

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。

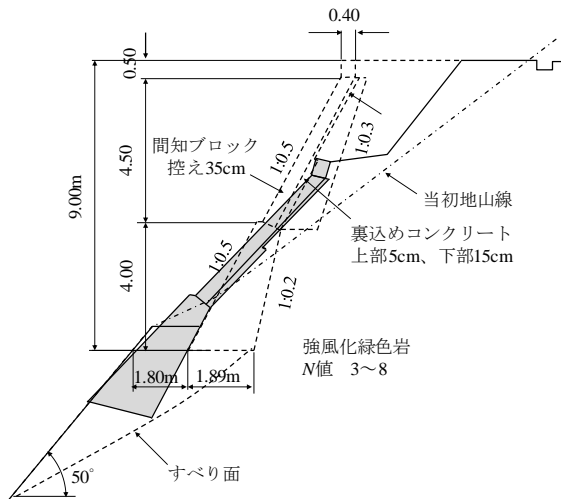


図 7.1 倒壊した混合擁壁

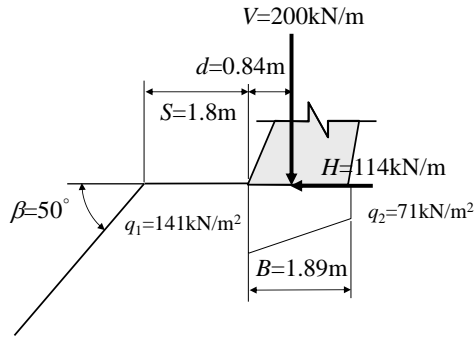


図 7.2 混合擁壁に作用する荷重

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のでしょうか。

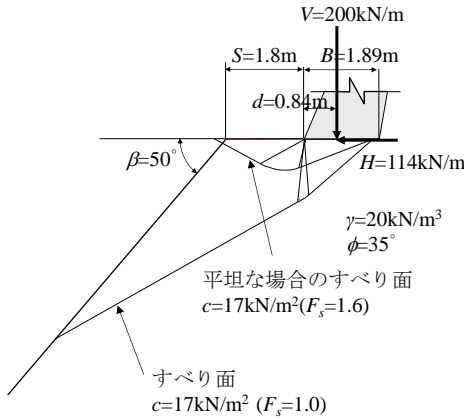
倒壊の原因

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 $q_a=30\sim 80\text{kN/m}^2$ です。支持力が大幅に不足します。

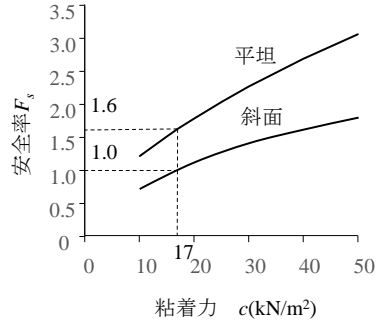
道路工事は 1984 年 3 月末に完成しています。擁壁の倒壊は、道路完成から 2 カ月以上経っています。計算上は支持力が不足していますが、施工直後の支持力の安全率は $F_s > 1.0$ であったはずでず。

斜面の傾斜角を $\beta=50^\circ$ 、土質定数は経験的に、土の単位体積重量を $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、せん断抵抗角(内部摩擦角とも呼ぶ)を $\phi=35^\circ$ 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 $c=17\text{kN/m}^2$ で安全率が 1.0 になります。元々、地盤の粘着力は $c > 17\text{kN/m}^2$ であったものが、降雨の影響で $c=17\text{kN/m}^2$ 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

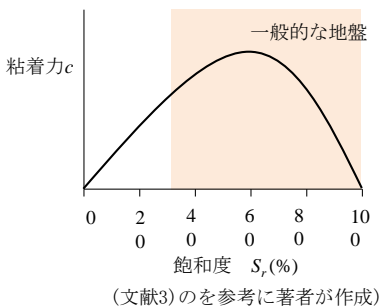


図 7.4 飽和度と粘着力の関係

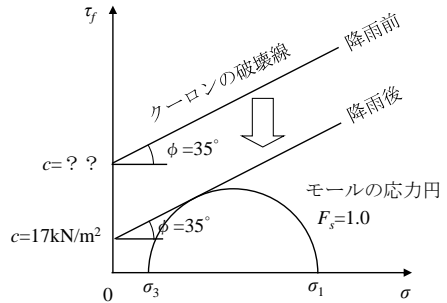


図 7.5 モールの応力円とクーロンの破壊基準線

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オンが低下し、粘着力は図 7.4 のように変化します。飽和状態($S_r=100\%$)になればサクシオ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($\beta=0$)として計算すると、粘着力が $c=17\text{kN/m}^2$ 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した。

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、現地をみただけで高さ 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經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。

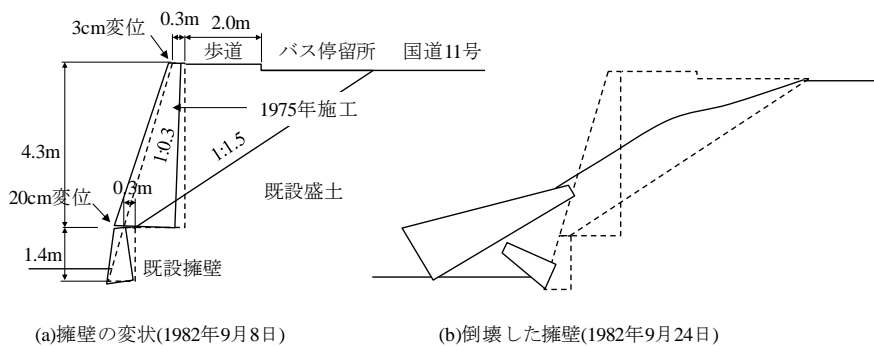


図 8.1 倒壊した二段積み擁壁

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剰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 $\gamma=18\sim 20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30\sim 35^\circ$ 、 $c=0$ 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 $\gamma_c=23\text{kN/m}^3$ 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

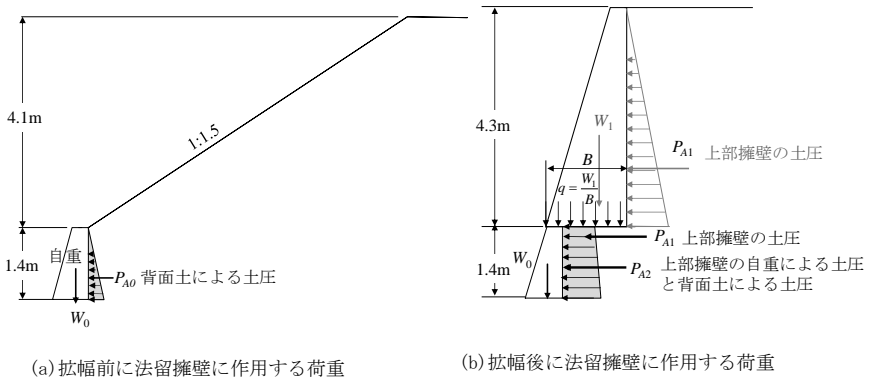


図 8.2 法留擁壁に作用する荷重

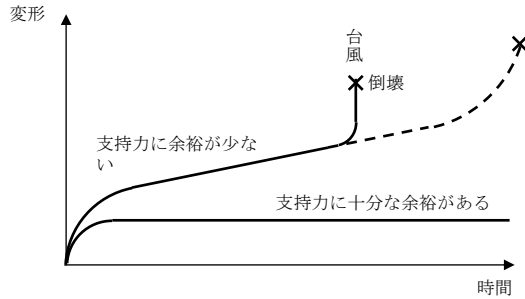


図 8.3 地盤のクリープ変形

と、最大地盤反力度は $2 \times 153 \div 300 \text{kN/m}^2$ 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

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、

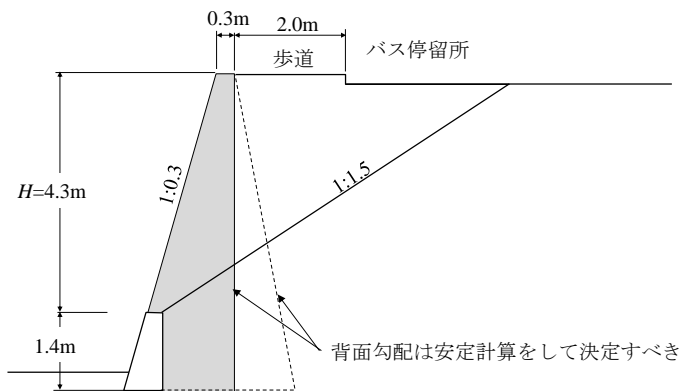


図 8.4 正しい現道拡幅の方法

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。

$$\text{L 型擁壁} \quad q_1=50H \cdots \cdots \cdots (8.1)$$

$$\text{逆 T 型擁壁、重力式擁壁} \quad q_1=(30\sim 50)H \cdots \cdots \cdots (8.2)$$

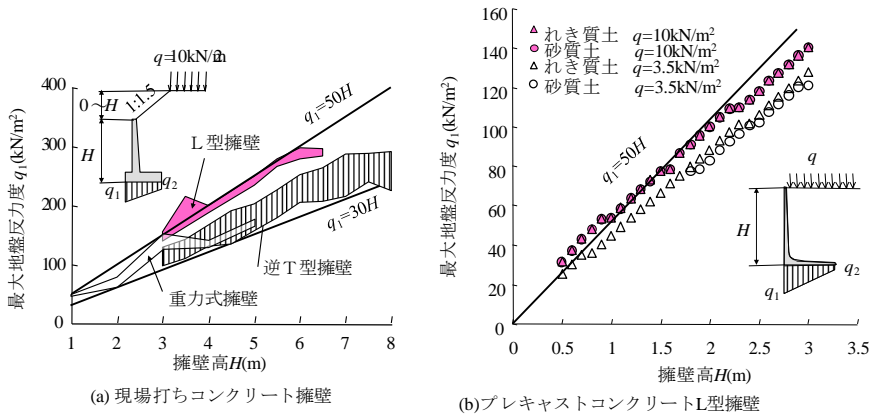


図 8.5 擁壁高と最大地盤反力度の関係

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。

$$\text{許容支持力度 } q_a = 10N \dots\dots\dots (8.3)$$

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

$$N = 5H \dots\dots\dots (8.4)$$

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 地 盤	密なもの	300		30~50
	中位なもの	200		20~30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200	240~400	15~30
	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 $H=4.3+1.4=5.7\text{m}$ です。最大地盤反力度は $q_1=50 \times 5.7=285\text{kN/m}^2$ と推定されます。必要な N 値は、 $N=5 \times 5.7=28.5 \div 30$ 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 $\phi=35\sim 40^\circ$ 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 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$
砂及び砂礫	20 kN/m^3	35 $^{\circ}$	—
砂質土	19 kN/m^3	30 $^{\circ}$	—
粘性土	18 kN/m^3	25 $^{\circ}$	—

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 $\phi(^{\circ})$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$
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 $\phi_{cu}(^{\circ})$		粘着力 $C_{cu}(\text{kN/m}^2)$	
	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 $\phi_u(^{\circ})$	粘着力 $C_u(kN/m^2)$
R32 大豊町	36	36
R33 日高村	34	40
R55 野市町	35	30
R56 土佐市	35	26

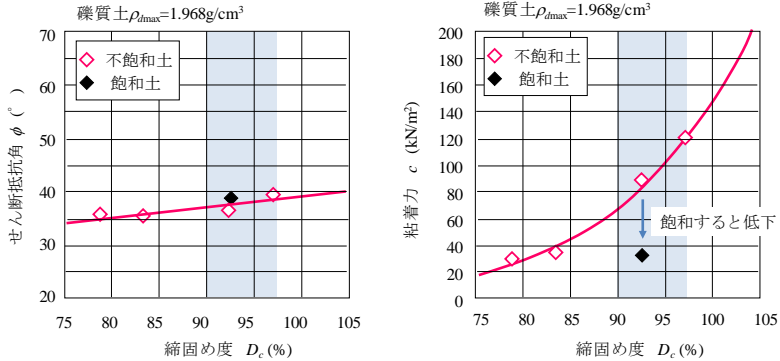


図 8.6 道路盛土の締固度とせん断強度定数の関係(川崎らのデータより右城が作成)¹⁰⁾

【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。

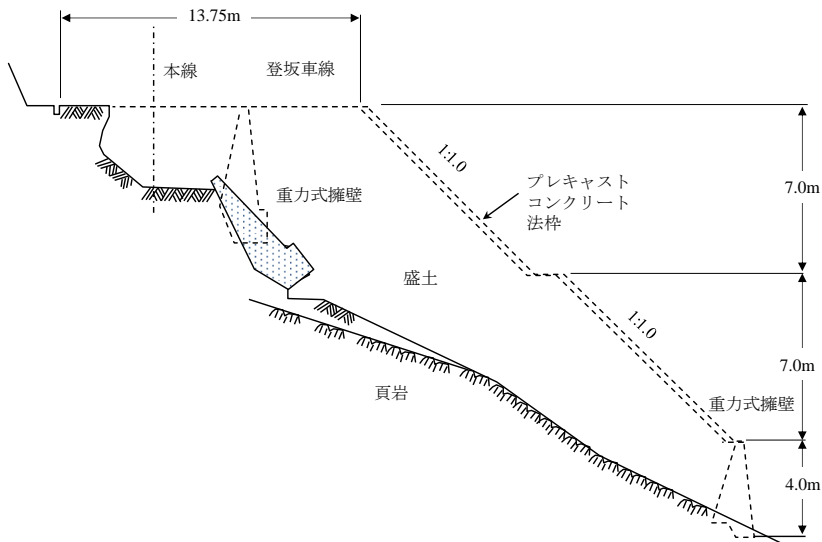


図 9.1 集中豪雨で崩壊した国道

盛土崩壊の原因と反省点

崩壊地点から約 50m 峠寄りに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内に空寸法 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、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。

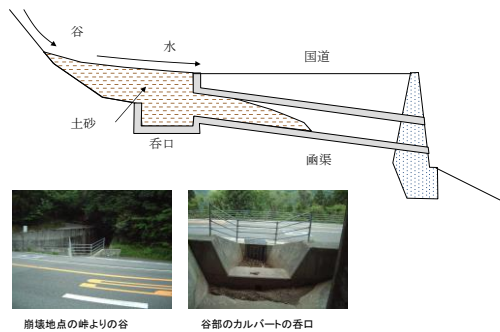


図 9.2 崩壊地点より峠寄りの谷と道路横断函渠の呑口

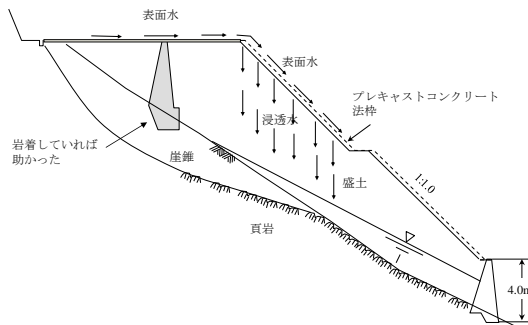


図 9.3 盛土崩壊の原因

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考えられます。

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。

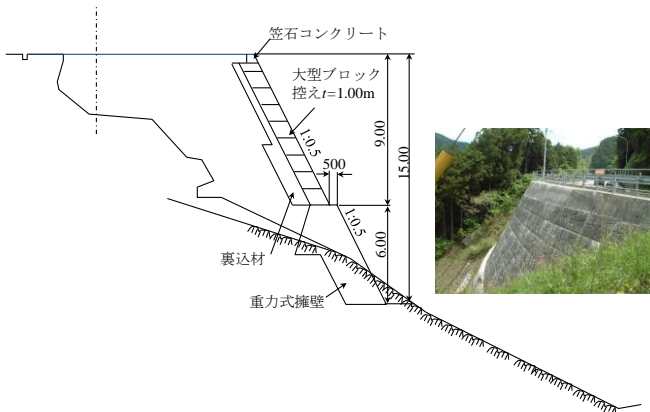


図 9.4 災害復旧として設計した混合擁壁

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。

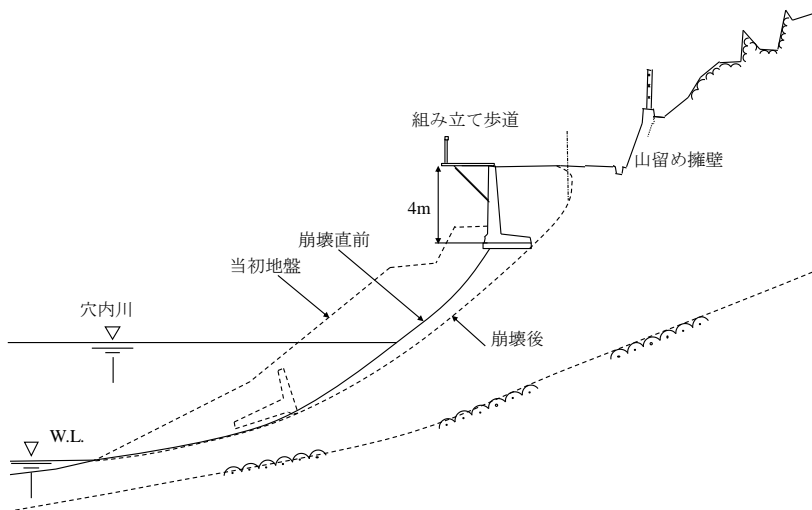
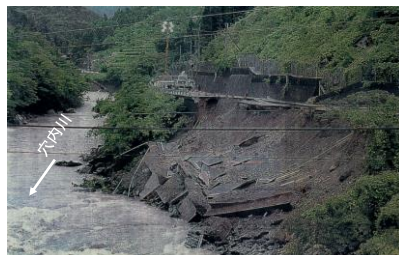


図 10.1 大豊町敷岩の国道 32 号の被害状況



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バラバ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。

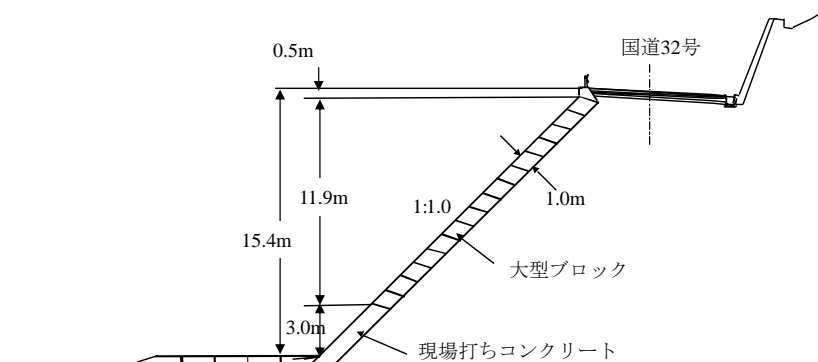


図 10.2 復旧工法



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 tendon には PC 鋼棒 ($\phi 32\text{mm}$ 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掘して設けたコンクリートブロックに定着させ、頭部は $0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.3\text{m}$ の大きさのコンクリートで保護していました。

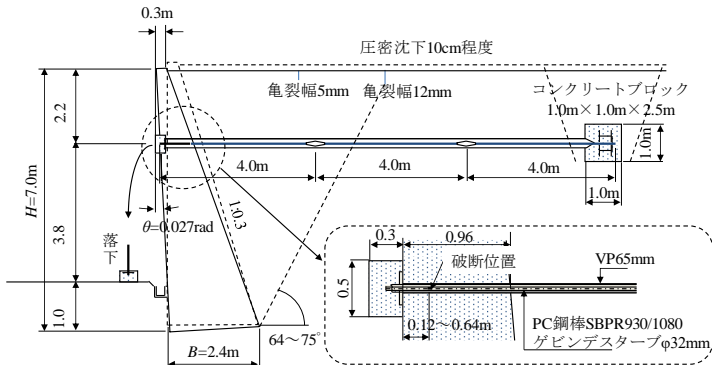


図 11.1 擁壁の断面図

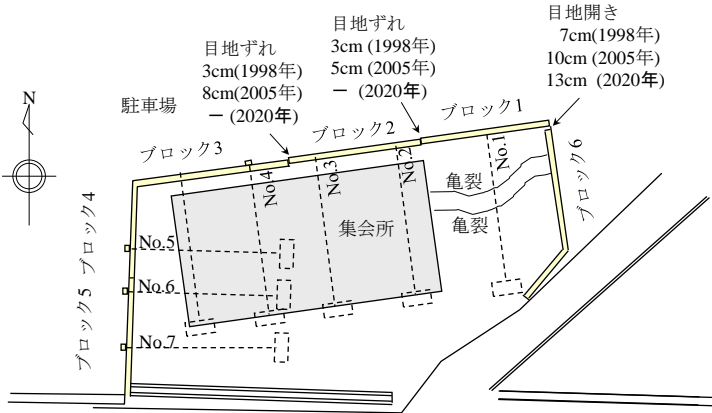


図 11.2 宅地の平面図とアンカー配置図

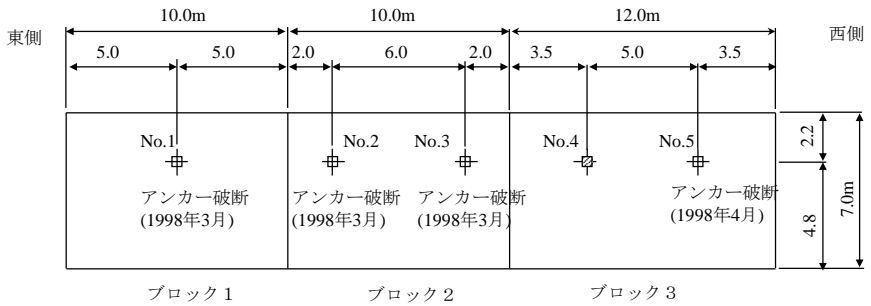


図 11.3 北側の擁壁前面



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 $\omega=64\sim 75^\circ$ と推定されます。盛土のせん断抵抗角を $\phi=45^\circ$ として、クーロン土圧公式を適用すると、主働すべり角は $\omega=70^\circ$ となり、亀裂から推定される値と概ね一致します。

$\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=45^\circ$ 、 $c=0$ 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。

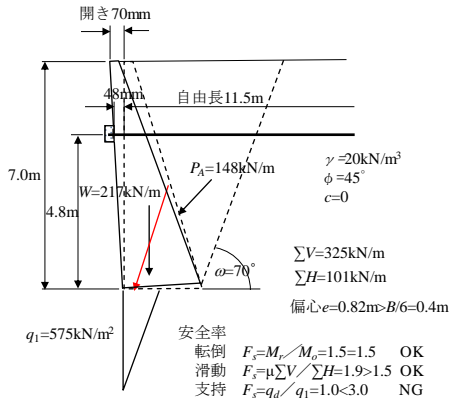


図 11.4 擁壁に作用する荷重と安定計算結果

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。

$$\delta = \frac{l}{E} \left(\sigma_t - \frac{P_0}{A} \right) = \frac{11,500}{2 \times 10^5} \times \left(1,080 - \frac{150,000}{804.2} \right) = 51.4 \text{ mm} \dots \dots \dots (11.1)$$

ここに、 l は P C 鋼棒の自由長、 E は P C 鋼棒のヤング係数、 σ_t は P C 鋼棒の引っ張り強さ、 P_0 は初期緊張力、 A は P C 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、 $\theta = 70/7,000 = 0.01$ 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、 $\delta = 4,800 \times 0.01 = 48\text{mm}$ 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となります。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確認できます。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 P C 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。

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

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。

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

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。

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

飛翔するアンカー頭部の質量は、キャップコンクリート $0.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 2$ 、 $300\text{kg/m}^3 = 173\text{kg}$ です。鋼棒は長さを 0.3m とすると $0.3 \times 6.31\text{kg/m} = 2\text{kg}$ です。質量は $M = 175\text{kg}$ 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 $h = 3.8\text{m}$ 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 $H=7\text{m}$ 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、 $N=5H=5 \times 7=35$ 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が、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が。

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。

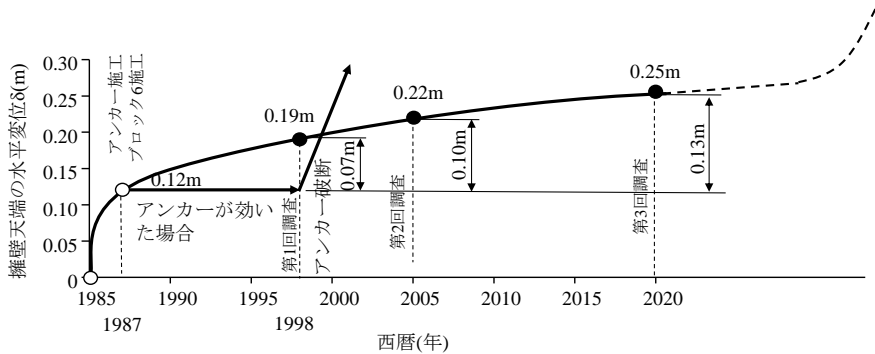


図 11.5 擁壁天端の水平変位の推移

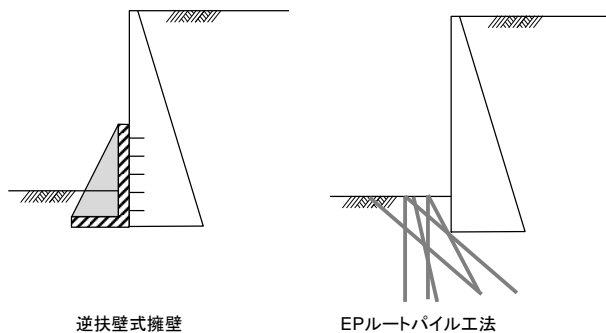


図 11.6 対策工法

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、このままの状態では、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下にありますが、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。

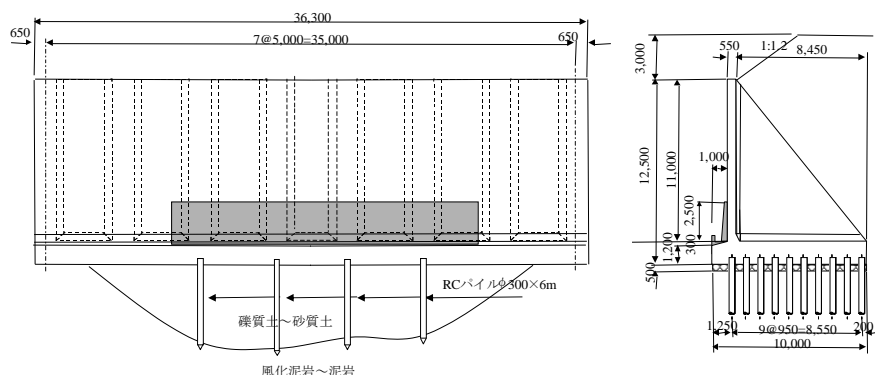


図 12.1 扶壁式擁壁の構造図



写真 12.1 扶壁式擁壁の壁面のひび割れ状況

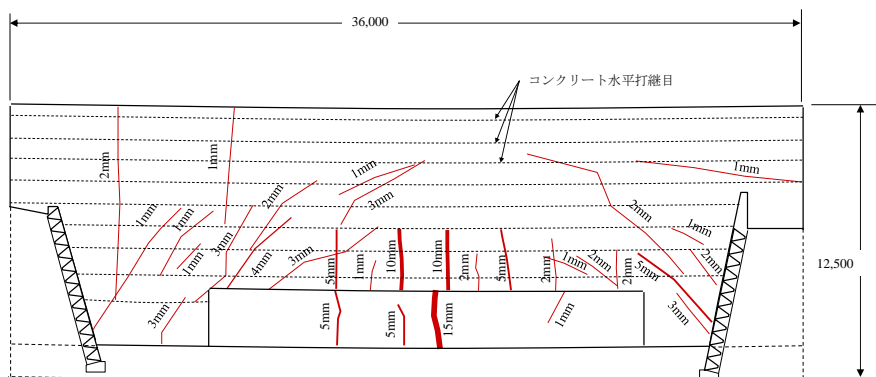


図 12.2 壁面のひび割れの状況

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のでしょうか。

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。

$$R_u = \frac{1}{F_s} (300N_p A_p + 2\bar{N}UL) = \frac{1}{3} \times (300 \times 50 \times 0.071 + 2 \times 5 \times 0.942 \times 5.5)$$

$$= 370 \text{ kN/ 本}$$

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ため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。

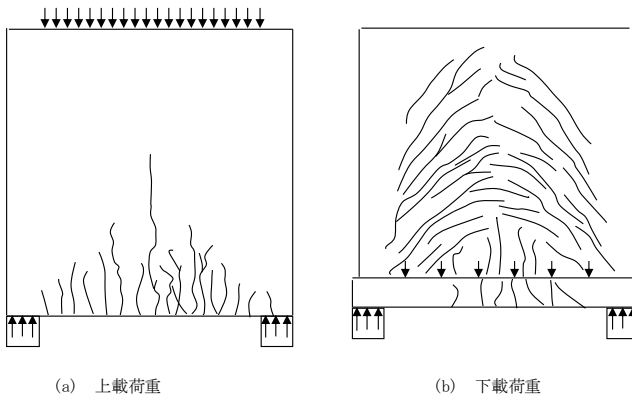


図 12.3 ディープビームの破壊直前のひび割れ図(F・レオンハルト&E・メニッヒによる)²⁾

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乗荷するか、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、下乗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、 $E_0=2.8N(\text{MN/m}^2)$ 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 $244,898\text{kN}\cdot\text{m}$ 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。

$244,898\text{kN}\cdot\text{m}$ 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 $1,264\text{N/mm}^2$ 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。

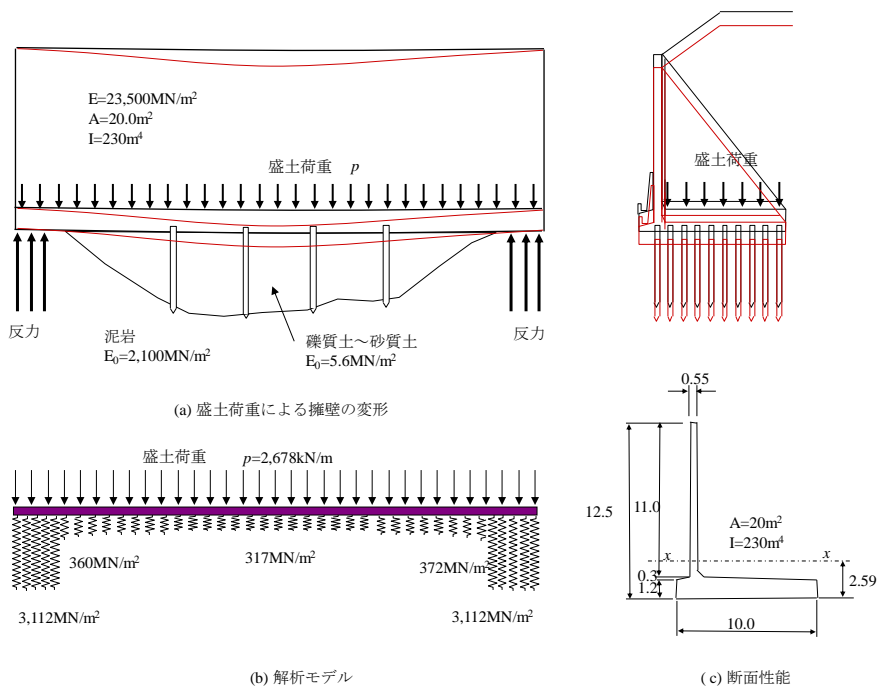


図 12.4 盛土荷重による擁壁の変形と解析モデル

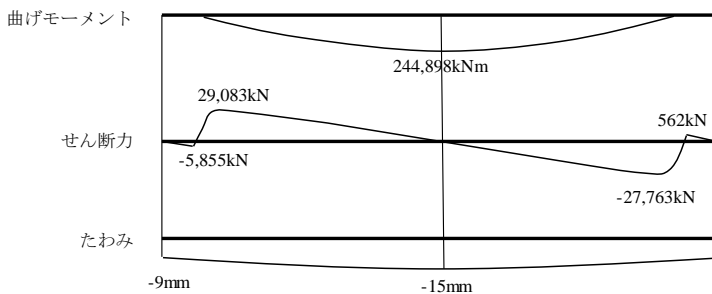


図 12.5 擁壁の縦方向の変位と断面力

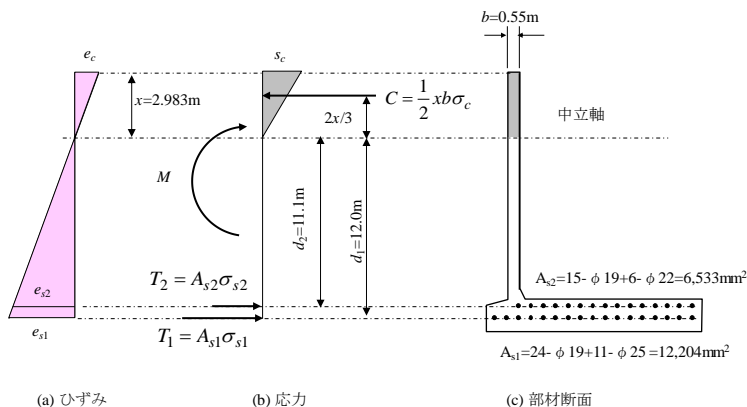


図 12.6 擁壁の応力計算

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で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。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。

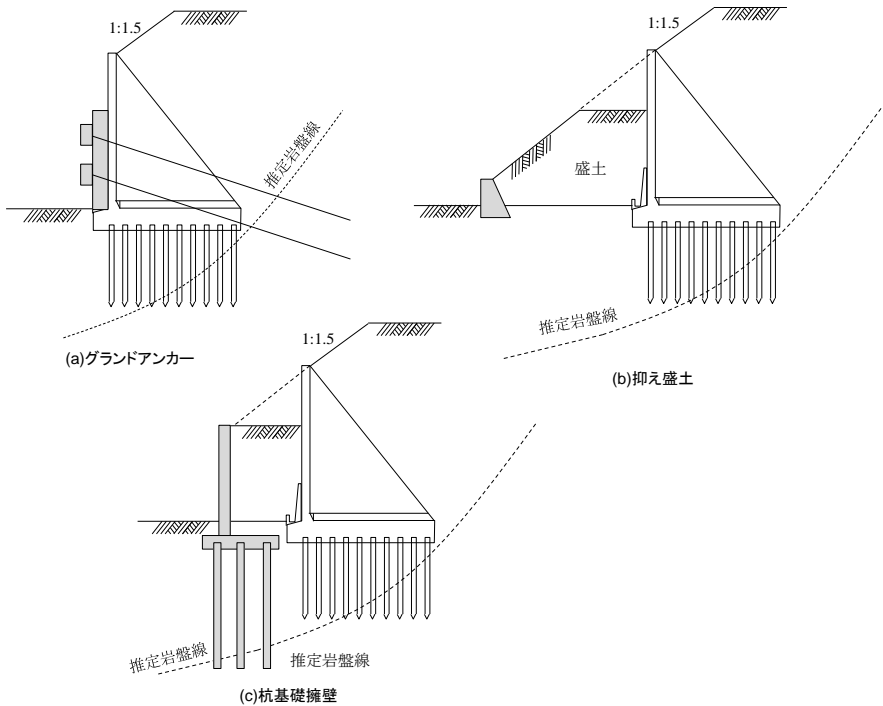


図 12.7 対策工法

【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/m²となり、許容支持力度である300kN/m²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。

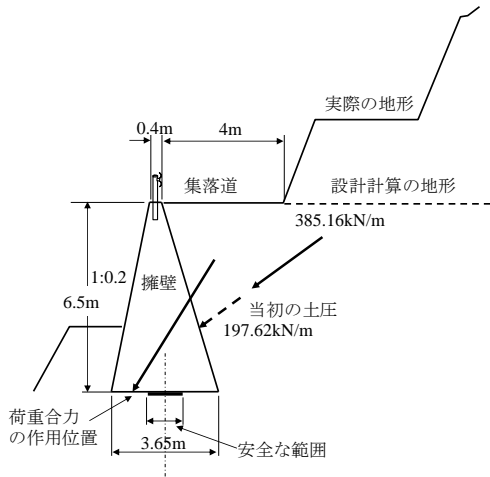


図 13.1 会計検査で指摘された重力式擁壁

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 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0$ 、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 $\mu=0.6$ 、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 $\theta=72.5^\circ$ の角度で $H_c=9.3\text{m}$ 掘削して重力式擁壁を施工したと推察されます。

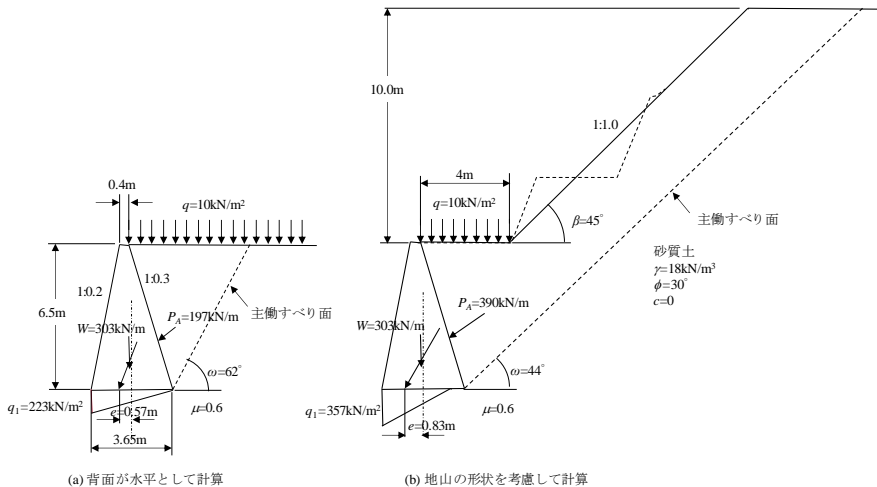


図 13.2 擁壁背面を砂質土の盛土として計算

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 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0$ 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。

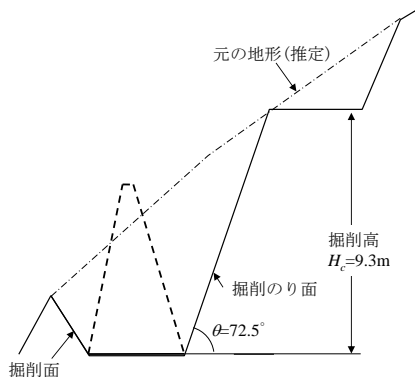
図 13.3(a)の掘削法面が限界状態で安定している、つまり安全率が $F_s=1.0$ であると仮定すれば、地山の c と ϕ の関係は次の Culmann 式で表されます。

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

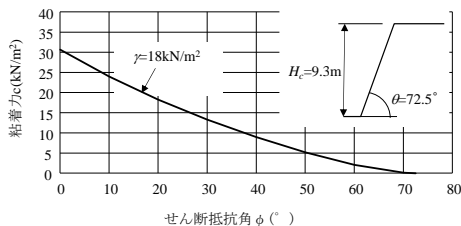
$H_c=9.3\text{m}$ 、 $\theta=72.5^\circ$ 、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ の場合について c - ϕ 関係図を描けば図 13.3(b) となります。 $\phi=30^\circ$ とすれば、 $c=13.3\text{kN/m}^2$ 以上の粘着力がなければ、図 13.3(a) のような掘削はできません。

$\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=13.3\text{kN/m}^2$ 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 $P_A=123\text{kN/m}$ となります。 $c=0$ としたときは $P_A=390\text{kN/m}$ 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

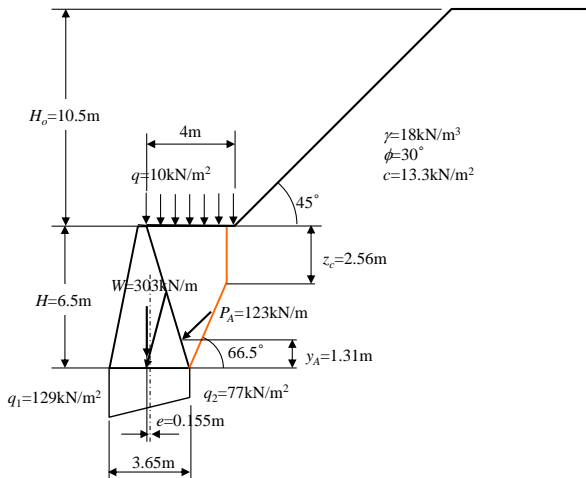


図 13.4 地山の粘着力を考慮した計算結果

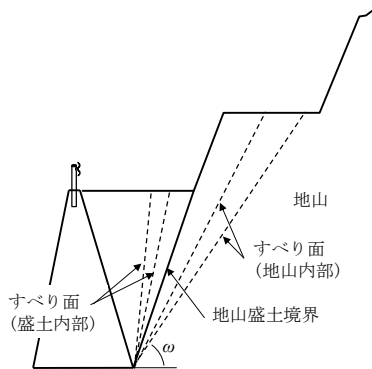


図 13.5 土圧算定の考え方

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のようになっています。

『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($\gamma=19\text{kN/m}^3$, $\phi=30^\circ$)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

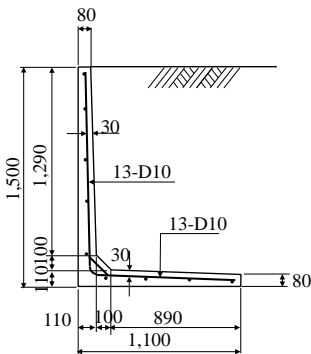


図 14.1 L型擁壁の配筋図

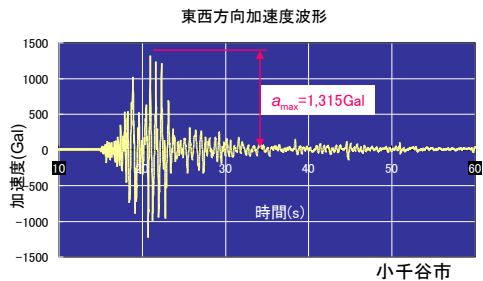


図 14.2 小千谷市で観測された東西方向加速度波形

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。

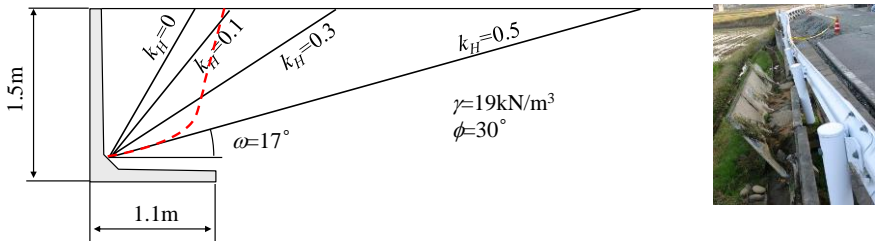
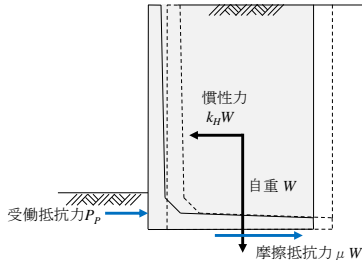


図 14.3 物部・岡部式で求められた主働すべり面



小千谷市関越自動車道



長岡市濁沢町

図 14.4 地震時の滑動

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。

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

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 $0.6 \sim 0.7$ なので、水平震度が $0.6 \sim 0.7$ 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 $a = 980 k_H$ (ガル) であるので、 $600 \sim 700$ 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 $600 \sim 700$ 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します。

$$\text{鉛直力のつり合い条件式 } \Sigma V = 0 \text{ より } R_V = W_s \dots\dots\dots (14.2)$$

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 $P \cdot y = \frac{h}{2} k_H W_s$ ……(14.4)

これを解くと

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

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。

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

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、 $M_u=10.6\text{kNm/m}$ 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。

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

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。

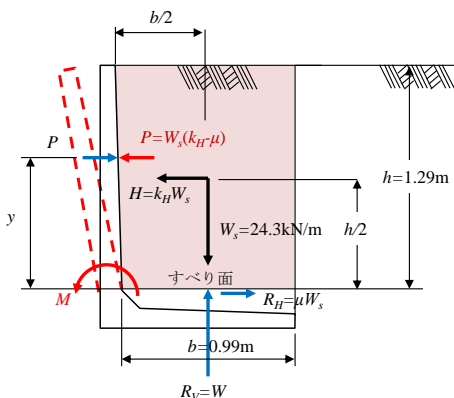


図 14.5 たて壁の曲げ破壊現象

【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