

報文 宅地擁壁の改修・補強事例

鹿糠 嘉津博* / 佐藤 秀人**

1. はじめに

宅地擁壁は、防災安全上からもしっかりと設計・施工されるべきであるが、昭和中期以前の宅地擁壁は、設計時の思想が曖昧なため、地震や台風などの災害時に崩落・崩壊などの被害を生じる危険性を有するものが多い。また、近年では、宅地擁壁にも周囲環境に配慮した美観や土地の有効活用のための形状が要求されることも少なくなってきた。本報告では、構造・耐震性能、周囲環境、経済性などに配慮し、これに基づいて施工した宅地擁壁の改修・補強事例を紹介し、設計の考え方について述べる。

2. 宅地擁壁の改修・補強事例

2.1 事例1：Y市山の手地区の改修工事例

Y市の山の手地区には、斜面を利用した雑壇状の宅地が多い。この地区の宅地Aの擁壁は、下段は昭和初期に築造した自然石の間積積み、上段が戦後に造成した大谷石積みの2段擁壁（高さ $H=5\text{m}$ ）であったが、平成16年の台風22・23号によって長さ $L=8\text{m}$ に渡って擁壁下段から崩壊した（写真-1）。

改修工事上の問題点は、底板基礎部での支持力は 150kN/m 程度であり、直接基礎での擁壁築造は困難であること、接道部分が階段であり幅も狭いため一般的な重機を使用した施工ができないという2点であった。そこで、小型のボーリングマシンで施工可能な小口径鋼管杭（ $\phi 165.2\text{mm}$ ）を用いた杭基礎と、耐震上も有利である2点支持式のコンクリート擁壁（図-1、図-2）を採用した改修工事を試みた。設計では、擁壁と背面梁（控え梁）を架構としてモデル化し、応力解析によって断面を決定した（写真-2）。この方法は、擁壁改修に伴う掘削範囲も小さくて済むので、擁壁から家屋までの距離に余裕がない場合でも施工可能である。



写真-1 事例1の施工前



写真-2 事例1の施工後



写真-3 事例2の施工前



写真-4 事例2の施工後

2.2 事例2：K市の補強工事例

K市の宅地Bは、高さ2mの逆T型擁壁を持つが、擁壁前面は勾配の急な自然土の法面（高低差2m）となっており（写真-3）、降雨時や地震時の崩壊が危惧される。そこで、既存擁壁の前面1.9mに山留め壁を兼ねた自立型擁壁を新規に築造する補強工事を実施した

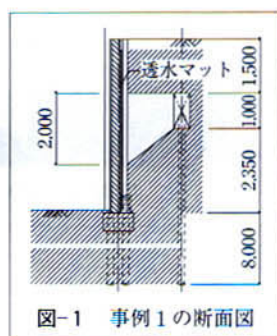


図-1 事例1の断面図

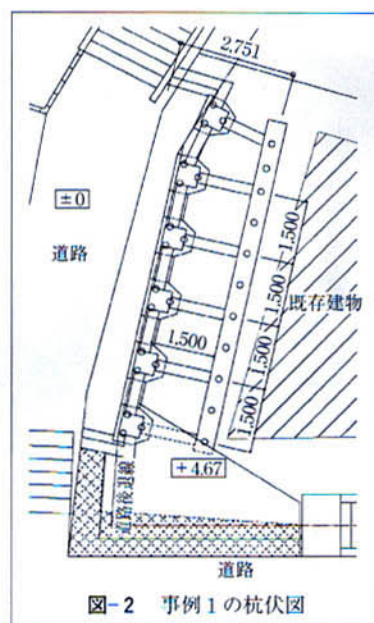


図-2 事例1の杭伏図

*KANUKA Katsuhiko 株式会社デザイン 代表取締役

**SATŌ Hideto

日本大学 理工学部 海洋建築工学科、博士（工学）

横浜市西区桜木町7-45-6

千葉県船橋市習志野台7-24-1

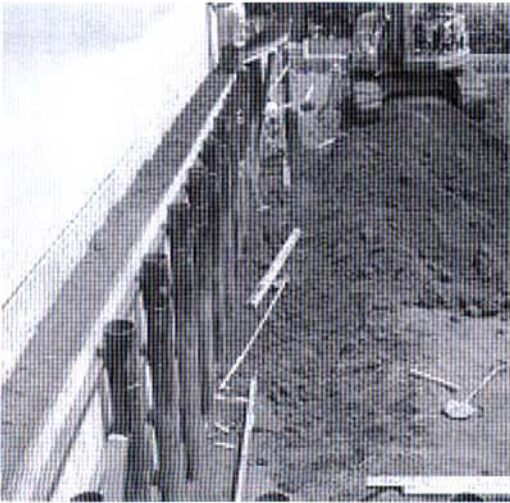


写真-5 事例2新規擁壁の施工手順①



写真-6 事例2新規擁壁の築造手順②

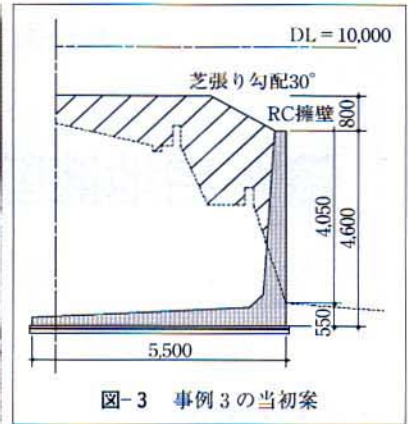


図-3 事例3の当初案



写真-7 事例3の施工前



写真-8 事例3の施工後

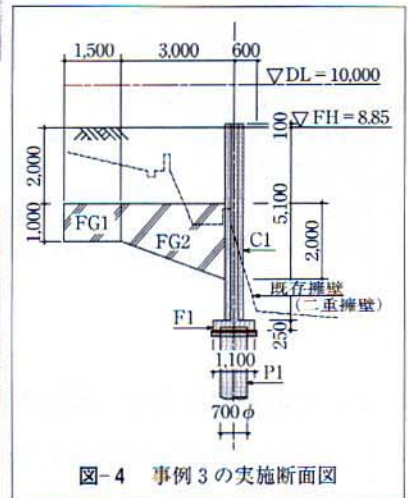


図-4 事例3の実施断面図

(写真-4)。

新規擁壁の築造手順は、まず、長さ $L=6$ mの小径口鋼管($\phi 165.2$ mm)を1 m間隔で圧入し、縦矢板を挿入した後にL型鋼(50×50)で緊結する(写真-5・写真-6)。次に鋼管の前後に鉄筋を縦・横に配筋し(D13@200ダブル)、コンクリートを打設して厚さ $t=35$ cmの自立型擁壁を構築した。なお、鋼管内部にもコンクリートを打設することで剛性を高め、構造上の余裕度を確保した(コンファイン効果)。この工法は、山留めを兼ねた自立型擁壁である。従来の片持ち擁壁などと比較すれば、土工事、作業効率、コストダウンが計れる。また、地盤が悪いところでも施工可能である。

2.3 事例3：O市の改修工事例

O市の宅地Cは、石積み二段擁壁(写真-7)を有する。この擁壁は戦後に構築されたものであるが、現行の建築基準法既存不適格であるため、早急な改修工事が必

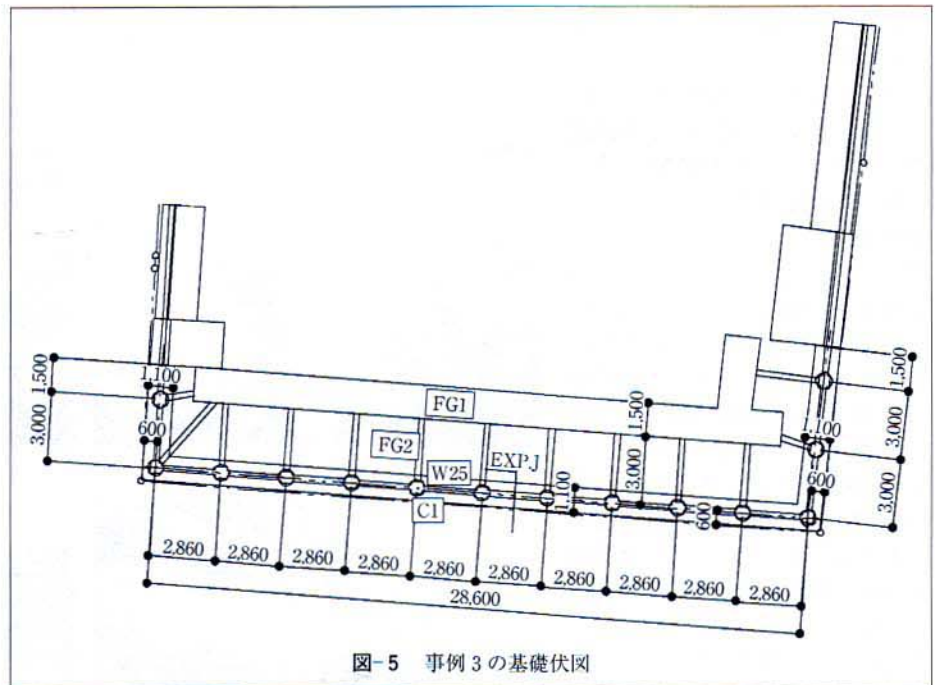


図-5 事例3の基礎伏図

要であった。当初は図-3に示すような高さ約 $H=5.0$ mのL型擁壁を計画していたが、地盤調査の結果、底版面の地盤が軟弱であり(図-6)不同沈下を生じる危険性が判明した。

① 底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} (B_v / 0.3)^{-3/4}$$

② 底面の水平方向せん断地盤反力係数 $k_s = \lambda k_v$

B_v : 基礎換算載荷幅 (m)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で各種土質試験、又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、下式により求める。

$$k_{v0} = (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0 = (1 / 0.3) \times 1.0 \times 2,800 \times \text{N (本設計例)}$$

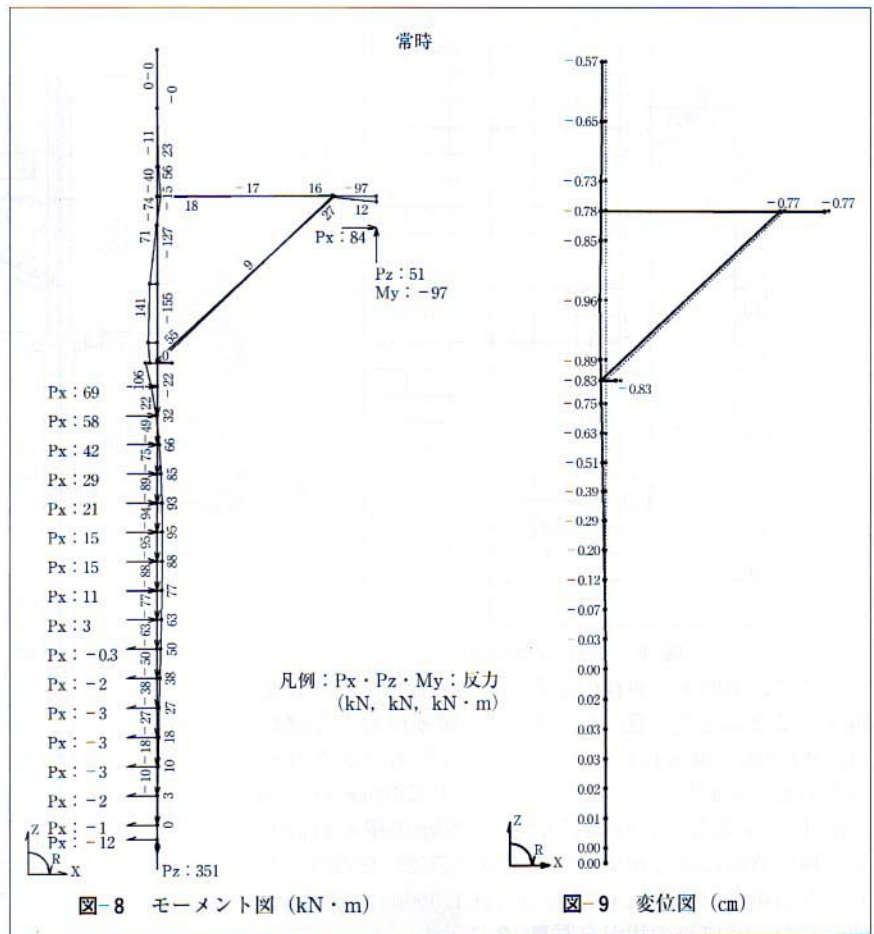
k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

$\lambda = 1/3 \sim 1/4$ (本設計例では $\lambda = 1/3$ とした)

ただし、主動滑り線 ($45^\circ + \phi/2$) の外側に超剛性基礎F1を設ける。設計条件 (要求性能については、杭頭変位は10mm以内、柱・壁の頂部変位は30mm以内とする。また、擁壁の回転角は $0.25 \times 10^{-3} \text{rad}$ (0.0875度) 以内とする。

常時荷重時 (土圧 + 表面載荷荷重) の解析結果を図9・図10に示す。2点支持方式の擁壁の頂部変位は約5.7mm程度であり、杭頭変位は約8.7mmで、その差約3.2mmである。傾斜角度は0.037度となっている。同様の荷重条件で実施したL型擁壁 (当初案・ここでは沈下を無視する) の解析結果は、擁壁の頂部変位は約4.3mmである。壁の傾斜角度は0.049度である。ほぼ同等の変位を示す。また、2点支持方式の擁壁の水平力の分担率は柱側70% (約236kN)、長剛性基礎側30% (約84kN) である。自重については、2点支持型が全重量445kN、L型擁壁 (当初案) は約1,600kNである。L型擁壁の負担重量は、約1/4に抑えられる。

地震時の水平力については横浜市斜面地建築物技術指針によって算定した。1.2×長期土圧 + 0.2×自重である。それによって検討する。水平力は、2点支持型473kNでL型擁壁704kNである。解析結果より、2点支持方式の擁壁の頂部変位は約11.0mm程度であり、杭頭変位は約12.6mmで、その差約1.6mmである。壁の傾斜角度は、0.018度となっている。同様の荷重条件で実施したL型擁壁の解析結果は、擁壁の頂部変位は約8.7mmである。傾斜角度は、0.10度である。2点支持型は杭頭からの上部はほぼ剛体である。杭頭の変位と頂部の変位は、ほぼ同等の変位を示す。また、2点支持方式の擁壁の水平力の分担率は柱側70% (約340.6kN)、超剛性基礎側30% (約132.4kN) である。



4. おわりに

本稿では、豪雨によって崩壊した擁壁の改修工事、近隣宅地の安全性を確保するための擁壁の補強工事、適合不適格擁壁の改修工事例について紹介し、著者が開発を進めている2点支持型擁壁の設計例について述べた。2点支持型の擁壁は、L型擁壁とほぼ同等の性能を期待することができ、さらに、掘削範囲が少なく近接施工にも対応可能である、使用材料が少なく経済的であるなどいくつかのメリットを有する。今後は、施工事例の検証、より合理的な設計法の確立などの研究を進めていきたいと考えている。

■参考文献

- 1) (社)地盤工学会：地盤調査法、平成15年度。
- 2) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針付・設計例題。
- 3) 旧建設省建設経済局民間宅地指導室：宅地擁壁復旧技術マニュアルの解説。
- 4) 横浜市建築局建築審査：横浜市斜面地建築物技術指針。
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、(社)日本道路協会。
- 6) 道路橋示方書・同解説。
- 7) 田村昌仁：建築物の基礎および敷地の耐震診断と耐震改修、基礎工、2006. 10。
- 8) 国土交通省：我が家の擁壁チェックシート (案)
- 9) 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム、(社)地盤工学会、平成17年7月。
- 10) 鹿糠嘉津博、佐藤秀人：横浜における擁壁の補修・補強工事例、建築技術、pp. 174~175、2007年4月。

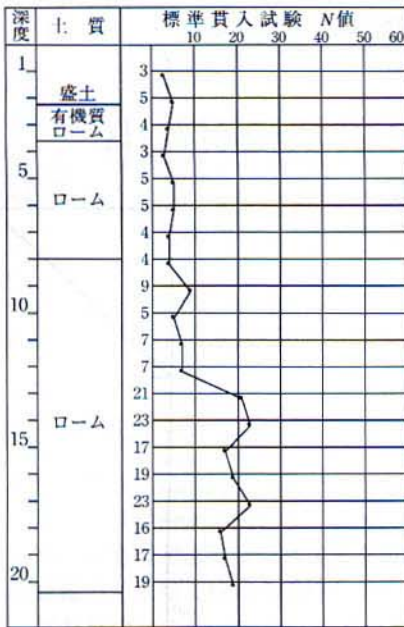


図-6 事例3の地盤調査

そこで、事例1と同様の2点支持型の擁壁を新規に築造することにした(図-4, 図-5)。擁壁前面の基礎には、φ700mm、根入れ長10,000mmの場所打ちコンクリートを約2,850mmピッチで打設し、その上に600mm×600mmのRC柱を築造して、柱間に厚さt=250mmの壁を打設した。擁壁背面には背面梁(つなぎ梁:FG2)を設け、それらを高剛性の基礎(FG1:断面寸法1,000mm×1,500mm)連結した。完成後の状況を写真-8に示す。

3. 2点支持型擁壁の特徴および設計例

本節では、2点支持型擁壁の特徴に関して述べ、前述の事例3における設計例を示す。2点支持方式の擁壁は、図-7に示すような形態をしており、以下の特徴を有する。

- ① 土圧力を2点で分散支持するので、地耐力の小さな地盤でも用いることができる。
- ② フレーム形式なので、破壊メカニズムや変形量などが比較的容易に推測することが可能であり、要求性能に見合った経済設計が可能である。
- ③ L型擁壁に比べると掘削範囲が小さいので、土工事を軽減することができる。また、背面土を必要以上に乱すことがないので、近接施工にも適応可能である。

次に、上記2点支持型擁壁を用いた事例3における計算例を示す。設計条件は表-1に示すとおりである。図-4に示すような断面計画に基づき、前面擁壁と背面側に超剛性基礎による架構を線材モデル化し、応力解析を実施した。

杭P1に採用する地盤のバネ算定⁵⁾(設計GL-1.0mは考慮しない)についてはVesic-Francisらの理論式を用いる。ただし、 K_b は下式のように与える。

$$K_b = \alpha \cdot 80 \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} \text{ (砂質土) (kN/m}^3\text{)}$$

$$K_b = \alpha \cdot 60 \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} \text{ (粘性土) (kN/m}^3\text{)}$$

α : 評価評によって決まる定数 (m^{-1})

B : 杭径 (cm)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

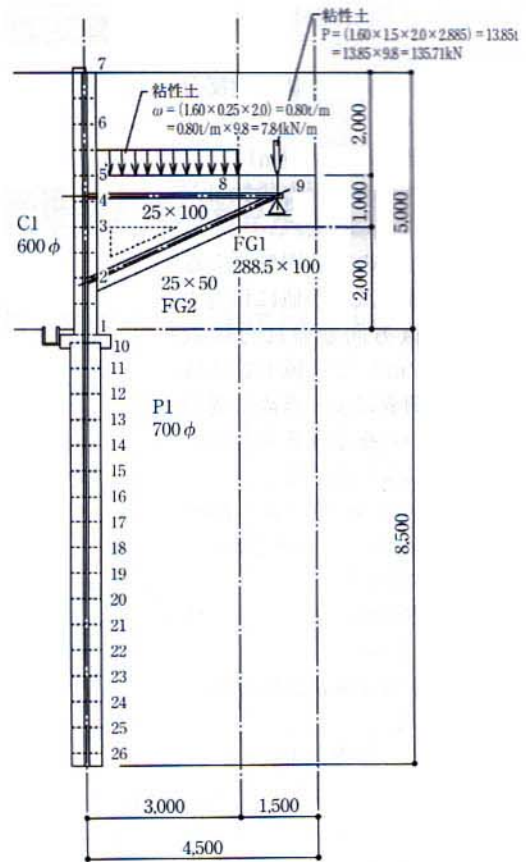


図-7 2点支持型モデル図

表-1 設計条件

1. 形式	2点支持型擁壁(粘性土)
2. 全高さ	5.00m
3. 表面載荷重	10kN/m ² (木造2階建)
4. 土質の種類	粘性土 $r = 16 \text{ kN/m}^2$
5. 内部摩擦角	$\phi = 20^\circ$ (粘着力は考慮しない)

表-2 断面性能

種類	断面(B×D)cm	I (cm ⁴)	A _n (cm ²)	A _G (cm ²)	
柱	60φ	636,173	2,827	2,827	①
杭	70φ	1,178,588	3,848	3,848	②
W25	25 50	260,417	1,250	1,250	③
W25	25 100	2,083,333	2,500	2,500	④
FG	285 100	23,750,000	28,500	28,500	⑤

v : 地盤のポアソン比

EI : 杭の曲げ剛性 (kN/m^2)

なお、地盤の変形係数 E_0 は、次式で与えられるとした。

砂質土地盤 $E_0 = 700 \cdot N$ (kN/m^2)

粘性土地盤 $E_0 = 700 \cdot N$ (kN/m^2)

N : 標準貫入試験による N 値

粘性土地盤: 0.074mm以下の細粒分を40%以上含むもの

砂質土地盤: 0.074mm以下の細粒分が20%未満のもの

また超剛性基礎F1の支持力を決めるにあたって破壊パターンを考慮し、次のように地盤反力係数⁶⁾を定める。