

熊本地震被災構造物の復旧に関する調査研究

(公社)地盤工学会九州支部研究委員会 末次 大輔

宮崎大学工学教育研究部

熊本地震災害の復旧を事例として、地震災害発生後に復旧された地盤構造物の調査・設計・施工の実態を技術的・学術的な視点で記録するとともに、復旧時における地盤調査法や地震動を受けた地盤構造物の健全度評価に関する課題を整理し、震災後の迅速な復旧や事前防災に資する知見を得るために調査を実施した。

1. はじめに

平成 28 年 4 月 14 日と 16 日に 2 度の震度 7 の揺れを記録した熊本地震は、熊本ならびに阿蘇地方を中心に甚大な被害をもたらした。地盤工学会は、平成 28 年熊本地震地盤災害調査団を派遣して被害状況を取りまとめるとともに、地震防災・減災および復旧・復興に向けた課題が示された。

熊本地震では日奈久・布田川断層を震源として最大震度 7 クラスの揺れが 2 度発生し、震度 5 強以上の揺れを経験した補強土壁などの道路土工構造物の数は相当数にのぼる。今回の構造物被害の特徴は、地震動の大きさよりも地盤変位を含む地震動の大きさ以外の要因によるところが大きいと考えられる(図 1)。

補強土壁では地盤変位に加えて、基礎地盤のすべり崩壊に起因したものであると推定されており、基礎地盤の地質構成の影響について検討する必要がある。また、切土法面等のグラウンドアンカー工では強い地震動により頭部コンクリートの脱落やアンカーの引き抜けが発生した。そのため、残存耐力の評価や対策が必要となつておらず、次の地震への備えるための知見の蓄積や対策技術の開発が求められている。

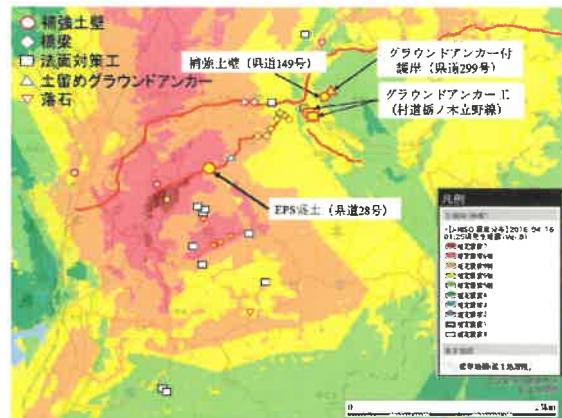
本研究では、補強土壁、EPS 盛土と切土法面等のグラウンドアンカー工を対象に、平成 28 年熊本地震地盤災害調査団から提示された課題を踏まえ、上記土構造物については被害詳細調査と耐震性について、切土法面のグラウンドアンカー工については被害詳細調査および残存耐力の評価と対策について検討した。

2. 補強土壁の崩壊・復旧事例

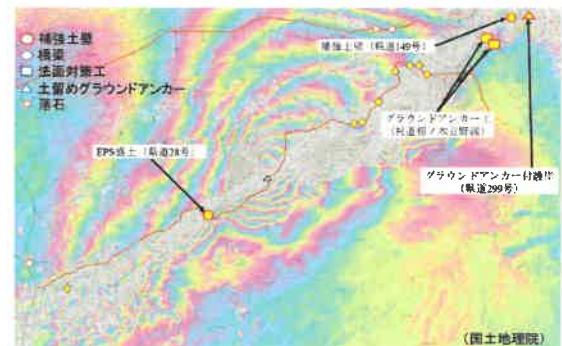
2.1 地震直後の被災状況と盛土・地盤特性

(1) 被災状況

2016 年 4 月 14 日、16 日の震度 7 の直下型の熊本地震が発生し、人的被害のみならず多くのインフラストラクチャーにおいて甚大な被害が発生した。被災した補強土壁の位置を、震度分



(a) 推定震度分布



(b) 地殻変動分布 (干渉 SAR)

図 1 推定震度分布および地殻変動分布と調査対象構造物の位置関係

布図(図 1(a))と干渉 SAR による地殻変動図(図 1(b))で検証した結果、被災の特徴は地震動の大きさよりもむしろ直下型地震断層上の地盤変動の影響を受けていることを示した。

被災した補強土壁は、①基礎地盤を含むすべり破壊による完全崩壊¹⁾、②下部をグラウンドアンカーで補強した箇所の変位による不安定化、③同一壁面において部分的に崩壊したもの等が見られた。今回詳細調査したものは③である。

調査した補強土壁の被災状況は、写真 1、図 2 に示す通り同一壁面内において崩壊部と残存部が混在している。当該補強土の特徴は、1)壁の

前面に河川があり、基礎には重力式コンクリート擁壁が使用されている。2)平面線形として折れ曲がり、壁位置が前面側に出ている箇所が崩壊している。3)崩壊部の断面は上載盛土が2段あるが、残存部の上載盛土は1段である。4)崩壊部の状態は、写真2に示すように壁面が前方に移動しながら元の積み上げ状態に近い形で崩れている。



写真1 部分的に崩壊した補強土壁

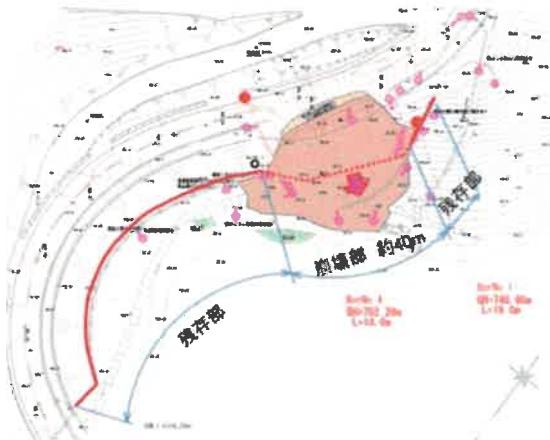


図2 崩壊部と残存部の平面位置図

被災した補強土壁は、補強材に鋼製帶状補強材を用いており、せん断抵抗角の大きい盛土材料との摩擦力で一体化する構造原理で垂直な壁面を構築していた。施工後約20年が経過していたが、鋼製帶状補強材およびコンクリート壁面材に目立った経年劣化は見られていない。

(2) 盛土・地盤特性

使用されている盛土材料の摩擦特性を確認するための各種試験を実施し、問題無いことが確認された。すなわち、細粒分は粒度試験による適用基準内 ($F_c = 8\% < 25\%$) を確認し、三軸圧縮試験(CD)による設計との整合 ($\phi = 41^\circ > 30^\circ$) を確認し設計条件を満足することを確めた。また、残存部の壁面をコア抜きした補強材



写真2 崩壊した補強土壁の壁面状況

の現場引抜き試験においても想定設計値以上 (現地 $60\text{kN} >$ 設計 54kN) の引抜き抵抗力が確認された。そのため、補強土壁の崩壊は補強土壁の内的安定の問題ではなく、外的安定の課題が考えられた。外的安定が不安定となる要因としては、素因として自重および背面盛土からの土圧、上載盛土重量、補強土壁の補強材配置と長さ、重力式基礎の安定性、排水施設などがあげられる。誘因としては、大規模地震動による地震時土圧、降雨による盛土のり面や補強盛土背面からの浸透水の影響、地震時の振動および支持地盤内の断裂構造に起因する地盤変位による支持力低下などが考えられた。特に、当該現場では基礎部に重力式コンクリート擁壁が使用されていたため、地震によって基礎が受ける影響が大きいと想定されたが、基礎地盤の状態が分からなかった。そのため、被災後の対策検討用にボーリング調査を2カ所で行ない、復旧計画が検討された。

図3に補強土壁の崩壊箇所における推定地層横断面図を示した。河川方向に傾斜した安山岩のうえに溶結凝灰岩、火碎流堆積物(軽石)が同様に傾斜し、その上位に火山灰質粘性土および崩土が堆積している。この基盤岩の傾斜が崩壊に影響した可能性はあるが、この状況だけでは断定することはできない。

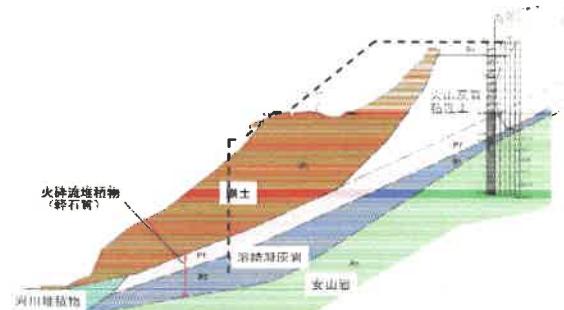


図3 崩壊した補強土壁位置における推定地層横断面図

(3) 基礎地盤で確認された断裂

被災補強土壁周辺の踏査を行ったところ、図4、写真3に示すように濁川右岸側の団地内入り口の段差および団地内道路に60cmの左横ずれが確認された。また、復旧に伴って崩壊した補強土を取り除き、基礎地盤の掘削を行ったところ、2本の断裂が確認された。



図4 団地内の変状位置



写真3 団地入口の段差と道路舗装の左横ずれ60cm

断裂Bおよび断裂Cに関しては、構造物基礎掘削時に確認され（写真4）、安山岩と岩屑なだれ堆積物の境界に断裂B、岩屑なだれ堆積物と古期崖錐堆積物の境界に断裂Cが位置する（写真5）。

図4に示す崩壊した補強土壁区間（オレンジ色）は、断裂A・B・Cで分断された区域の直上に位置しており、地震時に複雑な地盤変動の影響を著しく受けたものと推察される。

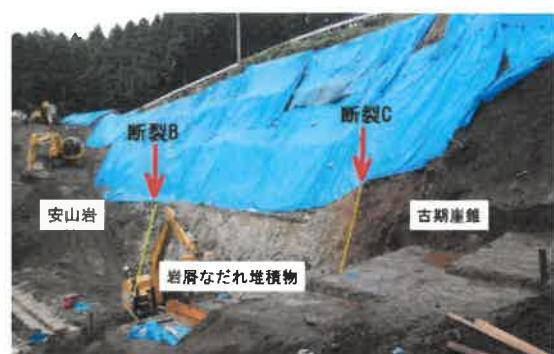


写真4 基礎掘削時に確認された断裂B・C

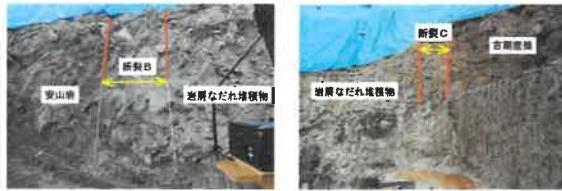


写真5 断裂B（左）と断裂C（右）の地質状況

2.2 崩壊機構の考察

(1) 被災時・復旧時の地震時安定検討

図5に①被災時の想定復元断面と②残存断面および③復旧断面を示す。

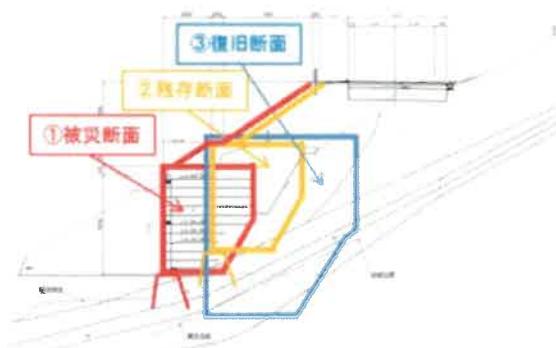


図5 被災断面、残存断面、復旧断面形状

地震時の設計水平震度 $kh=0.17$ （標準値 $kh_0=0.2$ ：大規模地震動 II種地盤、 $Cz=0.85$ ：地域区分 B）として地震時の滑動抵抗力を比較した結果、① $F_s=1.20$ ② $F_s=1.24$ ③ $F_s=1.45$ となった。したがって、被災断面は最も安全率が低いものの地震時必要安全率 1.20 を満たしていたことが分かる。さらに被災部と残存部での活動抵抗力の差は小さいといえる。すなわち、震度分布から推定される水平地震力による静的解析では安定を保っていることになる。

(2) 崩壊機構の考察

復旧工事において崩壊土砂を掘削撤去した結果、重力式基礎に目立った変状は無く、地下水や浸透水などの影響も確認できなかった。しかし、補強土壁再構築時の掘削切土のり面には、写真5に示したように安山岩と岩屑なだれ堆積物の境界に断裂B、岩屑なだれ堆積物と古期崖錐堆積物の境界に断裂Cが確認された。また、写真6は補強土壁の基礎部に施工した重力式コンクリート擁壁の施工継ぎ目位置で確認された、3cmの水平移動の痕跡である。この移動は地山側となっている。以上に示すように、補強土壁の崩壊部においては、地質的な特徴とともに、構造物直下に断裂を有することによる複雑で強

烈な地盤変動が生じたものと推察される。その際の外力として、地盤に生じた断裂による背面からの外力の影響が想定された。



写真 6 補強土壁基礎コンクリート擁壁の施工継ぎ目に生じた崩壊部側基礎の地山側への3cm水平移動痕

前述したように、地震時に著しく崩壊した補強土壁区間は3本の断裂（断裂A・B・C）で分断された区域に相当すること、および横ずれ変位が生じる水平力が断裂において認められることがから、想定される崩壊の原因としては図6に示すような以下の3力が考えられる。

- ①大規模地震動による補強領域および裏込め土の地震時慣性力
- ②上載盛土荷重・補強領域を含む地震時慣性力
- ③2本の非起震性断裂の直上に補強土壁が位置することによる地震動の位相差とそれによる地盤変動

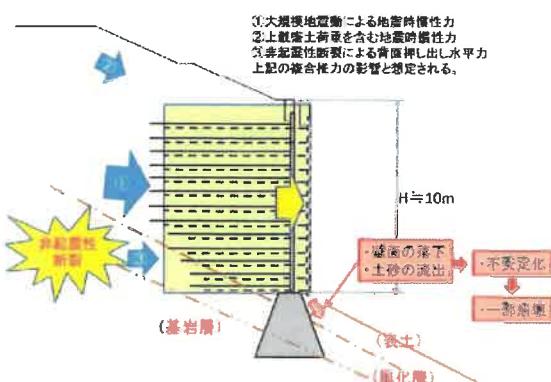


図 6 地震時に補強土壁に付加される3力

上記の2つの慣性力と地盤変動とが重なり合って、一体化した補強土壁構造体の一部が壁前面側に水平に押し出されたものと考えられる。その結果、下部の重力基礎上に設置された補強土壁の壁面工が同天端幅より大きく滑動して前面に落下し、崩壊に至ったものと考えられる。

2.3 復旧状況

被災した補強土壁の復旧にあたっては、基礎地盤の調査・目視確認と共に必要地耐力の確認を行い、地耐力が不足する範囲においては地盤

改良処理を実施した。基礎部分に使用していた重力式擁壁はそのまま残存させ、その背面の安山岩層から再構築した（図5）。復旧後の状況を写真7に示す。



写真 7 被災補強土壁の復旧状況

2.4 今後の課題

今回の被災構造物調査の課題として、設計時の図面や設計条件等や完工時の図面や出来形などの情報が残っていない事が被災要因の特定に支障をきたした。その状況のなかで被災後の調査¹⁾では補強土壁基礎に設置された重力式擁壁に地震時の過剰な底面反力が生じ支持力破壊に起因するという崩壊機構を推察した。しかしながら、復旧工事の掘削現場の確認によって基礎の重力式擁壁が健在であることが判明した。

当該地の補強土背面上には掘削時に断裂構造が確認されており、線状の道路構造物が規模の大きい断層・断裂と交差する可能性は大きく、これが判明した際には、それを避ける、あるいは变形が生じにくい抵抗力のある工法を選定などの対策が必要と考える。

3. EPS 盛土の変状と復旧

3.1 地震直後の被災状況

EPS 盛土により構築された当該道路（熊本市西区小島下町と阿蘇郡高森町を結ぶ県道、熊本高森線）は、熊本市を東西に横断する生活道路であるが、図7に示すように、中央構造線下に存在する活断層（布田川・日奈久断層帯）の直上に位置していた。

当該現場は急峻な地形のため、大型建設機械の搬入が困難であり、かつ盛土の構築において掘削土量をできるだけ少なくすることが望まれた。図8は壁面工が崩落してEPS盛土の変状が確認された付近の建設当初の横断図である。このEPS盛土は2度にわたる大きな地震動によって、道路盛土背後の自然斜面が崩壊したためと、



図7 活断層とEPS盛土²⁾(国土地理院)

断層崩壊と推察される基礎地盤(空石積み擁壁)の損傷のために、前面に約60cmせり出すとともに、鉛直方向に約50cm沈下した。しかし、EPS盛土は完全な崩壊を免れ、写真8のように片側通行により道路としての機能を維持することができた。

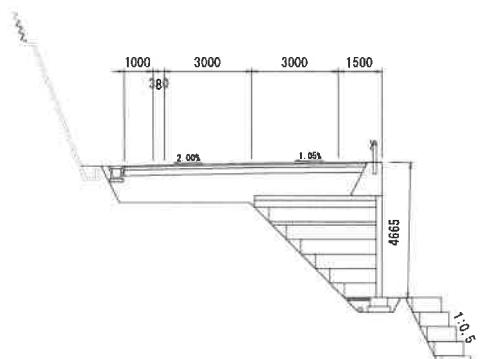


図8 建設当初のEPS盛土

被災地周辺の平面図を図9に示す(熊本県報告書³⁾)。該当道路は布田川断層の分布が予想される位置であり、上部は山中の滑落崖、側部は路上に明瞭に現れたクラック、そして下部は押し出し変形が見られる護岸付近となる斜面崩壊ブロックと考えられている。

この斜面崩壊の素因は、固結不十分な火碎流堆積物よりなる脆弱な地山が、地盤強度に対して十分な安定が維持できない斜面勾配であったことと考えられる。ここに誘因として地震による大きな水平力が発生し、すべり力を増加させたことにより崩壊したと推察される。

3.2 詳細調査

当該斜面の上部は山中の滑落崖、側部は路上に明瞭に現れたクラック、下部は押し出し変形が見られる河川護岸付近となる斜面崩壊ブロックと考えられている。変形量観測の結果、地すべり性の動きがなく、また地下水昇に伴う変



写真8 地震後の片側通行状況



図9 布田川断層帶上の平面図³⁾

動がないことから、斜面崩壊現象として対策する方針とされた。

地震発生時の斜面崩壊は、固結不十分な火碎流堆積物からなる脆弱な地山、地盤強度に対して十分な安定が維持できない斜面勾配が素因となり、そこに誘因となる地震による水平力が作用して発生したと考えられる。

BorNo. 1 と BorNo. 2 に設置したパイプひずみ計の深度 5m 付近にわずかな変位が認められたが、それより深い位置に累積変位が確認されないこと、表層を覆う Dt 層は N 値 10 以下と緩い状態であり、その下の W1 とは明瞭な強度差があること、斜面上の段差や滑落崖がいずれも小規模であることなどの特徴がある。調査の結果、特定のすべり面を持つ継続的な変動ではなく、崩積土の Dt 層が地震で揺さぶられたことによる崩壊性の断続変動と判断された。

緩い砂および砂礫が主体の斜面崩壊は、降雨浸透によるサクションの低下で見かけの粘着力が小さくなることによって地盤変動を引き起こすと考えられる。当該斜面は N 値 10 程度の砂質土であり、単位体積重量 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ と仮定し、現況の円弧すべりの安全率を $F_s = 1.00$ を満足する粘着力 c を逆算した結果、粘着力 $c = 12.74 \text{ kN/m}^2$ が得られた。図10 は現況安全率 $F_s = 1.00$ とした円弧、最大抑止力を与え

る円弧 ($F_s=1.003$)、および県道下に抜ける円弧すべり ($F_s=1.104$) を示しており、安定対策工は計画安全率を $PF_s=1.20$ として検討された。斜面安定に関する予備設計では、次に示す 3 案が比較検討された結果、経済性に優れるグラウンドアンカーコーナー工の抑止力により不安定化した土塊を安定化させる工法が選定された³⁾。

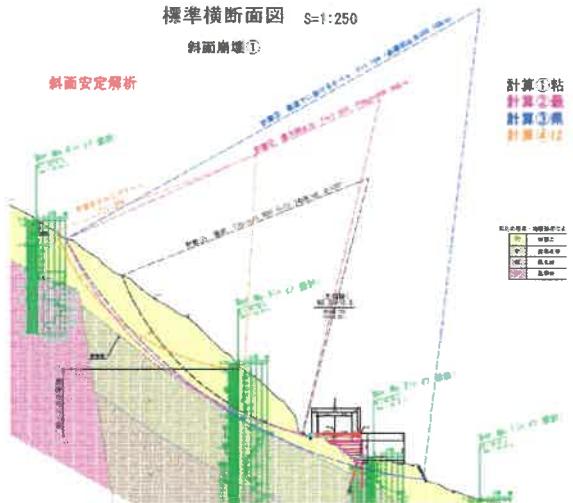


図 10 調査結果に基づく円弧すべり検討³⁾

- ① 安定勾配切土 (1:1.2) + (端部勾配擦りつけ用) 鉄筋挿入工付き法枠工
- ② 鋼管杭十斜面上部の豪雨崩壊対策
- ③ グラウンドアンカーコーナー工十斜面上部の豪雨崩壊対策

地震により崩壊した斜面は、地震後の 2016 年 6 月 20 日の集中豪雨により一部が表層崩壊した。そのため、グラウンドアンカーコーナー工の上方の斜面は表層土砂を撤去した後に表面保護工を設けることとされた³⁾。また落石対策として、転石除去およびロープ掛工や密着型落石防止工などの定位置固定工が施すことが検討された³⁾。

3.3 復旧状況

EPS 盛土は「EDO-EPS 工法設計・施工基準書(案)」⁴⁾に準じて設計された。図 11(a)は上部床板より下方の EPS 盛土内に作用する圧縮力応力の分散の概念を示しており、道路の路肩付近では EPS 盛土の自立面端部から輪荷重までの距離 a を考慮して EPS ブロックの強度を選定しなければならないことを示している。また、EPS 盛土の下層は設置幅が小さくなり、EPS 応力集中を考慮して強度選定する必要がある。図 11(b)のように、EPS 盛土の重心位置が背後の傾斜地盤にある場合には、傾斜地盤上で発現される摩擦抵抗を減じて EPS ブロックに作用する圧

縮応力を算出する。これらの検討により、最上段と最下段の EPS ブロックは応力集中を考慮して許容圧縮応力度が $100\text{kN}/\text{m}^2$ の DX-24H (カネカライトソイルブロック)，最上段と最下段を除く一般部には許容圧縮応力度が $50\text{kN}/\text{m}^2$ の D-20 (カネパールソイルブロック) が選定された。

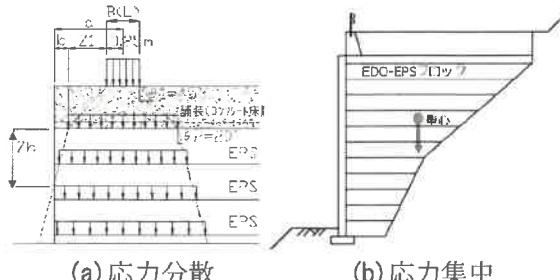


図 11 EPS の応力分散と盛土下層の応力集中

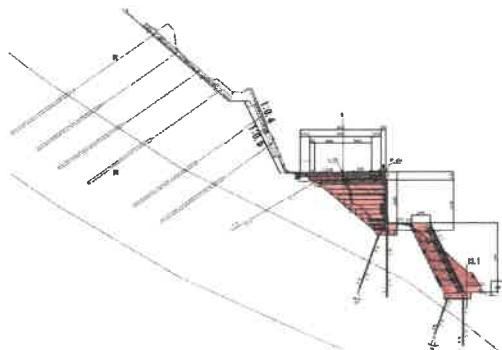


図 12 復旧断面 (例)³⁾

図 12 は復旧断面 (例) であり、常時と震度法による地震時の EPS 盛土の転倒、滑動、支持力が検討された。この検討において、EPS 盛土背後からの土圧は作用せず、上部床板より上方の上載土の土圧が考慮された。また、EPS 盛土の地震時滑動の検討では、所要安全率を満足するように水平力抑止工として上部床版の背後に水平間隔 2m の引張補強材 (スーパーダグシム工) が設けられた。さらに、EPS 盛土の基礎地盤の支持力対策として、補強材に圧縮力を分散させて補強体を形成するルートパイル工が用いられた³⁾。EPS 盛土前面の一部にルートパイルで支持された大型ブロックが設置される。この大型ブロックは試行くさび線が EPS 盛土内に及ばないと仮定して設計された³⁾。

3.4 今後の課題

EPS 盛土の耐震性は、1997 年に実施された実物大振動台実験により、1995 年兵庫県南部地震規模の大規模地震に対しての盛土全体の安定性は高いことが示された^{5) 6)}。一方、2011 年東北地方太平洋沖地震のような継続時間の長い地震動や、2016 年熊本地震のように震度 7 クラスの

地震動が連続する場合など、これまで想定されていない地震動への対応として、耐震性向上を目的とした緊結金具の改良が行われた⁷⁾。図13に示した新緊結金具はEPSブロック間のせん断強度を高めるとともに、設置作業性も改善された⁸⁾。新緊結金具を用いた地震時挙動は高さ8mの実大振動台実験で調べられ、新緊結金具が地震時の変位を抑制する効果が確認された⁹⁾¹⁰⁾。今後の課題の一つとしては、設計外力を超える作用により大きな変形を生じた場合であっても、脱落しないなど第三者や隣接構造物に影響を及ぼさない壁面工の開発が挙げられる。

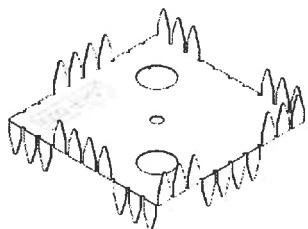


図13 新緊結金具

4. 旧タイプグラウンドアンカーアの変状

4.1 地震直後の被災状況

調査地は、図14に示す長陽大橋から北西へ500~1000mの村道栃ノ木立野線の古い法面2箇所である。



図14 調査位置図(国土地理院)

本路線は、阿蘇大橋の落橋で国道325号の迂回路として仮復旧し、国道57号から阿蘇山や南阿蘇へのアクセス道として利用されている。

法面1は変状状況確認のための現地調査、法面2は現地調査に加えアンカーリフトオフ試験を実施した。

(1) 法面1

法面1は、図15に示す1:0.5勾配の2段の法面で500×500枠の交点にアンカーアが施工されている。

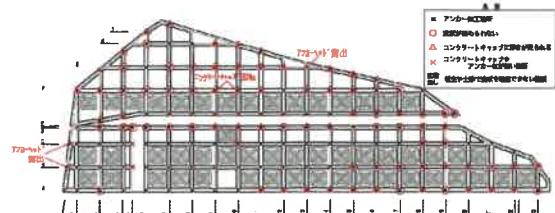


図15 法面1調査結果図



写真9 法面1全景

写真10に示すように、頭部コンクリートは、アンカー破断時の飛び出し防止のため、十字に帶鋼板で固定されている。法枠工との境界に隙間が多く、一部はコンクリートの欠損や頭部の回転、亀甲状の亀裂が発生している。地震以前から法枠との隙間から雨水が浸透してアンカー頭部の劣化が進んでいたと推察される。

アンカー頭部は2本のより線をくさび方式で定着している。頭部を直接コンクリートで覆つており、施工方法から考えると二重防食を基準化する前のアンカーである「旧タイプアンカー」に区分される。頭部コンクリートが外れ、アンカーヘッドだけになっているものも見られる。より線がくさびから抜けて確認できないものもあり、回転してずれているため緊張力がないと考える。アンカー頭部はかろうじて引っかかっている状態である。



写真10 頭部キャップ・アンカー頭部状況

多数のアンカーが破損し法面の不安定化が懸念されるため、枠内に鋼製受圧板でアンカーアの再施工を行っている。

図15に示す調査結果から、変状は起点から中央付近までの1段目法面に多く発生しており、法高が高い部分に荷重が集中していた結果と考える。また、法枠外周に変状が見られるが、表層に近いため雨水などで劣化が進行していた可能性がある。

(2) 法面 2

法面 2 は、写真 11 に示すように斜面上下で村道に挟まれた法面で、自然斜面の安定のため法枠工を施工し、過去に崩壊したと考えられる凹状地形箇所にはアンカーワークが施工されている。法尻には高さ $H=6.0\text{m}$ 程度、1:0.5 勾配のブロック積擁壁が施工されている。法面上部の村道直下は、地震により路肩が崩壊したため、グラウンドアンカーワークを施工して復旧が完了している。

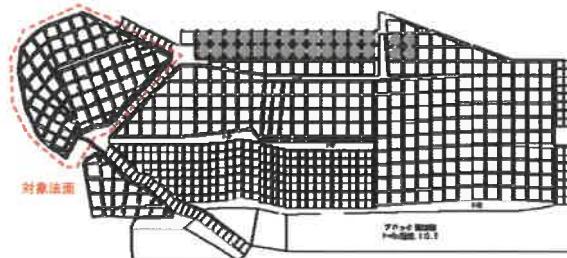


図 16 法面展開概念図



写真 11 調査地周辺法面の俯瞰写真

法面が急勾配であるため、管理階段が設置された起点側上部斜面(図 16 左手上部)で現地調査とアンカーリフトオフ試験を行った。

アンカーワークの頭部コンクリートは、法面 1 と同様 200×200 で旧タイプアンカーである。図 17 のように 1 箇所を除いて法枠工と密着しており、コンクリート自体の劣化も少ないようで、一見すると概ね健全である。

調査地は、写真 12 に示すように凹状の崩壊地形となっており、この崩壊地とその周辺を含めた斜面安定対策としてアンカーワークを施工したと考えられる。

4.2 詳細調査(グラウンドアンカーワーク健全度調査)

健全度調査は、「頭部詳細調査」と「アンカーリフトオフ試験」を行った。頭部詳細調査は、頭部コンクリートを除去し、アンカーヘッドの状況を目視確認する調査である。アンカーリフトオフ試験は、アンカーをジャッキで引っ張って現在の緊張力を確認する試験である。健全度調査は、仮設材やジャッキの重量等を考慮して図 17 に示す法尻付近の 3 箇所で実施した。



写真 12 調査対象法面



図 17 法面調査結果図

(1) 頭部詳細調査

頭部コンクリートを撤去して詳細調査を行った結果、アンカープレートやより線は同じだが、アンカーヘッドが異なることが判明した。A, B 箇所は $\phi 60\text{mm}$, C 箇所は $\phi 55\text{mm}$ である。アンカーワークは、フレシネー社製シングルストランドである。



写真 13 詳細 C 箇所の詳細調査状況

写真 13 は C 箇所のアンカーヘッド写真で、頭部コンクリートには明瞭な異常はなかったが、コンクリートを除去するとアンカーヘッドが浮いて緊張力がかかっていないことが判明した。そのため、アンカーヘッドに浮きが見られなかった A 箇所と B 箇所でリフトオフ試験を実施した。

(2) アンカーリフトオフ試験

当該アンカーワークは施工後数十年経過し設計資料などがないため、表 1 を参考に試験荷重等は PC 鋼線の機械的特性から設定した。

調査対象のアンカーワークは、 $\phi 12.7\text{mm}, 1$ 本より線であるため、表 1 と表 2 から $156 \times 0.9 = 140\text{kN}$ とした。しかし、実際に頭部コンクリー

トを除去すると、アンカー頭部の直徑が想定と異なったり、試験中に異音がするなどトラブルが発生した。

表 1 PC 鋼より線の機械的性質¹¹⁾

種類	記号	呼び名	径 (mm)	公称面積 (mm ²)	単位質量 (kg/km)	0.25永久 伸びに対する 試験力 $T_{0.25}$ (kN)	最大 試験力 T_{us} (kN)	伸び (%)
PCより鋼 7本より鋼 8本	SKPK7B	7本より 12.7mm	12.7	98.71	774	156以上	183以上	3.5以上
		7本より 15.2mm	15.2	138.7	1101	222以上	261以上	3.5以上

出典 日本規格協会 JIS G 3535-2009
記号には通常リテラクセーション付は付かず、低リキセーション付はLがつく

表 2 テンションの極限・降伏引張り力に対する低減率¹¹⁾

分類	テンション極限引張り力 (T _{us})に対して		テンション降伏引張り力 (T _y)に対して	
	ランク B	0.65	ランク A (常時)	0.80
ランク A (地震時)	0.60	0.75	0.80	0.90
初期緊張時、試験時	—	0.90		

注)ランク A, B の区分は、解説表-6.1による

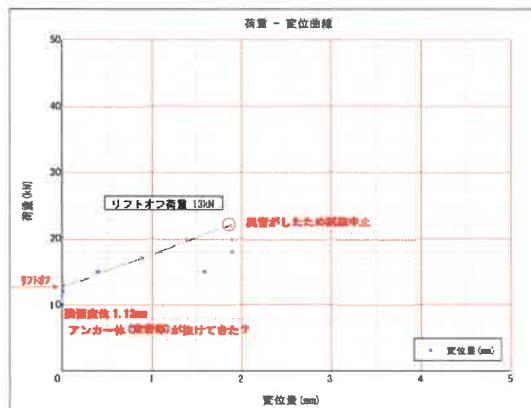


図 18 リフトオフ試験結果図 (A 箇所)

リフトオフ荷重は、A 箇所が 13kN, B 箇所が 14kN と鋼材から想定される荷重と比較して 10 分の 1 と著しく低い。設計荷重 $T_d = \text{定着時荷重 } P_t \times \text{ 設計荷重係数 } 0.6 = 109.8 \text{ (kN)}$ と想定すると、表 3 を参考に健全度 C~D となる。アンカーとしての健全性は低い評価である。

当該地で発生している原因を考えると以下のように考えられる。

- a) 設計荷重がもともと低い
- b) アンカーワークが抜けてきている
- c) 頭部のクサビが効いていない
- d) 反力体(吹付法枠)が沈下している

- ・アンカーワークは緊張力を期待する工法であるため a) の可能性は低い。
- ・法枠自体の変状はほとんど見られず、法枠と地山との間にすき間などが見られないため d) の可能性は低い。
- ・試験後に残留変位が見られるため、b) の可能

性が考えられる。

- ・クサビがより線から抜け、頭部コンクリートと共にアンカーヘッドが外れている。
 - ・より線余長は他の箇所が 15mm 以上あるのに対して、C 箇所は 6mm と短く、クサビが効かず引き込まれている可能性がある。
- 以上から b) や c) の原因が有力と判断する。

表 3 残存引張り力と健全度の目安¹¹⁾

残存引張り力の範囲	健全度	状態		対策例
		E	D	
0.9 T_{us}	E	破壊の恐れあり	緊急対策を実施	
1.1 T_{us}	D	危険な状態になる恐れあり	対策を実施	
許容アンカーカー (T_s)	C	許容値を超える	経過観察により対策の必要性を検討	
設計アンカーカー (T_d)	B			
定着時緊張力 (P_t)	A 健全			
0.8 P_t	A 健全			
0.5 P_t	B			経過観察により対策の必要性を検討
0.1 P_t	C 機能が大きく低下している			対策を実施
	D 機能していない			

調査対象の法面は変状が少なく、安定した状態と判断しがちである。しかし、アンカーワーク自体は、緊張力がかかっていないため法面に対する抑止工としての機能が失われている。アンカーワークの定着部が抜けたり、アンカー頭部のクサビが効いていない可能性がある。

法枠など周辺に地すべりに伴う目立った変状はないため、崩壊後の予防的措置としてアンカーワークを施工した可能性も考えられ、法面自体が現時点では不安定化しているかは不明であるが、設計上は不健全である。法面全体の調査と対策工を行う必要がある。

4.3 現状と対策

調査結果と法面評価を表 4 にまとめ。

表 4 調査結果のまとめ

項目	法面 1	法面 2
1) 地震による被害状況	アンカーのはほとんどが抜けている	幅 20m 程度の表層崩壊が発生。既設アンカーワークの頭部損傷が見られる。
2) 対策工	既設のり面を復元し、新規に同等以上のグラウンドアンカーワークで対策工を施している。	表層崩壊箇所は、新規にグラウンドアンカーワークを施している。
3) 目視調査結果	地震でアンカーワークが全体に揺動し、アンカー頭部の破損、浮き上がり箇所が全体の 75% を示す。	地震による表層崩壊箇所は、既設アンカーワークと同等以上のアンカーワークで復旧している。他の既設アンカーワーク箇所には変状が見られない。
4) 頭部詳細調査	—	調査のり面で 3 箇所でリフトオフ試験を実施した。いずれも、アンカーワークが機能していないと判断される。
5) 安定度と対応(案)	対策済みと判断される。 健全である。	詳細調査で、アンカーワークが機能していないと判断される。 法面全体の対策工を講じる必要がある。

アンカーワークは斜面・構造物等からの力を引張り力として引張り部に伝達するし、テンションの先端をナットやくさびなどの定着具で固定されることで引張り力を保持している。

その健全性を満たすためには、このシステムが耐久性に優れており、特に防食機能を保持することが必須である。アンカーワーク構造は、現在防錆油を充填するのが主流だが、平成 2 年以前は頭部コンクリートで保護する方法があった。

この方法は、設置時にナットやくさびなどの隙間にセメントが流入することで定着機能が低下し、テンドンの引き込まれなどが生じやすくなっている。調査で確認された頭部もくさびにセメントが流入していたことが根本的な要因と考えられる。

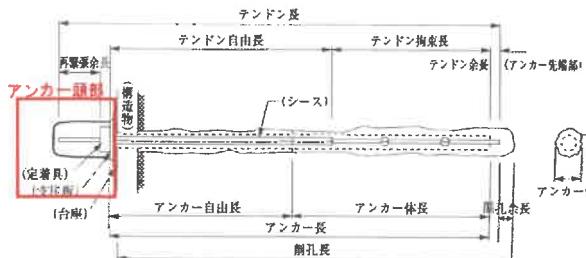


図 19 グラウンドアンカーの一般構造図¹¹⁾



写真 14 セメントが付着したアンカーヘッド

二重防食規定以前の旧タイプでは、地震による揺動を受けるとテンドンが伸縮せずに保護コンクリートの脱落やアンカーヘッド位置での破断に繋がるものと考えられる。そのため、旧タイプのアンカーは近々に健全度調査を行い、頭部保護を現行の頭部キャップ方式への変更が望まれる。

5. 謝辞

本報に記載する調査は地盤工学会九州支部研究委員会メンバーにより実施されたものである。現地調査にあたり、熊本県、熊本県南阿蘇村、国土交通省九州地方整備局阿蘇復興事務所には貴重な資料と研究フィールドを提供いただきました。また、九州建設技術管理協会からは研究資金の提供をいただいたことに謝意を示します。

6. 参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会熊本地震地盤災害調査団, 平成 28 年熊本地震地盤災害調査報告書, 平成 29 年 4 月 22 日, pp. 163-196, 2017.
- 2) K. Taneichi, T. Konami, H. Tsukamoto, T. Kubota and K. Yasuhara : Opening Traffic for a Temporarily Remediated EPS Road After the 2016 Kumamoto Earthquake: A World First, 5th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications, pp. 351-pp. 359, 2018.
- 3) 熊本県 : 箇所別報告書災舗道第 6983 号第 3 編報告書 (熊本高森線 杉堂 2 箇所)
- 4) 発泡スチロール土木工法開発機構 : EDO-EPS 工法設計・施工基準書 (案), 2014.
- 5) 西剛整, 堀田光他 : EPS 盛土の実物大振動実験(その 1; 振動台実験), 第 33 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 2461-2462, 1998.
- 6) 堀田光, 西剛整他 : EPS 盛土の実物大振動実験(その 2; シミュレーション解析), 第 33 回地盤工, 研究発表会発表講演集, pp. 2463-2464, 1998.
- 7) Y. Yasuhara, H. Tsukamoto, K. Taneichi, T. Konami and T. Kubota : An expanded polystyrene foam(EPS) Road Robust to Successive Great Kumamoto Earthquake in 2016, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 48, No. 1 March, 2017.
- 8) 小浪岳治, 林豪人, 塚本英樹, 窪田達郎 : EPS 盛土に用いる緊結金具の性能評価, ジオシンセティックス技術情報 Vol. 34, No. 3, pp. 18-23, 2018.
- 9) 林夏希, 西剛整, 谷美宏, 窪田達郎, 小浪岳治, 林豪人, 古閑潤一, 京川裕之 : EPS 盛土の実大振動台実験(その 1: 実験の概要), 第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 545-546, 2019.
- 10) 高木翔太, 小浪岳治, 林豪人, 西剛整, 林夏希, 谷美宏, 窪田達郎, 古閑潤一, 京川裕之 : EPS 盛土の実大振動台実験(その 2: 緊結金具効果), 第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 545-546, 2019.
- 11) 公益社団法人 地盤工学会 : グラウンドアンカー設計・施工基準・同解説 pp. 74-206, 2012.