

II

不具合を未然に防ぐ住宅基礎地盤設計・施工のポイント

住宅の沈下要因と判定

若命善雄●(株)設計室ソイル十工藤賢二●積水ハウス(株)

はじめに

問1 沈下とは何か？

地盤には、建物を支えるだけでなく、沈下という現象がある。支持力とは何か、沈下とは何か、違うようだが実はよくわかっていないのではないか。

問2 建物の沈下障害の要因は何か？

支持力が小さいことが本当の沈下要因なのであろうか。

問3 沈下障害の発生有無の判定はどうするのか？

地盤調査結果が出たが、それをどう見ればよいのか、実務では沈下量をどのように評価し、障害の有無を判定すべきなのか。

この節では、このような疑問を解決できるように、沈下について解説をしたうえで、沈下障害の有無の判定、事例に基づく評価を報告する。

「支持力」と「沈下」の違い

地盤に力を加えると、やがて破壊する。その際に抵抗する地盤の強さが「支持力」である。図1(上図)の地盤破壊模型実験からは地盤がスベリ破壊するときの様子がわかる。図1(下図)は、これを図化したもので、基礎幅 B に対し $1\sim 1.5B$ の深さの土がスベリ破壊への抵抗力に影響する範囲である(べた基礎の場合、この影響範囲はより深くなる)。

このような土のスベリ破壊は、載

荷直後に起きる可能性が最も高い(地震時を除く)。地盤は時間が経てば徐々にではあるが強度が増加するので、その後は支持力不足による沈下はほとんど生じない。支持力による沈下障害は載荷直後の頃にあり、住宅が完成してしばらくしてから発生した沈下は、支持力不足が原因であるとは考えにくい。

①常時(長期)荷重では安全率を3(極限支持力の $1/3$)に設定しており、載荷荷重は地盤の弾性域にあり破壊に至ることはない、②低地などの軟弱地盤においては盛土をして宅地とすることが多く $1\sim 1.5B$ 程度の地表付近には著しく軟弱な土はあまり存在しない、③基礎と接する部分は地業の効果により締め固められている、などの理由から、支持力不足により沈下障害が生じることは極めて少ないようだ。

このように、特異な例を除き、支持力は住宅の沈下にはほとんど関係しないといえる。また、支持力について、基礎底版下 $2m$ など(基礎幅 B を $50cm$ とした場合 $1.5B$ よりも深い範囲)を評価範囲としているものは、沈下の影響をも含めたものとなり、考え方として安全側の支持力であると言える。

「沈下」とは、力を加えると地盤が圧縮される現象である。圧縮されるとは、土中から水(または空気)が排除されることで体積が減少し、地表面が沈むことである。

このとき、土の粒の大きさが、沈下の時間と関係する。砂などの大き

な粒子の土は透水性が高く、素早く排水されるので、載荷とほぼ同時に沈下が終息する(即時沈下)。しかし、粘性土などの小さな粒子の土は透水性が低く、非常にゆっくりと排水されるため、沈下が終息するまで数か月~数年という時間が必要となる(圧密沈下)。圧密沈下の終息時間は、土中に含まれる砂質土と粘性土の成分比により大きく異なる。一般に即時沈下より圧密沈下の方が、沈下量が大きくなる(図2)。

また、擁壁の埋戻しなどを不適切に行くと空隙(空気)の多い地盤ができる。これも、次第に空気が排除されることにより体積が減少し、地表面が沈む。これを、圧縮沈下と呼んでいる。不適切な埋戻しではバラツキが大きく、沈下の評価は極めて困難となる。

住宅基礎地盤の不具合が生じるのは、軟弱な地盤が原因となる圧密沈下(写①)と擁壁の埋め戻しなどが原因となる圧縮沈下(写②)の

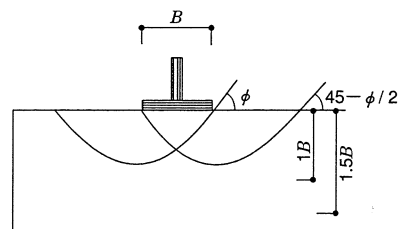
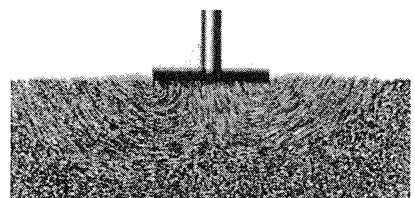


図1 破壊模型実験による支持力の関係域²⁾

問題にほぼ集約される。

沈下の障害は傾斜と変形であり沈下の量ではない

東京の下町にある南砂では、およそ50年間で4.5mの地盤沈下が生じた²⁾。約10cm/年という途方もない沈下速度である。この一帯にはたくさんの住宅もあるが、住宅基礎地盤に不具合は生じない。それは、広域地盤沈下であるために、同沈下となっていたためである。全体が同じように沈めば、建物には傾斜も変形も発生しない。このように、たとえ著しく軟弱な層が厚くても、沈下が同沈下であれば問題は基本的に生じない。沈下で問題となるのは、沈下量ではなく不同沈下である。不同沈下により、傾斜や変形などの不具合が生じる(図3)。

傾斜は、物が転がる、自動ドアになる、平衡感覚に支障をきたすなどの障害が生じるが、住宅に構造的な問題は少なく、不具合に気がつきにくいことが多い。

変形は、ひび割れが生じる、戸が枠にあたる、住宅が変形するなど被害が顕著であり、わずかな変形でも支障が生じ、その影響は大きく誰もが気づく。このような現象は、建物

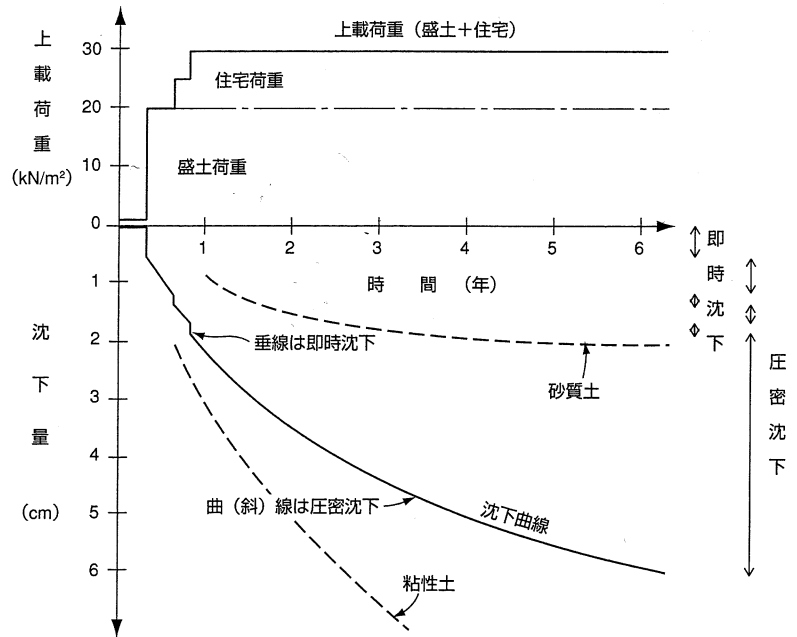


図2 即時沈下と圧密沈下の例

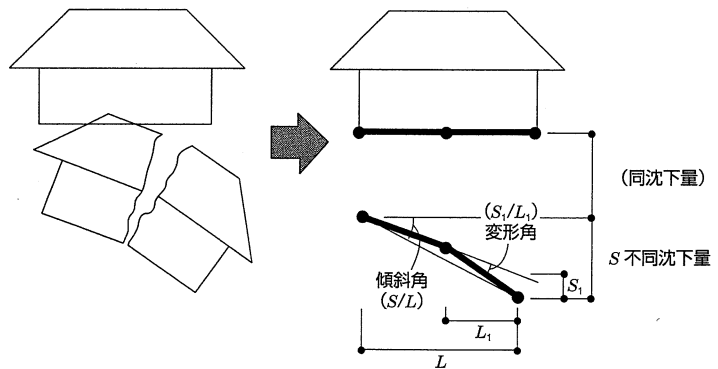


図3 傾斜と変形



① 圧密沈下による不具合の例



② 即時沈下による不具合の例

が途中から折れることによるもので、構造的な問題が生じる。

住宅基礎地盤の不具合の基準（傾斜と変形）の例を表1に示した。これらは、文献^{3), 4)}などから一般的な値を示したものである。傾斜の基準の6/1,000以上は、「住宅の品質確保の促進等に関する法律」（品確法）の規定に基づいている（住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準より構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性が高いレベル）。変形の基準の3/1,000以上は、「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）に基づいている（構造別限界変形角の例より木造の布基礎が圧密層上にある場合の上限変形角の最大値を換算した）。

この傾斜と変形のいずれかが基準値を上回る場合、住宅基礎地盤の不具合が大きくなると考えられる。

沈下量を求める方法

沈下量を求める方法には、A. 水準測量による方法、B. 試験結果から計算する方法、の2つがある（図4）。

A. 水準測量による方法には、新

規造成地の場合と建替地の場合がある。

新規造成地の場合は、地盤に観測点を設け、水準測量の定期観測により沈下動向を把握する方法をとることが多い。図5は、6か月間の造成後、6か月間の動態観測を実施した例である。宅地内2点の動態観測結果を延伸することで、例えば30年後の残留沈下量（50mm, 70mm）が予測され、地点間の沈下量の差が不同沈下量（20mm）となる（単回帰分析）。測点間距離を10mとすると、傾きは2/1,000となる。

建替地などの場合は、既存構造物（住宅・塀・擁壁など）の水準測量から不同沈下量を測定し、その結果から将来沈下量を予測することができる。図6は、築20年の既存住宅の水準測量を実施した結果である。計画住宅の30年後の予測不同沈下量は、片対数グラフの直線を延伸することで22mmとなる。

これらの分析には、既存住宅と計画住宅の重量比や、片対数（ $S-\log t$ ）は大きい沈下となるなど、諸条件を考慮した評価をすることができる。

B. 試験結果から計算する方法には、圧密試験から求める方法とSWS

試験関係から求める方法がある。圧密試験により沈下量を求める式には（1）式、（2）式などがある。

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \dots (1)$$

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

S : 沈下量 (m)

H : 沈下対象層厚 (m)

C_c : 圧縮指数

e_0 : 初期間隙比

p_0 : 初期応力 (kN/m²)

Δp : 地中増加応力 (kN/m²)

m_v : 体積圧縮係数

(1)式で沈下量を算定するためには、圧縮指数・初期間隙比・初期応力の値が必要である。圧縮指数は、圧密降伏応力を超えた大きな荷重時の沈下量から求める結果であるため、住宅の荷重では過大評価となる場合もある。

(2)式は、体積圧縮係数に沈下対象層厚と地中増加応力を乗じる一次式であり、軽微な地中増加応力の範囲ではこの式が扱いやすい。

これらの式を用いて各計算点の地中増加応力ごとに沈下量を求め、その差を計算点間の水平距離で除することで傾斜角が求められる。なお、計算の詳細については、文献^{6), 7)}

表1 住宅基礎地盤の不具合の基準（傾斜と変形）の例^{3), 4)}

I 基準値	
傾斜	変形
6/1,000以上 (S/L)	3/1,000以上 (S_i/L_i)

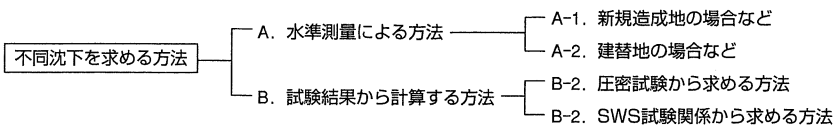


図4 不同沈下を求める方法

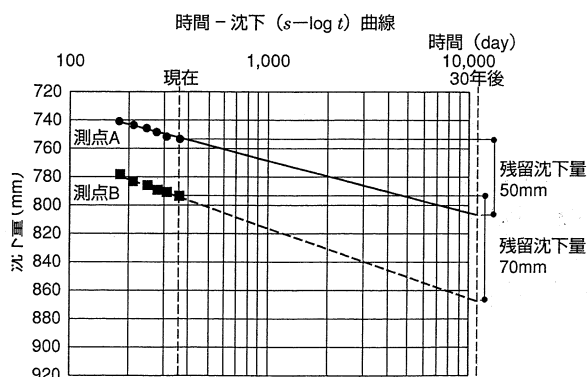


図5 A-1. 新規造成地の場合などの不同沈下予測例⁵⁾

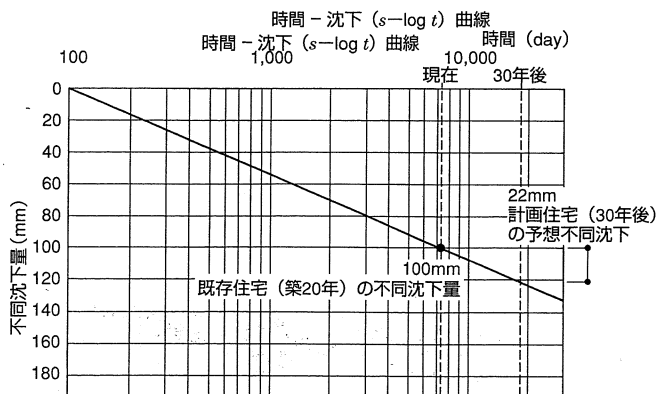


図6 A-2. 建替地の場合などの不同沈下予測例

などを参照するとよい。

圧密試験から求める方法は一般には精度がよいものとされているが、住宅は軽微な荷重増であるため、試験の精度などに含まれて算定値が大きくなる場合がある。

SWS試験から沈下量を求める方法が最近研究されている。これは、SWS試験の貫入抵抗値 ((3) 式⁸⁾) から、あるいはSWS試験時にサンプリングを行い含水比 ((4) 式⁹⁾, (5) 式¹⁰⁾) を求めてから沈下を予測するものである。

$$m_v = 1/80c \quad \dots (3)$$

$$M_v = 1 \times 10^{-5} \cdot W_n^A \quad \dots (4)$$

$$A = 1.2 - 0.0015 (p_0 + \Delta p/2)$$

$$C_c = 0.01 \cdot w_n \quad \dots (5)$$

M_v : 体積圧縮係数

C_c : 圧縮指数

c : 粘着力 (kN/m²)

$$c = q_u/2$$

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad \dots (6)$$

w_n : 自然含水比 (%)

p_0 : 初期応力 (kN/m²)

Δp : 地中増加応力 (kN/m²)

これらの方法は、現段階では地盤の圧縮特性や圧密状態が判定できないことから、精度の問題などはあるが、簡便な方法であり今後の研究成果が期待される。

SWS試験から沈下を判定する

SWS試験から沈下が生じるかを判定する手順を以下に示す。まず①建物や盛土などによる地中応力を求め、②地中応力と圧密降伏応力の大きさを比較して沈下の有無を判定する。沈下が生じると判定された場合、前項で述べた方法で③沈下量を求める。

①建物や盛土などによる地中応力

まず、現状地盤の荷重状態を知るために初期応力 p_0 を計算する。土の重さは、粘性土で16kN/m³、砂質土

で18kN/m³程度とし、地下水位以深では浮力が生じることから水の重さ10kN/m³を差し引く。次に、建物や盛土などの接地圧 q を計算する。建物の重さは2階建て10kN/m²、3階建てで15~20kN/m²程度のものが一般的である。そのうえで、地中増加応力 Δp を (7) 式により計算する。

$$\Delta p = q \cdot f_B(m, n) \quad \dots (7)$$

Δp : 地中増加応力 (kN/m²)

q : 接地圧 (kN/m²)

$f_B(m, n)$: 長方形面上の等分布荷重に対する関数 (図7)

(7) 式は、接地幅・長さ・深さから $f_B(m, n)$ 値を求め、接地圧を乗じるものである。これを図8のように接地面を分割して計算し、重ね合わせることで中央の地中増加応力を求めることができる。

②沈下の判定

地盤の沈下が発生するか否かは、その地盤がどの程度の荷重まで沈下しないかがわかれば判定することができる。この限界値を圧密降伏応力 p_y という (図9)。圧密降伏応力の大き

きは、上載荷重の大きさや時間の経過とともに徐々に強度増加した値などから決まる。この値は、圧密試験より求めるのが一般的であるが、文献¹¹⁾ではSkemptonの修正式を用いて (6) 式で求める方法を提案している。

$$p_y = 1.2q_u \text{ (沖積粘土)} \quad \dots (8)$$

[初期応力 p_0 + 地中増加応力 Δq] と [圧密降伏応力 p_y] の大きさを比較して、(9) 式により沈下の有無を判

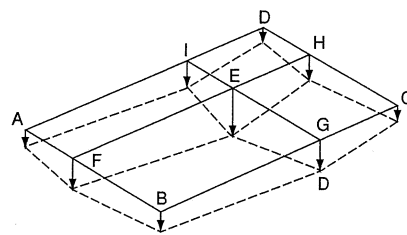
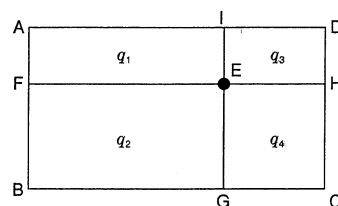


図8 不同沈下量の計算の考え方⁹⁾

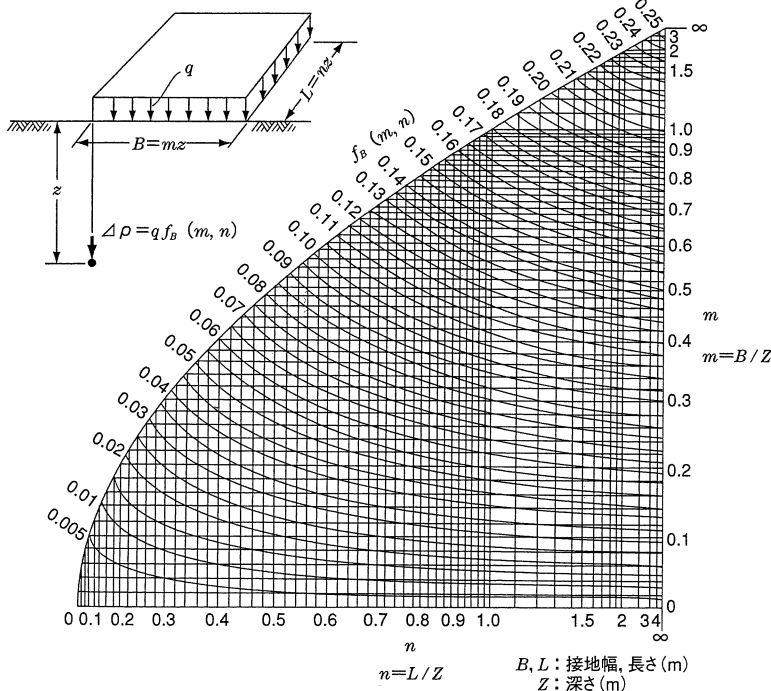


図7 $f_B(m, n)$ を求める図

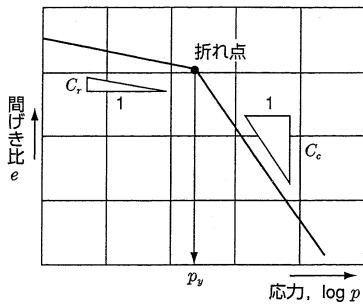


図9 圧密降伏応力 P_y

定する。

$$\left. \begin{aligned} (p_0 + \Delta q) \leq p_y &\cdots \text{沈下しない} \\ (p_0 + \Delta q) > p_y &\cdots \text{沈下する} \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

事例に基づく沈下算定

ここでは、1.2mの盛土をして2階建て住宅を建築する場合の沈下量を

表2 地中応力と判定の基準値

深度 (m)	初期応力 (kN/m ²)	地中増加応力 Δp (kN/m ²)			載荷後の地中応力 ($p_0 + \Delta p$) (kN/m ²)	判定の基準値	
		中央	隅角	平均		W_{sw}	N_{sw}
1	16.5	29.8	7.5	18.6	35.1	750	
2	33.0	28.6	7.4	18.0	51.0	1000	
3	39.5	26.2	7.3	16.7	56.2		4
4	46.0	23.3	7.1	15.2	61.2		8
5	52.5	20.2	6.9	13.5	66.0		16
6	59.0	17.4	6.5	12.0	71.0		20
7	65.5	14.9	6.2	10.5	76.0		24
8	72.0	12.8	5.8	9.3	81.3		32
9	78.5	11.2	5.4	8.3	86.8		36
10	85.0	9.6	5.0	7.3	92.3		44

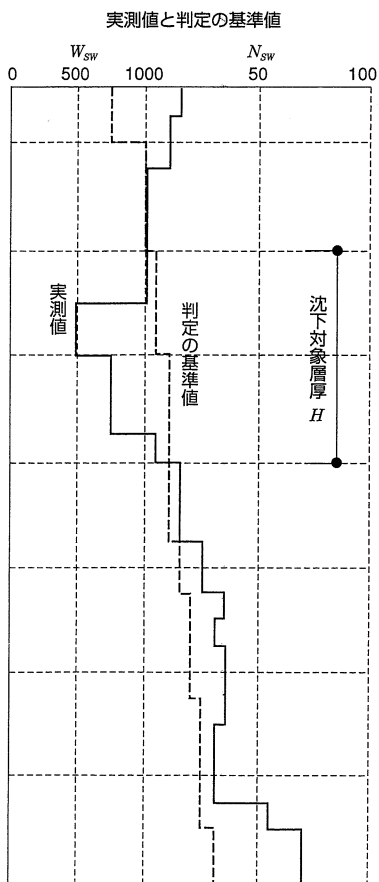
表3 沈下の判定表

深度 (m)	実測値		沈下の判定	
	W_{sw}	N_{sw}	判定の基準値	判定
25			W_{sw}	N_{sw}
50				
75	16	750		
1.00	8	750		
25	8	1000		
50	1000	1000		
75	1000	1000		
2.00	1000	1000		
25	1000		4	×
50	1000		4	×
75	500		4	×
3.00	500		4	×
25	750		8	×
50	750		8	×
75	750		8	×
4.00		4	8	×
25	16		12	
50	16		12	
75	16		12	
5.00	24		16	
25	24		16	
50	36		16	
75	32		20	
6.00	36		20	
25	36		20	
50	36		24	
75	32		24	
7.00	32		24	
25	32		28	
50	56		28	
75	72		32	
8.00	72		32	

地盤補強の
必要性 有・無

* 沈下判定基準

実測値と判定基準を比較して、実測値<判定の基準値ならば「×」印を付け、下記の場合、地盤補強が必要
 ・6m以内で×が続けて5個以上
 ・8m以内で×が合計8個以上



算定する。地盤調査の実測値を表3の左欄に示す。接地面は8×12m、盛土と建物を合わせた接地圧30kN/m²、土の重さ16.5kN/m³、地下水位2mとする。

①建物や盛土による地中増加応力

(5)式により地中増加応力を求める。ここでは、軟弱層の中心である深度3mの土を例に地中増加応力の算定方法を示す。

有効土被り圧 p は、土の重さの16.5kN/m³×3m=49.5kN/m²から、浮力1m×10kN/m³=10kN/m²を差し引いて、39.5kN/m²となる。

隅角の地中増加応力は、 $B=8m$ 、 $L=12m$ 、 $Z=3m$ より、図7から $f_B(m, n)=0.243$ となり、 $\Delta p=30kN/m^2 \times 0.243=7.3kN/m^2$ が求められる。中央は4分割して、 $B=4m$ 、 $L=6m$ 、 $Z=3m$ より、 $f_B(m, n)=0.218$ となり、 $\Delta p=30kN/m^2 \times 0.218 \times 4=26.2kN/m^2$ が求められる。

建物建設後の地中増加応力は、有効土被り圧に地中増加応力(平均)を加えたものであるから、 $39.5 + (7.3 + 26.2) / 2 = 56.2kN/m^2$ となる。

算定した地中増加応力から(6)(8)式を用いて W_{sw} 値、 N_{sw} 値に換算すると沈下判定の基準値が割り出される。1mごとに地中増加応力を算定して整理すると表2となる。

②沈下の判定

沈下の判定表を表3に示す。SWS試験の実測値と判定の基準値を比較して、実測値<判定の基準値ならば「×」とし、6m以内で×が続けて5個以上あるいは8m以内で×が合計8個以上では、不具合となる沈下が発生し、補強対策などが必要と判断する。このケースの場合、2m~4mで×が8個続くので、この層厚2mの範囲の地盤で沈下が生じると判定できる。

③沈下量を求める

SWS試験の貫入抵抗値(沈下が生

じる層厚2mの平均値)から(3)式、(3)式により体積圧縮係数を求め、(2)式を用いて沈下量を算定する。

$$q_u = 0.045 \times 781 + 0.75 \times 0.5 = 35.5 \text{ kN/m}^2,$$

$$c = 35.5/2 = 17.8 \text{ kN/m}^2,$$

$$m_v = 1/(80 \times 17.8) = 0.0007$$

- 隅角の沈下量：
 $S = 2 \times 0.0007 \times 26.2 = 0.037 \text{ m}$
- 中央の沈下量：
 $S = 4 \times 0.0007 \times 26.2 = 0.079 \text{ m}$

沈下量は、隅角で3.7cm、中央で7.9cmとなり、これらを差し引きして、不同沈下量は4.2 (7.9-3.7) cmとなる。傾斜は、4×6mの対角の水平距離=7.2mであるので、5.8/1,000 (42/7,200)となる。変形は、これの2倍となるので、11.6/1,000である。これらの値は、それぞれの基準値、6/1,000、3/1,000を上回り、不具合の発生する可能性は大きく、補強対策などが必要と判断される。

なお、住宅基礎の剛性は、傾斜・変形の抑制効果と荷重の再配分効果があることから、傾斜と変形に抵抗するものである。しかし、住宅の剛性を定量化することは煩雑であるため、現段階では上記計算結果を若干の安全側として採用することが提案される。

ここでは1物件の事例であったが、実際は図10に示すように規模の大

きい盛土の場合が多い。このような盛土では、それぞれの建物が盛土(敷地)中央に向かって傾斜して、不具合が生じる。

周辺環境をも配慮したトータルな調査・検討・評価が必要である。

おわりに

建物が不同沈下して悩んでいる人たちに、沈下の現象をやさしく解説しようとしたが、誌面の都合で記載できなかった。ここでもう一度まとめてみると次のようになる。

- ① 極限支持力は荷重を加えると地盤がスベリ破壊するときに抵抗する力である。常時(長期)の支持力は安全率が3(極限支持力の1/3)であり、沈下は少ない。
- ② 支持力の影響範囲は基礎幅の1~1.5倍以浅である。
- ③ 住宅基礎地盤に不具合が生じる主な原因は、圧密沈下と圧縮沈下である。
- ④ 沈下で不具合が生じるのは、沈下の量ではなく傾斜や変形によるものである。
- ⑤ 沈下が生じるかの判定は、地盤にすでに加えられている荷重(圧密降伏応力 P_y)に対し、これから加えられる荷重と初期応力の和を比較して行う。

⑥ 沈下の算定はSWS試験、圧密試験結果と算定式で求める方法と既存の建物や地盤などの沈下経過を实测して推測する方法がある。

沈下量を算定する方法は、地盤の不均一・水位の変化・荷重のバランスなどに大きく左右されるため、正確に求めるのは非常に難しいが、実測値により推定することが、沈下が生じるかどうかを判定するのに有効である。

(わかめ よしお、くどう けんじ)

【参考文献】

- 1) 桑原文夫：地盤工学(図1は上図のみ) p.81, p.136, 2002年
- 2) 東京都土木研究所：東京都総合地盤図 I, pp.69-90, 1977年
- 3) 住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準：平成12年建設省告示第1653号
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.152-154, 2001年
- 5) 工藤賢二、浜口雄二：宅地造成地盤の性能評価例, 基礎工, pp.47-50, 2003年11月
- 6) 若命善雄, 他：ザ・ソイル, pp.40-42, p.95, 建築技術, 2000年
- 7) 直井正之：住宅をつくるための「住宅基礎の地盤」がわかる本, pp.149-158, 建築技術, 2002年
- 8) 竹中準之助：粘土のサンプリングとその信頼度, 日本材料試験協会, 1962年
- 9) 田村昌仁, 他：スウェーデン式サウンディングで自沈層が認められた地盤の許容応力度と沈下の検討, 建築技術, pp.106-111, 2002年3月
- 10) 土質工学会：土質工学ハンドブック, 1982年
- 11) 若命善雄：戸建住宅の基礎地盤の支持力と沈下判定法の提案, 基礎工, pp.56-60, 1997年11月

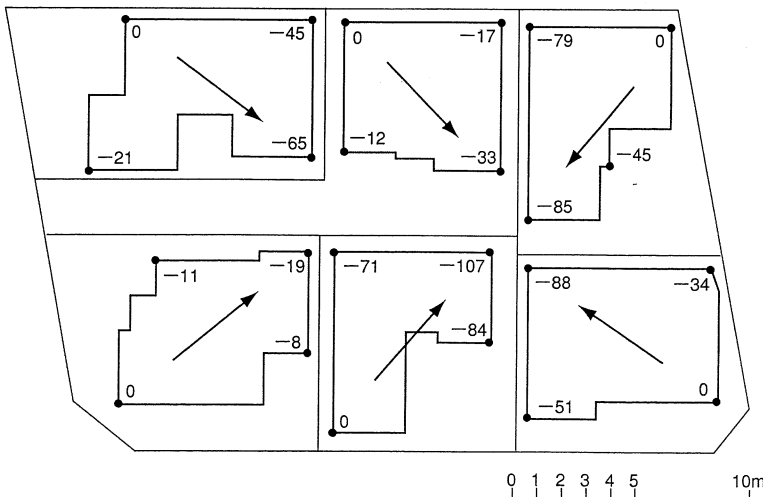


図10 規模の大きい盛土の場合