

# 東日本大震災における戸建住宅の宅地地盤の 液状化判定法と修復工法

金 哲鎬<sup>\*1</sup> 藤井 衛<sup>\*2</sup> 品川 恭一<sup>\*1</sup> 高田 徹<sup>\*3</sup> 小川 正宏<sup>\*4</sup>

## Judging Liquefaction Possibility and Retrofitting Method for Detached Houses Damaged by the East Japan Great Earthquake

by

Chol-Ho KIM<sup>\*1</sup>, Mamoru FUJII<sup>\*2</sup>, Kyouichi SHINAGAWA<sup>\*1</sup>, Toru TAKATA<sup>\*3</sup> and Masahiro OGAWA<sup>\*4</sup>  
(Received on Sep. 28, 2011 and accepted on Nov. 16, 2011)

### Abstract

Due to the East Japan Great Earthquake of March 11 2011, the necessity of countermeasures against liquefaction under detached houses has been increasing in Japan. In this paper, the focusing on the ground under detached houses damaged by liquefaction, the conventional liquefaction judgment method was verified using both the Swedish Wight Sounding test and Cone Penetration test results from approximately 79 sites. In addition, based on approximately 160 cases of damaged detached houses with ground reinforcement, the relationship between the damage level and inclination angle of detached houses, and applied retrofitting methods were investigated. Finally, we introduced a ground reinforcement system against liquefaction and a design method.

**Keywords:** Eastern Japan Great Earthquake, Detached houses, Liquefaction, Ground exploration, Groundwater level

### 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より、数多くの戸建住宅が地盤の液状化によって被害を受け、液状化地盤における対策工法の必要性が社会的に高まりつつある。現在、日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」（以後、小規模指針と呼ぶ）によると<sup>1)</sup>、戸建住宅の液状化の判定は、1.微地形区分による概略判定、2.土質と地下水位による簡易判定法の2つを併せて行うことが推奨されている。建築基準法が改正される1998年以前は、特に戸建住宅の液状化判定法が存在せず、また、当時は無筋コンクリートの基礎も認められていたもので、過去の地震では液状化により建物中央部の基礎コンクリートが一部流失し、建物に甚大な被害を与えたケースも多くあった。筆者らは、兵庫県南部地震による戸建住宅の基礎の被害調査を実施し、液状化地域と非液状化地域の基礎の障害に明確な違いがあることを明らかにした<sup>2)</sup>。すなわち、有筋の基礎であれば変形角が発生するような局所的ダメージを受けた建物はほとんどなく、一体的に傾斜する建物がほとんどであり、居住性や機能性に影響を与えていることを究明した。今回の地震によ

てもほとんどの建物が一体傾斜をしているようである。また、液状化を発生させるような地盤では、修復のことも考えてきた基礎の配筋はダブル配筋にすべきであると指摘した論文もあった<sup>3)</sup>。さらに、1988年に発行された日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」では、いくつかの液状化対策工法も示されてはいたものの<sup>4)</sup>、積極的に採用されていたわけではなかった。これには、いくつかの理由が考えられる。1つは法律上のあいまいさがある。平成13年国交省告示第1113号の第2「地盤の許容応力度を定める方法」によると、「液状化のおそれのある地盤の場合には、建築物に有害な損傷、変形および沈下が生じないことを確かめなければならない」とある。そして、建築確認申請における取扱いとして、法第6条第1項第四号に掲げる建築物（戸建住宅など）については、「基礎地盤説明書」の提出が義務づけられていないので、戸建住宅では液状化の検討は特に必要なしとの見方と、提出はしなくてよいが建築基準法施行令第93条に基づく国交省告示第1113号の第2の内容に関しては、建築士の責任の範囲内の業務であるとの解釈もできると言われている。いずれにせよ、本来は設計者として対応すべき問題であるが、解釈が統一されていないところに対策工法の開発が遅れている原因となっている可能性がある。また、筆者らは兵庫県南部地震によって芦屋浜の液状化地域で約100棟の戸建住宅居住者にアンケート調査を実施した<sup>5)</sup>。そのアンケートの中で、液状化の

\*1 総合理工学研究科総合理工学専攻  
\*2 東海大学工学部建築学科 教授  
\*3 構設計室ソイル  
\*4 報国エンジニアリング(株) 技術本部

可能性について販売者側は土地または建物の購入予定者に伝えることが必要かの問に対し、必要と回答した割合は90%を超えたのに対し、液状化することがわかっているにもかかわらず購入したかの問に対しては約80%の購入予定者は購入しないとの回答を示した。すなわち、販売者側の立場からすれば、積極的に液状化対策の必要性は説明しにくいことも液状化対策が広まらない背景にあったものと考えられる。今後、液状化対策が確立されれば、状況も変わることが予想されるが、現段階では決め手となる方法はない。さしあたり、軟弱地盤における地盤補強対策を液状化対策として推奨しているにすぎず、その費用も100万円の枠内であり、あくまでも施主が要望すれば応えるという消極的姿勢である。ましてや大地震では費用対効果の面から設計の対象にはしていない。

今回の地震は、東京湾岸部においては最大加速度が150~200cm/s<sup>2</sup>とそれほど大きくはなく<sup>6)</sup>、気象庁震度階も5弱~5強程度であったが、地震の継続時間が2分程度と長く巨大地震であり、液状化の深さが3m~7mと通常戸建住宅の検討レベルの5mを超えていたことが被害を大きくした可能性もある。戸建住宅は敷地そのものが狭隘であり、土木構造物の敷地のように大がかりな液状化対策は適用できにくいという問題もある。

本論文では、これからの戸建住宅の液状化対策のために、液状化の被害を受けた戸建住宅の宅地地盤に焦点を絞り、79地点のスウェーデン式サウンディング試験（以後、SWS試験と呼ぶ）や三成分コーン貫入試験（以後、CPT試験と呼ぶ）をもとに既存の液状化判定法の妥当性の検証を行った。また、160件の液状化被害を受けた戸建住宅をもとに、傾斜の状況や傾斜角と補修方法との関連性を整理した。以上の結果をもとに、液状化が生ずるような地盤における適切な地盤補強工法についてその設計の考え方を示した。

## 2. 分析に用いた資料

### 2.1 地盤調査

液状化の判定に用いた地盤調査の結果は、A社とB社のSWS試験結果を用いた。A社は千葉県浦安市と茨城県の計45地点、B社は34地点である。いずれも液状化が発生した宅地地盤である。A社、B社ともSWS試験結果をもとに、小規模指針が推奨する式(1)を用いて得られた地盤の長期許容支持力を求めた。これによると、震災後の地盤の平均長期許容支持力は64.7kN/m<sup>2</sup>であり、通常布基礎が採用される数値である。

$$q_a = 30 \overline{W_{sw}} + 0.64 \overline{N_{sw}} \quad (1)$$

$q_a$  : 長期許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\overline{W_{sw}}$  : SWS試験における貫入時の荷重の平均値 (kN).  
ここでは、地表面から深さ2mまでの平均値を採用している。

$\overline{N_{sw}}$  : SWS試験における貫入量1mあたりの半回転数(150を超える場合は150とする)の平均値 (回). ここでは、

地表面から深さ2mまでの平均値を採用している。

なお、SWS試験結果の震災前と震災後の比較は、上述したB社の資料を用いた。

### 2.2 建物被害と基礎構造

調査の対象とした地点は、福島県(1件)、茨城県(36件)、栃木県(2件)、埼玉県(2件)、東京都(2件)、千葉県(117件)の計160件である。Fig.2.1に建物階数、Fig.2.2に建物構造、Fig.2.3に基礎仕様、Fig.2.4に地盤補強の有無を示す。また、Fig.2.5に地盤補強の内訳を示す。対象とした建物はすべて液状化現象により沈下障害が発生した建物である。建物は93%が2階建であり、83%が木造で、その他が鉄骨造である。基礎仕様はべた基礎(ダブル配筋含む)が58%で布基礎が42%である。先にも述べたように支持力のみ観点から言えば、布基礎でよいが、過半数がべた基礎を採用していた事実は、少なからず、液状化の可能性を配慮していたと思われる。また、地盤補強をした建物は13%であり、その70%は深層混合処理工法(以後、柱状改良工法と呼ぶ)である。

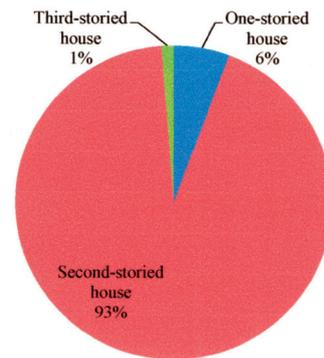


Fig.2.1 Floors number of house

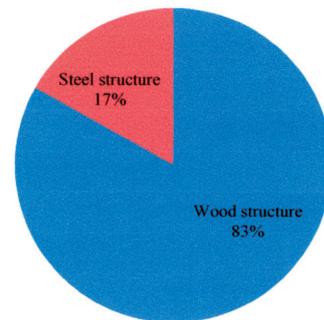


Fig.2.2 Structure of house

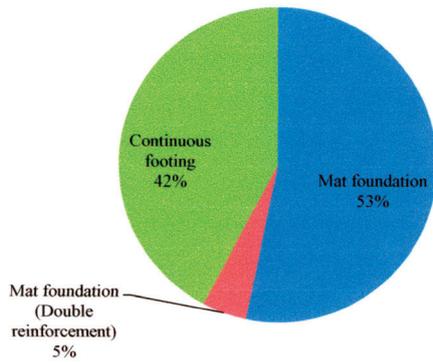


Fig.2.3 Specifications of foundation

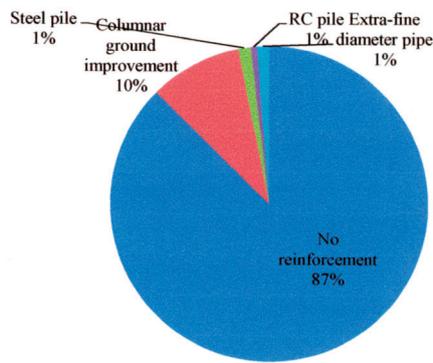


Fig.2.4 Having ground reinforcement or not

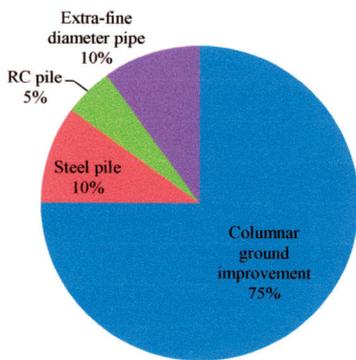


Fig.2.5 Classification of the ground reinforcement

### 3. SWS 試験結果の震災前と震災後の比較

Fig.3.1 に 36 件の液状化前後の地盤の長期許容支持力の計算結果を示す。震災前後を比較すると、長期許容支持力が大きくなったのは 8 件、小さくなったのは 28 件であった。約 78%の宅地で長期許容支持力が減少した。新潟県中越沖地震（2007）の柏崎市松波においても長期許容鉛直支持力の減少の報告があった<sup>7)</sup>。その結果を Fig.3.2 に示す。横軸の換算 N 値は SWS 試験結果をもとに、稲田式より換算している<sup>8)</sup>。震災前は局部的に強かった箇所がすべてなくなっている。一度液状化した地盤

は相対密度が大きくなるため、再液状化に対する抵抗力は増大すると考えられたが、必ずしもそうならないことがわかった。共通的に言えることは、先の柏崎市松波のケースと同じように局部的に固い部分が失われており、特に表層から 2m 程度の基礎の長期許容支持力に影響を及ぼす領域において顕著に現れている。この理由とし、下層部からパイピング現象によって上昇してきた泥水が表層部に於いてボイリングによりシルトを巻き込み、密度を増大させることなく、かえって緩めてしまった可能性がある。このシルトの多さは、文献<sup>9)10)</sup>で指摘されている。

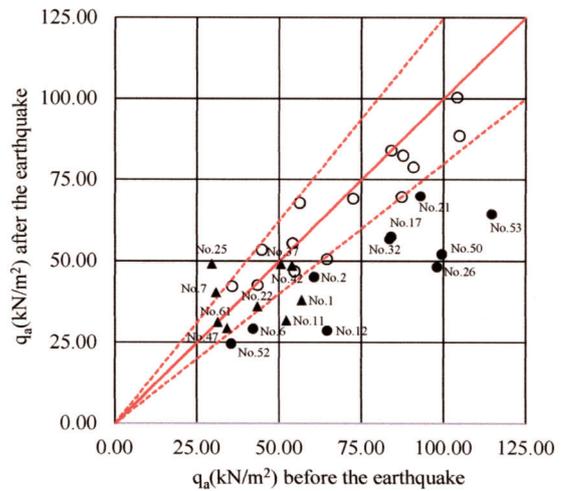


Fig.3.1 Comparisons of the long-term permeable bearing capacity of the ground before and after the earthquake disaster

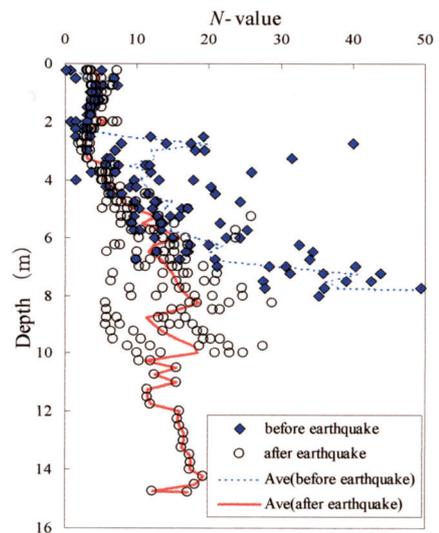


Fig.3.2 Comparisons of the SWS results before the earthquake and after one at Matsunami area (Matsunami, Kashiwazaki-shi)

Fig.3.3～Fig.3.21 は、地盤の長期許容支持力が減少した SWS 試験結果 10 例（Fig.3.1 の黒丸）と、地盤補強を行っている宅地の SWS 試験結果の 9 例（Fig.3.1 の黒三角）

を示したものである。地盤補強を実施したものにはその深度を示してある。Table3.1 に SWS 試験結果の住所および地盤補強工法を示す。

Table3.1 Address of the SWS test data and reinforcement method

Fig	地点No.	Address	Ground reinforcement
Fig.3.3	2	Masago,Mihama-ku,Chiba-shi	Unavailable
Fig.3.4	6	Kokuno,Katori-shi	Unavailable
Fig.3.5	12	Horiwari,Kamisu-shi	Unavailable
Fig.3.6	17	Benten,Urayasu-shi	Unavailable
Fig.3.7	21	Benten,Urayasu-shi	Unavailable
Fig.3.8	26	Imagawa,Urayasu-shi	Unavailable
Fig.3.9	32	Horiwari,Kamisu-shi	Unavailable
Fig.3.10	50	Sahararu,Katori-shi	Unavailable
Fig.3.11	52	Shogen,Inzai-shi	Unavailable
Fig.3.12	53	Hinode,Itako-shi	Unavailable
Fig.3.13	1	Imagawa,Urayasu-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.14	7	Sahararu,Katori-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.15	22	Karaku,Urayasu-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.16	25	Takasu,Urayasu-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.17	37	Irihune,Urayasu-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.18	42	Isobe,Mihama-ku,Chiba-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.19	47	Tomioka,Urayasu-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.20	61	Yasukikawa,Katori-shi	Columnar ground improvement
Fig.3.21	11	Kozakishinshuku,Kozakimachi	Steel pile

以下に、震災前後に行った SWS 試験結果を示す。青が震災前、赤が震災後の試験結果である。

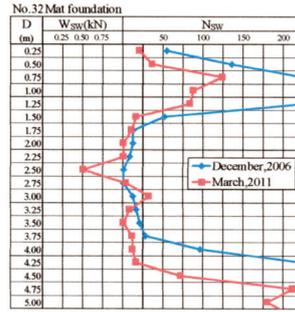


Fig.3.9 Place No.32

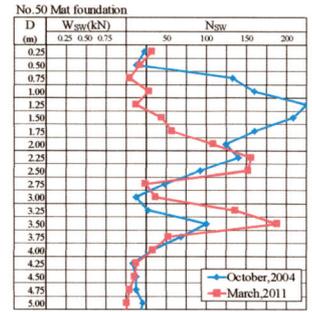


Fig.3.10 Place No.50

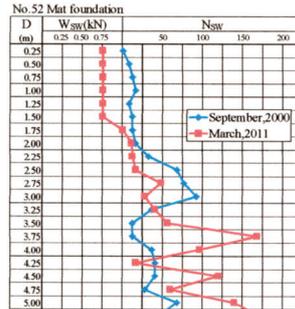


Fig.3.11 Place No.52

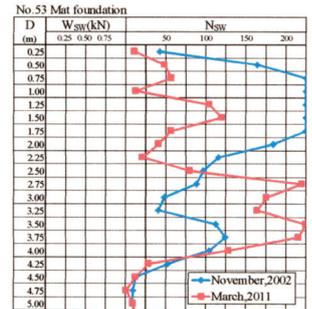


Fig.3.12 Place No.53

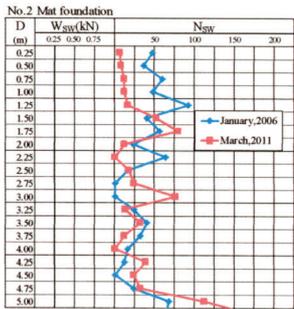


Fig.3.3 Place No.2

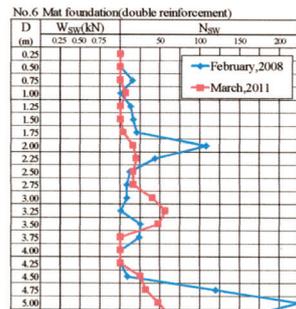


Fig.3.4 Place No.6

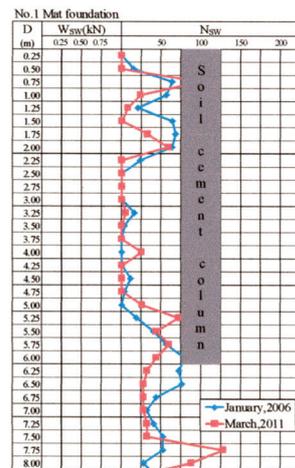


Fig.3.13 Place No.1

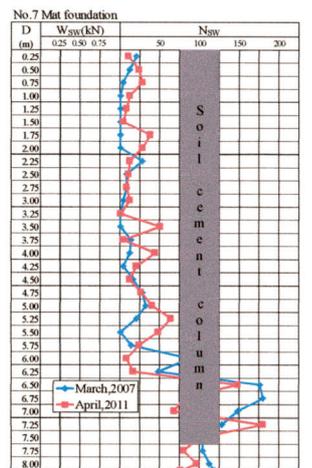


Fig.3.14 Place No.7

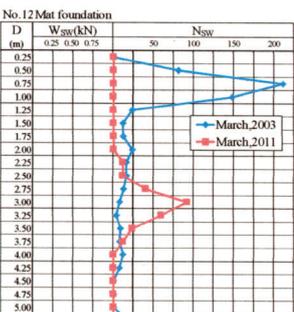


Fig.3.5 Place No.12

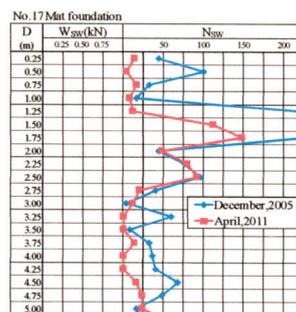


Fig.3.6 Place No.17

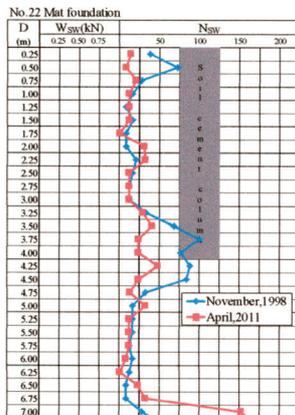


Fig.3.15 Place No.22

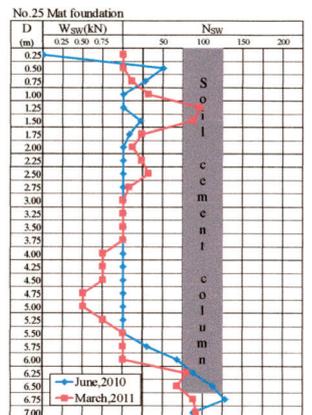


Fig.3.16 Place No.25

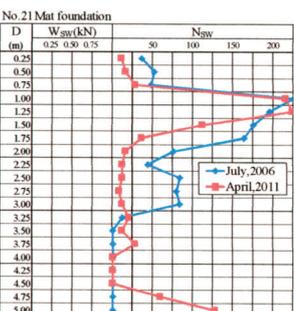


Fig.3.7 Place No.21

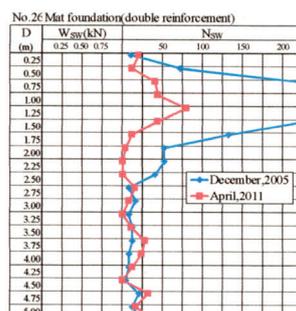


Fig.3.8 Place No.26

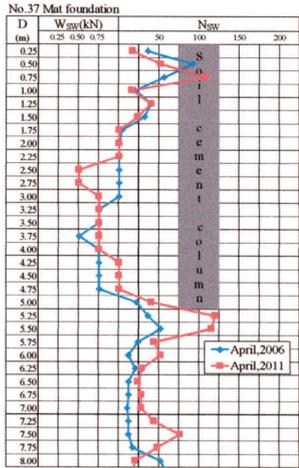


Fig.3.17 Place No.37

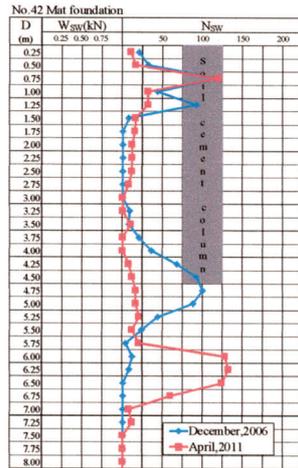


Fig.3.18 Place No.42

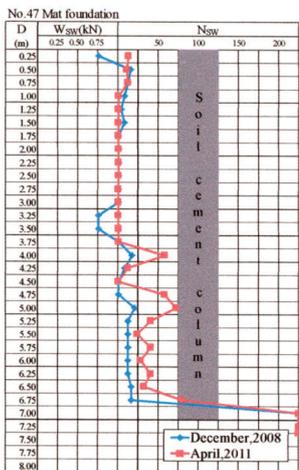


Fig.3.19 Place No.47

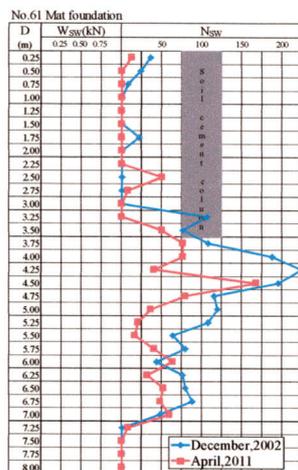


Fig.3.20 Place No.61

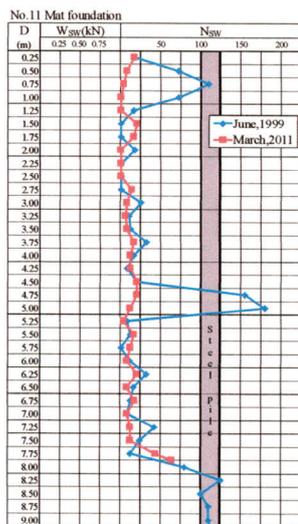


Fig.3.21 Place No.11

地盤補強を行っていない Fig.3.3~Fig.3.12 は、表層部から 2.0m まで SWS 試験結果による  $N_{sw}$  が小さくなっていくケースがほとんどであり、地盤が緩んでいることがわかる。一方、柱状改良を行っている Fig.3.13~Fig.3.20

のケースでは、Fig.3.17, Fig.3.19 の 2 箇所を除き、他の 6 箇所は表層部と柱状改良体の先端部の 4.0m 付近~7.0m 付近の地盤の緩みが確認された。また、Fig.3.21 の鋼管杭については、1.0m までの表層部と 4.5m~5.0m 付近の中間層が緩んでおり、鋼管杭の摩擦が喪失していることが確認された。

#### 4. 液状化判定法の妥当性に関する検証

##### 4.1 SWS 試験結果に基づく液状化判定に対する検証

小規模指針では、小規模建築物に対応した簡易な液状化判定法と対策が示されている。小規模建築物の場合、SWS 試験が一般的な調査法なので、SWS 試験で判定できる方法が提示されている。

具体的には、Fig.4.1 に示すように、SWS 試験結果をもとに液状化層厚  $H_2$  と非液状化層厚  $H_1$  の比較で推定する方法である。これは、過去の中地震動（地表面水平加速度値 150~200  $cm/s^2$ ）における小規模建築物の被害事例を踏まえて、地表面下 5m までを対象にしたものである。

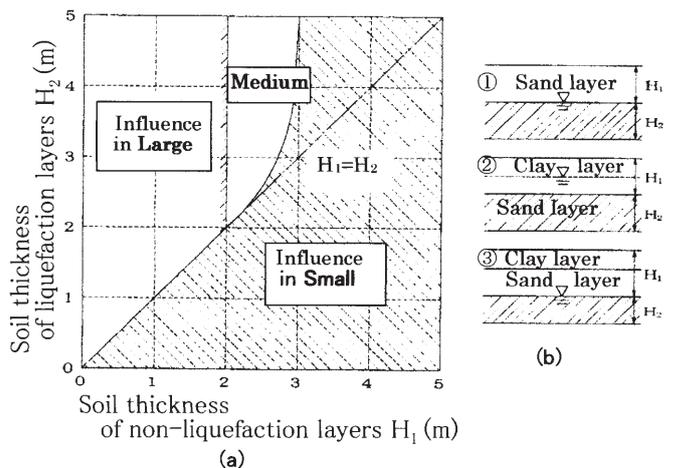


Fig.4.1 Effect of the liquefaction on the damage level of houses on the ground surface (200 $cm/s^2$  accelerate at the ground surface) <sup>1)</sup>

その検討結果を Fig.4.2 に示す。赤四角は鉄骨造住宅、青丸は木造住宅である。液状化被害を受けた住宅において液状化の簡易判定を行ったが、建物構造や重量に関係なく評価する方法なので、特に上部荷重が大きい場合には別途検討することも必要である。

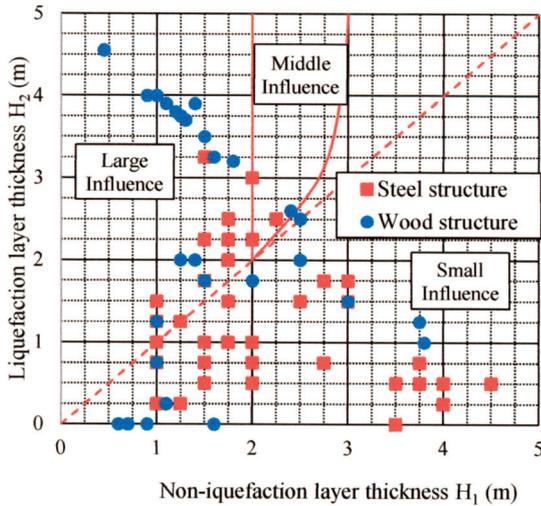


Fig.4.2 Effect of the liquefaction on the damage level of houses on the ground surface

全 79 件のデータのうち、「影響が小」と判定されたのは 38 件、「中」と判定されたのは 3 件、「影響が大」と判定されたのは 38 件であった。すなわち、液状化被害を受けた建物のうち、約半数が「影響が小」と判定されているという結果になった。必ずしも現行の判定法では十分に評価できるとは言えない結果となった。このことは、今回東京湾岸部において、観測された加速度は  $150\sim 200\text{cm/s}^2$  であるが、地震の継続時間が長く巨大地震であったことをふまえば、加速度のみでは評価できないこと、表層部の地盤にはシルトが多くこのことが地盤の緩みにつながったこと、シルトであることから非液状化層とみなしたことが原因と考えられる。さらに、SWS 試験では正確に地下水位を調査できない問題も存在する。

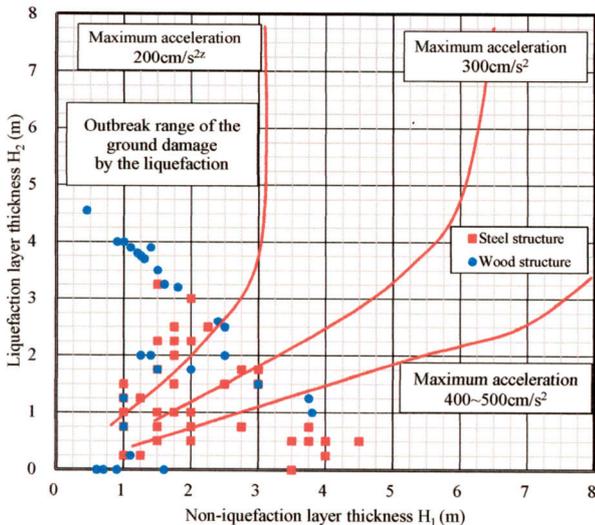


Fig.4.3 Damage level on the ground surface by the liquefaction

Fig.4.3 は Fig.4.1 のもとなる図である<sup>11)</sup>。最大加速度  $200\text{cm/s}^2$  を中地震、 $300\text{cm/s}^2$  を大地震、 $400\sim 500\text{cm/s}^2$  を今回の巨大地震ととらえ、シルトによる地盤の緩みも

地震エネルギーによるものとみなし、地震の規模から評価すれば、巨大地震による地盤被害が生じた割合は全データ数の約 75%となる。このように加速度表示ではなく、地震の規模評価で示す方が妥当であると考えられる。なお、地盤補強を施した地盤では、柱状改良体が先端支持力の喪失により、地盤沈下とともに下方に沈下した様相を呈していると考えられる。戸建住宅の場合は改良体長は長くても  $5\sim 6\text{m}$  のものが多く、単に杭的に配置しても液状化対策にはならないと言える。また、地下水位の測定の問題に関しては、最近、SWS 試験の調査孔を利用した計測方法も開発されているおり、液状化判定の精度は今後改善されるものと期待される<sup>12)13)</sup>。

4.2 CPT を用いた液状化判定事例

CPT データによる液状化判定は、簡易法の一つである  $F_L$  法を利用した判定法が一般的で、建築基礎構造設計指針<sup>14)</sup>でも示されている。

CPT は深さ  $0.01\text{m}$  ごとに調査データが得られるため、CPT 結果から推定する  $F_L$  値の深度分布も  $0.01\text{m}$  ごとに評価することも可能なため、薄い地層も見極めることが可能である。 $F_L$  値により、先述した  $H_1$ 、 $H_2$  を求めることも容易である。

一般に、液状化による建物への被害程度を評価する指標には、 $P_L$  値<sup>14)</sup>や最大水平変位  $D_{cy}$ <sup>15)</sup>などがある。具体的には、 $P_L$  値は式(2)で定義される。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5z) dz \quad (\text{ただし } 1 - F_L \geq 0) \quad (2)$$

$z$ : 深度 (m)

$D_{cy}$  は、繰返しせん断応力比 ( $\tau_d/\sigma'_v$ ) と粒度や拘束圧による補正  $N$  値から各層のせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  を Fig.4.4 によって推定し、これを鉛直方向に積分して求められる。 $D_{cy}$  は、補正  $N$  値を利用することから、一般には標準貫入試験 (以下、SPT と呼ぶ) と粒度試験結果を実施して用いられるが、CPT でも粒度、 $N$  値を推定して  $D_{cy}$  を算出することも可能である。なお、高田ら<sup>16)</sup>の研究によれば、CPT 結果と SPT+粒度試験結果から求めた各々の  $D_{cy}$  は、比較的整合性が高い結果が報告されている。

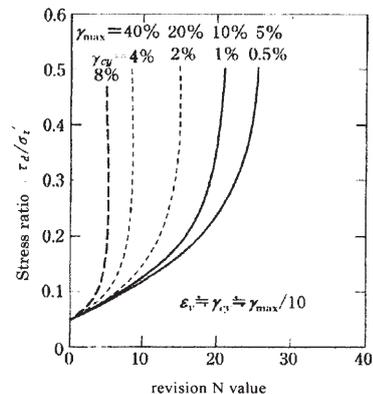


Fig.4.4 Relation between revision N value and shear strain

本節では、東日本大震災で被害を受けた宅地で CPT を実施した調査事例を示す。実施した CPT の手法および使用したコーンは、JGS 基準「電気式静的コーン貫入試験」(JGS 1435-2003) に準拠した。なお、これらの調査は、建物の不同沈下および新規建築のための基礎設計資料を得ることを主目的として実施したものである。

調査宅地の概要は以下の通りである。

調査場所：千葉県浦安市入船  
 建物：木造 2F, 布基礎  
 地盤補強：なし  
 基礎の最大不同沈下量：26 cm

Fig.4.5 に当敷地の建物 4 隅で実施した SWS 結果を示す。同図より、4 測点の貫入抵抗値には、大きなばらつきがなく、敷地内での地層傾斜の少ない地盤であることがわかる。

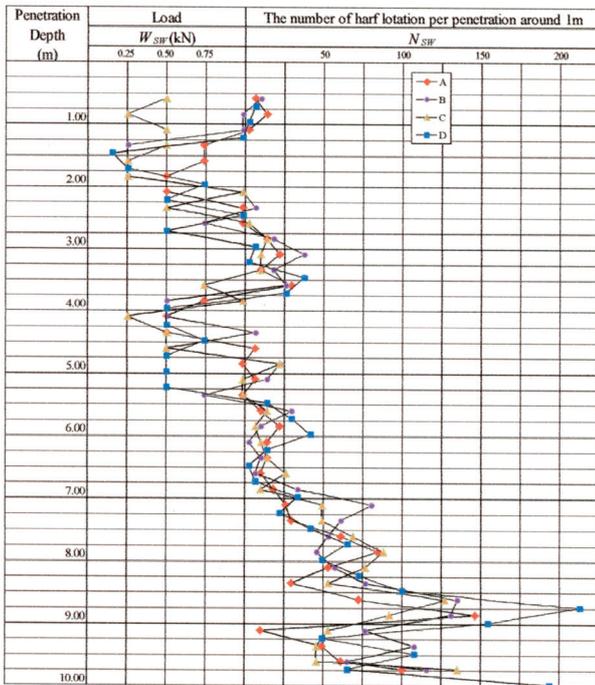


Fig.4.5 SWS test result

Fig.4.6 に当敷地の CPT 結果を、Fig.4.7 に CPT 結果で推定した  $F_L$  値と土質分類指数  $I_c$  の深度分布をそれぞれ示す。CPT では、地下水位 1.9 m と測定された。地下水位の測定は、まず CPT 途中で一旦貫入を止め、間隙水圧消散試験を行い、定常水圧を静水圧  $u_0$  と判断して求めた。また調査終了後に試験孔内へメジャーテープを挿入してテープに付着した水の跡を目視測定して、地下水位を総合的に判断した。

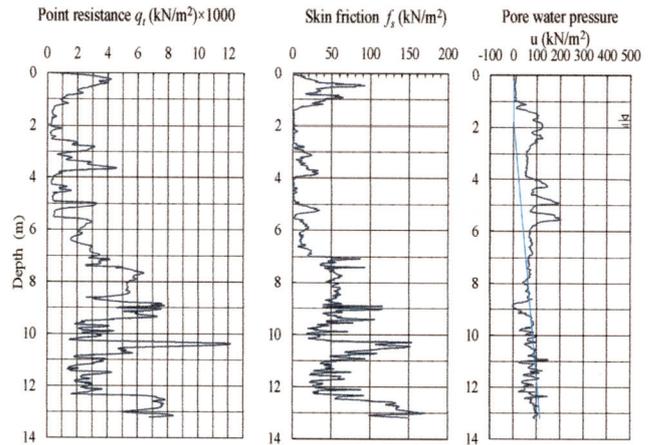


Fig.4.6 CPT test result

Fig.4.6 中に示す先端抵抗  $q_t$  は、SWS の貫入抵抗値 (Fig.4.5) とほぼ類似した深度分布の傾向を示している。また間隙水圧  $u$  は、粘性土層では  $u_0$  よりも大きくなり、砂質土層では  $u \approx u_0$  の挙動を示している。Fig.4.7 中の  $I_c$  の深度分布によると、深度 0~6m は、粘性土と砂・礫質土が互層状に介在し、深度 6~13m は、ほぼシルト質砂~砂質シルトの範囲に入っている。また液状化層 ( $F_L < 1$ ) は、深度 2.8~3.8m、深度 5.8~9.6m に認められる。なお  $F_L$  値算出に用いた入力地震動は、マグニチュード  $M = 7.5$ 、地表面最大加速度  $a_{max} = 200\text{cm/s}^2$  とした。

この  $F_L$  値で液状化による危険度評価を行ったところ、 $D_{cy} = 6.70$  (危険度：小) と算出された。また深度 5m 内で非液状化層の厚さ  $H_1$  と液状化層の厚さ  $H_2$  の比で見ると、 $H_2 = 2.8\text{m}$ 、 $H_1 = 1.6\text{m}$  となり、液状化による地表面への影響は小さいと判断できる。なお、 $M = 9.0$  を用いて計算しても、液状化層厚の分布傾向は Fig.4.7 とほとんど差がなく、 $F_L$  値全体が小さくなり、 $D_{cy} = 9.10$  (危険度：小) とやや大きくなる程度である。

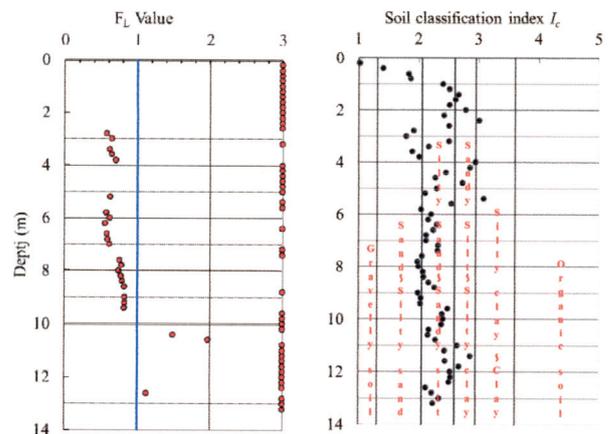


Fig.4.7 Depth distribution of FL value and  $I_c$  by the CPT test result

これらの結果より、液状化危険度は小さい地盤であり、また  $D_{cy}$  を液状化による地表面の鉛直ひずみ量 (cm) と置き換えても建物基礎の最大不同沈下量 26cm にすら及

ばず、今回の震災による現況を予測できていないことがわかる。

この要因として、(1)地震後の調査結果を用いて解析しており、地震前の地盤性状と異なること、(2)CPT 結果による  $N$  値、粒度の推定精度の問題、(3)  $H_1$  と  $H_2$  の評価においては、深度 5m よりも深い位置での液状化層が厚く堆積することなど上げられる。また今回の地震は、K-NET<sup>17)</sup>によって観測されたこの地域の地震波を見ても、継続時間 2 分程度、主要動だけでも 1 分程度もあるような繰返し回数の非常に多かった地震動であり、この繰返し回数が被害程度の予測の差異に表れたと予想する。

このような巨大地震に対して検討する場合には、液状化強度比  $R$  など物性値を補正してから解析するなどの研究がなされている。しかしながら、今回の宅地および前面道路では、震災当時、噴砂量が激しかったことから、噴出した土量が地盤沈下量に大きく影響した可能性があり、この土量も含めた変形量を簡易に計算することは不可能と思われる。今後、このような巨大地震を検討する際には、今回の震災を実大規模の結果と捉え、被害程度と地盤物性値の関係をまとめるなど、実証的なアプローチから推定する手法などが必要かと考える。

## 5. 修復工法と最大相対沈下量、傾斜角

### 5.1 基礎仕様と最大相対沈下量、傾斜角の関係

Fig.5.1 はシングル配筋（単にべた基礎と呼ぶ）と布基礎およびダブル配筋のべた基礎に対して、各戸建住宅の床面の最大傾斜角と最大相対沈下量（不同沈下量）の関係を示したものである。これを最小自乗法で整理すると、両者の間には式(3)の関係がある。

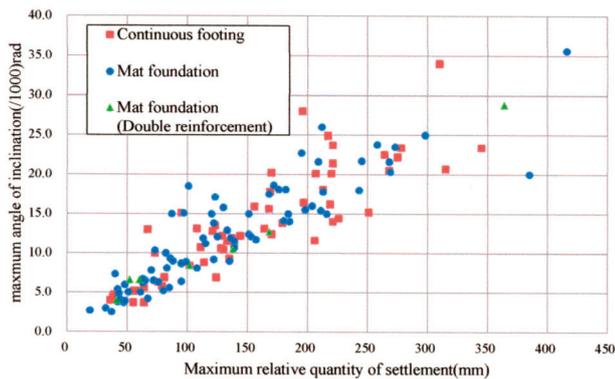


Fig.5.1 Relation between the maximum relative quantity of settlement and the angle of inclination according to specifications of footing

$$\theta = 0.0859 \Delta S \quad (3)$$

$\theta$ : 最大傾斜角 (1/1000) rad

$\Delta S$ : 最大相対沈下量 (mm)

Fig.5.1 によると、シングル配筋のべた基礎と布基礎の不同沈下の状況は同じであるが、ダブル配筋のべた基礎

は、おおよそ  $\theta = 20/1000$ rad.以下および最大相対沈下量 200mm 以下にあり、これら 2 つの基礎より若干の不同沈下抑制効果が認められる。Fig.5.2 は地盤補強の種別ごとに両者の関係を示したものである。この結果から、地盤補強を行ってもあまり効果がなかったことを示している。

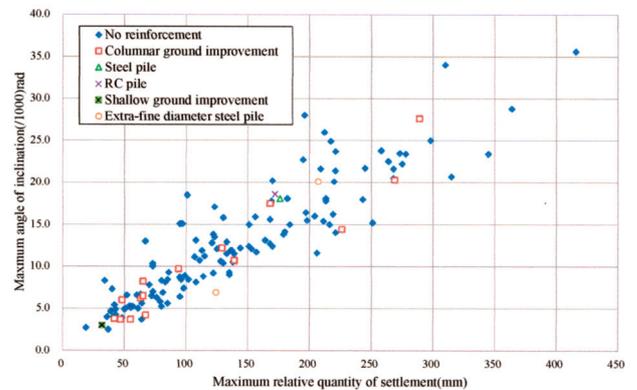


Fig.5.2 Relation between the maximum relative quantity of settlement and the angle of inclination according to ground reinforcement method

### 5.2 傾斜角、最大沈下量と修復工法

文献<sup>18)</sup>の日本建築学会の資料によると、修復工法と最大相対沈下量およびその費用については、Table5.1 の内容が示されている。

Table5.1 Restoration methods of construction and maximum quantity of settlement and expense

Restoration method name	Maximum relative quantity of settlement (cm)	cost of construction
Underpinning	No condition	Around 6million yen~10million yen
Bearing mat	No condition	Around 5million yen~7million yen
Point jack (Sill lift)	Around 10cm or less	Around 2million yen~3million yen
Injection	Around 20cm or less	Around 3million yen~6million yen

今回の調査データによると、Table5.2 の結果となる。修復工法の順位としては、アンダーピニング工法が最も多く、耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ（土台上げ）工法の順となっている。Fig.5.3 は修復工法と最大相対沈下量、傾斜角との関係を示したものである。アンダーピニング工法と耐圧版工法を比較すると、 $\theta = 30/1000$ rad.以上、最大相対沈下量が 300mm 以上になると、アンダーピニング工法を適用している傾向がみられる。Table5.1 ではポイントジャッキは最大相対沈下量が 10cm 程度以下、注入工法では 20cm 程度以下となっており、Fig.5.3 は概ねこの傾向を示している。また、工事費についても Table5.2 の結果は Table5.1 を裏付けている。

Table 5.2 The actual situation of the restoration method of construction by our investigation

Restoration method name	The number of date	Maximum relative quantity of settlement (cm)			cost of construction (yen)		
		Minimum	Maximum	Average	Minimum	Maximum	Average
Underpinning	79	3.2	41.6	14.6	2,300,000	18,800,000	7,820,000
Bearing mat	66	1.9	34.5	13.6	2,630,000	22,820,000	5,200,000
Point jack (Sill lift)	2	5.5	5.6	5.6	1,370,000	1,850,000	1,610,000
Injection	6	8.2	38.5	15.8	2,200,000	6,300,000	4,180,000

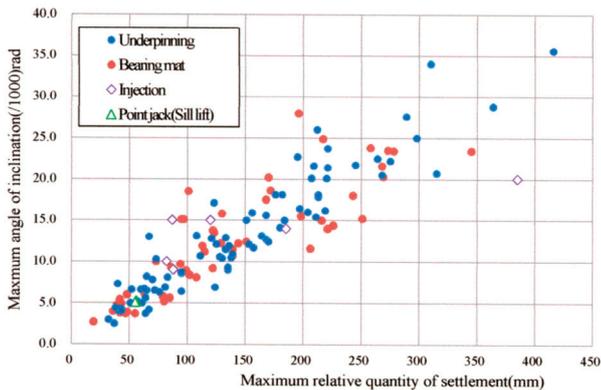


Fig.5.3 Relation between the maximum relative quantity of settlement and the angle of inclination according to restoration methods of construction

## 6. 液状化対策

これまで、小規模建築物の液状化対策として、柱状改良工法、小口径鋼管杭工法、表層改良工法、注入工法、基礎の剛性向上（べた基礎ダブル配筋など）が有効と考えられてきた。事実、過去の地震においても有効であることが実証されてきたが、今回の巨大地震では液状化による地盤の緩みにより思ったほどの効果は認められなかった。特に、柱状改良体では改良体先端部の地盤が緩み先端支持力を減少させたものが目立った。ただし、これらの改良体を見ると先端地盤の  $N_{sw}$  が震災前の段階で 150 に達していないものが多く、さらにその層厚も 1m に満たないものが多かった。少なくとも、大地震の液状化対策を意識するのであれば、先端地盤は  $N_{sw}$  が 150 以上で、層厚が 2m を超える地層に設置すべきである。また、今後は支持力補強だけではなく、今回表層部の地盤に緩みが認められた対策として地盤の剛性を向上させることも考える必要がある。中規模以上の建物では、固化工法により基礎下を格子状に改良すると効果があることが実証されつつある<sup>19-21)</sup>。戸建住宅の場合は、特に費用の制約はあるものの、液状化対策工法として、壁体状の地盤改良工法の開発も今後検討する必要がある。

## 7. まとめ

本論文の結論をまとめると以下ようになる。

- 1) 震災前と震災後の SWS 試験結果を比較すると、特に

局所的に強度が大きかった箇所がなくなり、地盤全体が緩んでいたケースが多かった。

- 2) 現行の液状化判定法に  $200\text{cm/s}^2$  として検討すると、現状の被害率と適合しないが、 $400\sim 500\text{cm/s}^2$  を今回の巨大地震として評価すると適合性が認められる。
- 3) CPT を用いた液状化の判定法では、液状化するか否かの把握には有効であったが、被害程度の評価については実態よりも過小評価する傾向にあった。
- 4) 最大相対沈下量と傾斜角の間には密接な関係がある。
- 5) ダブル配筋のべた基礎はシングル配筋のべた基礎や布基礎よりは液状化抑制効果はある。
- 6) 今回、調査した範囲では修復工法と相対沈下量および工事費用の関係は、日本建築学会が提示した内容にほぼ合致している。
- 7) 修復工法において最も多かったのがアンダーピニング工法であり、耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ（土台上げ）工法の順となる。

## 謝辞

本研究に際して旭化成ホームズ(株) 伊集院博氏、(株)ミサワホーム総合研究所 松下克也氏にデータ提供や助言いただいた。ここに感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会編：小規模建築物基礎設計指針，2008。
- 2) 藤井衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復－建住宅の基礎の修復に対する考え方，土と基礎，46-7，pp.9-12，1988。
- 3) 吉見吉昭，桑原文夫：小規模建築物のためのべた基礎－主として液状化対策として，土と基礎，34-6，pp.25-28，1986。
- 4) 日本建築学会編：小規模建築物基礎設計の手引き，1988。
- 5) 小松吾郎，藤井衛，田村昌仁，伊集院博，伊奈潔：兵庫県南部地震による液状化地域の低層住宅の被害実態調査（その1 居住者の意識調査），第33回地盤工学研究発表会，pp.203-204，1988。
- 6) 安田進，原田健二：東京湾岸における液状化被害，地盤工学会誌，59-7，pp.38-41，2011。
- 7) 松下克也，藤井衛：静的コーン貫入試験による宅地の液状化危険度評価法－2004年新潟県中越および2007年中越沖地震被害調査・分析より－，東海大学紀要工学部，Vol.48，No.1，PP.109～116，2008。
- 8) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の仕様について，土と基礎，Vol.18，No.1，pp.15～18，1960。
- 9) 勝間田幸太，時松孝次，田村修次，鈴木比呂子：2011年東北地方太平洋沖地震による浦安市での液状化被害の調査，日本建築学会学術講演梗概集(関東，構造 I)，pp.491～492，2011。
- 10) 金哲鎬，藤井衛，小川正宏：2011年東日本大震災による浦安地域の液状化被害調査報告，東海大学紀要工学部(震災・防災特集号)，Vol.51，No.1，pp.19～28，2011。
- 11) Ishihara, K: Stability of natural deposits during earthquakes, 11<sup>th</sup> I.C. SMFE. , Vol.1, pp.321～376, 1985.
- 12) 金哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法，日本建築学会学術講演

- 梗概集(東北, 構造 I), pp.635-636, 2009.
- 13) 金哲鎬, 松下克也, 岡野泰三, 安達俊夫, 藤井衛: スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法(その2), 日本建築学会学術講演梗概集(北陸, 構造 I), pp.701-702, 2010.
  - 14) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進: 地震時地盤液状化の程度と予測について, 土と基礎, No.1164, pp. 23～29, 1980.
  - 15) 日本建築学会編: 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp. 61～72, 1988.
  - 16) 高田徹, 関平和, 松本樹典, 藤井衛, 松下克也, 佐藤隆: 三成分コーン貫入試験による宅盤の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol. 4, No. 2, pp. 157-170, 2009.
  - 17) (独)防災科学技術研究所: 強震ネットワーク K-NET
  - 18) 日本建築学会ホームページ:  
<http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/index.html>
  - 19) 日本建築学会編: 建築基礎のための地盤改良設計指針書, 2006.
  - 20) 石川明, 杉本康広, 木村匠: 簡易液状化評価法による格子状改良地盤の実設計(その1) 評価法による改良地盤の設計, 日本建築学会学術講演梗概集(関東, 構造 I), pp.497～498, 2011.
  - 21) 荒木一弘: セメント系改良による改良形式が液状化抑制効果に与える影響, 日本建築学会学術講演梗概集(関東, 構造 I), pp.573～574, 2011.