

報文

擁壁の変状により
不同沈下した住宅の修復事例

高田 徹*

1 はじめに

擁壁を有する宅地では、擁壁の変状に起因して住宅が不同沈下してしまうことがある。また盛土擁壁の場合は、擁壁背面土の締固め不足が要因となって不同沈下するリスクもある。

これらの課題に対し、最近では、①既存擁壁の補強、または新たに擁壁を構築する、②住宅基礎を擁壁の安息角ラインより下部に設ける、③擁壁背面部の地盤改良や杭状地盤補強を行うなどの対策があげられ、一般化しつつある。当然ながら、その対策によるコストが建設費に追加されるので、すべてが遵守して建設されているわけではない。また古い宅地では、設計時にこのような考慮もなく建設された物件もそこそこある。あくまで私感になるが、住宅の沈下修正工事の中で擁壁付き宅地で行うケースは、平坦地の宅地に比べ比較的多いと思われる。

擁壁付き宅地の沈下修正工事で、擁壁背面土の締固め不足が要因の場合は比較的修正しやすい。なぜなら、擁壁自体は安定しているので、住宅だけを対象として修復すればよいからだ。他方、擁壁の安定が図れずに変状を起こし、それに追従して住宅が不同沈下した場合は厄介である。なぜなら、擁壁の安定も含めて沈下修正の検討をしない限り、長期的な安定が図れないからである。しかし後者のケースは、往々にして施工的・経済的制約から擁壁の安定も含めた設計・施工が実施できず、とりあえず住宅の不同沈下のみ修復したという事例も多い。

本稿では、擁壁の変状により不同沈下した住宅に対して、長期的な安定も考慮して鋼管圧入工法で修復した事例を紹介する。

2 修正物件の概要と被害内容

2.1 建物概要

- ・用途：集合住宅
- ・建築面積：178.87m²
- ・階数：地上2階，地下なし
- ・構造種別：木造
- ・基礎構造：布基礎
- ・地盤改良：なし

2.2 敷地概要

図-1に建物の敷地配置の平面と断面を示す。敷地は、前面道路（南側）から北側に向かって緩く傾斜した空地进行造成し、擁壁高1.25m～2.1mのL型鉄筋コンクリート

造擁壁を北側と東側に新設した宅地である。造成盛土厚は南側で0.6m、北側で1.8mである。建物は、北側の隣地境界線から0.7mの離隔で建てるため、一部擁壁底版と建物基礎が重なる配置となっている。

2.3 地盤概要

図-2に建設時に実施したスウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS試験と記す）結果を示す。深度

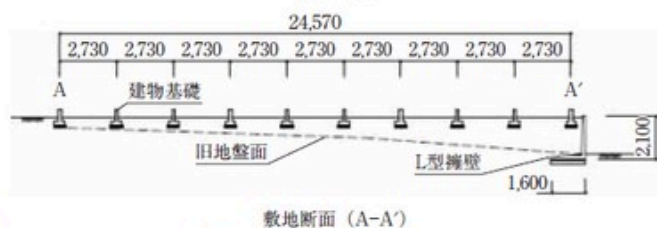
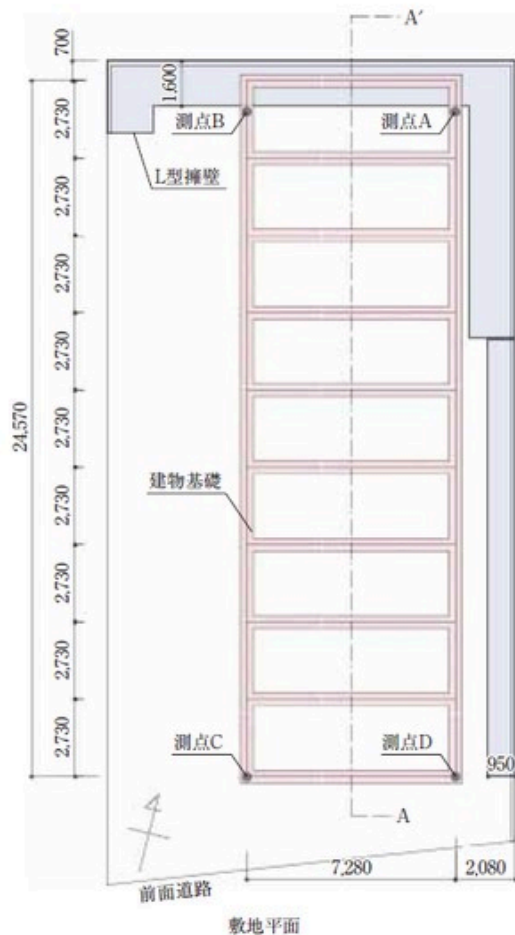


図-1 敷地配置図 (単位: mm)

*TAKATA Tōru (株)設計室ソイル 代表取締役社長、技術士(建設部門) | 東京都中央区日本橋3-3-12 E-1ビル4階

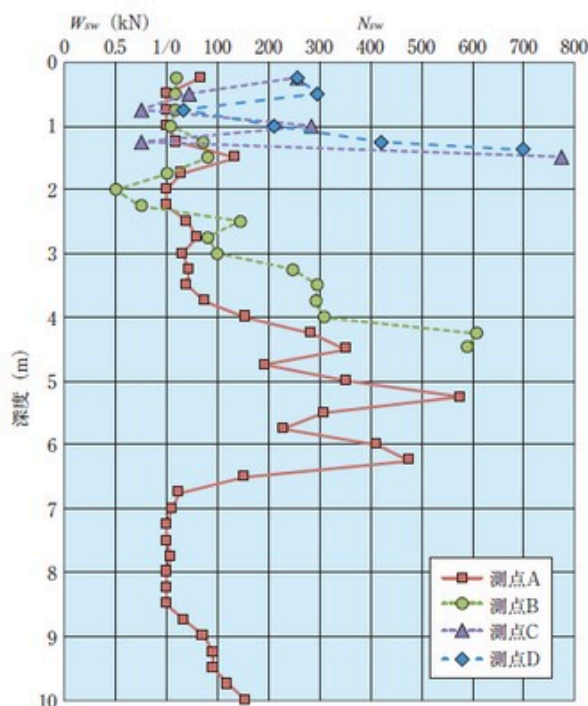


図-2 SWS試験結果 (各測点No.の調査位置は図-1参照)

表-1 地盤の長期許容支持力 q_a の算出結果 (基礎下2mの平均値)

測点No.	q_a (kN/m ²)
A	44.7
B	42.5
C	99.4
D	110.9
平均値	74.4

2.25m以浅に $W_{sw}=0.50\sim1.0$ kN自沈層が見られるが、それ以外は回転層である。ただし、4測点中3測点は深度1.5~4.0m付近の硬質層で貫入不能となり、測点Aのみ貫通できている。その結果だと、深度7.25~8.5mに $W_{sw}=1.0$ kN自沈層が認められる。

2.4 基礎計画

地盤の長期許容支持力 q_a を、 $q_a=30\overline{W_{sw}}+0.64\overline{N_{sw}^{1/2}}$ で算出した結果を表-1に示す。 q_a は42.5~110.9kN/m²、平均74.4kN/m²であった。当時の基礎計画の詳細は不明だが、建物の基礎設計荷重度が50kN/m²で、地盤の支持力は平均値にて満たしているとして直接基礎にて建設されていた。

また擁壁部に関しては、測点A、Bの深度2.5m~4.5mの範囲で算出すると、 $q_a=77.4\sim115.9$ kN/m²であった。L型鉄筋コンクリート造擁壁の標準構造図²⁾を参考にすると、地上高2.0mの擁壁で地盤に必要な長期許容応力度は100kN/m²と定められている。これに関しても、当時の計算書の詳細は不明だが、直接基礎にて建設されていた。

2.5 沈下被害と要因の考察

図-3に、建設から8年経過後の建物レベルの測量結果を示す。建物のレベルは南側から北側に向かって沈下

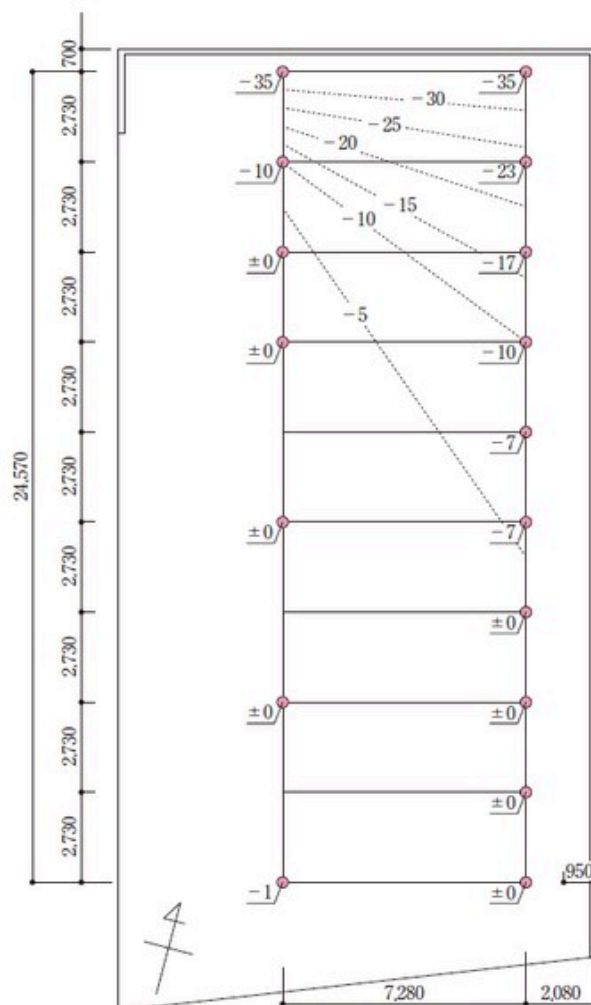


図-3 建物レベル調査結果 (単位: mm)



写真-1 建物基礎のクラック

しており、相対沈下量は35mm、傾斜角1.4/1,000と少ないが、北側で変形角9.2/1,000と大きな変形が見られており、その変形の大きな位置で基礎にクラックが生じていた(写真-1)。また、擁壁については十分な調査はしておらず、目視ではあるが北側コーナー部に向かって擁壁天端が下がっており、また擁壁目地部に開きが見られた。

考えられる沈下要因は2つ上げられる。1つは、擁壁近傍側で建物基礎が変形していることから、擁壁埋戻し

土の緩みによる沈下が考えられる。もう1つは、造成盛土厚が0.6~1.8mと差があり、盛土厚の厚い側に建物と擁壁が下がっていることから、建物荷重だけでなく盛土荷重による下部地盤の沈下と、盛土材自身の収縮が上げられる。

3 設計

3.1 工法選定

一般に戸建住宅の沈下修正でよく用いられる工法は、鋼管圧入工法、耐圧版工法、注入工法、土台上げ工法の4種である。これらの特徴と概要は参考文献3)を参照されたい。

当件の場合は、布基礎であることと建物と擁壁の離隔が狭いことから、注入工法は不適だと判断する。また、築年数からすると現況安定している可能性は十分あるが、擁壁にも沈下傾向が見られることから、擁壁に新たな荷重を与えるのはよくない。また、降雨によって擁壁埋戻し土が目地部などから流出することも考えられ、緩みが促進される可能性がある。よって土台上げ工法と耐圧版工法は適用困難と判断した。

以上の考察より、鋼管圧入工法を選択した。課題は擁壁底版と建物基礎がラップする箇所の扱いである。一般に擁壁底版に鋼管を載せて修正することもあるが、本件の場合は擁壁底版下部が無補強で、擁壁に十分な安定が図れていないので鋼管は載せられない。そこで、擁壁底版を事前にコアリングして、擁壁底版下の地盤まで鋼管を圧入する方法を選択した。

3.2 鋼管圧入計画

3.2.1 鋼管の長期許容鉛直支持力の算定

鋼管の許容鉛直鉛直支持力 R_a の算定は、地盤から決まる長期許容鉛直支持力 R_{a1} (式(1))と鋼材から決まる許容圧縮力 R_{a2} (式(2))の小さい方とする。

$$R_{a1} = \frac{1}{3}(R_p + R_f) \quad \dots\dots\dots(1)$$

R_p : 鋼管先端部における極限先端支持力 (kN)
($=200 \cdot \bar{N} \cdot A_p$)

A_p : 鋼管先端断面積 (m²)

$\bar{N}$: 鋼管先端部の平均 N 値 (範囲: 鋼管先端部の上下1D)

R_f : 鋼管周囲の地盤による極限周面摩擦力 (kN)
($=D \cdot \sum(\tau_d \cdot L_i) \cdot \pi$)

D : 鋼管径 (m)

τ_d : 鋼管の各層に作用する周面摩擦力 (kN/m²)

L_i : 各層の層厚 (m)

$$R_{a2} = \frac{1}{1.5}(F_c \cdot A_p(1 - \alpha - \beta)) \quad \dots\dots\dots(2)$$

F_c : 設計基準強度

$$= \begin{cases} F(0.8 + 2.5 \cdot t_e/r) & \text{for } 0.01 < t_e/r < 0.08 \\ F & \text{for } t_e/r < 0.08 \end{cases}$$

F : 鋼材の基準強度 ($=235\text{N/mm}^2$; STK400)

t_e : 鋼管の肉厚 (m) (腐食しろ1mm考慮)

r : 杭の有効半径 (m)

α : 継手低減率 (0.05/箇所)

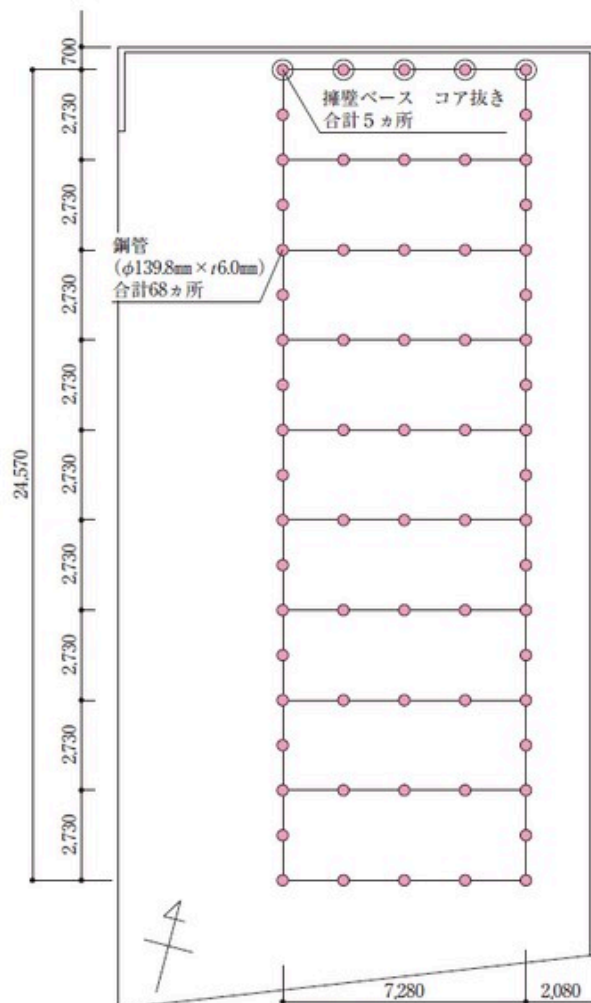


図-4 鋼管配置

β : 長さ径比による低減率

$L/D > 100$ の場合、 $\alpha_1 = (L/D - 100)/100$

L : 杭長 (m)

ここで、代表SWS測点A(図-2)を用い、 $L=5.0\text{m}$ 、 $D=139.8\text{mm}$ 、鋼管肉厚 $t=4.5\text{mm}$ と設定した場合の鋼管の許容鉛直鉛直支持力 R_a を計算した結果、以下のとおりとなった。

$$R_a = \min(R_{a1}, R_{a2}) = \min(41.25, 150.1) = 41.25\text{kN}$$

3.2.2 鋼管本数の照査

基礎接地面積: 121.94m^2 、基礎幅: 0.45m 、基礎設計荷重: 50kN/m^2 より、これらを掛け合わせると、設計重量は $2,743.65\text{kN}$ となる。これより、必要鋼管数は以下のとおりとなる。

$$2,743.65\text{kN} \div 41.25\text{kN/本} = 66.5 \approx 67\text{本}$$

図-4に鋼管配置を示すが、合計68本にて配置した。

図より、鋼管の最大間隔は 1.82m であるが、その最大間隔部で布基礎に発生する曲げモーメントとせん断力は、いずれも許容値以内であることを確認した。

4 施工

図-5に施工フローを示す。施工自体は、一般の鋼管



図-5 施工フロー



写真-2 コアドリルによる擁壁底板コアリング状況



写真-4 鋼管圧入状況



写真-3 擁壁底板コアリング完了状況



写真-5 エポキシ樹脂注入状況

圧入工法と同じ手法であるが、異なる点は鋼管圧入の前にコアドリルで擁壁底板をコアリングしたことである（写真-2、写真-3）。

鋼管圧入工では、設計長5mに対して1.25～5.1mの範囲で圧入した（写真-4）。この鋼管圧入長のバラツキは、図-2のSWS結果でも想定できる長さではあるが、現場管理上は油圧ジャッキで最低軸力の2倍以上かかることを確認している。なお、1カ所ごとに基礎が持ち上がろうとする状態まで確認しないと、水平修復工で鋼管が再び圧入されてしまうことがある。そのため、実際には最低軸力の2倍をはるかに超える荷重をかけて確認し、基礎の水平修復ならびに埋戻しを行っている。結果的には、基礎の水平変位は±3mmの範囲で修正できた。

水平修復後、基礎のクラックが著しい部分については、エポキシ樹脂注入にて基礎を補修した（写真-5）。

5 おわりに

本稿は、擁壁の変状により不同沈下した住宅に対して、

鋼管圧入工法で修復した事例を示した。擁壁の変状に起因して住宅が不同沈下すると、擁壁の安定を含めた設計施工を要することから、沈下修正費用は通常よりも高くなる。あるいは長期的な安定は確保できないが、住宅を水平にするかのどちらかである。

これを踏まえると、擁壁付き宅地での住宅基礎設計は、通常の基礎設計の前に、擁壁の安定検討が重要な設計項目でないといけないような気がする。

〈謝辞〉 本論文をまとめるに当たり、データ提供・分析にご協力いただきました報国エンジニアリング(株)の執行役員技術部長に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 一般社団法人日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008.
- 2) 横浜市建築局：宅地造成の手引き，p. 104，2018.4.
- 3) 高田徹：沈下修正工事のトラブル要因と防止対策，基礎工，Vol. 38，No.9，2010.9.