

東北地方太平洋沖地震における東京湾北部埋立地の有効応力解析による検討

福武 毅芳 (技術研究所) 眞野 英之 (技術研究所) 堀田 洋之 (技術研究所) 田地 陽一 (技術研究所) 石川 明 (技術研究所) 坂本 忠 (建築事業本部)

Studies on Soil Liquefaction and Settlement in the Urayasu District Using Effective Stress Analyses for the 2011 East Japan Great Earthquake

by Kiyoshi Fukutake, Hideyuki Mano, Hiroyuki Hotta, Youichi Taji, Akira Ishikawa and Tadashi Sakamoto

Abstract

The 2011 East Japan Great Earthquake caused soil liquefaction over a wide area. In particular, severe soil liquefaction was reported in the northern parts of the reclaimed lands around Tokyo Bay, even though the seismic intensity in this area was only about 5 on the Japan scale with low acceleration. The authors surveyed the residual settlement in the Urayasu district and then conducted effective stress analyses of areas affected and not affected by liquefaction. The analyses compared with the acceleration waves monitored with K-NET Urayasu or ground settlements surveyed. It is based on the acceleration observed on the seismic bedrocks in earthquake engineering in some other districts adjacent to Urayasu. Much of the settlement was due to the long duration of the earthquake, with further settlement resulting from the aftershock. The study shows that the affects of aftershocks need to be monitored, as well as needs for improvement of simplified liquefaction prediction methods using the factor of safety, F_L .

概 要

2011年東北地方太平洋沖地震では、広範囲に液状化が生じた。東京湾岸北部の埋立地に着目すると、震度5程度と加速度はそれほど大きくないが、液状化を激しく生じた個所が多数見受けられる。そこで、浦安地区を中心に残留沈下の測量を実施した。さらに浦安近傍の工学的基盤で観測された加速度を基に、液状化地点と非液状化地点について有効応力解析を実施し、K-NET浦安の加速度波形や測量した沈下量と比較した。沈下量が大きくなった原因としては、本震の継続時間が長かったことに加え、余震によっても沈下が助長されたことが示された。この現象は解析から得られた結果と整合し、余震の影響が無視できないことを示した。さらに連動型地震のように継続時間の長い場合に対する液状化の F_L 判定法の改善案も示した。

§ 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(以下、今回の地震と呼称)では、広範囲で液状化が生じた。東京湾岸北部の埋立地に着目すると、深度5程度(地表加速度で100~150Gal程度)と加速度はそれほど大きくなかったが、地震動の継続時間が長かったため、液状化を生じ大きく沈下したエリアが多数見受けられる。一方で類似の地盤条件でありながら、沈下を免れた個所も散見される。このようなことから地盤工学会と国土交通省関東地方整備局が協力して液状化・非液状化範囲を地図にまとめている¹⁾。しかし、沈下量など、被害と直接関係する指標の地図は示されていない。浦安市は震災前後の航空レーザー測量を実施し、その標高値の差分をとることで地表面の変化量を示しているが²⁾、誤差が大きく、必ずしも実際の沈下量と合っていないようである。

著者らは、地震発生から数日後に浦安・新木場・辰巳における沈下量を測定し、分布図を作成した。そしてその沈下分布と沈下量のばらつきについて、その原因や、被害の特徴(沈下の差異)を考察した。

さらに、浦安地区に着目し、液状化しなかった地盤と液状化した地盤のN値やボーリングデータから、それぞれの地区における典型的な地盤モデルを作成した。当該地区の近傍の工学的基盤で観測された加速度記録を基に、本震($M=9.0$)に加えその29分後に発生した最大余震($M=7.7$)も含めた応答解析を有効応力解析により実施し、K-NET浦安の加速度記録や、液状化地点で測量した沈下量と比較した。さらに連動型地震のように継続時間の長い場合に対する液状化の F_L 判定法の改善案も示した。

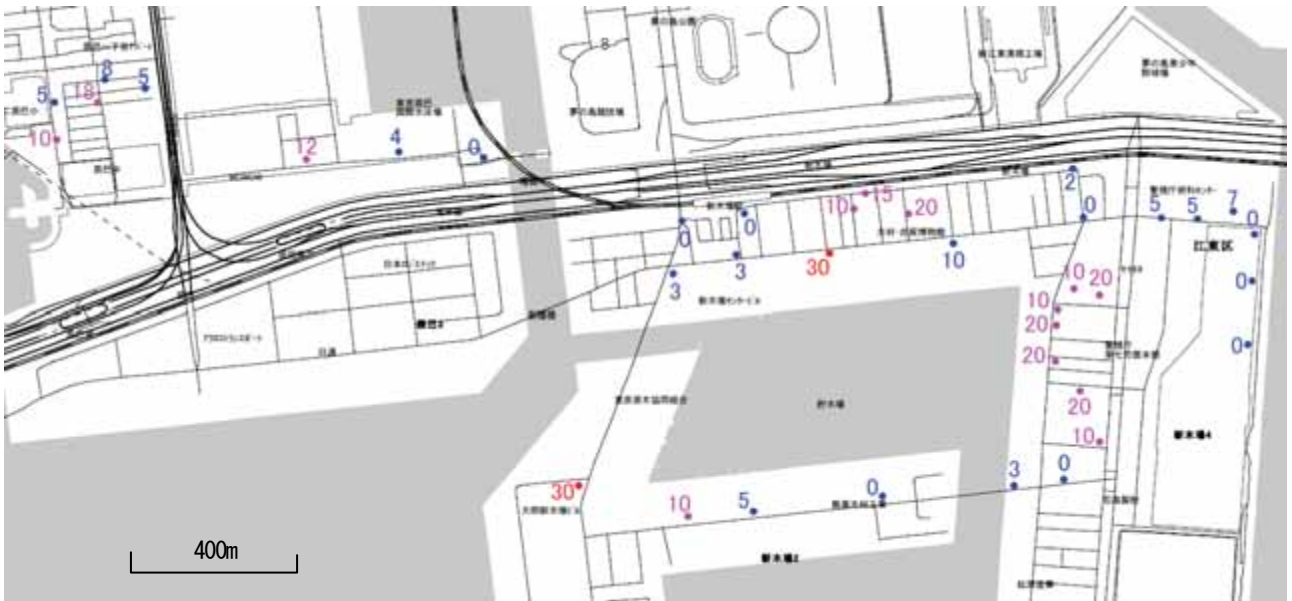


図-1 辰巳〜新木場地区の沈下量 (cm)

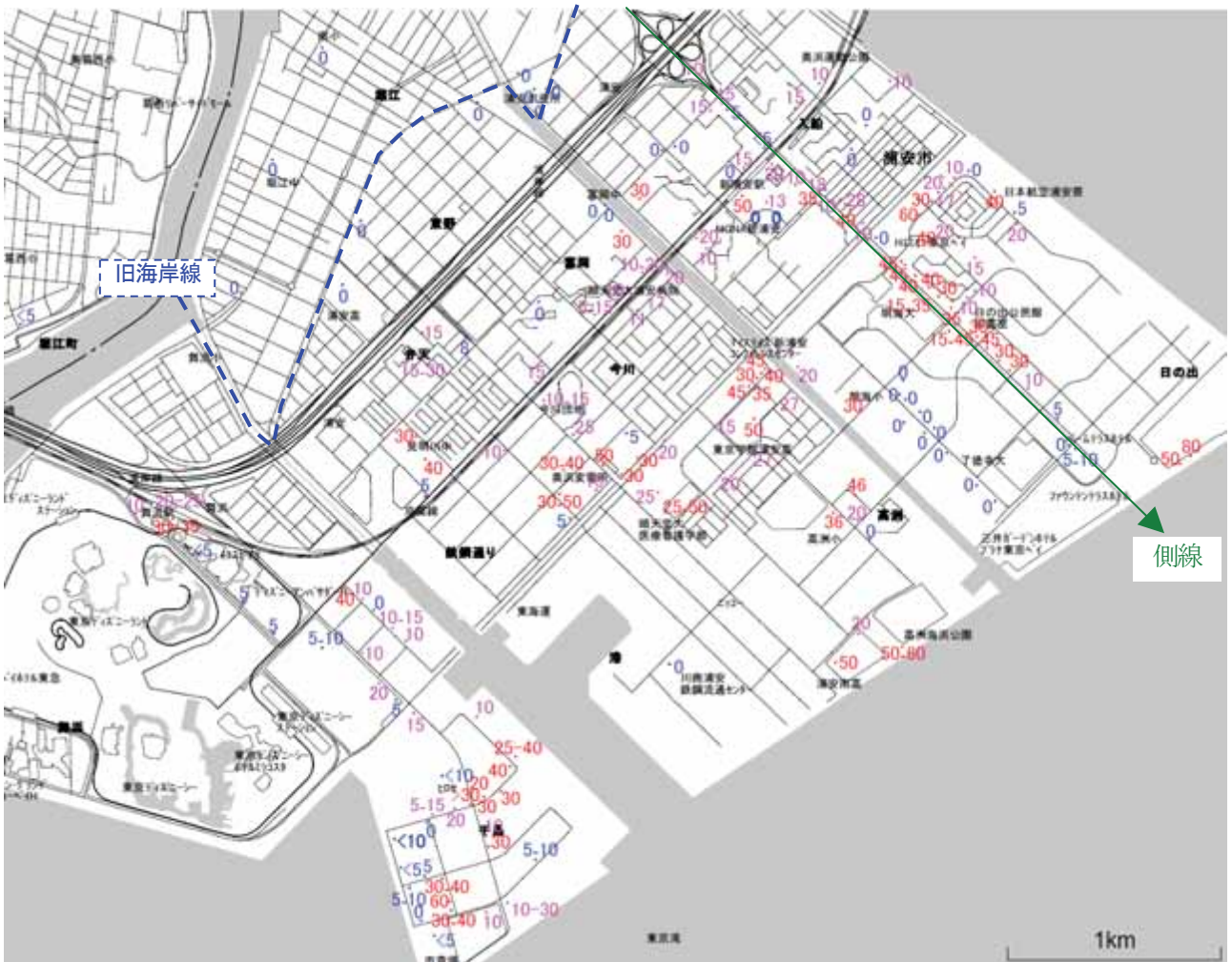


図-2 浦安地区の沈下量 (cm)

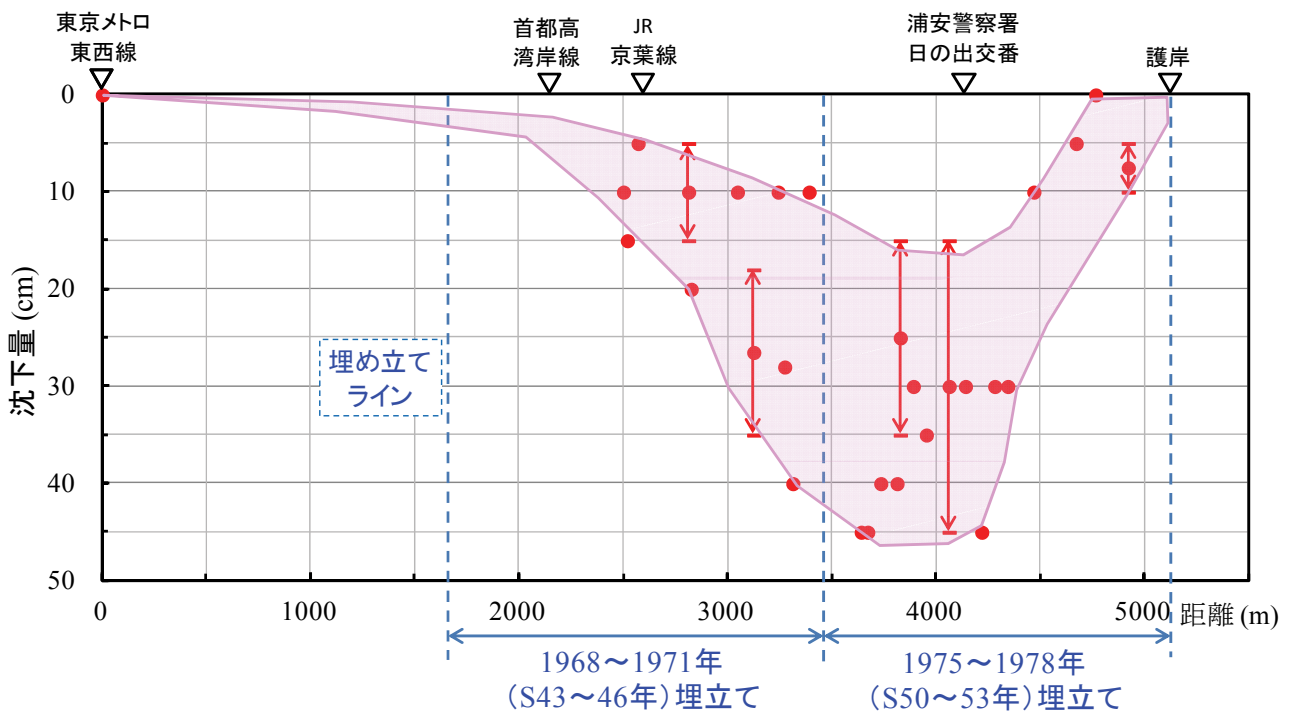


図-3 浦安地区の側線に沿った沈下量 (cm)

§ 2. 東京湾北部埋立地の沈下の特徴

2.1 沈下分布の特徴

図-1, 図-2に地震発生から数日以内の辰巳～新木場～浦安の地表面の沈下量を示す。数値の色は、青色が0～10cm、桃色が10～30cm、赤色が30cm以上である。沈下量の測定に当たっては、支持杭構造物などの沈下を生じていない不動点からメジャーにより計測した。地区全体が沈下したと認められる訳ではなく、沈下が大きい個所と殆ど沈下していない個所が混在している。

図-3には図-2中に示す側線に沿った沈下分布を示す。東京メトロ東西線を起点とし、2000mまでは沈下の痕跡はほとんど見られない。しかし現地のタクシーの運転手によれば、「地震前に比べて走行時の音が大きく、振動も大きく感じられる」と話しているので、若干の不陸や沈下があるものと思われる。2400m付近から沈下が大きくなりはじめ、4000m付近で最大となり、最大で50cm近くに達する。その地点から護岸にかけては、沈下は小さくなっており、全体にスプーン型の沈下分布となっている。護岸に近づくにつれて沈下が小さくなっているのは、4500m付近から護岸付近にかけて締固め液状化対策が施されていたことによる。さらに護岸近傍で施工された圧密促進工法(サンドドレーン+プレロード工法)がある程度液状化の抑制に効いたためと思われる。圧密促進工法が液状化抑制にも効いた事例は、1995年兵庫県南部地震のポートアイラ

ンドや六甲アイランドでも報告されている^{3),4)}。このような対策が無かったとすれば、1968～1971年埋立て地区に比べ、1975～1978年埋立て地区の方が沈下がやや大きいようにも見えるが、沈下量と埋立て年代との相関はあまり明瞭ではない。

図-1～図-3の沈下分布から分かるように、沈下量には大きなばらつきがある。100m離れば、沈下量は相当異なっており、狭いエリアで見ても、沈下量のばらつきは大きい。このような沈下のばらつきは、前述した地盤改良の有無や、表層埋立地盤の土質や厚さの違いによる(表層の粘性土層が厚ければ沈下は小さくなる)。さらに、多数回作用したせん断応力の微妙な差異が、現象を極端化させたことも考えられる。すなわち一旦液状化すると、その後も多くの繰返しを受けるので激しい液状化に至る。次節では、この要因について考察する。

2.2 要素レベルにおける小振幅繰返しせん断時の液状化特性

今回の液状化の特徴は、比較的小さな加速度が長時間続き、それにより小さなせん断応力が多数回作用したことによる。よってここでは、作用せん断応力の微妙な差異が、現象を極端化させた理由を土要素の挙動から考察する。

そこで、液状化をぎりぎり生じせしめる小さなせん断応力振幅で繰返しせん断を行ったときの挙動について示す。図-4には、緩い砂と細粒分を多く含む砂(シルト質砂)の液状化強度曲線(両振幅せん断ひずみ振幅

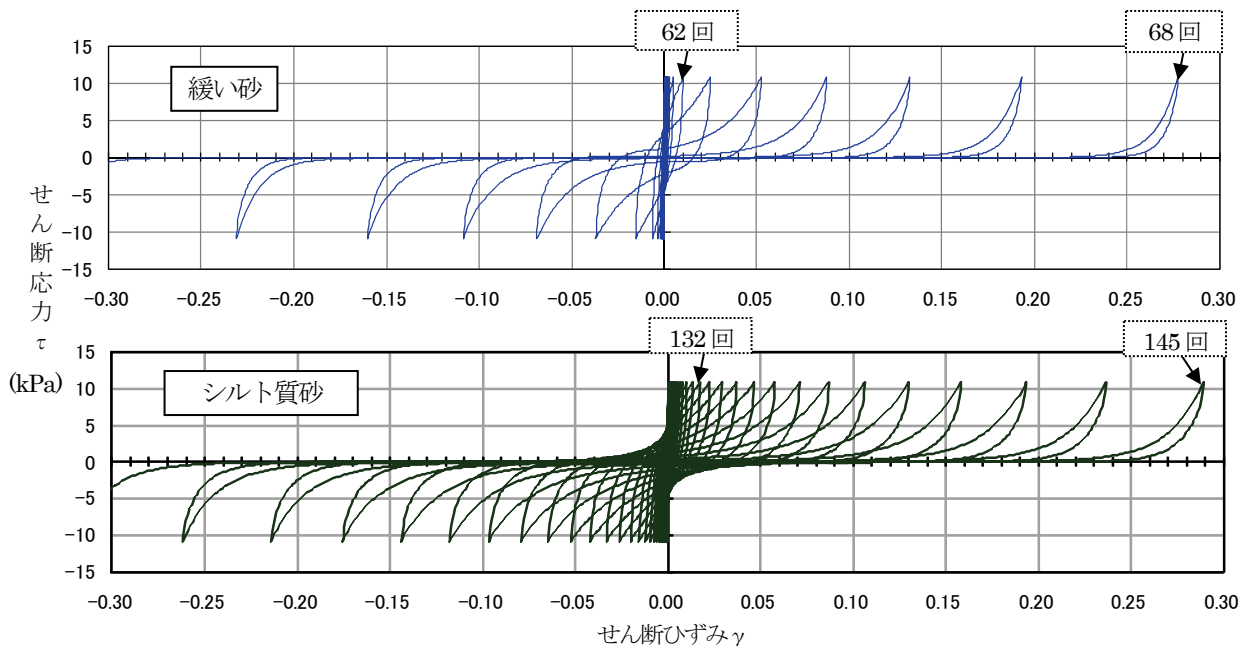


図-5 液状化強度の下限值付近の応力～ひずみ関係(応力比=0.11)

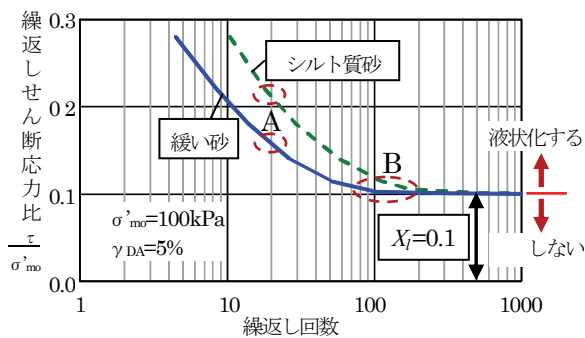


図-4 液状化強度曲線と液状化強度の下限值 X_l

γ_{DA} が 5%に至るときのせん断応力比と繰返し回数の関係)の計算結果である。計算に用いた構成式は、応力～ひずみ関係として多重せん断機構⁵⁾により 3次元に拡張した Ramberg-Osgood モデルを使用し、ひずみ～ダイレイタンスー関係としておわんモデルを使用した^{6),7)}。 X_l は多数回繰返しても液状化に至らない下限のせん断応力比(液状化強度の下限值)⁶⁾である。図では $X_l=0.1$ の場合を示す。作用せん断応力比が X_l 以下であれば液状化に至らないが、 X_l より大きければ、多数回の繰返し作用によりいずれは液状化に至る。従来の設計では、繰返し回数が 15～20 回における液状化強度 R_{15} 、 R_{20} が用いられていた(図-4 の A 付近の値)。今回の地震では B 付近のように、 X_l 付近の状化強度(例えば 100 回で液状化に至る R_{100} など)を用いるべきであろう。砂の場合はシルト質砂に比べて、少ない繰返し回数で X_l に漸近するので、なおさらそうすべきである。ちなみに図中の砂の場合、次式の関係がある。

$$X_l \doteq R_{100} = 0.8 \times R_{20} \quad (1)$$

X_l 付近(ギリギリ液状化する場合)の応力～ひずみ関係を図-5に示す。要素計算ではせん断応力比は X_l より少し大きい 0.11 とした。砂の場合は、ひずみが急増し始めるのに 62 回もの回数を要しているが、一旦液状化するとひずみは少ない回数で蓄積する。このことが、今回の地震のように、作用せん断応力は小さいが激しく液状化したことに対応している。シルト質砂では、ひずみが増加に至る繰返し回数はさらに多くなり、液状化に至った後のひずみの増加傾向は砂に比べ緩慢である。このように、作用せん断応力比が X_l より僅かでも大きければ、大ひずみを伴う液状化に至る可能性があるが、 X_l より少し小さければ液状化には至らない。すなわち、作用せん断応力比が、 X_l より大きいか小さいかにより、その後の挙動は大きく異なる。このことが、沈下が生じた個所と生じなかった個所が混在している原因の一つと考えられる。すなわち、狭いエリアでみても、地盤剛性の微妙な差異や周辺の状況により、作用せん断応力の大きさが変動し、ある個所では X_l より小さい振幅が作用して沈下が少なく、別の個所では X_l より大きい振幅が作用して沈下が大きくなったと考えられる。よって、表層土質地盤の違いに加え、せん断応力の大きさにより現象が極端化したことが、沈下量が大きくばらついた原因の一つと考えられる。

§ 3. 有効応力解析による液状化の評価と分析

3.1 解析条件

浦安地区において複数のボーリングデータを収集し、液状化しなかった地点①と、液状化した地点②の二種類

の FEM による地盤モデルを作成した。地点①としては、浦安市役所近傍の K-NET 浦安の地盤とし、地点②としては、南東部の埋立て地区を想定した。それぞれの地盤モデルで有効応力解析を実施し、加速度応答や液状化の程度(沈下量など)について検討した。

想定した 2 地点の地層構成を表-1 に示す。青色部分は液状化可能性層である。地点①(非液状化地盤)は、GL-20m までは、K-NET 浦安のボーリングデータを用い、それ以深は近傍のボーリングデータを参考に設定した。地点②(液状化地盤)は、数本のボーリングデータをもとに、平均的なモデルを想定した。両地盤の違いは、地点②の方が、砂層の N 値が小さいこと、埋土層 F における液状化可能性層が厚いこと、基盤層が深いこと、である。

表-1 想定した 2 地点の地層構成と地盤定数

地点①：非液状化地盤(K-NET 浦安と周辺ボーリングデータを元に作成)[1 次固有周期：0.82sec]

深さ GL m	層厚 m	土質名	細粒分含有率 Fc(%)	γ_t kN/m ³	V_s m/s	N 値
1.0	1.0	(埋土F)		17.5	140	3
2.3	1.3	シルト	60	17.5	140	4
4.6	2.3	砂	10	17.5	140	19
7.9	3.3	シルト	40	17.5	140	7
20.0	12.1	粘土Ac		16.7	125	3
27.0	7.0	シルトAsc		17.5	230	3
33.0	6.0	シルトAsc		18.5	370	30
35.0	2.0	砂Ds		19.0	400	>50

地点②：液状化地盤(浦安地区南東部のボーリングデータを元に作成)[1 次固有周期：1.28sec]

深さ GL m	層厚 m	土質名	細粒分含有率 Fc(%)	γ_t kN/m ³	V_s m/s	N 値
0.4	0.4	(埋土F)		16.0	130	
1.7	1.3	シルト質砂F	35	16.0	100	3
3.8	2.1	シルト質砂F	35	18.0	110	3
10.9	7.1	砂As	10	18.0	120	10
15.6	4.7	シルトAsc	60	18.0	140	2
36.7	21.1	粘土Ac1		16.0	140	0
42.8	6.1	粘土Ac2		17.0	170	2
44.8	2.0	砂Ds		19.0	400	>50

解析に用いた構成式は、2.2 節で述べた R-O モデルとおわんモデルを併用したものである。図-6 には、N 値や細粒分含有率 Fc から設定した液状化可能性層における液状化強度曲線を構成式によって計算した結果を示す。

入力地震動は、清水建設技術研究所の基盤(GL-41m, $V_s=430$ m/s)で観測された本震と余震の加速度記録である。本観測地点と浦安市役所は 9.4km 離れている。図-7 に基盤の観測加速度記録と応答スペクトルを示す。解析の

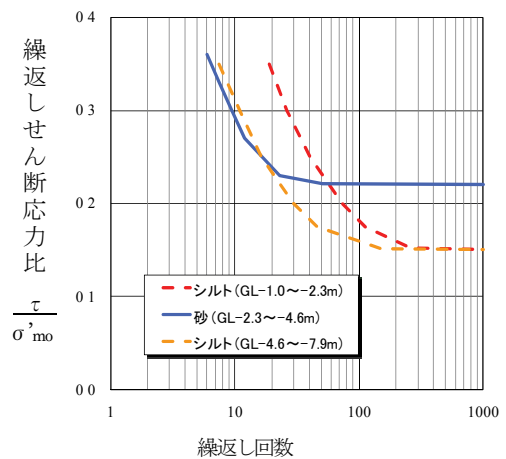
底面に基盤波の NS 成分と EW 成分を、E+F 波として同時に入力した。観測地点の 1 次固有周期は 1.18sec であり、地点②に近い固有周期を有する。

本震で生じた液状化が継続している間(本震から 29 分後)に、最大余震(M=7.7)が生じた。よって解析では、本震から最大余震の間は過剰間隙水圧の消散は殆ど無いと仮定して、本震と余震を連続して入力した。地下水位は、本震と余震で同じとしている。

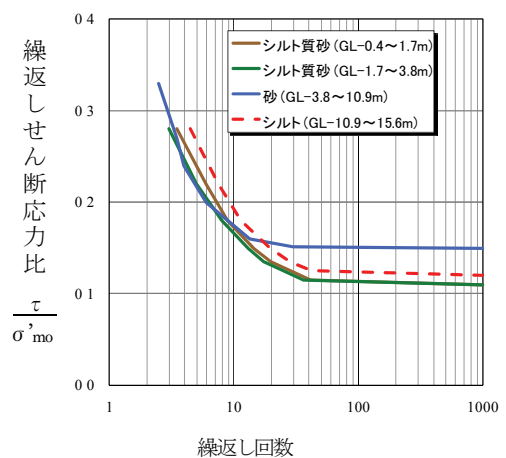
なお本解析では、3 次元モデルで 2 方向同時加振を行っている。そのため、せん断ひずみは各成分(γ_{xy} や $\epsilon_x - \epsilon_y$ など)に加えて、次式に示す合せん断ひずみ Γ と、累積せん断ひずみ G^* を用いる^{6),7)}。

$$\Gamma = \sqrt{\gamma_{zx}^2 + \gamma_{zy}^2 + \gamma_{xy}^2 + (\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2} \quad (2)$$

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_{zx}^2 + \Delta \gamma_{zy}^2 + \Delta \gamma_{xy}^2 + \Delta (\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \Delta (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + \Delta (\epsilon_z - \epsilon_x)^2} \quad (3)$$

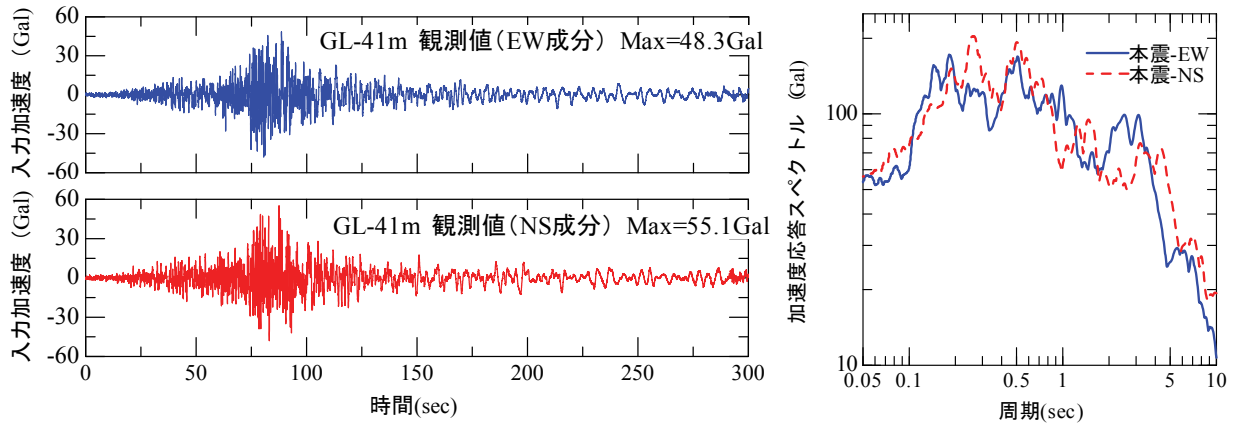


(1) 地点①：K-NET浦安地盤

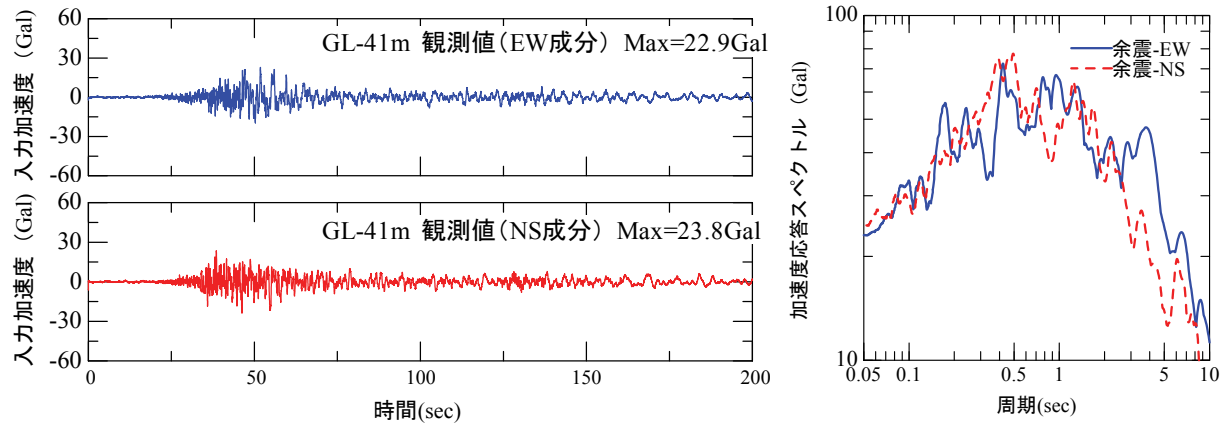


(2) 地点②：液状化地盤

図-6 液状化可能性層における液状化強度曲線の計算結果($\sigma'_{m0}=98$ kPa, $DA=5\%$)

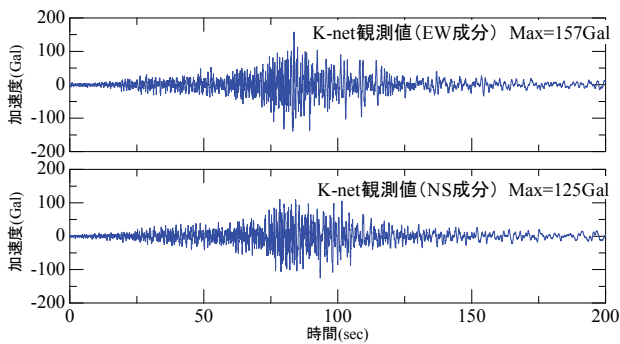


(1) 本震: $M_j=9.0$ (14時46分)

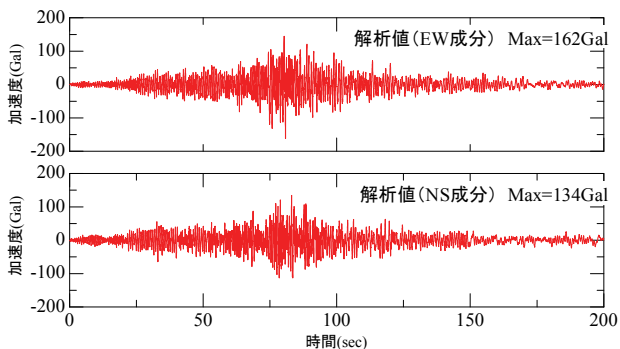


(2) 最大余震: $M_j=7.7$ (15時15分: 本震から29分後)

図-7 技術研究所の基盤($V_s=430\text{m/s}$)の観測加速度波形と応答スペクトル



(1) K-NET浦安の観測波形



(2) 有効応力解析による波形

図-8 地点①で観測されたK-NET浦安の本震の加速度波形の比較

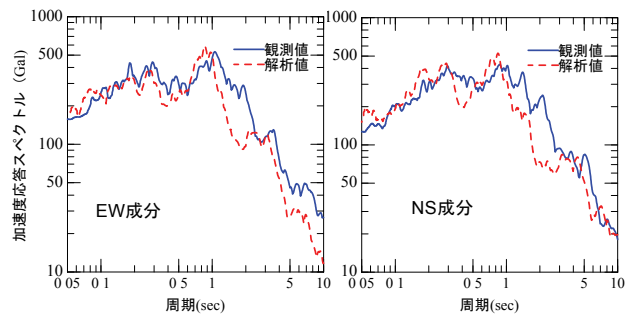


図-9 地点①で観測されたK-NET浦安の本震の加速度応答スペクトルの比較

3.2 解析結果と考察

3.2.1 非液状化地盤(地点①)

図-8、図-9に地点①で観測された K-NET 浦安の本震の加速度波形と加速度応答スペクトルを、有効応力解析結果と比較して示す。当該地盤では液状化は確認されていない。解析においても、砂層において過剰間隙水圧は50%程度上昇しており、液状化には至っていない。両波形は類似しており、加速度応答スペクトルは、周期2秒付近で解析値が小さくなっているものの、概ね一致している。

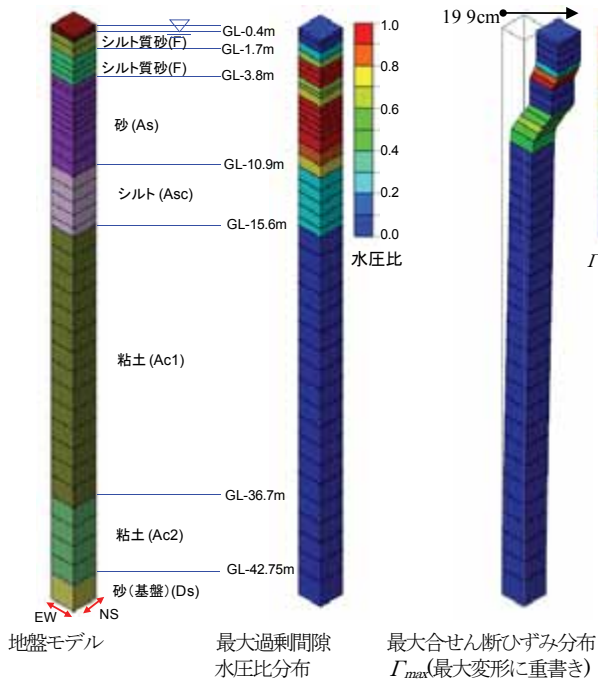


図-10 地点②(液状化地盤)の最大値分布

このことから、清水建設技術研究所の基盤波は浦安地区の基盤波として適用できることが分かる。

3.2.2 液状化地盤(地点②)

地点②の、最大過剰間隙水圧比分布、最大合せん断ひずみ分布、加速度波形、過剰間隙水圧比波形を図-10、図-11に示す。液状化している層は、砂層(As)とシルト質砂(埋土層F)である。F層では、9%以上の Γ が生じており、As層では4~6%である。過剰間隙水圧比の波形を見ると、水圧上昇のスピードは緩慢であり、主要動を過ぎて液状化に至っていることが分かる。その後も加振が続くので、大きなせん断ひずみが生じている。このことは図-5で示した要素計算結果と整合している。このような液状化に至るプロセスは、既往の記録やシミュレーション結果とは異なっている。例えば、活断層タイプの

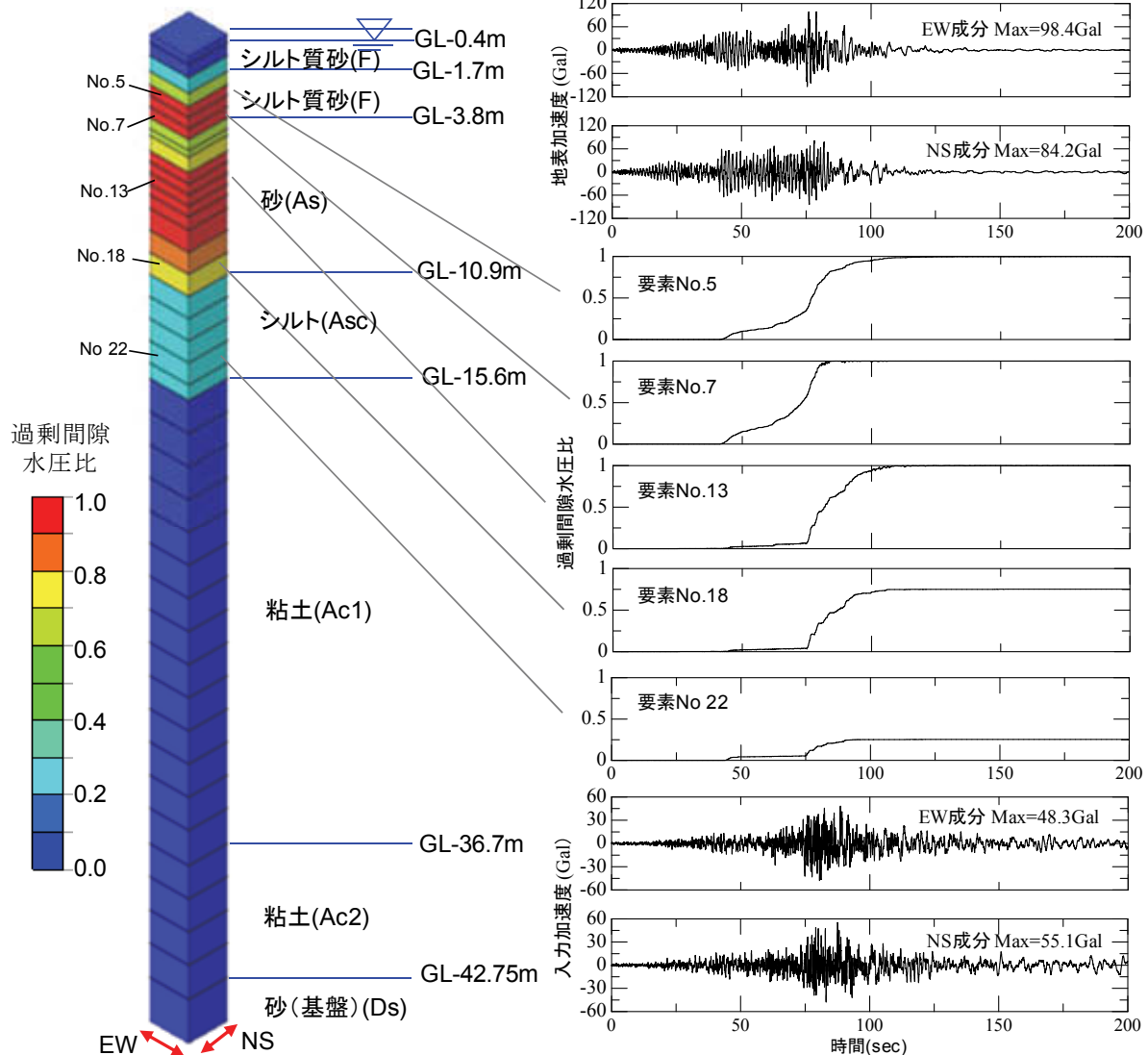


図-11 地点②における基盤と地表の加速度波形(本震)、砂・シルト質砂・シルトの過剰間隙水圧比波形

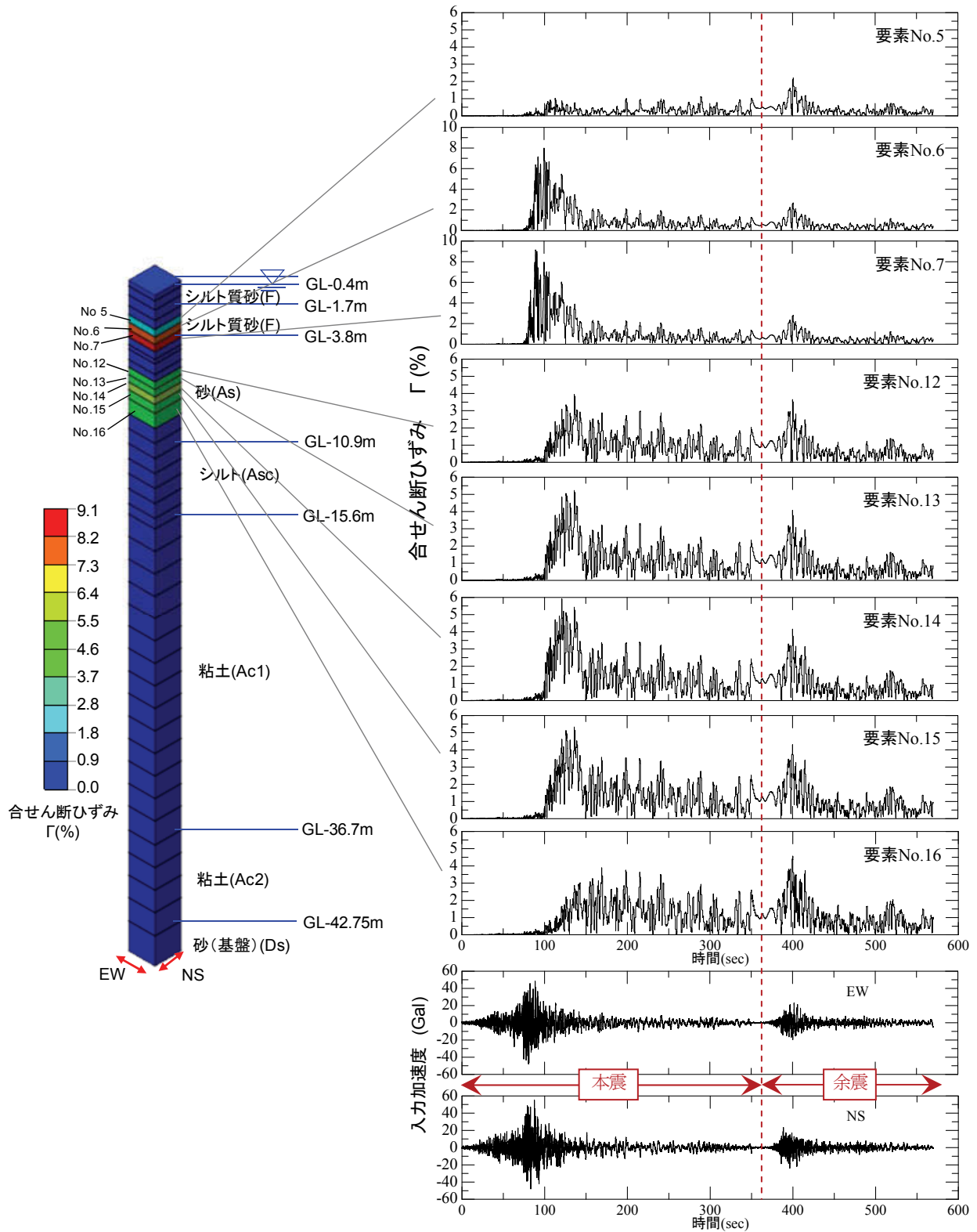


図-12 本震と最大余震を連続入力したときの合せん断ひずみ Γ の時刻歴

地震である1995年兵庫県南部地震では、主要動のクリアパルスで一気に液状化に至り、最大せん断ひずみが発生し、その後の加振時間は短かく、ひずみも主要動の後にはあまり蓄積しない(例えば、文献6)の解析結果を参照)。

1方向成分(NE または EW 成分のみ)のみを入力した場合は、液状化は砂質土層のごく一部に留まり、今回の激

しい液状化は説明できなかった。ここでの解析は加速度振幅がそれほど大きくなく、液状化の下限値付近の現象であるため、液状化の発生に対して2方向入力の影響が特に大きく影響したといえる。

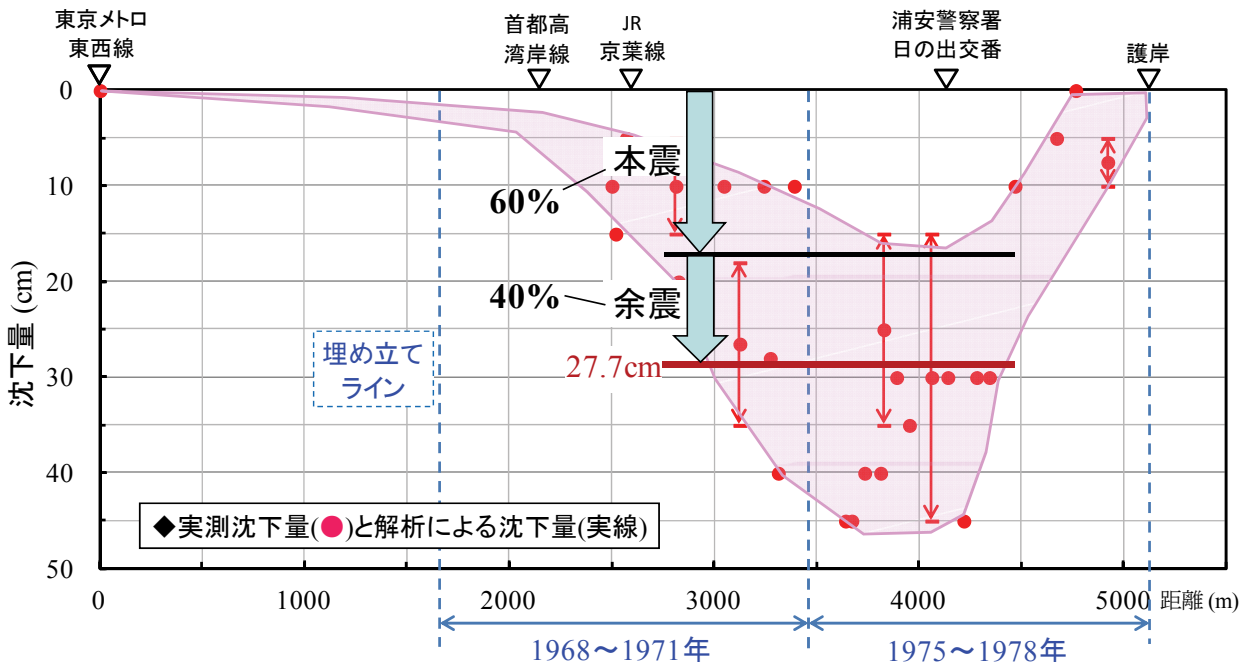


図-14 浦安の測線に沿った地表沈下の実測値(●)とケース④の解析値(実線)の比較

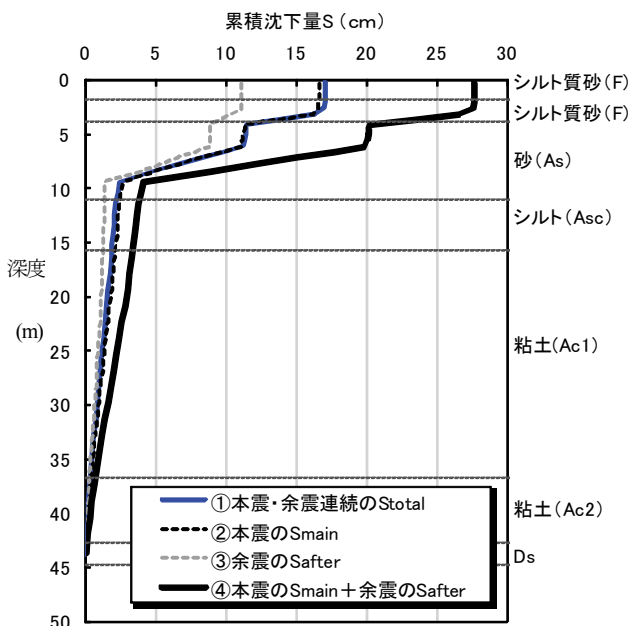


図-13 地点②(液状化地盤)における解析による鉛直変位の深度分布

3.3 余震が液状化や沈下に与える影響

今回の最大余震(3月11日15時15分, $M=7.7$)に関するヒアリングとして、「新木場では、本震で噴砂し余震でも噴砂した」、「関東東部(利根川流域)では、本震で噴砂し余震で地盤が流動した」、「千葉県旭市の砂鉄採掘跡地の埋戻し地盤では、本震でも余震でも噴砂した」などの証言を得ている。このことから、最大余震が液状化や沈下を助長させたと思われる。ここでは余震の影響を検証するため、地点②に本震と最大余震を続けて入力した解析結

果に基づき考察する。これは本震から29分後では過剰間隙水圧比は依然として100%に近く、液状化状態が継続していると考えられるからである。

一般に、地震中に生じたせん断ひずみの大きさが、液状化の程度や地盤変状の大きさと対応する。地震の継続時間や余震が沈下などの地盤変状に及ぼした影響を見るため、図-12に合せせん断ひずみ Γ の時刻歴を示す。まず本震に着目すると、 Γ の最大値 Γ_{max} は入力加速度の最大値の後で生じている。これは図-11で示したように、過剰間隙水圧比が1.0に達したのは最大加速度の後だからである。

余震も含めた Γ の振幅は、要素5, 12, 16において、本震時よりも余震時の方が大きくなっている。これは本震でせん断剛性が非常に小さくなっている層に余震による小さいせん断力が作用し、大きなひずみを誘発したためであり、このような層では、余震によって液状化や沈下が助長される。このことは前述のヒアリング結果と整合する。

地震後の地盤沈下の算定に当たっては、地震中に経験した最大せん断ひずみから、地震後の体積ひずみを求め、深度方向に積分する方法がしばしば用いられる。この方法は砂質地盤^{8,9)}や粘土地盤¹⁰⁾に対して提案されているが、いずれも要素試験で非排水繰返しせん断を行った後、コックを開いて排水させて、繰返しせん断後の体積ひずみを求めた実験結果に基づくものである。今回の地震では噴砂の量が大量であり、30~40cmにわたり厚く堆積していた場所もある。このような地点の沈下の評価に、上述の実験式を適用すると沈下を過小評価することになる。

なぜなら、要素試験では水のみ流出であり、土粒子そのものの流出の効果は入っていないからである。よってここでは、沈下の定量的評価よりも、本震と余震のそれぞれの沈下の影響度合いを見る目的で、沈下計算を行う。砂質地盤に対しては石原らの式⁹⁾、粘性土地盤に対しては社本らの式¹⁰⁾により、体積ひずみを求めて沈下を算定することとした。

図-13、図-14には、解析結果から算定した沈下量の深度分布と、地表面沈下の実測値と解析値の比較を示す。沈下の算定に用いる震動中の最大せん断ひずみは合せん断ひずみの最大値 Γ_{max} を用い、以下の4ケースの地表面沈下量 S を求めた。

ケース①：本震と余震を通して生じた Γ_{max} を用いて沈下を算定：「 S_{total} 」。(図-12の Γ_{max})

ケース②：本震のみで生じた Γ_{max} を用いて沈下を算定：「 S_{main} 」。

ケース③：余震のみで生じた Γ_{max} を用いて沈下を算定：「 S_{after} 」。

ケース④：本震の沈下量(ケース②)と余震の沈下量(ケース③)をそれぞれ足し合わせて算定：

$$「S_{sum}」 = S_{main} + S_{after}$$

ケース②の本震の沈下量 S_{main} は 16.6cm で、ケース③の余震の沈下量 S_{after} は 11.1cm である。よってケース④の本震+余震の沈下量は 27.7cm となる。この最終沈下量を100%とすれば、本震で60%の沈下が生じ余震で40%の沈下が生じたことになる。このように、余震においてもかなりの沈下が生じたことは、前述のヒアリング結果と整合する。最終沈下量を実測値と比較すると、計算結果は実測の沈下量と比べやや小さい値である。これは前述したように沈下の評価にあたり、土砂の噴出量を考慮していないためである。

ケース①で求めた沈下量は 17.0cm であり、かなりの過小評価となっている。この原因としては、 Γ の時刻歴を見れば分かるように、 Γ の最大値に近い振幅が数回生じていたためである。本震と余震は29分しかインターバルがないが、別の地震であるので、ケース①のように本震+余震で一つの地震とみなして沈下を算定するよりは、ケース④のように別々に沈下を算定するべきである。これは本震と余震の間隔が例えば1分であっても同様である。この考え方を極論してゆけば(本震と余震の時間間隔が無いとすれば)、これは一つの地震と見なすことができる。よって連動タイプの地震のように継続時間の長い地震では、地震の全継続時間をいくつか分割し、各分割区間ごとの Γ_{max} を用いて沈下を算定し、それらを足し合わせる、という方法も考えられる。これは累積損傷度理論の考え方に似ている。よって、継続時間の長い地震では、 Γ_{max} を一つ求めて沈下を算定することは、沈下を過小評価する恐れがある。 Γ_{max} より小さいせん断ひずみが沈下

に全て寄与するとは言えないが、ひずみの「累積」の概念を導入しないと、沈下を過小評価する恐れがある。(「累積」の概念としては例えば、式(3)に示す累積せん断ひずみ G^* などがある。)

§ 4. 液状化判定法の適用性の考察

表-1の地点②で、道路橋示方書に基づく液状化判定法(F_L 法)を適用した結果を図-15に青線で示す。地表の最大加速度振幅は図-8や図-9の結果を鑑みて120Galと設定した。判定結果は、シルト質砂で弱い液状化($F_L=0.82\sim 1.0$)、砂でボーダーライン($F_L=0.96\sim 1.06$)となり、解析結果に比べ液状化の程度を過小評価している。両者の整合をとるには、 F_L 法において、液状化強度 R や作用せん断応力 L を見直す必要があり、その案を以下に示す。

F_L 値は、 R を液状化抵抗値(液状化強度)、 L を作用せん断応力比とすれば、次式で表わされる。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4)$$

4.1 液状化強度 R の見直し

継続時間の長い地震では、液状化強度 R は繰返し回数効果を加味して低減した値にすべきである。繰返し回数20回における液状化強度 R_{20} の代わりに、例えば100回における液状化強度 R_{100} ($=0.9\sim 0.8 \times R_{20}$)や、液状化強度の下限值 X_l を用いることなどが考えられる(次式)。

$$R \rightarrow \begin{cases} \alpha \times R_{20} & (\alpha = 0.9\sim 0.8) \\ X_l \end{cases} \quad (5)$$

α の値は密度や細粒分含有率 F_c により変化する。密度が高く F_c が多いほど α の値は小さくなる。図-16には種々の相対密度 D_r における浅間山砂の液状化強度曲線¹¹⁾と、上式の係数 α を示す。Tokiら¹²⁾による豊浦砂の結果によれば、 $\alpha=0.94$ ($D_r=80\%$)、 0.89 ($D_r=50\%$)となる。このような結果を踏まえて、 R として $0.85 \times R_{20}$ を用いた判定結果を図-15に赤線で示すが、解析結果の過剰間隙水圧比と対応している。このように、小さな加速度で繰返し回数が多い場合(連動タイプの地震で遠方地盤の場合)には、上式のような R の補正が必要となる。

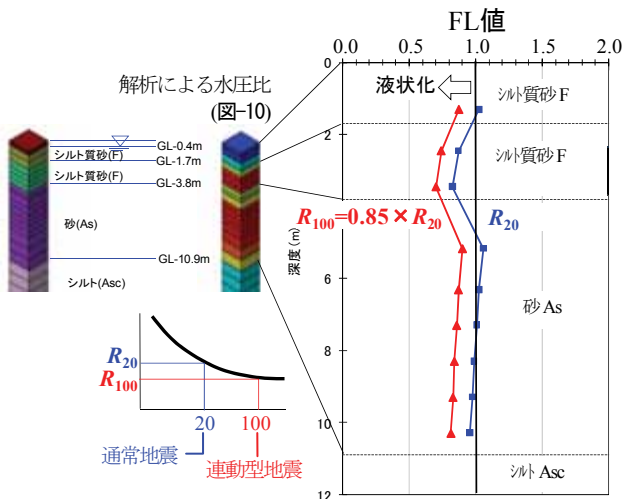
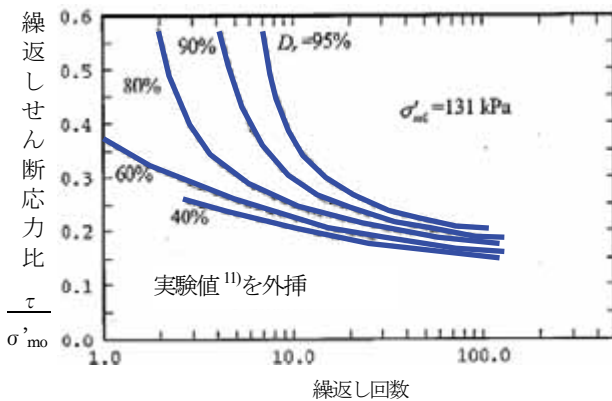


図-15 地点②で道路橋示方書に基づく液状化判定法 (FL法)を適用した結果(地表加速度 120Gal)



相対密度 D_r (%)	95	90	80	60	40
係数 α	0.75	0.79	0.84	0.85	0.88

図-16 種々の相対密度 D_r における浅間山砂の液状化強度曲線¹¹⁾と係数 α

4.2 作用せん断応力 L の見直し

マグニチュード M が大きな場合は、地震継続時間(繰返し回数)の効果を別の形で考慮に入れる必要がある。

建築基礎構造設計指針(2001)では、想定した地震波形の有効繰返し回数を地盤密度を考慮して、係数 r_n で補正しているが、マグニチュード M ~ 繰返し回数 ~ 補正係数 r_n の関係¹³⁾が $M9.0$ まで使用できるかは疑問が残る。

NCEER(National Center for Earthquake Engineering Research)が提案している方法¹⁴⁾では、 $M=7.5$ の地震を基準として F_L 値を求めているので、補正係数 MSF を用いて F_L 値を修正している。そこで示されている液状化安全率の補正係数 MSF とマグニチュード M の関係も $M8.5$ までに対するものであり、 $M9.0$ までは提案されていない。

加速度振幅の代わりに、地震動の水平 2 成分に基づくエネルギーとして定義された、速度の単位をもつアリアス強度(Arias intensity)を使えば、加速度の振幅と継続時間の両者をあらゆる周波数領域にわたって評価するので、より合理的だという見解が示されている¹⁵⁾。いずれにしても今の判定法では、継続時間や繰返し回数を M のみから決めており、巨大地震や連動タイプの地震には不適切である。震源の破壊過程、伝播経路、地盤構造、などを考慮すべきであろう。

§ 5. まとめ

本論文では、2011年東北地方太平洋沖地震において浦安地区を中心とした地盤の液状化の調査を実施した。また液状化地点と非液状化地点に対し、本震と余震を連続して入力した有効応力解析を実施した。その結果以下のことが分かった。

- (1) 地震発生から数日後に浦安・新木場・辰巳における沈下量を測定し、分布図を作成した。その結果、同一地区においても、沈下量は場所により大きく異なる。この原因として、①表層埋立層の土質の違いや厚さの違い、②地盤改良の有無、③繰返し回数が多いため作用せん断応力の微妙な差異が現象を極端化させたこと(一旦液状化すると、その後も多くの繰返しを受けるので激しい液状化に至ること)、を示した。
- (2) 加速度はそれほど大きくないが繰返し回数が多いため、過剰間隙水圧の上昇は緩慢であり、主要動を過ぎてゆっくり上昇し、液状化に至った。その後も加振が継続し、激しい液状化となった。
- (3) 本震と余震を合わせた沈下量は、27.7cmとなり、現地調査の値と比べやや小さい値となった。これは沈下の評価にあたり、土砂の噴出量を考慮していないためである。
- (4) 余震によっても相当量の沈下が発生し、全沈下量の40%が余震により沈下した。このことは現地の証言と整合する。
- (5) 継続時間が非常に長く繰返し回数の多い地震では、液状化抵抗値を0.85程度に低減することで、今回の液状化の実現象や解析結果と整合する F_L 値が得られる。

謝辞

本検討にあたり、元清水建設技術研究所の張至鎬博士には、解析をはじめ多大な協力を頂きました。また清水建設技術研究所の浅香美治博士、濁川直寛氏には地盤沈下に関して、早川崇氏、石井やよい氏には観測記録に関して有益な助言を頂きました。さらに防災科学技術研究所のK-NETの地震観測記録を使用させて頂きました。記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 国土交通省関東地方整備局、地盤工学会：“東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明”，2011.08
- 2) 浦安市：“東日本大震災への対応、資料1-4”，2011.07.22, <http://www.city.urayasu.chiba.jp/menu11324.html>
- 3) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K., and Shinkawa, N.：“Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction”，Soils and Foundations, pp. 99-107.1996.
- 4) 坪井英夫、高橋嘉樹、原田健二、仁田尾洋：“埋立地盤の液状化対策とその効果”，土と基礎, Vol.44, No.2, pp.67-69, 1996,
- 5) Nishimura, S. and Towhata, I.：“A three-dimensional stress-strain model of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes”，Soils & Foundations, Vol.44, No.2, pp 103-116, 2004
- 6) 福武毅芳：“土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究”，名古屋工業大学博士論文, 1997.
- 7) 福武毅芳、馬淵倉一、吉田望、社本康広：“砂や薬注改良体の初期サイクリックモビリティ後のシミュレーション”，第43回地盤工学研究発表会, pp.437-438, 2008
- 8) Shamoto, Y. and Zhang, J.-M.：“Evaluation of Seismic Settlement Potential of Saturated Sandy Ground based on Concept of Relative Compression”，Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Vol 2, pp57-68, 1998
- 9) Ishihara, K. and M. Yoshimine：“Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes”，Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188, 1992
- 10) Shamoto, Y, M. Sato and J. M. Zhang：“Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits”，Soils and Foundations, Vol. 36, No. 1, pp. 39-50, 1996
- 11) 龍岡文夫：“土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路における土質工学の諸問題と室内土質試験—”，最近の土質基礎に関する講習会講演資料, 土質工学会編, pp.55-103, 1986
- 12) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yamada, S., Yasuda, S. and Makihara, Y.：“Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative test Program”，Soils and Foundations, Vol.26, No 3, pp.117-128. 1986
- 13) 時松孝次：“耐震設計とN値（建築）”、基礎工, Vol.25, No 12, pp.61-66, 1997
- 14) Youd, T.L., Idriss, L. M. *et al*：Summary report of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, Salt Lake City, Utah, pp 1-40, 1997
- 15) Kayen, R. E. and J. K. Mitchell：“Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity”，Jour. Geotechnical and Geoenvironmental Eng, ASCE, Vol. 123, No. 12, pp. 1162-1174, 1997