ばれる大口径の高耐圧ポリエチレン管（以下、埋設管と称す）を埋設し、液状化による埋設管の性能を調査した。具体的には、空港滑走路を模擬したアスファルト舗装下に埋設管を設置し、制御発破による地盤の液状化現象が同管に及ぼす影響を確認したものである。

### 7.2 実験目的

液状化した地盤内に埋設された埋設管の性能評価を検討することを目的とし、地盤の液状化時および事後に発生する管のたわみ量及び応力を把握することにより同管の使用上の安全性を確認するものである。また、地盤改良の有無が管の挙動に与える影響についても検討する。

### 7.3 地盤概況

実験場所である石狩湾新港西地区は、現在造成中であり、石狩湾からの浚渫砂で埋め立てられている。地盤は表層から約5mの埋立て層（Fs層）とそれ以深は旧海岸である砂質土層（As1層、As2層）で構成され、全体的に液状化しやすい性質を示している。また、地下水位は概ねGL-2.0～2.5mの範囲で分布している。

### 7.4 埋設管の設置

#### 7.4.1 使用管材

使用した地下埋設管は、直径 $\phi$ 1000で、1本の長さL=5mである。使用した管の形状を図-7.4.1に示す。管形状として、リブのないF形管と、管の剛性を向上させるために管外面にリブを有したR形管を用いた。材料特性を表-7.4.1に示す。

#### 7.4.2 管材の配置

図-7.4.2(a), (b), (c)に埋設管の配置を示す。管の周辺地盤は(a)に示すように、地盤改良が施されていない未改良部（No.1）と地盤改良が施された（No.2）の2系統配置した。管理設断面は(b)に示すように、施工の都合上、完全に地下水以下ではなく、管半分が地下水以下となるように埋設した。1系統の管の総延長は、(c)に示すように55mであり、20mはF形管、35mはR形管を使用した。個々の管の継手は、継手と管本体を熱により一体化させるEF融着継手（エレクトロフュージョン継手）と、一般排水管として使用されるゴム輪継手があり、個々の管の継ぎ手の種類は図(c)に示す通りである。また、管の端部の一方にはポリエチレン製2号マンホールを設置し、反対側端部は閉止板を用いて管断面を閉塞している。



(a) F形管

(b) R形管

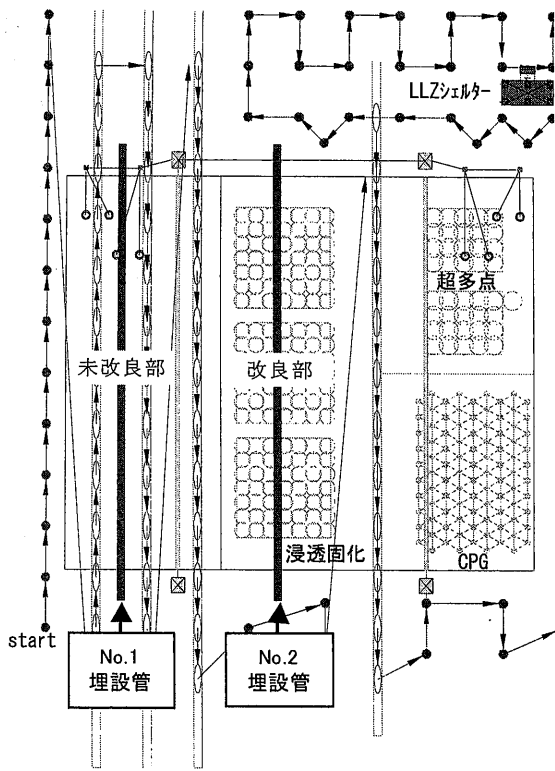
図-7.4.1 実験に使用した埋設管の種類

表-7.4.1 材料特性

項目	単位	特性値
密度	g/cm <sup>3</sup>	0.96
引張強さ	N/mm <sup>2</sup>	27.0
曲げ強さ	N/mm <sup>2</sup>	32.4
ヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	980
ポアソン比	—	0.4

#### 7.4.3 管材の埋設

埋設管の設置断面を図-7.4.3に示す。管底はGL-2.8m程度の位置となるように設置した。図-7.4.3には示されていないが、管の上部には滑走路を模擬したアスファルト舗装構造となる。管周辺部の埋戻しは再生骨材を用いた。再生骨材の粒径加積曲線を図-7.4.4に示す。一層仕上がり厚さ20cm以下となるように左右均等にランマー等により転圧作業を実施した。特に管底および管側部の埋戻しに関しては、一般的に管周辺の地盤が空洞になるケースが懸念されるため、突き棒を用いて入念に突固め施工を行なった。写真-7.4.1に埋設管の据付状況を示す。



(a) 平面図

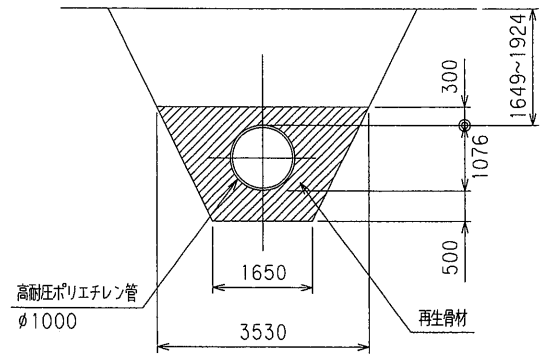


図-7.4.3 埋設管設置断面図

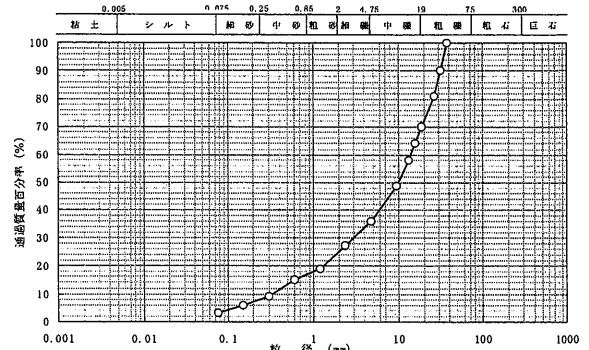
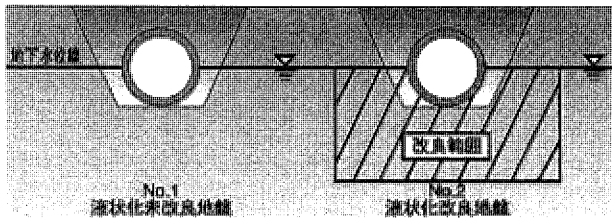
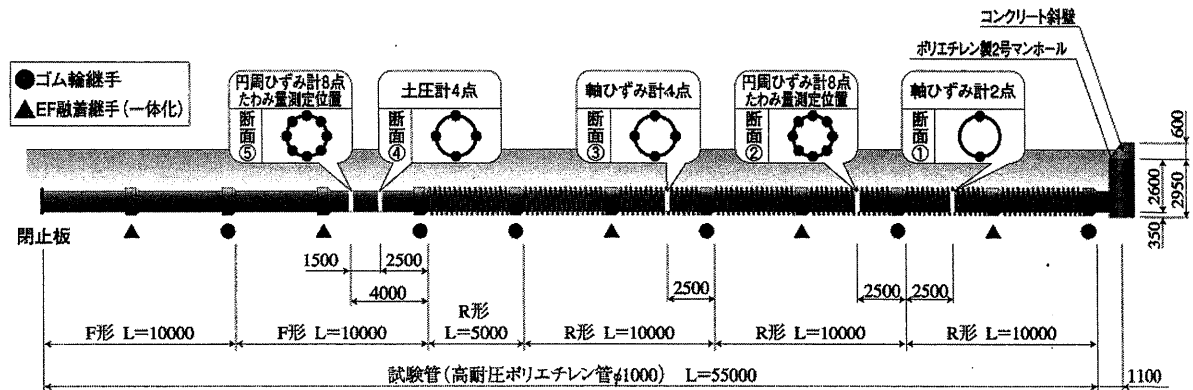


図-7.4.4 埋戻し材料の粒径加積曲線



(b) 断面の模式図



(c) 縦断面図

図-7.4.2 埋設管の配置



写真-7.4.1 据付状況

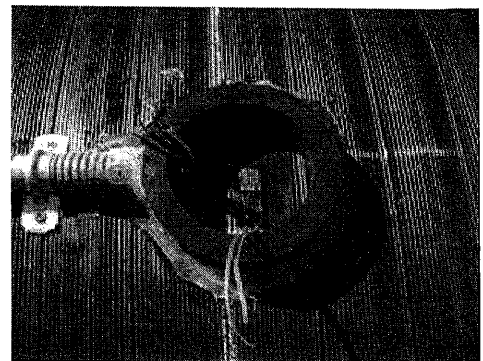


写真-7.5.1 計測機器の据付状況 (F形管)

### 7.5 計測項目と計測位置

計測項目を表-7.5.1に示す。埋設管には土圧計を直接設置し、液状化前後に埋設管に作用する土圧を計測した。また、液状化前後で管体に生じる円周方向ひずみ、軸方向ひずみをひずみゲージを用いて計測した。さらに、円周方向変位量（管の内空変位）、軸方向変位量の計測は、レーザー変位計を用いて行った。土圧計およびひずみゲージの据付状況を写真-7.5.1、写真-7.5.2に示す。特に、管外面にリブを有するR形管には、写真-7.5.3に示すように、凹部にひずみゲージを固定した。なお、各計測位置については、図-7.4.2(c)に示されている。また、別途、液状化時に生じる管周辺の未改良地盤、改良地盤の間隙水圧も計測した。

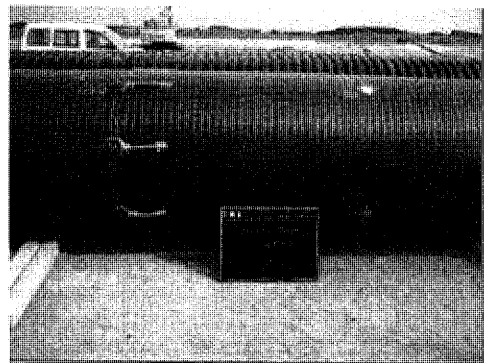


写真-7.5.2 計測機器の据付状況 (F形管)

表-7.5.1 計測項目 (埋設管部)

計測項目	計測方法	数量	設置位置
土圧	壁面土圧計	4点×1断面×2系列	④
円周方向ひずみ	ひずみゲージ	8点×2断面×2系列	②⑤
軸方向ひずみ	ひずみゲージ	2点×1断面 4点×1断面×2系列	①③
円周方向変位	レーザー変位計	4点×2断面×2系列	②⑤
軸方向変位	レーザー変位計	11点×2系列	継手部

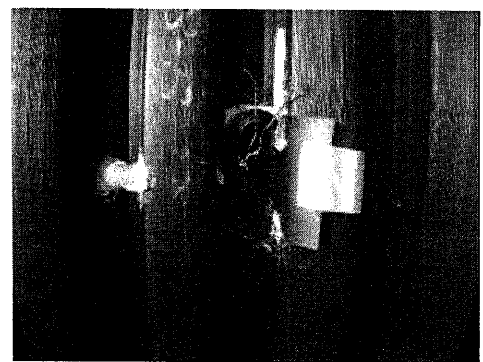


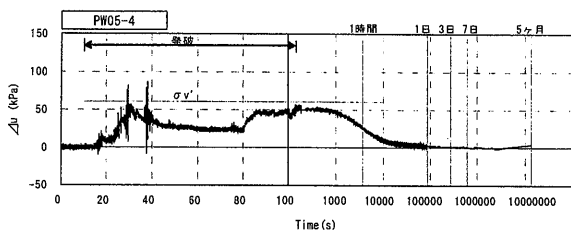
写真-7.5.3 R形管のひずみゲージ設置

### 7.6 計測結果

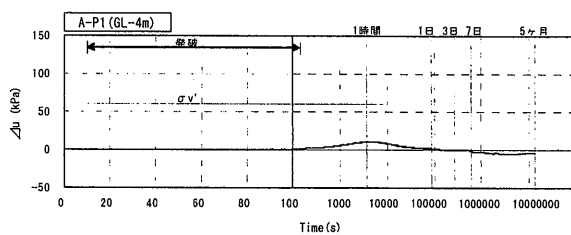
#### 7.6.1 間隙水圧

図-7.6.1にG.L-4mに設置した発破による間隙水圧計の増分 ( $\Delta u$ ) の時刻歴変化を示す。(a)は未改良部、(b)は改良部である。(a)を見ると、発破により  $\Delta u$  は上昇し、 $\Delta u$

$\sigma'_v$ は約0.9となっていることから、埋設管の周辺地盤は液状化していると判断できる。T=40sec以降では $\Delta u$ が減少している。これは地下水が地上に噴出したためと考えられる。さらに発破後も $\Delta u/\sigma'_v$ は約0.9を示している。これは、GL-4m以深の層で発生した過剰間隙水圧が伝播したためと考えられる。一方(b)をみると、発破による $\Delta u$ の上昇は見られないことから、埋設管の周辺地盤は液状化していないと考えられる。発破直後のT=100secから $\Delta u$ が上昇し、 $\Delta u/\sigma'_v$ は約0.2となっているが、これは、改良部周辺の未改良部に発生した過剰間隙水圧が改良部へ伝播したためと考えられる。(a)、(b)ともに、発破後1日経過すると過剰間隙水圧は消散した。



(a) 未改良部



(b) 改良部

図-7.6.1 過剰間隙水圧の時刻歴

### 7.6.2 土圧

#### (1) 発破による土圧増分

発破直前の土圧を初期値とし、F形管に作用した土圧増分の時刻歴変化を図-7.6.2に示す。(a)はNo.1(未改良部)、(b)はNo.2(改良部)を示している。(c)は土圧計の管周設置位置を示している。計測位置は、図-7.4.2(c)の断面④である。(a) No.1(未改良部)を見ると、発破により鉛直、水平方向ともに約30kPa土圧が増大している。図-7.6.1(a)に示したように、No.1の管周辺地盤の液状化しているが、液状化により発生した動土圧は、等方的に埋設管に作用していることが分かる。また、液状化により増大した土圧は、液状化後約1日でほぼ0となった。これは、図-7.6.1(a)

に示した過剰間隙水圧の消散挙動と整合性がとれている。一方、(b) No.2(改良部)を見ると、発破による土圧増分は約5kPaとNo.1の16%程度の低い値となっていることが分かる。これは、図-7.6.1(b)に示したように、No.2の管周辺地盤が液状化していないためであると考えられる。

#### (2) 作用する土圧履歴

埋設管を敷設し、埋戻し前を初期値とした土圧履歴を図-7.6.3に示す。No.1を見ると、発破前(●)の土圧は等方的に作用しておりその大きさは約15kPaである。発破直後(▲)の土圧は等方的に約45kPaとなり、上述したように約30kPa土圧が増分した。この大きさは、図-7.6.1(a)に示した過剰間隙水圧の大きさにほぼ等しい。その後土圧は減少していく。図-7.6.1(a)に示したように発破後1日経過すると過剰間隙水圧は0となっているのに対し、発破後5ヶ月(○)経過しても土圧は発破前の大きさに戻っていないことが分かる。一方、No.2では、発破前(●)の土圧からやや発破直後の土圧(▲)は大きくなるが、その大きさは5kPa程度とわずかであり、その後の土圧履歴も変化が見られなかった。

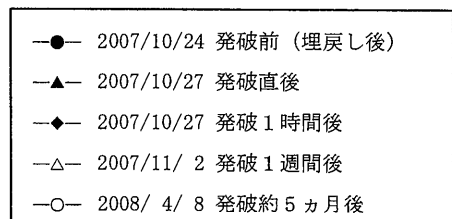
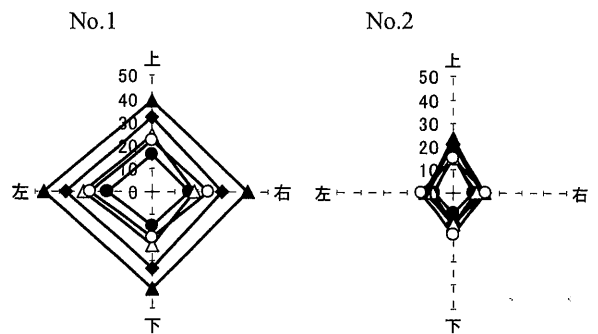
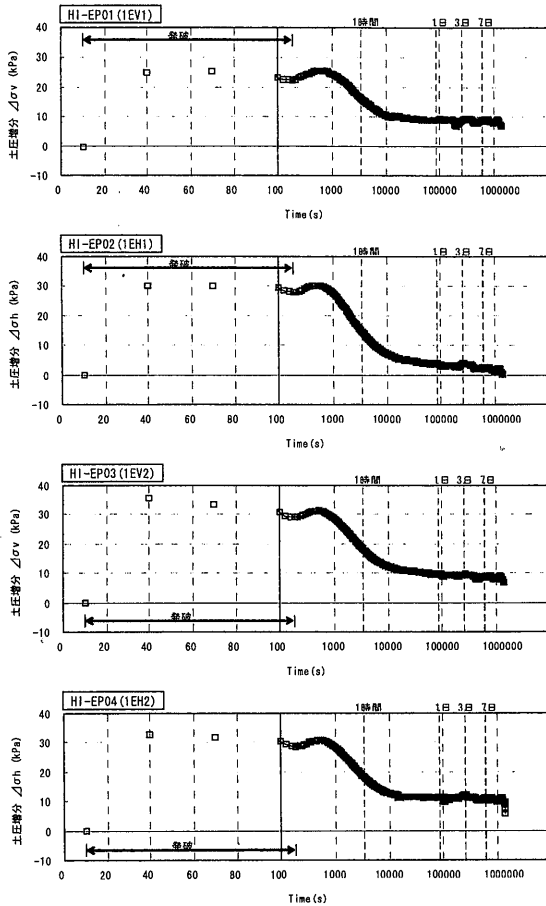


図-7.6.3 埋設管に作用する土圧履歴 (kPa)

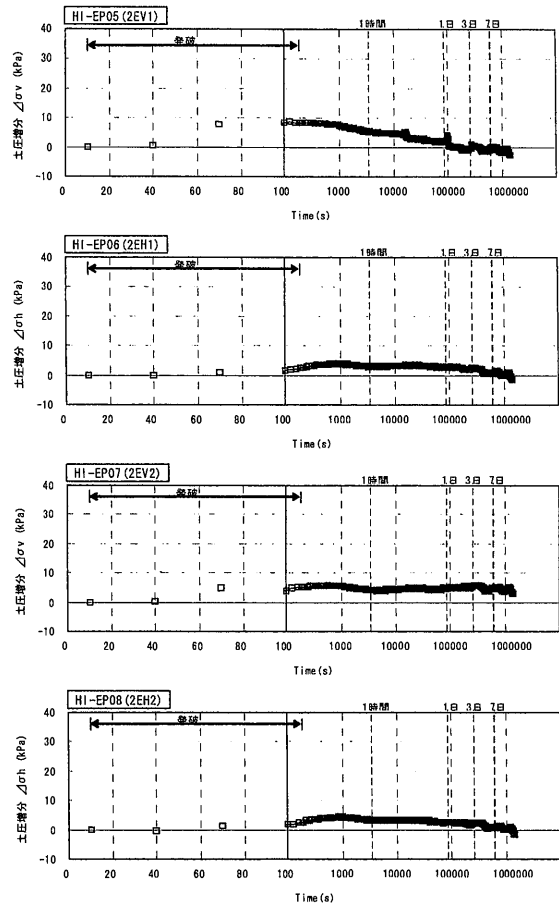
#### 7.6.3 円周方向ひずみ

埋設管布設時を初期値とした円周方向ひずみの推移を図-7.6.4に示す。管敷設前を初期値としたもので、計測位置は、図-7.4.2(c)の断面② (R形管) と断面⑤ (F形管) である。図中の+ (プラス) 方向は引張側であり、- (マ

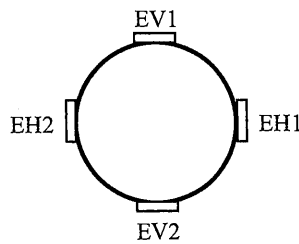




(a) No.1



(b) No.2



(c) 土圧計設置位置

図-7.6.2 土圧増分の時刻歴変化

イナス) 方向は圧縮側である。No.1 (未改良部) を見ると、埋戻しに伴い、R形管では最大で約1000 $\mu$ 、F形管では最大で約2000 $\mu$ のひずみが発生していることが分かる。発破直後では、R形管では最大で約500 $\mu$ 、F形管では最大で約2000 $\mu$ のひずみが発生している。また、発破後5ヶ月経過しても、円周方向に発生したひずみは発破前のひずみ分布に戻らない傾向を示している。圧縮・引張のひずみの円周方向での分布については、統一的な解釈が難しい

ので、ここでは、計測された最大ひずみから埋設管の安全性について評価する。ひずみから応力度への換算式は式(7.6.1)を用いる。

$$\sigma = E_s \times \mu \times 10^{-6} \quad (7.6.1)$$

ここで、 $\sigma$  : 応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $E_s$  : 材料のヤング係数 (980N/mm<sup>2</sup>)、 $\mu$  : 計測されたひずみ

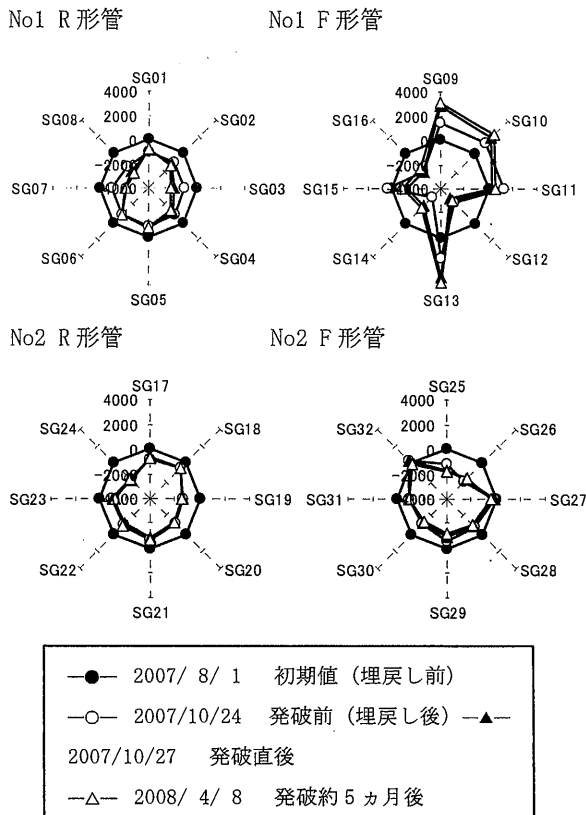


図-7.6.4 円周方向ひずみの推移 (単位:  $\mu$ )

円周方向の最大ひずみは、埋設管布設時からで見ると、No.1のF形管で概ね4000 $\mu$ である。式(7.6.1)から、このひずみを応力度に換算すると発生応力度は3.92 (N/mm<sup>2</sup>)となる。埋設管の降伏応力度は、表-7.4.1に示したように27 (N/mm<sup>2</sup>)であるので、この場合の発生応力度では安全率6.8となり、液状化後においても埋設管として使用上安全な状態である。No.2 (改良部) では、最大ひずみが4000 $\mu$ 未満であることから、No.2の管も使用上安全であるといえる。

次に、発破直前を初期値とし、発破による円周方向ひずみの時刻歴変化をNo.1を図-7.6.5に、No.2を図-7.6.6に示す。左列がR形管、右列がF形管を示している。図-7.6.5、図-7.6.6から円周方向ひずみの変化分を抽出したものを図-7.6.7に示す。図-7.6.7を見ると、R形管、F形管共に、No.1 (未改良部) では、発破により水平方向に圧縮ひずみが発生している。さらにF形管では鉛直方向に引張方向のひずみも発生している。ひずみの分布から判断すると、管は鉛直方向につぶれ、水平方向に伸びた形状となって

いると考えられる。ひずみの大きさは、R形管と比べてF形管の方が大きな値を示している。これはF形管ではリブの無い断面のため、R形管と比べて剛性が小さいためと考えられる。一方、No.2 (改良部) では、R形管は発破による円周方向のひずみはほとんど発生していないことが分かる。また、F形管においても発破による円周方向のひずみは500 $\mu$ を示しており、No.1 (未改良部) と比べて小さかった。

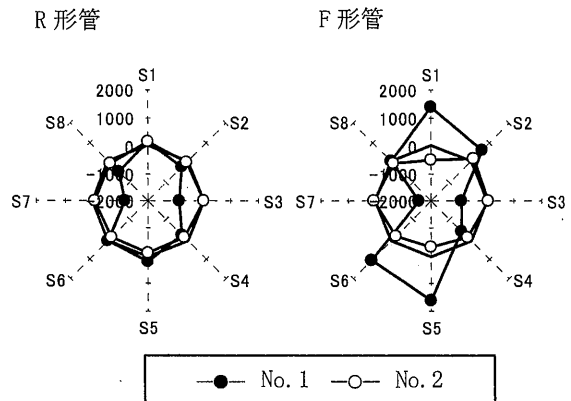


図-7.6.7 発破による円周方向ひずみ増分 (単位:  $\mu$ )

#### 7.6.4 軸方向のひずみ

発破による埋設管の軸方向 (延長方向) のひずみの時刻歴変化を図-7.6.8、図-7.6.9に示す。初期値は発破直前である。図-7.6.8の計測位置は、図-7.4.2(c)の断面①、図-7.6.9の計測位置は、図-7.4.2(c)の断面③を示している。ひずみゲージの管周での設置位置は、図-7.6.10に示した。なお、計測した管材はR形管のみである。ポリエチレン製2号マンホールに近い図-7.6.8を見ると、(a) No.1 (未改良部) では発破中に最大で約800 $\mu$ の軸方向ひずみが発生している。一方、(b) No.2 (改良部) を見ると、発破中での軸方向ひずみは最大で200 $\mu$ であり、その大きさは(a)と比べて小さい。発破後の軸方向のひずみを見ると、No.1、No.2ともにひずみが増加していることが分かる。発破後に発生したひずみのピークは発破後1時間から1日であり、実験後7日まで残留していた。実験後約5ヵ月後の軸方向のひずみは、発破直前の値にほぼ戻っていた。ただし、実験後7日から5ヶ月の軸方向ひずみの変化は計測できていないため不明である。ポリエチレン製2号マンホールから離れた図-7.6.9を見ると、(a)、(b)ともに発破中と発破後の軸方向のひずみの挙動は、図-7.6.8で示した軸方向のひずみの挙動と同様の傾向を示した。発破中の軸方向の最大ひずみは、(a)で約700 $\mu$ 、(b)で約100 $\mu$ であった。

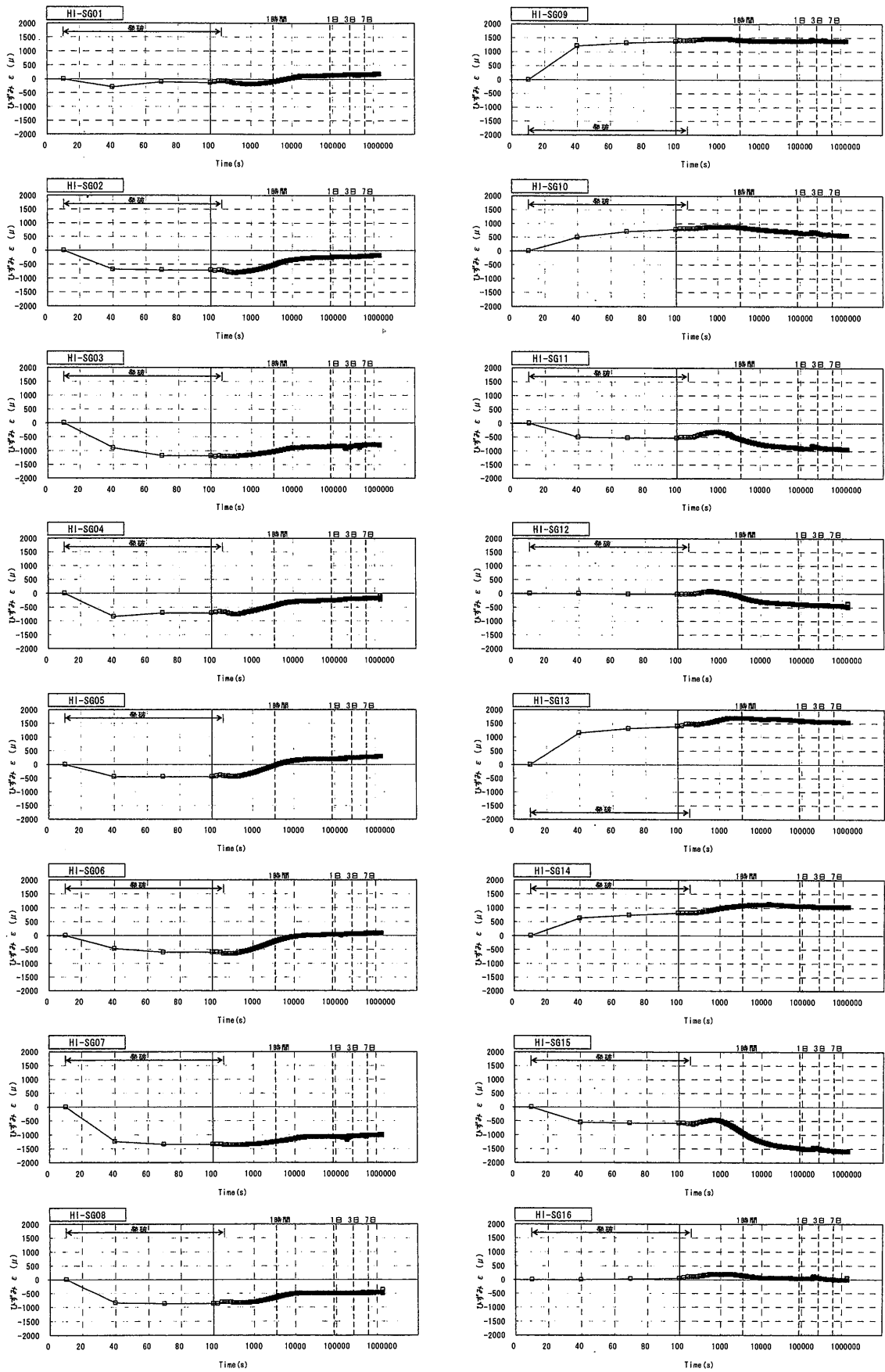


図-7.6.5 No.1(未改良部)の円周方向ひずみの時刻歴変化

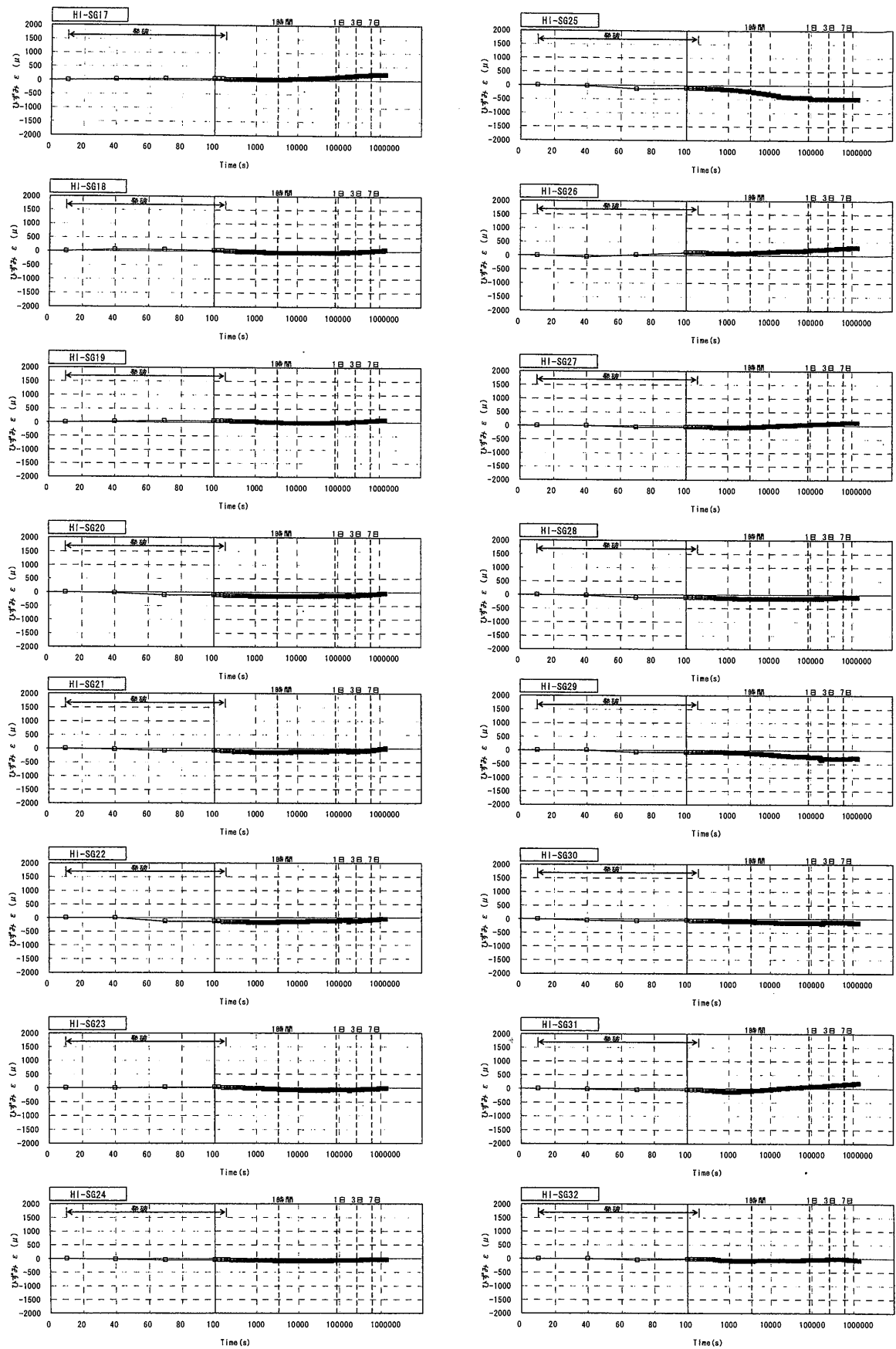
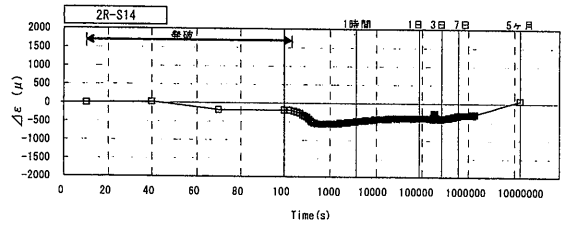
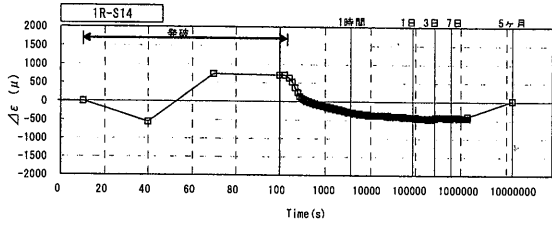
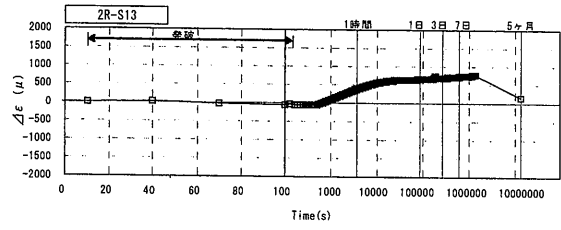
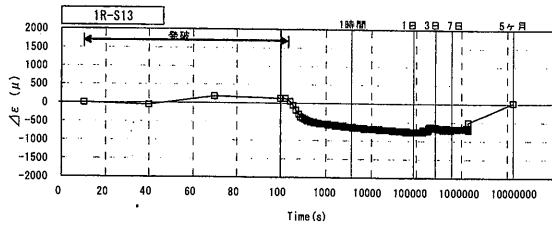


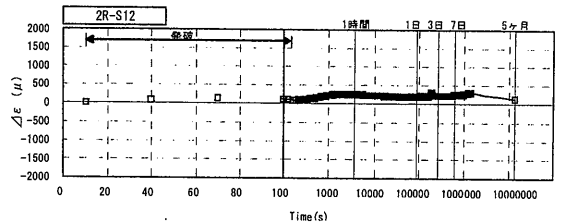
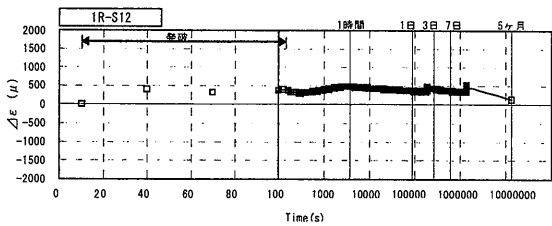
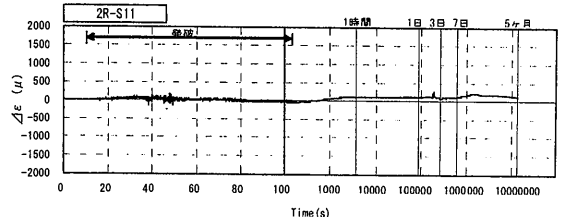
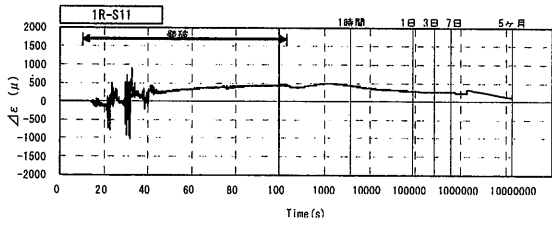
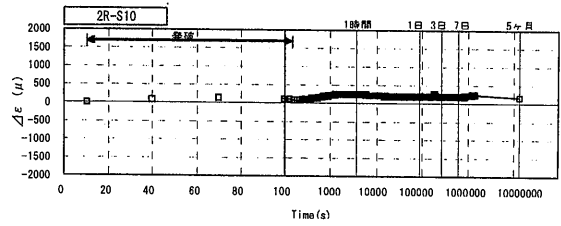
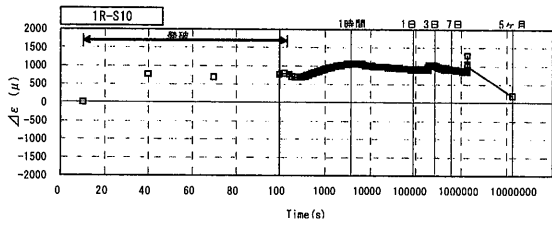
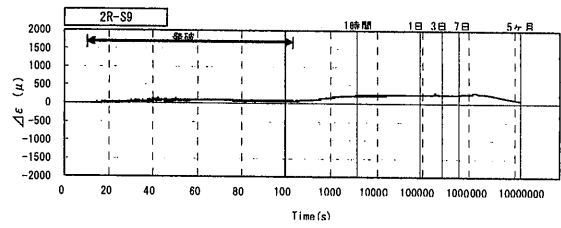
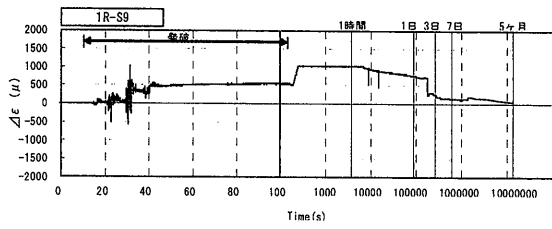
図-7.6.6 No.2(改良部)の円周方向ひずみの時刻歴変化



(a) No.1 (未改良部)

(b) No.2 (改良部)

図-7.6.8 発破中の管軸ひずみの時刻歴変化 (断面①)



(a) No.1 (未改良部)

(b) No.2 (改良部)

図-7.6.9 発破中の管軸ひずみの時刻歴変化 (断面③)

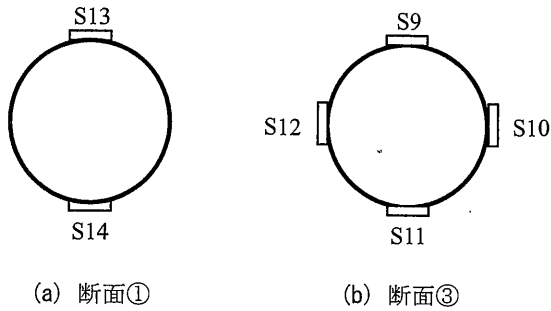
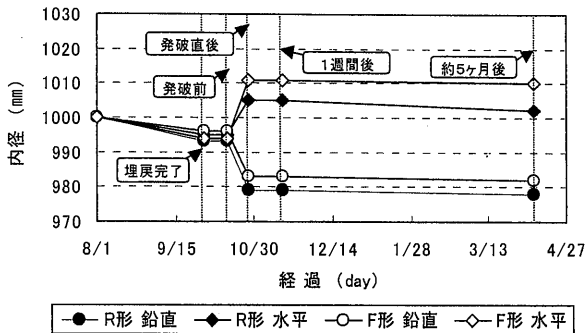


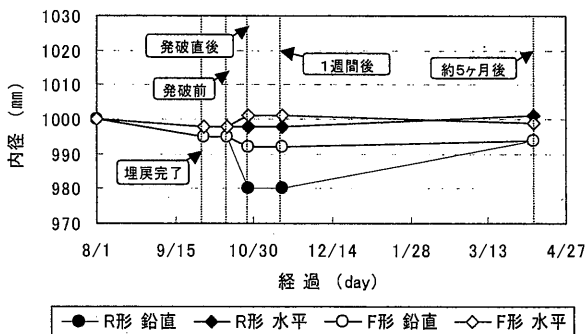
図-7.6.10 ひずみゲージの位置

### 7.6.5 管体の内空変位

埋設管断面の変形量を把握するため、レーザー変位計により内空変位量を計測した。図-7.6.11に管内径の推移を示す。(a)はNo.1(未改良部)、(b)はNo.2(改良部)であり、F形管とR形管の鉛直方向の内径と水平方向の内径である。初期値は、管の内径1000mmである。



(a) No.1(未改良部)



(b) No.2(改良部)

図-7.6.11 管断面の内径の推移

図-7.6.11を見ると埋戻し施工により、管の種類、地盤改良の有無によらず内径は変化し、内径1000mmから発破前で約995mmとなっている。発破により(a)、(b)ともに内径は、管種によらず最大で約15mm変化しているが、(a)と比べて(b)の方が内径の変化は小さい傾向を示している。発破5ヶ月後での内径の値は、発破により生じた変化を保持したままとなっていた。

ここで、内空変位から、本実験で用いた使用材料の評価を行う。管体の許容たわみ率は5%である。これを変位量に換算すると、1000mm(1本長さ)×5%=50mmとなる。最大内径変位量は(a)R形管の20mm(内径が980mm)であることから、埋設管としての機能は十分保持していることが確認できた。

図-7.6.12に埋設管の断面形状の変化を示す。管断面に変形が無ければ中心から半径500mmの正八面体となる。管体形状は発破により鉛直方向につぶれ、水平方向に伸びた扁平の形状となったことが分かる。これは、7.6.3における円周方向ひずみの結果で示唆されたことと整合性がとれている。扁平の程度は、No.1(未改良部)と比べてNo.2(改良部)の方が小さい傾向を示した。

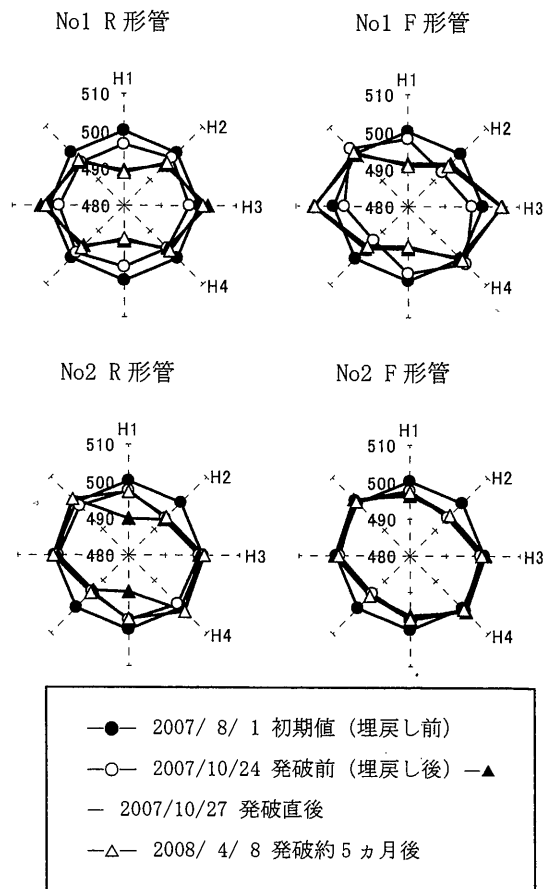


図-7.6.12 管断面形状の変化

### 7.6.6 管軸方向の沈下

発破による埋設管の軸方向（延長方向）の沈下を図-7.6.13に示す。x軸はポリエチレン製2号マンホールからの距離を示し、計測地点は管の継手である。No.1（未改良部）を見ると、発破により管軸方向に100mmから350mm程度の沈下が発生したことが分かる。相対沈下量は約250mmであった。一方、No.2（改良部）を見ると、発破により管軸方向に最大50mmの沈下量が発生し、相対沈下量は30mm程度となった。No.2では、管は延長方向にほぼ同程度に沈下し、最大沈下量はNo.1と比べて15%程度に低減されていた。なお、継手と管本体を熱により一体化させるEF融着継手（エレクトロフュージョン継手）と、一般排水管として使用されるゴム輪継手ともに、管が継手部で抜けるようなことはなかった。

図-7.6.14に、発破前後において、アスファルト舗装面と埋設管との距離を管軸方向で示した。y軸の正はアスファルト舗装面と管との距離が近くなったことを示す。図-7.6.14のNo.1（未改良部）を見ると、アスファルト舗装面と管との距離が概ね20mm近くなっていることが分かる。一方、No.2（改良部）を見ると、アスファルト舗装面と管との距離に変化がほとんど見られない。No.1では地盤の液状化により、アスファルト舗装面が埋設管よりも大きく沈下したためと考えられる。

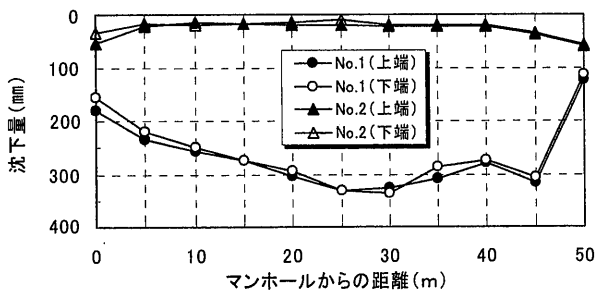


図-7.6.13 発破による管軸方向の沈下

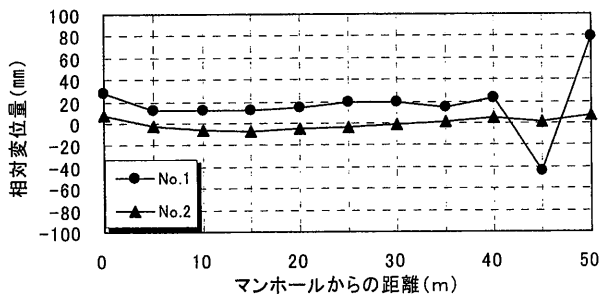


図-7.6.14 アスファルト舗装面と管との距離

### 7.7 まとめ

空港施設の液状化時挙動に関する現場実物大実験に大口径の高耐圧ポリエチレン管を埋設し、液状化による性能および液状化時の挙動を調査した。その結果、液状化した地盤内であっても、埋設管の断面性能は許容範囲内であることが明らかとなった。また、管周囲に地盤改良を施すことで、作用する動土圧や管の断面変形を低減させ、管の沈下量および延長方向の相対沈下量を低減させる効果が認められた。