

## 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

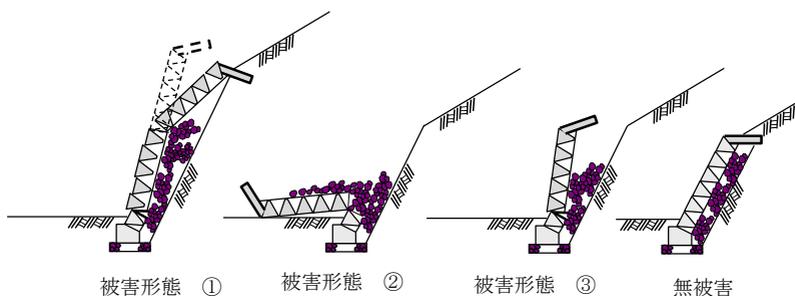


図 15.1 ブロック積擁壁の被害形態

### 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

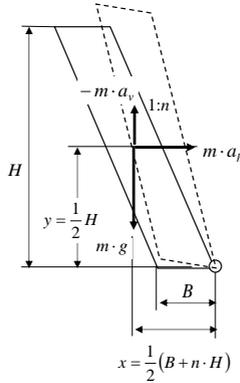


図 15.2 記号の説明

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

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。

$$a_h = 588 + 0.6a_v \dots\dots\dots (15.2)$$

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。

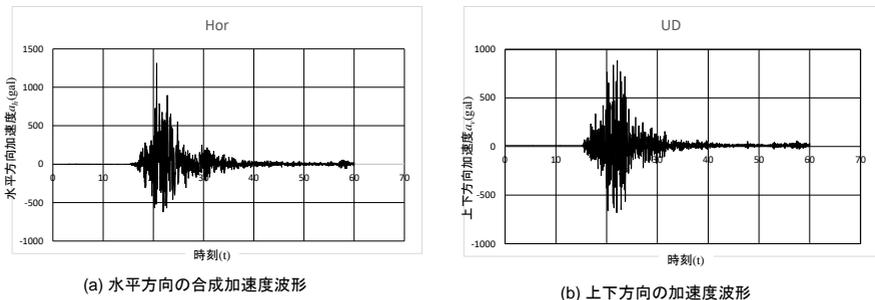


図 15.3 熊本地震による益城町で観測された加速度波形(KiK-net 益城より作成)

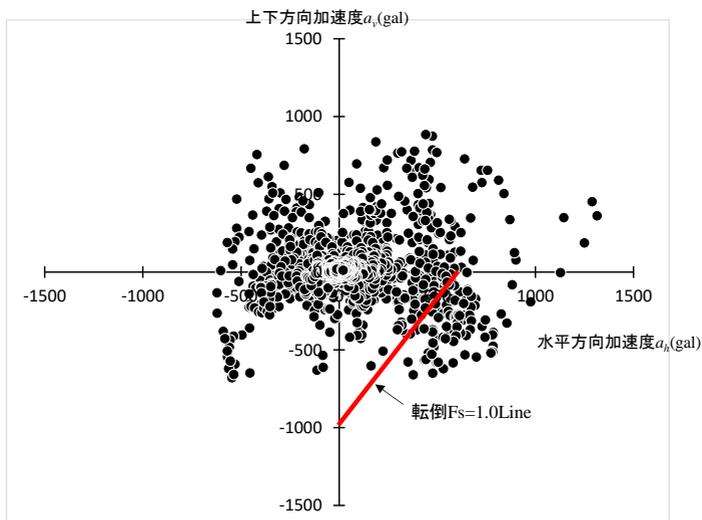


図 15.4 益城町の水平方向加速度と鉛直方向加速度

### 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<sup>3</sup>、乾燥密度 14.29kN/m<sup>3</sup>、自然含水比 14.1%）を使用し、一層 25cm で撤出し転圧回数 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まれました。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。

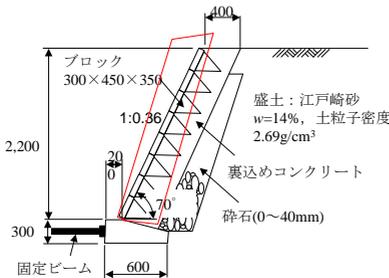


図 15.5 擁壁試験体の概略図

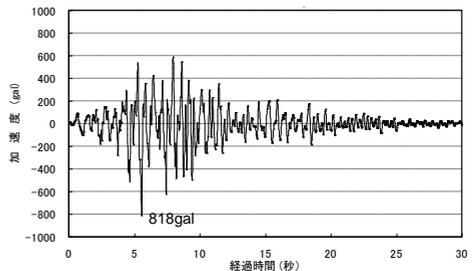


図 15.6 振動実験に用いた加速度波形



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。

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

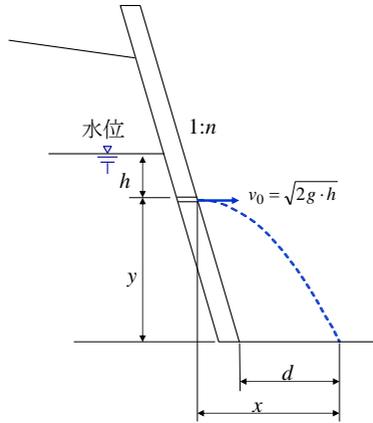


図 16.1 水抜孔からの噴流の軌道

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。

$$\text{水平方向速度 } v_x = v_0 \dots\dots\dots (16.2)$$

$$\text{水平移動距離 } x = \int v_x dt = v_0 \cdot t \dots\dots\dots (16.3)$$

$$\text{鉛直方向速度 } v_y = \int g dt = g \cdot t \dots\dots\dots (16.4)$$

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

式(16.1)、式(16.3)、式(16.5)より

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

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、

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

式(16.6)と式(16.7)より、水頭  $h$  が次のように求められます。

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

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

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

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。

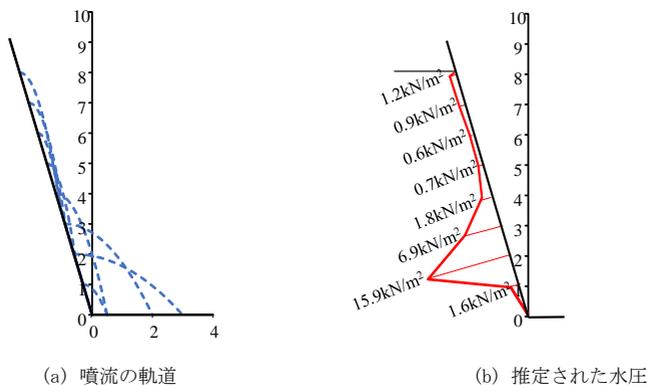


図 16.2 噴流の軌道と推定された水圧

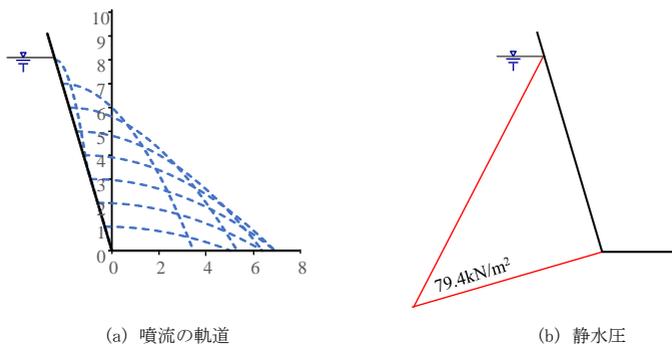


図 16.3 擁壁背後に水が溜まっている場合の噴流の軌道と水圧

## 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。

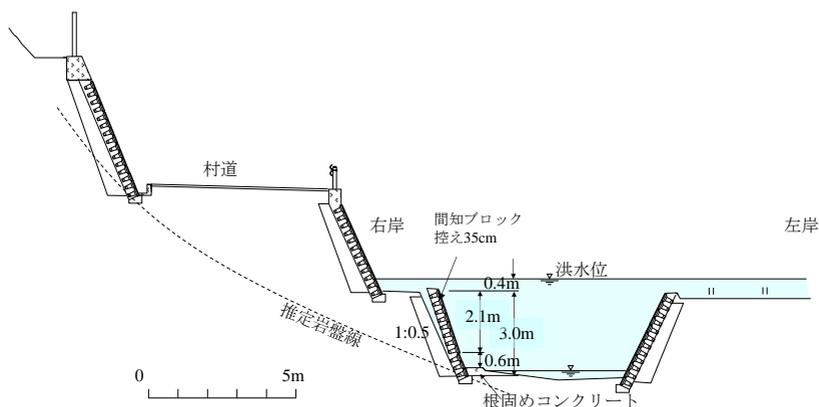


図 17.1 河川の増水で被災した護岸



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もあります。

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えて上昇していました。河川が増水によって図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。

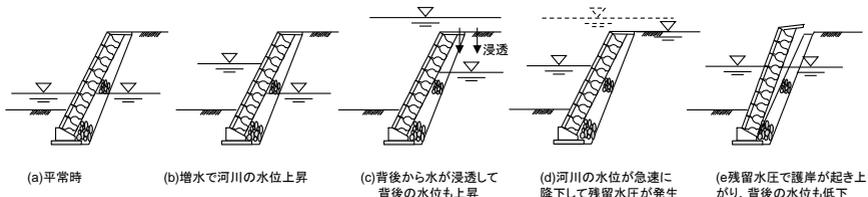


図 17.2 護岸が起き上がるメカニズム

### 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、背面と前面との水位差  $\Delta h$  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)。

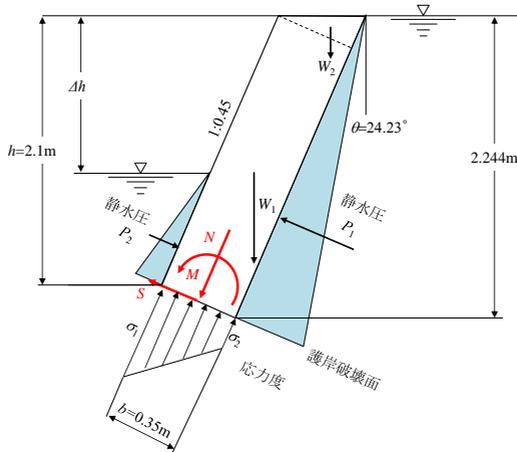


図 17.3 護岸に作用する荷重

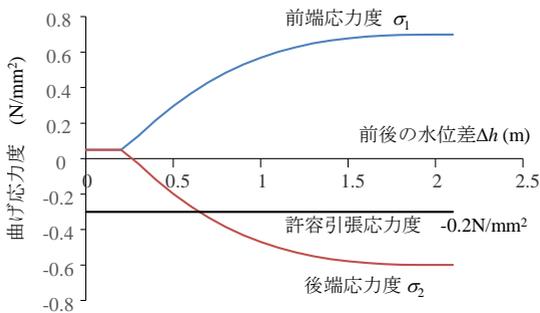


図 17.4 前後の水位差と護岸の破壊位置の曲げ応力度の関係

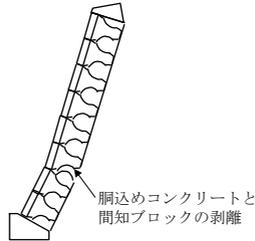


図 17.5 護岸の破壊形態

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

前後の水位差が  $\Delta h=2.1\text{m}$  であったとしても、引張応力度は  $0.6\text{N/mm}^2$  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時、つまり転倒の安全率が 1.0 を下回る時です。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  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、(水位以下は  $\gamma'=10\text{kN/m}^3$ )、せん断抵抗角は  $\phi=35^\circ$  としました。また、前後の水位差は  $\Delta h=0$ (水位差なし)のケースと  $\Delta h=1.0\text{m}$ (残留水圧あり)の 2 ケースについて計算しました。 $\Delta h=1.0\text{m}$  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。

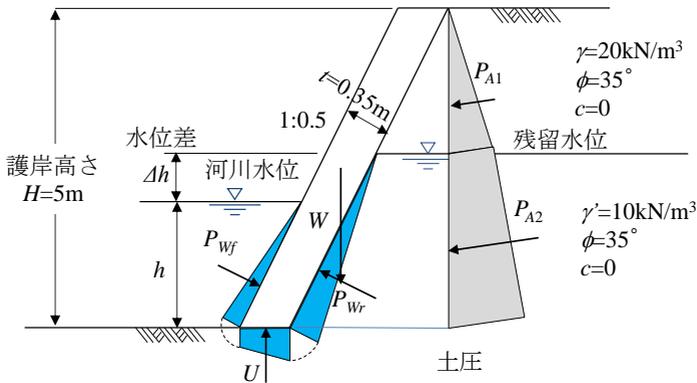


図 17.6 一般的な河川護岸に作用する荷重

護岸高 $H=5\text{m}$ 、勾配 $1:0.5$

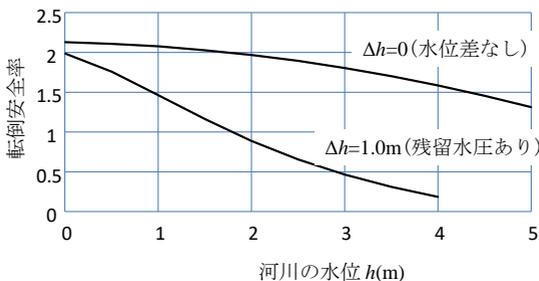


図 17.7 一般的な河川護岸( $H=5\text{m}$ )の前面水位高と転倒安全率の関係

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 河川護岸の水抜き孔設置に関する技術基準

出 典	水抜き孔に関する記述
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、 $\phi 50\text{mm}$ 程度の水抜き孔を $2.0\sim 3.0\text{m}^2$ 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。

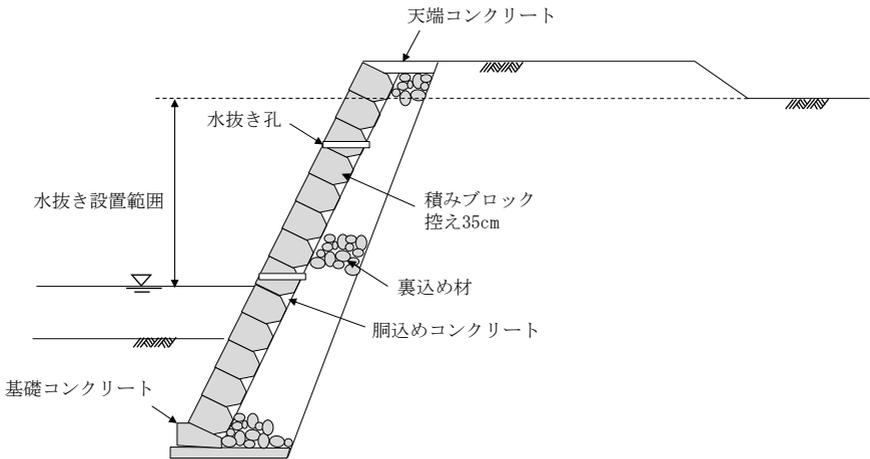


図 17.8 河川護岸の標準断面

水抜き孔の設置の目的は、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、 $\phi 50\text{mm}$  程度の水抜き孔を  $2.0\sim 3.0\text{m}^2$  に 1 箇所配置するのが一般的です。この程度の水抜き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き孔から排出し、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、水抜き孔の高さ方向の設置間隔を一般に  $1.0\text{m}$  としていますが、これは  $1.0\text{m}$

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 から明らかのように、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。

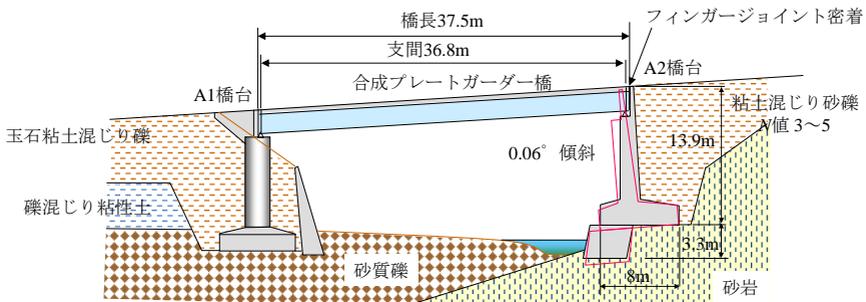


図 18.1 フィンガージョイントが密着した橋梁



(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。



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  $\phi$  を推定すると、

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times (3 \sim 5)} = 22 \sim 24^\circ \quad \dots\dots\dots (18.1)$$

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  $\phi = 30 \sim 35^\circ$  を用いています。

主働土圧係数  $K_A$  は、

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

と表せますので、設計では  $K_A = 0.27 \sim 0.33$  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  $\phi = 22 \sim 24^\circ$  になれば、  $K_A = 0.42 \sim 0.45$  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、静止土圧係数は  $K_0 \approx 0.5$  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、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。

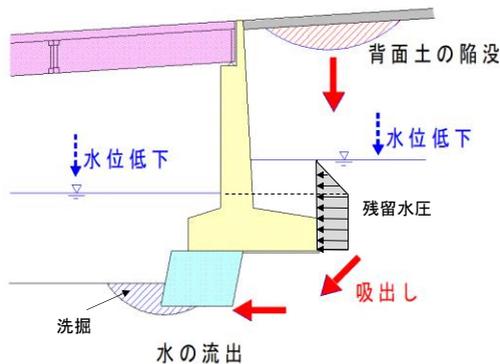


図 18.3 橋台の洗掘と残留水圧