

東北地方太平洋沖地震における地盤の液状化挙動

東京湾臨海部における被害調査と液状化程度の異なる 2 地点の有効応力解析

石崎 定幸*¹・船原 英樹*¹・長尾 俊昌*¹

Keywords : the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, liquefaction, field investigation, effective stress analysis

2011 年東北地方太平洋沖地震, 液状化, 被害調査, 有効応力解析

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方の広い範囲において地盤の液状化現象が確認された。液状化現象は臨海部・旧湖沼・旧河道等の若年埋立地で主に発生し、戸建住宅や道路、歩道さらに上下水道などのライフラインに多大な被害をもたらした。地震のマグニチュードが大きくその継続時間が長かったことが、液状化被害を大きくしたと考えられている¹⁾。一方、東京湾臨海部の埋立地では、液状化の程度が場所によって大きく異なることが確認された。この要因として、埋土の粒度組成、埋立年代、埋土以深の地盤構造、地盤改良の有無等が考えられるが、その全貌は解明されていない。

本報では、まず、東京湾臨海部において当社が実施した液状化に関する現地踏査の中から、代表的な地域（図－1）の状況について報告する。次に、東京湾臨海部の埋立地 2 地点に対して、建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定²⁾及び液状化現象が評価できる時刻歴地震応答解析（有効応力解析）を実施し、両地点の液状化程度と地震時挙動の評価を試みた。

2. 東京湾臨海部における液状化被害調査

2.1 東京都江東区（新木場・辰巳・豊洲地区）

新木場地区では広範囲に渡って液状化による噴砂が確認され、歩道に沈下・陥没などの被害が生じた（写真－1，2）。液状化した地盤と比べて比重の軽い地中構造物は、地表へ浮上する等の被害を受けた（写真－3）。同地区には、液状化対策として締固め砂杭工法を適用した食品加工工場³⁾（当社設計施工，S 造地上 3

階，パイルドラフト基礎）が存在する。前面道路が激しく沈下し（写真－2），隣接する敷地の低層建物の多くに不同沈下が生じたのに対し，同工場に沈下・傾斜等の液状化被害は確認されなかった（写真－4）。

豊洲・辰巳地区でも，場所によって激しい液状化の痕跡が認められた。液状化による地盤沈下により，杭基礎建物のエントランス部に段差が生じる等の被害も認められた。



図－1 調査位置（Google マップに加筆）
Figure 1 Investigation Sites



写真－1 新木場地区における噴砂
Photo 1 Sand boils in Shinkiba

* 1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室



写真－２ 新木場地区における歩道の液状化被害
Photo 2 Damage of sidewalk in Shinkiba



写真－３ 新木場地区における地中構造部の浮上
Photo 3 Uplifted tank in Shinkiba



写真－４ 新木場地区において液状化対策を施した当社物件
Photo 4 Non-damaged building with liquefaction countermeasure

2.2 千葉県浦安市

千葉県浦安市の埋立地では、激しい液状化現象が確認され、歩道・道路、上下水道などのライフライン、戸建住宅等に多大な被害が生じた（写真－５）。一方、液状化の痕跡がほとんど確認されない埋立エリアも存在しており、液状化対策あるいは圧密促進工法などの地盤改良が液状化被害を軽減したものと考えられる（写真－６）。



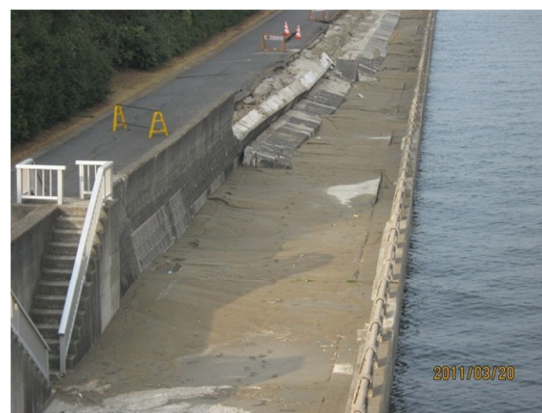
写真－５ 新浦安地区におけるマンホールの浮上
Photo 5 Uplifted manhole in Shinurayasu



写真－６ 新浦安地区において被害が少なかったエリア
Photo 6 Non-damaged area in Shinurayasu

2.3 千葉県千葉市美浜区

千葉県千葉市美浜区でも、多数の噴砂跡や歩道の変状、戸建住宅の沈下・傾斜等が認められた。同地区でも場所により被害程度に差が見られた。花見川河口付近の堤防には、多数の噴砂が認められ、液状化による被害が生じた（写真－７）。



写真－７ 花見川右岸における堤防の被害
Photo 7 Damage to levee along Hanamigawa river

3. 液状化程度が異なる2地点の液状化判定と有効応力解析

3.1 検討対象

当社が地盤データを保有する地点の中で、激しい液状化が認められた東京都江東区新木場（以下 A 地点）と、液状化が確認されなかった東京都江戸川区臨海町（B 地点）を検討対象とする（図－1）。両地点は荒川の右岸と左岸に位置し、その直線距離は約 2km である。

A 地点は、前出の食品加工工場の敷地であり、液状化対策³⁾により建物は構造的な被害を免れた。一方、その前面道路は液状化により大きく沈下し（写真－2）、隣接する敷地の低層建物は不同沈下した。ここでは、同地区の激しい液状化を評価する事を目的とし、地盤改良前の地盤調査結果を使用する。B 地点では噴砂等の液状化の痕跡は認められず、構造物被害もなかった。

国土交通省東京港の変遷⁴⁾によれば、A 地点は高度成長期（昭和 27 年から 46 年）、B 地点では昭和末期（昭和 47 年から平成元年）に埋立工事が行われている。A および B 地点において実施した標準貫入試験及び PS 検層の結果を図－2 に示す。地盤は、表層の埋立層の下部に、シルト層を挟在する緩い沖積砂層（有楽町層上部、厚さ 10～14m 程度）、N 値 1～3 程度の沖積粘性土層（有楽町層下部、厚さ 20m 程度）、比較的 N 値の大きい沖積粘土・砂層（七号地層、A 地点 8m、B 地点 20m 程度）が堆積し、N 値 50 以上となる堅固な洪積層はそれぞれ GL-44m、GL-56m 付近まで出現しない。

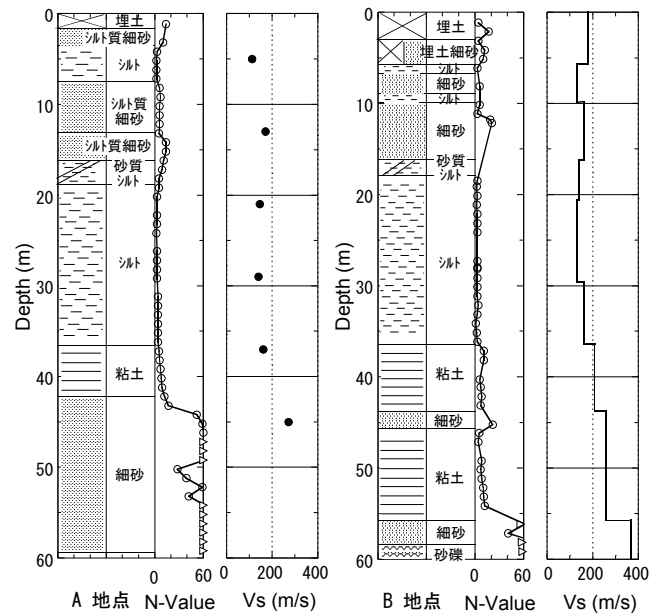
両地点では、表層の埋立層や有楽町層上部において、液状化の恐れがある。室内土質試験より得られた A 地点（GL-8～10m 付近）および B 地点（No.2 GL-13～14m）の粒径加積曲線を図－3、粒度特性を表－1 に示す。建築基礎構造設計指針における液状化判定²⁾では、自然堆積砂について細粒分含有率（ F_c ）35%以下を対象とするが、両地点の F_c はそれより大きい。A 地点の U_c が B 地点より大きい傾向が確認できるが、その他の粒度特性に顕著な違いは確認できない。

表－1 有楽町層上部の粒度特性

Table. 1 Characteristics of grain size distributions

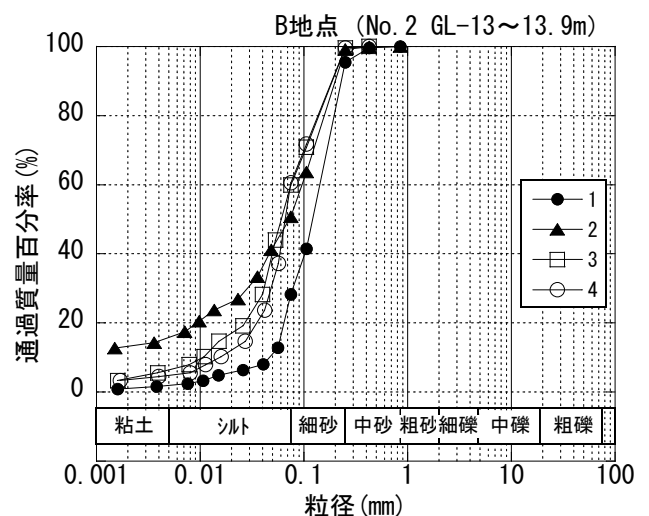
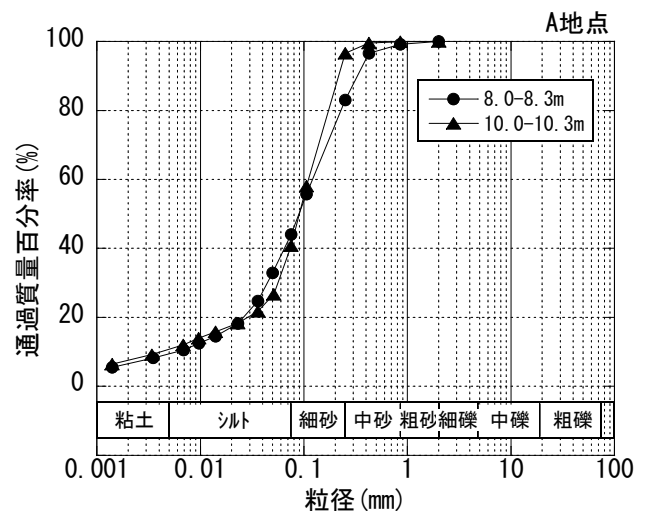
	A 地点		B 地点(No.2 GL-13～14m)			
	8m	10m	1	2	3	4
$D_{50}(\text{mm})$	0.0904	0.0911	0.1221	0.0731	0.0598	0.0659
$F_c(\%)$	44	41	28.2	50.7	59.9	60.5
$P_c(\%)$	9	11	1.9	15.3	6.2	4.5
U_c	19.31	26.31	2.78	--	7.04	4.84

D_{50} : 平均粒径, F_c : 細粒分含有率, P_c : 粘土分含有率, U_c : 均等係数



図－2 地盤柱状図と PS 検層結果

Fig.2 Geological columns and PS logs



図－3 粒径加積曲線

Fig. 3 Grain size accumulation curve

3.2 液状化判定

N 値と F_c を使用し、建築基礎構造設計指針の方法²⁾ (以下、液状化判定と称す) に準じて、2011 年東北地方太平洋沖地震を想定した液状化判定を実施した。マグニチュードは 9.0、地表面加速度は K-net 砂町観測点⁵⁾での地表面最大加速度を参考にし 150cm/s^2 とした。なお、 $F_c \geq 50\%$ あるいは粘土分含有量 (P_c) $\geq 10\%$ の土層は判定対象外とした。判定結果を図-4に示す。A 地点では 7.5m~13.0m, B 地点では 10.1m~16.0m のシルト質細砂において、液状化発生に対する安全率 F_l が 1.0 を下回り、液状化の可能性があるとして判定された。地表面変位 (D_{cy}) は、A 地点: 2.5cm, B 地点: 7cm であり、被害程度は、A 地点「軽微」、B 地点「小」と判定された。A 地点の判定結果は、液状化の発生そのものは評価できたが、被害程度は過少評価していると考えられる。その要因として、地震動の継続時間が長く液状化した地盤に何回もの繰り返し荷重が作用したこと、判定対象外とした深度 3.6m~7.4m のシルト層 ($F_c = 89 \sim 94\%$) が実際には液状化した可能性があること等が考えられる。

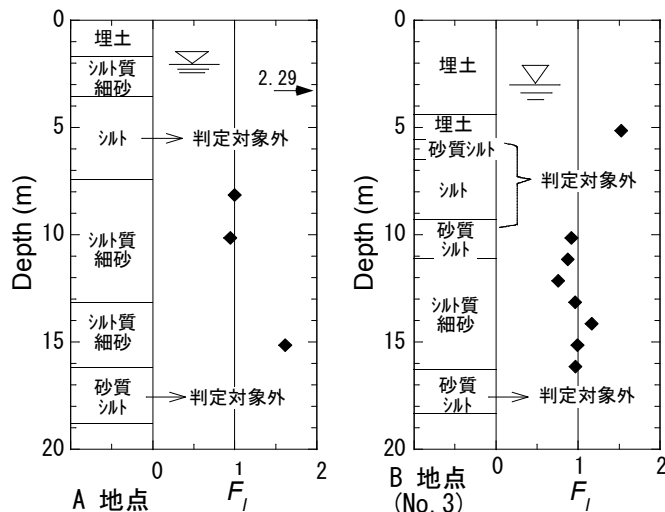


図-4 液状化判定結果

Fig.4 Computed safety factors against liquefaction

3.3 有効応力解析

地盤の動的な地震時挙動を再現する目的で、東北地方太平洋沖地震における地震観測記録を用いた一次元土柱モデルの時刻歴地震応答解析を実施する。

3.3.1 解析方法

解析プログラムは TDAPⅢとした。地盤の初期せん断剛性は PS 検層結果を基に評価した。非液状化層の非線形特性は R-O モデルを用いて評価した (図-5)。A 地点では、文献⁶⁾を参考にし、R-O モデルのパラメ

ータを設定した。B 地点では、乱れの少ない試料を用いた動的変形特性試験結果に適合させて、評価した。

沖積砂質土層は液状化現象を考慮できる構成則 Stress-Density^{7,8)}モデルを用いてモデル化した。図-6に両地点における解析モデルの液状化強度曲線 (繰り返し回数と液状化に至るせん断応力比の関係) を示す。B 地点では、敷地内の 5 か所において、有楽町層上部から採取した乱れの少ない試料に対する繰り返し非排水三軸試験 (以下、液状化強度試験と称す) を実施している (図-6)。各地点の試験結果に差が見られたため、解析ではその平均的な強度を有するようにモデル化した。A 地点では液状化強度試験が実施されていないため、その解析定数は豊浦砂の値⁸⁾を用いた。ただし、液状化判定における液状化抵抗比 (τ/σ'_v) を作用させた際に繰り返し回数 15 回で液状化するようにその間隔比を調整した。B 地点の液状化強度比は、繰り返し回数 15 回だけでなく、繰り返し回数の多い範囲において、A 地点のそれより大きい。

入力地震波は、独立行政法人港湾航空技術研究所港湾地域地震観測⁹⁾-大井観測点 (GL-37m,E59S 方向) における本震記録とした (図-7)。

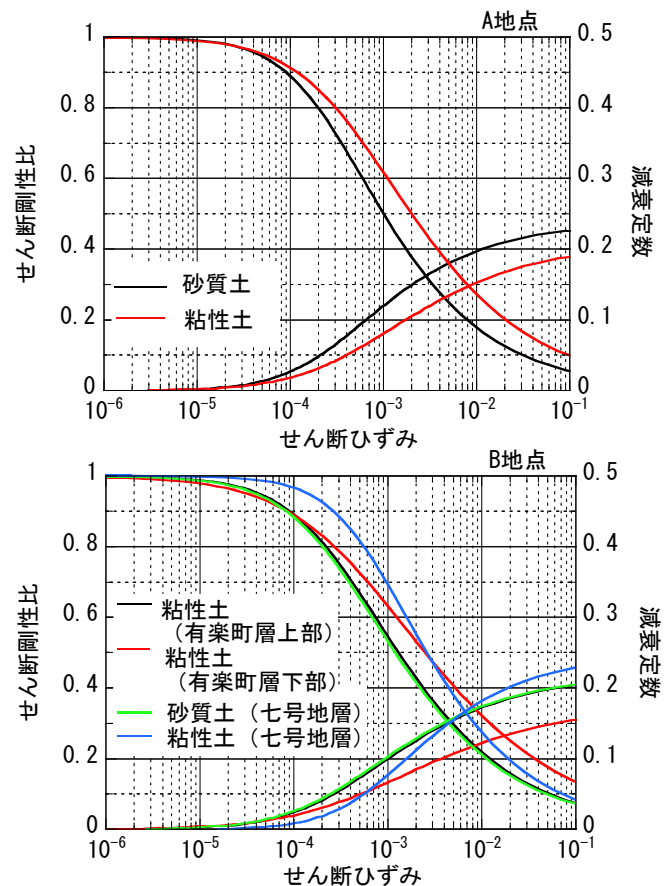


図-5 動的変形特性のモデル化

Fig. 5 Models of dynamic deformation characteristics

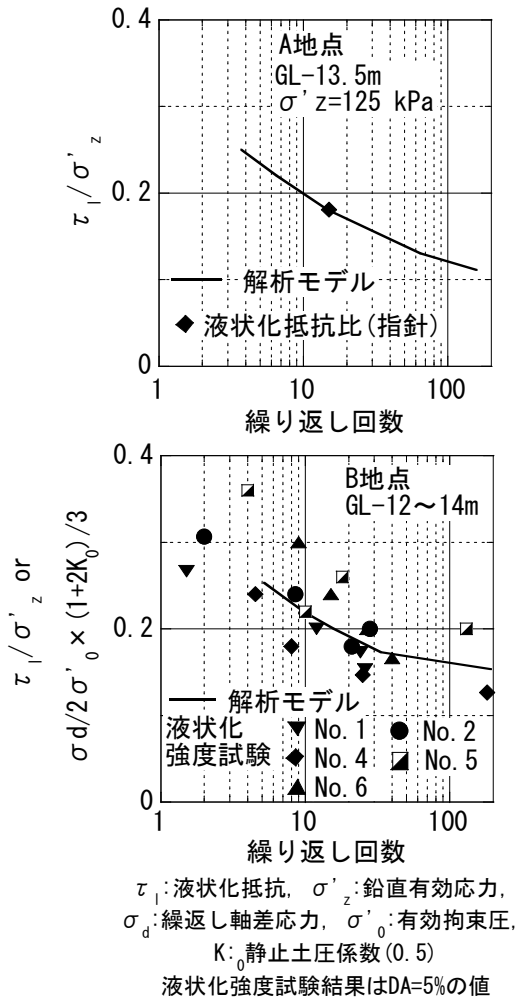


図-6 液状化強度曲線のモデル化
Fig.6 Models of liquefaction resistance curves

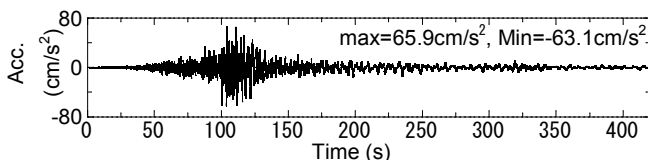


図-7 入力地震波 (港湾地域地震観測大井観測点: 本震記録)
Fig.7 Input motion (seismic record: PARI)

3.3.2 解析結果

解析から得られた地表面加速度、地表面変位、地中部過剰間隙水圧比 (P.W.P.R.)、地中部加速度を図-8、9に示す。A 地点では、深度 8.5m における地盤の過剰間隙水圧比が約 100 秒程度かけて上昇し、ほぼ 1 に達し、地盤が液状化している (図-8(c))。それに伴い、地表面の加速度が大きく減少している。地表面の最大変位は水圧上昇過程に生じているが、液状化後にあたる 125 秒以降では、両振幅 10cm 以上・周期 5 秒以上の長周期成分も確認できる (図-8(b))。液状化後 150 秒間程度比較的大きな変位応答が確認でき、このことが A 地点における激しい液状化の一要因と考えられる。

一方、B 地点では、深度 10.5m 付近の過剰間隙水圧比は 0.5 程度であり、液状化に至っていない。そのため、200 秒程度まで比較的大きな地表面加速度が生じており、さらに 200 秒以降の変位は A 地点と比べて小さい (図-9(b))。

地中部のせん断応力-ひずみ関係、せん断応力-平均有効応力の関係 (有効応力経路) を図-10、11に示す。B 地点では、有効応力が低下しているが液状化には至っていないため、そのせん断応力-ひずみ関係は紡錘型を示している。一方、A 地点のせん断応力-ひずみ関係は、液状化に伴い紡錘型から逆 S 字型へ移行している。図-12、13に解析より得られた加速度、変位、せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。A 地点では、深度 8.0m~11.0m のシル質細砂層の過剰間隙水圧比が 1 に達し、地盤が液状化している。その結果、せん断ひずみが 3% 程度に達している。一方、B 地点における過剰間隙水圧比は 0.5 以下であり、液状化に至っていない。液状化した A 地点の地表面最大変位は約 16cm であり、液状化していない B 地点のそれ (約 13cm) を若干上回る程度である。これは、地盤の最大変位が液状化前に生じたこと、及び深度 18m~36m 付近の軟弱な沖積粘性土層に大きな変位が生じたことが影響していると考えられる。

今回の解析における液状化の有無の差は、液状化強度のモデル化の違い (図-6) に大きく依存していると考えられる。すなわち、液状化に至らなかった B 地点の解析モデルは、繰返し回数の増加に対して、液状化強度の減少傾向が A 地点のそれと比べて小さい。これが、B 地点が顕著な液状化被害を免れたひとつの要因と考えられる。ただし、B 地点の有楽町層上部における液状化強度試験結果には、地点間で差があることから (図-6)、地中部で部分的に液状化が発生していた可能性も考えられる。一方、特に大きい繰返し回数に対して、液状化強度が相対的に小さく設定された A 地点の解析結果は、主要動のピーク前後で液状化に至った。その後、入力地震動は減少傾向にあるが、その長周期成分が地表面にかけて増幅し、比較的大きな荷重が液状化地盤に 2 分以上繰返し作用したと考えられる。文献 10)によれば、液状化後の継続的な震動により、非可逆なダイレイタンスによる体積ひずみが増加することが示されている。従って、これが、A 地点における激しい液状化の要因の可能性がある。

本来であれば、A 地点の液状化層についても、液状化強度試験結果に基づき、その解析定数を設定すべきである。追加の地盤調査等は、今後の課題としたい。

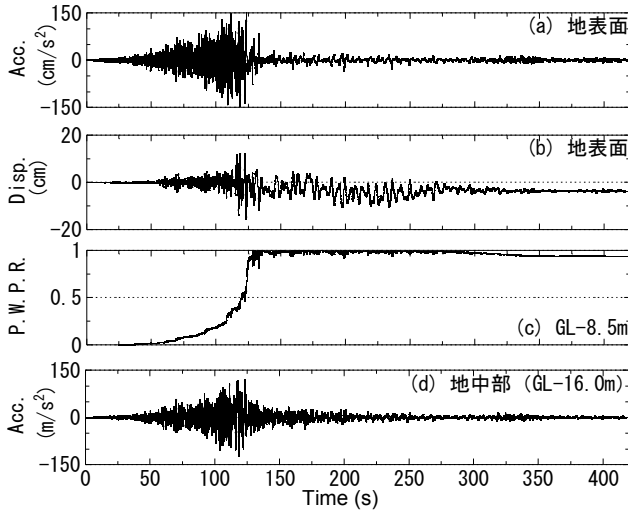


図-8 解析より得られた主要な時刻歴 (A 地点)
Fig. 8 Time histories of responses of soil (Site A)

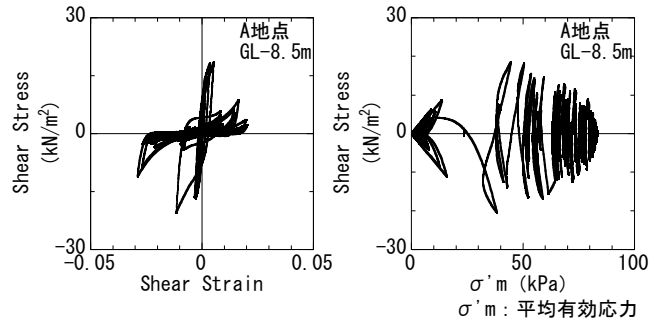


図-10 応力-ひずみ関係, 有効応力経路 (A 地点)
Fig. 10 Stress-strain relation and effective stress pass (Site A)

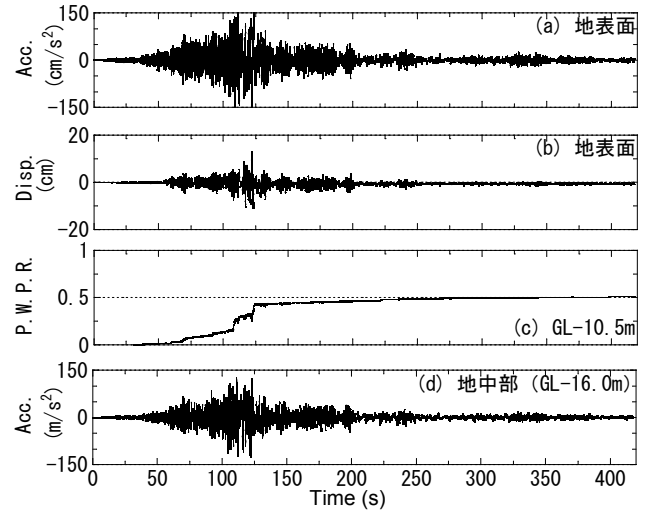


図-9 解析より得られた主要な時刻歴 (B 地点)
Fig. 9 Time histories of responses of soil (Site B)

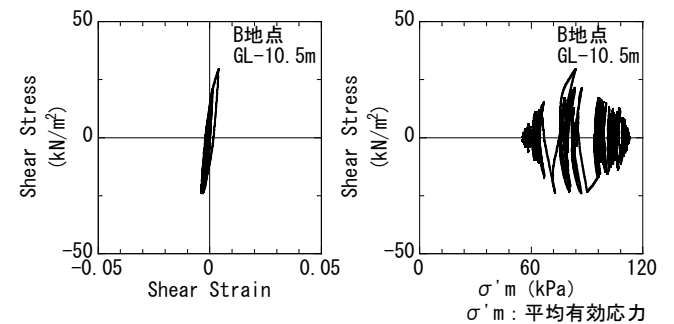


図-11 応力-ひずみ関係, 有効応力経路 (B 地点)
Fig. 11 Stress-strain relation and effective stress pass (Site B)

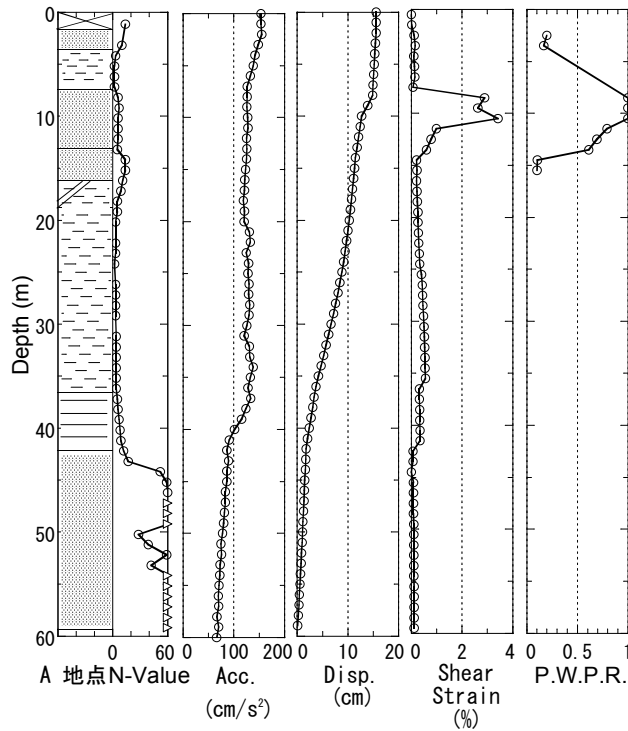


図-12 地盤応答の最大値分布 (A 地点)
Fig. 12 Distributions of maximum responses of soil (Site A)

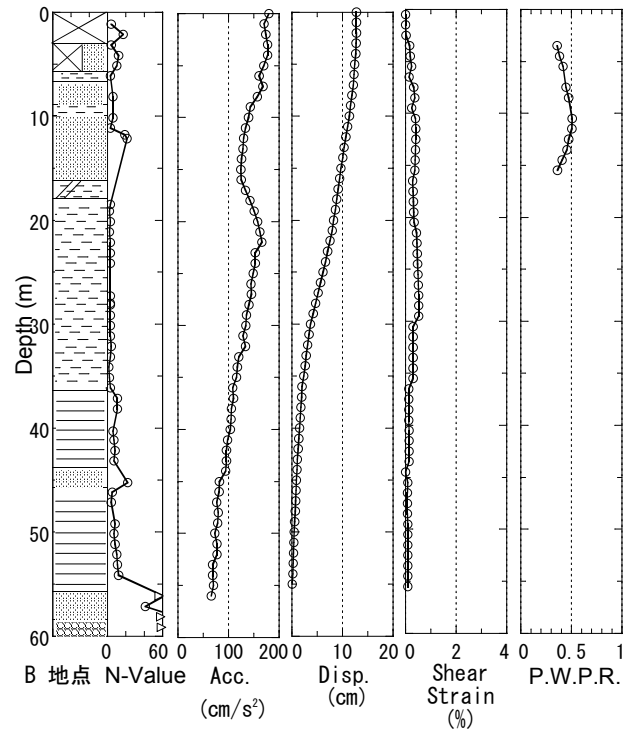


図-13 地盤応答の最大値分布 (B 地点)
Fig. 13 Distributions of maximum responses of soil (Site B)

4. まとめ

本報では、東京湾臨海埋立部における代表的な液状化被害地区のその状況について報告した。また、激しい液状化が認められた A 地点と液状化の痕跡が確認されなかった B 地点に対し、液状化判定と有効応力解析を実施し、両地点の液状化程度や地震時挙動の評価を試みた。

液状化判定結果は、両地点において、「液状化の可能性がある」であった。A 地点における液状化程度の判定は「軽微」であり、実際と比べて過少な評価であった。今後の検討課題として、地震動の継続時間の影響や、シルト層等（細粒分含有率 50%以上）の適切な液状化強度の評価等が挙げられる。

B 地点に対する有効応力解析では、地盤は液状化せず、無被害の状況の評価することができた。B 地点の液状化強度試験では、繰り返し回数の多い範囲で液状化強度の減少が比較的小さい傾向を示しており、解析ではそれをモデル化した。この傾向が B 地点が液状化被害を免れたひとつの要因と考えられる。

A 地点では液状化強度試験が実施されていないため、 N 値と細粒分含有率から繰り返し回数 15 回における液状化強度を設定し、有効応力解析を実施した。その結果、主要動のピーク前後で地盤が液状化に至る結果が得られた。その後、入力地震動の長周期成分が地表面にかけて増幅され、液状化層が約 150 秒間程度比較的大きな振幅で揺さられる状況の評価した。この応答が A 地点における激しい液状化の一要因である可能性を示した。

謝辞

本解析で使用した入力地震波は、港湾技術研究所港湾地域強震観測における観測記録を使用させていただきました。また、液状化判定で使用した地表面加速度は、防災科学研究所強震ネットワークにおける観測結果を参考に設定いたしました。記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言, p.16, 2011.7
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.62-68, 2001.10
- 3) 船原英樹, 真島正人：締固め工法とパイルド・ラフト基礎を併用した低層建物, 基礎工, pp.67-70, 2008.8
- 4) 国土交通省：東京湾の変遷に関するページ, http://www.pa.ktr.mlit.go.jp/tokyo/faq/img/que05_01.pdf
- 5) 防災科学研究所：強震観測網に関するページ, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 6) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, p.53, 2006.2
- 7) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: Modelling of sand behavior based on state concept, Soils and Foundations, Vol.38, No.3 pp.115-127, Sept. 1998
- 8) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: State concept and modified elastoplasticity for sand modeling, Soils and Foundations, Vol.38, No.4 pp.213-225, Dec. 1998
- 9) 港湾航空技術研究所：港湾地域強震観測に関するページ, <http://www.mlit.go.jp/kowan/kyosin/eq.htm>
- 10) Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Goto, S.: Mechanism of Large Post-liquefaction Deformation in Saturated Sand, Soils and Foundations, Vol.37, No.2 pp.71-80, June. 1997