

# 市街地における液状化対策としての地下水位低下工法の調査・計画・設計プロジェクト —干拓履歴を持つ地盤の液状化対策・試験施工による実証実験の検討報告—

石川友之<sup>1</sup>, 安藤健司<sup>2</sup>, 前本尚二<sup>2</sup>, 佐藤克己<sup>3</sup>, 埴 誠一<sup>4</sup>

- 1 中日本建設コンサルタント株式会社 (現: 柴山コンサルタント株式会社)  
2 中日本建設コンサルタント株式会社  
3 中日本建設コンサルタント株式会社 (現: 日本大学生産工学部)  
4 潮来市

## 概 要

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、茨城県潮来市日の出地区では約200haにおよぶ住宅地で甚大な液状化被害が発生した。潮来市は再液状化の抑制を目指して、2012年2月に東日本大震災復興交付金事業における市街地液状化対策事業に着手した。本事業では地区の土地造成の履歴から地下水位低下工法が適するものと考え、その実現可能性を検証した上で液状化対策工事を実施した。2018年4月に液状化対策事業効果検討委員会により地下水位の低下が確認され、既成市街地において前例のない規模の地下水位低下工法による液状化対策工事が完了した。本検討の経緯は国の指針となる市街地液状化対策推進ガイドランスの策定に際しても実例として参考にされ、指針として活用されている。本報告ではこれら一連の事業の経緯を報告する。

キーワード：東日本大震災復興, 市街地液状化対策, 地下水位低下工法, 液流動化診断, 実証実験

## 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、茨城県潮来市日の出地区(以下、本地区と呼ぶ)(写真1)では約200haにおよぶ住宅地で甚大な液状化被害が発生した(表1)。潮来市は再液状化の抑制を目指し、2012年2月に東日本大震災復興交付金事業における、市街地液状化対策事業に着手した。当時、既成市街地に対する液状化対策の技術的知見や施工事例が少なく、確立された対策工法がない中で、本事業では、本地区の土地造成の履歴から地下水位低下工法が適するものと考え、その実現可能性を検証し、2013年5月に本地区全域の約200haを対象とする地下水位低下工法による市街地液状化対策事業の事業計画を決定した。

その後、事業化を行い2016年3月に液状化対策工事が完了し、2018年4月に目標水位への地下水位の低下を確認し、既成市街地における液状化対策として、前例のない規模の地下水位低下工法による液状化対策を実現した。

この一連の調査経緯は、国の指針となる「市街地液状化対策推進ガイドランス<sup>1)</sup>」の策定に際しても、実例として参考にされている。

本報告は、地下水位低下工法による液状化対策の参考になることを願い、これら一連の調査により得られた結果を報告するものである。

表1 日の出地区の液状化被害の概要

種 別	被災数	全体数	被災の割合
住宅被害	3,072棟	※	—
道路被災延長	約37.0km	約46.0km	80.4%
下水道被災延長	約27.6km	約36.0km	76.7%
上水道被災延長	約24.5km	約51.0km	48.0%

※.日の出地区全世帯数：2,505世帯(2011.3.1時点)



写真1 調査位置(Google earth に加筆)

## 2. 土地造成履歴に起因する地質特性

本地区は昭和初期(1931年)まで内浪逆浦(ウチナサカウラ)とよばれる入江であった(図1)。

その後の食糧増産の需要を受けて干拓され(写真2),およそ20年間にわたり圃場として営農された(写真3)。

戦後、食糧増産の役目を終えると外浪逆浦(ソトナサカウラ)の水底の土砂をポンプで圧送し、吹き上げる工法で浚渫工事(宅地化の造成工事)が行われた(写真 4,5)。昭和 49 年(1974 年)に造成工事が完成し「日の出」と名付けられた。

昭和 52 年(1977 年)には潮来浄化センターが完成し、上下水道を完備した近代的な住宅地が完成した。(写真 6)。

本地区の土地造成の履歴(表 2)から、本地区の地層は図 2 に示すように、昔の圃場の上に浚渫により川底の土砂を埋立てたものである。1950 年から 1970 年の 20 年間にわたり営農されていた圃場は、本地区の周辺の圃場や常陸利根川の水位よりも低い位置にあったにもかかわらず農地として使われていたことから、昔の圃場の土(以下、旧田面と言う)が、標高の高い周辺地盤から本地区内への地下水の浸入を防いでいるものと考えられた。

また、埋立て造成に用いられた外浪逆浦の川底の浚渫土は利根川の自然の分級作用によって淘汰された均質な細粒砂で、宅地造成後は、宅地に降った雨水は旧田面や下部の粘性土層により地下への浸透が妨げられることから地下水が溜まりやすい地形であると考えられた。

表2 日の出地区の土地造成の履歴

西暦	出来事
1931	内浪逆浦干拓事業が始まる
1941	人力による堤防築造工事、排水機場築堤工事が始まる
1950	内浪逆浦の干拓造成事業完成
1970	浚渫船によるポンプ浚渫、排砂管による土砂吹き上げ開始
1974	造成工事完成
1977	近代的な住宅地として完成



図1 1886年当時の内浪逆浦と外浪逆浦(歴史的農業環境閲覧システム<sup>2)</sup>に加筆)



写真2 1931年からの干拓事業の様子(史上最大の土建事業・幻の房総開発計画<sup>3)</sup>より)

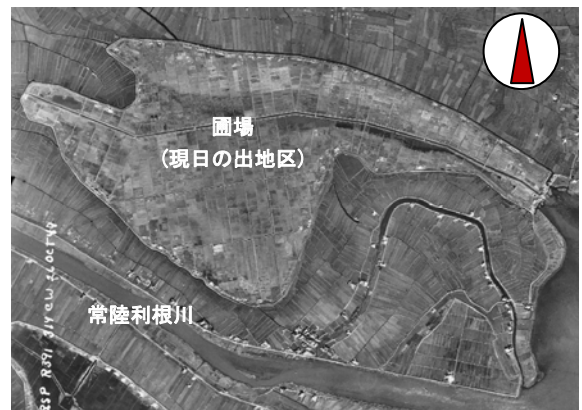


写真3 1947年当時の圃場(国土地理院 地図・空中写真閲覧サービス<sup>4)</sup>に加筆)



写真4 1970年当時のポンプ圧送の様子<sup>5)</sup>



写真5 1970年当時の吹き上げの様子<sup>5)</sup>



写真6 2011年3月地震後の日の出地区(Google Earth に加筆)

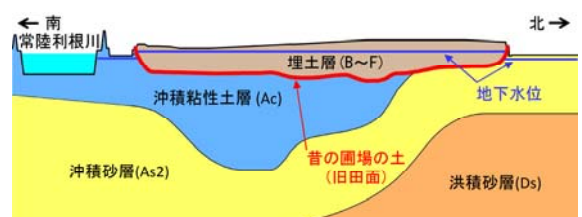


図2 地層断面模式図(写真6の南北断面)

### 3. 被害状況

#### 3.1 被害発生状況

地震発生当時、本地区の地区外の道路から地区内の道路に入った途端、液状化により舗装が歪み、住宅の塀や電柱、信号柱、標識柱なども傾き、本来の鉛直性を保つものがほとんどない状況であった。以下に本地区の甚大な液状化被害の実態を記録する意味を込め、被害状況を記す。

これらの被害状況等の写真は、被災直後の2011年3月12日から2011年4月30日の間に撮影したものである。

#### 3.2 生活施設の被害

写真7は噴砂により自動販売機が埋もれた状況である。商品の取り出し口付近まで噴砂が堆積している。写真8は地盤が液状化したことにより支持力を失い、車庫が躯体形状を保ったまま沈下して傾斜した状況である。

写真9は重量の大きな土塀が沈下し傾斜した状況である。写真10は杭基礎の建築物は地盤の液状化に対して沈下や傾斜の影響を受けなかったが、周辺地盤が液状化により沈下したため、大きな段差が生じた状況を示している。

写真11は、地盤の液状化により電柱が沈下し傾斜したために電線が垂れ下がり、道路の通行を阻害している状況である。地盤の液状化による被害は、直接的な人的被害の発生には繋がりにくいものであるが、この状況で火災等が発生した場合、緊急車両の通行の邪魔になり、二次被害による人的被害の発生が懸念される。

本地区では震災直後に火災が発生し、緊急車両の通行が妨げられたため、不幸にも全焼してしまった事案が発生したが、幸いにも人的被害はなかった。これは、地盤の液状化による人的被害の発生を懸念させる被害実態の一例といえる。



写真7 噴砂の堆積状況(2011/3/12撮影)

#### 3.3 公共施設の被害

写真12は地盤の液状化による下水道のマンホールの浮き上がりを示す。地盤の液状化の影響で下水道管の継手が開き、管の中やマンホールの中に周辺の砂が充満している箇所もあった。



写真8 沈下・傾斜を生じた車庫(2011/3/31撮影)



写真9 沈下転倒した土塀(2011/3/31撮影)



写真10 杭基礎構造物と周辺地盤との沈下差の状況



写真11 垂れ下がった電線による交通障害の状況(2011/3/12撮影)

写真 13 は両側面が鋼矢板で底版にコンクリートを打設した三面水路の上にコンクリート版で蓋掛けをして歩道利用していた雨水排水路である。地盤の液状化により水路の底版が破損して民地側の矢板が傾いたため民地側の矢板が水圧で押し上げられたものと考えられている<sup>6)</sup>。

写真 14 は下水道の塩化ビニル管が地盤の液状化により地表面まで浮き上がった状況である。これは管の隣にある雨水排水路が液状化により損傷しなかったため、水路底版に作用する過剰間隙水圧が行き場を失い埋設管側に作用したため、噴砂とともに管が浮上したのと考えられている<sup>6)</sup>。写真 15 は地盤の液状化により地盤が支持力を失い信号柱が信号の重さにより車道側に倒壊した状況である。

写真 16 は液状化により地盤が支持力を失ったために電信柱が沈下し傾斜した状況である。

写真 17 は液状化により地盤が支持力を失い、電信柱がそのまま鉛直に沈下した状況である。歩道部に設置されるカーブミラーは、歩行者の支障にならないように地上から 2.5m 以上の位置に設置されているが、1m 程度の高さまで沈み込んでいることから、少なくとも 1.5m は沈下したものと推察される。



写真14 下水道管の浮き上がり(2011/3/31撮影)



写真15 倒壊した信号柱(2011/3/12撮影)



写真16 沈下傾斜した電信柱(2011/3/12撮影)



写真12 浮き上がったマンホール



写真13 片側がせり上がった排水路



写真17 沈下した電信柱(2011/3/12撮影)

### 3.4 道路舗装の被害

写真 18 は地区を東西に横断する 4 車線の幹線道路(位置は写真 24 参照)の被害状況である。

この路線の内、写真 18 に示す区間は本地区内で唯一 2 層

のアスファルト層(表層(密粒度アスコン)5cm+基層(粗粒度アスコン)5cm+上層路盤(粒度調整スラグ)10cm+下層路盤(再生スラグ)15cm)を持つ区間であり、被害は比較的小さい。写真19は写真18と同じ路線であるが、地震時は工事中で、舗装は表層を1層残した状態であったため、完成断面に比べて被害が大きい。

写真20は地区の中央を南北に縦断する2車線の幹線道路(位置は写真24参照)の被害状況である。4車線の幹線道路以外の路線は全て表層1層のアスファルト舗装(表層(密粒度アスコン)5cm+上層路盤(粒度調整スラグ)10cm+下層路盤(再生スラグ)10cm)であり、2車線の幹線道路は4車線の幹線道路に比べ被害が大きい。

写真21は歩道の被害状況である。歩道の舗装は2車線の幹線道路に比べさらに薄く(表層(密粒度アスコン)3cm+路盤(再生スラグ)10cm)、被害はさらに大きい。

写真22は液状化した地盤の上で舗装版が側方に移動して目地部分で折れ曲がり、競り上がる様に変状した状況である。

写真23は舗装版の下に空洞が生じ、舗装が陥没した状況である。

なお、本地区内では、いずれの路線も路盤には水硬性スラグが使用されており、路床は本地区を埋立て造成した際の外浪逆浦からの浚渫土(CBR値は20%以上を示す)となっており、路盤はその上に直接構築されている。



写真20 2車線道路の被災状況



写真21 歩道の被災状況



写真18 4車線道路の被災状況



写真22 側方流動で競り上がった2車線道路の舗装版



写真19 4車線道路の施工中区間の被災状況(2011/3/12撮影)



写真23 空洞により陥没した2車線道路の舗装

### 3.5 被害の分布状況

写真 24 は本地区の 1 丁目から 8 丁目の各丁目の道路が、宅地に面する部分の変状を撮影したものである。いずれの場所においても、道路面に比較して宅地側の塀や建物が一様に沈下している。

写真 25 は Google Earth の震災後の航空写真で変状が見られた道路と、実際の写真を比較したものである。

写真 25 からわかるように、Google Earth の震災後の航空写真から液状化の噴砂跡を確認することができる。

図 3 は Google Earth の航空写真において、震災前と震災後の画像を比較し、色調の変化等により噴砂跡と考えられる位置を赤丸で地図上に示したものである。

図 3 から、本地区の東側と北側では噴砂跡が少ない傾向があることがわかる。

図 4 は家屋罹災調書から建築物の被災判定を示したもので、網掛けのある部分が被災した建築物を示している。本地区の罹災建物は全て液状化被害の判定を受けている。

図 5 は道路の被災状況を赤色で示したもので、道路の被災についても、本地区のほぼ全域的に被害が分布しているが、本地区の北側と舗装厚が厚い 4 車線道路の一部では被

害が少なくなる傾向を示している。



←Google Earth (2011/3/29 撮影)



実際の写真 → (2011/4/16 撮影)  
上の写真の赤い矢印の方向に撮影

写真 25 Google Earth の航空写真と実際の写真の比較



(Google earth に加筆)

写真 24 道路が宅地に面する部分の沈下状況

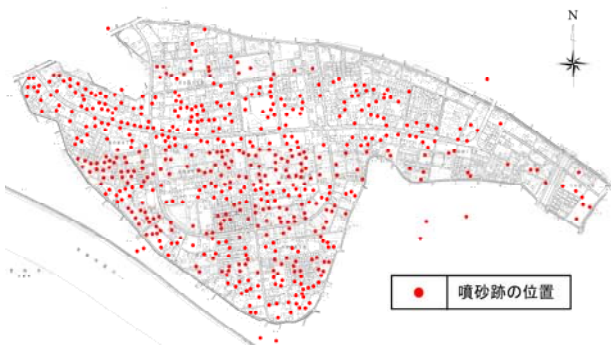


図3 噴砂跡分布図<sup>7)</sup>



図4 建物罹災分布<sup>7)</sup>



図5 道路の被災分布<sup>7)</sup>



図6 航空レーザー計測による震災前後の地盤の変動量<sup>7)</sup>

(注：図中で地区を東西に横切る2本の黄色の帯は震災前後の使用データの違いによる誤差である。)

図6は震災前後の航空レーザー計測データから震災前後の地盤の標高の変動量を色彩により表したものである。

地震後の標高の変動量は、本地区の外部は±0.1mの変動を示す「白色」が卓越しているが、本地区では-0.3m～-0.1mの変動を示す「黄緑」と-0.5m～-0.3m変動を示す「水色」が卓越している。

なお、震災後の計測値には地震による地殻の変動(沈降)が含まれているため、地区外で計測された沈下量の平均値(19cm)を地殻の変動分として、地区外、地区内共に一律に引いたものを示している。

#### 4. 調査結果

##### 4.1 地層構成・土質性状

調査地の地層・土質を詳細に把握するためには、調査密度を上げる必要があるが、費用とのトレードオフとなる。

本調査では、調査区域全域の地層構成を把握する目的から、約200m間隔のメッシュを目安に調査ボーリングを配置するものとし、ノンコアボーリング27本を実施した(図7)。加えて、水位観測井を29箇所、透水係数を測定するための揚水試験を3箇所(北部、南部、地区外)、液流動化判定用のオールコアボーリングを9本実施した。

本地区の中央を通る南北と東西の2方向の地層断面を図8に示す。

内浪逆涌を埋立てた埋土層(B-F(人工地層))は3~5mの深さで存在し、旧田面の下位に一部薄い沖積砂層(As1)を挟み、その下部には最大厚さ12mの沖積粘性土層(Ac)が存在する。その下にはさらに沖積砂層(As2)が存在するが、沖積粘性土層(Ac)は地区の南部に分布し、北部は沖積砂層(As2)が内浪逆涌の水底近くに分布している。

各ボーリング調査で採取した細粒分含有率(Fc)、粘土分含有率(Cc)、均等係数(Uc)を図9~図13に示す。

建築基礎構造設計指針<sup>8)</sup>によると、液状化の判定を行う

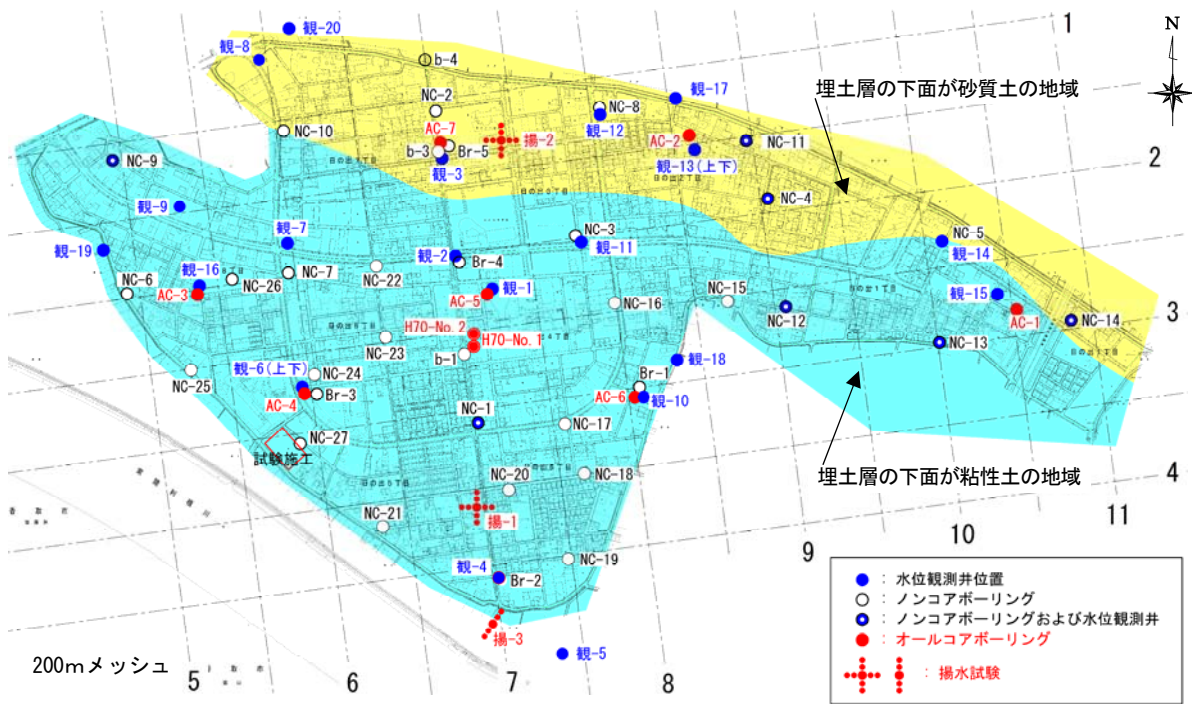


図7 地質調査位置図<sup>7)</sup>

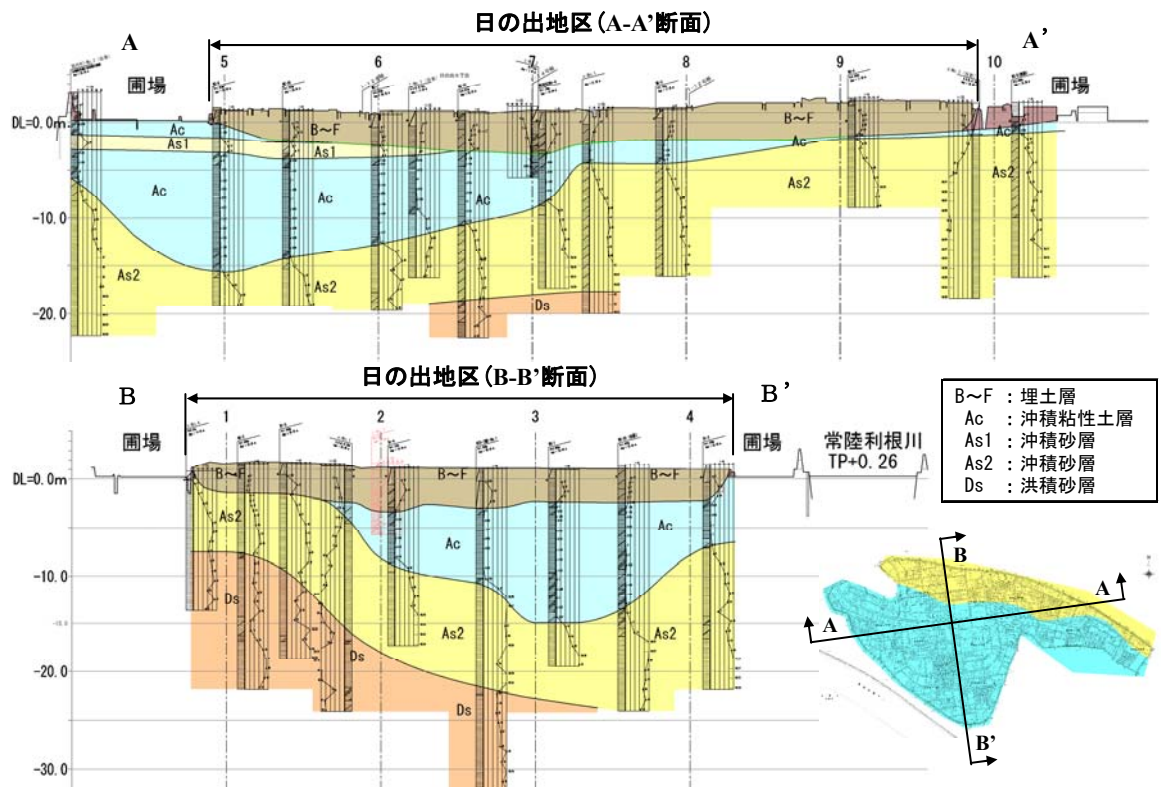


図8 地質調査による地層断面線と地層断面図<sup>7)</sup>

必要がある飽和土層は、細粒分含有率( $F_c$ )が 35%以下の土や、埋立て地盤などの人工造成地盤で、細粒分含有率( $F_c$ )が 35%以上の土でも液状化した事例があるため粘土含有率( $C_c$ )が 10%以下の土とされている。

埋土層(B~F)の試験値では、 $F_c$  は全試料が 35%を下回り、 $C_c$  も全試料が 10%を下回り、 $U_c$  は 1 試料を除いていずれも 10 を下回った(図 9, 図 10)。

その下位に分布する沖積砂層(As1)では、 $F_c$  は全試料が 35%を下回り、 $C_c$  も全試料が 10%を下回り、 $U_c$  は 10 を下回るものが半数程度であった(図 11)。

沖積砂層(As2)は、 $F_c$  は 2 試料を除いて 35%を下回り、 $C_c$  は全試料が 10%を下回り、 $U_c$  は 10 を下回るものが半数程度であった(図 12, 図 13)。

以上の試験結果から、埋土層(B~F)と沖積砂層(As1, As2)



が液状化の判定を行う必要のある土層に該当することになった。

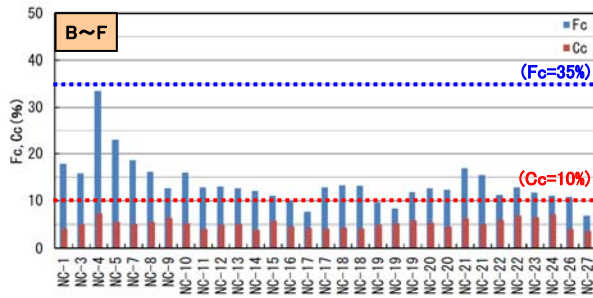


図9 B~F層のFc, Cc

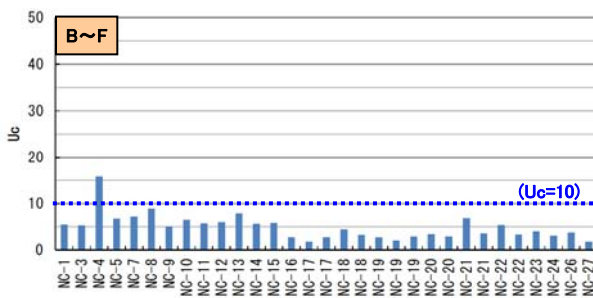


図10 B~F層のUc(右)

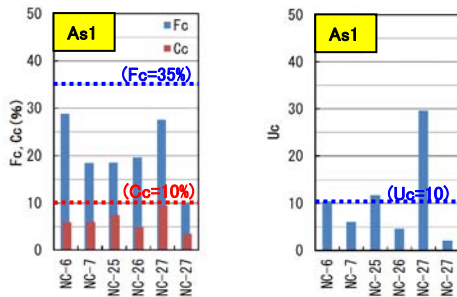


図11 As1層のFc, Cc(左), Uc(右)

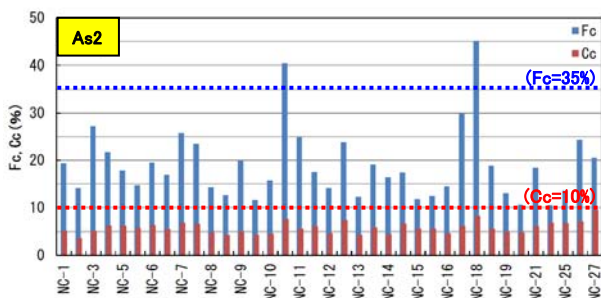
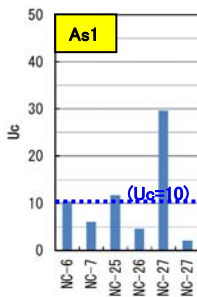


図12 As2層のFc, Cc

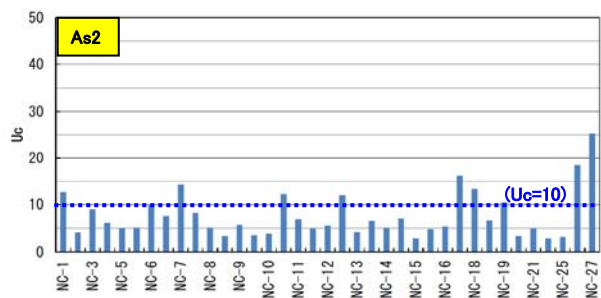


図13 As2層のUc

沖積粘性土層(Ac)については,17 箇所まで圧縮指数(Cc)と圧密降伏応力(Pc)を観測した。

図14にAc層の圧縮指数を,図15に地下水位低下前と地下水位低下後の圧密降伏応力(Pc)と有効上載圧(P<sub>0</sub>)の比の過圧密比(Pc/P<sub>0</sub>)を示す。

図15より,17 箇所内,15 箇所まで地下水位低下後も過圧密比(Pc/P<sub>0</sub>)が1.0を上回る過圧密状態という結果が得られた。なお,過圧密比(Pc/P<sub>0</sub>)が1.0を下回った箇所は,NC-6,NC-21,NC-26であり,このうちNC-6,NC-21は地区の南側の外縁部に当たる位置で,他の地点に比べ埋土層厚が薄い地域となっている(各ボーリングの位置は図7を参照)。

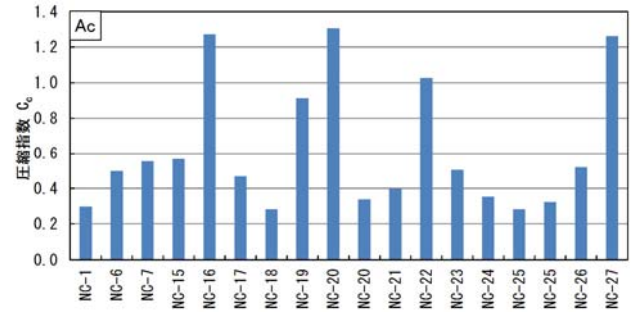


図14 Ac層の圧縮指数Cc

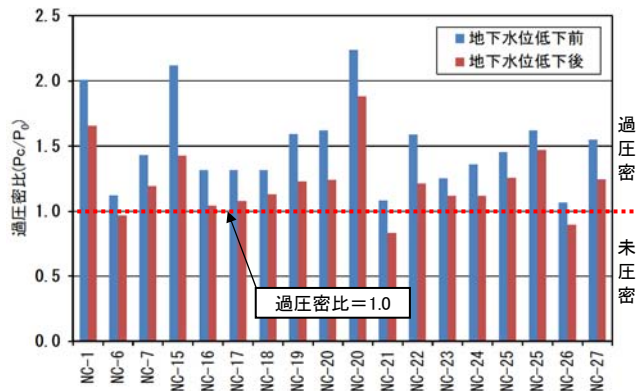


図15 地下水位低下前後の過圧密比

表3に本地区の南側と北側で各1箇所実施した現場揚水試験の結果を示す。埋土層の透水係数は $7.08 \times 10^{-5} \sim 2.39 \times 10^{-4} \text{m/s}$ となり,透水性としては中位を示している。

表3 現場揚水試験の結果(地区内)

項目	揚水1	揚水2
透水量係数 $T (\text{m}^2/\text{s})$	$1.34 \times 10^{-4}$	$4.62 \times 10^{-4}$
貯留係数 $S$	$3.34 \times 10^{-4}$	$5.51 \times 10^{-4}$
影響圏半径 $R (\text{m})$	18~41	16~18
透水係数 $k (\text{m/s})$	$7.08 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-4}$
比貯留係数 $S$	$1.67 \times 10^{-4}$	$2.75 \times 10^{-4}$

本地区では昭和62年の千葉県東方沖地震の際にも液状化被害が発生しており,今回も液状化による被害が発生していることから,今後も再液状化の可能性が考えられる。

今回の調査で地震発生前のボーリング調査資料がある地点の近くで新たにボーリング調査を行ってボーリング

柱状図の対比を試みたが、液状化前後の N 値の変化などの明確な傾向を見出すことはできなかった。

### 4.2 液状化判定

本地区で実施した 26 箇所のボーリング調査結果を用いて建築基礎構造設計指針<sup>8)</sup>により液状化判定を行った。

液状化の判定に用いる地震加速度は、市街地液状化対策推進ガイダンス<sup>1)</sup>に従い、潮来市庁舎で観測された本震の最大加速度(表 4, 図 16) 468gal を 0.65 倍した値(304.2gal)のラウンド値の 300gal を用いた。

表 4 地震の概要

地震名	東北太平洋沖地震(本震)
地震発生時刻	平成23年3月11日14時46分
マグニチュード	9.0
震度	6弱
最大加速度	468gal(NS方向)
50gal以上の継続時間	87秒
地震名	(30分後の余震)
地震発生時刻	平成23年3月11日15時15分
マグニチュード	7.6
震度	5強
最大加速度	232gal(NS方向)
50gal以上の継続時間	33秒(28秒+5秒)

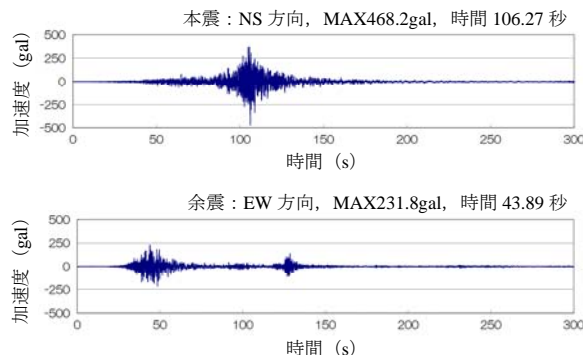


図16 潮来市役所での加速度時刻歴 (上:本震, 下:余震)

液状化判定の結果を表 5 に示す。表 5 のピンク色とオレンジ色の網掛けは、液状化判定の結果 FL 値が 1.0 を下回っていることを示し、FL 値の欄の(一)表示は沖積粘性土層(Ac)または地下水位以上の地層のため液状化の判定対象外となることを示す。また、表中の水色線はボーリング孔内水位を示し、赤線は旧田面の位置を示している。

液状化判定の結果、埋土層(B~F)の中の液状化判定の対象となる 1 m 厚の土層 (地下水位を示す水色線より下位で、旧田面を示す赤線より上位にある土層) の数は 52 層あり、そのうち FL 値が 1.0 を下回り液状化すると判定された土層(表 5 のピンク色の層)は 20 層であった。

また、旧田面の下位で、深度 5.3m までの間にある液状化判定の対象となる 沖積砂層(As2)の 1 m 厚の土層の数は 24 層あり、そのうち FL 値が 1.0 を下回り液状化すると判定された土層(表 5 のオレンジ色の層)は 9 層であった。

この沖積砂層(As2)は、C14 による堆積年代測定の結果、

表5 液状化判定結果

深度	NC-1		NC-2		NC-3		NC-4		NC-5		NC-6		NC-7		NC-8		NC-9	
	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL
1.3	13	10.29	8	1.37	17	41.22	8	-	13	-	1	-	6	-	15	-	5	-
2.3	19	28.37	6	0.57	15	7.44	17	-	3	0.51	1	-	8	0.87	9	1.03	11	1.53
3.3	1	-	12	1.34	4	-	14	3.39	6	0.54	10	1.23	3	-	14	3.10	13	1.68
4.3	0	-	14	1.56	1	-	4	-	21	11.31	18	7.39	9	0.65	15	2.69	2	-
5.3	0	-	22	8.42	3	-	9	0.65	21	7.38	3	-	0	-	16	2.49	1	-
深度	NC-10		NC-11		NC-12		NC-13		NC-14		NC-15		NC-16		NC-17		NC-18	
	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL
1.3	10	-	22	-	3	0.51	7	-	14	-	6	0.67	17	34.33	24	196.23	10	-
2.3	18	19.71	6	0.60	13	3.36	1	-	7	0.67	0	-	12	2.14	17	12.92	11	1.73
3.3	3	0.36	6	0.65	23	33.82	1	-	4	0.43	2	-	12	1.28	17	6.32	22	26.32
4.3	9	0.57	4	0.48	3	-	2	-	18	5.43	1	-	2	-	12	1.00	14	1.67
5.3	18	3.59	11	0.86	1	-	5	0.40	14	1.42	0	-	0	-	1	-	0	-
深度	NC-19		NC-20		NC-21		NC-22		NC-23		NC-24		NC-25		NC-26			
	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL	N値	FL		
1.3	7	0.85	13	8.51	26	915.70	18	82.71	14	-	6	0.72	1	-	6	0.73		
2.3	13	2.05	7	0.63	6	0.53	14	6.19	16	7.01	16	8.43	1	-	19	22.53		
3.3	10	0.83	6	0.46	5	0.40	12	1.56	14	2.13	2	-	3	0.43	3	-		
4.3	1	-	1	-	6	0.40	2	-	1	-	1	-	3	0.42	13	1.65		
5.3	1	-	0	-	0	-	1	-	1	-	0	-	1	-	2	-		

凡例  
■ 地下水位  
■ 旧田面  
■ 地下水位以上  
■ 沖積粘性土層  
■ 旧田面より上の液状化層  
■ 旧田面より下の液状化層

堆積年代は 4,500yrB.P.から 5,500yrB.P.を示しており、図 17 に示す液状化判定における年代効果による補正係数  $C_h$  は概ね 2.2~7.9 となる。年代効果による補正係数は FL 値を求める際に次のように用いる。

$$FL = C_h \cdot R/L$$

表 5 の沖積砂層(As2)の FL 値の最小値は NC-13 の 0.40 で、これに年代効果の補正係数(2.2~7.9)を掛けると FL 値は 0.88~3.16 となり、年代効果を考慮すると沖積砂層(As2)では、液状化は発生しにくいものと考えられた。

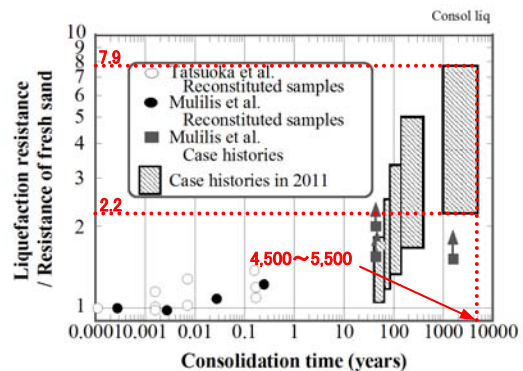


図 17 年代効果による補正係数  $C_h$ <sup>9)</sup>

### 4.3 液流動化調査

本事業における検証調査では、埋土層(B~F)の下の沖積砂層(As2)で液状化が発生したかどうか、液状化対策工の選定に大きな影響を与えることから、オールコアボーリングによる液流動化調査を実施し、これにより液状化発生箇所の特定を行った。

液流動化調査に関して 2011 年 6 月 18 日の国際地質科学連合環境管理研究委員会(IUGS-GEM)から以下に示す国際宣言が出された。

「東日本大震災では、水面埋立て地・谷埋立地内の人工地層で液状化-流動化・地波現象が大規模に見られ、それによる地質災害が発生しました。人工地層の分布は、日本のみならず、全世界で拡大しています。大規模地質災害の防止のために、人工地層と下位の自然地層境界との不連続、即ち人自不整合の綿密な調査が必要です。そして人工地層内の単元(時間的単元・物性的単元)の綿密な調査が必要です。」(文

献7より引用)

これを受けて、本調査における液流動化診断を、NPO 法人日本地質汚染審査機構が認定する地層液流動化診断士に依頼した。液流動化診断は、オールコアボーリングにより抜き取った地層断面の剥ぎ取り標本を顕微鏡で観察(写真 26)して診断する。



写真26 オールコアの剥ぎ取り標本による観察状況<sup>7)</sup>

水域埋立て層で形成された土層では、写真 27 の右側の写真に示すように堆積構造を確認することができる。堆積構造が確認できる範囲が非液状化範囲(NL)である。

液状化現象が発生すると堆積構造の幅に変化が起り、堆積構造の幅が広がっている範囲が液状化範囲(L)で、堆積構造が崩れたり無くなったりした範囲を流動化範囲(LF)としている。

写真 27 の左側の写真に示すように、自然地層の上位に圃場として干拓した時の人工地層(旧田面)と、さらにその上位に宅地造成した時の人工地層(埋土層)の 2 つの不連続(人自不整合)を確認した。

図 18 に AC-2 ボーリングで行った液流動化診断の結果を示す。

AC-2 ボーリングでは、宅地造成した時の人工地層で液状化～流動化が確認できたが、その下位の自然地層(As2)では液状化～流動化は確認できなかった。

本地区で実施した 14 本のオールコアボーリングを用いて液流動化診断を行った結果、全てのボーリングで AC-2 と同様の結果が得られた。

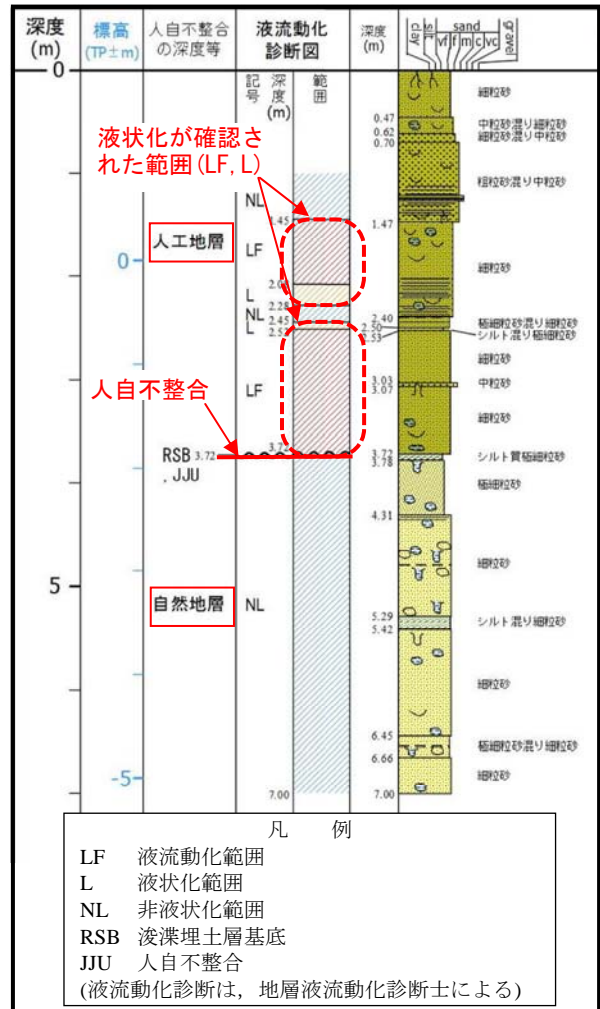


図18 オールコアボーリングの芯観察結果の例(AC-2)<sup>7)</sup>

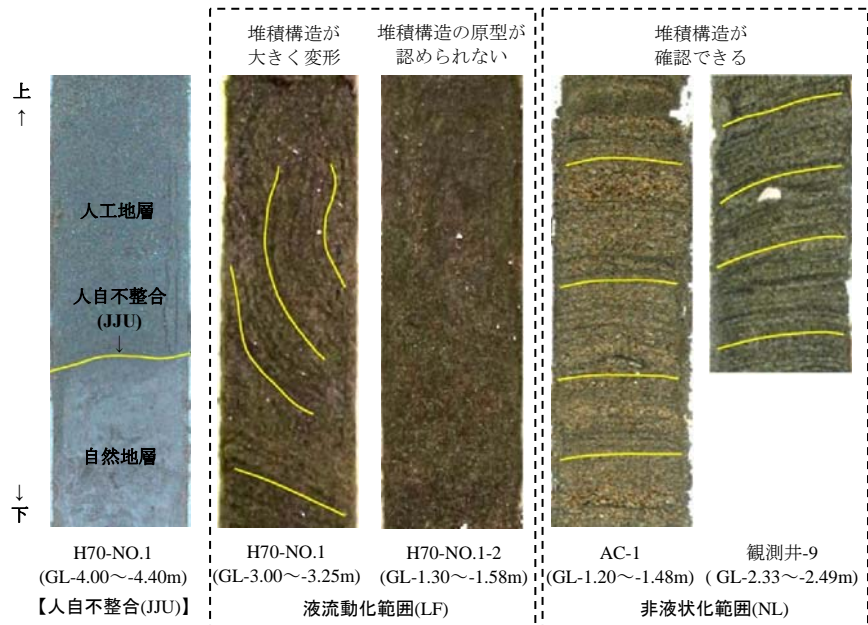


写真 27 液流動化診断<sup>7)</sup>に加筆

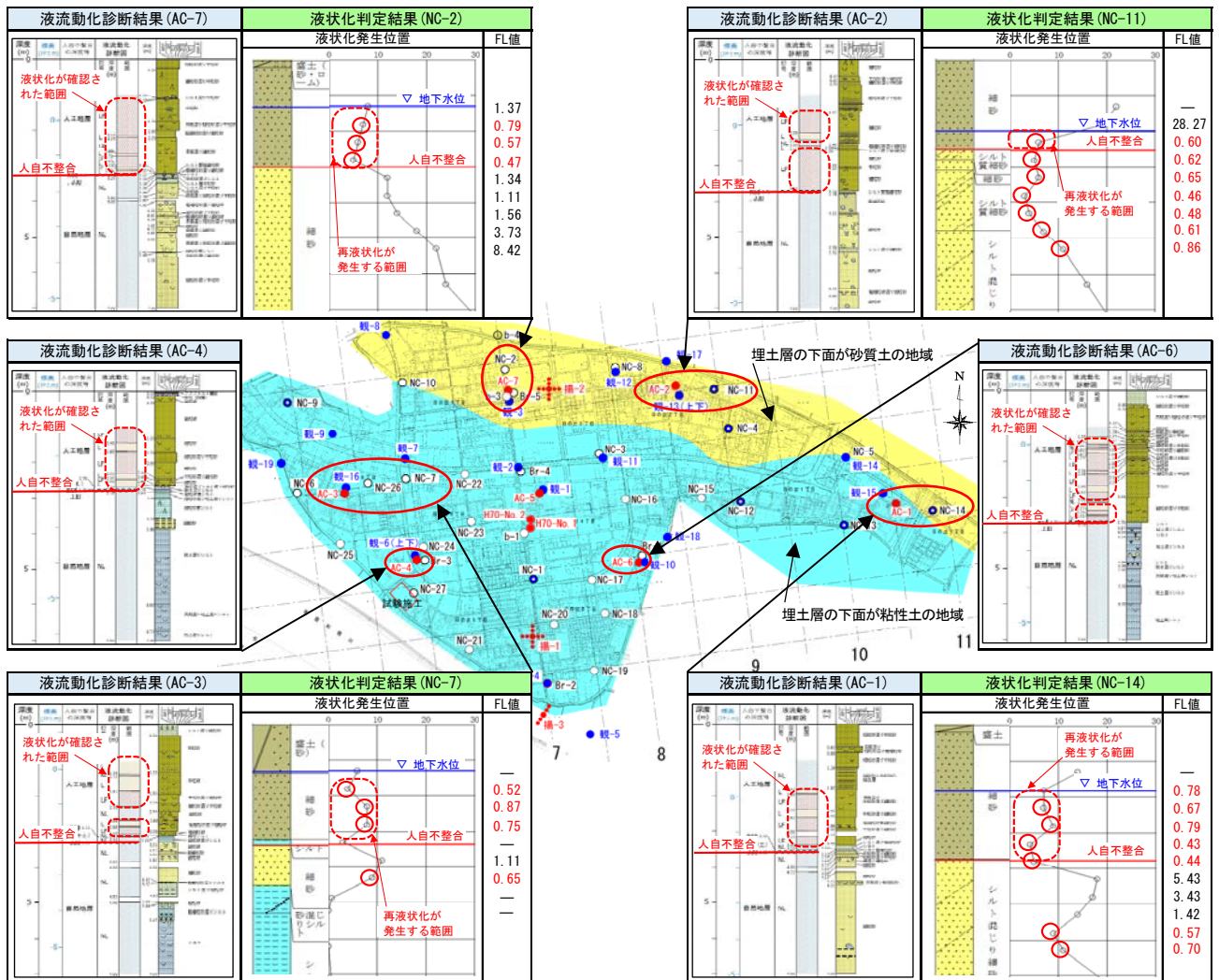


図19 液流動化判定結果とFL法による液状化判定結果の比較(地図の凡例は図8と同じ)

図 19 に液流動化診断結果と、埋土層(B~F)の下に沖積砂層(As2)がある地域でのFL法による液状化判定結果の比較を示す。Ac1~Ac4, Ac6~Ac7にオールコアボーリングを用いて行った液流動化診断で液状化が確認できた地層を示す。NC-2, NC-7, NC-11, NC-14には、その近傍のボーリングで行ったFL法による液状化判定結果を示す。

本調査では、埋土層で液状化の発生が想定されたことから、液状化範囲を確認するため、GL-6mまでは0.5mピッチで標準貫入試験を実施した。

図 19 より、液流動化診断で、液状化の発生が確認できたのは、いずれも宅地造成した時の人工地層(埋土層(B~F))の中のみであった。FL法による液状化判定では、人自不整合(旧田面)より下の沖積砂層(As2)でもFL値が1.0未満となるが、前述したように沖積砂層(As2)の年代効果を考慮すると、沖積砂層(As2)では液状化が発生しにくくなり、液流動化診断の結果との一致が見られる。

本調査では本地区の人工地層の形成過程を明らかにし、液流動化現象の詳細な機構解明を目的にH70-No.1ボーリングにおいて、表6に示す調査を行った。

図20に層相区分、年代測定、PS検層の各結果を示す。

人工地層は埋土層(B~F)、日の出泥層は沖積粘性土層(Ac)、佐原砂層・泥層互層は沖積砂層(As2)、潮来泥層は洪積砂層(Ds)に該当する。

この調査の結果、沖積砂層(As2)は、4,500yrBP~5,500yrBP頃に堆積した地層で、PS検層によるとVsが300m/secを超える基盤層の深度はGL-25m(洪積砂層(Ds)の下方約5m)であることが確認された。埋土層(B~F)は飽和度が低いことから、P波速度が相対的に小さな値となっていた。

表 6 液流動化診断調査項目

液状化・流動化診断 (人工地層調査)	地質オール・コアの剥ぎ取り試料診断 液状化・流動化トレンチ調査診断 X線撮影診断 粒度分析
自然地層調査	コア観察・記載 調査孔を利用した原位置試験 電気検層(ノルマル・マイクロ)、 PS検層、温度検層、密度検層 珪藻化石分析、花粉化石分析 古地磁気測定、地層年代測定 成分分析(塩分濃度、重金属分析) 総合解析(液状化-流動化)

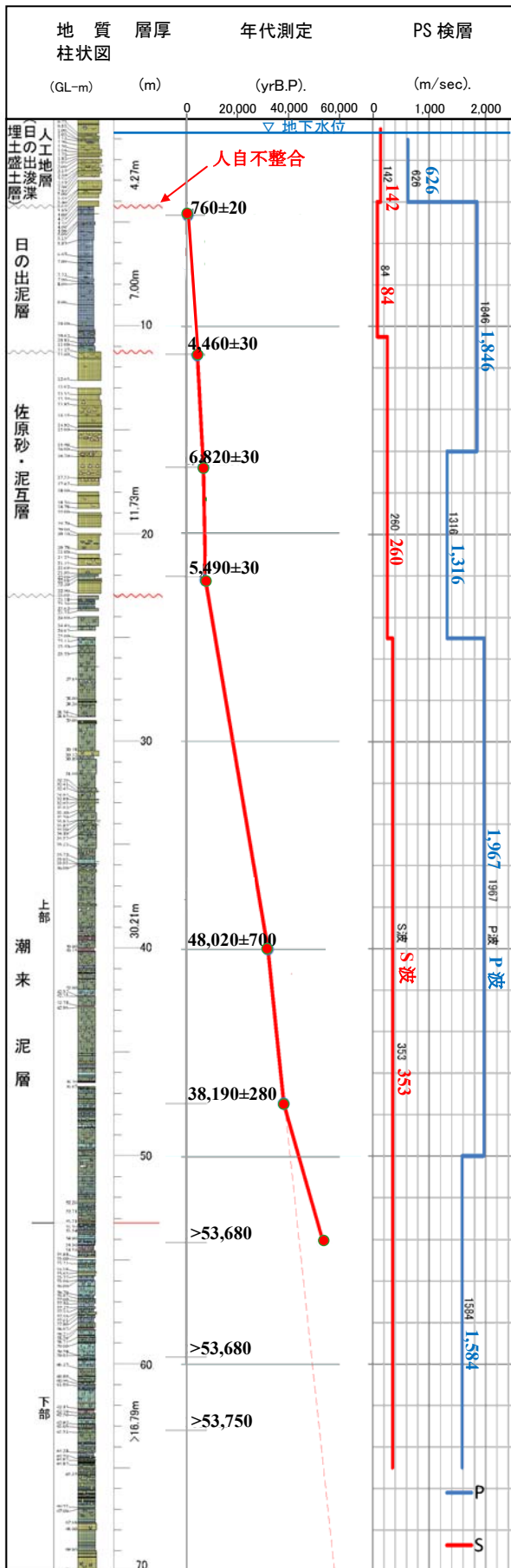


図 20 H70-NO.1 のオールコアボーリング 総合柱状図<sup>7)</sup>に加筆

#### 4.4 地下水位調査

本地区は、図 2 の地層断面模式図に示したように、旧田面の上に埋土層(B~F)がある洗面器状の地層構成となっているため、本地区の地下水は雨水が旧田面の上の埋土層(B~F)内に貯留された溜まり水であると考えられた。

埋土層(B~F)内の地下水位の季節変動を把握するため、図 7 に示す、地区内に設置した 22 箇所の水位観測井を使って、一年間にわたり地下水位の観測を行った。図 21 は水位観測結果を地表面からの深さ(GL-m)で表示したもので、水位観測結果から地下水位は GL-0.2m~GL-2.4m の範囲で変動しており、降雨の後に地下水位は一時的に上昇し、その後、定常状態に戻っていくことが分かった。また本観測期間中には、下水道管の災害復旧工事が並行して進められており、災害復旧工事のウェルポイントにより地下水位が大きく低下している箇所もある。

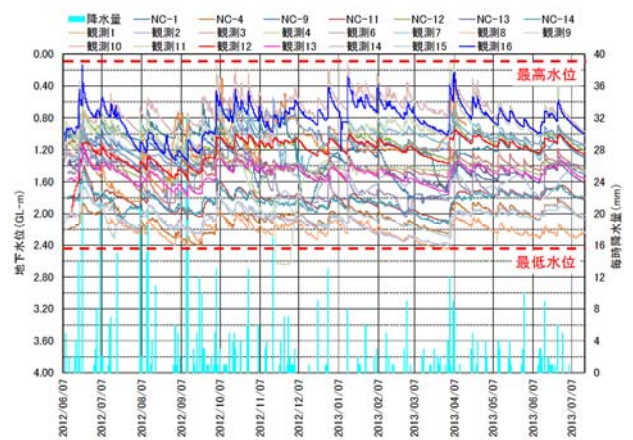


図 21 日の出地区の埋土層内の地下水位(GL-表示)

図 22 は水位観測結果を標高(TP)表示で示したものである。同グラフには隣接する常陸利根川の水位も表示している。この観測の結果、本地区の地下水位の多くは常陸利根川の水位と連動していないことが分かった。

しかし、図 23 に示すように、常陸利根川に自然流下で放流している雨水幹線水路の、液状化により損傷している箇所の近傍では、地下水位が常陸利根川の水位と連動しているのが確認された(NC-11,NC-13,観測 3,観測 4,観測 15)。

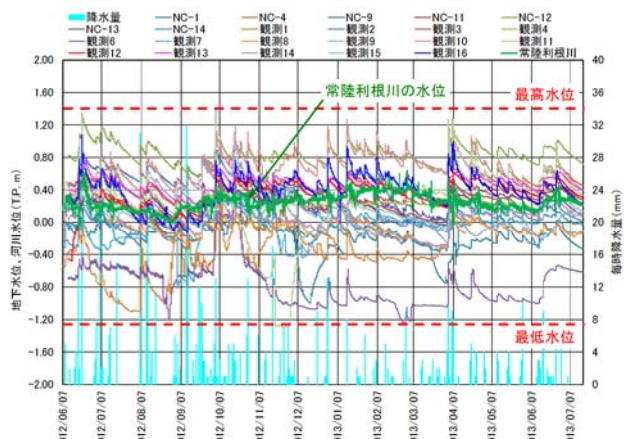


図 22 日の出地区の埋土層内の地下水位(TP 表示)

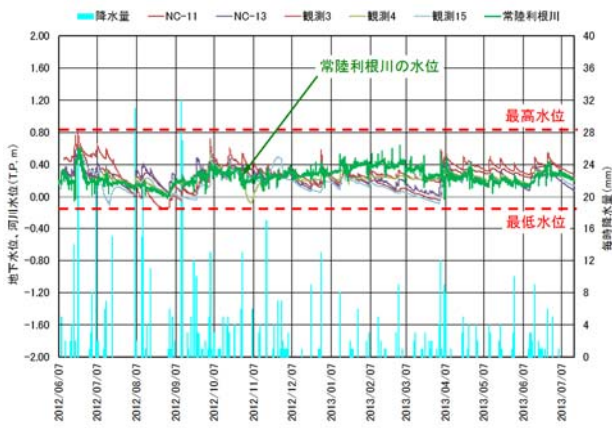


図 23 雨水幹線損傷箇所近傍の地下水位(TP 表示)

図 24 に旧田面の下が砂質土の地域で、旧田面の上位(埋土層)と下位(As2 層)に設置した観測井の地下水位を示す。

図 24 より旧田面の上下の層の地下水位は、一定の水位差を保っていることから、旧田面により埋土層と As2 層の水の行き来が遮られていると考えられる。

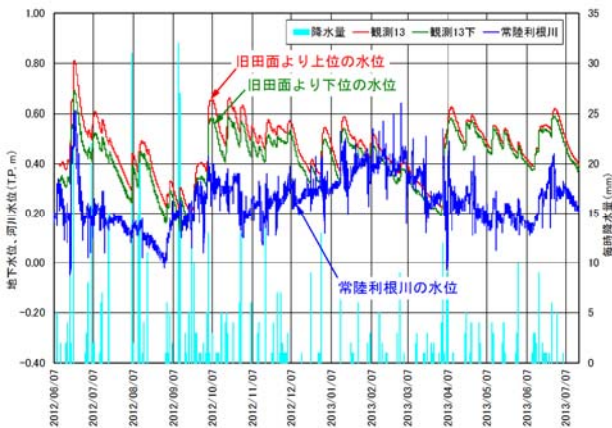


図 24 旧田面の上下の地層での地下水位

図 25 に旧田面の下が砂質土の地域で本地区内の埋土層に設置した水位観測井の水位と地区外に設置した水位観測井の水位を示す。周辺圃場は本地区の標高に対して1~2m程度低い位置にある。双方の地下水位を比較すると本地区の地下水位の方が常に高いことから、本地区の地下水位は周辺部の地下水位と連動していないと考えられる。

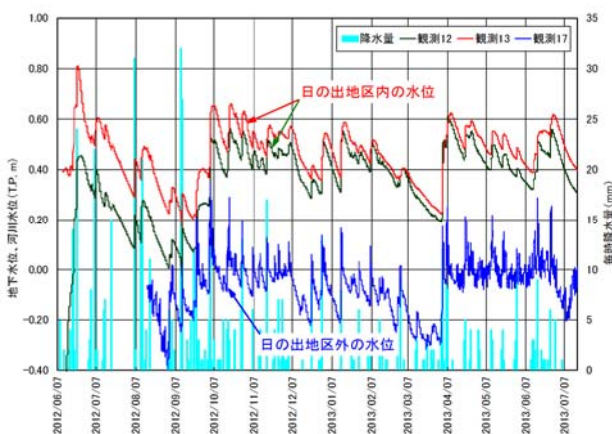


図 25 日の出地区の内外の地下水位

図 26 に震災後の本地区の標高を示す。

本地区は北側の標高が高く中央部が低くなっており、地区内で 1.5m 程度の標高差がある。

図 27 に地下水位の標高を示す。地下水位の分布は、緑と黄色が常陸利根川の水位と連動していると考えられる範囲を示し、水色と青色は常陸利根川の水位より低い範囲、それ以外は常陸利根川の水位より高い範囲を示している。

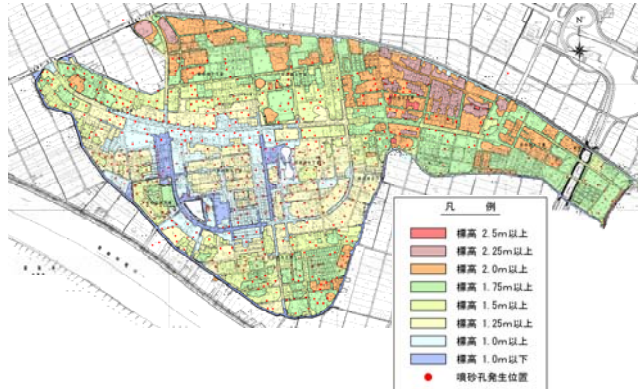


図 26 震災後の日の出地区の標高<sup>7)</sup>

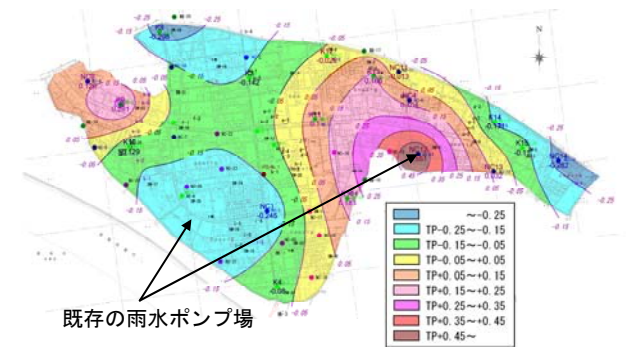


図 27 地下水位等高線(TP 表示)<sup>7)</sup>  
(2012 年 8 月~2012 年 9 月)

## 5. 工法選定

### 5.1 工法選定の流れ

以上の調査結果より、本地区の埋土層の土質性状は、液状化し易い反面、地下水を排除しやすい特性があることが確認された。そのため、本地区地では液状化対策に「地下水位低下工法」が適すると考えた。

約 200ha の宅地や公共用地を一体として液状化対策を行うための事業計画として、60m~80m 程度の間隔の街区道路の地下すべてに有孔管を敷設し、自然流下で集水した地下水を雨水ポンプ場等で排水することにより地区全体の地下水位を低下させる事業計画案を策定した。

この事業計画の実施に向けては次の課題があった。

- ①.60m~80m 程度の間隔で設置した地下水排水溝で、街区道路の間の地下水位を、確実に低下させることが可能か。
- ②.地下水位が低下した後に、地盤や建物に有害な沈下や傾斜の影響が生じないか。

これらの課題について、試験施工による実証実験で確認するものとした。

## 5.2 試験施工による実証実験

実証実験は本地区内にある下水処理場の増設用地を借用することができたため、その用地内で行った。図 28 と図 29 に実証実験の概要図を示す。

実証実験では 55.6m×85.2m の実験用地に実際の大きさの地下水排水溝と 5 棟の模擬家屋を構築した。観測用に 15 本の水位観測井、4 箇所の層別沈下計、16 本の沈下観測杭を設置し、地下水位、地盤標高、および、模擬家屋の基礎の標高を 1 年間にわたって観測するものとした。また、写真 28 に示すように、実証実験の開始時に、市民への液状化対策工の説明会を兼ねた見学会を開催した。

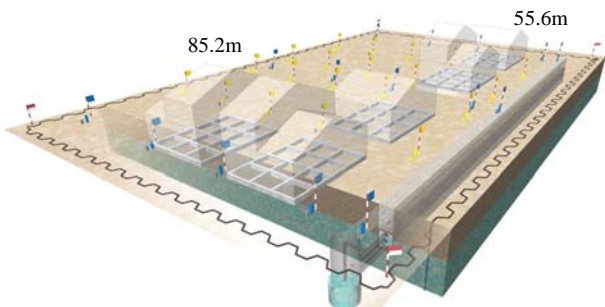


図 28 実証実験の施設配置のイメージ図<sup>7)</sup>

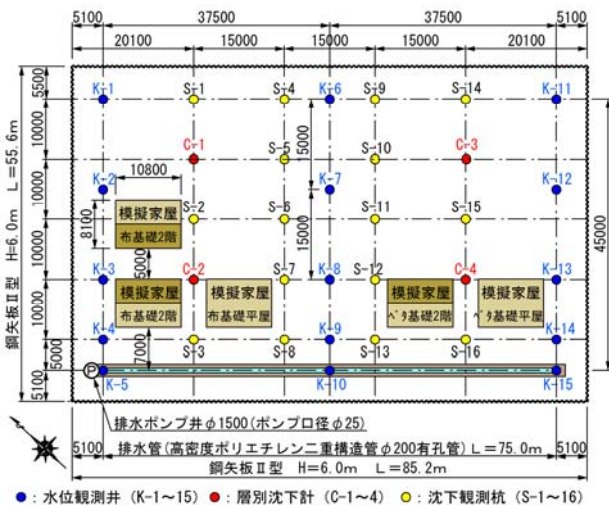


図 29 実証実験の施設配置図



写真 28 実証実験の見学会

実証実験は、図 29 と図 30 に示すように、周辺地盤から地下水が流入することや地盤沈下の影響が実験用地の外に及ばないようにするため、周囲を矢板で囲んだ中に有孔管を埋設した地下水排水溝を設けて行うものとした。

地下水排水溝は矢板で囲んだ実験用地の片側に寄せて配置し、地下水排水溝から最大 45m 離れた地点の地下水位が観測できるように計画した。

地下水排水溝から片側 45m の範囲まで地下水位を低下させることが出来れば、90m 間隔で地下水排水溝を設置しても地下水排水溝の間の地下水位を低下させることが可能なことを証明できると考えた。

図 30 に地下水排水溝の構造を示す。

地下水排水溝は、段階的に地下水位の低下状況を確認するため、地表面から 2.0m、2.5m、3.0m の深さに 3 本の有孔管を設置し、排水ポンプ井内から止水プラグを取り付けて排水する高さを順次変更できるようにした。

有孔管の周囲はフィルター材として単粒度砕石 4 号(20~30)で埋戻し、有孔管の目詰まりを防止するため、単粒度砕石の外側を不織布(開口径 0.2mm、厚さ 10mm)で巻き立てた。フィルター材の上部は砕石(RB40)で埋戻しを行った。

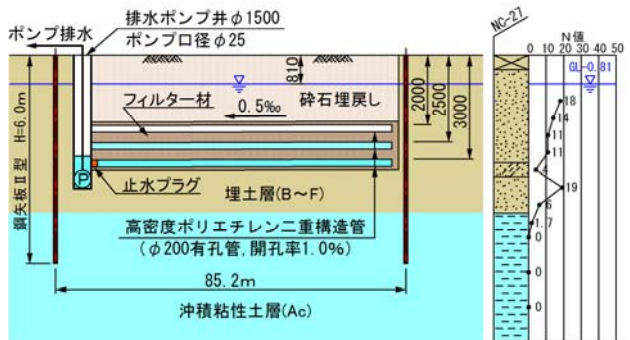


図 30 地下水排水溝の構造

図 31 に地下水排水溝による水位低下のイメージ図を示す。最初は下 2 段の有孔管の出口を止水プラグで閉塞し、最上段の有孔管のみで排水を行い、地下水位が下がったら順次、下段の有孔管を開けて排水を行い、地下水位の低下状況を水位観測井で観測した。

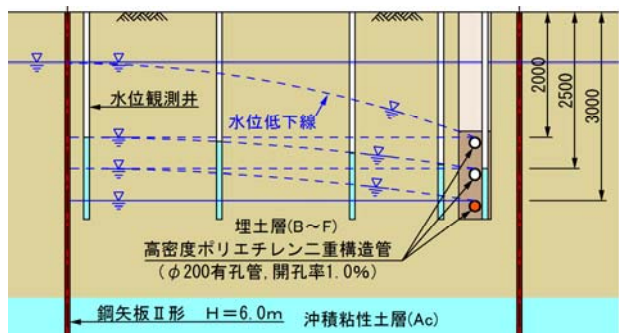


図 31 地下水排水溝による水位低下

地下水位低下工法では、地下水位の低下による家屋の沈下や傾斜が懸念されることから、実験用地内へ実物大の住宅を想定した模擬家屋を設置した。

模擬家屋は、図 32 に示すように、実物大の住宅の基礎部分のみを構築し、その上に建築設計荷重(自重+積載荷重)に相当する敷鉄板を載せて、実際の住宅の荷重状態を再現する方法を考案した。

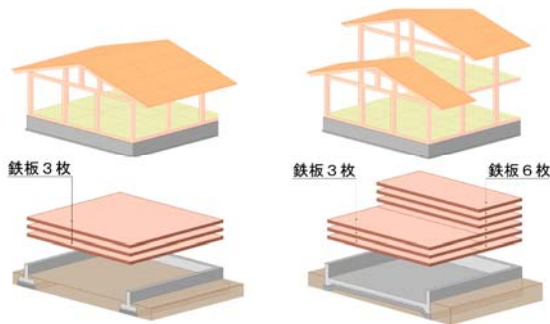


図 32 実証実験の模擬家屋のイメージ図<sup>7)</sup>

模擬家屋は、図 28 と図 29 に示すように、2 種類の基礎形式(布基礎、ベタ基礎)と 2 種類の形状(平屋建て、一部 2 階建て)の 4 棟と、一部 2 階建てを向かい合わせに配置する 1 棟の、計 5 棟を配置した。

図 33 に地下水位の低下状況を示す。実験開始から約 1 年で地下水排水溝から 45m 離れた地点の地下水位が目標水位の GL-3.0m 程度まで下がることが確認できた。

実証実験期間が終わりに近づいた 10 月に、豪雨を伴う台風が襲来し、地下水位が一気に地表面近くまで上昇した。

台風以降の水位低下状況を継続して観測した結果、地下水位が下がった後の一時的な水位上昇の場合、水位低下の時間は当初の水位低下の時間に比べ、短時間で低下することが確認できた。

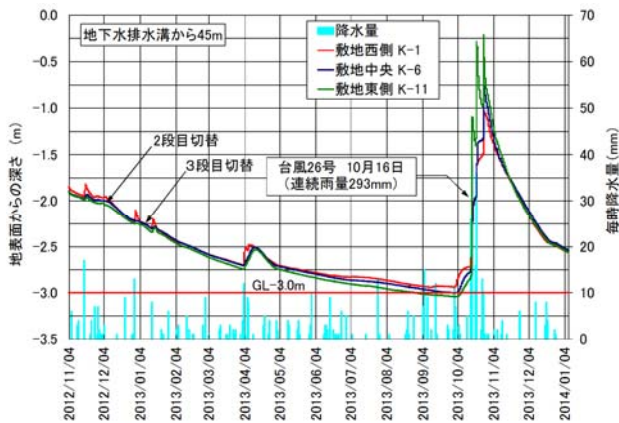


図 33 実証実験における地下水位の低下履歴<sup>7)</sup>

図 34 に排水ポンプの揚水量の履歴を示す。排水ポンプの揚水量は排水開始後 3 ヶ月経過した時点で 3 段目の有孔管から排水を開始した時点が最大となり、その後は徐々に揚水量が少なくなっていく傾向を示している。

台風が来た時点で揚水量が急激に多くなり、その後は徐々に揚水量が低下しているが、台風後の揚水量は実験開始時の揚水量に比べ、かなり多くなっていることから、一度地下水位を下げると降雨等で地下水位が上昇しても、短期間で地下水が排水されることを示している。

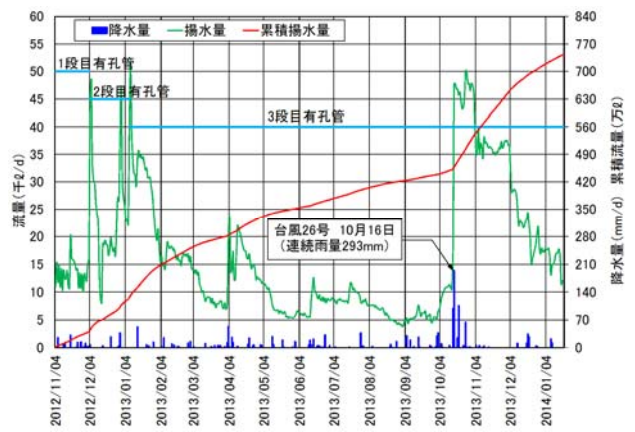


図 34 実証実験における揚水量の履歴<sup>7)</sup>

図 35 に敷地内の沈下状況を示す。14 ヶ月沈下量を計測した結果、沈下量は 3mm~8mm 程度で、不等沈下量としては S-1~S-2 間の 20m で 5mm と、かなり小さい値であった。

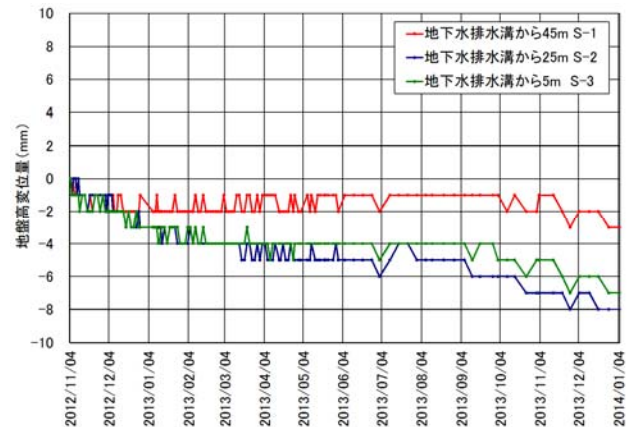


図 35 実証実験における地盤の沈下履歴<sup>7)</sup>

図 36 に模擬家屋の沈下状況を示す。

実験計画時に、2 階部分が背あわせに向かい合う形に偏心した住宅配置の場合、互いに押し合う方向への沈下や傾斜が発生する現象に注目していたが、模擬家屋による実証実験で、背あわせの方向に傾斜する傾向を再現することができた。しかし、実証実験では沈下量自体は 10mm 程度と極めて小さなものであった。

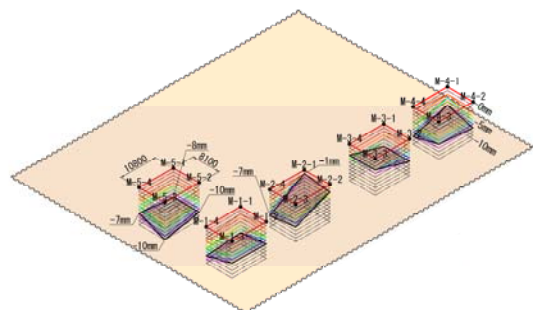


図 36 実証実験における模擬家屋の沈下履歴 (2012/11/4~2013/8/7 までの計測結果を表示)

以上の実証実験の結果、地下水排水溝の間隔は 90m でも目標水位の GL-3.0m まで地下水位を低下させることが可能で、沈下の影響も非常に小さいことを確認した。



### 5.3 施設計画

地下水水位低下工法に用いる地下水排水溝は、図 37 に示すように、実証実験の地下水排水溝と同じ構造を採用した。

この地下水排水溝を図 38 に示すように、地区内の街区道路全長(総延長 46km)にわたって敷設し、地区全域に地下水排水溝のネットワークを張り巡らすことにより、図 39 に示すように宅地や公共用地の区別なく地区全体の地下水水位を低下させるものとした。

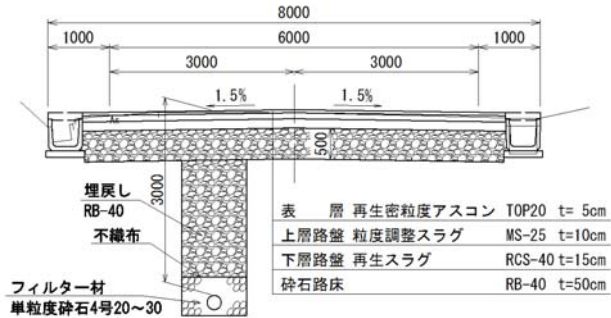


図 37 地下水排水溝の断面構造(街区道路)

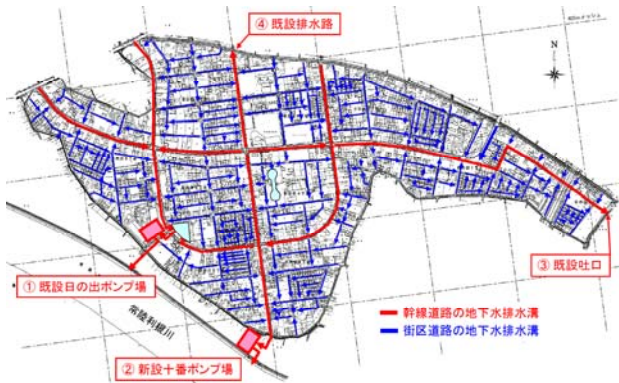


図 38 地下水排水溝のネットワーク



図 39 地下水水位低下工法のイメージ

地下水排水溝の有孔管を幹線道路下に敷設されている雨水幹線水路(ボックスカルバート)に接続し、図 38 に示した雨水幹線水路の放流先である、①既設日の出ポンプ場、②新設十番ポンプ場、③地区東側の既設吐口、④地区北側の既設排水路の 4 系統の排水ルートで地下水を放流する計画とした。地下水排水溝の有孔管が雨水幹線水路よりも低い位置になる部分は、マンホールポンプで揚水して雨水幹線水路に流入させるものとした。

地下水水位低下の目標水位は、本地区の液状化層厚が最大 5m であったことから図 40 に示す液状化による地盤被害が

発生する条件<sup>10)</sup>より、地表面下 3m 程度とした。

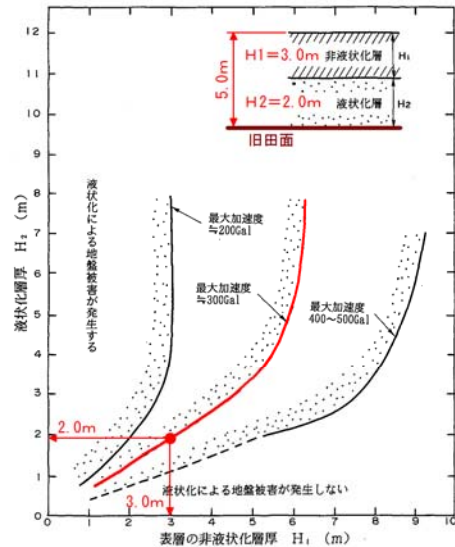


図 40 液状化による地盤被害が発生する条件<sup>10)</sup>に加筆

液状化による地盤被害については以下のような考え方があり、「液状化による被害は、液状化発生とは別のものであり、異なった観点から検討してみる必要が出てくる。このことを調べるために、今までの地震で液状化被害の見られた場所と見られなかった場所の両方につき、ボーリング試料を調べ、地下水面の深さと、その下にある液状化砂層の厚さとの関係を調べてみた。その結果、液状化を生じえない地表面層の厚さが 3m 以上ある場合、その下の砂層が液状化したとして厚さが 3m 以下であれば、その悪影響は地表面まで及ばないことが示された。(文献 11 より引用)。」

液状化対策工の検討時には、まだ液状化対策の目安となる考え方が示されていないなかったため、液状化の悪影響が地表面まで及ばないという考え方は大変参考となった。

本地区の道路舗装の路床は、埋立て造成に用いた外浪逆浦の水底の浚渫土で、この浚渫土は舗装材料の設計指標として用いられる CBR 値が 20% を超える良好な値を示すため、浚渫土の上部に直接路盤材を舗装していた。

そのため、地震時に舗装下の浚渫土が液状化して道路に被害が発生した。

地下水水位低下工法を用いて地下水水位を GL-3m 程度まで低下させたとしても、実証実験の時のように台風やゲリラ豪雨等により、一時的に地下水水位が上昇した場合には、再液状化が発生するリスクが考えられる。

そのため、本事業では地下水水位低下工法に加えて、道路下に液状化しない路床を構築するものとした。

路床構築の工法としては、固化工法、締め固め工法、置換工法があるが、本事業では、液状化時の過剰間隙水圧の消散効果が期待できることから、砕石による置換工法を選択した。

路床構築の厚さ(砕石による置き換え厚さ)は、路床の標準厚となる 1m<sup>12)</sup>を基本とした。

ただし、歩道のない街区道路では、車道の下に上下水道管が埋設されているため、これらへ施工時に悪影響を与えな

い最大厚さの,50cm を基本とした。

地下水排水溝の維持管理計画は,表 7 のように設定した。点検はマンホール蓋を開けて,目視によりマンホール内部やマンホールから目視可能な範囲の管内状態を監視し把握するとともに,不具合等の異常箇所を早期に発見することを目的に行う。最初の 3 年間は不具合の発生状況を早めに把握するため,短い周期で点検を行うものとした。

表 7 地下水排水溝の点検周期

路線	施設	点検の周期
幹線道路下	有孔管	半年に1回
	マンホール	3年目以降は3年に1回
	マンホールポンプ	月に1回
一般道路下	有孔管	1年に1回
	マンホール	3年目以降は3年に1回
	マンホールポンプ	月に1回

## 6. おわりに

2016年3月に液状化対策工事が完成し,4月から段階的に地下水位の低下を開始した。

地下水位の低下開始から2年後の2018年3月に計画どおりの水位まで地下水位が低下したことを確認した。図41に観測位置を,図42には地下水位の低下地歴を示す。

地盤の沈下は,地区の中心部が外周部と比べて大きくなる傾向を示しているが,有害な沈下の影響は発生していないことが確認された。

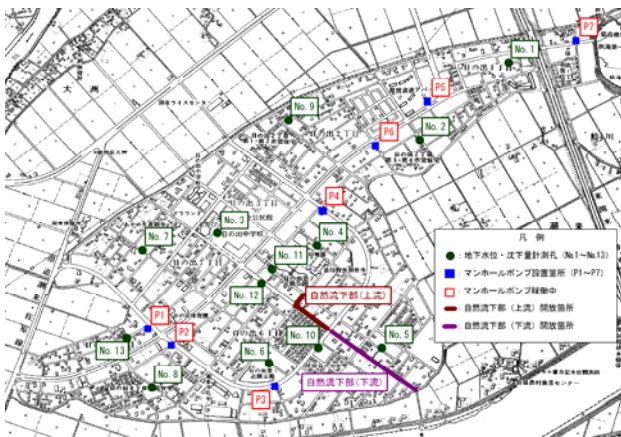


図 41 地下水および地盤沈下量の観測位置(潮来市 HP<sup>13</sup>)より

(2018.10.4 受付)

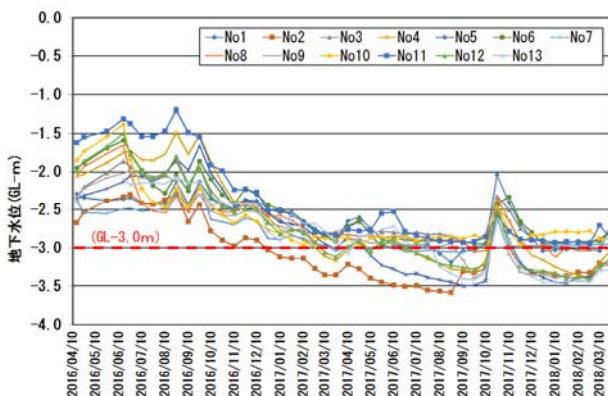


図 42 水位低下履歴(潮来市 HP<sup>13</sup>)より作図)

以上の結果より,広域的な市街地における液状化対策としての地下水位低下工法の実現可能性を実証することができた。

## 謝辞

本事業の実施に当たりご指導頂いた潮来市,および,楡井久委員長,國生剛治副委員長をはじめとする,日の出地区液状化対策検討委員会,ならびに,東邦地水株式会社,関東天然瓦斯開発株式会社,基礎地盤コンサルタンツ株式会社,中日本航空株式会社の関係各位に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 国土交通省都市局：市街地液状化対策推進ガイドンス, [http://www.mlit.go.jp/toshi/toshi\\_tobou\\_fr\\_000005.html](http://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html)
- 2) 歴史的農業環境閲覧システム：農業土地利用変遷マップ, <http://habs.dc.affrc.go.jp/index.html>
- 3) 史上最大の土建事業・幻の房総開発計画, <https://tanken.com/boso.html>
- 4) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス, <http://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>
- 5) 潮来町浪逆土地区画整理組合：新天地の創造
- 6) 深谷涉,松橋学,横田敏宏,加藤秀仁：東日本大震災における潮来市下水道管きよの浮上原因に関する2,3の考察,下水道協会誌 Vol.52, No.637, 2015/11, pp.86-94
- 7) 潮来市：日の出地区液状化対策事業報告書, <http://www.city.itako.lg.jp/page/page002163.html>
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001.
- 9) 田口雄一, 東畑郁生, 青山翔吾：東北地方太平洋沖地震による東京湾周辺地帯の液状化に基づく年代効果の検討, 第47回地盤工学研究発表会(八戸), pp.1603-1604, 2012.7.
- 10) 石原研而：Stability of Natural Deposits during Earthquakes, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, PP.321~376, 1985.
- 11) 石原研而：地震時における自然地盤の安定性, 土と基礎, 特集第11回国際土質基礎工学会議, Vol.34-3, pp. 28-30, 1986.
- 12) 社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧, 平成18年2月, pp.9
- 13) 潮来市：日の出地区地下水位および地盤沈下量の測定値のお知らせ 平成30年3月10日, <http://www.city.itako.lg.jp/page/page003322.html>

---

Investigation, planning, and design projects for drop of groundwater level method as a countermeasure against liquefaction in wide urban area.  
- Report of experiments by countermeasure against liquefaction with reclaim history -

Tomoyuki ISHIKAWA<sup>1</sup>, Kenji ANDO<sup>2</sup>, Shoji MAEMOTO<sup>2</sup>, Katsumi SATO<sup>3</sup> and Seiichi HANAWA<sup>4</sup>

- 1 Nakanihon Engineering Consultants Co., Ltd. (currently Shibayama Engineering Consultants Co., Ltd.)
- 2 Nakanihon Engineering Consultants Co.,Ltd.
- 3 Nakanihon Engineering Consultants Co., Ltd. (currently Nihon University)
- 4 Itako City Office

### Abstract

Severe liquefaction disaster, caused by the Great East Japan Earthquake, occurred at the residential area of 200ha in Hinode district, Itako city, Ibaraki prefecture, in March 11 2011. Itako city aimed to restrain recurrence of liquefaction, and began project countermeasure against liquefaction in urban area used “the Great East Japan Earthquake disaster reconstruction subsidy” in February 2012. In this project, we focused on the development history of Hinode district, and considered that the “groundwater level drop method” is suitable for this area. We also verified its feasibility. After the verification, the countermeasure work against liquefaction was carried out. In April 2018, the liquefaction measures review committee confirmed drop of groundwater level, the work which was unprecedented as countermeasure against liquefaction in the existing urban area was completed. The series of circumstances were referred, in decision of “the guidance for countermeasures against liquefaction in urban area”, which is the guideline of the Japanese government. The guidance is used as a guide in followed other cases. This report reports the process of these series of projects.

Key words: the Great East Japan Earthquake disaster reconstruction, countermeasure against liquefaction in urban area, drop of groundwater level method, analysis for liquefaction and fluidization, demonstration experiment