

スウェーデン式サウンディング試験

高田 徹*

* TAKATA Toru、(株)設計室ソイル 技術部長 東京都中央区日本橋 3-3-12-4F

1. はじめに

「戸建住宅で行われる各種地盤調査法とその留意点」と題して前号から連載を開始した。前号では、連載シリーズの概略や住宅地盤調査法の現状について示し、本号より個別に各種地盤調査法について紹介する。

その第1弾として、本号は、スウェーデン式サウンディング試験 (Swedish Weight Sounding Test/以下、SWS 試験) を解説する。ご存知のようにSWS試験は、住宅地盤調査の標準的な手法として位置付けられており、本協会員で知らない方はまずいないであろう。ここでは今一度、原点に戻る意味も含め、試験内容についてまとめておく。

2. 試験方法

【概要】

スクリーポイントを地盤に貫入させ、そのときの貫入に要する荷重 (W_{sw}) と半回転数 (N_{sw}) を測定する調査法 (図-1、写真-1～写真-2 参照)。

【規格・基準】

JIS A 1221-2008

【分類】

静的貫入試験 (国告示1113号 第1:地盤調査方法に該当)

【適用範囲】

玉石、レキを除くあらゆる地盤に対して測定可能で、測定深度は概ね10m程度。

【得られる地盤情報】

W_{sw} 、 N_{sw} :スクリーポイントの貫入抵抗値

これらを用いて、土の強さに関連した地盤定数の推定が可能 (表-1 参照)。

その他、ロッドに付着した土や水分、あるいは貫入時の音を利用して、大まかな水位や地質の推定が可能だが正確性にやや欠けるため、得られる情報としては参考値程度に留めるのが肝要である。



写真-1 スクリューポイント

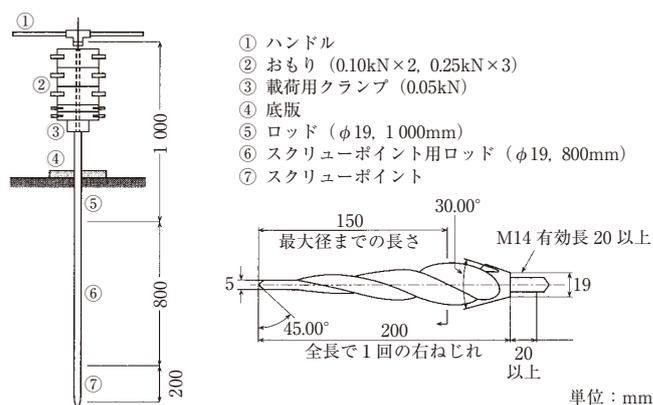
図-1 SWS試験装置(手動式)の外観¹⁾

表-1 SWS試験結果から推定できる主な地盤定数

評価項目	推定式・評価手法
N値	砂質土 $N = 2W_{sw} + 0.067N_{sw}$
	粘性土 $N = 3W_{sw} + 0.050N_{sw}$
q_u : 一軸圧縮強さ	$q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw}$ (kN/m ²)
c : 土の粘着力	$c = q_u/2$
q_a : 地盤の長期許容支持力度	$q_a = 30 + 0.6 \overline{N_{sw}}$ (告示式)
	$q_a = 30 \overline{W_{sw}} + 0.6 \overline{N_{sw}}$ (住品協推奨式)
備考: W_{sw} の単位: kN	



写真-2 SWS試験状況

3. 試験の特徴

表-2にSWS試験の主な長所と短所を示す。SWS試験が何故ここまで宅盤の主流な調査となり、どうしてボーリング調査や標準貫入試験が流行らないのか。SWS試験が簡便性、経済性に対して他より優れている点が、理由として勿論あるだろうがそれだけではない。

それは住宅の不同沈下の多くが、敷地内の水平・鉛直方向に存在する土の強度バラツキに起因して生じやすいといった点が上げられる(図-3参照)。具体的には、水平方向での土の強度バラツキを見極めるには、どうしても複数ポイントの調査を敷地内で行う必要がある。すなわち、調査精度の高いボーリングを1測点行っても設計できず、敷地内で3~5測点、ボーリングする必要があるが、経済性から考えてまず実施しない。また鉛直方向にも同様のことが言え、標準貫入試験では、通常、深度1m毎にN値が分かる。しかし1m毎では、その間が分からない。深部の自然堆積した地層であれば、1mでもよいだろうが、宅盤は、人為的に埋めたり、盛土したような複雑な地層を対象とすることが多い。そうなると標準貫入試験は適さず、連続的に強度が測れるSWS試験が優れていると言える。

また住宅の場合、建物の荷重や大きさからして深度5~10m程度が影響範囲だとして調査するが、調査としては浅層域の調査である。深度30~50mもの調査がどうし

表-2 SWS試験の長所と短所

長 所	<ul style="list-style-type: none"> ① 狭い場所でも調査が可能。ボーリングに比べると、試験器具類が軽くて少ないので、傾斜地や階段上でも容易に道具を運べる。 ② 調査時間が短く費用も安価である。 ③ 土の強さを連続して測定する。また地盤の硬軟度合の細かな変化がわかる。 ④ 短時間で測定ポイント数が多くとれるので、地層傾斜などの変化も把握し易い。
短 所	<ul style="list-style-type: none"> ① 土質試料が採取できないため、概略的な土質の判定しかできない。 ② 盛土に大きなレキやガラがあると貫通できず、盛土下位地盤の調査ができないことがある。 ③ 硬い~締まった地盤に達すると貫入困難または不能となり、その厚さを確認できない。 ④ 深度が増すと、ロッドの摩擦抵抗やロッド重量がデータに影響し、データの信頼性が低くなる。

ても必要だとなればボーリング調査となってしまう。反対に、平板載荷試験、ポータブルコーンだと不足する。SWS試験の測定可能深度が、宅盤の必要調査深度と丁度合致したのも主流な調査になった一要因だと言える。

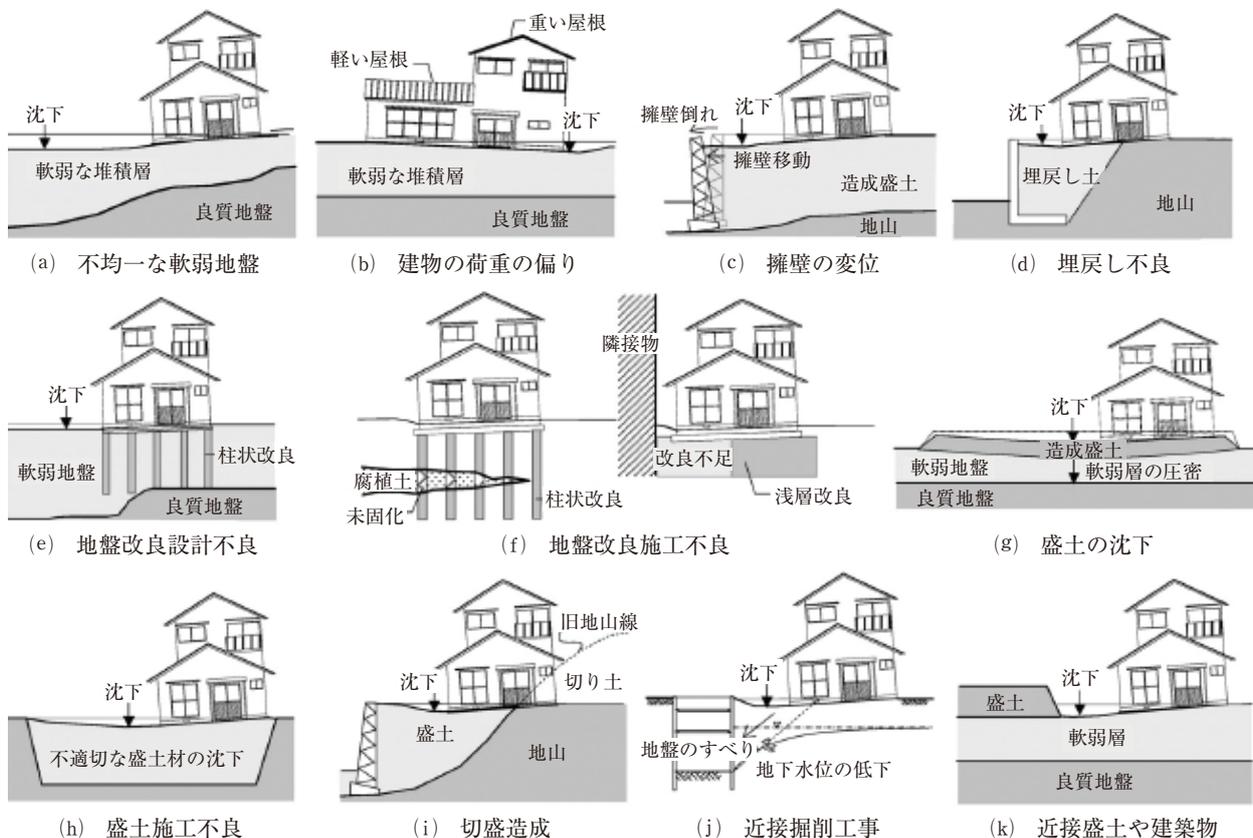


図-3 宅盤で多い不同沈下要因の一例²⁾

4. SWS試験器の点検整備

SWS試験のアウトプットは、貫入抵抗値 (W_{sw} 、 N_{sw}) の深度分布である。住宅荷重を対象とする場合は、自沈層の有無を見ると、良好地盤なのかが比較的判断しやすい。自沈層が連続する場合は十分警戒すべきである（ただし液状化は除く）。

以下では、例題に基づいて、SWS試験結果から分かる判断と留意点について解説する。

【例題】

図-4 で示したSWS 試験結果は、とある敷地で実施した5測点のうちの代表データである。このデータに基づく地盤の長期許容支持力度、圧密、液状化について検討せよ。なお、基礎下はGL-0.25m、住宅荷重 P ：20kN/m²、基礎の大きさ B ：5.0× L ：7.0mとする。図はSWS試験結果の代表測点例である。これより、地盤の支持力度と圧密、液状化について検討せよ。

【解答例】

支持力

基礎下2mの範囲の W_{sw} 、 N_{sw} の平均値を求める。

$$\overline{W_{sw}} = (1+0.75+1+1+1+1+1)/8 \approx 0.969$$

$$\overline{N_{sw}} = (0+0+0+8+12+120+150+60)/8 = 43.75$$

地盤の長期許容支持力度は、住品協推奨式より

$$\begin{aligned} q_a &= 30 \overline{W_{sw}} + 0.6 \overline{N_{sw}} \\ &= 30 \times 0.969 + 0.6 \times 43.75 \\ &\approx 55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

液状化

基本的には、SWS試験だけで液状化層を見極めることは難しく、資料調査や追加調査（粒度試験など）を含めて総合的に判断すべきである。資料調査で危険区域に該当するようであれば、詳細な追加調査を推奨する。

ここでは単純に“地下水位で深の砂層”を液状化層として見ると、液状化層は、

GL-2.25～-3.50 m（層厚1.25m）

GL-5.50～-7.50 m（層厚2.00m）

の2層にまたがって存在する。

図-5 は液状化層 (H_2) と非液状化層 (H_1) の算出の定義を示したものであるが、今回は2層間の粘土層厚が2m（GL-3.50～-5.50m）なため、図-5中の右図に相当する。

以上より

$$H_1 = 2.25\text{m}$$

$$H_2 = 1.25 + 2.00\text{m} = 3.25\text{m}$$

となる。図-6 は、 H_1 と H_2 の層厚と液状化被害程度の関係を示したものであるが、これに上記結果をプロットすると図中の●印の位置となる。すなわち、最大加速度200gal以上の地震動において液状化による地盤変状の発生の可能性があるとして評価できる。

図-4 SWS 試験結果

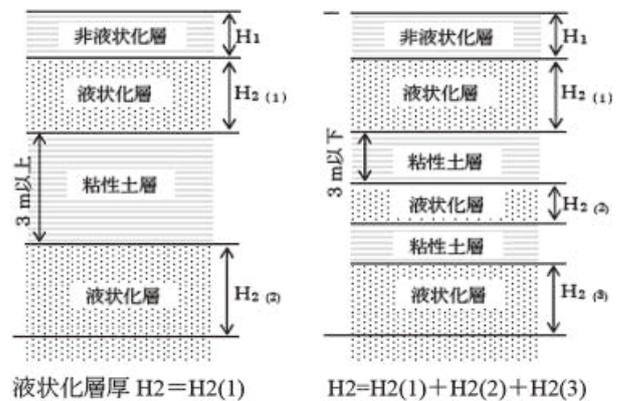
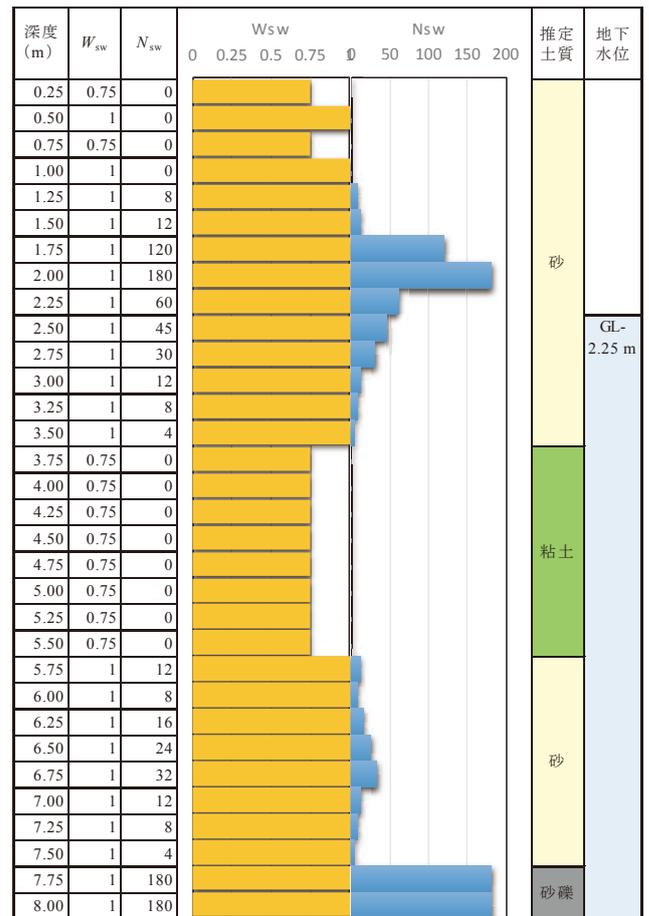


図-5 液状化層の定義³⁾

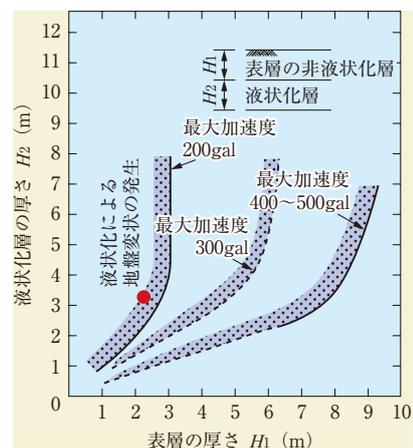


図-6 H_1 、 H_2 の層厚と被害の関係⁴⁾

圧密

圧密検討には、まず圧密層の有無を把握する必要がある。砂層では圧密は生じないので、図-4より、

GL-3.50~5.50mの粘土層（層厚1.5m）が対象となる。

本来であれば、圧密試験など詳細な調査の実施により圧密降伏応力 P_c と鉛直有効応力 σ_v' を求めて過圧密比OCRで評価するとよい。その結果次第では、圧密層でない可能性も出てくるが、SWS試験結果ではそこまで把握し難いので、ここでは正規圧密粘土として当該層を評価する。

粘土層の中央部（GL-4.25m）に働く地中増加応力は、Boussinesqの解をもとに、種々の条件に対して積分した長方形分割法で計算できる。住宅荷重 p の作用する長方形隅角部直下の深さ z における鉛直成分 Δp は、式1で計算できる。

$$\Delta p = \frac{p}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2+n^2+1}} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+1)(n^2+1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2+1)(n^2+1)}} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここに $m=B/z$ 、 $n=L/z$

$B=5.0\text{m}$ 、 $L=7.0\text{m}$ 、 $z=4.25-0.25=4.0\text{m}$ として、上式に代入して建物隅角部の Δp が計算できる。また $B=5.0/2=2.25\text{m}$ 、 $L=7.0/2=3.5\text{m}$ 、 $z=4.0\text{m}$ として、上式で計算した値の4倍が、建物中央部の Δp となる（長方形分割法の詳細に関しては、専門書5）を参考されたい）。

計算結果は以下の通りとなる。

$$\Delta p = 10.6 \text{ kN/m}^2 \text{ (建物中央部)}$$

$$\Delta p = 4.1 \text{ kN/m}^2 \text{ (建物隅角部)}$$

ここでは、圧密沈下量 S を計算法の一つ、 m_v 法を用いて計算する。

$$S = m_v \Delta p H \dots\dots\dots(2)$$

m_v ：体積圧縮係数（ $=1/80c$ ）

H ：圧密層厚

圧密層は全て $W_{sw} = 0.75\text{kN}$ より、

$$c = q_u/2 = (45W_{sw} + 0.75N_{sw})/2 = 22.5\text{kN/m}^2$$

$$m_v = 5.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

これより、

$$S = m_v \Delta p H = 5.56 \times 10^{-4} \times 10.6 \times 1.5 = 0.00884 \approx 0.9\text{cm} \text{ (建物中央部)}$$

$$S = m_v \Delta p H = 5.56 \times 10^{-4} \times 4.1 \times 1.5 = 0.00342 \approx 0.3\text{cm} \text{ (建物隅角部)}$$

と計算できる。

【補足説明】

- ・（支持力）計算手法を解説するために、1測点での計算例を示したが、3. で述べたように、水平方向での強度のバラツキが重要である。このような計算を各測点で行って、強度バラツキを見るとよく分かる。
- ・（支持力）自沈層（ $N_{sw}=0$ ）がある場合は、告示式だと算出できない。告示では、別途、詳細な検討が求められる。
- ・（支持力）ここで示した支持力値は、液状化や圧密により基礎に有害な沈下変形がない場合に適用できる数値であって、今回のように液状化による被害が大きいとすれば、その値は利用し難い。別途、液状化による変形抑止の検討が必要となる。
- ・（液状化）対象土が本当に砂なのか、地下水位はどこにあるかが重要である。砂であっても粒度が重要になったりする。SWS試験結果による土質判別、地下水位に疑念があるようなら、それが分かる追加調査を実施するとよい。
- ・（圧密）SWS試験結果から圧密沈下量を求めること、そして軽量の建物荷重に対して沈下量を計算することについて、どこまで実際と整合し、意味のある計算なのか。これに関しては学術的にも課題が残ったままである。計算値が想いのほか大きくなったり、資料調査等から危険地域だと判断するならば、圧密試験等を実施して詳細に検討することを推奨する。

<参考文献>

- 1) (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，2004.
- 2) (社)日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008.
- 3) 松下他：小規模建築物を対象とした液状化判定法の検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，2012.9.
- 4) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, 11th I.C.SMFE., Vol.1, pp.3.51-376, 1985.
- 5) 例えば、藤井他：新ザ・ソイル（建築家のための土質と基礎）、建築技術、2011.3