擁壁のトラブル事例から学ぶ

博士（工学）、技術士 右城　猛 著

第一コンサルタンツ

まえがき

著者は、50 年間にわたって土木構造物の設計に携わってきました。本書では、この間に著者が関わった 25 の擁壁トラブル事例を紹介しています。「擁壁が前方へ傾いた」「地震で倒壊した」「会計検査で設計が不適切と指摘された」といった内容で、誰もが経験あるいは身の回りで目撃しているトラブルです。

「10 年経験すれば一人前」と言われます。著者も 30 歳頃から道路橋示方書や道路土工指針などの技術基準の内容を理解できるようになりました。そうすると、現場で発生するトラブルへの技術対応を求められることが増えてきました。トラブル対応をするうちにわかったことは、技術基準は標準的な構造物を合理的に設計するために作られたマニュアルであるということでした。現場で起きている現象を説明できないことに気づきました。

「土木は経験工学」と言われます。現場で起きている現象を自分の目で観察し、その現象がどのようなメカニズムで発生したのか仮説をたて、理論的に考察してはじめて経験したことになります。優れた土木技術者になるには、このような経験を積み重ねる以外に道はないと確信しています。

本書は、著者の経験が多くの若手技術者の参考になることを期待して、トラブルの原因やメカニズムの解明に著者がどのように考えて取り組んできたかを紹介しています。

2018 年にノーベル生理学・医学賞を受賞された本庶佑博士は、受賞後の記者会見で、「本に書いてあることを簡単に信じないこと。ネイチャー誌やサイエンス誌に掲載されている論文の 9 割は嘘。10 年経って残っているのは 1 割。自分の目で確かめ、自分の頭で考えること」と話されました。

世界的に権威ある科学雑誌の論文でさえ 9 割が嘘なので、本書はほとんどが嘘だと疑って読んでください。

読者から、正解はこうだと指摘していただけたら望外の喜びとするところです。

原稿段階で、第一コンサルタンツ取締役相談役の矢田部龍一氏、技術顧問の上野将司氏、技術顧問の荒木一郎氏に数多くの貴重な助言をいただきました。また、設計部橋梁構造課の三本高義、児玉翔、吉田萠の 3 氏には、現地調査を手伝っていただきました。一言付記して謝意に代えさせていただきます。

2020 年 7 月

右城　猛

目　　次

１．水路の側壁が完成から 1 年 4 ヶ月後に転倒　1
２．擁壁が薄くても崩壊しなかったわけ　3
３．宅地擁壁が降雨で倒壊　8
４．拡幅した村道が完成直後の降雨で崩壊　12
５．ブロック塀が傾いた　13
６．ブロック積み擁壁が鉛直に立って安定　17
７．斜面上に建設した混合擁壁が降雨で倒壊　22
８．二段積み擁壁が施工 7 年後に倒壊　26
９．国道の盛土が豪雨で崩壊　34
１０．国道の路面が沈下しアスファルト舗装に亀裂　37
１１．擁壁を補強していたアンカーが飛び出した　40
１２．ひび割れが多数入った扶壁式擁壁　48
１３．会計検査で重力式擁壁の設計が不適切　55
１４．地震でＬ型擁壁が破損　59
１５．ブロック積み擁壁が地震で損壊　63
１６．山留め擁壁に作用する水圧　69
１７．護岸の背後に大きな空洞ができた　72
１８．橋台が前方へ傾斜した　79
１９．海岸道路の路面が陥没　84
２０．豪雨で二段ブロック積み擁壁が崩壊　87
２１．国道３２号の路側擁壁が傾斜　90
２２．国道５６号の路側擁壁が傾斜　93
２３．ガードレール基礎の役割　98
２４．宅地擁壁と住宅との安全な離隔距離　101
２５．路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没　108
【付録】土木技術者の心得　116

1. 水路の側壁が完成から 1 年 4 ヶ月後に転倒

2000 年 7 月に徳島県阿南市で、田んぼの水路の側壁が延長 60m にわたり図 1.1 のように転倒する事故がありました。この水路は、1999 年 3 月に竣工していました。側壁はなぜ転倒したのでしょうか。

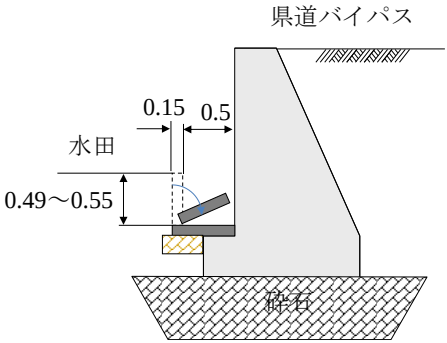
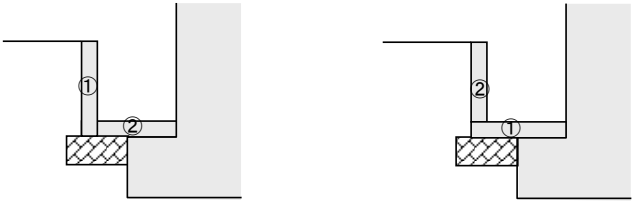


図 1.1　側溝が転倒した水路

常識の欠如による間違った施工

側壁が転倒した水路は、無筋コンクリート構造でした。無筋コンクリートの水路は、図 1.2(a)のように最初に側壁を施工し、その後で底のコンクリートを打設するのが一般的です。ところが、この順番を間違って施工していました。



(a) 正しい施工順序　　(b) 間違った施工順序

図 1.2 水路の施工方法

間違って施工すると土圧の抵抗力が 1/6 になる

正しい施工をした場合と間違って施工した場合について、土圧に対する抵抗力がどの程度異なるのか計算してみましょう。

側壁に作用する土圧を P とすれば、正しい施工をした場合の側壁の転倒に対する安全率 F_s は、抵抗モーメントと転倒モーメントの比で表すことができ、

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{1.86 \times 0.15/2}{(0.18-0.15)P}$$

となります。安全率が F_s=1.0 になる土圧は、P=4.7kN/m となります。

一方、間違った施工をした場合の側壁の転倒に対する安全率は、

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{1.35 \times 0.15/2}{0.13P}$$

となります。安全率が F_s=1.0 になる土圧は、P=0.8kN/m となります。

間違った施工をした場合、土圧に対する抵抗力は、正しい施工をした場合の 1/6 になります。側壁が転倒した原因は、施工の順番を間違えたことにありました。

著者が建設コンサルタント会社に入社して最初の仕事は、水路の材料を算定することでした。

側壁の型枠面積=側壁の全高×2×水路延長

として計算することを上司から教わりました。施工の正しい順番を考えれば、型枠面積はこのようになるというわけです。

施工の順番には、安全性を確保する上で重要な意味があったのです。

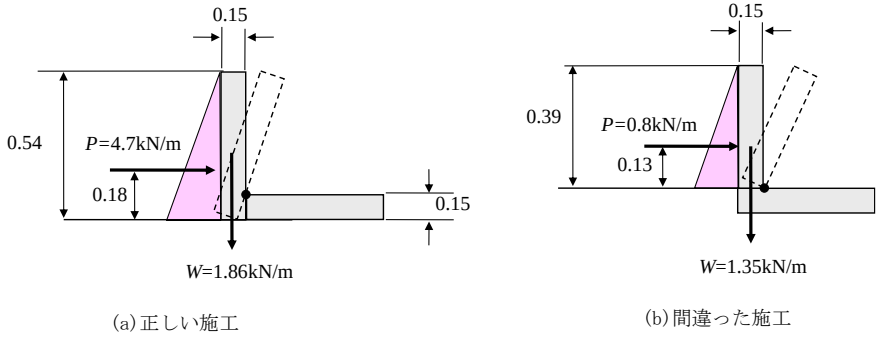


図 1.3　土圧に対する抵抗力

2. 擁壁が薄くても崩壊しなかったわけ

1985 年に、地質調査会社の技術部長(技術士 応用理学部門)をしている友人の N 氏から相談を受けました。

高知県中村市（現・四万十市）内の宅地擁壁についてでした。高さ 2.1m の間知ブロック積み擁壁の背後に盛土して宅地が造成されていたところに、さらに高さ 2.9m のもたれ式擁壁でかさ上げ盛土をして宅地を広げていました。

造成された土地に工場を建設することになり、擁壁の安全性の評価を依頼されたそうです。図面を見ると擁壁断面があまりにも薄すぎます。「こんなに薄い擁壁で大丈夫だろうか」というのが、相談の内容でした。

盛土の標準貫入試験結果は N 値が 5～9、単位体積重量は γ =20kN/m^3、三軸圧縮 UU 試験の結果は、せん断抵抗角 ϕ =40°、粘着力 c=25kN/m^2 でした。

宅地が造成されて数年がたっています。擁壁には何の変状も見られません。こんなに薄いのになぜ崩壊せずに安定していたのでしょうか。

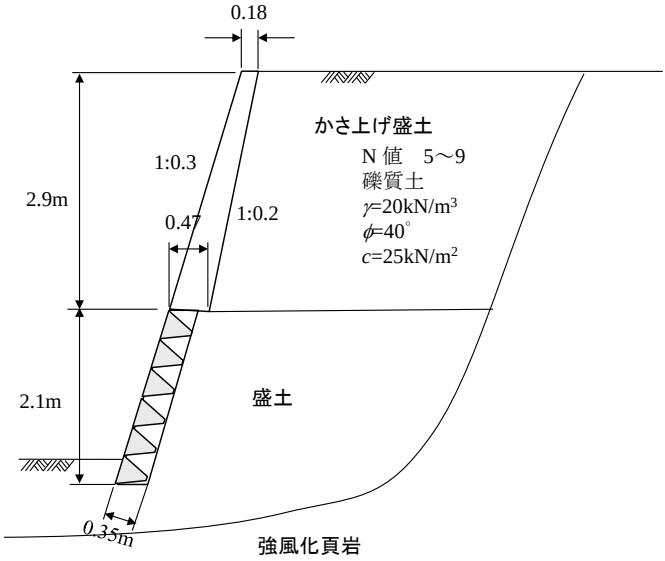


図 2.1 擁壁の断面

常識的な擁壁断面

私たちが擁壁を設計する場合には、『道路土工―擁壁工指針』あるいは『宅地防災マニュアル』に基づいて計算しています。

高さ 5.0m、前面勾配 1.0.3 のコンクリート擁壁を、背面の盛土が礫質土、砂質土、粘性土の 3 ケースで『道路土工―擁壁工指針』に基づいて計算すると、図 2.2 の断面になります。なお、擁壁底面の摩擦係数は μ =0.6 としています。

私たちはこのような擁壁を見慣れています。友人の N 氏も図 2.1 の断面を見て違和感を覚えたのだと思われます。

極端に薄い断面の擁壁が安定しているわけ

擁壁を設計する場合、盛土が礫質土であれば γ =20kN/m^3、ϕ =35°、c=0 の土質定数を標準的に使用しています。ところが、土質試験から得られた土質定数は、γ =20kN/m^3、ϕ =40°、c=25kN/m^2 です。盛土として粒土分布の良い土がよく締固められていることがわかります。このため、前面に擁壁がなくても盛土は自立できることが考えられます。つまり、擁壁は法面の風化保護の機能しか有していないことが考えられます。

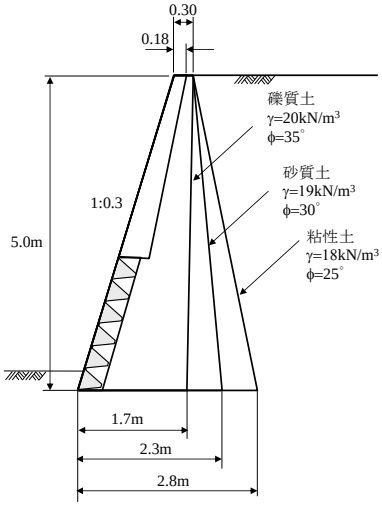


図 2.2 常識的な擁壁断面

法面の自立高さ H_c は、式(2.1)の Culmann 式で求めることができます。

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \cdot \frac{\sin\theta\cos\phi}{1-\cos(\theta-\phi)} \quad \cdots\cdots (2.1)$$

法面勾配は 1:0.3、傾斜角は $\theta = \tan^{-1}(1/0.3) = 73^\circ$ です。$\gamma = 20\text{kN/m}^3$、$\phi = 40^\circ$、$c = 25\text{kN/m}^2$ として計算すると、自立高さは、

$$H_c = \frac{4\times 25}{20} \times \frac{\sin 73 \times \cos 40}{1-\cos(73-40)} = 22.7\text{m}$$

となります。理論的には、擁壁がなくても高さ 22.7m までは自立できます。

今後の対策

現在、擁壁は安定しています。しかし、盛土内部に水が浸透すると粘着力が減少するため、危険な状態になります。また、地震で振動を受けると崩壊する恐れがあります。工場敷地として利用するのであれば、図 2.3 のように前面にコンクリートを打設して補強する、グラウンドアンカーで補強するなどの対策が必要です。

Culmann 式の誘導

Culmann 式は、法面の自立高さや、地山の土質定数を推定する上でとても便利な式です。適正に活用するには、どのような前提条件で誘導されているかを知らなければなりません。誘導してみましょう。

図 2.4 のように傾斜角 θ (勾配 1:n)で高さが H_c の法面が、直線すべりの極限平衡状態(安全率が 1.0 の状態)にあるとします。

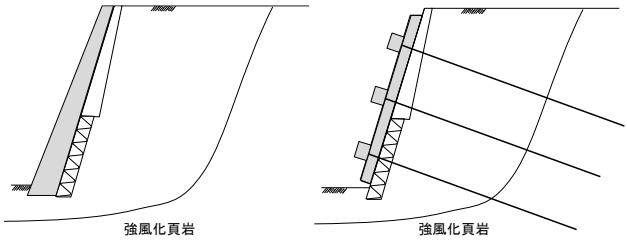


図 2.3 補強工法

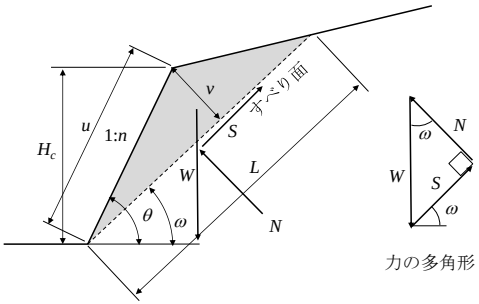


図 2.4 Culmann 式の説明

すべり面が水平となす角を ω、地山の単位体積重量を γ、せん断抵抗角を ϕ、粘着力を c、すべり面の長さを L、すべり土塊の重量を W とします。

すべり面方向のせん断力は、

$$W\sin\omega \quad \cdots\cdots (2.2)$$

すべりに対する抵抗力は、

$$S=cL+W\cos\omega\tan\phi \quad \cdots\cdots (2.3)$$

すべり面方向の力のつり合い条件式は、式(2.2)と式(2.3)より

$$W(\sin\omega-\cos\omega\tan\phi)=c\cdot L \quad \cdots\cdots (2.4)$$

のり面の長さ u は幾何学的に、

$$u=H_c/\sin\theta \quad \cdots\cdots (2.5)$$

土塊のすべり面から法肩までの距離 v は、

$$v=u\sin(\theta-\omega) \quad \cdots\cdots (2.6)$$

すべり土塊の重量 W は、式(2.5)と式(2.6)より

$$W=\frac{\gamma}{2}u\cdot v=\frac{H_c\gamma L}{2}\cdot\frac{\sin(\theta-\omega)}{\sin\theta} \quad \cdots\cdots (2.7)$$

式(2.4)と式(2.7)より、法面の限界自立高さ H_c は、式(2.8)となります。

$$H_c=\frac{2c}{\gamma}\cdot\frac{\sin\theta}{\sin(\theta-\omega)(\sin\omega-\cos\omega\tan\phi)} \quad \cdots\cdots (2.8)$$

H_c は ω の関数になっています。式(2.8)をグラフ化すると図 2.4 のようになります。H_c を最小とする ω が正解のすべり角であり、そのときの H_c が正解の自立高さとなります。

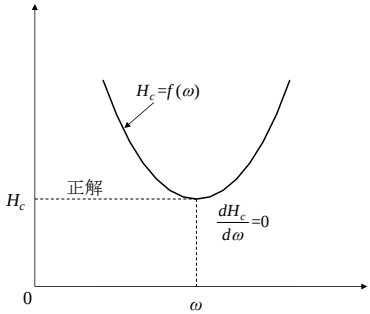


図 2.4　ωと H_c の関係

正解の H_c は、ω を変化させて数値計算によって試行錯誤的に求めることもできますが、微分法を適用すれば H_c 求める式が得られます。

式(2.8)を ω で微分して 0 とおくと、ω が次のように求められます。

$$\omega = \frac{\theta + \phi}{2} \quad \cdots\cdots (2.9)$$

式(2.9)を式(2.8)に代入して整理すると、式(2.1)の Culmann 式が得られます。

３. 宅地擁壁が降雨で倒壊

2020 年 6 月 19 日の朝、松山市内の駐車場のコンクリート擁壁が、延長 12m にわたって写真 3.1 のように倒壊しました。

写真 3.2 は倒壊を免れた端部の状態です。石積の上に現場打ちコンクリート造のもたれ式擁壁が施工されていました。

松山市では前日から雨が降っており、25 時間で 99.5mm、時間最大雨量は 13.5mm でした。

倒壊現場では、1 ヶ月前から駐車場のアスファルト舗装に写真 3.3 のような亀裂が入っていました。

以上のような状況から、擁壁が倒壊した原因を推察してください。

写真 3.1 倒壊したコンクリート擁壁(森伸一郎氏撮影)

写真 3.2 倒壊した擁壁の端部

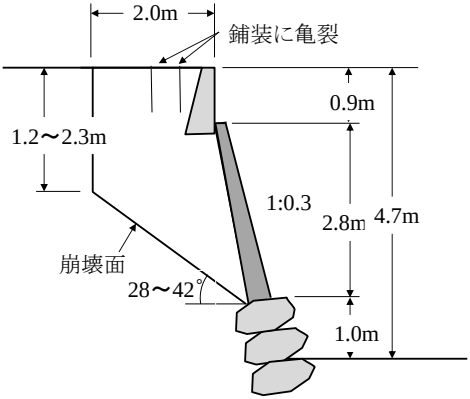


図 3.1 推定断面図

写真 3.3 崩壊の 1 ヶ月前に撮影された擁壁上部の駐車場

暗渠排水からの漏水が倒壊の原因

写真 3.1 を見ると、上段の駐車場のアスファルト舗装の下に、暗渠排水らしき構造物が見えます。写真中央から少し右側に寄ったところです。また、写真 3.3 にはグレーティングが見えます。集水桝と考えられます。

駐車場の盛土の沈下によって、暗渠排水あるいは配水管と集水桝の取り付け部に損傷を生じ、そこから漏水したことが考えられます。

漏水で盛土の飽和度が高まると、粘着力が減少し、土圧が増加します。その結果、擁壁が前方へ回転変位し、盛土が緩み写真 3.3 に見られるような亀裂が入っ

たものと推測されます。

その亀裂から雨水が入り、盛土が飽和状態になり、土圧がさらに増加して擁壁を倒壊させたものと推測されます。

崩壊面の形状から c、ϕを推定

倒壊した擁壁の壁厚は、写真 3.1 に見られるように常識では考えられないほどの薄さでした。普通丸鋼 ϕ 9mm が 300mm 間隔に配置されていました。この鉄筋は擁壁の部材強度を高めますが、外的安定性を高める効果はありません。

断面がこのように薄くても長年にわたり擁壁は安定していました。これは、盛土の粘着力の効果です。擁壁に土圧がほとんど作用していなかったためと考えられます。

崩壊面は図 3.1 の形状をしています。ここで、次の 2 つの条件を設定することによって、盛土の粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ (=内部摩擦角)の両方を理論的に求めることができます。

【条件 1】土塊 abcd のすべり安全率は 1.0 である。

$$F_s = \frac{W\cos\omega\tan\phi + cL}{W\sin\omega} = 1.0 \quad \cdots\cdots (3.1)$$

【条件 2】法面 cd は極限平衡状態にあり、h_c の高さで鉛直に自立している。

h_c で鉛直に自立するために必要な粘着力 c は、Culmann 式で式(3.2)のように表されます。

$$c = \gamma h_c \frac{1-\sin\phi}{4\cos\phi} \quad \cdots\cdots (3.2)$$

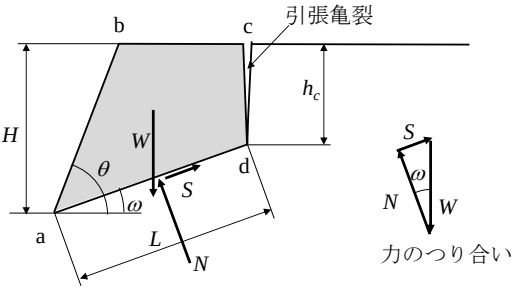


図 3.1 崩壊面の形状

式(3.1)と式(3.2)より、式(3.3)が得られます。

$$\frac{W}{L}\left(\sin\omega-\cos\omega\tan\phi\right)-\frac{\gamma h_c\left(1-\sin\phi\right)}{4\cos\phi}=0 \quad \cdots\cdots (3.3)$$

ここに、

$$W=\frac{1}{2}\gamma\left(\frac{H^2}{\tan\omega}-\frac{{h_c}^2}{\tan\omega}-\frac{H^2}{\tan\theta}\right) \quad \cdots\cdots (3.4)$$

$$L=\frac{H-h_c}{\sin\omega} \quad \cdots\cdots (3.5)$$

式(3.3)の方程式を解けば ϕ が求まり、ϕ を式(3.2)に代入すると c が得られます。

崩壊面の形状より、

崩壊した法面の高さ　H=2.8+0.9=3.7m

法面の傾斜角　θ =tan^{-1}(1/0.3)=73°

すべり角 ω =(28+42)/2=35°

自立高さ h_c=(1.2+2.3)/2=1.75m

γ =19kN/m^3 とすれば、式(3.3)より ϕ =26°、式(3.2)より c=5kN/m^2 と求められます。この土質定数を用いて安定計算をすれば、図 3.2 のようなスレンダーな断面の擁壁でも転倒に対する安全率は 1.4 となります。

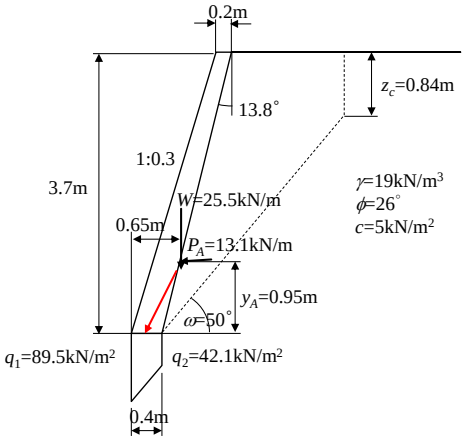


図 3.2 背面土の粘着力 c を考慮した安定計算

4. 拡幅した村道が完成直後の降雨で崩壊

1980 年頃のことです。徳島県の山間部の村道が、拡幅した直後の降雨で写真 4.1 のように崩壊しました。

村道は、図 4.1 のように谷側にブロック積み擁壁を施工して拡幅されていました。道路を拡幅する際にどのような問題があったのでしょうか。

写真 4.1 倒壊したブロック積み擁壁

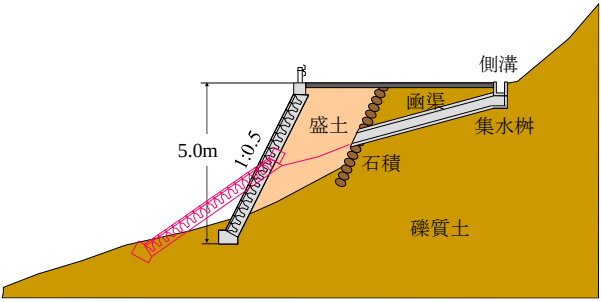


図 4.1 崩壊した道路の断面図

崩壊した盛土内に、中空の四角い形状をしたコンクリート構造物が見えます。これは排水用のボックスカルバートです。信じられないことですが、道路を谷側へ拡幅する際に、元々あったボックスカルバートを残したまま継ぎ足すことなく、その前方に盛土が施工されていました。

ブロック積み擁壁には、φ50 ㎜程度の水抜き孔を 2.0m^2 に 1 箇所設置されていましたが、それだけではボックスカルバートから盛土に入ってきた水を排水する能力はなく、盛土が飽和状態になって崩壊したと考えられます。

5. ブロック塀が傾いた

建築用のコンクリートブロックを用いて土留を兼ねたブロック塀が施工されていました。ブロックには 0.4m 間隔、つまりブロック 1 箇所に 1 本の割合で異形棒鋼 D10(SD295A)が配置されていました。ブロック塀は、図 5.1 のように天端で 0.07m 外側に傾いてしまいました。塀はなぜ傾いたのでしょうか。

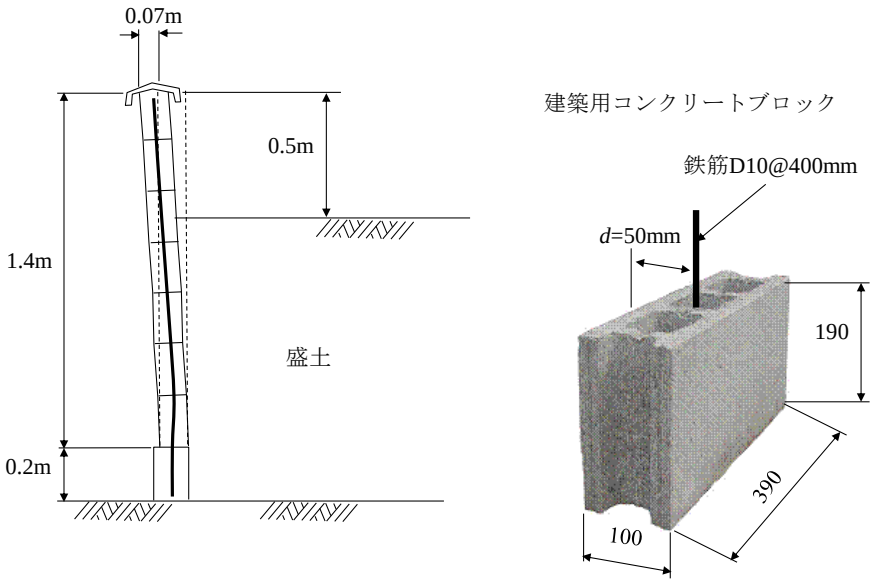


図 5.1 傾いたブロック塀

ブロック塀に作用する荷重と下端における断面力

ブロック塀に作用する荷重は、ブロックの自重と盛土の土圧です。これらの荷重によってブロック塀の下端には、軸力 N、せん断力 S、曲げモーメント M が発生します。

ブロック塀が傾いた原因として考えられるのは、土圧とそれによる曲げモーメントです。これについて計算してみます。

土圧の算定式には、一般にクーロン公式が用いられていますが、ここではランキン公式を使用します。ランキン式を使う理由は次の 3 つです。

①壁面が鉛直で滑らかな場合(α=0,　δ=0)には、クーロン公式でもランキン公式でも同じ土圧が与えられる。

②壁面が粗な場合(δ>0)よりも滑らかな場合(δ=0)が土圧は大きく与えられる。

③計算はクーロン式よりもランキン式が簡単。

盛土を砂質土とすれば、土の単位体積重量は γ=19kN/m^3, せん断抵抗角 ϕ=30° と考えることができます。

ランキン式で土圧(=主働土圧)P_A は、次のように求められます。

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.33 \quad \cdots\cdots (5.1)$$

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma H_2{}^2 K_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.9^2 \times 0.33 = 2.54\text{kN/m} \quad \cdots\cdots (5.2)$$

塀付け根の曲げモーメントは

$$M = \frac{1}{3} H_2 P_A = = \frac{1}{3} \times 0.9 \times 2.54 = 0.76\text{kN}\cdot\text{m/m} \quad \cdots\cdots (5.3)$$

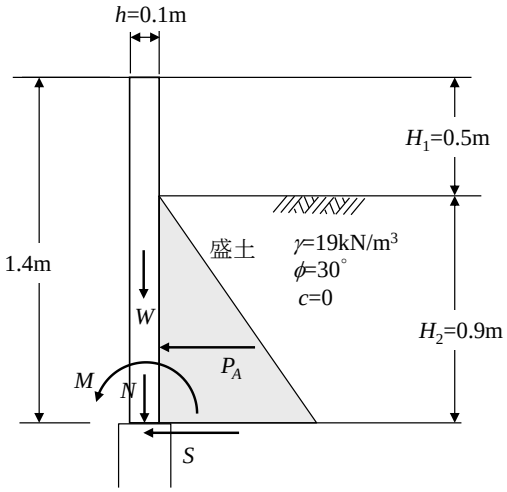


図 5.2 ブロック塀に作用する荷重

ブロック天端の弾性変位量

土圧の作用を受けて、ブロック塀が弾性変形したと考えられます。

ブロックのコンクリートの設計基準強度を σ_{ck}=21N/mm^2 とすると、ヤング係数は E_c=2.35×10^{7}kN/m^2 です。

ブロック塀の 1m 当たりの断面二次モーメントは、次のようになります。

$$I=\frac{bh^3}{12}=\frac{1.0\times0.1^3}{12}=8.33\times10^{-5}\mathrm{m}^4$$

土圧によるブロック塀天端の変位量 d は、次のように求められます。

$$d=\frac{\gamma K_A H_2}{120EI}\left(5H_1+4H_2\right)=\frac{19\times0.33\times0.9}{120\times2.35\times10^7\times8.33\times10^{-5}}\times\left(5\times0.5+4\times0.9\right)$$

$$=1.3\times10^{-4}\mathrm{m}=0.13\mathrm{mm}$$

弾性変位量は微小です。天端が 7cm も変位したのは、ブロック塀の下端が曲げモーメントによって破壊していることが考えられます。

ブロック塀下端の曲げ応力度

単鉄筋コンクリート構造として曲げ応力度を計算してみます。

曲げモーメント　M=0.76×10^{6}N･mm、有効幅 b=1,000mm

有効高 d=h/2=100/2=50mm

使用鉄筋量 A_s=D10@400mm=71.33×1,000/400=178mm^2

鉄筋比　$p=\dfrac{A_s}{bd}=\dfrac{178}{1{,}000\times50}=3.56\times10^{-3}$

ヤング係数比　n=15　、np=15×3.56×10^{-3}=0.0534

$$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=\sqrt{0.0534^2+2\times0.0534}-0.0534=0.278$$

j=1-k/3=1-0.278/3=0.907

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c=\frac{2M}{kjbd^2}=\frac{2\times0.76\times10^6}{0.278\times0.907\times1{,}000\times50^2}=2.4\mathrm{N/mm}^2<\sigma_{ca}=21/3=7\mathrm{N/mm}^2\ \mathrm{O.K.}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{0.76\times10^6}{178\times0.907\times50} = 94\text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180\text{N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力のいずれも許容応力度に対して十分余裕があります。ブロック塀が曲げ破壊したとは考えられません。

鉄筋の付着応力

鉄筋は基礎コンクリートに 200mm 埋め込まれていました。鉄筋とコンクリートの付着応力度は、

$$\tau_o = \frac{\sigma_s A_s}{\pi\phi l} = \frac{94\times178}{3.14\times10\times200} = 2.7\text{N/mm}^2$$

許容付着応力度は、

$$\tau_{oa} = \frac{\sigma_{ck}}{15} = \frac{21}{15} = 1.4\text{N/mm}^2 > 2.7\text{N/mm}^2 \quad \text{N.G.}$$

基礎への埋込長(=定着長)が不足していたため、土圧による曲げモーメントで鉄筋が引き抜かれ、ブロック塀が前方へ傾き、天端で 7cm の変位を生じたものと推測されます。

鉄筋の必要定着長 l_a は次式で求めることができます。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}}\phi \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4)$$

鉄筋が SD295A でコンクリートが σ_{ck}=21N/mm^2 なら σ_{sa}=180N/mm^2、τ_{oa}=1.4N/mm^2 であるので、l_a=32ϕ となります。

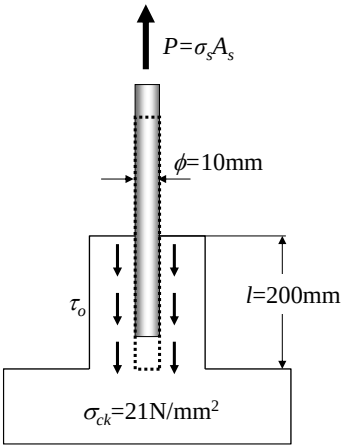


図 5.3 鉄筋の引き抜き

6. ブロック積み擁壁が鉛直に立って安定

著者が生まれ育ったのは、高知県の山間部にある本山町古田という片田舎です。1980 年頃、生家がある集落に通じる農道の擁壁が前方へ起き上がり、図 6.1 のようにほぼ鉛直な状態になっていました。擁壁は、間知ブロックの練積み構造です。元々は 4 分勾配で施工されていました。擁壁が起き上がったことで、背後の路面が下がったため、2.2m の区間をアスファルトで補修されていました。

擁壁は、農道の路側擁壁と河川護岸を兼ねたものになっています。河床には岩盤が路頭しており、ブロック積み擁壁は岩盤の上に施工されていることを確認できます。

擁壁は、壁体が後方へ傾いているほど壁面に作用する土圧は小さく、転倒に対する安全率は大きいはずです。壁面が鉛直になれば作用する土圧が増加し、転倒に対する安全率は低下するはずです。

ブロック積み擁壁は、4 分勾配では安定せず、起き上がって鉛直になって安定していました。

いったい、どうしてこのように不思議な現象が起きているのでしょうか。

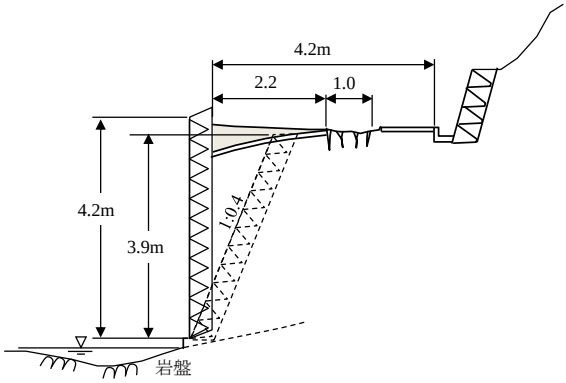


図 6.1 高知県本山町古田の農道のブロック積み擁壁

擁壁の設計に用いる土圧

擁壁の設計に用いる土圧は、「試行くさび法」が一般的に用いられています。試行くさび法は、1773 年にフランスのクーロンが発表した論文「建築における静力学的な問題に最大と最小の原理を適用することについてのノート」に基づいています[1)]。

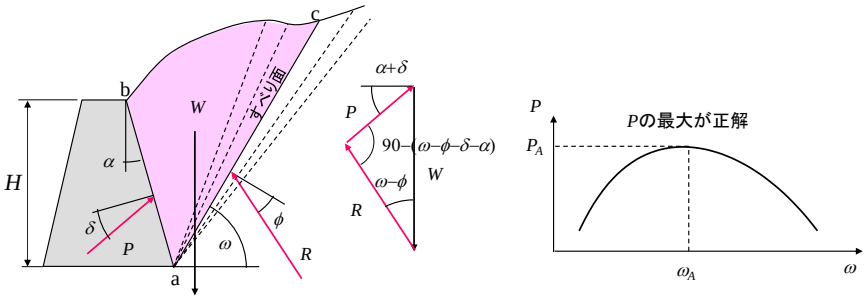
擁壁が前方へ少し移動すると、図 6.2(a)に示すように擁壁のかかとから盛土内部を通るすべり面 ac が発生し、土くさび abc が形成されます。土塊 abc に作用する力は、自重 W、壁面 ab からの反力 P、盛土からの反力 R です。ab、ac は共にすべり面です。すべり面に作用する力は極限状態にあるため、すべり面の垂線に対して P は外部摩擦角 δ (=壁面摩擦角、一般に $\delta=2\phi/3$)、R は内部摩擦角 ϕ だけ傾斜します。

W、P、R の力のつり合い状態(=極限平衡状態)は、図 6.2(b)の力の多角形として表すことができます。三角関数の正弦定理から式(6.1)を導くことができます。

$$P=\frac{\sin(\omega-\varphi)}{\cos(\omega-\varphi-\delta-\alpha)}W \quad \cdots\cdots (6.1)$$

すべり角 ω を少しずつ変化させて P を計算すると、図 6.2(c)を描くことができます。P が最大となる ω が正解の主働すべり角、そのときの P が正解の主働土圧となります。

このように試行錯誤的に主働土圧を求める方法を「試行くさび法」と呼んでいます。



(a)すべり土塊に作用する力　(b)力の多角形　(c)すべり角ωと壁面反力Pの関係

図 6.2 試行くさび法の説明

地表面が一様勾配(β)か、水平(β=0)であれば、P の最大値は微分法で求めることができ、式(6.2)となります[2)]。

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot K_A \quad \cdots\cdots (6.2)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (6.3)$$

α=0(壁面が鉛直)、β=0(盛土面が水平)、δ=0(壁面が滑らか)であれば、式(6.3)は式(6.4)となり、ランキン式と一致します。

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \cdots\cdots (6.4)$$

ブロック積み擁壁に作用する土圧と転倒に対する安全率

ブロック積み擁壁の壁面勾配を4分勾配(α=-21.8°)から鉛直(α=0)まで変化させて、主働土圧 P_A および転倒に対する安全率 F_s を計算すれば、図 6.3 となります。

なお、主働土圧の計算において、擁壁の背面土は礫質土とし、ϕ=35°、δ=2φ/3=23.3°、γ=20kN/m^2 として計算しました。

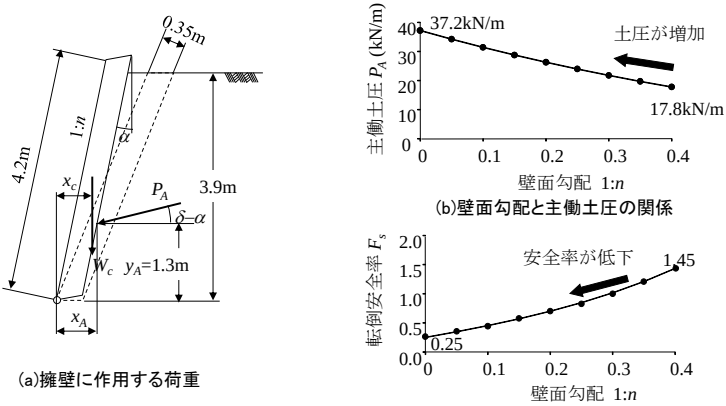


図 6.3 転倒に対する安全率の計算

また、転倒に対する安全率 F_s は式(6.5)で計算しました。

$$F_s = \frac{W_c x_c + P_A \sin(\alpha+\delta) x_A}{P_A \cos(\alpha+\delta) y_A} \quad \cdots\cdots (6.5)$$

ここに、x_c は擁壁の重心位置からつま先までの水平距離、y_A は主働土圧の作用高、x_A は主働土圧合力の作用点からつま先までの水平距離です。ブロック積み擁壁の控え厚は 0.35m、コンクリートの単位体積重量は 23kN/m^3 として計算しています。

擁壁が起き上がった原因

元のブロック積み擁壁は 4 分勾配です。その時の転倒に対する安全率は 1.45 あります。主働土圧によって擁壁が起き上がるとは考えられません。主働土圧より大きな力が作用したはずです。

擁壁が造られている本山古田は、「破砕帯地すべり」地域に属しており、1974 年に高知県農業基盤課が所管する地すべり地区に指定されています。

降雨の影響で地山の粘着力 c が低下すると共に間隙水圧 u が上昇して有効垂直応力 σ が減少することでせん断抵抗力 τ_f が減少し(図 6.5(b))、地すべりが発生したと考えられます。地すべりの影響で、擁壁には主働土圧よりも大きい土圧が作用し、回転変位を生じたと推察されます。

地すべりが移動し続ければ擁壁は転倒しますが、排水ボーリングなどによる地

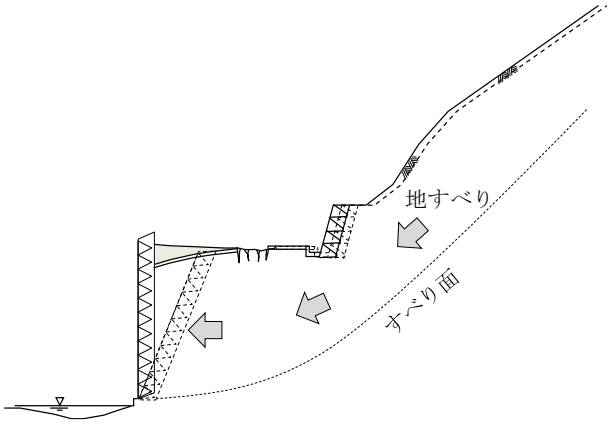
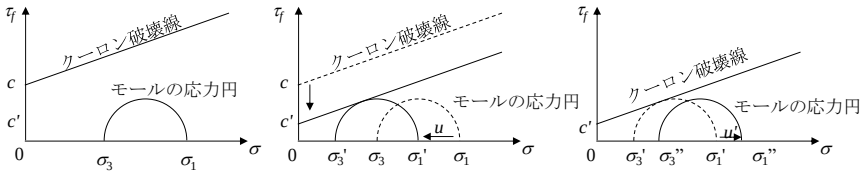


図 6.4　地すべりによる擁壁の傾斜



(a) 地すべり発生前の状態
（安全率 F_s>1.0）

(b) 地すべり発生時の状態
（安全率 F_s=1.0）

(c) 地すべりが停止した状態
（安全率 F_s>1.0）

図 6.5 地すべり面のせん断応力状態

すべり対策が功を奏し、間隙水圧 u が減少し、擁壁が鉛直になった時点で地すべりが停止したと考えられます(図 6.5(c))。

ブロック積み擁壁が鉛直で安定を保つことができる理由

背面土に粘着力があれば鉛直でも自立できます。自立できる粘着力は、Culmann の式で次のように求めることができます。

$$c = \frac{\gamma \cdot H_C}{4} \cdot \frac{1-\cos(\theta-\phi)}{\sin\theta\cos\phi} \quad \cdots\cdots (6.3)$$

γ =20kN/m^3、ϕ =35°、H_c=3.9m、θ=90° とすると、

$$c = \frac{20\times 3.9}{4} \times \frac{1-\cos(90-35)}{\sin 90 \times \cos 35} = 10.2 \quad \text{kN/m}^2$$

粘着力が 10kN/m^2 程度あれば鉛直でも自立できることを意味します。

【参考文献】

1) 福岡正巳編：新しい土圧入門－土圧の考え方と実際－、近代図書、1982 年
2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ　擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年

7. 斜面上に建設した混合擁壁が降雨で倒壊

1984 年度の農道工事で、高知県 H 村の丘陵部の斜面上に全高 9.0m の混合擁壁が造られました。混合擁壁とは、ブロック積みと重力式の擁壁を上下に組み合わせたもので、複合擁壁とも呼ばれています。ブロック積みは経済性に優れていますが、適用限界が高さ 5m とされています。ブロック積みを活用するために考案されたのが混合擁壁です。昭和の時代には県、市町村道でよく採用されていました。当時、高知県土木部では、混合擁壁の標準設計図集を作成しており、それに基づいて設計されていました。

工事完成から 2 ヶ月後の 6 月に最大時間雨量 27mm、累加雨量 213mm の降雨がありました。その影響で擁壁が図 7.1 のように倒壊しました。

倒壊した混合擁壁について著者が再計算したところ、図 7.2 のような結果が得られました。

被災後の調査で、地山の傾斜角は 50 度、擁壁の支持地盤は *N* 値 3～8 の強風化緑色岩であることが判明しました。

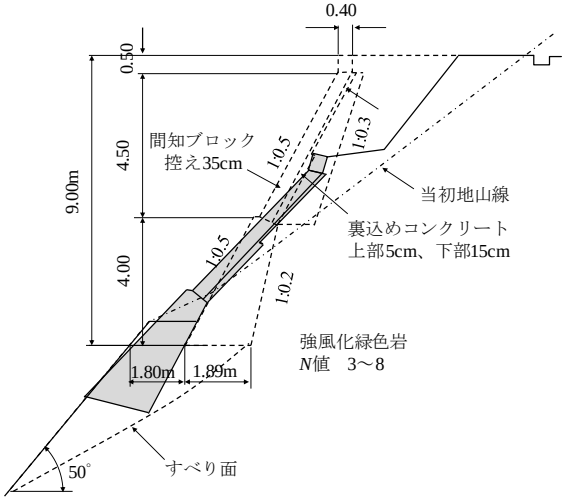


図 7.1　倒壊した混合擁壁

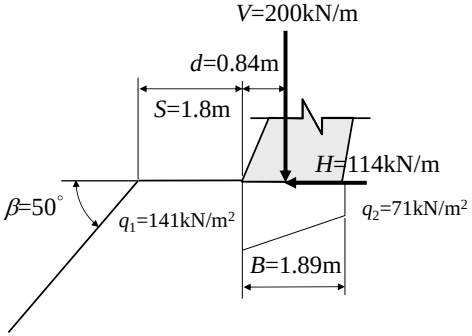


図 7.2 混合擁壁に作用する荷重

混合擁壁はなぜ倒壊したのでしょうか。設計・施工上の反省すべき点はどこにあるでしょうか。

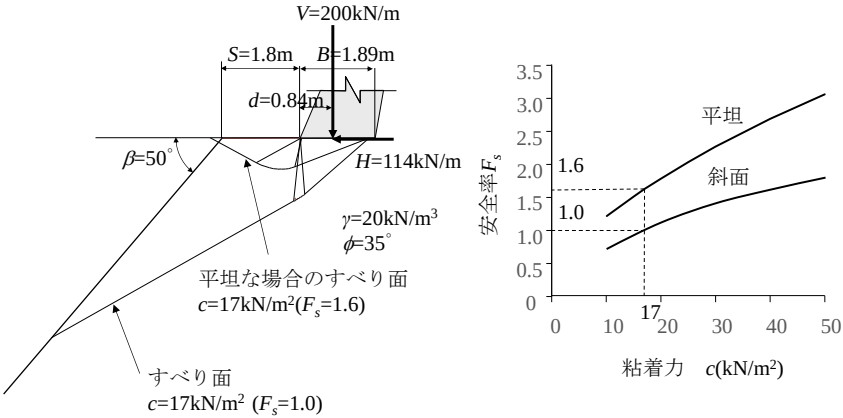
倒壊の原因

著者が再計算した結果によれば、最大地盤反力度は 141kN/m^2 です。許容支持力度を N 値から経験的に q_a=10N として推定すると q_a=30～80kN/m^2 です。支持力が大幅に不足します。

道路工事は 1984 年 3 月末に完成しています。擁壁の倒壊は、道路完成から 2 カ月以上経っています。計算上は支持力が不足していますが、施工直後の支持力の安全率は F_s＞1.0 であったはずです。

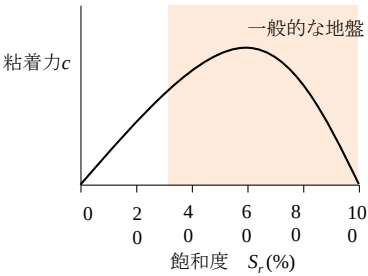
斜面の傾斜角を β=50°、土質定数は経験的に、土の単位体積重量を γ=20kN/m^3、せん断抵抗角(内部摩擦角とも呼ぶ)を ϕ=35°と見なし、粘着力 c を変えて極限平衡法で支持力を算定してみました。その結果を図 7.3 に示しています。

粘着力が c=17kN/m^2 で安全率が 1.0 になります。元々、地盤の粘着力は c>17kN/m^2 であったものが、降雨の影響で c=17kN/m^2 まで低下したと考えられます。



(a) 安全率1.0のときのすべり面　　(b) 粘着力と支持力の安全率の関係

図 7.3 極限平行法による支持力計算の結果



(文献3)のを参考に著者が作成)

図 7.4 飽和度と粘着力の関係

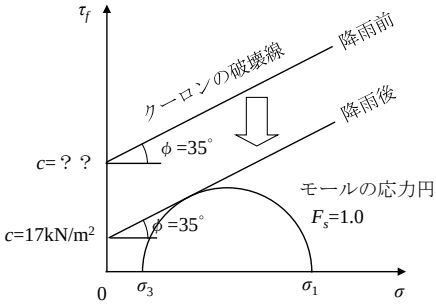


図 7.5 モールの応力円とクーロンの破壊基準線

雨水が地盤に浸透して土の飽和度 S_r が増加すると空隙のサクションが低下し、粘着力は図 7.4 のように変化します。飽和状態(S_r=100%)になればサクションが消失するので粘着力はゼロになります。せん断抵抗角 ϕ は土の飽和度 S_r に影響されません。

斜面崩壊のメカニズムを土質力学的にモールの応力円とクーロンの破壊基準線で表すと図 7.5 になります。クーロンの破壊基準線がモールの応力円に接する

と極限平衡状態、つまり安全率が 1.0 であることを意味しています。

高知県が作成した混合擁壁の標準設計図集は、地盤が平坦であるという条件で作られていました。平坦地盤(β=0)として計算すると、粘着力が c=17kN/m^2 まで低下しても安全率は F_s=1.6 です。平坦地であれば擁壁が倒壊することはなかった可能性があります。

設計・施工上の反省点

失敗の原因は、設計および施工の担当者が、標準設計図集の適用条件を十分に把握していなかったためと考えられます。擁壁を設置する地盤にどれだけの支持力が必要なのかを知り、施工時にその支持力が期待できるかどうかを現地で確認していればこの事例のような失敗は防ぐことができたはずです。

標準設計図集が用意されていれば、土質力学や擁壁設計に関する知識がない初級技術者でも設計ができるという便利さがあります。しかし、今回のようなトラブルを発生する危険性をはらんでいることに留意する必要があります。

被災後のボーリング調査と標準貫入試験で地山の土質が、N 値 3～8 の強風化緑色岩であると確認されました。N 値がこのように小さいと地盤は相当緩んでいます。経験がある技術者であれば、現地を見ただけで高さ 9m の擁壁を造ることに疑問を感じたことでしょう。

施工を中断し、地盤調査や土質試験を実施して支持力を確認すべきでした。支持力が不足していたならば杭基礎に変更するなどの対策を講じるべきでした。

【参考文献】

1) 右城猛 : 誰も教えてくれなかった疑問に答える擁壁設計 Q&A、理工図書、1995 年

2) 右城猛 : 擁壁工指針に基づいた目からウロコ　擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年

3)寺尾昴、善功企、陳光斉、笠間清伸：降雨時の地盤強度の低下を考慮した斜面崩壊予測、土木学会西部支部研究発表会、2012 年

8. 二段積み擁壁が施工 7 年後に倒壊

国道 11 号は、徳島市から高松市を経由して松山市に至る一般国道です。問題があったのは、愛媛県西条市の盛土部です。

1975 年に現道を拡幅し、自転車・歩行者道とバス停留所を設置する工事が行われました。拡幅は、既設の法留擁壁の上に高さ 4.3m の重力式擁壁を延長 15m にわたってかさ上げする方法で施工されました。

施工から 7 年が経過した 1982 年 9 月 6 日、地元住民によって擁壁の変状が発見され、その 2 日後の 9 月 8 日に調査した結果が図 8.1(a)です。対策を検討している最中の 9 月 24 日に台風 19 号が来襲し、豪雨の影響で図 8.1(b)のように上・下部擁壁とも倒壊してしまいました。

擁壁はなぜ倒壊したのでしょうか。設計上どのような問題があったのでしょうか。

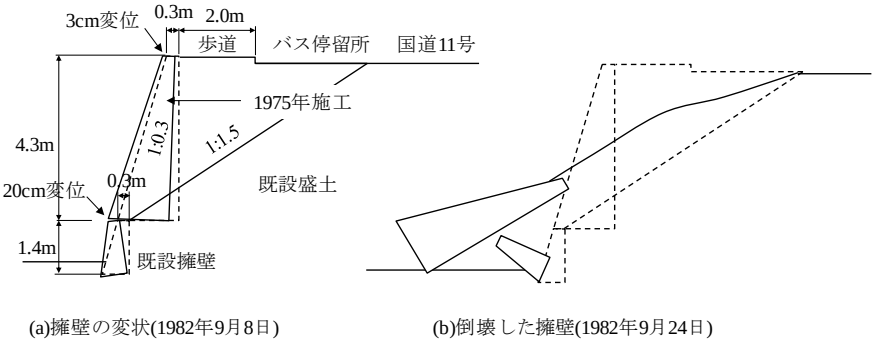


図 8.1 倒壊した二段積み擁壁

法留擁壁に作用する荷重

拡幅前の法留擁壁に作用する荷重は、図 8.2(a)に示すように自重 W_0 と背後の盛土による土圧 P_{A0} ですが、拡幅後は自重 W_0 以外に土圧 P_{A1} と土圧 P_{A2} が作用します。P_{A1} は、かさ上げ盛土によって上部の重力式擁壁に作用する土圧です。この

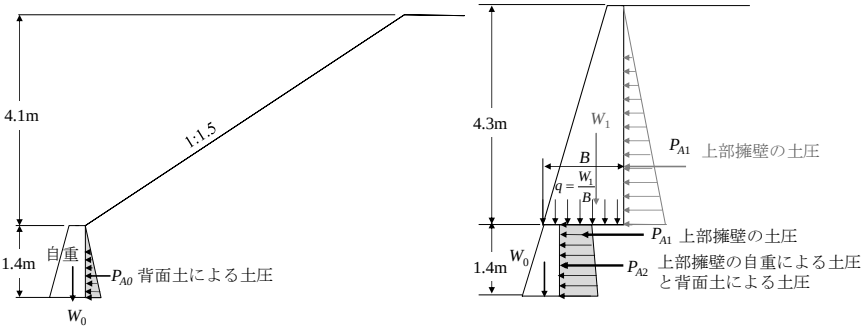
土圧が法留擁壁の上面に作用します。土圧 P_{A2} は、法留擁壁の背面盛土による土圧に、上部の重力式擁壁の自重が過載荷重となって発生する土圧が加算された土圧です。

現道拡幅後は、拡幅前よりもはるかに大きい土圧が法留擁壁に作用することになります。

擁壁倒壊の原因

法留め擁壁に上部擁壁から下部擁壁に伝達される土圧を、通常の擁壁設計のように γ=18～20kN/m^3、ϕ=30～35°、c=0 として計算すると、滑動や転倒に対する安全率が 1.0 未満となることは明らかです。しかし、擁壁は道路拡幅後 7 年間、安定を保っています。これは、盛土に粘着力が存在するためです。擁壁に作用する実際の土圧は、通常の条件で求められる値よりもはるかに小さいためと推測されます。

次に、支持力について考察します。擁壁の単位体積重量を γ_c=23kN/m^3 とすると、上部擁壁の自重は 93.5kN/m、下部擁壁の自重は 16.4kN/m、合わせて 109.9kN/m です。下部擁壁の底面幅 0.72m で割ると 153kN/m^2 となります。これは地盤反力が等分布する場合です。安全側に考えて、荷重が偏心して三角形分布したとする



(a) 拡幅前に法留擁壁に作用する荷重　　(b) 拡幅後に法留擁壁に作用する荷重

図 8.2 法留擁壁に作用する荷重

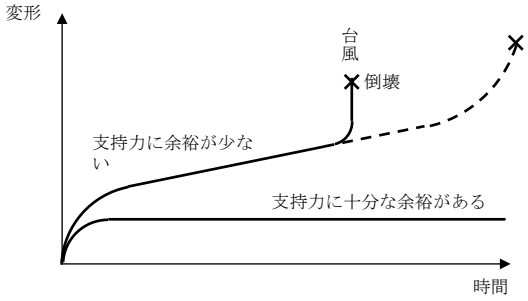


図 8.3 地盤のクリープ変形

と、最大地盤反力度は 2×153≒300kN/m^2 になります。

当該地点では地質調査が行われていませんので支持力は分かりませんが、地盤反力に対する余裕が少なかったのは確かです。図 8.3 は地盤のクリープ変形の模式図です。荷重が持続的に作用していると時間の経過とともに変形が増大する現象をクリープと呼びます。支持力に余裕が十分あれば変形は増加しませんが、当該擁壁はクリープ変形によって 7 年間にわたり徐々に変形が進行していたと考えられます。そこに台風 19 号が来襲し、それによる降雨で支持力が低下し、擁壁が倒壊したものと推測されます。

設計上の反省点

四国では、昭和 30 年代から 40 年代にかけて国道の一次改築工事が行われました。昭和 50 年代に入って交通安全施設等整備事業として、現道を拡幅して自転車歩行者道路を設置する工事が進められました。トラブルのあったこの現場もその頃に施工されたものです。

当時は、現場技術者の経験だけで安全性が主観的に判断されていました。担当技術者に、擁壁設計に関する知識が少しでもあれば、一見して不安定と思えるような二段積み擁壁は設計しなかったはずです。

このような二段積み擁壁を設計するのであれば、法留擁壁には、その上に築造する重力式擁壁からどの程度の大きさの荷重が作用してくるのか、その荷重によって法留擁壁が安定を保つことができるのか、安全余裕は十分確保されるのか、

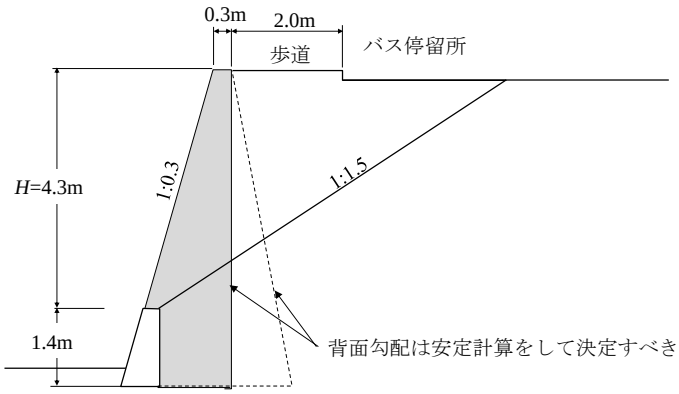


図 8.4 正しい現道拡幅の方法

ということを力学的に証明する必要があります。そのためには、支持力を確認するための地盤調査も当然必要になり、擁壁倒壊というトラブルを回避できたと考えられます。

常識的に考えれば、かさ上げする重力式擁壁の底面は、図 8.4 に示すように法留擁壁の底面位置まで下げるべきです。重力式擁壁の背面勾配は、安定計算をおこなって決定すべきです。

知っておくと役立つ擁壁の安定性を判定する簡便な方法

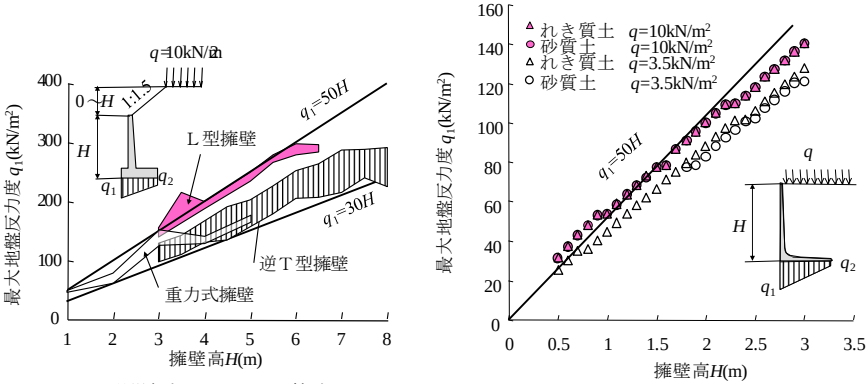
擁壁のトラブルで多いのが支持力不足です。支持力が地盤反力より大きいことを確認できればトラブルは大概防ぐことができます。

図 8.5 は、擁壁高さと最大地盤反力度の関係を示しています。図 8.5(a)は、建設省標準設計図集の数値データを著者がグラフ化したものです。現場打ちコンクリートの L 型擁壁、逆 T 型擁壁、重力式擁壁について整理しています。図 8.5(b)は、プレキャストコンクリートの L 型擁壁をグラフ化したものです。

これらのグラフから、擁壁高 H と最大地盤反力度 q_1 に次式の関係があることがわかります。

L 型擁壁　　$q_1=50H$ …… (8.1)

逆 T 型擁壁、重力式擁壁　　$q_1=(30\sim50)H$ …… (8.2)



(a) 現場打ちコンクリート擁壁　　(b)プレキャストコンクリートL型擁壁

図 8.5　擁壁高と最大地盤反力度の関係

式(8.2)式を用いれば、大型ブロック積み擁壁も含め、あらゆる擁壁の最大地盤反力度を推定できます。

『道路土工－擁壁工指針』には表 8.1 が掲載されています。この表で地盤の許容支持力度を推定できます。

支持力は、地盤のせん断抵抗角 ϕ、粘着力 c、地盤の単位体積重量、根入れ深さ、基礎の寸法の影響を受けます。ところが、表 8.1 は地盤の種類と一軸圧縮強度あるいは N 値だけで許容支持力を推定できるようになっています。根入れ深さや基礎の寸法などは考慮されていません。この表で推定される支持力は、実際よりもかなり小さめに設定されています。この表で支持力を推定していれば、失敗することはまずありません。これは著者の経験によるものです。

表 8.1 より許容支持力度 q_a と N 値の関係は、式(8.3)で表せます。

許容支持力度　　$q_a=10N$ ……(8.3)

$q_1=q_a$ とおくと、式(8.1)と式(8.3)より次の関係式が得られます。

$N=5H$ ……(8.4)

支持力に対して安全であるためには、擁壁高さの 5 倍以上の N 値が必要ということです。

表 8.1 基礎地盤の種類と許容支持力度 [3)]

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a (kN/m^2)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u(kN/m^2)	N 値
岩　盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫　層	密なもの	600		
	密でないもの	300		
砂　質	密なもの	300		30～50
地　盤	中位なもの	200		20～30
粘性土	非常に堅いもの	200	240～400	15～30
地　盤	堅いもの	100	100～200	10～15

以上の経験則を倒壊した二段積み擁壁に適用してみます。擁壁全高は H=4.3+1.4=5.7m です。最大地盤反力度は q_1=50×5.7=285kN/m^2 と推定されます。必要な N 値は、N=5×5.7=28.5≒30 ということになります。

道路盛土の内部摩擦角と粘着力の参考値

擁壁の設計に用いる裏込め土及び盛土の土質定数として、『道路土工－擁壁工指針』には表 8.2 が示されています。この表で ϕ を推定する場合には c を無視することになっています。

表 8.3 は、高速道路盛土の強度定数の参考値として東日本、中日本、西日本高速道による『設計要領』に掲載されているもので、圧密非排水せん断条件による概略値とされています。

表 8.4 は、供用中の高速道路盛土(沖縄の粘性土、九州の火山灰質砂、中国のまさ土､関西の礫質土)の圧密非排水三軸圧縮試験結果から松方らによって求められたものです。

表 8.5 は、四国の一般国道 32 号の大豊町、33 号の日高村、55 号の香南市野市町、56 号の土佐市で、擁壁背後の盛土を採取し非圧密非排水三軸圧縮試験によって求めたものです。

図 8.6 は、川崎らが、第二東名伊佐市 IC 工事において、盛土に用いた礫質土の大型三軸圧縮試験(CD 条件)から求めたデータを著者がグラフ化したものです。

せん断抵抗角(内部摩擦角)は、締固め度依存性が小さく ϕ=35～40° の範囲にあり、飽和による影響も小さい。これに対して粘着力 c は締固め依存性が大きく、D_r=90%以上では増加勾配が急上昇しています。これについて川崎らは、締固度が大きくなると礫質土の土粒子間隔が小さくなり、その密着性が高まって不飽和粒子間の含有水によるサクションが働きやすくなるためと推察しています。飽和時にはサクションの影響が消失し、粘着力は不飽和条件の 1/3 に低下しています。

表 8.2 裏込め土、盛土の土質定数(道路土工－擁壁工指針)[3)]

	単位体積重量γ(kN/m^3)	せん断抵抗角φ(°)	粘着力 c(kN/m^2)
砂及び砂礫	20 kN/m^3	35°	－
砂質土	19kN/m^3	30°	－
粘性土	18kN/m^3	25°	－

表 8.3 高速道路盛土の土質定数(設計要領)[7)]

	せん断抵抗角φ(°)	粘着力 c(kN/m^2)
礫及び礫混じり砂	40	0
砂(粒径幅の広いもの)	35	0
砂(分級されたもの)	30	0
砂質土	25	30以下
粘性土	15	50以下
関東ローム	20	10以下

表 8.4 高速道路盛土の土質定数(松方らによる)[1)]

	せん断抵抗角φcu(°)		粘着力Ccu (kN/m^2)	
	地下水位より上	地下水位より下	地下水位より上	地下水位より下
礫質土	35	20	70	15
まさ土	25	20	50	20
粘性土	25	20	20	20

表 8.5 四国の国道の道路盛土の土質定数(右城らによる)

	せん断抵抗角φu(°)	粘着力Cu (kN/m^2)
R32 大豊町	36	36
R33 日高村	34	40
R55 野市町	35	30
R56 土佐市	35	26

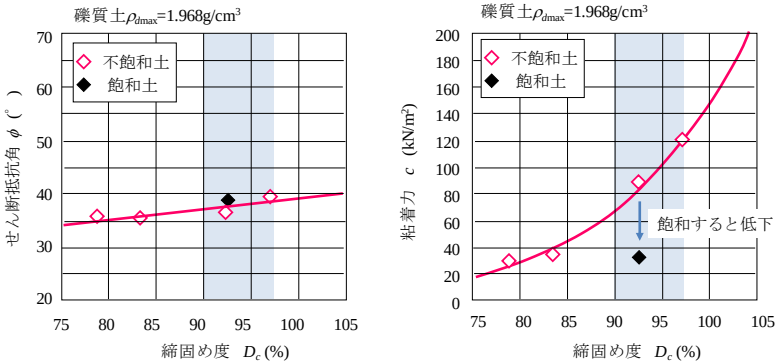


図 8.6 道路盛土の締固度とせん断強度定数の関係(川崎らのデータより右城が作成)[10)]

【参考文献】

1) 松方健治、浜崎智洋、土田孝：供用中の高速道路盛土の飽和・不飽和状態における強度特性に関する検討、地盤工学会中国支部論文報告集地盤と建設、Vol.35、No.1、pp.117-125、2017.

2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.106-107、2002.

3) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第 2 巻、擁壁類、1987.

4) 右城猛：基本からわかる土質のトラブル回避術、日経 BP 社、p.113、2004.

5) 日本道路協会：道路土工　擁壁工指針(平成 24 年度版)、p.66、p.69、2012.

6) 前掲　5)、p.66

7) 東日本、中日本、西日本高速道路(株)：設計要領第一集　土工編、pp.1-48、2016.

9) 右城猛、瀧石純：擁壁設計における裏込め土のせん断強度定数、技術・研究発表論文集、地盤工学会四国支部、pp.5-8、1996.

10) 川崎廣貴、長澤正明：高盛土の沈下挙動と地盤の性能評価技術、基礎工 Vol.37、No.7、p.40、2009.7

9. 国道の盛土が豪雨で崩壊

1998 年 9 月、高知市は秋雨前線に伴う集中豪雨「98 高知豪雨」に見舞われました。時間雨量 130mm、日雨量 760mm は過去の記録を大幅に塗り替えました。この豪雨で高知市と高松市を結ぶ幹線国道 32 号が崩壊し、通行不能になりました。

崩壊地点は南国市才谷、四国山地の裾野にあたる急傾斜地です。崩壊した道路盛土は、土石流となって約 80m 下方の河川まで押し流されました。この国道は、1960 年代に施工されたもので、その後、登坂車線を確保するため重力式の路側擁壁の前方に 1 対 1 の勾配で盛土が行われ、その表面にはプレキャストコンクリート枠工が施工されていました。また、盛土の法尻には高さ 4m の重力式擁壁が建造されていました。この擁壁は約 30 度で傾斜した基岩盤(頁岩)に支持させていました。

盛土が崩壊したのはなぜでしょうか。どこに問題があったのでしょうか。

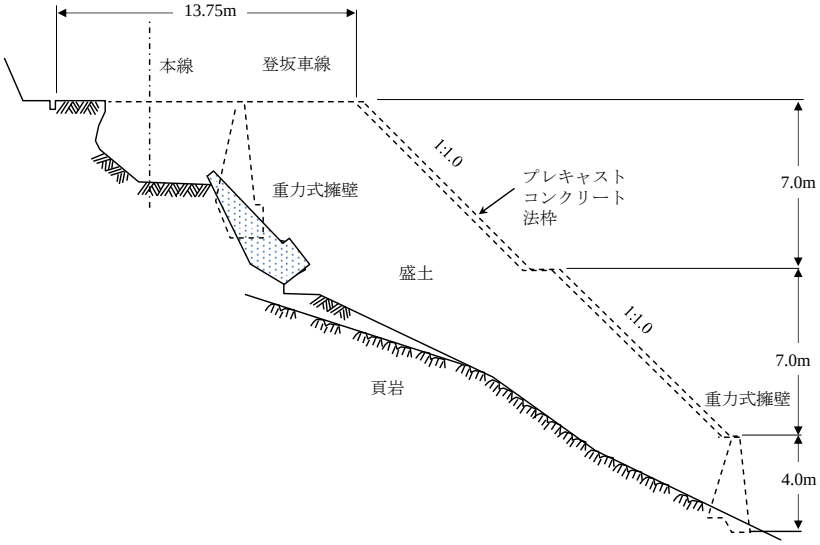
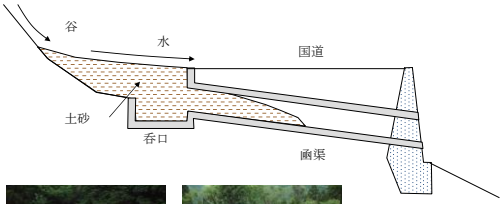


図 9.1 集中豪雨で崩壊した国道

盛土崩壊の原因と反省点

崩壊地点から約 50m 峠寄りは沢地形になっており、小さな谷があります。谷が国道が横断する箇所に内空寸法 1m×1m の函渠(ボックスカルバート)が設置されていました(図 9.2 参照)。谷を流れてきた多量の土砂が函渠を塞いだため、谷川の水は路面を伝って流れ、崩壊地点で盛土法面に流れ落ち、図 9.3 のように盛土内部へ浸透したと考えられます。盛土の下は岩盤であるため浸透した水が貯まって盛土が飽和状態になり、法尻の擁壁は大きな土圧を受けて倒壊したものと推察されます。このような異常豪雨を設計段階で想定することは無理であるとしても、盛土の基本である盛土内に水を入れない、入った水は速やかに排水させる構造としておればトラブルを防ぐことができた可能性があります。



崩壊地点の峠よりの谷

谷部のカルバートの呑口

図 9.2 崩壊地点より峠寄りの谷と道路横断函渠の呑口

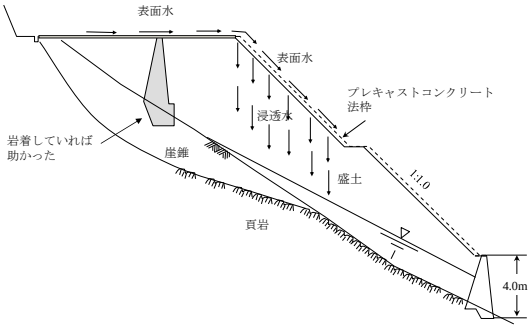


図 9.3 盛土崩壊の原因

盛土法面の保護工を枠工ではなくコンクリートブロック張りなどのように雨水の浸透を防止できる構造とし、盛土と地山の境界に盲暗渠を設置するなどの排水対策が施工されていれば、トラブルを未然に防ぐことができたと思われます。

また、改良工事で施工された重力式擁壁が完全に岩着していれば本線部だけでも崩壊を免れ、全面通行止めという事態は回避できたと推察されます。

災害復旧工法

通行止めの期間中、高知自動車道の南国ＩＣと大豊ＩＣの区間が無料開放されました。無料開放中は建設省に費用負担が発生しており、一刻も早い復旧が求められました。

建設省四国地方建設局では、国道の本線部にブロック積擁壁を採用した前例はなかったのですが、崩壊が起きる 3 ヶ月前の 6 月に土木学会四国支部が『大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル』を発刊していたので、これを適用して大型ブロック積みで復旧することを提案させていただきました。

四国地方建設局が土木研究所に相談したところ、回答は「高さ 8m 程度までなら良い」でした。高さ 15m の大型ブロック積み擁壁とする私の提案は却下されました。このため、高さ 9m の大型ブロック積みと高さ 6m の重力式擁壁を図 9.4 のように上下に組み合わせた混合擁壁(複合擁壁とも呼ぶ)として施工しました。

施工から 21 年以上経過していますが、擁壁は健全そのものです。

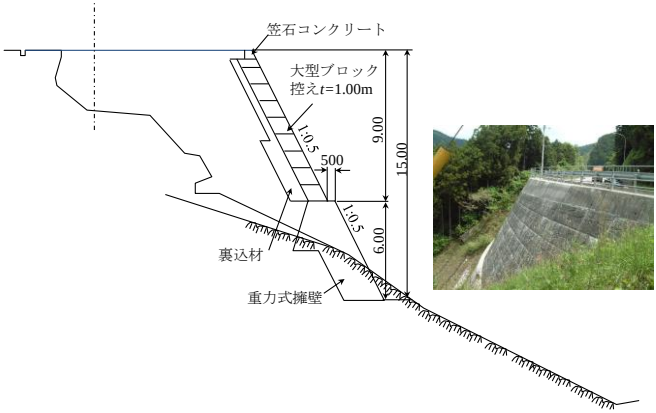


図 9.4　災害復旧として設計した混合擁壁

10. 国道の路面が沈下しアスファルト舗装に亀裂

1999 年 7 月 28 日、著者は出張先の高松から高知へ帰る予定でしたが、豪雨で高知道が通行止めになっていたため、高松道の豊浜サービスエリアに入り、通行止めの解除を待っていました。

午後 5 時頃、著者の携帯電話に「大豊町敷岩で国道 32 号の路面が沈下し、舗装に亀裂が入っている。現地に行って調査して欲しい」という連絡が入りました。

現地に着くと、薄暗くなりかけていました。そのときの状況は写真 10.1 のようでした。雨は小降りになっていました。路面が沈下し、舗装には大きな亀裂が入っていました。山留め擁壁の水平打継目は、大きく開いていました。

何が原因で、写真 10 .1 のような変状が発生したのでしょうか。

路面の亀裂と沈下

山側擁壁コンクリート打継目の開き

写真 10.1 国道の路面の沈下と亀裂、山側擁壁の変状

路面沈下の原因

舗装に亀裂が入ったのは路面の沈下が原因です。山留め擁壁の水平打継目が開いたのも路面および擁壁の下面の地盤が沈下したことによるのは明らかです。路面が沈下するには、路床の土砂が流出したとしか考えられません。

国道の路側擁壁は逆 T 型擁壁で、それに組み立て歩道が設置されていました。歩道に立つと、穴内川が国道に平行して流れているのが確認できました。穴内川は豪雨の影響で水かさが増し、濁流となって勢いよく流れていました。

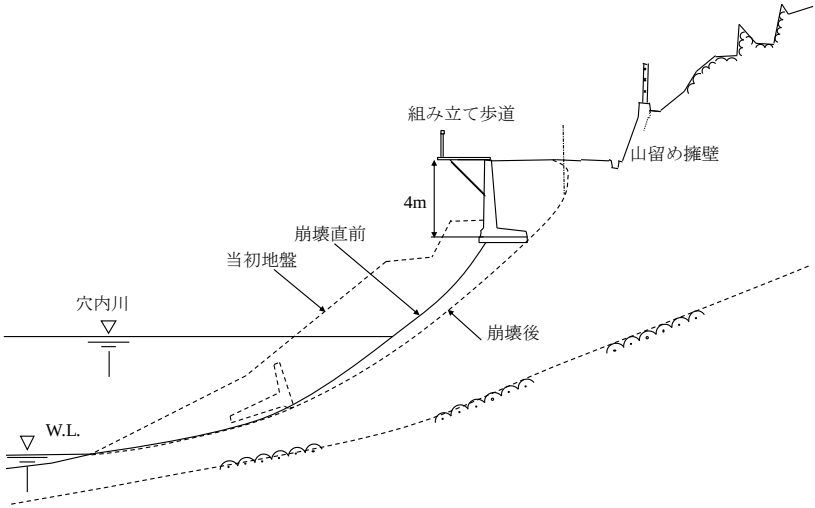
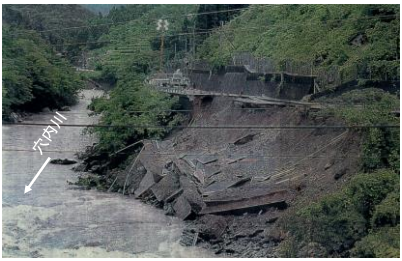


図 10.1 大豊町敷岩の国道 32 号の被害状況

道路が路側擁壁と崩壊した直後



翌日の高知新聞の朝刊

写真 10.2 被災状況

濁流が川岸の地盤を削っているのが確認できました。路側擁壁の下部の地盤がパラパラ崩れ落ちるのですが、その速度が加速してきました。

そのときに著者の頭に浮かんだのは、『旧国鉄の法面防災十訓』(巻末の付録参照)の中にある「小石パラパラ　それ来るぞ」というフレーズでした。斜面崩壊の予兆現象です。思わず、「危ない、逃げろ」と叫びながら、歩道から車道の山側へ飛び逃げた直後に路側擁壁もろとも崩壊しました。間一髪で助かりました。

著者は過去にも、砂防ダムの工事現場で同じような経験をしたことがあります。そのときも「小石パラパラ　それ来るぞ」に助けられました。

路面の沈下、舗装の亀裂、山留め擁壁の水平打継目の開きは、穴内川の濁流による洗掘が原因でした。

災害復旧工法

災害復旧には、大型ブロック積みと現場打ちコンクリートとを上下に組み合わせた図 10.2 の方法を提案させていただきました。一年前の「98 高知豪雨災害」で、大型ブロックの混合擁壁を採用し、施工性と工期短縮に優れているが実証されていたため、すんなりと大型ブロックの採用が決まりました。

写真 10.3 の右側の写真は、国道の対岸を走っている JR 土讃線の車窓から撮影したものです。20 年以上経った現在でも変状は見られません。

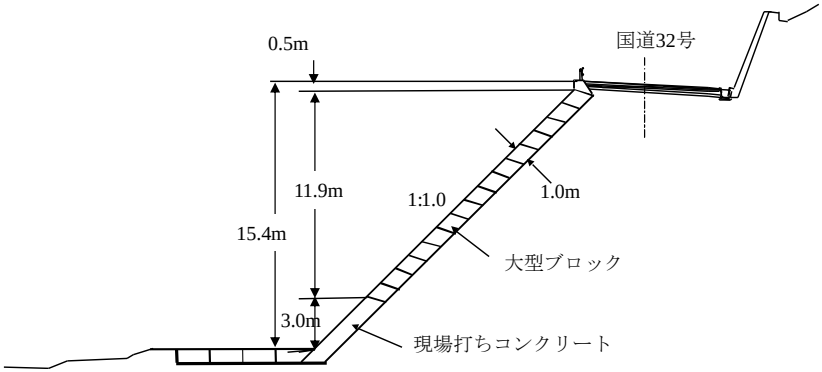


図 10.2 復旧工法

復旧直後の完成写真

20年後の状態　　2019年5月31日撮影

写真 10.3 復旧された護岸擁壁

11. 擁壁を補強していたアンカーが飛び出した

高知県内の O 町で宅地擁壁のアンカーが破断し、突然飛び出すという事故がありました。

1985 年に高さ 7m の重力式擁壁を施工していました。施工後に前方へ傾いたため、1987 年に擁壁の前面から水平ボーリングをし、図 11.1 のようにアンカーを施工していました。

破断したのは、図 11.2 に示すブロック 1～3 のアンカー5 本の内の 4 本です。最初に破断したのは東端のアンカーNo.1 です。時期は不明です。その西隣のアンカーNo.2 と No.3 の 2 本は 1998 年 3 月に飛び出し、頭部のコンクリートブロックが前の駐車場に落下しました。さらに同年 4 月にはアンカーNo.5 が抜け出しました。

アンカーテンドンには PC 鋼棒（ϕ32mm ゲビンデスターブ）、PC 鋼棒の保護には塩化ビニールパイプ VP65mm を使用していました。VP 管と PC 鋼棒の空隙へのグラウトはしていません。PC 鋼棒の先端は擁壁の背面の盛土を床堀して設けたコンクリートブロックに定着させ、頭部は 0.5m×0.5m×0.3m の大きさのコンクリートで保護していました。

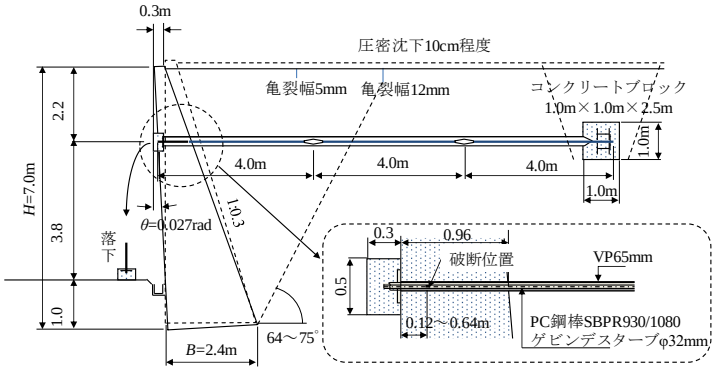


図 11.1　擁壁の断面図

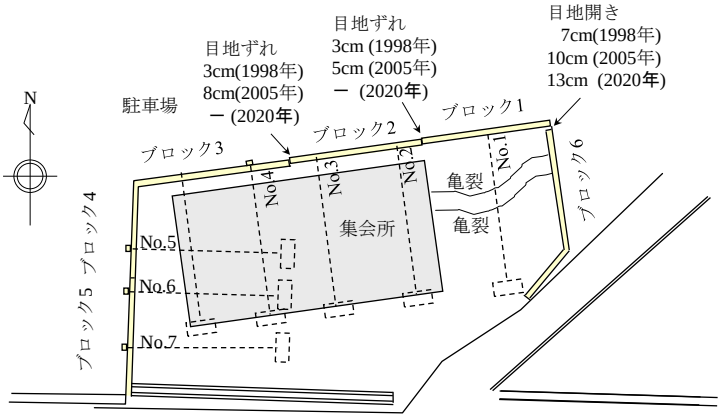


図 11.2　宅地の平面図とアンカー配置図

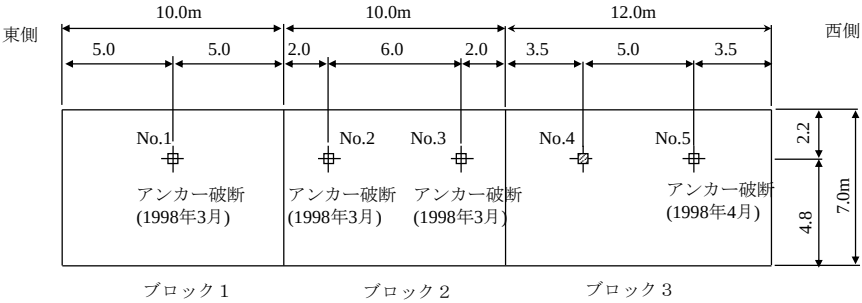


図 11.3 北側の擁壁前面

写真 11.1 アンカーが飛び出した跡

飛び出したアンカー頭部を防護柵として利用

PC鋼棒の破断面は大根切れ

写真 11.2 破断して飛び出したアンカー頭部

写真 11.3 東側の隅角部の状況

破断したアンカーは、頭部支圧板から 0.12～0.64m の位置で破断しています(図 11.1 参照)。破断面は大根切れ状態です(写真 11.2)。

調査は 1998 年、2005 年、2020 年の 3 回実施しています。この間に東側の隅角部の擁壁頭部の目地の開きは 7cm から 13cm に拡大していました(写真 11.3)。

(1)宅地擁壁が前方へ傾いたのは、何が原因でしょうか。

(2)アンカーが破断して飛び出した原因は何でしょうか。

(3)宅地擁壁を計画・設計する上で留意すべき点は何でしょうか。

(4)アンカーによる変位抑止効果はあったのでしょうか。

宅地擁壁が前方へ傾いた原因

施工後に擁壁が前方へ傾く原因には、支持力不足、地すべりの影響による土圧の増加、降雨による浸透水圧、地震の影響などがあります。この擁壁の場合は、断面不足と支持力不足が原因です。その理由として下記の 2 つが挙げられます。

①擁壁の背後に盛土をしたことで擁壁が傾いています。地すべりの影響、降雨の影響、地震の影響は考えられません。

②壁前面が直で背面勾配は 3 分となっています。前面が直の重力式擁壁の背面勾配は、5 分～6 分が標準です。明らかに断面不足です。底面幅が小さいため、擁壁のつま先に過大な地盤反力が発生し、つま先付近が沈下することで傾斜したと考えられます。

地盤反力度を推定してみます。宅地表面に現れている亀裂から、主働すべり角は ω=64～75°と推定されます。盛土のせん断抵抗角を ϕ=45°として、クーロン土圧公式を適用すると、主働すべり角は ω=70°となり、亀裂から推定される値と概ね一致します。

γ=20kN/m^3、ϕ=45°、c=0 の条件で安定計算をすると、図 11.4 のようになります。荷重の合力の偏心量は 0.82m となり、許容偏心量 0.4m を大きく超えています。この結果、地盤反力度は 575kN/m^2 となります。現地の土質や N 値は不明ですが、通常の地盤の許容支持力度は 300kN/m^2 であり、明らかに地盤反力度が大きすぎます。

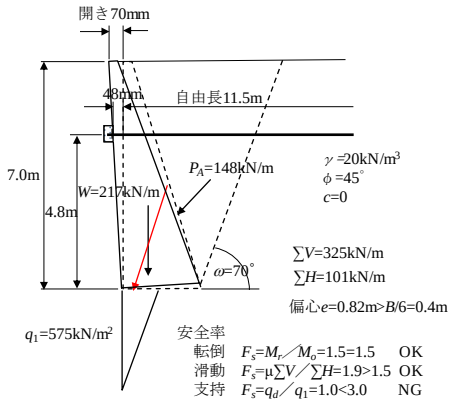


図 11.4 擁壁に作用する荷重と安定計算結果

アンカーが破断した原因

宅地は盛土した当時よりも 10cm 圧密沈下していますが、アンカーが破断しているのは頭部から 12～64cm の位置です。破断面は擁壁のコンクリート内部に位置していることから、盛土の圧密沈下が破断の原因ではないことは明らかです。

アンカーが引っ張り破壊するには、次式で求める伸びδが必要です。

$$\delta = \frac{l}{E}\left(\sigma_t - \frac{P_0}{A}\right) = \frac{11{,}500}{2\times10^5}\times\left(1{,}080 - \frac{150{,}000}{804.2}\right) = 51.4\ \mathrm{mm} \cdots\cdots\cdots\cdots (11.1)$$

ここに、l はＰＣ鋼棒の自由長、E はＰＣ鋼棒のヤング係数、σ_t はＰＣ鋼棒の引っ張り強さ、P_0 は初期緊張力、A はＰＣ鋼棒の断面積です。

アンカー破断後に測った擁壁の回転角 θ は 0.027 ラジアンでした。アンカーを設置後の擁壁の回転角は、ブロック 1 とアンカー設置後に施工されたブロック 6 の天端の開き 70mm から、θ =70/7、000=0.01 ラジアンと推定できます。そうすると、アンカー位置(下端から 4.8m)の水平変位、つまりアンカーの伸びは、δ=4,800×0.01=48mm となります。

PC 鋼棒の応力は引っ張り強さに達していないことになります。引っ張り破断でないことは、大根を包丁でスパッと切ったような状態になっていることからも確認でます。このように、鋼材に作用する応力が引っ張り強さ以下であるにもかかわらず突然切れてしまうことがあります。引っ張り応力の作用によってごく局所的に腐食が起き、金属が組成変形することなく脆性的に破壊するためです。こうした現象を「応力腐食割れ」と呼んでいます。

応力腐食割れは、材料、応力、水質環境の三つの条件がそろったときに起きると言われています。

この擁壁では、擁壁表面を伝わってきた水が、アンカーの頭部から浸透し塩ビ管の内部にたまって PC 鋼棒を腐食させたと考えられます。引っ張り応力を受けた PC 鋼棒が、空気を含んだ水にさらされた結果、応力腐食割れを起こしたと言えます。

応力腐食割れを防ぐには、三つの条件のうち一つでも排除すればよく、PC 鋼棒を不透水性の材料で被覆するのが一般的です。表面にエポキシ樹脂を粉体塗装したＰＣ鋼棒も販売されています。

地盤工学会が 1988 年 11 月に『グラウンドアンカー設計・施工基準』を制定して以来、永久アンカーのテンドンは二重防錆が一般化しましたが、それ以前に施工したアンカーは、この事例と同様の問題を抱えています。

アンカー頭部の飛翔現象

アンカーの断面積を A、ヤング係数を E、自由長を l と、初期緊張力を P_0、擁壁の変位によるアンカーの伸びを δ とすれば、アンカーに蓄積される弾性ひずみエネルギーE_s は次式で表されます。

$$E_s = \frac{1}{2}\left(2P_0 + \frac{A \cdot E}{l} \cdot \delta\right)\delta \quad \cdots\cdots (11.2)$$

アンカーが初速度 v で飛び出すときの運動エネルギーE_k は、飛翔するアンカーの質量を M とすると次式となります。

$$E_k = \frac{1}{2} M \cdot v^2 \quad \cdots\cdots (11.3)$$

弾性ひずみエネルギーの全てが運動エネルギーに変換されるとすると、アンカーの飛び出し速度 v は次式となります。

$$v = \sqrt{\left(2P_0 + \frac{A \cdot E}{l}\delta\right)\frac{\delta}{M}} \quad \cdots\cdots (11.4)$$

飛翔するアンカー頭部の質量は、キャップコンクリート 0.5×0.5×0.3×2、300kg/m^3=173kg です。鋼棒は長さを 0.3m とすると 0.3×6.31kg/m=2kg です。質量は M=175kg となります。

飛び出し速度 v は次のように求まります。

$$v = \sqrt{\left(2 \times 150{,}000 + \frac{804.2 \times 2 \times 10^5}{11{,}500} \times 48\right) \times \frac{48}{175}} = 516\text{mm/s} = 0.5\text{m/s}$$

アンカーの落下高さは h=3.8m ですので、着地までの時間 t は、

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.8}{9.8}} = 0.88\text{s}$$

破断したアンカー頭部は放物線を描きながら落下し、擁壁の壁面から前方へ

$$x = v \cdot t = 0.5 \times 0.88 = 0.44\text{m}$$

の位置に落下したものと推測されます。

宅地擁壁を計画・設計する上で留意すべき点は何であったか

擁壁の高さが H=7m と大きいにも関わらず、事前に地盤調査がなされていません。この規模の擁壁であれば、支持地盤の N 値の目安は、N=5H=5×7=35 です。N 値 35 以上の支持地盤を確認し、そこまで擁壁を根入れさせる必要があります。N 値が 35 に満たない場合には、支持力計算を行って支持力を確認した上で、支持力が不足する場合には底面幅を広げる、地盤改良や良質土による置き換え、杭基礎などの対策を講じる必要があったといえます。

アンカーによる変位抑止効果

第 1 回の調査をした 1998 年には、擁壁の傾斜角は 0.027 ラジアンでした。傾斜角から擁壁施工時の 1985 年から 1998 年までに生じた擁壁天端の変位は、0.19m と推定できます。東側の擁壁ブロック 6 は、アンカー設置後に施工されています。したがって、ブロック 6 とブロック 1 の擁壁の天端の開きは、アンカー設置後の変位であると言えます。ブロック 1 の擁壁は、アンカー設置した 1987 年から第 1 回調査の 1998 年までに 0.07m、第 2 回調査の 2005 年までに 0.1m、第 3 回調査の 2020 年までには 0.13m 変位しています。

擁壁天端の水平変位の経時的変化をグラフにすると、図 11.5 のような曲線になります。もしもアンカーに変位抑止効果があったとすれば、1987 年のアンカー設置後には、擁壁の変位は止まるはずです。また、1998 年にアンカーが破断したときに擁壁の変位が急増するはずです。

ところが、アンカーを設置した後も、1998 年のアンカーが破断した後も擁壁の変位はほぼ一定の速度で進行しています。アンカーの設置による変位抑止効果はなかったと判断されます。

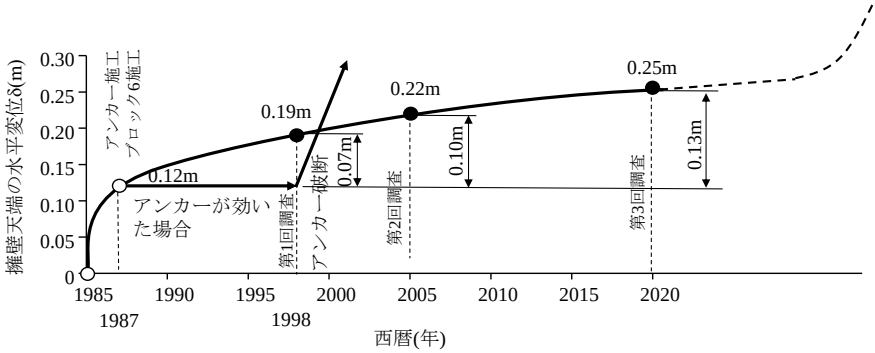


図 11.5 擁壁天端の水平変位の推移

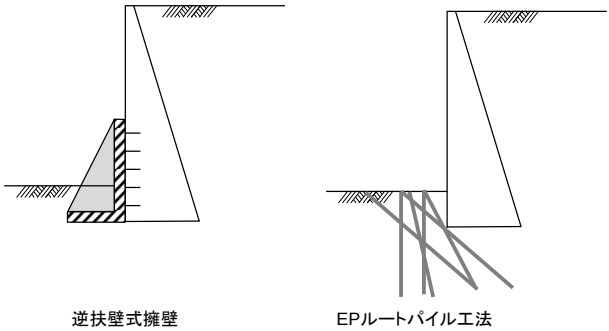


図 11.6 対策工法

今後の対策

図 11.5 の曲線から支持地盤がクリープ変形していると判断されます。アンカーを設置まで遷移クリープ(1 次クリープ)、そしてアンカー設置後は定常クリープ(2 次クリープ)に移行し、現在も定常クリープが進行しています。

定常クリープの間は、擁壁が倒壊する恐れはありません。しかし、このままの状態で放置すれば、いずれは変位が加速度的に増加する 3 次クリープに移行し、擁壁が倒壊する危険があります。

地盤調査を実施した上で、前面に転倒防止擁壁を設置する、支持地盤を EP ルートパイル工法等で補強するなどの対策が必要です(図 11.6 参照)。

12. ひび割れが多数入った扶壁式擁壁

2009 年に、擁壁に入ったひび割れ調査の依頼がありました。物件は、1972 年に施工された高さ 12.5m の扶壁式(控え壁式ともいう)擁壁です。谷地形の土地を埋め立てて宅地造成が行われていました。上部には 3m のかさ上げ盛土がされています。当時の施工図面によれば、基礎には直径 30cm、長さ 6m の RC パイルが 37 本打設されています(図 12.1)。

壁面には写真 12.1 のように多くのひび割れが発生しています。ひび割れ幅が 1mm 以上のひび割れを調査した結果を図 12.2 に示します。擁壁の中央付近には、下端から上方へ 4m～5m 延びる幅 5～10mm の鉛直ひび割れが数本入っています。

壁の前に作られた水路の底には、幅 50mm のひび割れが入っていました。壁の付け根にも同程度の幅のひび割れが発生していると推定されます。

擁壁のフーチング底面は水路底より 1.5m 下にあります。このため、フーチング底面でのひび割れ幅は、60～65mm に達している可能性があります。

壁面の左右には、八の字の形をした斜めひび割れが数段入っています。

コンクリートの水平打継目は、下にたわんでいることが目視でもはっきり確認できます。擁壁の両端と中央との相対たわみ量を測定すると、149～174mm でした。

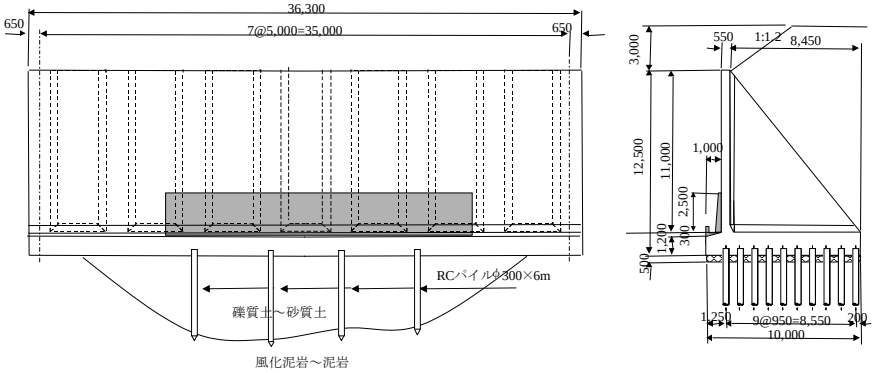


図 12.1 扶壁式擁壁の構造図

写真 12.1 扶壁式擁壁の壁面のひび割れ状況

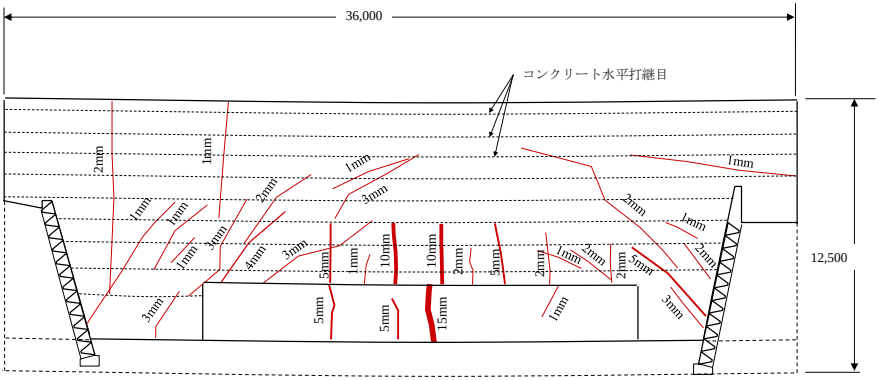


図 12.2 壁面のひび割れの状況

地盤の状態を調べるため、擁壁の中央と右端の 2 カ所でボーリングをしました。基盤は泥岩で、擁壁の中央では深くなっていますが、サイドに向かって浅くなり、擁壁の両端部は着岩しているものと推察されます。

泥岩上に堆積している土砂は、礫分 20～50%、砂分 20～35%、粘性土分 20～40%で構成される砂質土～礫質土で、標準貫入試験の N 値は 4～12 です。

地下水位面は、擁壁の底面付近にあります。谷地形であるため地下水が集まっているものと考えられます。

このようなひび割れが入ったのはなぜでしょうか。また、補修するとすればどのような方法が考えられるでしょうか。

ひび割れの原因

杭１本当りの許容支持力を『道路橋示方書Ⅳ下部構造編』[1)]の式で推定すると次のようになります。

$$R_a = \frac{1}{F_s}\left(300N_pA_p + 2\bar{N}UL\right) = \frac{1}{3}\times\left(300\times50\times0.071 + 2\times5\times0.942\times5.5\right)$$

$$= 370\ \text{kN/ 本}$$

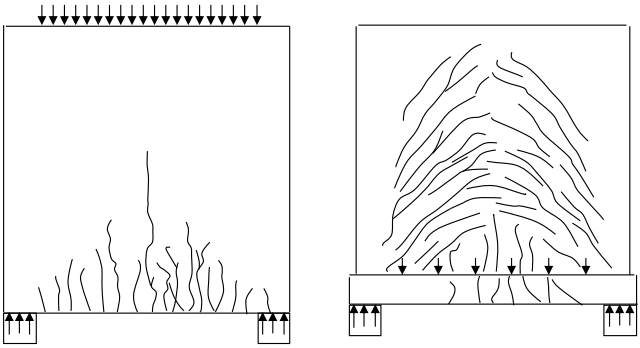
杭で支持できる荷重は 370(kN/本)×37(本)=13,690kN です。これに対してフーチング上の盛土を含めた擁壁の重量は 97,000kN で、杭の許容支持力の約７倍もあります。

擁壁の両端部は岩着しているので両端が拘束されたディープビームと見なすことができます。ディープビームとは、梁のように支持された版状構造物のことです。

盛土荷重によって擁壁の縦方向に大きな曲げモーメントが発生し、それによってひび割れが入ったものと推察されます。

壁前面に厚さ 0.2m～0.4m、高さ 2.5m のコンクリートが打ち足されています。擁壁の施工中あるいは施工直後にひび割れが入ったため補強する目的で施工されたと考えられます。補強されたコンクリート壁にも鉛直ひび割れが発生しています。補強後も沈下は進行したことを物語っています。

擁壁のひび割れと非常によく似たひび割れを、レオンハルト博士の実験[2)]に見ることができます。



(a)　上載荷重　　(b)　下載荷重

図 12.3 ディープビームの破壊直前のひび割れ図(F･レオンハルト&E･メニッヒによる)[2)]

図 12.3 がそれです。スパン l と梁高 d の比が l/d=1 のディープビームに等分布荷重を載荷させて、どのようなひび割れが発生するのかを調べられています。等分布荷重をディープビームの上に載荷するか、下に載荷するかによって、まったく異なった形状のひび割れが発生しています。

擁壁のひび割れは、下載荷重のひび割れパターンとよく似ています。盛土荷重は擁壁のかかと版に下向きに作用するためと考えられます。

擁壁の縦方向の曲げ応力度

擁壁の全断面が有効であると仮定し、図 12.4 に示すような離散型のばねで支持された梁として解析してみます。なお、断面性能の算定において扶壁の影響は無視しています。

ばね定数は『道路橋示方書Ⅳ下部構造編』[1)]で紹介されている式を用いて推定しました。ばね定数の算定に用いる地盤の変形係数は、 E_0=2.8N(MN/m^2)として N 値より推定しました。ただし、礫質土～砂質土層の N 値は 2、泥岩の N 値は 750（標準貫入試験から求めた換算 N 値）として計算しました。さらに、礫混じり砂と泥岩の 2 層系地盤であることから、礫混じり砂の厚さを考慮に入れた換算変形係数を用いました。

解析した結果を図 12.5 に示します。擁壁の中央では 244,898kN・m と非常に大きな曲げモーメントが発生します。計算で求めたたわみ量が実測値よりも小さいのは、部材を弾性体と見なしており、降伏や破壊を考慮していないためです。

244,898kN・m の曲げモーメントが作用したとして計算すると、フーチング下面の鉄筋の引張応力度は 1,264N/mm^2 となり、鉄筋(SR235)の許容応力度 160N/mm^2 の約 8 倍、破断強度 400N/mm^2 の約 3 倍となります。また、コンクリートの最大圧縮応力度は、設計基準強度の約 1.3 倍になっています。ただし、応力度の計算は、図 12.6 のように逆Ｔ形断面の鉄筋コンクリートとして計算しました。

壁の前の水路底に幅 50mm のひび割れが確認されることから、擁壁のフーチング底面には 60～65mm 幅のひび割れが入っていることが考えられます。

以上のことから、鉄筋は破断していると考えられます。鉄筋が破断したことで擁壁の中央が大きくたわんだと推察されます。

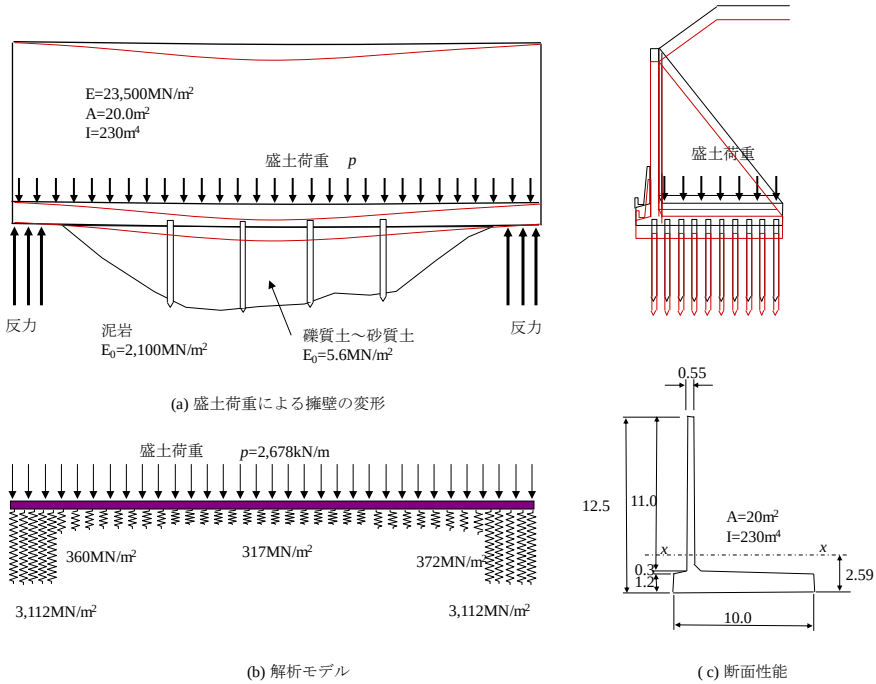


図 12.4　盛土荷重による擁壁の変形と解析モデル

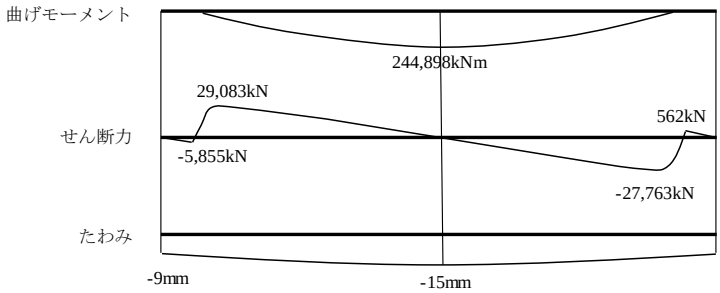


図 12.5 擁壁の縦方向の変位と断面力

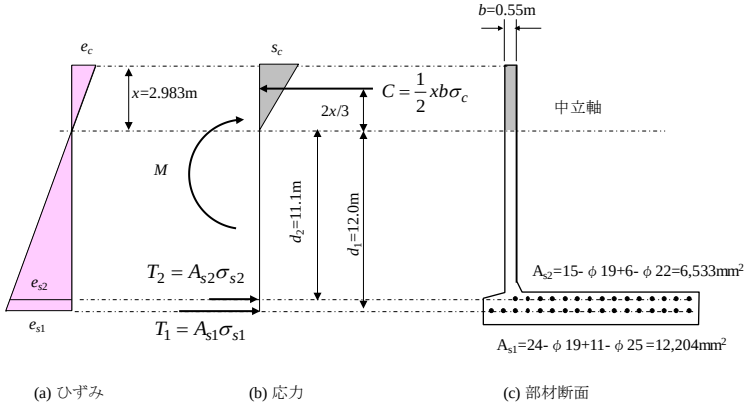


図 12.6 擁壁の応力計算

擁壁の施工当時の図面は保存されていましたが、計算書は不明でした。このため、基礎杭の本数がどのように決められたのかは不明です。当時は直接基礎の支持力で不足する荷重を基礎杭で負担させるという考え方があったので、そのように設計されていた可能性があります。

擁壁の安全性は、一般には断面方向のみで照査しています。しかしながら、本例のように擁壁の延長方向に支持層までの深さが変化している場合には、縦方向の曲げモーメントに対する照査が必要といえます。

補修工法

鉄筋コンクリートの許容ひび割れ幅は、腐食に対する耐久性の面から一般に 0.2mm とされていますが、当該擁壁の壁面には 15mm 幅、10mm 幅、5mm 幅のひび割れが鉛直方向に多数入っています。ひび割れからは鉄筋の錆汁がでており、腐食は相当進行しています。ひび割れ幅から水平鉄筋は降伏した状態にあると判断されます。

底版には 60～65mm 幅のひび割れが入っていると推定され、鉄筋は破断している可能性があります。

逆 T 型擁壁や L 型擁壁のような片持ばり式擁壁においては、壁面は鉛直鉄筋が主鉄筋で水平鉄筋は配力鉄筋になります。底版では横断方向が主鉄筋で、縦断方向が

配力鉄筋になります。しかし、扶壁式擁壁の壁及び底版は、扶壁で支持された連続版構造になっているため主鉄筋と配力筋は逆になります。鉛直方向あるいは底版の横断方向のひび割れは、擁壁の耐力に重大な影響を与えます。

擁壁は、現状では安定した状態にありますが、底版の鉄筋は破断、壁面の鉄筋は降伏していると判断されます。これらのことを踏まえると、図 12.7 に示すような工法で補修すべきといえます。扶壁式擁壁の土留め機能は、損傷が少ない上部 3m 以外は基本的に無視すべきでしょう。

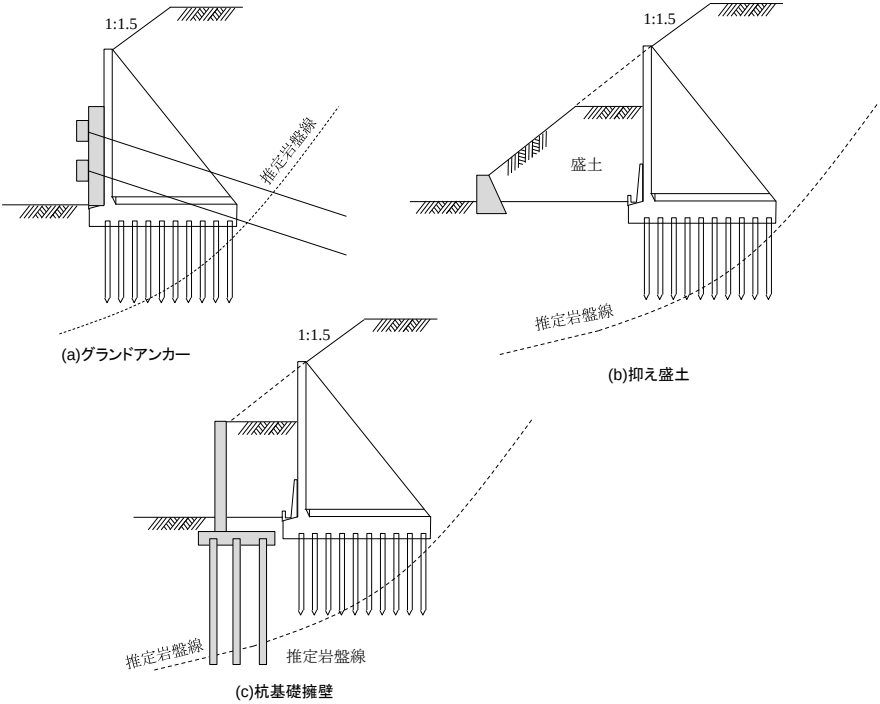


図 12.7 対策工法

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編・同解説、2002 年

2) F・レオンハルト&E・メニッヒ著、横道英雄監訳：続・鉄筋コンクリートの設計、鹿島出版、1984 年

13. 会計検査で重力式擁壁の設計が不適切

2006 年度の会計検査で、集落道を整備するために施工された重力式擁壁の設計が不適切という指摘がありました。

擁壁の背後の地形は、図 13.1 のように道路幅員の 4m の範囲は水平ですが、それより後方は傾斜地となっています。それにも関わらず設計計算では、背後の地形を水平としていました。

実際の地形形状に基づいて擁壁に作用する土圧を算定し、改めて安定計算をし直したところ、作用する土圧は当初計算の 197.62kN/m から 385.16kN/m に増加することになりました。この結果、滑動の安定性に対する安全率が 1.03 となり、許容値である 1.5 を大幅に下回りました。転倒に対する安定性は、水平荷重と鉛直荷重の合力の作用位置が擁壁の底面中央より 0.816m の位置となり、安全な範囲の上限値である 0.608m を大幅に逸脱しました。基礎地盤の支持力に対する安定については、地盤反力度が 352kN/m^2 となり、許容支持力度である 300kN/m^2 を上回りました。

この擁壁の設計は、当初の設計計算、実際の地形形状を考慮して見直した設計計算の両方に問題があると考えられます。何が問題でしょうか。

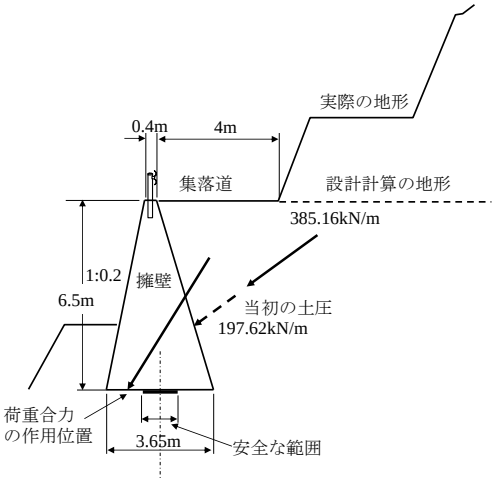


図 13.1 会計検査で指摘された重力式擁壁

盛土部擁壁の計算

会計検査で不適切が指摘された擁壁について、確認のために背面が水平の場合と、実際の地形を考慮した場合の両方について、下記の条件で計算してみました。

背面土は砂質土の盛土で土質定数が γ=18kN/m^3、ϕ=30°、c=0、コンクリートの単位体積重量は 23kN/m^3、擁壁底面の摩擦係数は μ=0.6、自動車の載荷重は 10kN/m^2 としました。

地形を考慮した計算では、計算を簡単にするため地山を勾配 45°で高さ 10m のかさ上げ盛土と見なしています。

計算結果は図 13.2 のようになりました。会計検査報告書に示されている数値とは若干異なっています。これは計算条件が微妙に違っているためですが、このことはたいした問題ではありません。

問題は、擁壁の背面をすべて盛土と見なして計算していることです。盛土部擁壁として土圧を算定したことに問題がありました。

地山の土質定数を考慮した土圧算定と安定計算

施工地点の元々の地形は、図 13.3(a)の一点鎖線のような形状であり、そこを θ=72.5°の角度で H_c=9.3m 掘削して重力式擁壁を施工したと推察されます。

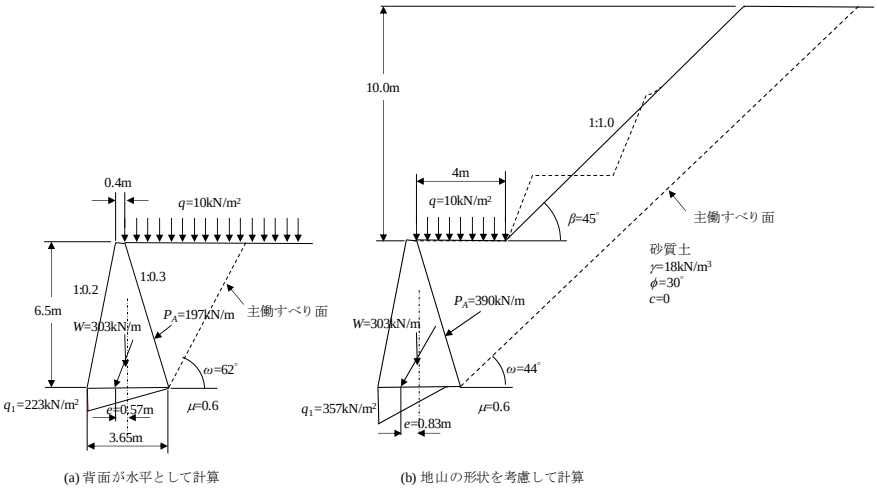


図 13.2 擁壁背面を砂質土の盛土として計算

擁壁設計における土圧計算では、背面地形を水平と見なした場合も、実際の地形を考慮した場合にも土質定数として γ=18kN/m^3、ϕ=30°、c=0 を採用されていますが、これは力学的に矛盾します。このような土質定数では図 13.3(a)の掘削はできません。掘削作業中に法面が崩壊します。

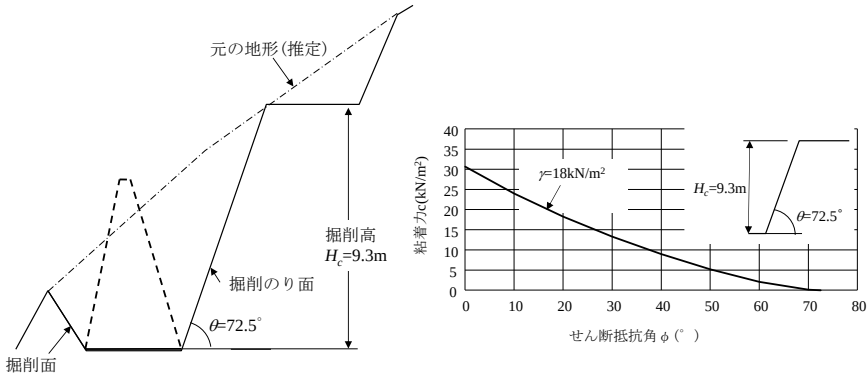
図 13.3(a)の掘削法面が限界状態で安定している、つまり安全率が F_s=1.0 であると仮定すれば、地山の c と ϕ の関係は次の Culmann 式で表されます。

$$c = \frac{\gamma \cdot H_c}{4} \cdot \frac{1-\cos(\theta-\phi)}{\sin\theta\cos\phi} \quad \cdots\cdots (1.1)$$

H_c=9.3m、θ=72.5°、γ=18kN/m^3 の場合について c-ϕ 関係図を描けば図 13.3(b)となります。ϕ=30°とすれば、c=13.3kN/m^2 以上の粘着力がなければ、図 13.3(a)のような掘削はできません。

γ=18kN/m^3、ϕ=30°、c=13.3kN/m^2 の条件で改めて計算すれば、図 13.4 となります。主働土圧は P_A=123kN/m となります。c=0 としたときは P_A=390kN/m でしたので約 1/3 になります。

荷重の合力の偏心量は 0.155m です。許容偏心量 0.608m 以下なので、転倒に対して十分安全です。滑動に対する安全率は 2.28 で、1.5 を上回っています。粘着力を考慮すれば十分安全な結果になります。



(a) 元の地形と施工時の掘削面　　(b) c−ϕ 関係図

図 13.3 地山のせん断強度定数の推定

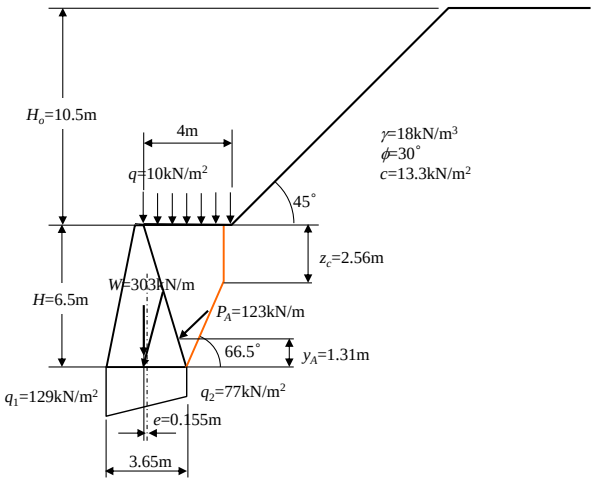


図 13.4　地山の粘着力を考慮した計算結果

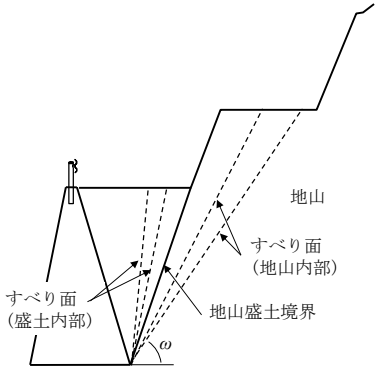


図 13.5 土圧算定の考え方

図 13.5 のように主働すべり面が盛土内部を通過する場合($\omega > \theta$)には、盛土の強度定数を用いて土圧を計算しますが、主働すべり面が地山内部通過する場合($\omega < \theta$)には、地山の強度定数を用い計算すべきです。

『道路土工－擁壁工指針』に示されている「裏込め土・盛土の強度定数」は、主働すべり面が埋戻し部あるいは盛土内を通過する場合にのみ使用できる値であることに注意すべきです。

14. 地震でＬ型擁壁が破損

2004 年の新潟県中越地震では、小千谷市の関越自動車道や若葉団地でプレキャストＬ型擁壁のたて壁が、写真 14.1 のように曲げ破壊する現象が多数見られました。被災したＬ型擁壁(製品長 2m)の部材厚や配筋状態は、図 14.1 のようなっていました。

『道路土工－擁壁工指針』に準拠して、大規模地震時に対する安定性とたて壁基部の応力度を照査すると、いずれも安全という結果が得られました。なお、設計水平震度は k_H=0.2(B 地域、Ⅲ種地盤)、裏込め土は砂質土(γ=19kN/m^3, ϕ=30°)として計算しました。

(a) 関越自動車道

(b) 若葉団地

写真 14.1 たて壁が折れたプレキャストＬ型擁壁

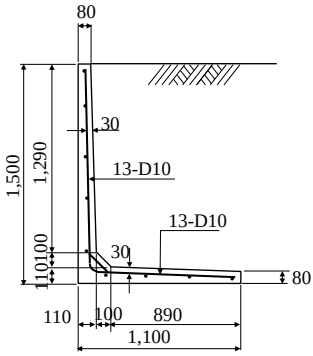


図 14.1 Ｌ型擁壁の配筋図

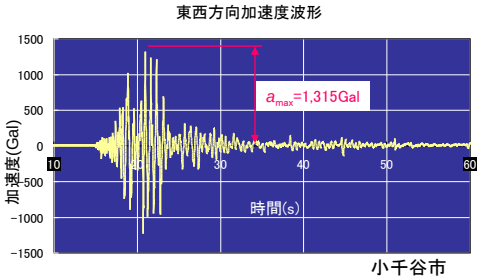


図 14.2 小千谷市で観測された東西方向加速度波形

転倒、滑動に対して安定しており、応力度に対しても安全であるにも関わらず、たて壁はなぜ曲げ破壊したのでしょうか。

なお、小千谷市では、図 14.2 に示すような加速度波形が観測されています。

主働すべり面

『道路土工－擁壁工指針』[1)]では、地震時土圧は震度法に基づいた物部・岡部式を用いることになっています。設計水平震度 k_H=0(=常時)、0.1、0.3、0.5 として物部・岡部式で主働すべり面を求めると、図 14.3 の実線の直線になります。実際のすべり面は破線で描いた曲線になっています。擁壁には、物部・岡部式で求められる土圧とはまったく異なる力が作用したと考えられます。

擁壁の破壊形態

新潟県中越地震のような直下型地震の波形は、図 14.2 に見られるように周期が非常に短くて加速度が大きいという特徴があります。物部･岡部式は周期を無限大と仮定した静的土圧であるため、直下型地震に適用できるかはなはだ疑問です。

実際には、擁壁が前後に激しく振動することで、擁壁のかかと版上の土砂による慣性力がたて壁に衝撃力として作用し、擁壁が滑動、転倒、あるいはたて壁が曲げ破壊したものと考えられます。

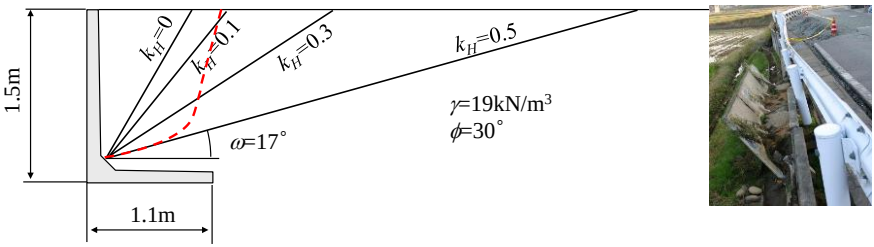


図 14.3　物部･岡部式で求められた主働すべり面

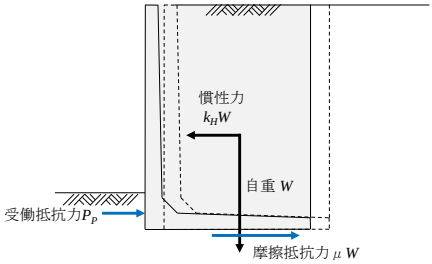


図 14.4 地震時の滑動

小千谷市関越自動車道

長岡市濁沢町

写真 14.2.新潟県中越地震での滑動現象

滑動現象

慣性力 $k_H W$ が、擁壁底面の摩擦抵抗力 μW と根入れ部の受働抵抗力 P_P よりも大きいと、擁壁は滑動します。式で表せば次のようになります。

$$k_H > \mu + \frac{P_P}{W} \quad \cdots\cdots (14.1)$$

根入れ部の受働抵抗 P_P を無視すれば、$k_H > \mu$ となります。μ は 0.6～0.7 なので、水平震度が 0.6～0.7 で擁壁は滑動することになります。水平震度 k_H と加速度 a との関係は a=980k_H(ガル)であるのでので、600～700 ガル以上の加速度を受けると滑動することになります。

写真 14.2 は、新潟県中越地震で擁壁が滑動した事例です。根入れ抵抗があるので 600～700 ガルよりは大きな加速度を受けて滑動したと考えられます。

たて壁の曲げ破壊

根入れ部の受働抵抗が大きくて滑動が拘束されている場合には、写真 14.1 に示したようにたて壁が付け根付近で曲げ破壊をします。

擁壁が左右に振動するときに、たて壁の付け根付近に水平のすべり面が形成されるものとして、着色部分の土塊に作用する力のつり合いを考えてみます。

着色部分の土塊に作用する力は自重 W_s、慣性力 $k_H W_s$、すべり面に鉛直な反力 R_V、すべり面の摩擦抵抗力 μW_s、たて壁からの反力 P です。なお、たて壁は滑らかで摩擦がないものとしています。また、R_V は土塊の中心に作用するものとします。

鉛直力のつり合い条件式　ΣV=0 より $R_V = W_s$ ……(14.2)

水平力のつり合い条件式　$\Sigma H=0$ より $P=(k_H-\mu)W_s$ ……(14.3)

モーメントのつり合い条件式　$\Sigma M=0$ より　$P\cdot y=\dfrac{h}{2}k_H W_s$　….(14.4)

これを解くと

$$y=\frac{h}{2}\cdot\frac{k_H}{k_H-\mu}\quad\cdots\cdots(14.5)$$

たて壁の基部に作用する曲げモーメントは、次のようになります。

$$M=P\cdot y=\frac{h}{2}k_H W=\frac{1.29}{2}k_H\times 24.3=15.67k_H\quad\cdots\cdots(14.6)$$

図 14.1 に示す被災した L 型擁壁の破壊抵抗曲げモーメントは、M_u=10.6kNm/m である。このことから、たて壁を破壊させる水平震度は、次のようになります。

$$k_H=\frac{M_u}{15.67}=\frac{10.6}{15.67}=0.68\quad(=666\text{gal})\quad\cdots\cdots(14.7)$$

小千谷市では最大 1,315 ガルの水平方向加速度が観測されています。擁壁が滑動しなければ、たて壁が曲げ破壊することを力学的に説明できました。

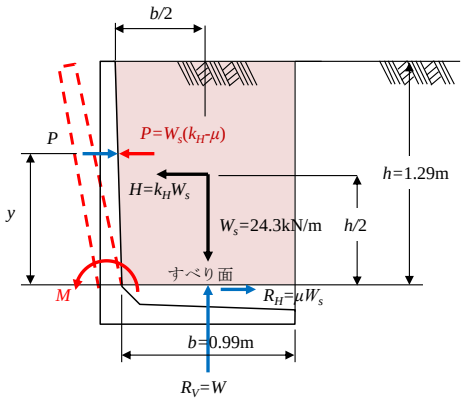


図 14.5 たて壁の曲げ破壊現象

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路土工　擁壁工指針(平成 24 年度版)、2012 年

15. ブロック積み擁壁が地震で損壊

2016 年 4 月 14 日 21 時 26 分、熊本県熊本地方の深さ 11km 地点でマグニチュード 6.5、震度 7 の地震がありました。この前震に続いて 2 日後の 16 日 1 時 25 分にも同じ地域の深さ 12km 地点でマグニチュード 7.3、震度 7 の地震(本震)がありました。内陸直下型地震でした。

内陸直下型地震では，地表地震断層の近傍で擁壁被害が現れることが多いですが、熊本地震でも布田川断層帯周辺で多くの擁壁被害が見られました。写真 15.1 は、西原村大切畑地区を走る県道 28 号の山留め擁壁の被災状況です。近傍で布田川断層が地表に現れていることを確認しています。

被害形態には、図 15.1 に示す 3 つのタイプが見られました。どうしてこのような損壊を生じたのでしょうか。

写真 15.1 西原村の県道 28 号のブロック積擁壁の損壊

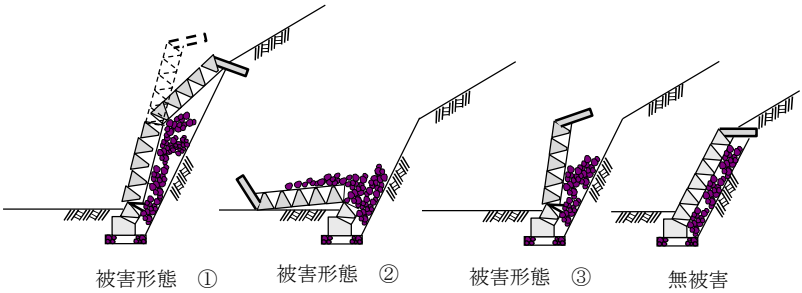


図 15.1 ブロック積擁壁の被害形態

背後の盛土は安定し、地震による慣性力で倒壊

写真 15.1 を見ると、擁壁が倒壊した後でも背後の地山は安定しています。地山に粘着力があり、自立できるためです。

地震時には、このような現象がよく見られます。写真 15.2、写真 15.3 は熊本地震で損壊した益城町の擁壁です。写真 15.4、写真 15.5 は新潟県中越地震(2004 年)で損壊した小千谷市の石積と長岡市高町の住宅石垣です。物部・岡部式で得られるような地震時土圧が発生し、擁壁を押し倒したようには見えません。

擁壁が地震の慣性力を受けて、背後の盛土とは関係なく根元を中心に前後に振動したことで図 15.1 のように損壊したものと考えられます。

擁壁が回転運動する地震加速度

地震による鉛直方向加速度を a_v、水平方向加速度を a_h、ブロック積み擁壁の高さを H、擁壁幅を B、勾配を 1:n、擁壁質量を m とすると、転倒の安全率 F_s は式(15.1)で表すことができます。g は重力加速度(=980 ガル)です。

写真 15.2 国道 443 号(益城町)の路側擁壁

写真 15.3 益城町文化会館の東側宅地擁壁

写真 15.4 小千谷市の石積の崩壊

写真 15.5 長岡市高町の住宅の石垣の崩壊

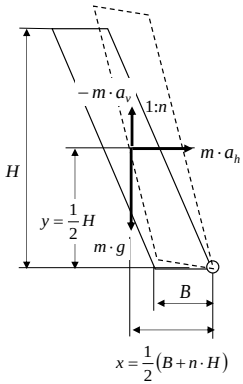


図 15.2 記号の説明

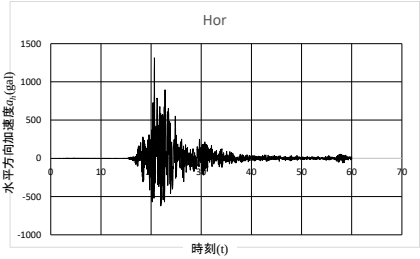
$$F_s = \frac{g + a_v}{a_h}\left(n + \frac{B}{H}\right) \quad \cdots\cdots (15.1)$$

ブロック積み擁壁の標準的な勾配は n=5 分(1:0.5)、擁壁幅と高さの比は B/H=0.1 です。これらを考慮して F_s=1.0 とおくと、ブロック積み擁壁の静止限界加速度、つまり回転運動を始める加速度が次のように表されます。

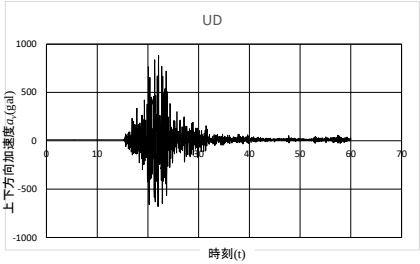
$$a_h = 588 + 0.6a_v \quad \cdots\cdots (15.2)$$

地震鉛直加速度が a_v=0 であれば水平方向に a_h=588 ガルの加速度を受けたときに、地震水平加速度が a_h=0 であれば鉛直方向に a_v=-980 ガルの加速度を受けたときに擁壁は回転運動を始めます。このような状態が続けば回転変位が進行し、擁壁の重心位置がつま先より前に出た時点で擁壁は転倒します。

図 15.3(a)は熊本地震の本震の際に、防災科学技術研究所の強震観測網「KiK-net 益城」で計測された東西方向の加速度と南北方向の加速度を合成して求めた水平方向の加速度波形、図 15.3(b)は上下動の加速度波形です。図 15.3(a)、(b)から水平加速度 a_h と鉛直加速度 a_v の関係を求めると図 15.4 となります。第 4 象限に描いている斜線は、転倒安全率が F_s=1.0 となる式(15.2)を表しています。斜線より右側にたくさんの黒点がプロットされています。益城町ではブロック積み擁壁に回転運動を起こさせる強さの加速度が繰り返し作用したことを物語っています。



(a) 水平方向の合成加速度波形



(b) 上下方向の加速度波形

図 15.3 熊本地震による益城町で観測された加速度波形(KiK-net 益城より作成)

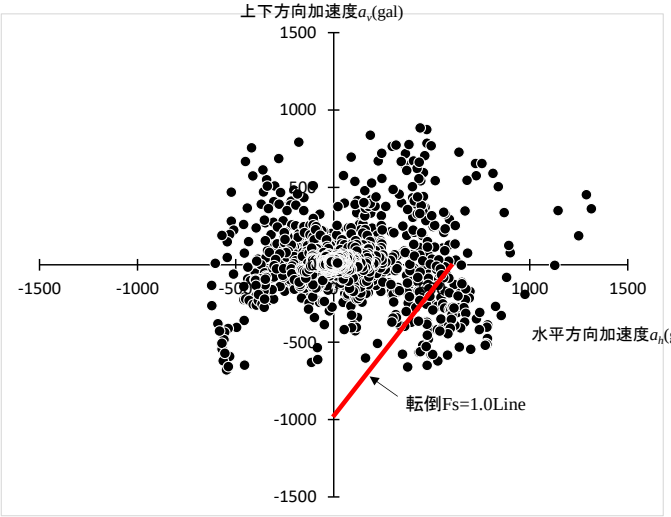


図 15.4 益城町の水平方向加速度と鉛直方向加速度

建築研究所による振動実験

独立行政法人建築研究所では、2007 年に空積および練積ブロック積み擁壁を対象とした実物大擁壁の振動実験を実施しています。

大型振動台上に固定土槽（幅 6m×奥行き 3m×高さ 2.5m）を設置し、図 15.5 に示す擁壁試験体を作製。盛土材には江戸崎砂（湿潤密度 16.31kN/m^3、乾燥密度 14.29kN/m^3、自然含水比 14.1%）を使用し、一層 25cm で撒出し転圧回数 5 回の

締め固めを行っています。

入力振動波は、兵庫県南部地震の観測波(JMA 神戸 NS 波)(図 15.6)で、入力レベルを 100 ガル、200 ガル、400 ガル、818 ガル、1,000 ガルと増大させています。なお振動は前後方向だけで、左右、上下には揺らしていません。

練積、空積とも 400 ガル以下では外観に目立った損傷は生じず、兵庫県南部地震と同じ 818 ガルの加振で空積には最大 50mm の残留変形を生じ、1,000 ガルで完全に崩壊しました。練積みは 818 ガルでは写真 15.6 の状態でした。1,000 ガルの加振で擁壁が前方へ剛体的に起き上がり、擁壁頭部が水平に 25mm 変位しただけでした(写真 15.7)。

加振すると擁壁は剛体的にロッキング運動をし、前方に回転すると擁壁と盛土の間に隙間ができ、そこに盛土が落ち込み、擁壁が徐々にせり出され、前方へ起き上がるような挙動をします。

震度法に基づいた物部・岡部法で地震時土圧を求めて安定計算すると、200 ガルの加速度で転倒することになります。物部・岡部法は、擁壁と盛土は離れることなく一体的に変位すると仮定していますが、実際には擁壁と盛土は別々に挙動します。

実験では、水平加速度 400 ガルでは擁壁が動かず、818 ガルでは回転変位を生じました。鉛直方向加速度が 0 であれば、水平方向加速度が 588 ガルでブロック積み擁壁の転倒安全率が 1.0 となり、回転運動を始めるという前述した仮説と整合します。

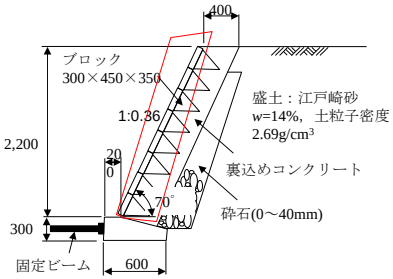


図 15.5 擁壁試験体の概略図

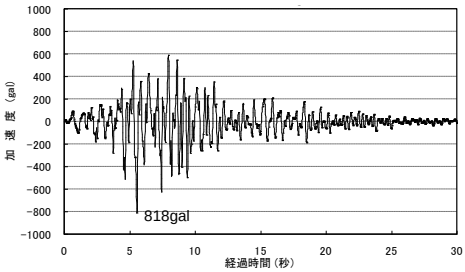


図 15.6 振動実験に用いた加速度波形

擁壁が前方へ約3度回転。盛土内にすべり面が発生。
大きなすべり面角度は45度。

写真 15.6 練積み擁壁 818 ガル加振後の状況

擁壁が大きく前方へ回転。すべり面の角度は30度以下。

写真 15.7 練積み擁壁 1,000 ガル加振後の状況

16. 山留め擁壁に作用する水圧

2018 年 3 月 5 日の夕方、国道 194 号の山留め擁壁の水抜孔から水が噴出しているのが確認されました(写真 16.1)。当該地点では、3 月 4 日の 21 時から 5 日の 16 時にかけて累計 63mm、最大 10 分間雨量 6mm が観測されています。

この噴流から、山留め擁壁に作用している水圧を推定することは可能でしょうか。

写真 16.1　山留め擁壁の水抜孔からの噴流

水頭と水圧の推定式

擁壁の背後に水が溜まり、水抜孔がオリフィスになって水が噴出していると考えます。

水抜孔から水面までの高さ(=水頭)を h とすると、水抜孔から噴出される水の初速度 v_0 は、トリチェリーの定理より式(16.1)で表されます。

$$v_0 = \sqrt{2g \cdot h} \quad \cdots\cdots (16.1)$$

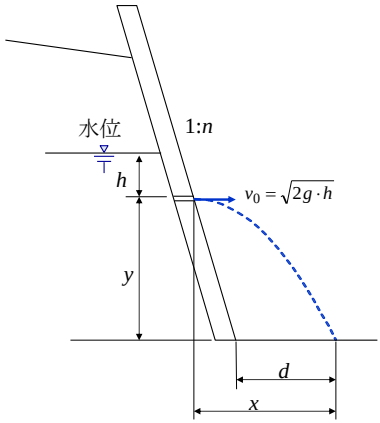


図 16.1 水抜孔からの噴流の軌道

噴出される水の t 秒後の速度と移動距離は、次のように表されます。ただし、空気抵抗は無視します。

水平方向速度　$v_x = v_0$ …… (16.2)

水平移動距離　$x = \int v_x dt = v_0 \cdot t$ …… (16.3)

鉛直方向速度　$v_y = \int g dt = g \cdot t$ …… (16.4)

落下距離　$y = \int v_y dt = \frac{1}{2} g \cdot t^2$ …… (16.5)

式(16.1)、式(16.3)、式(16.5)より

$$y = \frac{x^2}{4h} \quad \cdots\cdots (16.6)$$

水抜孔から路面までの落差を y、擁壁下端から噴流の着地点までの距離を d、擁壁の勾配を n とすれば、

$$x = d + n \cdot y \quad \cdots\cdots (16.7)$$

式(16.6)と式(16.7)より、水頭 h が次のように求められます。

$$h = \frac{1}{y}\left(\frac{d + n \cdot y}{2}\right)^2 \quad \cdots\cdots (16.8)$$

水の単位体積重量を γ_w=9.8kN/m^3 とすると、水抜孔位置の水圧 p は、

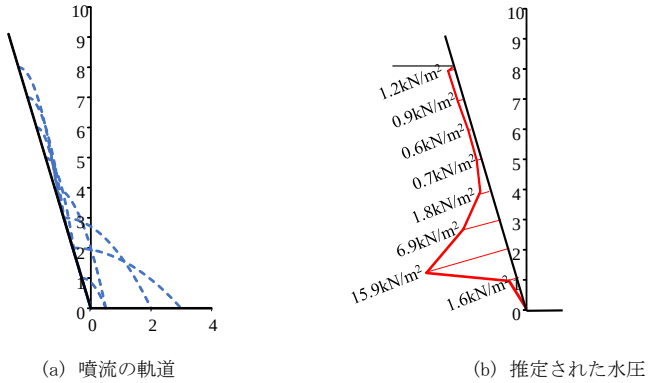
$$p = \gamma_w h = 9.8h \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots\cdots (16.9)$$

として推定することができます。

噴流の軌道と水圧の推定

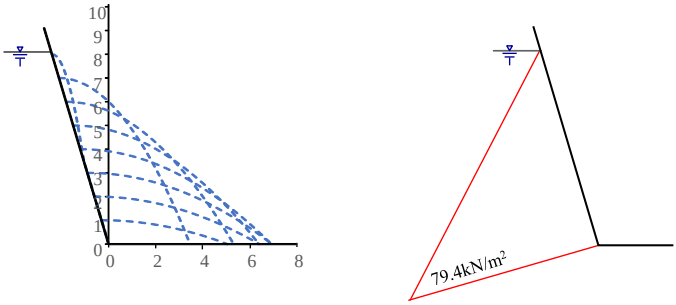
写真 16.1 から噴流の軌道を図化すると図 16.2(a)となります。これより水圧を推定した結果は図 16.2(b)です。

擁壁の背後が水槽のようになって水が溜まっていれば、噴流の軌道と水圧は図 16.3 のようになります。



(a) 噴流の軌道　　(b) 推定された水圧

図 16.2 噴流の軌道と推定された水圧



(a) 噴流の軌道　　(b) 静水圧

図 16.3 擁壁背後に水が溜まっている場合の噴流の軌道と水圧

17. 護岸の背後に大きな空隙ができた

2005 年 9 月 6 日、台風 14 号により高知県の各地で降雨量が 800mm を超えました。県中部の日高村を流れる日下川では、水位が護岸の天端よりさらに 0.4m 上昇しました。護岸は高さ 3m、5 分勾配の練りブロック積み(控え 35cm)構造でした。水抜孔はφ50mm で、下端から 0.6m と 1.6m の位置に設けられていました。

河川の増水により右岸護岸が、図 17.1、写真 17.1、写真 17.2 のように根固めコンクリートの約 0.6m 上で折れて前方へ傾きました。これにより、護岸の背面には空隙が生じました。空隙幅は最大で 30cm に達していました。このような現象がなぜ起きたのでしょうか。

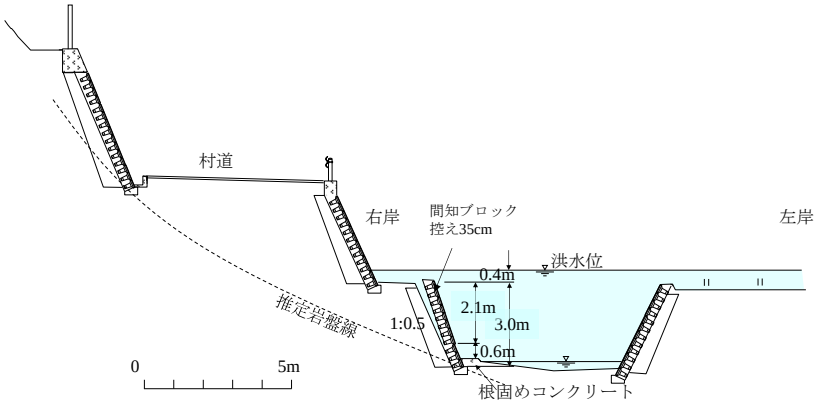


図 17.1 河川の増水で被災した護岸

写真 17.1 護岸背後に 30cm の隙間

写真 17.2 護岸に水平方向の亀裂

豪雨時に護岸が起き上がるメカニズム

豪雨時に河川護岸が被害を受けることがあります。その多くは、根入れ部が洗掘され、背後の土砂が流出することによる護岸の崩壊ですが、まれに護岸が起き上がることがあります。

著者が、河川護岸が起き上がった現象を目撃したのは 3 度だけです。3 度とも増水し、河川の水位が護岸の天端を超して上昇していました。河川の増水によって図 17.2 のような現象が生じたと推測されます。

平常時には河川水位も護岸背後の水位も同じ高さにあります。降雨で増水すると河川の水位は急速に上昇します。このとき護岸の水抜孔から河川水が背後へ浸透しますが、それはわずかです。背後の水位の上昇にはほとんど影響しません。河川の水位が護岸の天端を超えて上昇すると、護岸背後が被覆されていないと裏込め材から水が鉛直浸透し、背後の水位が上昇します。雨が止むと、河川の水位が急速に降下するため護岸の前後で水位差を生じ、残留水圧が発生します。残留水圧が大きいと、護岸は前方へ起き上がります。そうすると、10m 間隔で設けられている護岸の目地部に隙間ができるため、そこから排水され護岸背後の水位も低下します。

今回の被災箇所では、護岸の高さは左右岸同じでしたが、左岸は被災していません。さらに言えば、右岸でも被災したのは目地で区切られた 1 区間のみでした。被害を受けた箇所と免れた箇所の違いは、護岸背後の土の透水係数にあります。左岸の護岸の背後は水田であるので、地表面は不透水な粘性土層で被覆されています。これに対して右岸は砂質土でしたが、被災した区間では不透水材料で被覆されていなかったため、河川水が裏込め材の箇所から鉛直浸透したものと推測されます。

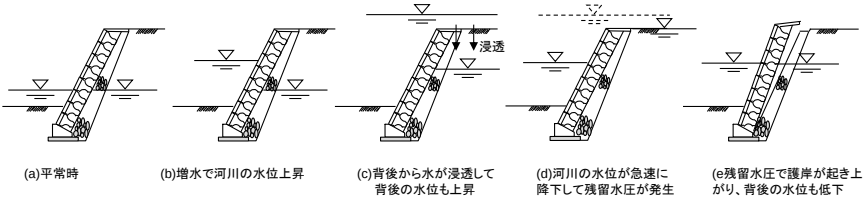


図 17.2　護岸が起き上がるメカニズム

護岸が曲げ破壊した原因

被災した河川護岸は、控え 35cm の間知ブロックを用いた練積み構造で、直高 3m、壁面は 4 分 5 厘の勾配でした。

護岸が破壊したとき、破壊面より上部の護岸に作用していた力は、護岸の自重(W_1、W_2)、背面からの静水圧(P_1)、前面からの静水圧(P_2)です(図 17.3)。土圧は作用していません。背面に隙間ができていたことより明らかです。

護岸が破壊したときの水位は不明です。そこで、背面の水位は護岸天端と一致していて、背面と前面との水位差 Δh を 0 から 2.1m まで変化させて、護岸が破壊した位置における曲げ応力度を計算してみました(図 17.4)。

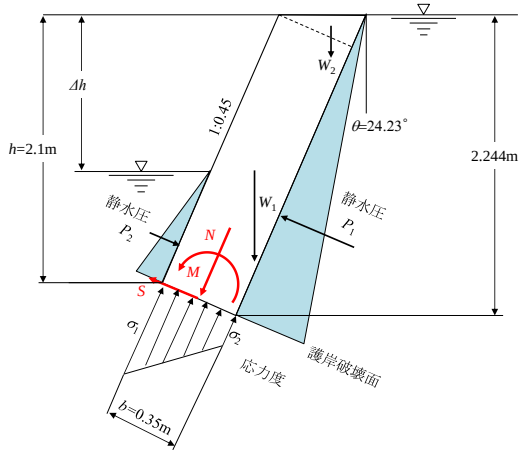


図 17.3 護岸に作用する荷重

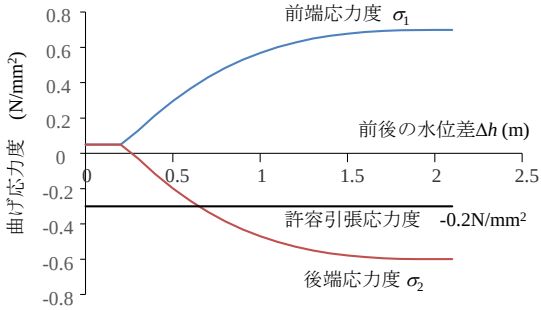


図 17.4 前後の水位差と護岸の破壊位置の曲げ応力度の関係

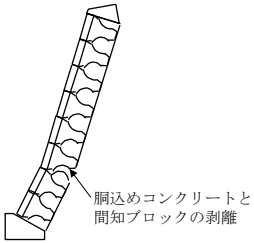


図 17.5 護岸の破壊形態

護岸の胴込めコンクリートの設計基準強度は σ_{ck}=16N/mm^2 です。設計計算に使用する常時の許容引張応力度は $\sigma_{ta}=\sigma_{ck}/80$=0.2N/mm^2 ですが、引張強度は $\sigma_t=\sigma_{ck}/10$=1.6N/mm^2 です。

前後の水位差が Δh=2.1m であったとしても、引張応力度は 0.6N/mm^2 であり、引張強度以下です。それにも関わらず曲げ破壊をした原因は、胴込めコンクリートと間知ブロックとの接着が十分でなく剥離破壊したものと推察されます。

残留水圧が護岸の安定性に及ぼす影響

被災した日下川の河川護岸が起き上がった原因は、残留水圧による護岸の曲げ破壊でした。これは護岸の下端が根固めコンクリートによって回転が拘束されていたためです。通常の護岸が起き上がるのは、護岸のつま先回りの転倒モーメントが抵抗モーメントより大きくなるとき、つまり転倒の安全率が 1.0 を下回るときです。河川の増水により水位が上昇し、水圧が増加すれば転倒の安全率が低下します。

洪水時に河川護岸に作用する荷重として、図 17.6 に示すように前面からの水圧 P_{Wf}、背面からの水圧 P_{Wr}、と土圧 P_{A1}、P_{A2}, 底面からの水圧(揚圧力)U があります。河川の水位 h と転倒に対する安全率 F_s の関係を計算してみました。

なお、土圧の計算では、背面土の単位堆積重量は γ=20kN/m^3、(水位以下は γ'=10kN/m^3)、せん断抵抗角は ϕ=35° としました。また、前後の水位差は Δh=0(水位差なし)のケースと Δh=1.0m(残留水圧あり)の 2 ケースについて計算しました。Δh=1.0m としたのは、水抜孔の高さ方向の標準的な設置間隔が 1.0m であるためです。

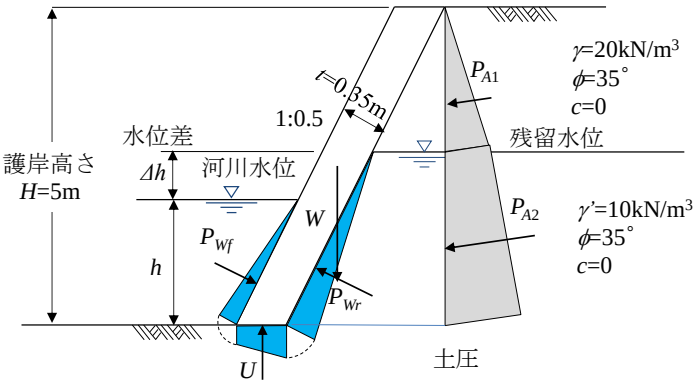


図 17.6　一般的な河川護岸に作用する荷重

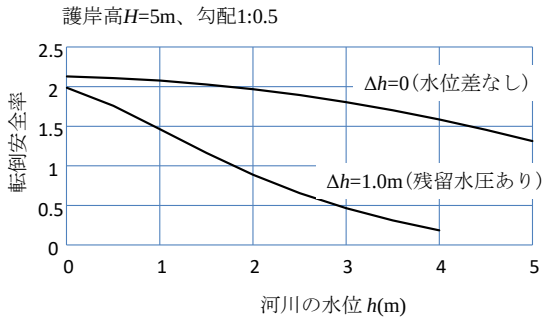


図 17.7　一般的な河川護岸(H=5m)の前面水位高と転倒安全率の関係

計算結果を図 17.7 に示します。河川の水位が上昇すれば転倒の安全率は低下します。しかしながら、河川水位と背後の水位が同時に上昇・下降すれば大きな安全率の低下はなく、水位が護岸天端まで上昇しても安全率は 1.3 が確保されます。

ところが、1.0m の水位差がある場合には、河川水位が 2.0m を超えると転倒の安全率は 1.0 を下回ります。つまり、護岸が起き上がる可能性が発生します。

水抜孔による残留水圧の防止効果

河川護岸の水抜孔の設置に関する技術基準としては、表 17.1 に示すものがあります。

表 17.1 河川護岸の水抜孔設置に関する技術基準

出　典	水抜孔に関する記述
国土交通省土木構造物標準設計第 4 巻（擁壁）擁壁－ブロック積（石積）擁壁（練積）	擁壁背面の排水工には、特に注意し、φ50mm 程度の水抜き孔を 2.0～3.0m^2 に 1 箇所設けるのが望ましい。ただし、河川護岸または、擁壁前面に水位がある場合は、設けないこととする。
財団法人国土開発技術センター「護岸の力学設計法」	残留水圧が作用しないよう裏込め材、水抜き工の設置が必要。
国土交通省中部地方整備局監修「河川構造物設計要領」第２編第３章 護岸	護岸には、一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には必要に応じて水抜きを設ける。なお、堤体材料等の微粒子が吸い込まれないよう考慮するものとする。

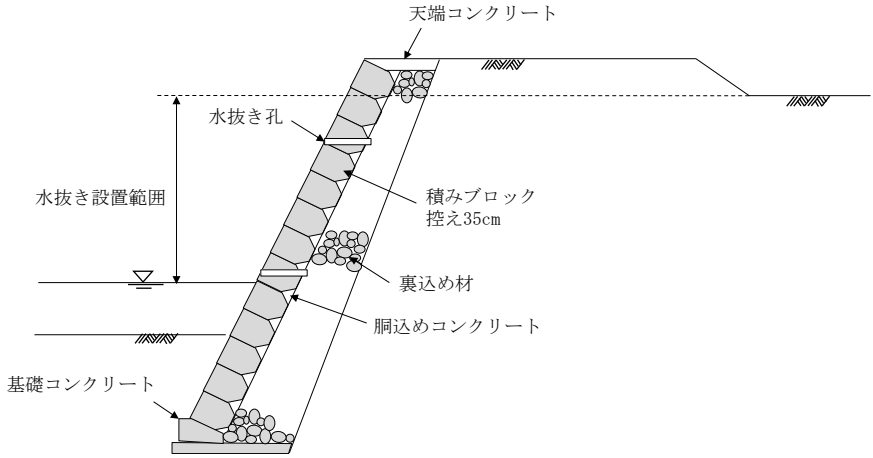


図 17.8 河川護岸の標準断面

水抜孔の設置の目的は、残留水圧の発生を防止または抑制することだとされています。ブロック積み擁壁では、φ50mm 程度の水抜き孔を 2.0～3.0m^2 に 1 箇所配置するのが一般的です。この程度の水抜孔だけで残留水圧の発生を抑止できるかははなはだ疑問です。背後の地盤に浸透した水を水抜孔から排出し、背後の水位を河川の水位と同じ速度で降下させることができるとは考え難いからです。

また、水抜孔の高さ方向の設置間隔を一般に 1.0m としていますが、これは 1.0m

の水位差の発生を容認することを意味しています。そうすれば、図 17.7 から明らかなように、標準的な河川護岸(図 17.8)では河川水位が 1.8m より高ければ転倒の安全率が 1.0 を下回ることになります。

しかしながら、洪水時に河川護岸の起き上がる現象は、まれにしか出現していません。これは、河川の水位が護岸天端を超えることが少ないこと、天端を超えても河川水が背後の地盤に鉛直浸透しない対策が行われているためだと思われます。

護岸の起き上がり防止対策

河川の増水で護岸が起き上がるのを防ぐには、以下のような対策が考えられます。

① 増水で予想される水位上昇高よりも護岸の天端を高くしておく。

② 護岸天端をコンクリートで張るなどして、河川水が地盤内に鉛直浸透しない構造にする。

③ 護岸の裏込材の上部に遮水マット等を施工し、地山内に浸透してきた水を裏込材に侵入させないようにする。

④ 水抜孔が目詰まりすることなく適切に機能するように工夫する。

18. 橋台が前方へ傾斜した

2008 年、フィンガージョイントが密着した状態になっている橋梁があるので調査して欲しいという依頼がありました。橋梁は、1973 年に建設された橋長 37.5m の一径間単純合成プレートガーダー橋(図 18.1)で、フィンガージョイントが密着しているのは A2 橋台部でした(写真 18.1(a))。

支承条件は A1 橋台が固定､A2 橋台は可動です｡A2 橋台の可動支承は写真 18.1(b)に見られるように上沓とサイドブロックが前端で密着していました。

A2 橋台は、高さ 13.9m の逆 T 式で、その下に高さ 3.3m の置換えコンクリート基礎が施工されていました(写真 18.1(c))。A2 橋台のたて壁の傾斜を光波測距器で測定したところ、前方へ 0.06 度傾斜していることが確認されました。

A2 橋台の支持地盤は砂岩です。亀裂が発達し、部分的には開口していますがハンマーで強打しないと割れないくらい硬い砂岩です。橋台背後の盛土は、*N*値 5～10 の粘土混じり砂礫です。

A2 橋台の背後には 7m の範囲にオーバーレイが行なわれています(写真 18.2)。オーバーレイの厚さは 22cm です。十数年前に路面に陥没があったことが聞き取り調査で分かりました。

橋台の基礎部は砂岩に支持されているにも関わらず。なぜ傾斜してフィンガージョイントが密着したのでしょうか。

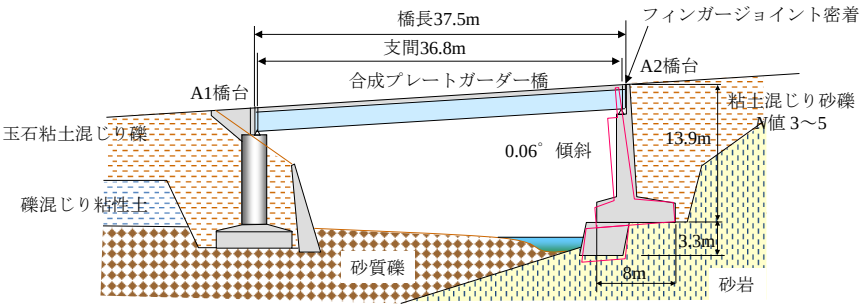


図 18.1 フィンガージョイントが密着した橋梁

(a) 密着したフィンガージョイント

(b) A2橋台部の支承

(c) A2橋台の正面

写真 18.1　A2 橋台部の変状

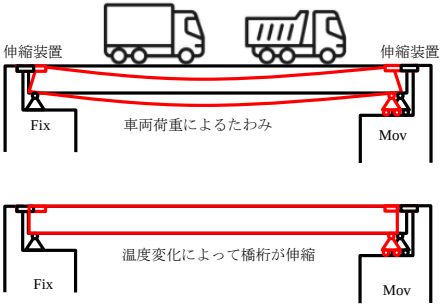
写真 18.2　A2 橋台背後の舗装の補修

フィンガージョイントが密着した原因

橋梁を車両が通行すると、橋桁はたわみます。また、温度変化によって橋桁は伸び縮みします。このため、橋桁を支持する端部の一方には、水平移動と回転が自由にできる可動支承(Mov)、反対側の端部には回転のみが自由にできる固定支承(Fix)が設置されます。

支承や伸縮装置の設計では、橋桁のたわみや温度変化による伸縮量の他に施工誤差等を考慮した余裕量を見込んで寸法を決定しています。

車両が橋面上に満載されていない状態で、上沓とサイドブロックが密着、フィンガージョイントが密着状態になった原因は、A2 橋台の回転あるいは水平移動であるのは明らかです。



正常な橋梁の伸縮装置

図 18.2　橋桁のたわみと温度変化による伸縮

過大な土圧の作用で橋台が傾斜したか

調査の結果、橋台背後の盛土は N 値が 3～5 の粘土混じり砂礫でした。N 値から土のせん断抵抗角 ϕ を推定すると、

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times (3\sim5)} = 22\sim24^{\circ} \qquad \cdots\cdots(18.1)$$

となります。

橋台の設計には、一般に背面土のせん断抵抗角を ϕ=30～35°を用いています。

主働土圧係数 K_A は、

$$K_A = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad \cdots\cdots(18.2)$$

と表せますので、設計では K_A=0.27～0.33 の主働土圧係数を用いています。盛土が経年的に劣化して ϕ=22～24°になれば、K_A=0.42～0.45 となります。橋台に作用する土圧は、設計時よりも 1.3～1.65 倍増加することになります。

橋台が前方へ傾斜したのは、盛土の経年劣化による背面土圧の増加が原因でしょうか。

橋台や擁壁などの抗土圧構造物の設計には、主働土圧が用いられていますが、構造物に主働土圧が作用するのは、構造物が前方へ移動し、盛土が極限平衡状態になるときです。構造物が静止状態にあるときには、主働土圧よりもはるかに大きい静止土圧が作用しているはずです。静止土圧係数は $K_0 \fallingdotseq 0.5$ です。

構造物を施工する際には、背面土を転圧します。転圧すると過圧密状態になり、静止土圧よりもさらに大きな土圧が作用します。安全余裕の少ない構造物が施工時に滑動や傾斜などの問題を引き起こすのはこのためです。

施工時に発生する大きな土圧に耐えて安定を保っていた橋台が、盛土が劣化したとしても主働土圧によって傾斜するとは考えられません。

橋台傾斜の原因

抗土圧構造物が傾斜する原因としては、下記の 6 つの現象が考えられます。

①地すべり

②地震による慣性力、地盤の液状化

③雨水の浸透による間隙水圧

④河川の水位変動による残留水圧の作用

⑤支持地盤のクリープ変形

⑥支持地盤の洗掘

橋台の後方に斜面が迫っておれば、①と③について検討しなければなりませんが、A2 橋台の後方は道路が海岸に沿って直進しており、地形的に①と③は影響ないと判断できます。

②は、抗土圧構造物が震度 6 弱以上の地震を受ける場合です。橋梁が架設されたのは 1973 年ですが、これ以降にこの地域が震度 6 弱規模の地震は経験していません。

④の影響だけで橋台が傾斜したとは考え難いですが、残留水圧が発生した可能性はあり、⑥に残留水圧が加わって橋台を傾斜させたことは考えられます。橋台の前には河川があります。増水して河川の水位が上昇すれば、橋台の上流側の側面から橋台背面に水が入る可能性があります。雨が止んで河川の水位が急速に低下すると、橋台の前後で水位差が生じ、残留水圧が発生したことが考えられます。

⑤は、支持地盤が軟弱か緩詰め状態で、支持力に対する安全余裕が少ない場合ですので該当しません。

⑥によって A2 橋台は傾斜したと考えられます。A2 橋台の前は河川の水衝部にあたり、写真 18.2(c)に見られるように淵が形成されています。置き換えコンクリートの下面の岩盤が洗掘によって空洞化していることが考えられました。

水深が 1m 程度ありましたので、潜水調査を実施しました。その結果、高さ 30cm、幅 4m、奥行き 50cm の空洞が確認されました。過去に A2 橋台の背後の路面が陥没したのは、洪水で河川水が上昇した際に、空洞化した箇所から盛土が吸い出しを受けたためと推察されます。橋台が傾斜したのも洗掘による空洞化が原因と考えられます。

河川の水衝部は、洗掘の恐れがあるため基礎の根入れを十分に確保する必要があります。

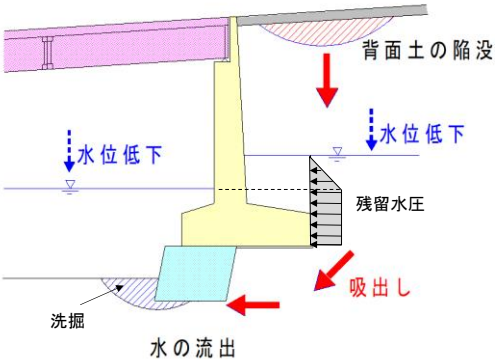


図 18.3 橋台の洗掘と残留水圧

19. 海岸道路の路面が陥没

2010 年 6 月 4 日、須崎市安和の海岸線を通る県道久礼須崎線で、ロックシェッド内の路面が写真 19.1 のように幅 2.5m、長さ 3.2m、深さ 13m にわたって陥没しました。

写真 19.1 道路の陥没状況

写真 19.2 ロックシェッドと海岸護岸を兼ねた路側擁壁

写真 19.3 路側擁壁の根元の洗掘状況

海側には、写真 19.2 に示すように高さ 21.5m の海岸護岸を兼ねた路側擁壁が施工されています。この擁壁は、コンクリート造のもたれ式で、ロックシェッドの基礎工としての役割も果たしています。

この道路は太平洋に面しています。路側擁壁の前方には、以前は砂浜があり擁壁の根元は砂に埋まっていました。しかし現在は、写真 19.3 のように洗掘され、空洞が形成されていました。

道路が陥没したのは、路側擁壁の根元が波で洗掘されたためでしょうか。

道路が陥没した原因

路側擁壁の足元が波で洗い流され、着岩していない箇所から洗掘が始まり、裏込め材が吸出しを受けて空洞が上方へと拡大したと考えられます。しかし、海岸から路面までは 21.5m の高さがあります。下端からの吸い出しが路面まで及ぶとは思えません。

被災箇所の背後は集水地形になっており、地下水がロックシェッドの下を通って路側擁壁の下面に沿

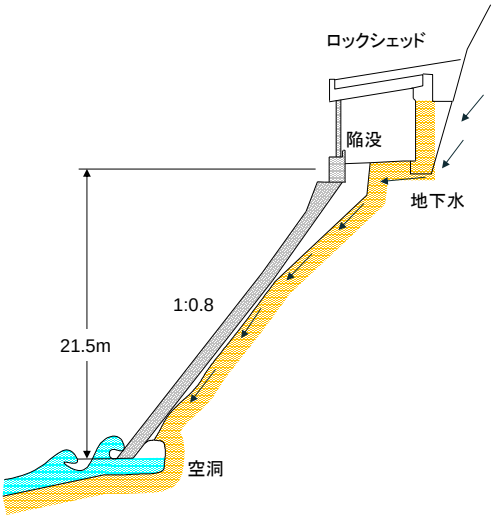


図 19.1 路面陥没のメカニズム

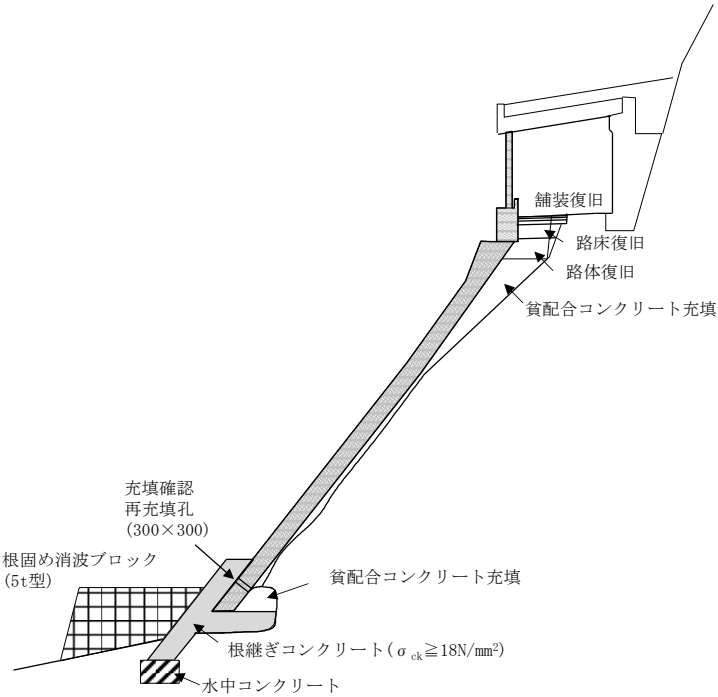


図 19.2 復旧工法

って海に流れている可能性があります。波浪による吸い出しと、地下水による洗掘の相乗効果によって空洞が路面まで拡大したものと推察されます。

復旧工法

復旧は、図 19.2 のように行いました。

路側擁壁の根元の洗掘防止には、根継コンクリートと根固め消波ブロック(5t型)を併用し、その施工には小型重機を用いました。小型重機の搬入・搬出は、120t吊りラフタークレーンで行っています。

路側擁壁の背面の空洞部は、貧配合コンクリート(C=170kg/m^3、スランプ 12cm)で充填しました。

20. 豪雨で二段ブロック積み擁壁が崩壊

徳島県 K 村の農道工事が完成した直後の 1982 年 9 月、台風 19 号の豪雨の影響で、切土部に施工していた二段ブロック積み擁壁が、図 20.1 のように倒壊しました。

擁壁崩壊時の降雨量は時間最大 27mm、累計 150mm でした。地山の地質は節理と層理の発達した泥質片岩で、層理面は傾斜角 45～50 度の流れ盤になっていました。

ブロック積み擁壁は 4 分勾配です。一段の高さは 8m で幅 2m の小段が設けられていました。

設計上、どのような問題があったのでしょうか。

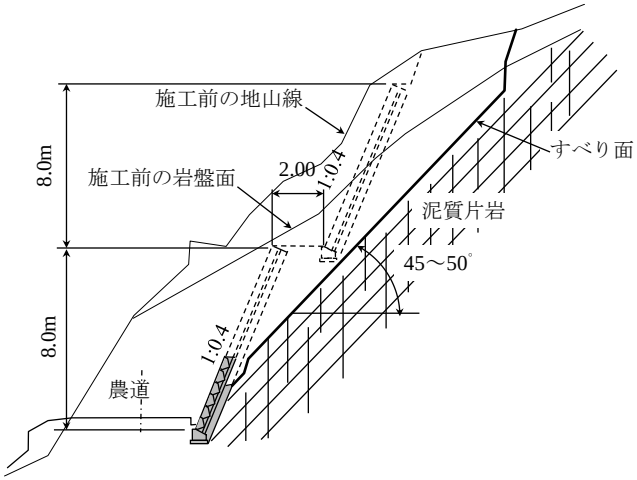
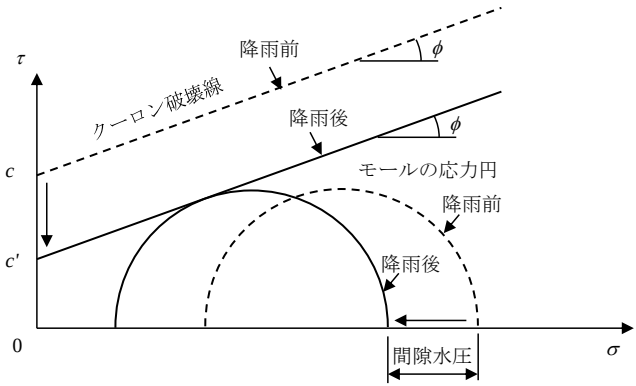


図 20.1 豪雨で崩壊した二段ブロック積み擁壁

降雨で粘着力の低下と間隙水圧の上昇

のり面崩壊は、層理面に沿ったすべり破壊でした。豪雨による雨水が層理面に浸透し、層理面の粘着力を減少、あるいは間隙水圧を上昇させ、地山のせん断抵抗力を低下させたことがすべりの要因になったと判断されます。



・粘着力が低下→クーロン破壊線が降下
・間隙水圧が増加→モールの応力円が左に移動
・クーロン破壊線とモールの応力円が接する→すべり破壊

図 20.2 すべり破壊のメカニズム

破壊のメカニズムを図 20.2 で説明します。

層理面のせん断強度は、クーロンの破壊線で表されます。粘着力が減少すると、その分だけクーロンの破壊線が降下します。

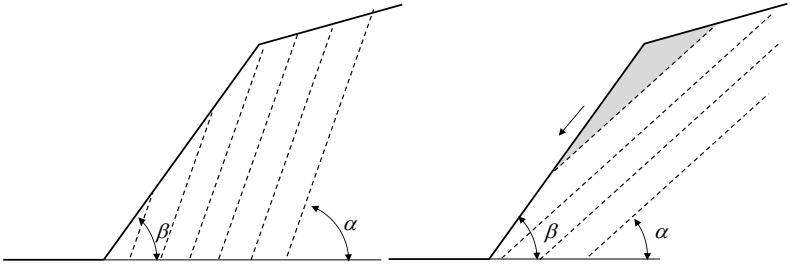
層理面の応力状態はモールの応力円で表されます。間隙水圧が上昇すると、その分だけモールの応力円が原点側へ移動します。

モールの応力円がクーロンの破壊線に接した段階で、すべり破壊の安全率が 1.0 となり、すべり破壊が発生することになります。

流れ盤の傾斜角より急な角度で切土

現地の層理面は 45～50°で傾斜した流れ盤になっていました。流れ盤の地山で切土するときには、図 20.3(a)のように流れ盤の傾斜角より緩い角度で切土するのが常識です。ところが、この現場では図 20.3(b)のように流れ盤の傾斜角よりも急な 68°(4 分勾配)の角度で切土をしていました。

この結果、層理面に沿ったすべり破壊が発生しました。



(a) $\alpha > \beta$　　(b) $\alpha < \beta$

図 20.3 流れ盤の地山の切土

設計上の反省点

切土のり面の標準勾配に関して、『道路土工－法面工・斜面安定工指針』[1)]では、硬岩の場合は 1:0.3～1:0.8 としています。また、労働安全衛生規則第 356 号[2)]では、岩盤または堅い粘土からなる地山の場合で、掘削面の高さが 5m 以上であれば、75°以下と規定しています。

設計に入る前に現地踏査を行い、岩盤の露頭から地山は硬岩であることを確認し、切土勾配を 4 分勾配と決定していました。

設計技術基準には、地山の地質や掘削高に応じた安定勾配が示されています。しかしながら、これは地山が均質な強度であることを前提としています。断層や層理面のような弱面があれば話は別です。安定勾配は、地山の硬さよりも層理面等の弱面の傾斜角に影響されます。設計段階で弱面の存在を考えずに切土勾配を決定したのが誤りでした。

現地踏査のときに、地質を専門とする技術者に同行してもらって地表踏査をしておれば、流れ盤の存在と傾斜角を把握することができたはずです。そして、それを設計に反映しておれば、トラブルを未然に防ぐことができたと思われます。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路土工　切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版)、2009 年
2)電子政府の総合窓口 e-Gov、elawas.e-gov.go.jp

21. 国道32号の路側擁壁が傾斜

1983 年に、「国道 32 号の路側擁壁が傾斜しているので調査して、対策を提案して欲しい」という依頼がありました。

1966 年に施工された高さ 5.54m の重力式擁壁で、支持地盤はシルト混じり砂礫でした。現地で土研式簡易貫入試験を行った結果、換算 N 値は 3～10 でした。

この擁壁には、設計上どのような問題点があったのでしょうか。

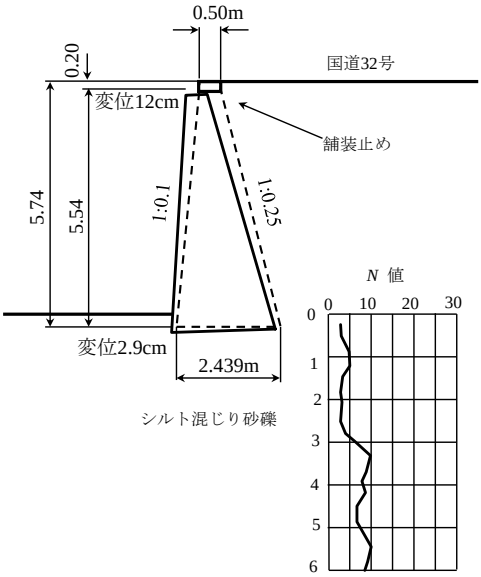


図 21.1 傾斜した路側擁壁

道路土工－擁壁工指針による照査

『平成 24 年度版道路土工－擁壁工指針』[1)]に基づいて安定性を照査してみました。その結果は、図 21.2 に示す通りです。なお、背面土は礫質土と見なし、γ =20kN/m^3, ϕ =35° の条件で計算しています。

転倒と支持力に対して安全余裕が不足しています。

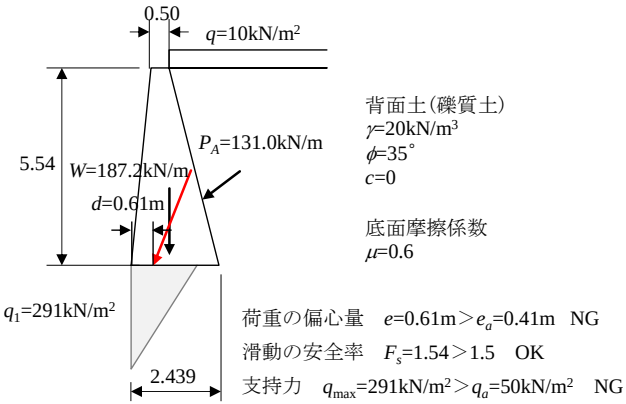


図 21.2　安定計算結果

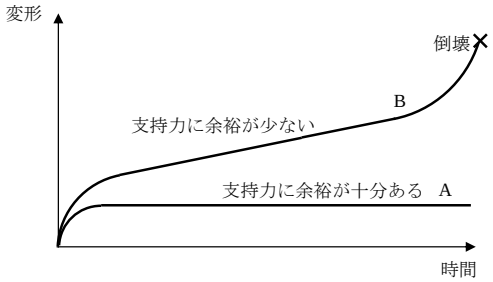


図 21.3　基礎の変形

擁壁が前方へ変位した原因

擁壁底面から深度 2.4m(底面幅)の範囲の N 値は 3～5 です。許容支持力度を経験式 q_a=10N で推定すると、30～50kN/m^2 となります。最大地盤反力度は 291kN/m^2 です。支持力が大幅に不足するという結果になります。

この擁壁は、施工から 17 年が経過しています。擁壁に繁茂した苔の状態から、変位を生じたのは施工直後の時点であり、それ以降は安定した状態にあると判断されます。

図 21.3 は、支持力に余裕が十分ある A の場合と、支持力に余裕が少ない B の場合について、時間と変形の関係を示した模式図です。当該擁壁は、計算から判

断すればBに該当しますが、実際の変位の状況からは明らかにAです。

裏込め土の土質定数として、粘着力を無視して計算すれば図21.2の結果になりますが、実際には粘着力が考えられます。著者の経験[2)]では、c=H(=擁壁高)を見込めるので、c=5.5kN/m^{2}を考慮すれば、底面における荷重の偏心量は e=0.4m となり転倒に対してOKとなります。

支持力はN値から経験式で推定するのではなく、荷重の偏心傾斜を考慮した静力学公式[3)]で算定してみます。

支持地盤を砂質土として、道路橋示方書式[3)]でN値からせん断抵抗角を推定すれば、

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times 3} = 21^\circ$$

です。このせん断抵抗角を用い、粘着力 c=0 の条件で計算すると、極限支持力はQ_u=930kN/mとなります。支持力に対する安全率は次の通りです。

$$F_s = \frac{Q_u}{V} = \frac{930}{224} = 4.1 > 3.0 \quad \text{O.K.}$$

適切に計算をすれば、転倒、滑動、支持力のすべてに対して安全という結果になりました。

当該擁壁の変位は、施工直後の地盤の弾性変形(即時沈下)によるものと考えるのが妥当と判断しました。

調査から約37年が経った2020年7月、確認のために現地に行ってみました。擁壁の変位はその後進行しておらず、当時の判断に間違いなかったことを確認できました。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路土工　擁壁工指針(平成24年度版)、2012年

2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ　擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014年

3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅳ下部構造編、1990年

22. 国道56号の路側擁壁が傾斜

2005 年に、「国道 56 号の路側擁壁が大きく傾斜しているので調査し、対策を提案して欲しい」という依頼がありました。

問題の路側擁壁は、1981 年に施工された高さ 3m の重力式擁壁で、歩道側に設置されていました(写真 22.1(a))。

隣接する擁壁と目地部にずれがありました。ずれの程度は、擁壁の天端で 35cm でした(写真 22.1(b))。擁壁は前方へ 9°傾斜しており、擁壁の天端の絶対変位は 48cm と推定されます。

擁壁の変状調査は 1999 年にも行われていました。その時の調査によると、目地部のずれは擁壁の天端で 20cm でした。6 年間で 15cm 進行しています。

地形および地質調査の結果を図 22.1 に示します。基岩は砂岩(D～CM クラス)で、その上に *N* 値 5 の粘土質礫層が堆積しており、擁壁はこの粘土質礫層を支持層としています。

(a)路面の状況

(b) 目地部で35cmのずれ

(c) 擁壁が9°前方へ傾斜

写真 22.1 国道 56 号の路側擁壁の変状

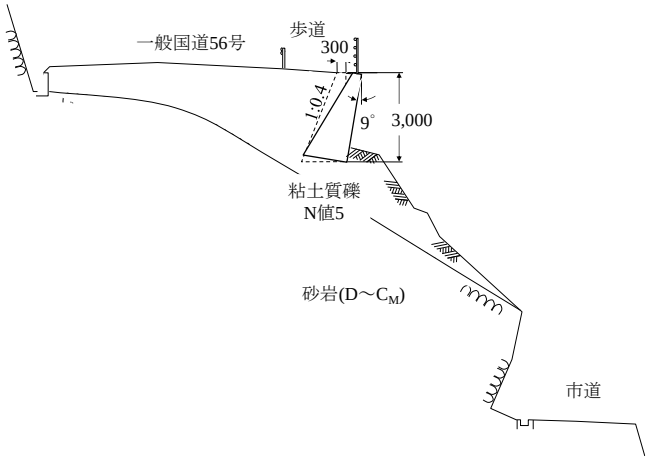


図 22.1 変状した擁壁と地質

この擁壁には、設計上どのような問題点があったのでしょうか。また、対策が必要とすれば、どのような工法が考えられるでしょうか。

道路土工－擁壁工指針による照査

『平成 24 年度版擁壁工指針』[1)]に基づいて安定性を照査しました。その結果を図 22.2 に示します。背面土は礫質土と見なし、γ=20kN/m^3，ϕ=35°としました。

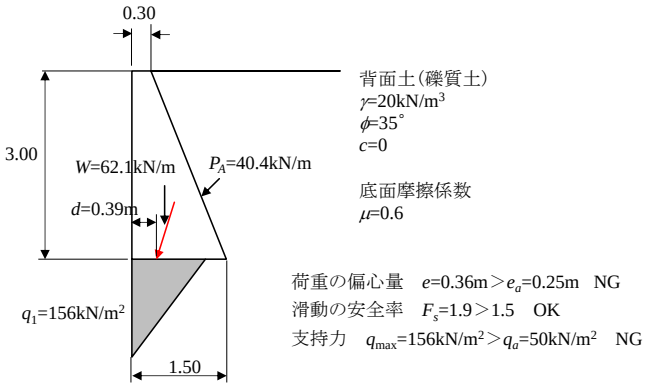


図 22.2 安定計算結果

転倒と支持力に対して安全余裕が不足しています。

擁壁が前方へ変位した原因

支持地盤の N 値は 5 です。許容支持力度を経験式 q_a=10N で推定すると 50kN/m^2 となります。最大地盤反力度は 156kN/m^2 です。明らかに支持力不足です。

荷重の合力の底面位置における偏心量が 0.36m で、許容偏心量 0.25m を超えています。これは、擁壁の断面不足を意味しています。

四国の幹線国道は、1960 年代～1970 年代に整備されました。当時は、図 22.3 のような擁壁断面が施工されていました。現行の『道路土工－擁壁工指針』[1)]に基づいて設計される擁壁に比べて断面が 1/2 程度しかありません。それでも安定を保っています。まれに問題を生じる擁壁がありますが、それは支持力不足や足元が洗掘を受けた箇所、地すべり箇所の擁壁です。

問題の擁壁の変位の原因は、支持力不足といえます。

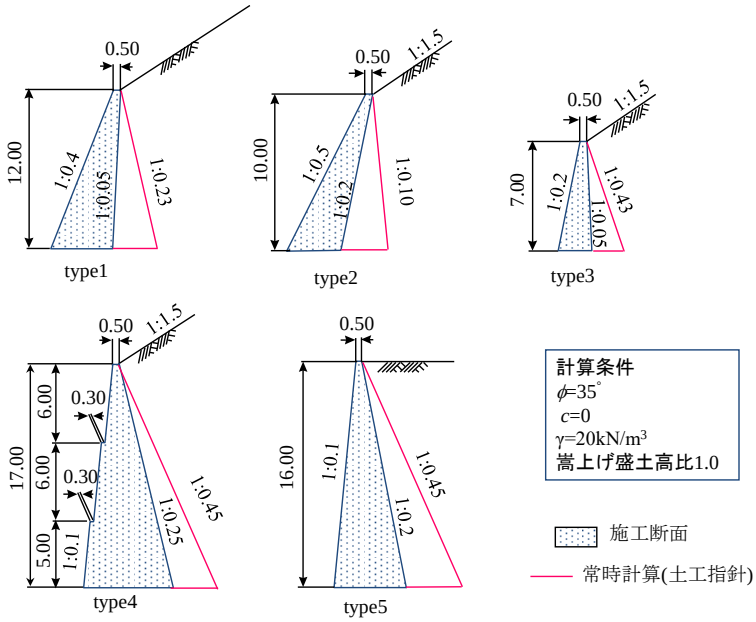


図 22.3　1960 年代～1970 年代に四国の国道で施工された擁壁断面 [2)]

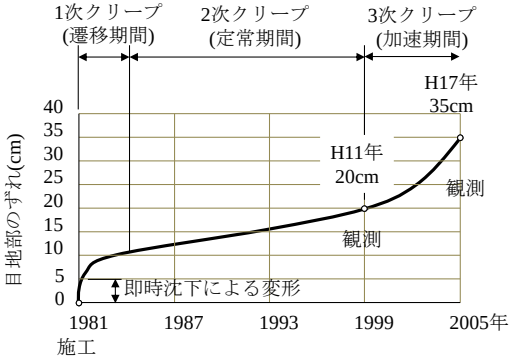


図 22.4 目地部のずれの経年変化

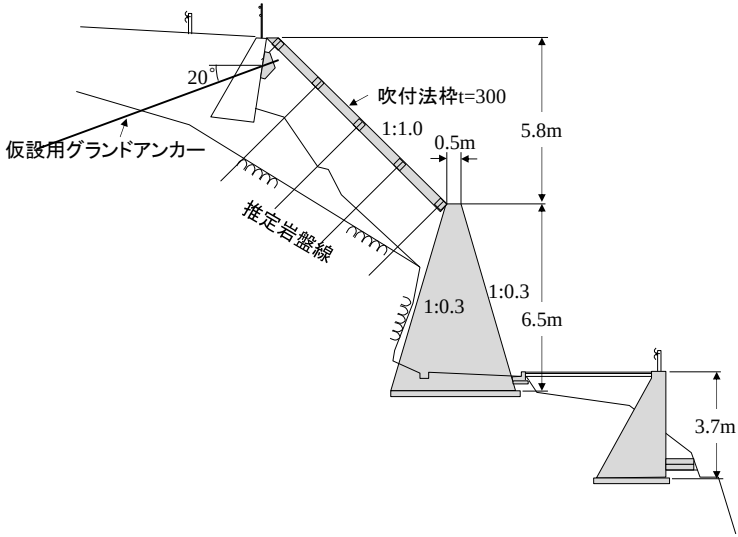


図 22.5 補強工法

補強工法の提案

目地部のずれは、1981 年の施工時点ではゼロのはずです。施工直後に即時沈下で少しずれを生じたと考えられます。1999 年に調査したときは 20cm でした。2005 年には 35cm に増加していました。ずれの経年変化をグラフに描くと図 22.4 のよ

うな曲線となります。クリープ曲線に他なりません。

1984 年頃から 2 次クリープがはじまり、1999 年頃から 3 次クリープに移行し、変形は加速度的に増加しています。このまま放置すれば擁壁は倒壊すると予測されます。

補強工法としては、地盤改良工法、ルートパイル工法、新規擁壁と取替、押え盛土工法の 4 案を比較検討し、経済性と施工性に優れた図 22.5 の押え盛土工法が採用されました。

仮設用グランドアンカーによって既設擁壁の転倒防止をした後に、前面に押え盛土する工法です。法面保護工は吹付法枠、法留工は高さ 6.5m の重力式擁壁です。

2020 年 7 月、補強効果を確認するため現地調査をしました。目地部のずれは 35cm であり、2005 年から変位は進行していませんでした。確実に補強されていることを確認できました。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路土工　擁壁工指針(平成 24 年度版)、2012 年
2) 右城猛：続・擁壁工法と計算例、理工図書、1998 年

23. ガードレール基礎の役割

某県の土木部が、『ブロック積天端部に設置するガードレール基礎設計要領（案）』をネット上で公開しています。設計要領(案)には、下記の内容が記述されています。

『ブロック積の天端にガードレールを設置する場合は、天端に別途、防護柵基礎を設置し構造物用ガードレールを設置する。

防護柵基礎を別途設置することで、防護柵基礎とブロック積とは分離した構造と考える。防護柵基礎の検討は、原則として「車両用防護柵標準仕様・同解説」に準拠し、防護柵に作用する衝突荷重を考慮した安定計算を行う。また、分離構造とすることにより、下部のブロック積には衝突荷重の影響は無いものとして考える。

ブロック積と防護柵基礎との分離構造は、衝突時にガードレールからの水平力をブロック積に伝達させないように、完全に縁切りを行うことを目的として、底面には敷きモルタルを施す。（敷きモルタル混合比 1:3）』

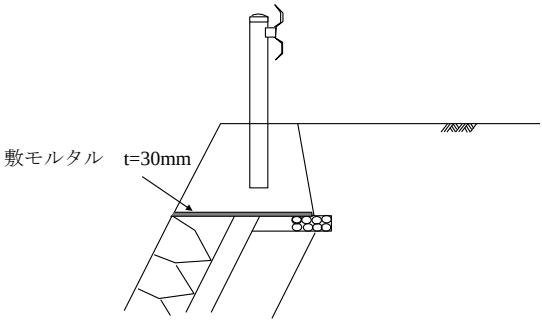
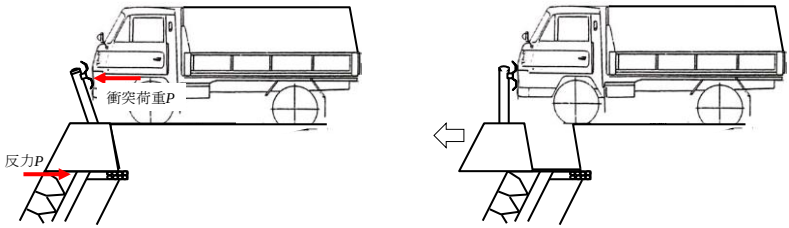


図 23.1　ガードレール基礎

図 23.1 のようなガードレール基礎をブロック積み擁壁の天端に設置することで、衝突荷重がブロック積み擁壁に伝達されるのを防止することができるでしょうか。



(a)ガードレール基礎の底面に摩擦がある場合　　(b)ガードレール基礎の底面に摩擦がない場合

図 23.2　ガードレールへ車両が衝突

衝突荷重はブロック積み擁壁に伝達される

擁壁の天端に鋼板を敷いてパチンコ玉を並べ、その上に鋼板を置いてガードレール基礎を載せると摩擦を低減できますが、完全にカットすることはできません。

摩擦をカットすれば反力が期待できないので、衝突荷重は発生しません。車両はガードレールに衝突しても速度を落とすことなく、ガードレール基礎を押した状態で道路の外へ飛び出すでしょう。

ガードレール基礎の目的は、局所的に作用する衝突荷重を分散させてブロック積み擁壁に伝達させる役割があります。

著者が考案し設計したガードレール基礎に「プレガード」があります。プレガードでは、車両衝突時に基礎が滑動や転倒することなく、衝突荷重を下部の擁壁に確実に伝達されるように設計しています。

衝突荷重が作用しても擁壁は損傷しない

2009 年 8 月に長崎県雲仙市吾妻町の国道 251 号で、車両がガードレールに衝突する事故がありました。ガードレール基礎にはプレガードが使用されていました。衝突後の状況は、写真 23.1 に示す通りです。ガードレールは完全に破損しました。プレガードにも若干ひび割れが入りましたが、ブロック積み擁壁には少しの変状も見られませんでした。

2010 年 8 月には、北海道千歳市支笏湖の国道 453 号線で、大型トレーラーがガードパイプに衝突し、横転する事故がありました。ガードパイプは写真 23.2 のように座屈破壊しましたが、プレガードと擁壁に損傷は発生しませんでした。

写真 23.1　長崎県雲仙市吾妻町のガードレールの破損事故(2009 年 8 月)

写真 23.2　北海道千歳市支笏湖のガードレールの破損事故(2010 年 8 月)

『道路土工－擁壁工指針』[1)]では、衝突荷重としてガードレールの種別に応じて決めています。例えば、A 種ガードレールの衝突荷重は 50kN です。静的荷重で支柱を水平に押したとき、支柱の根元が座屈変形し降伏する荷重です [2)]。実際の荷重は、作用時間が短い衝撃力です。静的荷重と衝撃力ではガードレール基礎や擁壁の応答が異なります。真実を知るには、実際の現象を観察することが大切です。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路土工　擁壁工指針(平成 24 年度版)、2012 年

2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ　擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年

24. 宅地擁壁と住宅との安全な離隔距離

住宅メーカーの S 社から宅地擁壁について相談を受けました。宅地擁壁は全高が 2m、底版幅が 1.3m のプレキャストコンクリート製の L 型擁壁です。

市販のソフトで計算したところ、住宅を擁壁前面から 0.5m 離して建てると、安定性の条件を満足しているが、1.3m 離すと不安定になるというのです。常識的に考えれば、住宅を擁壁から遠ざければ遠ざけるほど建物荷重が擁壁に与える影響は小さくなるはずです。「なぜこのようなことになるのでしょうか。住宅をどれだけ離せば良いのでしょうか」というのが相談の内容でした。

建物荷重は q=10kN/m^2、背面土の土質定数は γ =19kN/m^3、ϕ =30°、c=0、擁壁底面の摩擦係数は μ =0.5、許容支持力度は 100kN/m^2 という条件で計算をされていました。

住宅を擁壁の壁面から遠ざけるほど安全余裕が少なくなるというのは間違っているのでないでしょうか。間違っているとすれば、その原因はどこにあるのでしょうか。

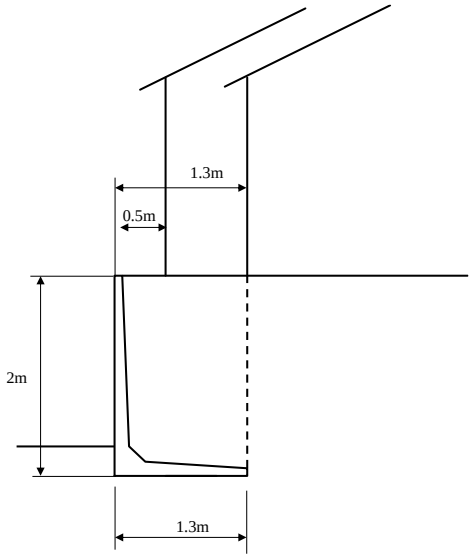


図 24.1 擁壁から住宅をどれだけ離せば安全か

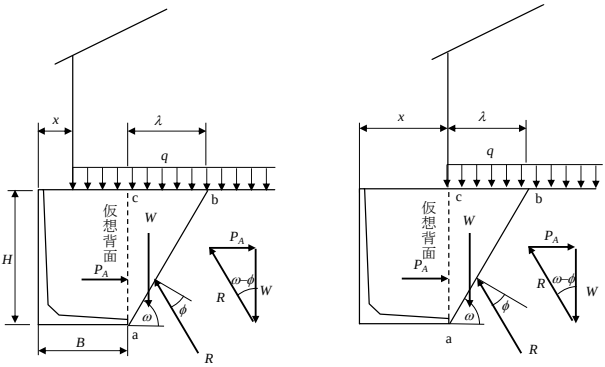


図 24.2 試行くさび法による住宅の位置と主働土圧の関係

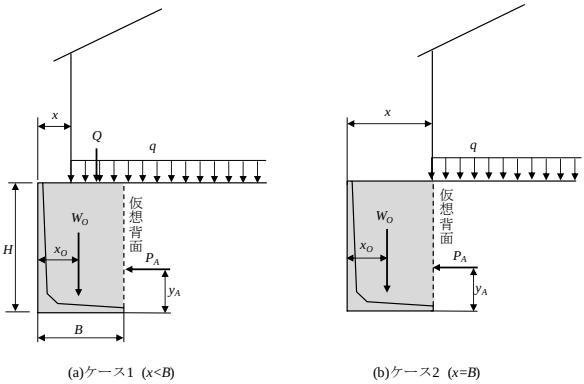


図 24.3 宅地擁壁に作用する荷重

試行くさび法で求められる主働土圧と安定性の評価

宅地擁壁の土圧計算には、図 24.2 に示す試行くさび法が用いられていました。試行くさび法では、仮想背面 ac に作用する主働土圧 P_A は、仮想背面より後方の土くさび abc に作用する力のつり合いから求めます。

図 24.2 のケース 1 とケース 2 では、bc 区間の載荷重が同じ大きさになるため P_A は同じ値となります。また、土圧の作用方向は地表面に並行と考えます。地表面が水平な場合は、土圧も水平に作用すると見なします。

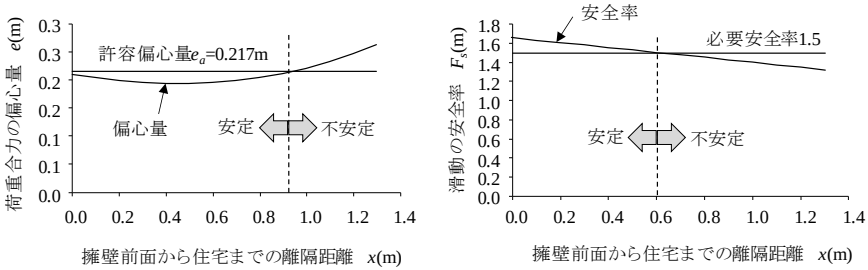


図 24.4 安定計算結果

次に、擁壁の安定性について考えて見ましょう。L 型擁壁では、かかと版上の土砂の重量も含め自重 W_O として計算することになっています。擁壁に作用する荷重は、自重 W_O、建物荷重 Q および主働土圧 P_A で、図 24.3 のように作用します。

載荷重 q=10kN/m^2、土の単位体積重量 γ =19kN/m^3、土のせん断抵抗角 ϕ =30°、底面の摩擦係数 μ =0.5、自重 W_O=51.45kN/m、自重の重心位置 x_O=0.635m の条件で建物の位置 x を 0～1.3m まで変化させて、擁壁底面における荷重合力の偏心量 e と滑動の安全率 F_s を計算すると図 24.4 のようになります。

離隔距離が 0.6m 以上になれば滑動に対して不安定、離隔距離が 0.9m 以上になれば転倒に対しても不安定です。

住宅を擁壁の前面に近づければ擁壁は安全で、逆に遠ざけると危険になるというのはどう考えても不自然です。

試行くさび法を適用すると不自然な結果になる理由

擁壁が前方へわずかに移動すると、図 24.5 に示すように擁壁のかかとから前後にそれぞれすべり面が発生します。図 24.5(a)のように地表面に載荷重がない場合には、すべり面は仮想背面の前後で対象となり、主働土圧は水平方向に作用します。

しかしながら、図 24.5(b)のように部分的に載荷重がある場合には、仮想背面の前後の応力が異なるため、すべり面は前後で対称とはなりません。この結果、主働土圧は水平とはならず傾斜します。

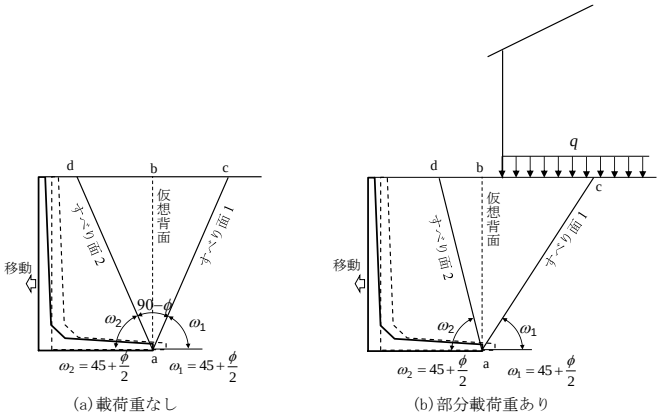


図 24.5 試行くさび法が適用できるケースとできないケース

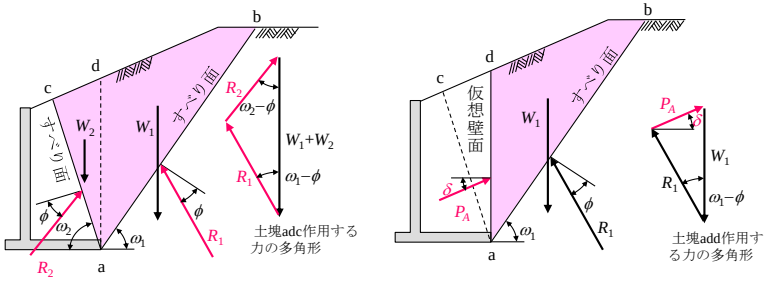
試行くさび法は仮想背面の後方のみの土すべり abc に着目し、くさびに作用する力のつり合いから主働土圧を算定しています。仮想背面の前後の応力状態が同じか共役応力状態にあれば試行くさび法が適用できますが、応力が仮想背面の前後で異なる場合に試行くさび法を適用すると、仮想背面の前後で力のつり合い条件を満たさないという力学的不合理を生じます。不自然な計算結果になったのはこのためです。

改良試行くさび法(ITWM)の説明

著者は、かかと版を有する擁壁の仮想背面に作用する主働土圧を力学的に矛盾なく算定する手法を考案し、「改良試行くさび法(ITWM)」と名付けています。

仮想背面の前後の土くさびabc と abd のそれぞれに作用する力のつり合い条件、すべり面 ab、ad でそれぞれクーロンの破壊条件を満足させ、土くさびによる仕事を最小化させるすべり面の角度 ω_1、ω_2 を試行的に探索することで仮想背面に作用する主働土圧 P_A とその傾斜角 δ を理論的に求める方法です。

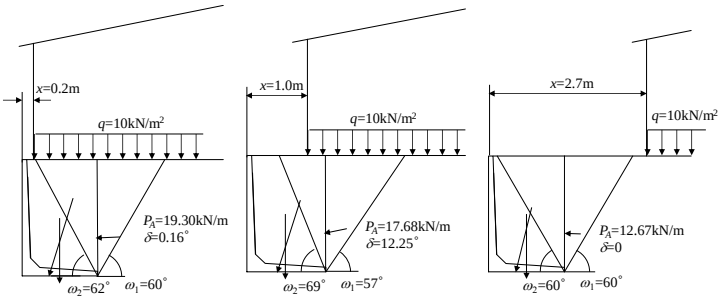
擁壁が前方へ少し移動して背面土が極限状態になったとき、土くさび adc に作用する力は、図 24.6(a)のように表すことができます。力のつり合い状態は力の多角形で表すことができます。ω_1、ω_2 を仮定すれば W_1、W_2 は既知量となります。



(a) 土塊abcに作用する力のつり合い

(b) 土塊abdに作用する力のつり合い

図 24.6 改良試行くさび法



(a) x=0.2m (b) x=1.0m (c) x=2.7m

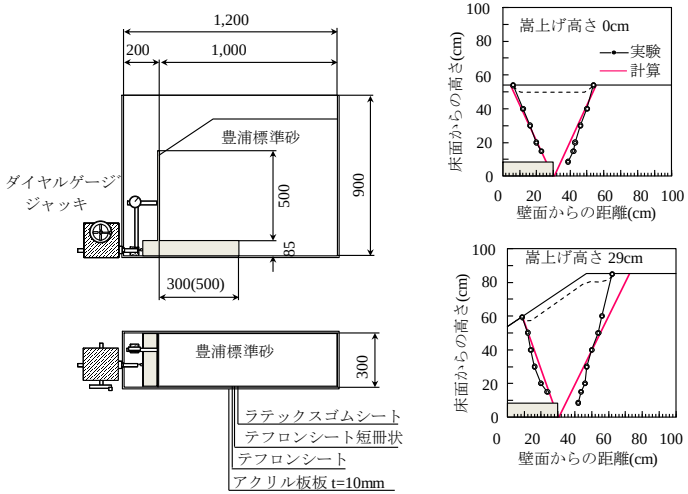
図 24.7 離隔距離によるすべり面の変化(改良試行くさび法)

未知量は R_1 と R_2 の 2 個だけなので、鉛直方向と水平方向の力のつり合い条件から R_1 と R_2 を決定することができます。

次に、土くさび abd に着目してみます。作用する力は図 24.6(b)のように表されます。未知量は仮想背面に作用する主働土圧 P_A とその傾斜角 δ の 2 つだけです。鉛直方向と水平方向の力のつり合い条件から P_A と δ を決定することができます。

ω_1、ω_2 を変化させて、P_A の水平成分 $P_A\cos\delta$ が最大となる ω_1、ω_2 を求めれば、それが主働すべり角であり、そのときの P_A が正解の主働土圧、δ が正解の傾斜角となります。

図 24.1 の宅地擁壁について、建物の位置 x を変えて改良試行くさび法で計算すると、P_A、δ、ω_1, ω_2 は図 24.7 のようになります。



(a) 実験装置　　(b) 主働すべり面

図 24.8 愛媛大学八木研究室による模型実験

改良試行くさび法が正しいことは、模型実験や数値解析で確認されています。図 28.8 は愛媛大学の八木則男研究室で実施された模型実験です。実験で得られた主働すべり面と、改良試行くさび法で求められたすべり面が一致していることがわかります。

改良試行くさび法を宅地擁壁に適用したときの計算結果

図 24.1 の宅地擁壁について、建物の位置 x を 0.0～3.0m まで変化させて改良試行くさび法(ITWM)で計算した結果を図 24.8 に示します。なお、この図には、試行くさび法(TWM)の計算結果も併記してあります。

改良試行くさび法で計算すると、離隔距離 x が大きくなるほど主働土圧 P_A は小さくなっています。極めて常識的な結果です。

主働土圧が小さくなると、荷重合力の偏心量も小さくなり、滑動の安全率は大きく、最大地盤反力度は小さくなっています。離隔距離が $x \geqq 2.7$m となれば、建物荷重の影響を完全に受けないという結果になっています。

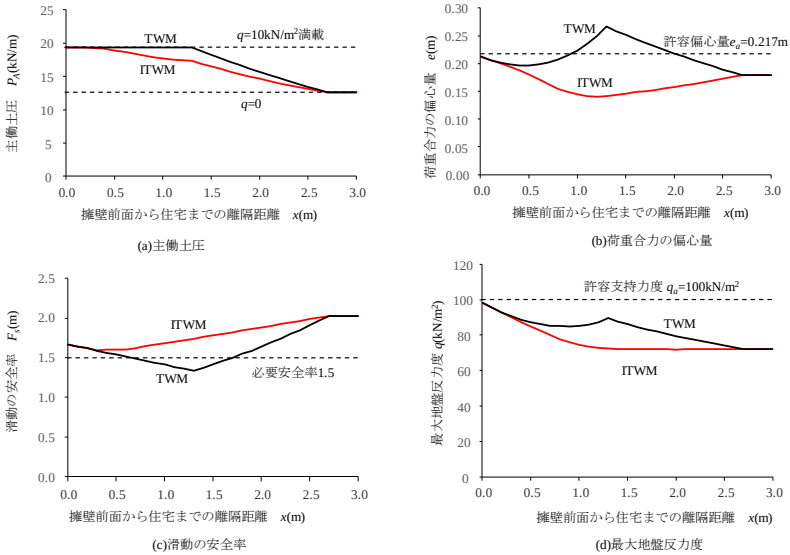


図 24.8 離隔距離が宅地擁壁の安定性に及ぼす影響

著者が提案している改良試行くさび法を適用して宅地擁壁の安定性を評価すれば、「離隔距離が大きくなるほど建物が擁壁に及ぼす影響がなくなる」という極めて常識的な結果が得られます。

【参考文献】

1) 右城猛：誰も教えてくれなかった疑問に答える擁壁設計 Q&A、理工図書、1995 年

2)右城猛・八木則男・矢田部龍一・筒井秀樹：かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法、土木学会論文集 No.567/VI-35、pp189-198 、1997 年 6 月

3) 右城猛：続・擁壁工法と計算例、理工図書、1998 年

4) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ　擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年

25. 路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没

2013 年 5 月 9 日、高知県いの町で県道高知南環状線の路面が沈下しました。その対策として 5 月 25 日に幅 1.35m、延長 45m にわたりオーバーレイによる補修工事が行われましたが、6 月 25 日に再び路面が沈下しました。

路床が緩んだ状態になっていることが確認されたため、路床部をセメント混合で改良しようと 6 月 28 日 9 時からアスファルトを剥ぐ作業をしていた最中に、ブロック積み擁壁が突然崩壊しました。これにより道路が幅 3m が延長 30m にわたり崩落し、路面が約 2m 陥没しました(図 25.1、図 25.2)。

崩落当時、バックホウ 2、ダンプトラック 1 台が作業していました。

道路に並行して幅 5m の農業用水路があります。県道は、1990 年頃に現道の石積を残したまま、水路側にブロック積み擁壁を施工して拡幅していました。崩壊地点のブロック積み擁壁は 3 分勾配で、全高は 5m でした。

ブロック積み擁壁の基礎は、水路の底版より 1.5m 高い位置にありました。道路の盛土はシルト混じり礫です。地下水位はブロック積み擁壁の基礎部付近で確認されています(図 25.3)。

県道の表層厚さは、交通量から判断すると 5cm であったと考えられますが、崩壊箇所のアスファルト合材の厚さは 60cm ありました。2007 年以前については補修履歴の記録が残されていませんが、過去にオーバーレイが何度も繰り返されてきたものと推測されます。

以上の結果を踏まえて、下記の４項目について考えてみてください。

（１）路面沈下および道路崩落の原因は何か。

（２）当該道路の維持修繕のあり方に問題はなかったか。

（３）当該道路を拡幅した方法に対する反省点。

（４）復旧対策として考えられる工法。

5月25日　路面沈下が発生したためオーバーレイ

6月28日　再度路面沈下が発生したため，路床部をセメント混合する目的でアスファルト舗装の撤去作業

6月28日　アスファルト舗装の撤去作業中に突然擁壁が崩壊

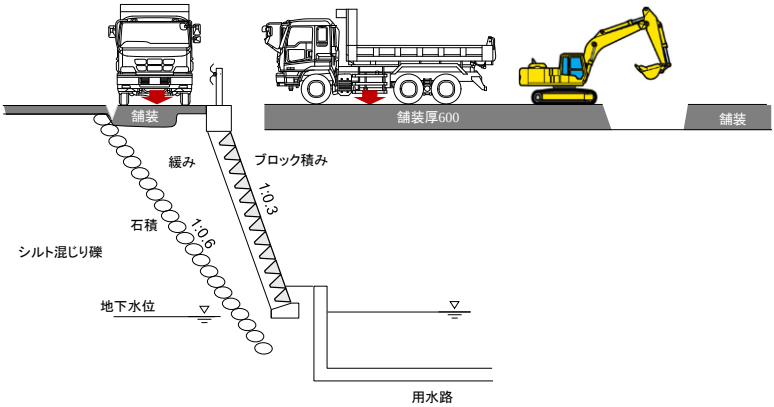


図 25.1　路面の補修作業状況

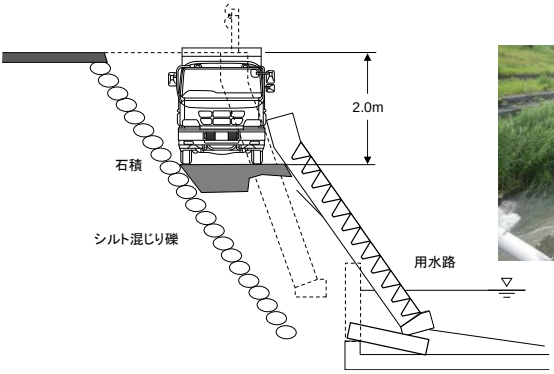


図 25.2 路側擁壁の倒壊と路面の陥没

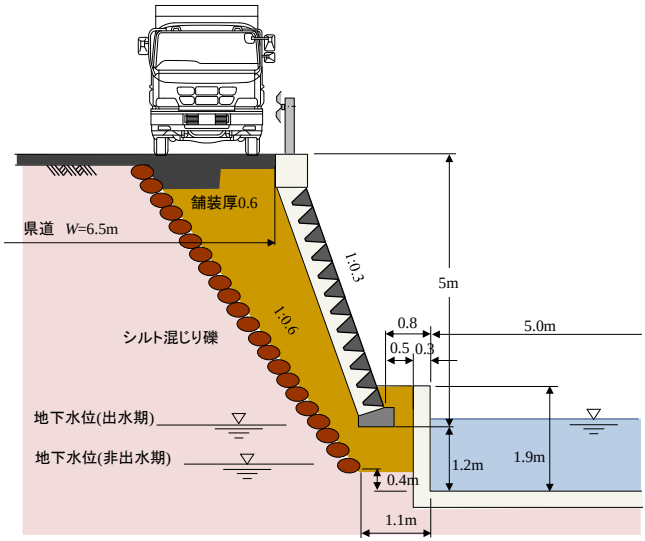


図 25.3 道路の構造

ME 養成講座受講生の意見

著者は岐阜大学と愛媛大学で、社会基盤メンテナンス・エキスパート(ME) 養成講座で講師をしています。担当は「擁壁の設計と維持管理」で、講義が 90 分、演習が 90 分です。

受講生は、大学を卒業して維持管理業務に 3 年以上の実務経験を持つ社会人です。業務を発注する国、地方公共団体の職員、調査・設計を担当する測量会社や建設コンサルタント会社の社員、工事をする建設会社の社員がいます。

演習の時間に 4~5 人のグループに分かれて、路面補修工事中に擁壁が倒壊し道路が陥没した事例について討議し、その結果をグループ毎に発表してもらっています。（1）～（3）の設問に対する受講生の意見は、下記のようでした。

（1）路面沈下および道路崩落の原因

・裏込め土の転圧が不足していた。

・ブロック積み擁壁の根入れ不足。用水路の底面まで根入れすべき。

・水路の側壁の隙間から吸い出しを受け、裏込め土が緩んだことでせん断強度が低下した。

・ブロック積み擁壁の支持力が不足していた。
・水路の側壁に過大な土圧が作用して側壁が倒壊した。
・重機荷重の影響で擁壁の支持力が不足した。
・既設の石積の表面がすべり面になった。
（２）当該道路の維持修繕のあり方
・補修履歴があれば途中段階で問題に気づくはず。
・原因を解明するため詳細な調査を実施すべきであった。
・水路の点検もすべきであった。水路壁の亀裂、傾斜等の変状も調査すべきであった。
・水路と道路とは管理者が異なるが、情報を共有することが大事である。
（３）当該道路を拡幅した方法に対する反省点
・ブロック積みを水路底まで根入れさせるか、水路底まで基礎コンクリートを打設するかして、水路の側壁に過大な土圧が作用しない対策が必要であった。
・ブロック積み擁壁の支持力に対する検討が不足していた。
・既設用水路の側壁の応力照査を怠っていた。

路面沈下の原因

路面が沈下する原因としては、盛土を支えている地盤の圧密沈下、地震による液状化、盛土の締固め不足による圧縮沈下がありますが、この道路は施工して約30年が経過していることから、圧密沈下や圧縮沈下は考えられません。また、繰り返し路面沈下が生じていることから地震による液状化でもありません。

考えられるのは、盛土の流失です。道路の横にはコンクリート構造の農業用水路があります。水路が老朽化などによって損傷し、そこから漏水により盛土の洗掘・流失が起きたことが考えられます。水路の損傷が進み、盛土の流失が加速したため､路面を補修してもわずか1ヶ月後に再び路面が沈下したと推測されます。

道路崩壊の原因

補修工事で舗装を撤去したことにより、鋪装が持っていた荷重分散性能がなくなったため、ダンプトラックとバックホウ の荷重が直接盛土に伝達されたことが道路崩壊の直接の引き金になったと推測されます。

盛土が緩んでいたことや、ブロック積み擁壁の底面が水路底より上にあったことが大きな土圧を作用させる原因になったのに加え、水路の土圧に対する安全余裕が元々小さかったためと考えられます。

維持修繕のあり方

維持管理が場当たり的な対処療法になっていたため、同じ失敗を繰り返していたといえます。路面沈下の原因について調査し、原因を特定し、対策を講じるべきでした。

道路と水路は管理者が異なるので難しいとは思いますが、水路の調査も実施すべきでした。また、補修履歴を記録として残し、問題を後任者にも引き継ぐことが大切です。

道路拡幅の方法に対する反省点

県道を拡幅すると用水路の側壁に作用する荷重が増大します。増大する荷重を適切に予測し、このような拡幅工法が妥当かどうかを判断すべきでした。

県道を拡幅することによって用水路に作用する荷重がどの程度増加したのかを算定してみます。

（1）道路拡幅土塊の下面 ab に作用する荷重

道路を拡幅したことで、図 25.4(1)の着色部 abcdefg の重量が増加します。構造物も含めた土塊の重量を W とします。W は石積 bc 面からの反力 N、F と土塊下面 ab からの反力 V、H によって支えられて安定を保っていると考えることができます。

bc 面および ab 面が破壊の限界状態で力がつり合っていると考えれば、力の状態は図 25.4(b)に示している力の多角形で表すことができます。

幾何学的に、V、H は次式で表すことができます。

$$\left.\begin{aligned} V &= X\cos\phi \\ H &= X\sin\phi \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (25.1)$$

$$X = \frac{\sin(\theta-\delta)}{\sin(\theta+\phi-\delta)}W \qquad \cdots\cdots (25.2)$$

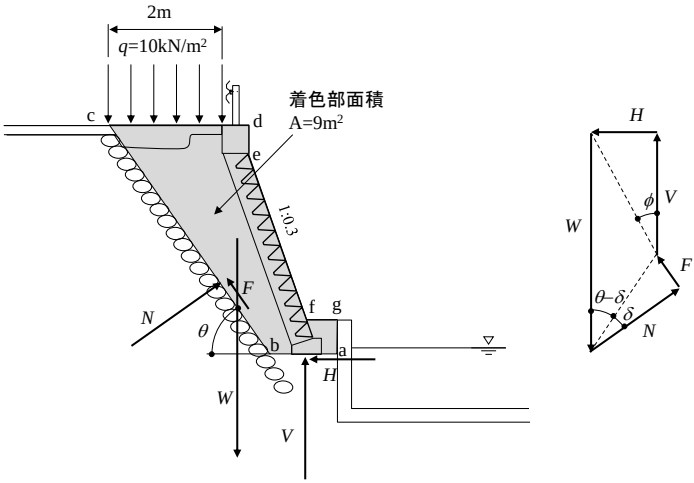


図 25.4 道路拡幅による荷重

ここに、θ は石積の傾斜角、ϕ は盛土のせん断抵抗角、δ は石積と盛土の摩擦角、W は図 25.4(1)の着色部 abcdefg の重量に地表面の活荷重を加算した値です。

着色部 abcdefg の面積は約 9m^2 です。着色部の土塊の単位体積重量を γ =20kN/m^3 とすれば、活荷重を含めた重量は、

$$W=9\text{m}^2\times 20\text{kN/m}^3+2\text{m}\times 10\text{kN/m}^2=200\text{kN/m}$$

石積は 6 分勾配なので傾斜角は $\theta=\tan^{-1}(1/0.6)=59^\circ$ です。 $\phi=30^\circ$ 、$\delta=20^\circ$ とすれば、X=135kN/m、V=117kN/m、H=67kN/m となります。

（２）用水路の側壁の断面力

用水路の側壁下端に作用するせん断力と曲げモーメントは以下のように求められます。

ａ）主働土圧係数

壁面の摩擦を無視すると、主働土圧係数はランキン式で次のように求められます。

$$K_A=\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)=\tan^2\left(45+\frac{30}{2}\right)=0.33$$

b）道路拡幅前の断面力

道路拡幅前に用水路の側壁に作用する荷重は、背面からの土圧と側壁の自重です。側壁下端のせん断力 S と曲げモーメント M は、次のように求められます。せん断力と曲げモーメントに影響するのは土圧のみであり、自重は影響しません。

$$S = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_A = \frac{1}{2} \times 20 \times 1.9^2 \times 0.33 = 12\ \text{kN/m}$$

$$M = \frac{1}{6}\gamma h^3 K_A = \frac{1}{6} \times 20 \times 1.9^3 \times 0.33 = 8\ \text{kNm/m}$$

c）道路拡幅後の断面力

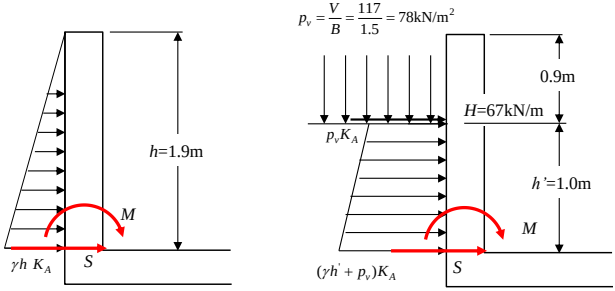
道路拡幅後は、ブロック擁壁底面位置の ab 面に、鉛直力 V と水平力 H が作用します。水平力 H は側壁に直接伝達すると考えられます。鉛直力 V は、ab 面を等分布荷重 p_v として押し、$p_v K_A$ の土圧となって側壁に作用します。以上のことから、側壁下端のせん断力と曲げモーメントは、次のように求められます。

$$S = H + \left(\frac{1}{2}\gamma h' + p_v\right) h' K_A = 67 + \left(\frac{1}{2} \times 20 \times 1.0 + 78\right) \times 1.0 \times 0.33 = 96\text{kN/m}$$

$$M = Hh' + \frac{1}{6}\left(\gamma h' + 3p_v\right) h'^2 K_A = 67 \times 1.0 + \frac{1}{6} \times \left(20 \times 1.0 + 3 \times 78\right) \times 1.0^2 \times 0.33$$

$$= 81\text{kNm/m}$$

道路拡幅後のせん断力は 8 倍、曲げモーメントは 10 倍に増加した可能性があります。このことが事前に予測できていれば、失敗を未然に防止できていました。



(a) 道路拡幅前　　(b) 道路拡幅後

図 25.5 用水路の側壁の断面力

復旧工法

復旧工法として採用されたのは、図 25.6 のもたれ式擁壁でした。この設計に著者は関わっていないので、この工法がどのような経緯で決定されたかは分かりません。

この工法以外の復旧工法としては、図 25.7 の案が考えられます。

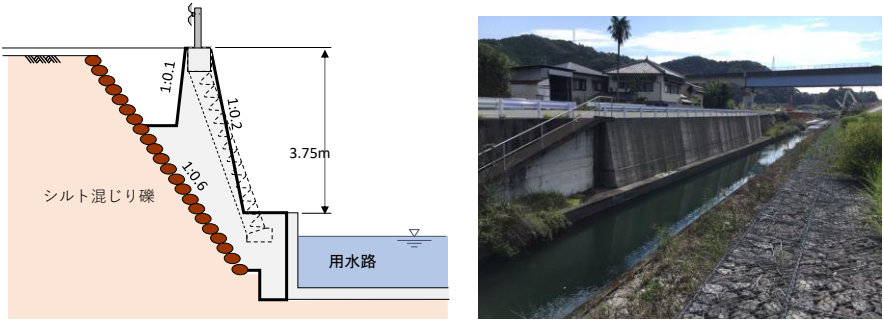
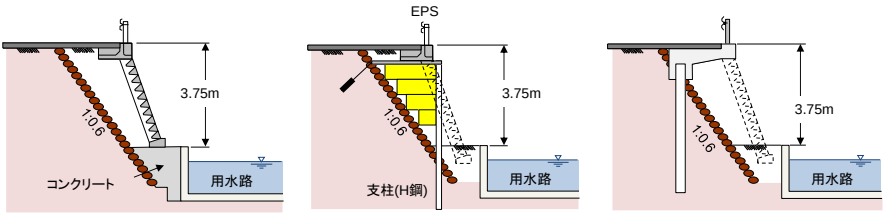


図 25.6 復旧に採用された案



(a) ブロック積み擁壁　(b) EPS盛土工法　(c) 張出スラブ＋杭基礎

図 25.7 復旧工法として考えられる案

【付　録】土木技術者の心得

まえがき

岐阜大学では、2008 年の秋から社会基盤メンテナンス・エキスパート養成講座（ME 養成講座）を開始しています。著者は、その時から ME 養成講座の講師の一員に加えさせていただいています。2014 年からは愛媛大学でも ME 養成講座がスタートし、講師をさせていただいています。

本書で紹介したトラブル事例は、ME 養成講座で著者が講義のネタにしているものです。講義の最後には、著者が土木技術者として心掛けていることや、50 年の経験で気づいたことを紹介させていただいています。それを本書の付録としました。

著者が心掛けてきたこと

（１）誠実であること

もっとも大事にしていることは「誠実」です。「誠実」とは言ったことを成し、実らせること。つまり、約束を守ることです。そのためには、与えられた仕事にはすぐ取りかかり、とりあえず 60 点まで仕上げることです。そうすれば約束は、必ず守ることができます。もし勘違いやミスがあったとしても、早ければ手直しをするこができます。

（２）頼まれた仕事を断らない

頼まれた仕事は予定が重なっていない限り原則引き受けることにしています。失敗を恐れては何もできません。やれば何とかなるものです。難しい仕事ほど技術を高めることができます。経験を積むことで次のステージに進むことができます。

（３）情報を積極的に発信する

業務や研究で得られた成果は、論文や著書として公表することにしています。自分の意見は、新聞や雑誌などへ積極的に投稿するようにしています。情報を発信することで新たな情報が集まってきます。発信した倍返ってきます。

（４）与えられた仕事に最善をつくす

マニュアルや前例主義にとらわれず、疑問に思えば納得できるまで考えるように心掛けています。思考を継続していると、遺伝子のスイッチがオンになり、アンテナが立ち、見えなかったものが見えだし、必要な情報が飛び込んできます。そして、あるとき突然、解決策がひらめくのです。

土木技術者の心得

１．マニュアルは作るもの。わかって使わないと過ちのもと。
２．言葉に誤魔化されるな。定義を明確にして、本質を見抜け。
３．使う数式は自分で誘導せよ。前提条件を理解して使え。
４．百聞は一見にしかず。自分の目で確かめよ。答えは見方によって異なる。
５．現象をイメージせよ。できなければ実験して確かめよ。
６．九九パーセントは仮説。現象を上手く説明できているか自分の目で確認せよ。
７．聞いたことは忘れる。見たことは覚える。やったことは分かる。見つけたことはできる。失敗を恐れるな。
８．インターネットで重要な情報は得られない。会って話すこと。当たって砕けろ。

7つの不足がトラブルの原因

１．現地調査の不足
　現地の地形が設計と異なる。
２．地質調査の不足
　地層の厚さ・支持層の深さが設計と異なる。
３．専門的知識の不足
　構造力学、土質力学、水理学、コンクリート工学など
４．技術基準の勉強不足(無知)と理解不足
５．経験不足の欠如
６．チェック不足
　設計計算書と設計図面、設計図面と施工の不一致。計算ミス。
７．施工管理の不足

トラブル回避術

１．地質の推定誤差(判断ミス)に伴う設計変更がトラブルの最大の要因である。事前調査を多くして、設計変更を極力回避せよ。些細な変更でも分からなければ専門家に相談せよ。

２．設計条件が現場と一致しているか。地形・土質・*N*値が設計図書と一致しているか、構造物の形状・根入れ・施工法・手順は一致しているか確認せよ。

３．根拠がハッキリしているか、思い込みでないか確認せよ。

４．類似構造物と寸法や数量を比較し、妥当か確認せよ（擁壁高と底版幅の比、コンクリート $1m^3$ 当たりの鉄筋重量、橋面 $1m^2$ 当りの鋼重など）。

５．過去のトラブル事例を調べ、対策を練ること。トラブル事例は、会計検査院のホームページや日経コンストラクションなどで紹介されている。

法面防災十訓

法面防災十訓は、旧国鉄が保線の係員向けに、過去の経験に裏打ちされた教訓を十箇条にしたものと言われています。法面工事や維持管理にとても役立ちます。是非覚えておいて下さい。

１．盛土、切土、法肩歩け

２．法肩亀裂は、すべりの前兆

３．法のはらみは、水のせい

４．水みち塞ぐな、それ通せ

５．水を止めるな、列車を止めろ

６．無いより悪い、破れた水路

７．小石パラパラ、それ来るぞ

８．湧き水濁る、崩壊近い

９．雨が止んでも、安心するな

１０．上を見ながら、崩土の始末

あとがき

2012 年 12 月 2 日に発生した笹子トンネル天井板崩落事故を契機に、国土交通省は 2013 年を「メンテナンス元年」と定め、「つくる時代から守る時代」へとハンドルを大きく切りました。これまで誰も経験したことがない維持管理の時代が到来しました。時代が変わるときに活躍するのは、失敗を恐れず自由な発想ができる若手です。既存のマニュアルや前例にとらわれることなく、自ら現場を見て、何が正しいかを判断し、最適な対策を提案して下さい。そして、得られた知見を積み重ねて自分たちで新しいマニュアルを整備していってください。

斜面防災の第一人者で、岐阜大学 ME 養成講座の講師もされている上野将司氏は、「答えは現場にある」「机上で迷ったら現場に戻り考える」をモットーにされている、ということを最後に紹介させていただきます。

著者略歴

右城　猛（うしろ　たけし）

住　　所　〒783-0004 南国市大埇甲 2329-10

E-mail：t-ushiro@daiichi-c.co.jp

学　　歴　1970 年 3 月　高知県立高知工業高等学校土木科卒

1977 年 3 月　徳島大学工業短期大学部土木工学科卒

資　　格　博士(工学)：愛媛大学

技術士(建設部門)：土質及び基礎、鋼構造及びコンクリート

技術士(総合技術監理部門)

一級土木施工管理技士

役　　職　㈱第一コンサルタンツ代表取締役社長

愛媛大学特任教授、岐阜大学客員教授、高知大学客員教授

主な著書　中小橋梁の計画、㈱第一コンサルタンツ、1986.

新道路土工指針による擁壁の設計法と計算例、理工図書、1989.

擁壁設計Ｑ＆Ａ，理工図書，1995.

続・擁壁の設計法と計算例、理工図書、1998.

新・擁壁の設計法と計算例、理工図書、1998.

誰も教えてくれなかった疑問に答える擁壁設計Ｑ＆Ａ105 問答、理工図書、2005.

目からウロコの擁壁設計法と計算例、理工図書、2014.

落石対策工の設計法と計算例(共著)、地盤工学会、2015.

夢を追い求めて「土木技術者編」、第一コンサルタンツ、2020.

夢を追い求めて「コンサルタント社長編」、第一コンサルタンツ、2020.

擁壁のトラブル事例から学ぶ

2020 年 8 月 10 日　初版発行

著　　者　右城　猛

発　行　所　株式会社第一コンサルタンツ

〒781-5105 高知市介良甲 828-1　電話　088-821-7770　FAX 088-821-7771

印刷・製本　筒井紙業印刷株式会社