

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386 - 5878
土木研究所資料第3707号

土木研究所資料

1999年9月21日台湾集集地震 現地調査報告書

平成12年3月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright©(1999) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承諾を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文章による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

1999年9月21日台湾集集地震 現地調査報告書

耐震技術研究センター 動土質研究室 室 長 松尾 修

主任研究員 中村 伸也

要 旨

本調査は、1999年9月21日午前1時47分に発生した台湾集集地震における被害のうち、土質地盤工学的被害に主眼を置き、土留構造物、盛土、自然斜面および地盤について詳細な現地調査を行った結果を報告するものである。

キーワード：重力式、巻き込み式、Keystone Wall、自然斜面崩壊

目 次

まえがき

1. 調査概要

1.1 概略行程	1
1.2 面会者一覧	1
1.3 調査位置	2

2. 台湾の地質および地震の特徴

2.1 地質の特徴	3
2.2 地震概要	4

3. 調査結果

3.1 地表断層沿いの被害

(1)被害事例

(事例1) 東勢地区断層被害(site①)	9
(事例2) 卑豊橋の断層被害(site②)	9
(事例3) 石岡ダムの断層被害(site③)	11

3.2 従来型擁壁

(1)被害事例

(事例1) 北屯区(中興嶺)もたれ式擁壁(site④)	12
(事例2) 中興嶺重力式擁壁(site⑤)	14
(事例3) 草嶺から下山途中の山岳道路擁壁(site⑩)	15

(2) 所見	16
--------	----

(3) 考察	17
--------	----

3.3 橋梁(竹山地区桶頭橋梁(site⑪))

3.4 巻き込み式ジオテキスタイル補強土擁壁(既南国際大学の補強土斜面(site⑭))

(1)被害状況	22
---------	----

(2) 所見	25
--------	----

3.5 ブロック積み(Keystone Wall)補強土擁壁

(1)被害事例

(事例1) 双連坪橋付近の補強土壁(site⑥)	27
(事例2) 中興嶺から大杭途中の補強土壁(site⑦)	29
(事例3) 中興新村の補強土壁(site⑧)	31

(2) 所見	32
--------	----

(3) 考察	33
--------	----

3.6 大規模盛土すべり(中遼村開閉所(site⑮))

(1)被害状況	34
---------	----

(2) 所見	34
--------	----

3.7 大規模自然斜面崩壊

(1)被害事例

(事例1) 草嶺の斜面大崩壊(site⑨)	37
(事例2) 九分二山の斜面大崩壊(site⑫)	39

(2) 所見	40
--------	----

3.8 アースダム(日月湖水社ダム(site⑬))

(1)被害状況	41
---------	----

(2) 所見	42
--------	----

3.9 地盤の液状化

4. まとめ

あとがき

まえがき

本調査は、1999年9月21日午前1時47分に発生した台湾集集（ChiChi,）地震における被害のうち、土質地盤工学的被害に主眼を置き、土留構造物、盛土、自然斜面および地盤について詳細な現地調査を行ったものである。

なお、本調査は、科学技術庁振興調整費多国間型国際共同研究「アジア太平洋地域に適した地震・津波災害軽減技術の開発とその体系化に関する研究」の一環として実施したものである。このため、今回は現地調査に加え、地震被害事例を研究材料とした今後の共同研究に関する打合せも併せて行った。

調査団員は以下に示すように、同研究プロジェクトの構成メンバーである東京大学龍岡文夫教授、建設省土木研究所松尾修室長、および今回調査の協力メンバーである（財）地域地盤環境研究所岩崎好規所長、応用地質株式会社古田一郎部長、鉄道総合技術研究所館山勝主任技師、澤田亮技師等から成っており、本報告書は下記の日本側メンバーが共同で執筆したものである。

（日本側）

龍岡文夫 東京大学工学部教授
岩崎好規 （財）地域地盤環境研究所所長
松尾 修 建設省土木研究所
中村伸也 同上
館山 勝 （財）鉄道総合技術研究所
澤田 亮 同上
古田一郎 応用地質株式会社
渡辺健治 東京大学工学系大学院学生
呉 博凱 同上

（台湾側）

黄 景川(Chin-Chuan HUANG)国立成功大学 土木工程学系副教授（カウンターパート）
陳 榮河(Rong-Her CHEN)国立成功大学 土木工程学系教授
倪 勝火(Sheng-Kuo NI)国立成功大学 土木工程学系教授
周 南山(Nelson N. S. CHOU)堅尼士工程顧問有限公司
李 咸亨(Shannon Hsien-Heng LEE) 国立台湾科技大学 營建工程系 防災及資訊中心教授

1. 調査の概要

1.1 概略行程

11月20日(土)

p.m 台湾大学土木工学科にて地震被害の概要説明を受ける。

説明者：陳 榮河 国立台湾大学 土木工程学系教授

周 南山 堅尼士工程顧問有限公司

(夜) 黄景川氏から地質、地震についての説明を受ける。

(台北泊)

11月21日(日) 7:30~11:00 台北から台中へ移動

11:00~ site①：東勢市街地の断層被害

11:40~ site②：卑豊橋の断層被害

12:30~ site③：石岡ダム of 断層被害

13:30~ site④：北屯区(中興嶺) もたれ式擁壁の崩壊

14:00~ site⑤：中興嶺重力式擁壁の崩壊

14:30~ site⑥：双連坪橋バス停付近等2か所の補強土壁(Keystone wall)の崩壊

14:50~ site⑦：中興嶺~大坑途中のKeystone wallの変状

17:10~ site⑧：中興新村のKeystone wallと重力式擁壁の被害 →台中へ

(夜) 黄教授から台湾地質の説明を受ける。

(台中泊)

11月22日(月) 7:00~10:30 台中~草嶺へ移動

10:30~ site⑨草嶺の斜面大崩壊(二次すべり)

12:40~ site⑩草嶺から下山途中の山岳道路擁壁の大崩壊

13:20~ site⑪竹山地区桶頭橋の断層による落橋現場で取付部の擁壁被害

16:20~ site⑫九分二山の大崩壊(一次すべり) →台中へ

(夜) 倪教授から地盤液状化の説明を受ける。

(台中泊)

11月23日(火) 7:30~9:30 台中~水里へ移動

9:30~ 台湾電力公司水里事務所にて李署長より被害及び復旧の概要の説明を受ける

10:40~ site⑬日月潭(Sun-moon lake)西北位置にある水社ダムおよび石積み壁

11:20~ site⑭既南(チーナン)国際大学の補強土斜面の大崩壊現場

15:00~ site⑮中遼村開閉所(送変電所)の大規模盛土すべり現場

17:00~ 中遼村→台中→台北へ

(台北泊)

11月24日(水)

8:30~ site⑯内政部营建局にてミーティング

14:30~ 台北→東京(東京着 20:30)

1.2 面会者一覧

調査現場での主な面会者を以下に示す。

Kevin J. Wu President, Newmark Engineering Products Co., Ltd.

黄 景澤 台中供電区營運處 工程課長

蔡 振暎 台湾電力公司 營建署 工程師室 主弁專案(六)

林 益厚 内政部营建署 署長

1.3 調査位置

図 1.3-1 に今回の調査箇所の位置図を示す。図中の番号は「1.1 概略行程」に示した Site No. に対応する。

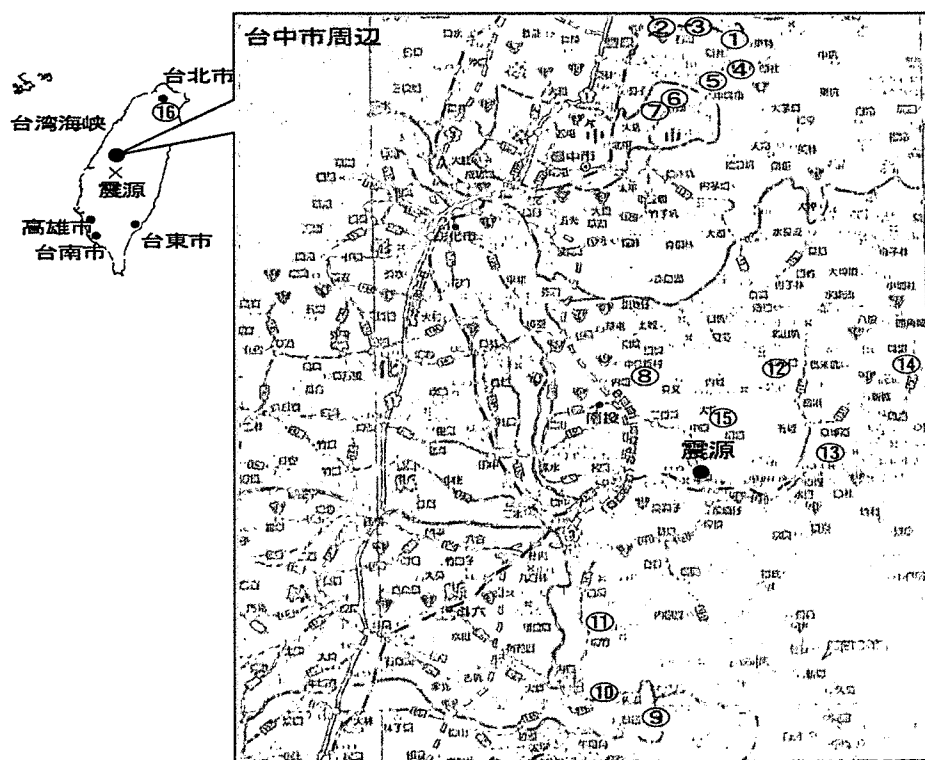


図 1.3-1 今回の調査箇所の位置図

今回の地震調査について国立台湾大学にて打ち合わせを実施し、日本側および台湾側の調査参加メンバーの紹介、工程等を確認した。また、国立台湾大学の陳教授より台湾地震の概要が報告され、周博士より補強土擁壁の被害例について報告があった。



写真 1.3-① 国立台湾大学での打合せ風景
(左から陳教授，黄助教授，倪教授)



写真 1.3-② 周博士による補強土擁壁の被害例報告

2. 台湾の地質および地震の特徴

2.1 地質の特徴

大部分が古生代後期以降の堆積岩類。北北東－南南西に帯状に分布。東縁部の海岸山脈（図のⅥ）以外は西に向かって若い。

中央山脈東斜面：変成岩化した二疊系

中央山脈～西側：第三紀始新世、中新世前半（Ⅳ・Ⅲ）

西部山麓地帯：中新世後期－鮮新世（Ⅱa）

東側海岸山脈（Ⅵ）：Ⅱaと同じ年代

北西海岸沿い・南方の扇状地及び段丘：第四紀前半（Ⅱb）

西部海岸平野（Ⅰ）：表層部は沖積層

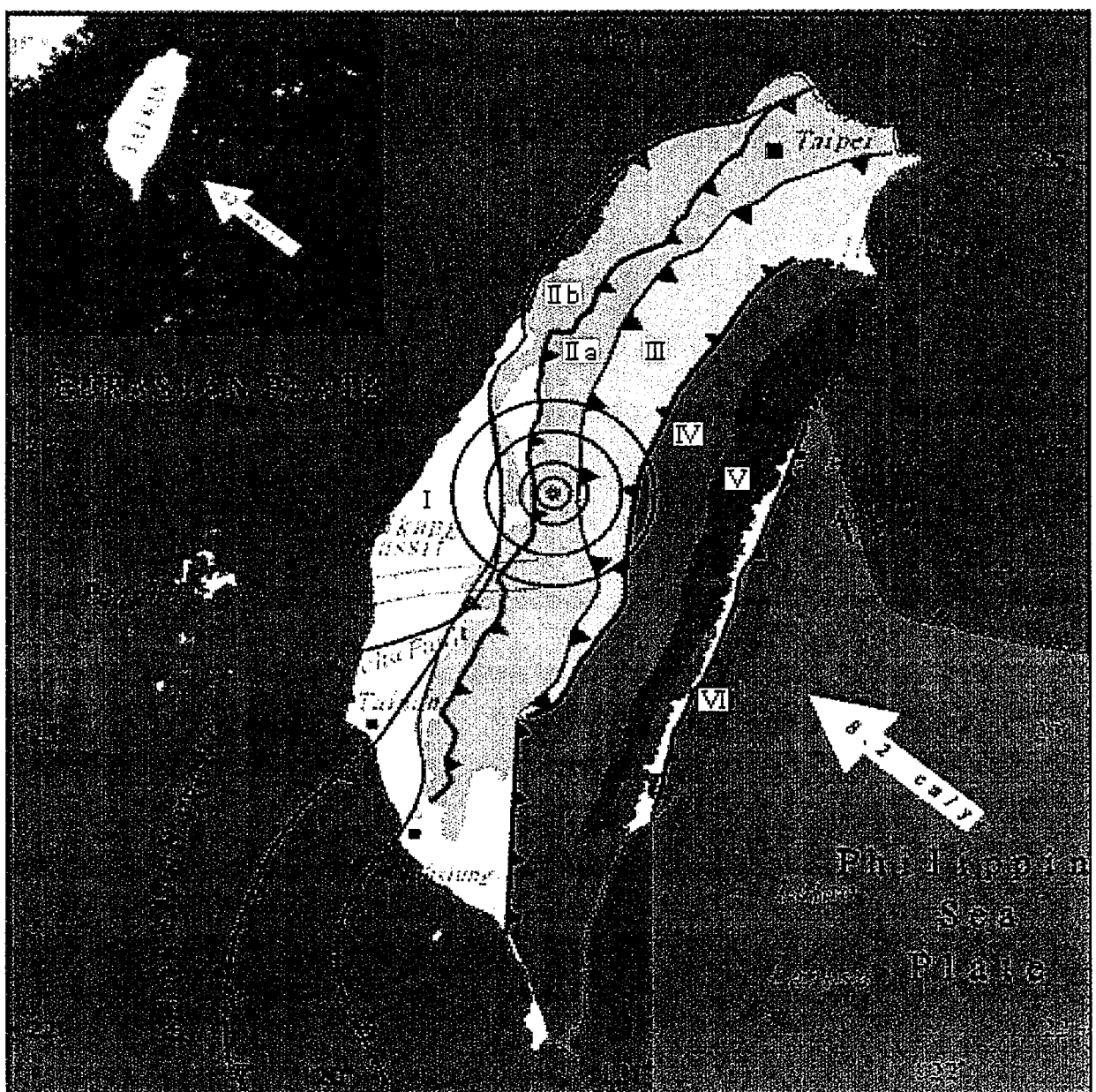


図 2.1-1 台湾の地質の特徴（中央研究院地球科学研究所 HP）

2.2 地震概要

①規模

1999年9月21日午前1時47分(現地時間)に、台湾中部を震源とする大規模な地震が発生。この地震は、現地では震源地付近の地名を取り、「921集集(ChiChi)大地震」と命名。

機関	震央	深さ	マグニチュード
台湾中央気象局(CWB)	23.85° N, 120.78°E	1.1km	ML 7.3
アメリカ地質調査所(USGS)	23.78° N, 121.09°E	5km	Ms 7.7

地震観測波形を使った東京大学菊地教授らの解析によると、地震を発生させた断層は東西圧縮の逆断層で、断層面は東傾斜(東側が西側の上に乗り上げる)。

断層の向きは北北東-南南西(北から時計回りに26°)の方向で、断層の傾斜角は27°の低角断層。

断層の長さは80kmで、破壊運動は28秒間。破壊は断層面の中央からやや南寄りの震源から主に北に向かって進行したものと推定。

地震のエネルギーを示す地震モーメントは1995年兵庫県南部地震の約10倍、8/17トルコ・コジャエリ(Kocaeli)地震の1.3倍である。

②活動断層

当初、平行する2条の断層[車籠埔断層と大茅埔-雙冬断層]が動いたとされたが、動いたのは前者のみ。

地表付近の断層はゆっくりと滑動し、塑性変形を呈した部分が認められる。

地表部の断層運動は地震動を発生していない。

海溝で発生する地震(海洋型)が内陸で起きたとみられる。

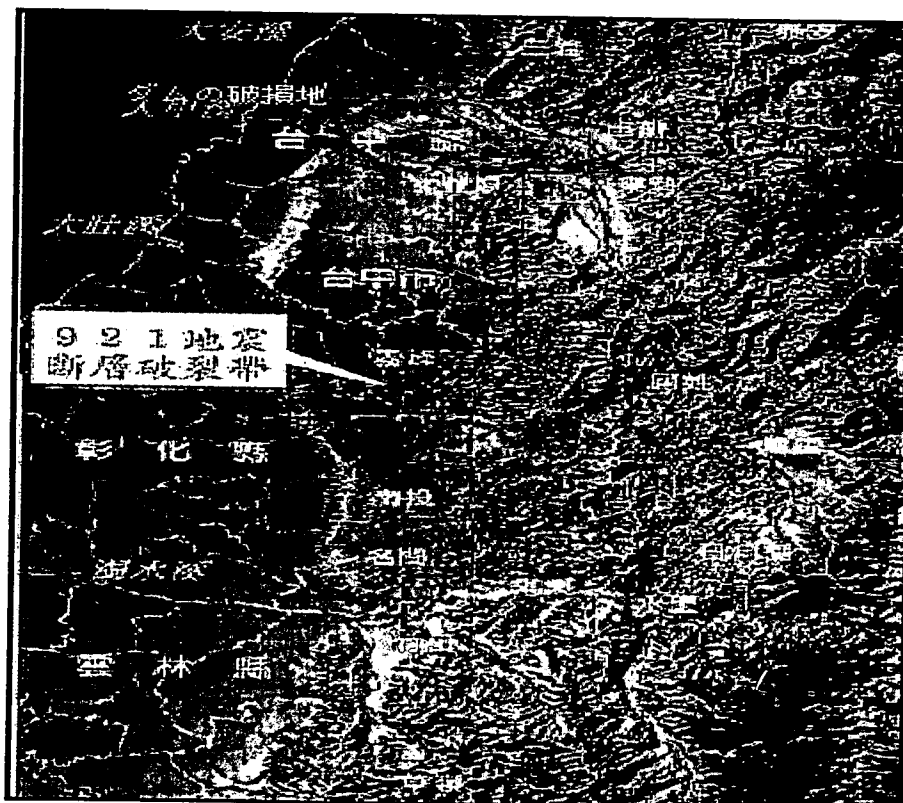


図2.2-1 活動断層図①(東京大学地震研究所 瀬野教授 HP)

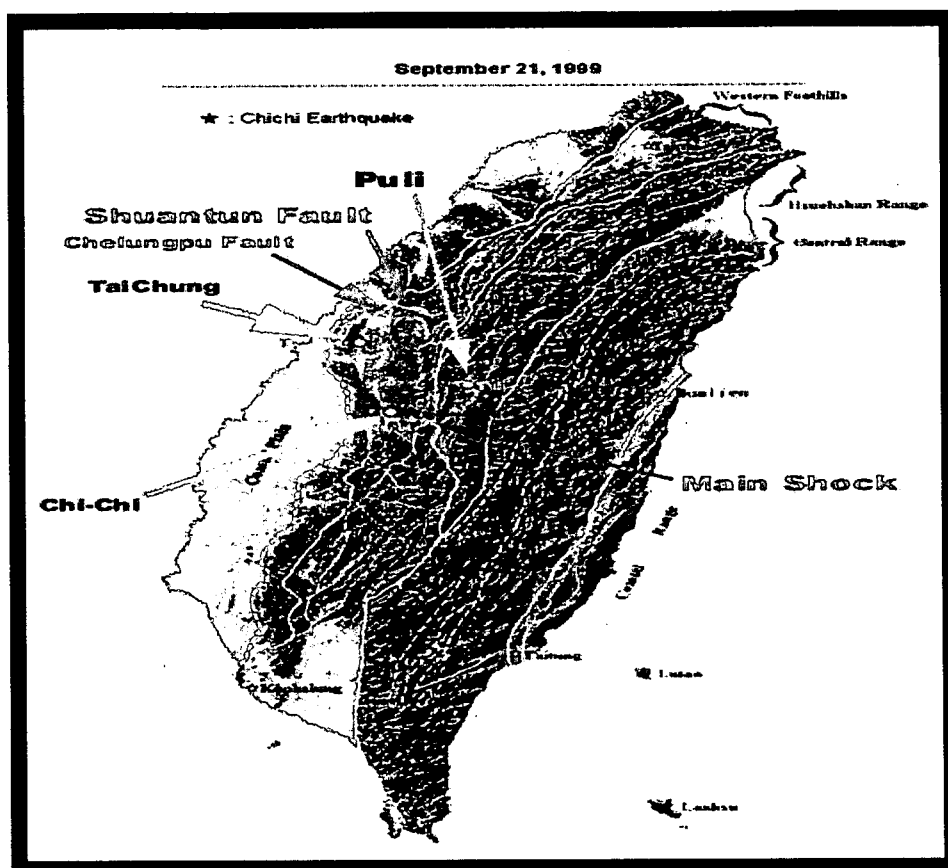


圖 2.2-2 活動斷層圖② (台灣地質調查所 HP)



圖 2.2-3 活動斷層圖③ (応用地質 (株) HP)

③水平变位

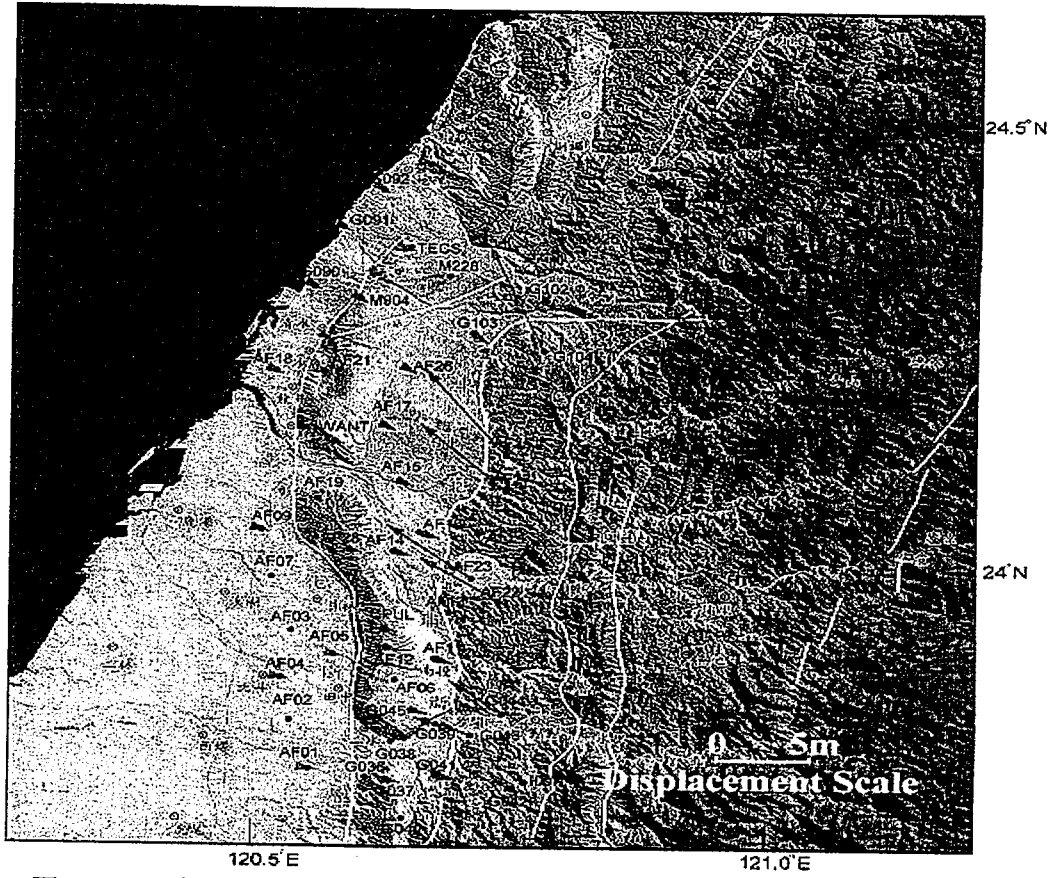


図 2.2-4 水平変位 (台湾地質調査所 HP)

④鉛直変位

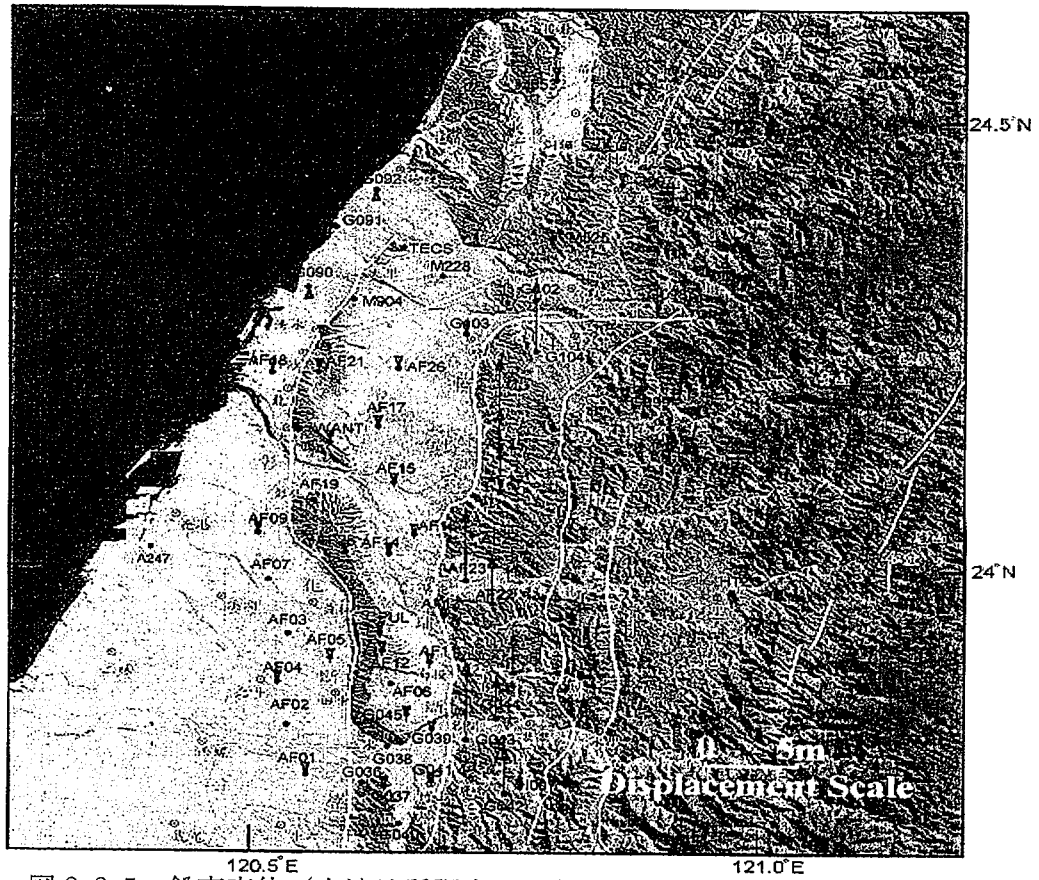
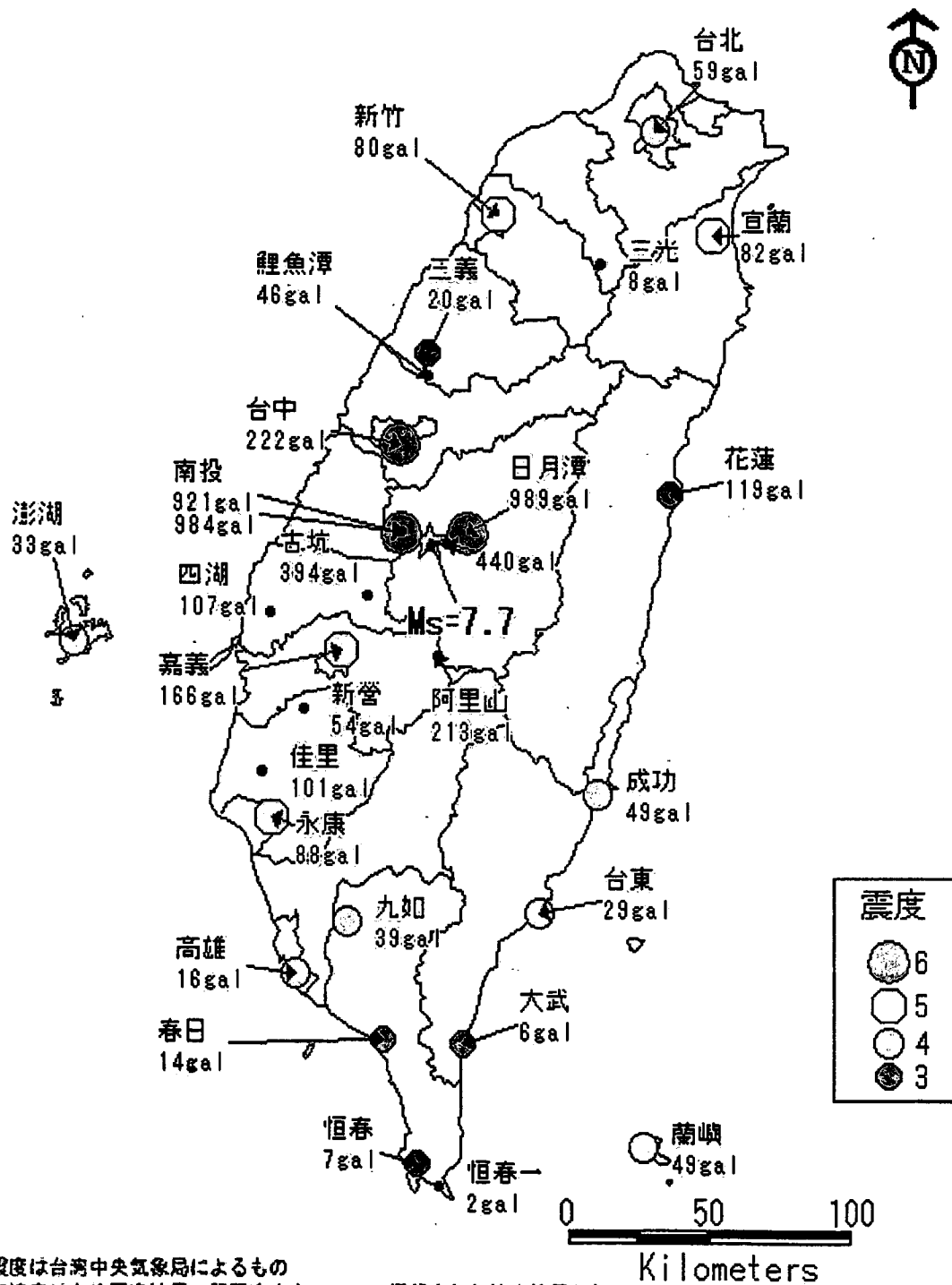


図 2.2-5 鉛直変位 (台湾地質調査所 HP)

⑤震度分布



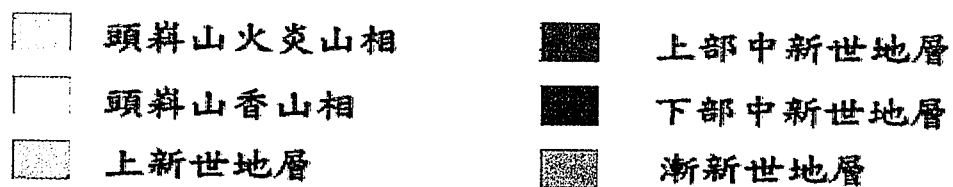
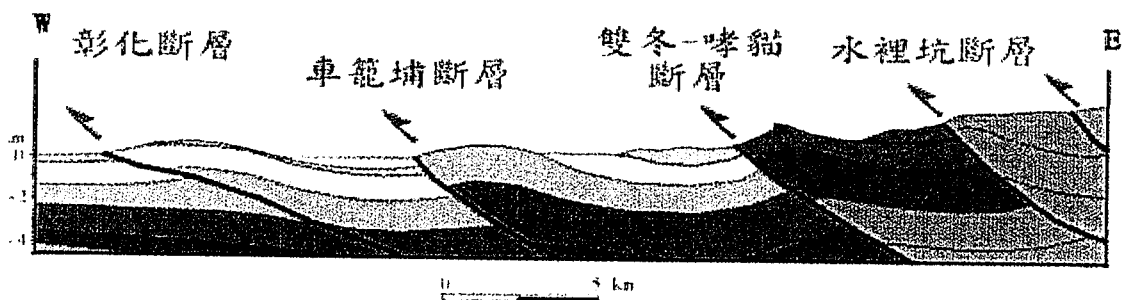
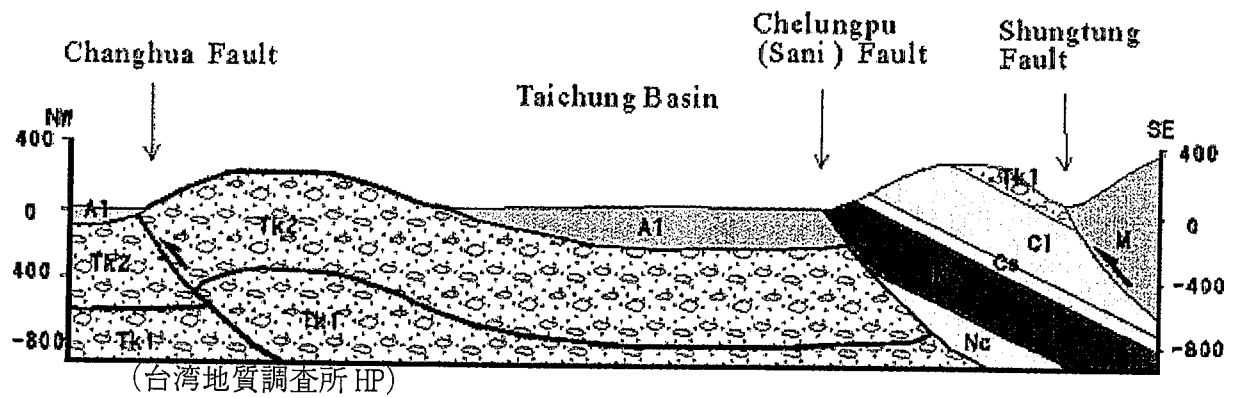
震度は台湾中央気象局によるもの
 加速度は台湾国家地震工程研究中心のHPに掲載された値を使用した

図 2.2-6 震度分布 (応用地質 (株) HP)

⑥断層の特徴

大芽埔－雙冬断層（雙冬－哮多苗断層）と車籠埔断層を含む東西地質断面。南北に走る断層はフィリピン海プレートの押しによる東西圧縮によって生じた東上がりの逆断層。

断層が地表に現れた場合はその地変は東側の地盤が西側に覆い被さるようになる。



(中央研究院地球科学研究所 HP)

図 2.2-7 断層の特徴

⑦断層運動の定性的イメージ

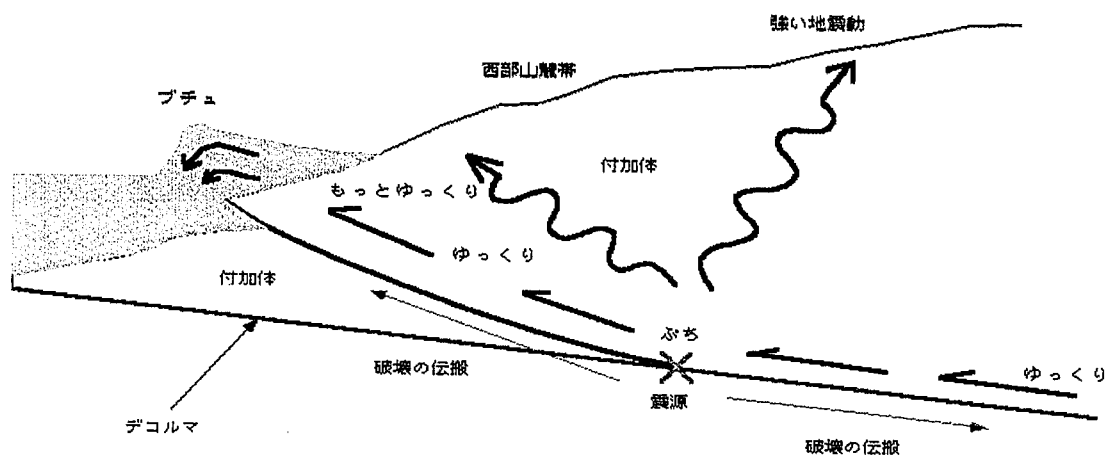


図 2.2-8 断層運動のイメージ (東京大学地震研究所 瀬野教授 HP)

3. 調査結果

3.1 地表断層沿いの被害

断層近接の家屋等構造物に振動による被害は殆ど無く、明らかに変位による被害である。特に、断層に接している5階建て煉瓦造のビルの壁にクラックもない。石岡ダム下流側右岸の石積み擁壁も無被害である。

(1)被害事例

(事例1) 東勢地区断層被害 (site①)

写真3.1-①に示すように断層上部に位置する近傍の建造物の被害が激しく、断層下部の建造物の被害程度は軽微あるいは無被害である。また、崩壊したRC建造物の主筋は $\phi 19\text{mm}$ 、帯鉄筋は $\phi 10\text{mm}$ 程度である。ただし、帯筋の間隔は大きいことが推測され、建造物はせん断破壊先行型であることが予想される。



写真3.1-① 断層による被害

また、付近の河川橋台の変状を写真3.1-②、③に示す。重力式橋台と想定されるが、大きく前方にせり出すとともに壁体にせん断破壊が生じている。

これらの被害の特徴として、通常の地震動のような繰り返しによる交番載荷により破壊するのではなく、断層に変位による1回の一方向載荷的な状態により破壊したことが考えられる。



写真3.1-② 橋台の変状



写真3.1-③ 河川擁壁の変状

(事例2) 卑豊橋の断層被害 (site②)

卑豊橋は13径間の橋梁である。図3.1-1に示すように、断層による滝が生じていることが確認できる。図に示すように、断層による橋梁が分断されているように推察され、橋梁は断層変位より断層上に位置する橋脚が変状しており、その影響で落橋している。

橋梁の基礎型式は、図に示すように直接基礎あるいは1ロットケーソン基礎と推定される。このことから、地盤の支持状態は良好であったことが推測され、断層変位による過大な変形が被害の要因であることが予想される。

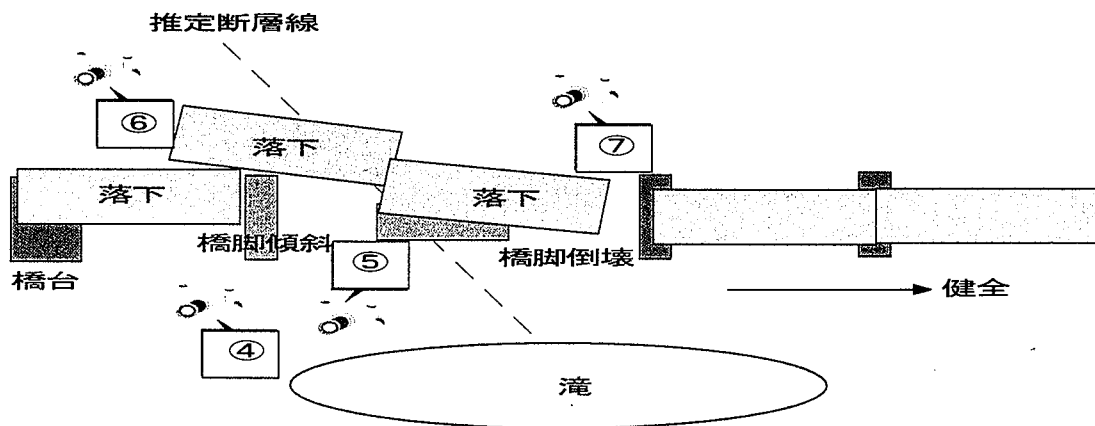


図 3.1-1 卑豊橋の被災状況



写真 3.1-④ 断層により生じた滝



写真 3.1-⑤ 基礎底面らしき箇所が見られる

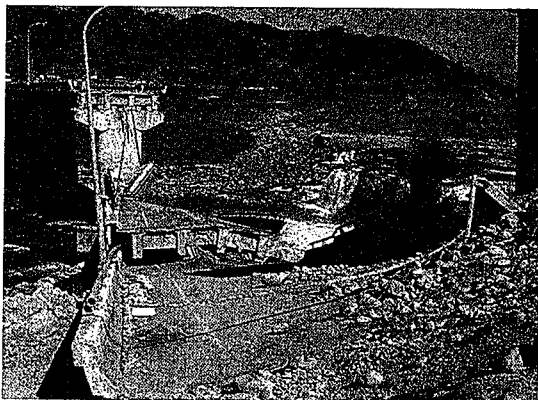


写真 3.1-⑥ 断層上で被災

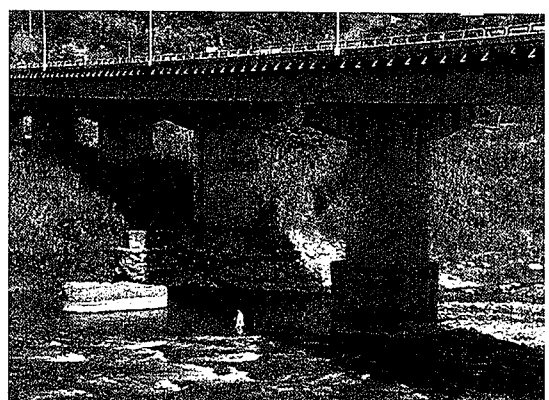


写真 3.1-⑦ 断層から離れた箇所は無被害

(事例3) 石岡ダムの断層被害 (site③)

石岡ダムの被害は今回の地震を象徴している。図 3.1-2 に示すように、断層により提体が破壊され上方方向に大きく変状している。また、図に示すように、変状が生じた近傍の下流側の堤防（擁壁）にも変状が生じているが、対岸については被害の程度が小さい。



写真 3.1-⑧ ダム本体の被害状況



写真 3.1-⑨ 擁壁の被害概要

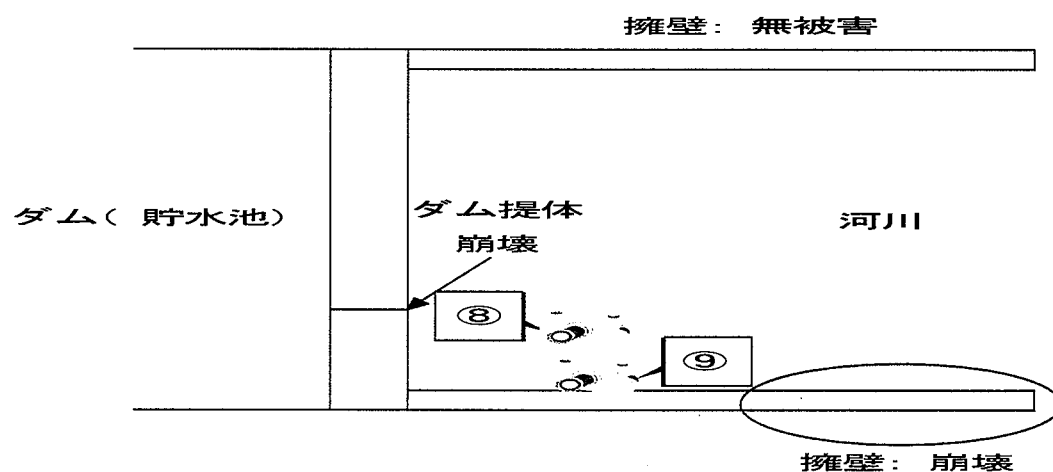


図 3.1-2 石岡ダム被災の模式図



写真 3.1-⑩ ゲートの被害状況

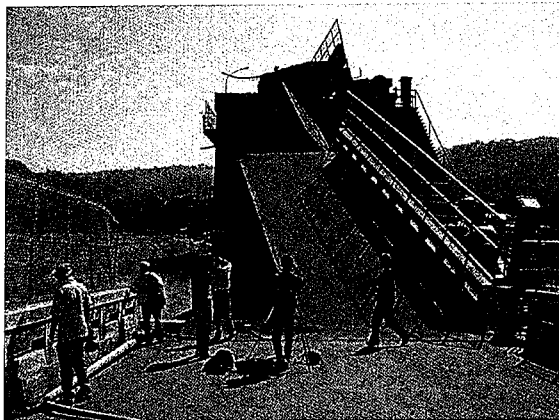


写真 3.1-⑪ 天端通路の被害状況

3.2 従来型擁壁（重力式、もたれ式、石積み式）

(1) 被害事例

（事例1）北屯区（中興嶺）もたれ式擁壁（site④）

北屯区大坑段（21日13:10到着）（幹線道路から斜めに分岐して下る道路）

断層の東、すなわち上盤側に位置する箇所であり、周辺は、玉石混じりの泥流堆積物と見られる地層である。この地域は、鮮新世の砂岩泥岩互層であり、この上を更新世の段丘堆積層（砂礫）が薄く覆っている可能性がある。崩落崖を見る限り、基盤岩は泥岩主体の砂岩泥岩互層を形成し、表層部に茶褐色の未固結土砂が認められた。玉石、円礫が多く見られたのは、段丘堆積層あるいはこれを巻き込んだ表土の可能性もある。

片切片盛道路であり、盛土側にある高さ約5mのもたれと重力式の間のような擁壁が延長20-30mにわたり、転倒、あるいは擁壁底部で滑動していた。

詳細に見てみると、

① 低い場所：意外にも転倒（外面が2度傾斜）

② 高い場所：底部が外側により大きく変位（底部滑動？…沈下）（図3.2-1）

（ア） 擁壁天端は水平方向に約2m、鉛直方向にも約2m程度変位している。水平変位量は擁壁天端よりも足元の方がやや大きく、いわゆる足元がすくわれたような変形モードであった。

（イ） 地山勾配は1:1程度と急である。支持地盤に何らかの処理がなされているかどうかは確かめることができなかった。

（ウ） さらに図の断面付近（擁壁の端部）では、打継ぎ部で壁体が折れていたが、打継ぎ部に差し筋などは確認されなかった。

③ 道路部：滑落面の状況では、全体に玉石、円礫が混じる黄褐色の砂質土で、細粒分を多く含んでいる。擁壁の変形に合わせて背面土が滑り落ち道路面が大きく沈下し、アスファルト舗装断面が露出していた。厚くオーバーレイ（約50cm）されていたことから、地震前から擁壁が変形していたのであろう。盛土の締固め不足が考えられるが、擁壁全体がずれ落ちていること、舗装の嵩上げ量が多いことから、静的にも安定性に問題があったことも考えられる。

さらに、この擁壁の上方延長に石積み擁壁が大崩壊して、その擁壁のbackfill上に建設されていた建物（1階建て民家）が谷側に落下していた。盛土の崩落なのか、地山表層の滑落なのかは不明である。

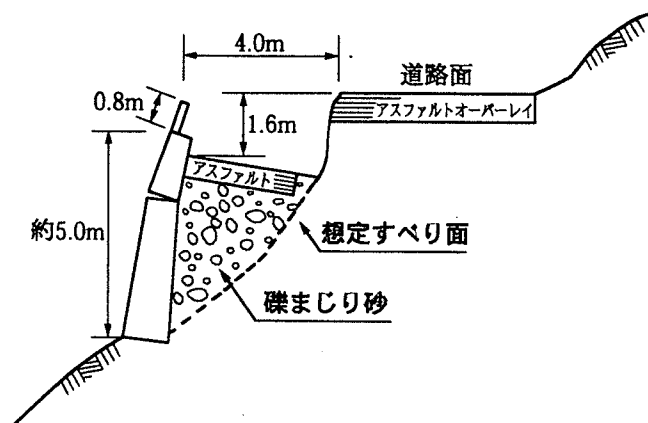


図 3.2-1 被災擁壁のスケッチ図



図 3.2-① スケッチ図の対象断面



写真 3.2-② 下り方から上り方を望む

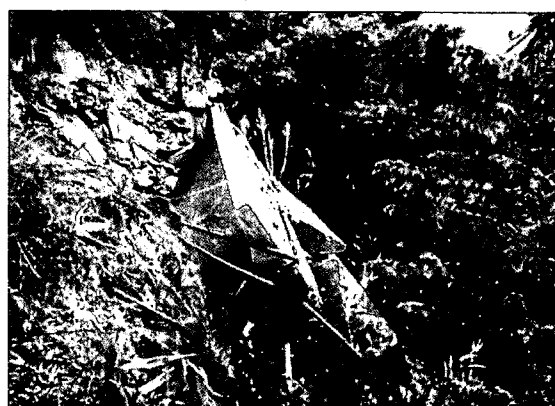


写真 3.2-③ 上り方から下り方を望む



写真 3.2-④ 擁壁背面盛土の状況



写真 3.2-⑤ 擁壁背面盛土の状況

(事例2) 中興嶺重力式擁壁 (site⑤)

中興嶺 (site④) から国道 129 号線を下山する途中の山岳道路沿いでは、多くの擁壁が被災していた。調査箇所 (11/21, 14:00 頃到着) は沢部に盛土された箇所の擁壁である。ここで断面を示したのは、比較的高い擁壁であるが、元々石積み壁の前面に無筋コンクリートの重力式擁壁を張り付けた箇所と考えられる。写真にも示しているが、奥側の変形が小さい断面 (図 3.2-2) では基礎の底面が空いており、間から H 鋼杭が確認された手前の大きく変形した断面では H 鋼は確認できなかった。

破壊形態としては、擁壁の前方に擁壁に沿ったすべり面先端の段差が観察されており、このことは、擁壁を含めた盛土全体が谷側に滑ったことを示唆している。

基礎の支持力不足と思われる大水平変位をしていることから、転倒と滑動モードが混合していると考えられる。

なお、元々の石積みにも変状が見られるが、著しく変状しているのは、重力式擁壁および重力式擁壁と石積み擁壁に挟まれた裏込め土砂であった。

このように山岳地においては、重力式擁壁やもたれ壁が多く用いられるが、斜面上の支持力の確保は重要な問題である。

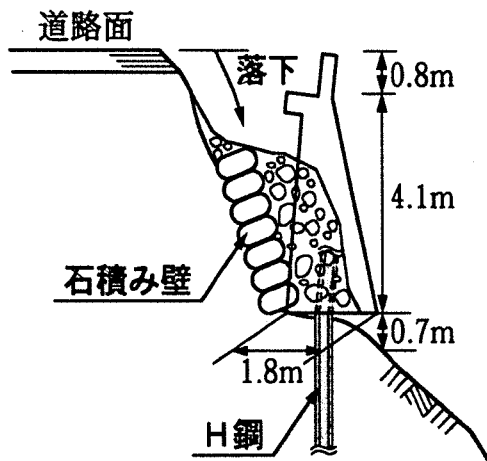


図 3.2-2 被災断面のスケッチ図



写真 3.2-⑥ スケッチ図の対象擁壁



写真 3.2-⑦ 被害箇所の全景写真

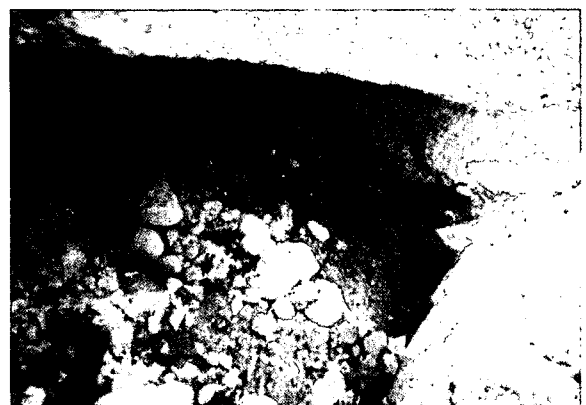


写真 3.2-⑧ 基礎底面部の状況 (H鋼を確認)

(事例3)草嶺から下山途中の山岳道路擁壁 (site⑩)

草嶺から竹山に下って行く途中の山間道路 (22日 12:30 到着)

50度くらいの急傾斜斜面にある片切片盛道路の盛土側の土留め擁壁である。付近にも同様な崩壊があった。図3.2-3に被災擁壁の状況を示す。擁壁上部の打ち継ぎ部で壁体が破壊し、下方の谷底に転落していた。露呈した打ち継ぎ目は無筋であり処理は極めて不良である。ちなみにJRでは、無筋のもたれ式や重力式擁壁であったも、打ち継ぎ目には30cmピッチでD13の差筋をダブルに配置することになっている。

擁壁は、高さが8mくらいの重力式であり、一見したところ、高さの割にスレンダーであることや、滑落面（実際には、地震後に整形されている）を見ると、道路面が嵩上げされたような痕跡が認められることから、常時でも安定に問題があったと思われる。

擁壁の1セグメントが谷底に転落していたが、前方に転倒したものか、あるいは足元がすくわれたかは確認できなかった。その他のセグメントは、天端が路面より鉛直に2.5m程度沈下しており、天端と残った舗装との水平距離は約5mであった。露呈したすべり面の角度は70°であり、地震時土圧に対するすべり面としては急勾配である。（実際には、地震後に滑落面が整形されていた）。

変位量は天端より足元の方が大きいことから、最終形状は前倒れ転倒ではなく（破壊開始時が転倒ではなかったとは断言できない）、足元の地山がやや膨らんでいることから支持力破壊であると考えられる。

しかし、周囲の完全崩壊していない部分は、明らかに転倒モードであり、高い擁壁の部分でも転倒モードの箇所もあることから、大きな変状に至った部分については、最終的に底盤破壊を起こしたのと考えられる。

以上から、地震時土圧による挙動としては転倒モードであるが、擁壁が転倒せずにずり落ちていることを考えると、つま先側から底盤が降伏することにより、滑動過程での支持力破壊、地震による接地圧増による支持力破壊が大変形の要因と思われる。

なお、擁壁の自重はどの程度悪さをしたのか、ジオテキスタイル補強土擁壁はそれより軽い分だけ有利であるが、それで大丈夫であったかどうか等の比較を行うことも面白いと思われる。

また、この現場でも非常に厚いオーバーレイ（50cm以上）が崩壊面で確認されており、常時においても多少の滑りが生じていたのと考えられる。また、写真3.2-⑪の右端に写っている樹木の足元が45°以上の根曲りを生じていたことから、以前から地すべりが生じていたことは確実である。このような急傾斜でかつ地盤が緩い箇所では、地震時にはさらに支持力が厳しくなるので、設計時に適切に評価する必要がある。

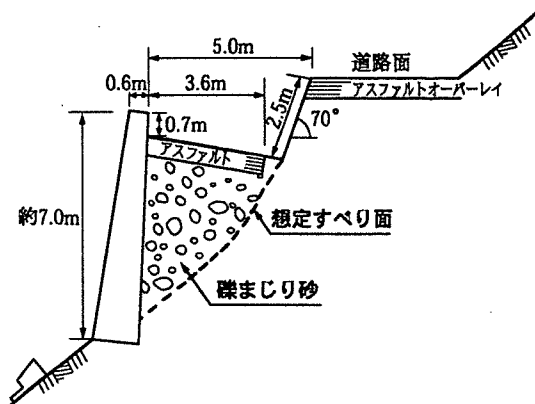


図 3.2-3 被災擁壁のスケッチ図

写真 3.2-⑨ 完全に崩壊した箇所の道路面の落込み



写真 3.2-⑩ スケッチ図側から崩壊箇所を望む

写真 3.2-⑪ アスファルトのオーバーレイ

(2) 所見

① 破壊形態

- (ア) 被害を受けたのは石積み式、もたれ式、重力式であり、片持ち梁式の被害は見られなかった。重力式としては全体にスレンダーであり、転倒・滑動に対して自重による抵抗に乏しい構造に見える。
- (イ) 重力式（あるいはもたれ式）擁壁の崩壊は、谷筋のように盛土を要する箇所と言うよりも、尾根筋との中間斜面、場合によっては尾根に近いところで起きている。山間部の道路を考えた場合、このような場所では切り土が主体となり、谷側の盛土（擁壁の裏込）は小規模であるのが普通である。従って、盛土と言うよりも①地山の表層自体が不安定であったこと、②擁壁自体が転倒あるいは滑動しやすい構造であったこと、③底盤の支持力不足が被災の要因と考えられる。①に関しては、擁壁下の自然斜面（基礎底面近傍を除く）に崩壊は認められなかった。背面土砂が擁壁の移動に伴って滑落しているようにも見られることから、擁壁の構造として転倒過程で接地圧が大きくなり、転倒モードから擁壁の滑動（押し出し）、支持地盤の破壊モードへと移行したことも考えられる。擁壁自体がそれほど深く根入れされていないようであることから、支持力不足が大きな要因と考えられる。
- (ウ) また、擁壁背面の滑落面を見ると、視察した範囲ではいずれも道路の嵩上げあるいは舗装の敷き直しが行われていた。その規模は、盛土の転圧不足による沈下にしては厚過ぎるようと思われる箇所がある（盛土材料は、いずれも玉石、円礫を多く混じえた砂質土で、細粒分は多いものの、これほどの沈下を引き起こすよう

な緩い締め固めは難しいのではないか。)。したがって、地震以前に何らかの変状の履歴があったことも想定できる（擁壁がそれを防ぐために施工されたものか、擁壁施工後に発生したものかはわからないが。）。切り盛り境界が潜在的にすべり面を形成しておりこの不安定土塊を擁壁が背負っていたとすると、土塊の滑動とともに押し出され、底盤すべりを引き起こしたことも考えられる（足下がすくわれたような変状）。

② 今後の調査研究のための視点

- (ア) 被害を受けた擁壁は概して構造が貧弱であり、最低限の構造設計が満たされていないのではないかと印象を受けた。設計実態を調べる必要がある。
- (イ) 被害を受けた擁壁は基礎地盤が支持力破壊したと見受けられるものがあった。基礎地盤の処理が如何になされているか。
- (ウ) 地山勾配が急な場合の支持力は平坦な地盤のそれに比べて極端に小さくなる。これを設計において適切に見込む必要がある。
- (エ) 底盤の破壊を引き起こした接地圧の増加に対して、鉛直動の影響が多分にあったようにも思われる。
- (オ) この様に急峻な斜面の場合、地山と盛土の接合面の養生がどのようになされたのかについても、擁壁基礎の状況とともに気になるところである。

(3) 考察

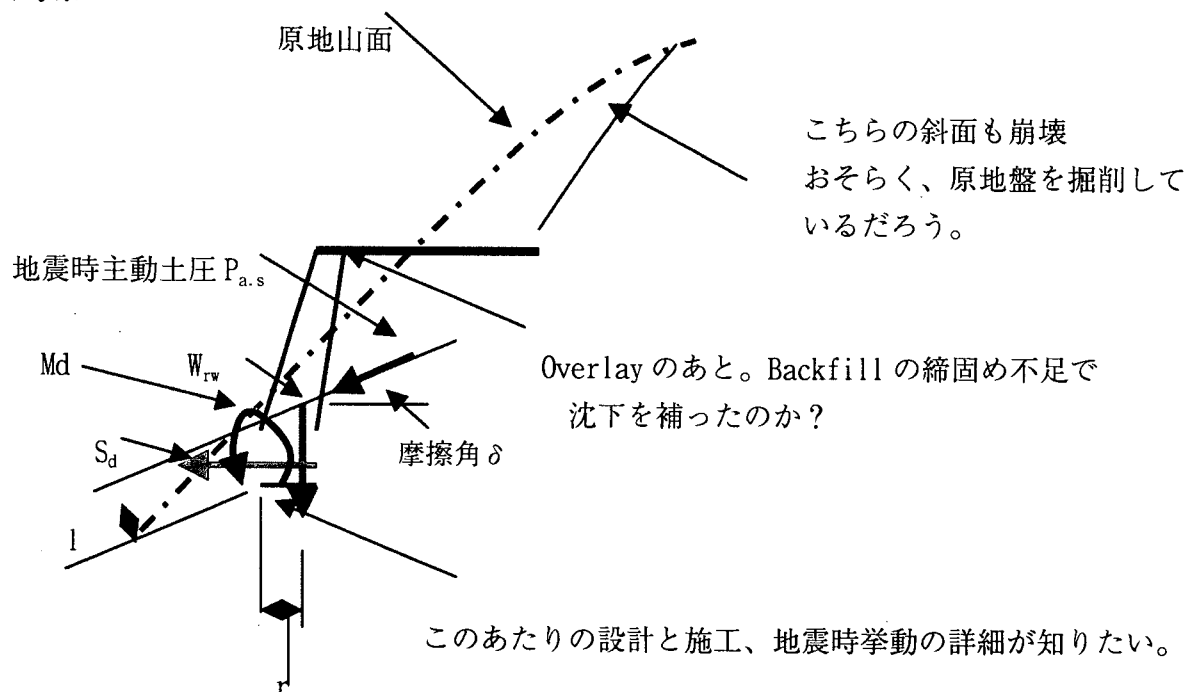


図 3.2-4

今回の被害事例は、斜面上における重力式基礎は、高い地震動に対して耐震性を確保することが難しいことを示していると思われる。

その理由としては、

- ① 擁壁底面での滑動水平力 $S_d = P_{a.s.}$ は (壁高さ H)² に、転倒モーメント $M_d = P_{a.s.} \cdot l$ は、(壁高さ H)³ に比例する。山間部は、 H が意外に大きい。 H が大きくなると、擁壁自体に作用する地震力による S_d 、 M_d も大きくなる。

②つま先下の地盤の鉛直支持力は、自由表面に近接していて拘束圧が小さいために小さい。従って、転倒に対する抵抗モーメント $M_r = W_{RW} \cdot r$ の arm 腕 r が小さくなり、転倒しやすくなる。わずかであるが、転倒モーメントの腕 l も大きくなる。また、鉛直支持力が小さいと、擁壁が転倒するときに擁壁底部つま先の下の地盤に対して擁壁がめり込んで、擁壁背面が盛土に対して跳ね上がることが出来なくなる。そうすると、摩擦角 δ が大きな値として発揮できない。そうすると、転倒モーメントの腕が小さくならない。なお、擁壁が大きく前方に変位した後は、盛土の主動崩壊土塊は擁壁よりも更に落下するから、十分大きな δ が発揮されている。地震後安心して崩壊主動土塊上を歩いて調査できるのは、この摩擦角のお陰であろう。

③また、擁壁の根入れが十分大きくないと、擁壁底部全面の受働土圧が期待できず、また下図の A の部分にも拘束圧が働かないので、若干かもしれないが S_d に対する抵抗も小さくなる。従って、擁壁底部滑動を伴う盛土の主動域の一体としてすべり破壊が生じやすくなる。

④さらに、下図のような支持力崩壊の可能性も高くなる。しかし、この破壊モードは、滑動した後に擁壁底部が前方に出てから生じやすい。擁壁の初期変位がこのモードで生じたかは不明。

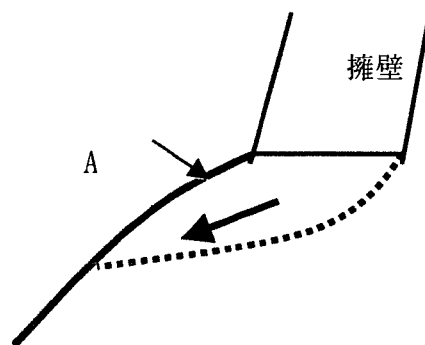


図 3.2-5

調べるべきポイント：

- ① 主動崩壊面の大きさは、物部・岡部理論と合致しているか？それとも、修正物部・岡部理論と合致しているか？
- ② 擁壁の底部で転倒を誘起する支持力破壊、滑動が生じているか？
- ③ 盛土破壊断面、平面図と断面図、盛土材料の物性、支持地盤の物性が必要。
- ④ 地形地質的に見て、自然斜面自体が不安定化していたかどうか、変状の履歴を含めて調べる必要がある。
- ⑤ 急峻な斜面では、表層をはぎ取るように滑落していたことを考えると、特に地山表層の構造と擁壁基礎位置の関係を調べる必要がある。
- ⑥ 被災した擁壁が比較的新しいことから、道路の拡幅が行われたこと、あるいは、常態で不安定であった箇所の補強策として擁壁が作られたことも、可能性として考えられる。
- ⑦ 山間地での鉛直加速度の大きさも整理しておく必要がある。

3.3 橋梁（竹山地区桶頭橋梁（site⑪））

竹山地区の桶頭橋は R149 号線の竹山鎮南西部清水溪にかかる 2 車線 4 径間の橋梁である。本現場には 11/22, 13:20 頃に到着した。本橋は 4 径間の橋桁すべてが落橋し、北側の橋台および擁壁は壊滅的に崩壊していた。それに対して南側橋台ならびに擁壁は、外見からはさほどの被害に見えないのが対照的である。調査は被害が大きかった北側取り付け道路部で行った。この取り付け道路は西側が高さ 8m 程度の重力式擁壁であるが、東側は 0~3m 程度の低い土留め構造であり、傾斜斜面上に盛土されたものである。

図 3.3-1 は取り付け道路部の擁壁断面を示す。この断面は橋台部から 100m 程度離れた場所であるため、橋台の変形とは関係の無い箇所である。やはり打ち継ぎ部で壁体が折れ、大きく水平に変形している。背面土の滑り線の位置は 3m 弱であるため、この擁壁の場合も、地震時土圧に対するすべり面としては、急勾配である。背面土よりは擁壁自体の安定性の方が小さいため壁体が先行して変形したのかもしれない。

これに対して橋台背面の盛土は、境界部で 4 m 程度沈下していた。また橋台を取り囲むようにすり付けられた近傍の擁壁は、写真に示すように壊滅的に崩壊していた。橋台と擁壁の位相によって、無筋の重力式擁壁がせん断破壊したためと思われる。

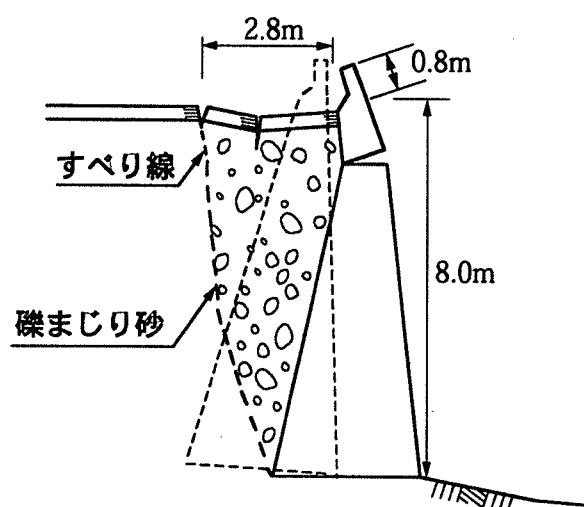


図 3.3-1 取り付け盛土部の被災擁壁のスケッチ図 写真 3.3-① スケッチ図の対象写真



写真 3.3-②橋台に近接した区間の擁壁の破損 写真 3.3-③スケッチ箇所の盛土の変形状況

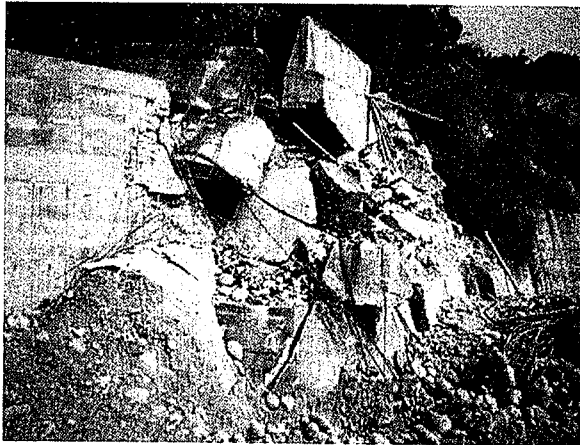


写真 3.3-④ 橋台部の破壊状況



写真 3.3-⑤ 橋台背面盛土の沈下状況

また、橋脚については、図 3.3-2 に示すように橋脚がせん断破壊した影響ですべての桁が落下している。橋脚の主筋は $\phi 36\text{mm}$ 、帯鉄筋は $\phi 16\text{mm}$ 程度と推測されるが、帯鉄筋間隔が大きく破壊形態がせん断破壊先行型であることを示唆している。橋脚にせん断破壊が生じている位置は、鉄筋段落とし位置あるいは継目位置と考えられる。

また、図に示すように橋脚下部には洗堀補強と推察される鋼板巻補強が施工されている。このことから基礎型式は直接基礎と推測される。

なお、被害程度が激しい橋台の対面側の橋台は比較的被害は軽いが、図に示すように壁体にはクラックが生じ、基礎地盤が沈下しており基礎底面が一部露出している。しかし、変状が少なかった原因として落下した桁により支えられていることが予想される。桁については、一部の落下した桁が途中で折れ曲がっており、落下の衝撃による影響と考えられる。

また、付近の河川堤防は図に示すように堤体に変状が生じているが、液状化の痕跡は確認されていない。

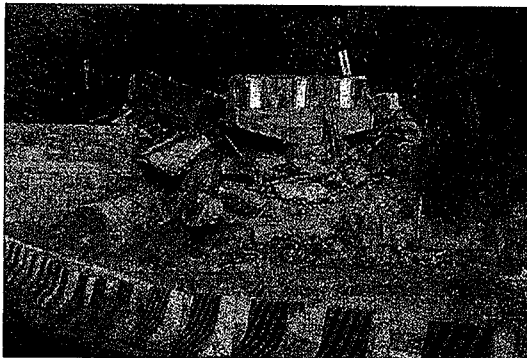


写真 3.3-⑥ 北より南側橋台を望む

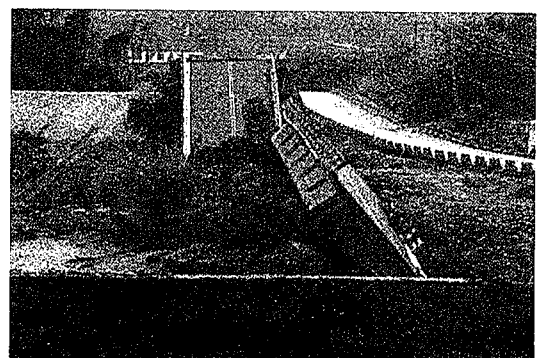


写真 3.3-⑦ 南側橋台より北を望む



写真 3.3-⑧ せん断破壊した橋脚



写真 3.3-⑨ 橋脚の配筋状態

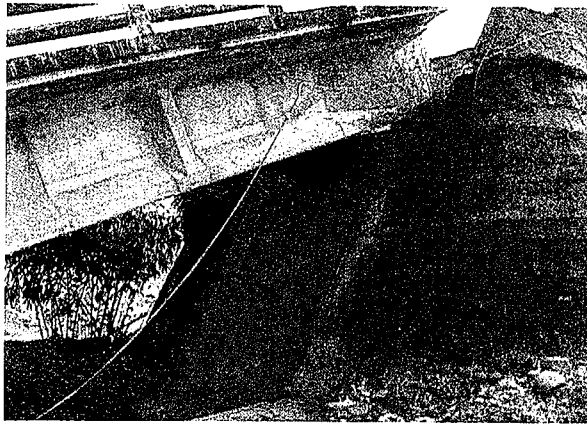


写真 3.3-⑩ 橋台部の状況

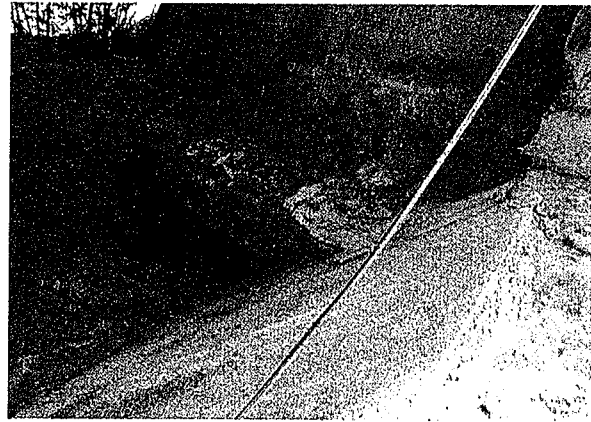


写真 3.3-⑪ 橋台基礎部の変状



写真 3.3-⑫ 鋼板巻補強

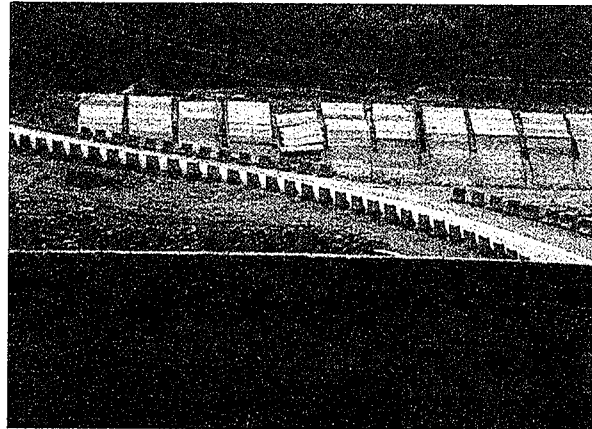


写真 3.3-⑬ 河川堤防の変状

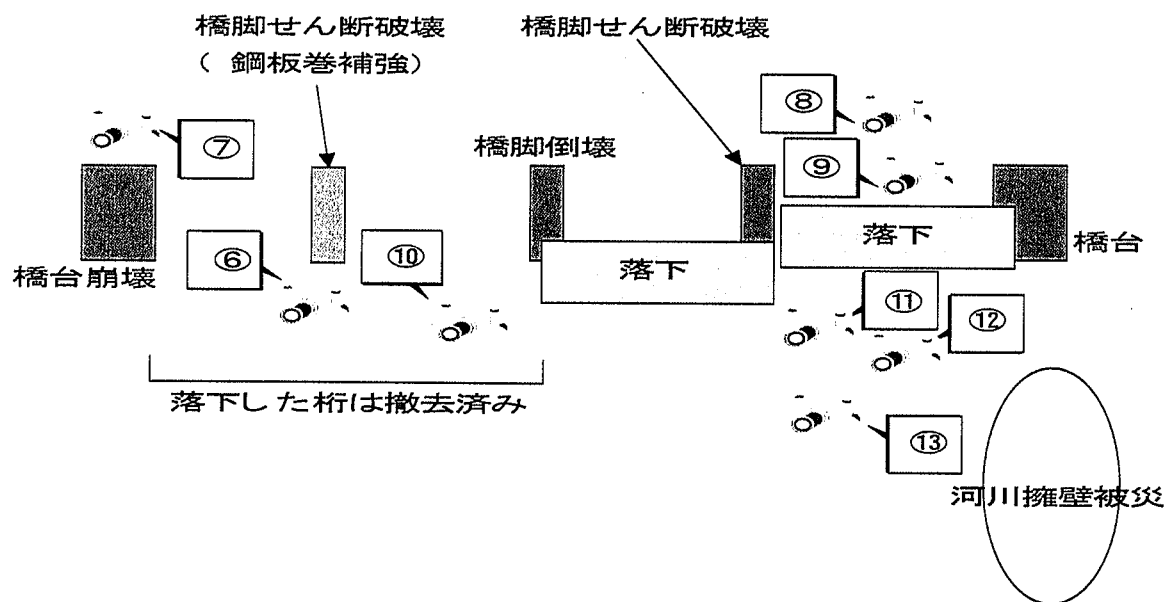


図 3.3-2 桶頭橋梁の被災状況

3.4 巻き込み式ジオテキスタイル補強土擁壁（既南国際大学の補強土斜面（site⑭））

(1)被害状況

捕里近郊に位置する既南国際大学正面には高さ 30m を超える巻き込み式ジオテキスタイル補強土壁があり大崩壊した。この現場には 11/23, 11:00 頃に到着した。

この盛土は、国道から大学へのアクセスするために国道沿いの山腹を切土し、保護および景観保全を兼ねて切土のり面の表面に造成したものである。地山斜面をすり鉢状に切土し、始末端においては切土面に直接のり面工が施され植生されている。中央部の延長約 100m 程度区間では、切土面に腹付けした形状で巻き込み式補強土が構築されていた。切土勾配（1:1）よりは急勾配（設計は 60° であったらしい）で補強土壁をつくることにより、天端を部分的に拡幅したものと考えられる。一旦、掘削したあとで、腹付け盛土を行うことになり、不合理な設計である。一般に日本では、このような場合にはロックボルトなどを打設して、切土勾配を急勾配とする方法が用いられる。

地質については、盛土材や崩壊土砂に見られる玉石や円礫の混じった砂質土は、当該地の基盤岩ではなく、これを覆う洪積世の未固結堆積物と考えられる。

詳細な構造は不明であるが、補強土は一段 5 m で小段（犬走り）が設けられ、合計 7 段、約 35m の補強盛土である。小段は 2~3m で、比較的大きめの排水溝が設置されていた。黄景川助教授によると、地震前に既に降雨を原因として最下段の盛土の壁面が変状していて、問題を生じていたとのことであった。

実測したジオグリッド層の上下間隔は下部で 80 cm であり、上部では 1~1.2m とかなり大きい。壁面は 一個の高さが 15cm 程度の土のうを 6~8 個程度積み上げていたが、土のう袋自体は日本で用いられているものと比べると、かなり弱く、変形もしやすい。土のう内の土は、盛土の土と同じようである。土のうと補強材との定着は、補強材間に積み上げられた土のう全体をジオグリッドで巻き込んでいるが、測定した結果では、土のう背後の盛土内への巻き込み長はわずかに 20 cm 程度であり、巻き込み量は非常に少ない。つまり、壁面工として考えた場合には、大きな地震時土圧をうけるような能力を有しておらず、積層された土のうは若干の変位・変形により完全崩壊しやすい。実際、最下段、第二段目、第三段目に補強盛土の多くの壁面がそうになっていた。

ジオグリッドの敷き込み長は 3.8 m 程度であり盛土高さに比較して極めて短い。また、調査した補強材の中には、主方向に対して短い補強材を重ね合わせて使用されていたものもあり、施工管理も不十分であったものと考えられる。

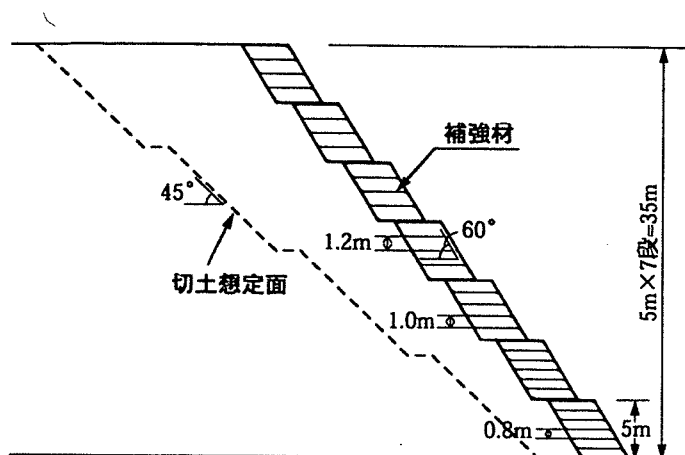


図 3.4-1 崩壊前の断面想定図

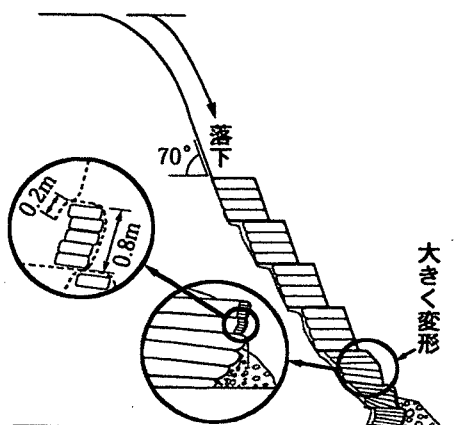


図 3.4-2 崩壊後の模式図

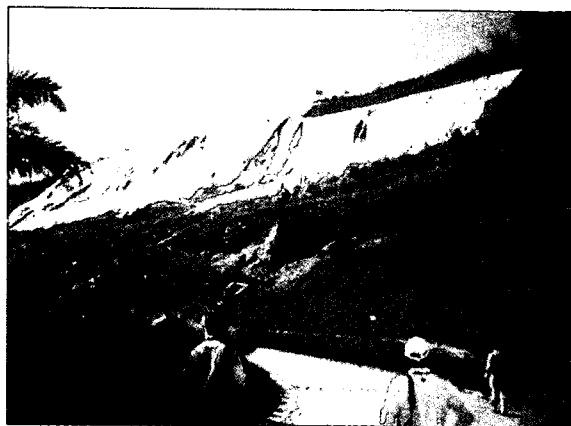


写真 3.4-① 崩壊した箇所全景
(シート部は崩壊後のすべり面)

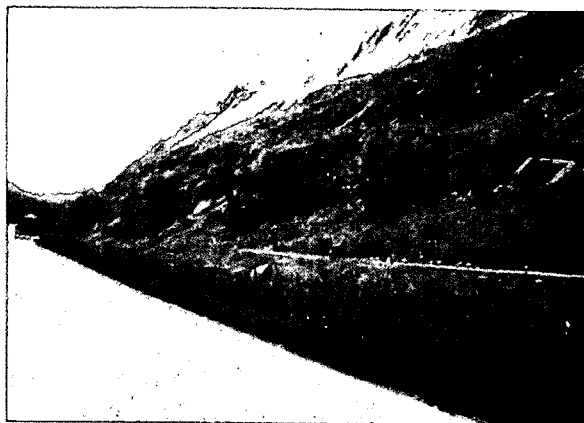


写真 3.4-② 崩壊した箇所下段の全景
(補強材が抜けて前に垂れ下がっていた)



写真 3.4-③ 特に激しく破壊した下段部の状況
(崩壊部周辺は鉛直に近い勾配であった)



写真 3.4-④ 破壊した断面のジオグリッドの状況
(壁面側に向かって補強材が傾斜している)



写真 3.4-⑤ 崩壊箇所を上方から望む



写真 3.4-⑥ 補強材鉛直間隔の測定状況



写真 3.4-⑦ 土のうの形状測定



写真 3.4-⑧ 上層部のすべり面の状況



写真 3.4-⑨ 上層部のすべり面の傾斜角度の測定



写真 3.4-⑩ 崩壊箇所の正面からの全景

(2) 所見

①補強材長不足による（特に盛土底部での）切り土と盛土の間の全体的なすべり破壊（外部安定問題）か、盛土下部での壁面工とその背後の盛土の局所的破壊（内部安定問題）が原因。おそらく、局所破壊が崩壊の起点となっていると思われるが、外部安定問題では、すべり破壊に至る前に、壁面全体としての曲げ座屈が生じたことも考えられる。

つまり、最下段付近の内部破壊に伴って座屈するように擁壁下部が全面に張り出し、上位の擁壁が切り土面と擁壁の間に貫入するように滑落し、これが下部擁壁を押し出す力として加わることによって、下部擁壁が更に前面に押し出された。押し出された擁壁部分が、巻き込みの一段ごとに（まるで「だるま落とし」的な）ずれを生じていたことは、背面から水平力の増大が短時間に発生したことを示しているように思える。

②最下段の 5m 盛土での最下層近くは、雨水が溜まりやすく含水比が高く弱化しやすい。また転倒に対しては壁面近くほど応力集中するが、おそらく、壁面背面に土圧が作用することは、設計では考慮されていなかったと考えられる。しかし、上載圧がこれほど大きな盛土で、かつ敷き込み長が短く転倒しやすい形状では、このことが盲点になっていたと思われる。

③全体として上段の盛土ほど壁面の損傷が少ない。従って、破壊開始は盛土下方での破壊からであろう。

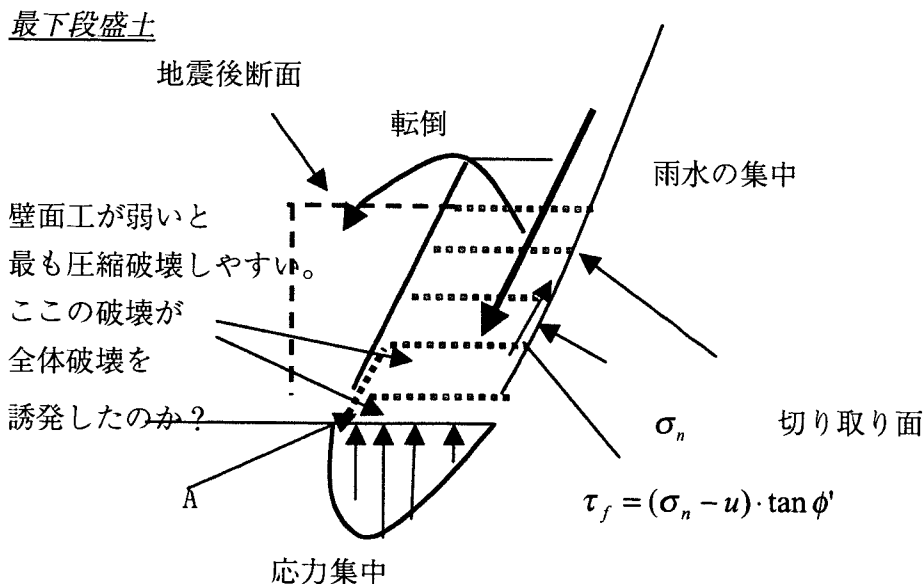


図 3.4-3

④勾配が急な切土地山に補強土を造成すると、下端部の奥行きが短くなる。このとき、地震時慣性力が前面方向に作用すると地山との間の直応力 σ_n が減り、その結果として切り土面に沿った面でのせん断強度 $\tau_f = (\sigma_n - u) \cdot \tan \phi'$ が著しく低下する。その結果、盛土全体の円弧すべり的な全体すべりが生じ易くなる。さらに、このことにより補強土下端部への垂直応力が増加する。すなわち、補強土の自重のほとんどが補強土下端部へ作用することになる。そうすると、下端部の応力状態は一軸圧縮に近い状態になり、外側の巻き込み補強材の張力が

急増し、内側の地山に接する側では地山と盛土が分離して拘束圧が無いようになると土が圧縮破壊するおそれがある。特に壁面近くが圧縮破壊すると下端部では前方への変位が生じることとなり、その結果、その上の補強土土塊は地山と離れることになり、再び地山側の土が圧縮破壊する。この現象が順次上部へ伝達され、全体としてすべり崩壊を起こすことになる。逐次的な減少ではなく、先端の内部破壊とともに補強土部分が全体系として座屈し、上部擁壁が下部擁壁と地山の間に貫入するような形で荷重増加が下部盛土に伝達され、一気に押し出されていったということは考えられないだろうか。

⑤大きく崩壊した小段より1段上の小段では、小段幅が広がっているように見受けられた。傍証として、小段に設置されていた水平排水溝の両脇には大きな隙間が形成されていた。これが事実であるとすれば2つの理由が考えられる。1つは当該小段の最上段巻き込み部が抜け出して前方に伸びたこと、もう一つは小段上部の盛土が全体のすべり変形とともに背面方向に落ち込んだこと。前者については、巻き込み部の折返し長さが短く小段幅以内に留まっており、上部盛土の押さえがないために生じたのではないかと想定される。折返し長さを確認する必要がある。全体の設計断面、施工断面、被害断面、及び盛土物性、地震動を明らかにして逆解析をする必要がある。

⑥崩壊部の断面構造を観察して見る必要がある。

3.5 ブロック積み (Keystone Wall) 補強土擁壁

(1)被害事例

(事例1) 双連坪橋付近のブロック積み補強土壁 (site⑥)

site⑤から大抗に向かい 129 号線を下山する途中に、ブロック積み (Keystone Wall) 補強土擁壁の被災現場があった。この形式のジオテキスタイル補強土では、壁面にブロックを積み上げ、ブロック間の水平横づれをピンで止め、ブロック間にジオテキスタイル補強材を挟み込みかつピンに固定して構築するもので、現在、北米とヨーロッパで広く使われだしている。ただし、日本での使用実績はほとんどない。

この現場は、双連坪橋バス停 (21 日 14:30 着) 付近にあり、2 箇所で補強土壁が崩壊していた。図 3.5-1, 2 は、崩壊したそれぞれの補強土壁の被災状況を示す。

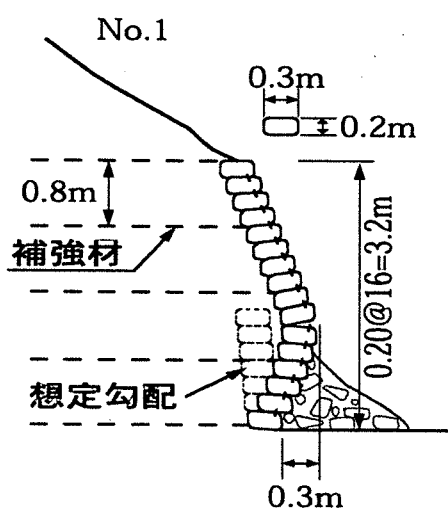


図 3.5-1 被害状況のスケッチ図



写真 3.5-① スケッチ図の対象断面

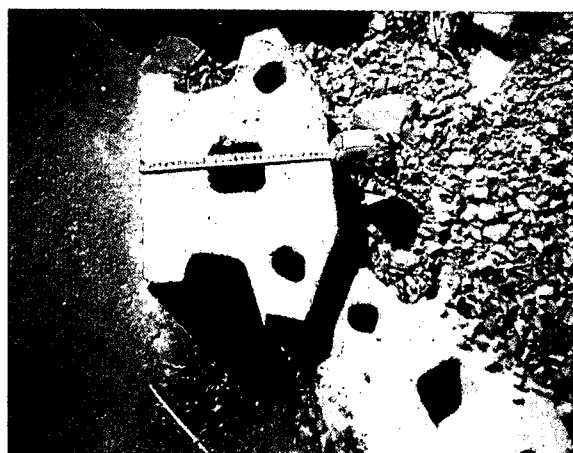


写真 3.5-② ブロック形状 (0.2×0.3×0.5m)



写真 3.5-③ 崩壊箇所の拡大写真

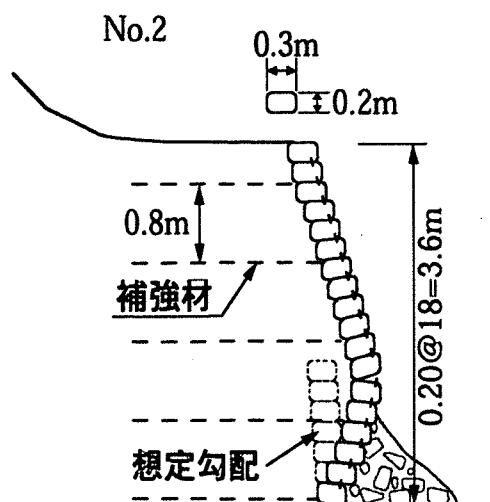


図 3.5-2 被災壁のスケッチ図



写真 3.5-④ スケッチ図の対象写真



写真 3.5-⑤ ピン(L=15cm)による定着部

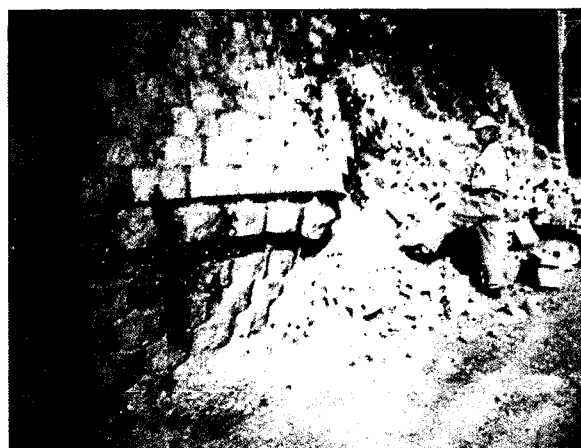


写真 3.5-⑥ 崩壊箇所前後の状況



写真 3.5-⑦ 補強材の定着切れの状況



写真 3.5-⑧ 崩壊箇所 (No. 1) と付近のバス停

図 3.5-3 は想定されるすべり面の状況と壁面の変形状況を模式的に示したものである。また、図 3.5-4 は壁面と補強材との定着部の構造を模式的に示したものである。崩壊した2つのブロック積み補強土壁は、両方とも地盤面から第2区間の補強材と補強材の間あたりが大きく撓んであり、壁面工からの補強材の分離により崩壊が生じたものと思われる。

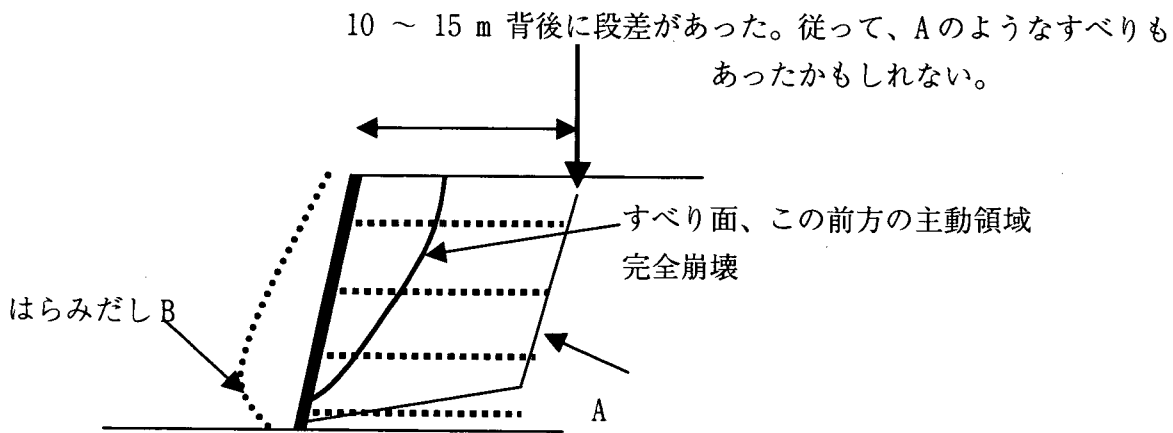


図 3.5-3 想定すべり面と壁面の変形の模式図

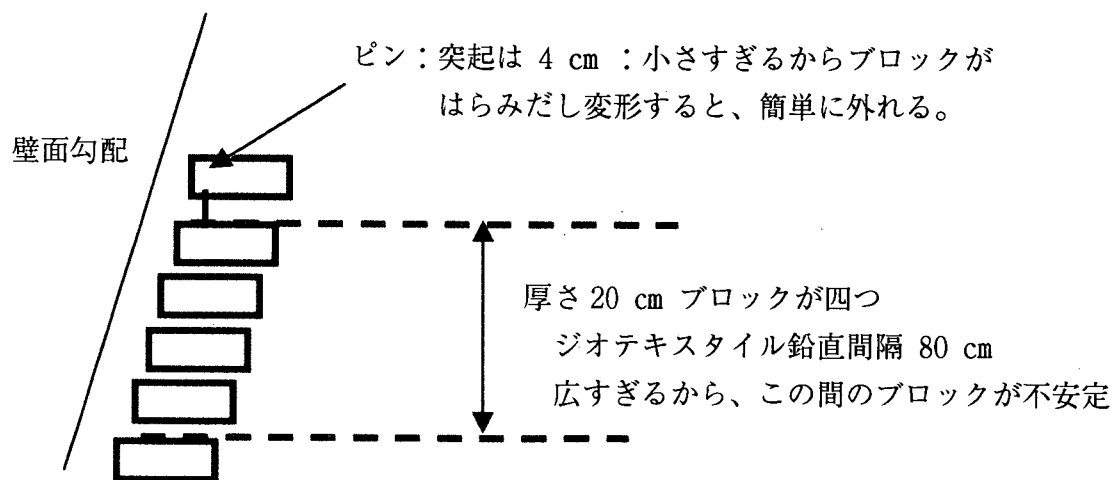


図 3.5-4 補強材と壁面工の定着部の構造模式図.

(事例 2) 中興嶺から大抗途中の補強土壁 (site⑦)

さらに site⑥から 125 号線沿いに大抗方向に下山した箇所に、Keystone wall が大きく変形した現場があった (21 日 14:30 着)。当現場では補強土壁に隣接して L 型擁壁が設置されており、L 型擁壁についてはほとんど変形が見受けられなかった。図 3.5-5 は被災状況を示す。断面を示した箇所はちょうど L 型擁壁と隣接する部分である。この補強土壁は壁面最下部から少し上の壁面がはらみだして、崩壊寸前でかろうじてとどまった箇所と考えられる。L 型擁壁に変状が無かった見ると、この耐震性がかなり低かったと見なされる。

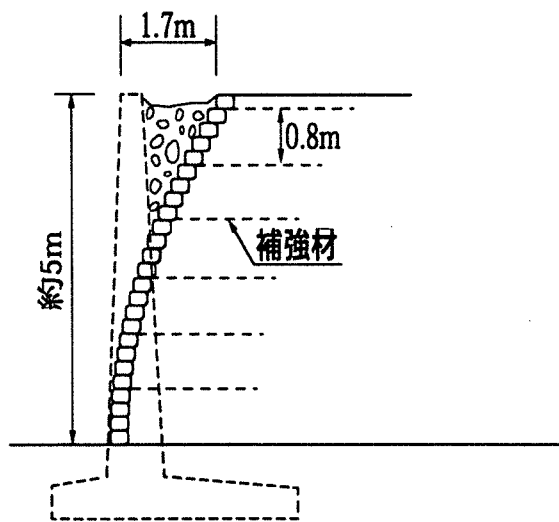


図 3.5-5 変形状況のスケッチ図



写真 3.5-⑨ スケッチ図の対象写真

写真 3.5-⑩ 変形したブロック
積み補強土壁の全景

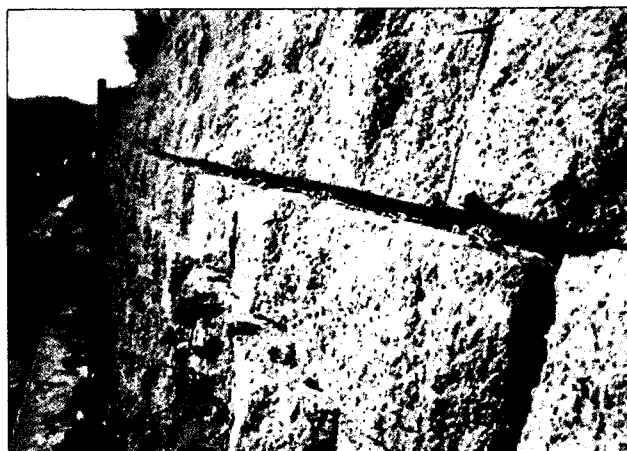
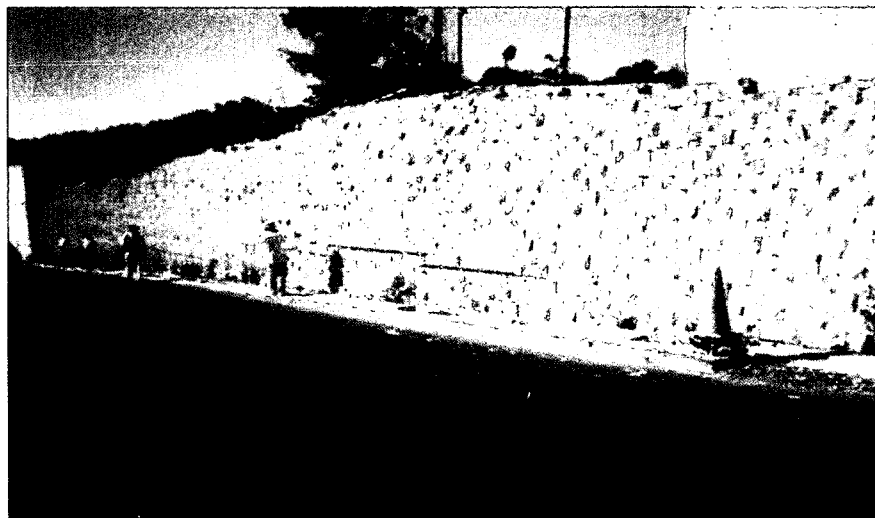


写真 3.5-⑪ ブロックの変形状況



写真 3.5-⑫ 補強土壁の上面

(事例3) 中興新村の補強土壁 (site⑧)

中興新村は住宅家屋において最も大きな被害が生じた地区であり、崩壊した家屋とともに仮設住宅、テントなどが建ち並び、兵庫県南部地震における激震地の被災状況を彷彿させる。この地区には21日17:00頃に到着したが、この公園内にKeystone Wallがあった。

写真3.5-⑬~⑮は被災状況を示す。公園内に設置された補強土壁は部分的にブロックが抜け落ち、崩壊していたが、調査の結果では、崩壊したブロック背後には補強材を確認することが出来なかった。崩壊しなかった他の箇所では、80cm毎に補強材の配置が確認できたため、崩壊した箇所に手抜きがあったのか?、もしくは背面地山と接していて、補強材を敷き込めなかったなどの事情があるのかもしれない。

同地区には8m程度の高さの重力式擁壁も設置されており、壁体には大きなクラックが生じ、壁頂では50cm程度水平変位していた形跡があった。もたれ式擁壁とも考えられるが、壁体の傾斜角度は85°でかなり急勾配であることから、重力式擁壁と考えられる。この擁壁の被害から考えても、ある程度の加速度が生じたものと想定される。擁壁下段で、ブロック自体が首の部分で割れて崩れ落ちていたのが特徴的。地震で壊れたのであれば、上下動の影響も考えられる。



写真3.5-⑬ ブロックの抜け落ち状況



写真3.5-⑭ 破壊したブロック部の拡大



写真3.5-⑮ ブロックが崩壊した箇所の全景



写真3.5-⑯ 近傍の重力式擁壁の被災状況

(2) 所見

破壊は、壁面工からの補強材の分離により生じたものと思われる。

壁高さ全体に亘って崩壊している箇所がある。これは、崩壊が高い位置から始まったのではなく、土圧が一番大きくなる最下部、あるいは最下部は支持地盤との摩擦抵抗があるから、最下部からわずかに上の壁面部分から開始されたことを示していると思われる。

その原因は、壁面工に地震時主働土圧レベルの土圧が作用すると想定されて設計されていないためである。

a) 壁面工と補強材の結合強度が全く不足している。多くの破壊は、横材がピンのところで破断したためであろう。Tensor のように横材がもっと強い grid を用いていれば、壁面工と補強材の分離はこれほどひどくなかったろうと思われる。Tensor を用いた場合でも、動土圧が壁面工に作用したときに、このピンと Tensor の横材でその動土圧を全部受けることは出来るはずがない。

一部にピン自体のダメージも認められた。

b) また、ジオテキスタイル層の上下間隔が 80 cm と広く、その間のブロックの安定性が悪く、更にピンの突起が少ないため、壁面工が動土圧作用に対して曲げ剛性を発揮できない。つまり、壁面工の全体的剛性が不足していると思われる。

この被害は、補強土の歴史が反映されている。つまり、Vidal の「補強土の原理は土圧軽減である」と言う考え方の流れを反映している。

この Keystone wall の設計は北米の設計法に従っていたとされているが、李 (Shannon Hsien-Heng LEE) 国立台湾科技大学教授によると、実際はそうではないようである。事実、龍岡が Prof. Dov Leshchinsky に問い合わせてみると、以下のような返答があった。

- a) The vertical spacing of reinforcement layer of 80 cm with four stacked blocks is not permissible by AASHTO (the max allowable spacing is 60 cm). Furthermore, connection strength by AASHTO will practically prevent spacings larger than 40 cm.
- b) Furthermore, AASHTO does not allow use of block walls in seismic areas with seismic coefficients larger than 0.29
- c) From the presentation made by Dr. Huang at Matsuyama on the occasion of IS Shikoku, my observation is that:
1. Construction is flawed (e.g., the geogrid was not continuous, that is, about 1 meter behind the face, there was an overlapping with a different geogrid)
 2. Design is flawed (e.g., no consideration of connection strength; no practical limitation on maximum spacing for wrap around and block walls; no provisions for drainage, especially behind the facing (in the US, you must have an aggregate layer at least 30 cm thick behind the blocks); allowing use of clayey backfill.
- d) Clearly, when the system is subjected to earthquake, apparent lack of connection force (which is due to interlocking, arching, etc. and some movement during compaction of blocks) disappears. That is, the shaking releases the 'black magic'

and suddenly real connection forces appear. The end result is facing blocks falling loose.

- e) In the US, these were a relatively large number of block walls. All at the facing, the connection is poor and the construction of drainage layer behind the facia is frequently ignored. After heavy rainfall, the facings fall. This is aggravated by the fact that quite frequently fill with more than 50 % fines is used (AASHTO allows up to 15% and $PI < 6$). Many of these walls are built in shopping centers. Yesterday I was informed by one of my former graduate students that Home Depot (a huge business of hardware stuff) is not allowing use of block walls anymore (they are a big user). I think structures can be right or wrong. Many of the block walls are done wrong; they are simple to construct (and hence cheap) and therefore, many contractor and suppliers who have no idea about proper construction or design are in the business of these walls. I also think that the increased number of failures will restrain this industry. This Taiwan case added the seismic dimension.

(3) 考察

兵庫県南部地震では、壁面剛性の高い補強土壁（R R R）工法は、激震地であっても軽微な変形にとどまった。R R R工法の構造と比較して今回のブロック積み形式の補強土壁（Keystone Wall）工法が大きな被害が生じた理由を考察すると、①壁面のブロックと補強材の結合強度が全く不足していて、②ブロック同士の結合も弱く、③補強材の配置間隔も大きいため、地震時の動土圧を受けきれなかったためと考えることができる。したがって今後の対策としては、地震時の設計を行い、動土圧に対して、補強材定着部ならびに壁面構造が、所要の安全性を有する構造にすることであろう。また補強材の上下間隔が 80 cm と広がったことに対しては、何らかの制限が必要であることを示唆する。つまり現行の一般的な補強土壁の設計法では、高強度の補強材を粗に配置する場合と総引張り強度が同じでも低強度の補強材を密に配置した場合の設計上の違いが明確に現れず、壁面工の応力照査も行わないため、作業性から前者の配置で設計することになる。しかしながら壁面工の設計を行うと、多支点で支持することが壁面の応力低下に結びつくため、これらの問題を回避することにつながるものと考えられる。

3.6 大規模盛土すべり（中遼村開閉所（送変電所）（site⑤））

(1)被害状況

敷地面積 34ha の 3 段の盛土で、小山の間の低地部に盛土されており、盛土最上部の先は切土部である。

盛土部は全体的に谷部（溜池方向）に移動しており、大規模なすべり崩壊が生じている。図 3.6-1、2 に示すように、変電所への取り付け道路は大きく谷部へすべり破壊を生じており、使用に耐える状態ではない。また、土砂の一部が下方方向の溜池にも落下していた。図に示すように、高圧送電鉄塔は足下が谷側に 1.2° 程度傾斜していた。変電設備の多くは振動破壊であろうが、基礎が水平移動しているため、多くの基礎が変位しており、これによる被害もあり、特に亀裂をまたいでいる構造物の被害は大きい。盛土には多数の亀裂が確認された。図に盛土のすべりを裏付ける壁の変形の様子および側溝の変状の様子を示す。これらの変位量を計測した結果、盛土は全体的に溜池方向に 5 m 程度すべっていることが推測される。

ただし、流動的な変位にいたっておらず、ある程度締め固まった土の非排水せん断特性を反映しているように見える。また、盛土高さに対するクラックの奥行きを考えると、単純なすべりではなく過剰間隙水圧の上昇領域の影響を強く受けた滑動と思われる。

大きく 3 条の亀裂が走っていた。最上部の亀裂は切盛境に発生しており、段差は約 1.2 m であった。中段部、下段部の亀裂は、原地形の等高線に沿っていると思われる、ほぼ円弧状の亀裂であり、盛土の左右端にわたっていた。小段のり先に位置する側溝があるところでは、亀裂がそこを選択して走っているように見受けられた。

写真 3.6-⑤、⑥に示すように送管に基礎部および鉄塔基礎部に噴砂が確認された。噴砂量は少なく、噴砂の拡がり直径にして 60cm 程度しかない。目視観測から噴砂した材料はシルト、粘土分を含むと思われる細かい材料と推測される。現場担当者によれば、地震発生からまる 1 日経過した時点でも噴砂孔から水が湧き出ていたとのことであった。これらのことは、盛土底部近くの土が液状化、あるいはそれに近い状態になったことを示唆している。

また、盛土の下方方向に設けられている雨水貯留用溜池の壁面擁壁には変状は確認されていない。壁面はバットレス式コンクリート擁壁であり、現場担当者によれば、原地盤（地山）と盛土の境界面は擁壁の頂部に近いところに位置するとのことであった。

旧地形がよくわからないが、ため池を要とした「扇形」あるいは「くの字形」に造成がなされており、変状が要に向かってすり鉢状に発生している。

盛土に向かって右側の登坂用取付盛土がすべり崩壊し、土砂の一部が溜池にも落下していた。

溜池底部（擁壁下部）には小さな噴砂孔が数カ所確認され、地山あるいは地震前から堆積していた細粒土砂が液状化したと推測される。

(2)所見

1984 年に建設ということであるが、メクラ暗渠 (wick drain) が無かったことは、設計の手落ちであると思われる。

緊急対策としては、地滑り対策と同様に、のり面側から排水ボーリング、盛土奥側での排水井戸により盛土底部からの排水を行うことが必要。

また、地山と盛土の土質及び形状を調べる必要もある。



写真 3.6-① 取り付け道路の崩壊

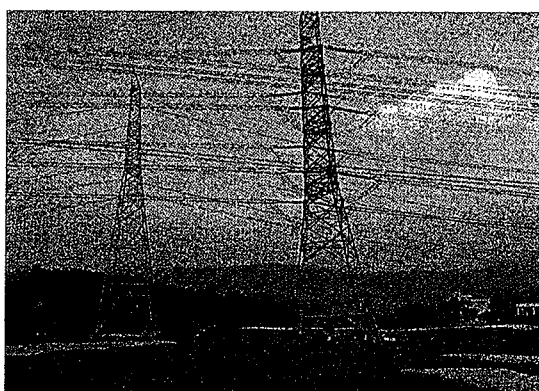


写真 3.6-② 鉄塔の傾斜

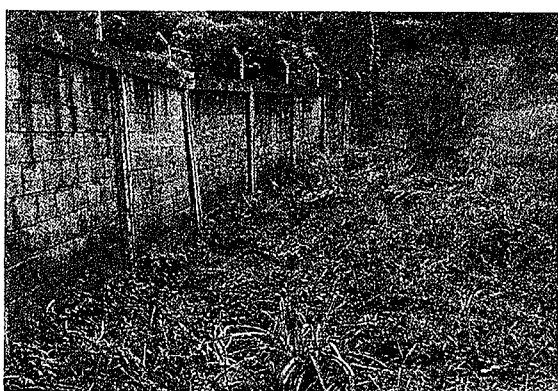


写真 3.6-③ 壁の変状（右から左へ変状）



写真 3.6-④ 側溝の変状（左から右へ変状）



写真 3.6-⑤ 噴砂（送管の基礎）



写真 3.6-⑥ 噴砂（鉄塔の基礎）

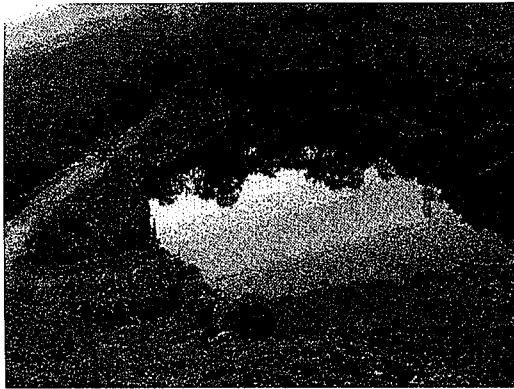


写真 3.6-⑦ 溜池の状況



写真 3.6-⑧ 溜池底部の噴砂

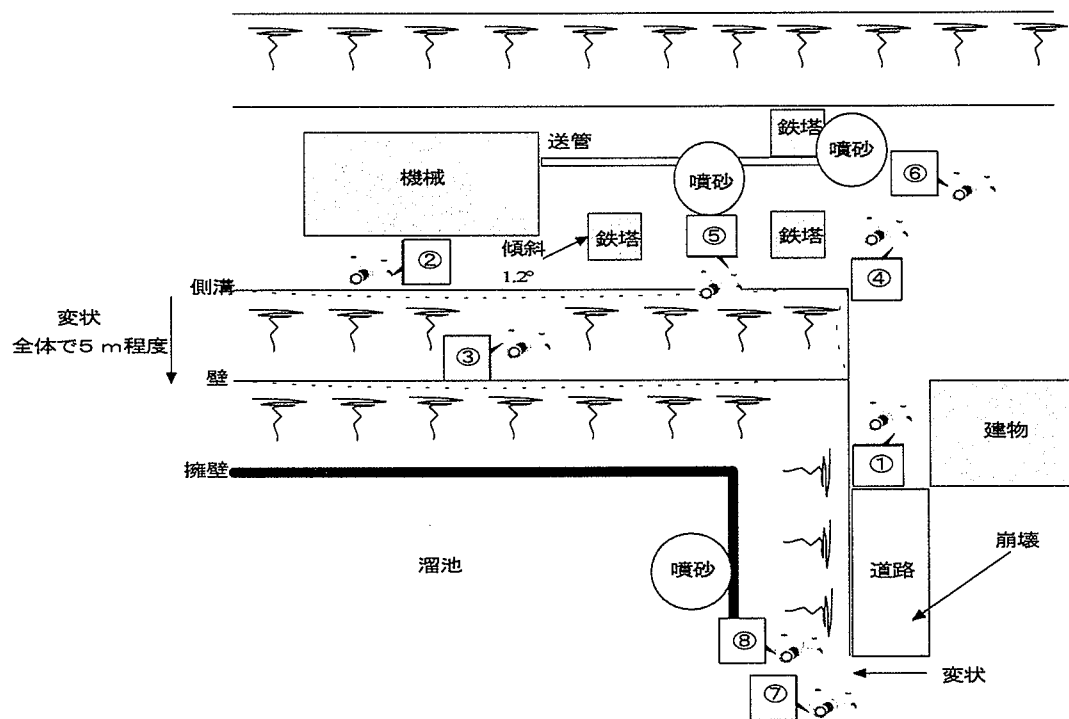


図 3.6-1 中寮開閉所（送変電所）の被害状況①

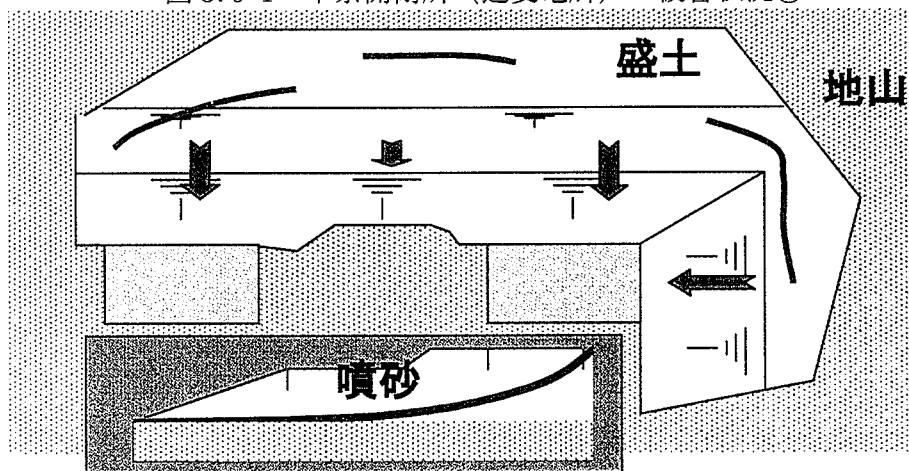


図 3.6-2 中寮開閉所（送変電所）の被害状況②

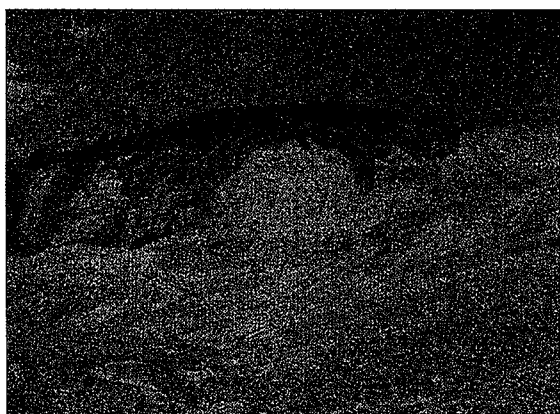
3. 7 大規模自然斜面崩壊

(1)被害事例

(事例1) 草嶺の斜面大崩壊 (site⑨)

草嶺は過去の地震で滑動が生じており、そのときに滑落崖に形成された鉛直に切り立った窪地は観光スポットであったとの事である。したがって、今回の崩壊は二次すべりであったと言える。

写真 3.7-①、②に斜面崩壊の様子を示す。崩壊した土砂が谷間を埋め尽くし、対岸の山の麓に新たな山を形成している。



(斜面が崩壊している様子)

写真 3.7-① 斜面崩壊現場の全景①



(谷間を埋め尽くし、山を形成した土砂)

写真 3.7-② 斜面崩壊現場の全景②

写真 3.7-③、④にすべり面の様子を示す。すべり面の角度は13度程度であり、厚さは1.2cm~5.0cmと推定される。また、すべり面の表面に無数の細かいクラックが確認される。



写真 3.7-③ すべり面の様子 (斜面上部より)



写真 3.7-④ 表面の細かいクラック

すべり面は第三紀鮮新世(Pliocene)の堆積軟岩(泥岩)内の堆積面に沿って大規模で一様な平面に沿っている。即ち、同様な弱層が広大な面積で平面として存在していたことが、このような大規模なすべりが生じたことの原因と推測される。

なお、滑った層は、酸化していないため、水の影響による強度低下が原因とは考えにくい。また、すべり面の最上部に残っている崖部の滑っていない部分の堆積軟岩についても酸化し

ていない。その岩塊を見ると、すべり層となる候補の弱層が1.5m程度の間隔で繰返し現れており、造山運動の痕跡を垣間見ることができる。



写真 3.7-⑤ すべり面の最上部に残っている崖部の滑っていない部分の堆積軟岩



写真 3.7-⑥ すべり面の候補となる弱層

写真 3.7-⑦ 崩壊土砂中に見られる泥質葉理

現すべり面の1.5m程度上方にある弱層を見ると、せん断によって乱されて形成された層とは見えない。即ち、堆積面に沿って1cm程度の間隔で堆積面に平行なセメンテーションが無い堆積面に直交する引っ張りによって形成されたような破壊面が2面ある。厚さ1cm程度の薄層は、手で簡単に取り出せる。

崩壊土砂が対岸の斜面をよじ登り押し戻されてきたという話であり、低角のすべりでありながらかなりの滑落速度があったと思われる。

崩壊面の舌頭部では、複数枚の滑落崖が認められる。崩壊の引き金となったのは最下位の滑落面の可能性が高いが、それ以外の面においても滑落が誘発されたように見られる。

(事例2) 九分二山の斜面大崩壊 (site⑫)

典型的な岩盤斜面崩壊 (Rock Avalanche) ですべり面は硬い。中新世 (Miocene) 程度の堆積軟岩の内部でのすべりと推測される。すべり面は、石でたたいても容易に割れることはない。ミクロなレベルで見ると草嶺のすべり面のように平滑でないが、同一の広大な平面がすべり面となっている。すべり面勾配は 32 度程度である。ここのすべり面も、堆積面に沿って形成された弱層と考えられるが、酸化はしていない。よって、地下水の影響によるすべりとは考えにくい。草嶺と異なる特徴として、酸化した鉛

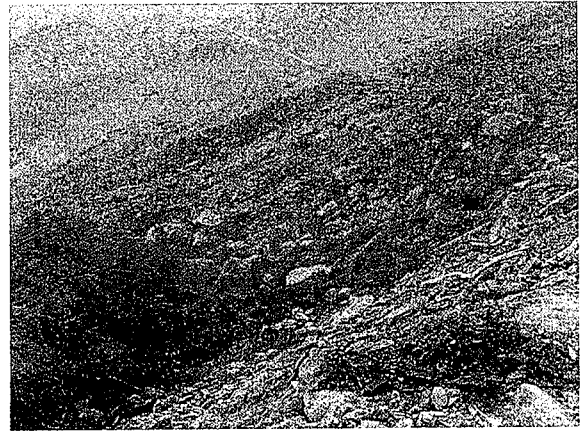


写真 3.7-⑧ すべりを生じた斜面



写真 3.7-⑨ すべり面の様子 (下から見上げる) 写真 3.7-⑩ 滑っていない部分の堆積軟岩



直亀裂が多数存在し、その深さはすべり面近くまで達していたことが想定される (滑落を免れた岩塊の側面も、酸化していた)。

また、岩質は草嶺によく似ているものの、若干脆い。

崩壊が尾根部を巻き込んで生じたようであり、大規模なすべり方向に向かって右手には、尾根が切断され膨大な岩塊が埋もれていた。

このあたりには、ビンロウ園が広がっていたようであり、表土も非常に薄い。崩壊斜面の上部には井戸があり、視察した時点でも、作業員が利用していた。

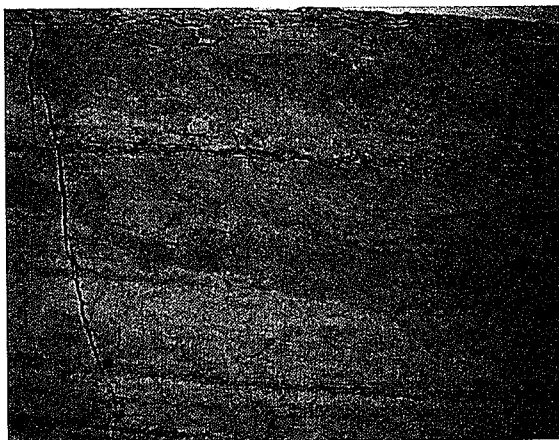


写真 3.7-⑪ 互層の形成状況



写真 3.7-⑫ 頂部の様子

(2) 所見

①上記2つのいずれの箇所でも、堆積面に沿って形成された弱層（節理面）に沿って滑動崩壊していた。いずれの節理面もほぼ平面であったことがこのような大規模崩壊になった要因の一つとなった。造山運動による褶曲作用が見られないのは、押し上げられた西側斜面が風化崩壊していくことによるのではないかと推測する。地質学の専門家の見解を確かめる必要がある。

②崩壊は斜面下端部より起こったのではないか。あるいは、斜面下部が河川により浸食されて、せん断面の初期応力が高い状態になっていたのではないか？崩壊前の地形情報を得る必要がある。因みに、Dr. Chouによれば、斜面下端部にあたる川沿いの道路では、雨期に落石がしばしば起こっていた由である。また、国立台湾大学の地質学の教授が草嶺に関する詳細なレポートをまとめているとのことであった。

③草嶺では、大きなブロック板状の崩壊過程で碎片化していったのに対して、九分二山は、すでに風化に伴って亀裂がかなり進行していたため、斜面に沿ってブロックが滑動・倒壊していったように見える。

④草嶺のすべり面はきれいな鏡面であったことから、せん断面は地下水で飽和されていたと思われる。（地震の一月前には二ヶ月間よく雨が降ったとのこと。地震直後の写真を見ると、視察時点に比べて河川の水量が豊富であった）

⑤滑り面上に破碎された層（弱層）が乱されることなく残留した部分が随所に見られること、破碎面の岩片は堆積面に沿って幾重にも重なっていることから、スライダーのような役割を果たしたように見える。

⑥崩壊は、せん断面に作用した地震時応力がせん断強さを上回ったときに一気に残留強度に至ったと思われる。したがって、

（ア）地震時最大せん断応力の推定が重要である。地震動の鉛直成分も大切。

（イ）残留強度（角度）の推定も必要である。残留強度が地震力が作用していないときの初期せん断応力よりも相当低くないと、あのような流動的な大崩壊は生じない。崩土の停止位置より、すべり面の残留強度を逆算してみること。破碎部の有効応力の低下も考えられるのではないか。

（ウ）室内試験で破壊面のせん断試験を行うとすると、次の諸条件が原位置と同一である必要がある。

1. 現地盤の堆積面に沿った弱層に対する一面せん断的な mode。
2. おそらく小さい残留強度が得られるまでの大変位。
3. すべり面の含水状態。非排水条件も必要か？
4. 早いせん断変位速度（この要因が本当に重要かどうかは分からない）。
5. せん断面の初期拘束圧。九分二山では、破壊面は 100 m 程度と相当深い。
6. 繰返し载荷の影響（おそらく繰返し载荷による劣化は少ないのではないか）。

試験では、破壊面の dilatancy 特性を正確に測定する必要があるのではないか？もし contractant で間隙水が存在していれば、せん断に伴い間隙水圧が上昇して、流動的すべりが誘発される可能性がある。下記の論文には、堆積軟岩の破壊面の dilatancy 特性を詳細に測定する方法と測定結果が示されている。

Hayano, K., Maeshiro, T., Tatsuoka, F., Sato, T., Wang, L. and Kodaka, T. (1999), "Shear banding in a sedimentary soft mudstone subjected to plane strain compression", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22, No. 1, pp. 67-79. あるいは、

間隙水圧の影響が少なくても、固い岩の間に乱された岩の小塊が roller bearing 的な機能をしたのか？…草嶺では、滑り面上に残った破碎層の岩片に乱れが認められない。

⑦地震前後の気象条件を含め、地下水環境の情報を知る必要がある。

3.8 アースダム

(1) 被害状況

①台湾電力公司 李 所長の概要説明 (site⑬)

日月潭から流出する水を利用して水力発電を行っており、今回の地震で被害を受けた2つのアースダムについては復旧を終えている。この2つのダムは、水社ダム（堤高 30.3m, 堤頂長 363m）と頭社ダム（堤高 19m, 堤頂長 166m）であり、いずれも日本植民政府により 1934 年に作られたものであり、被害が発生した箇所は 66 年前に構築されたダム、トンネルであるところである。現在は、発電量 110 万 kW のダムの復旧工事を実施中とのことである。また、その下流にあるトンネルに幅 3-4mm の亀裂が生じ、鉄筋が露出しているとのことである。なお、最近 20 年間に作ったダムについては RC 構造であり、今回の地震においても被害は確認されていないとのことである。



写真 3.8-① 打ち合わせ風景

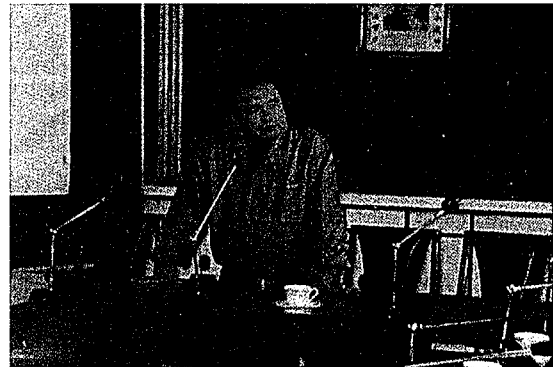


写真 3.8-② 李所長による被害概要説明

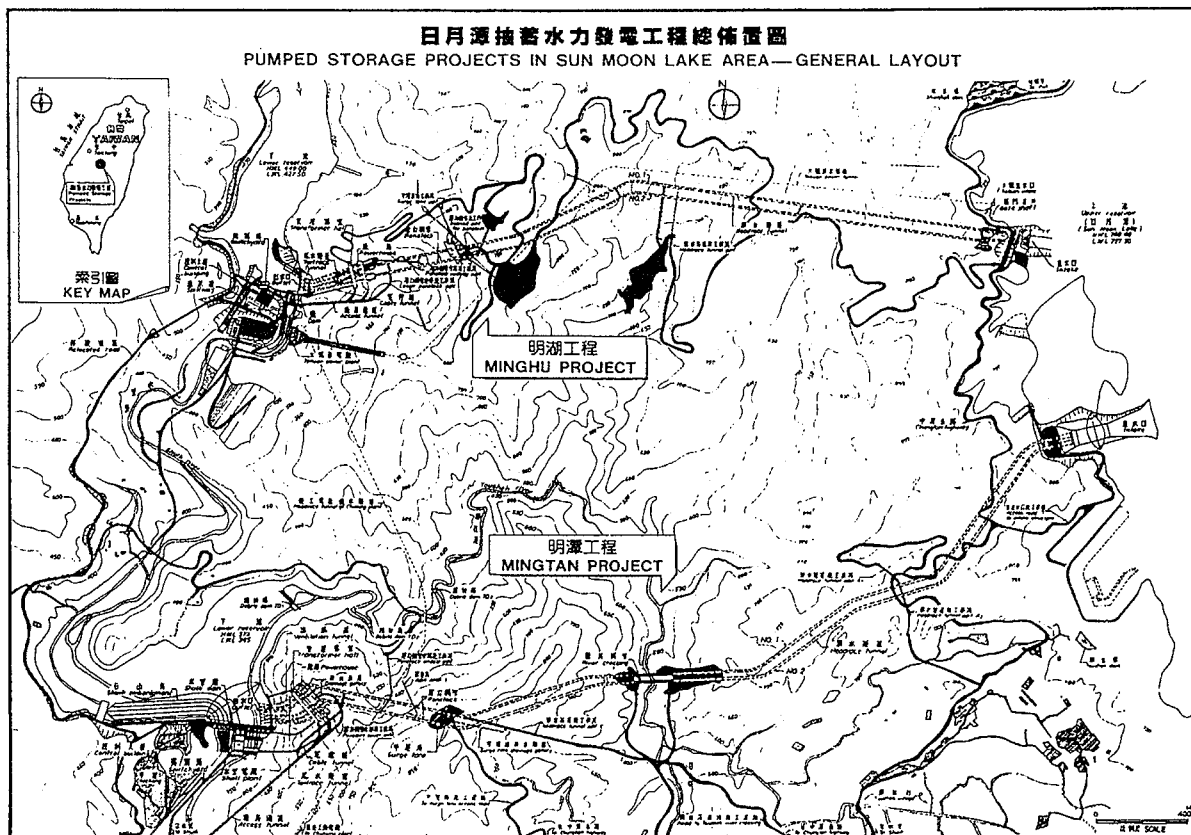


図 3.8-1 日月潭ダムの概要（台湾電力公司）

②送水管の被害状況

まず明潭工程の被害について調査した。ここは、上池（日月潭）から下池への送水管が谷間を越えているところで、送水管の唯一の明かり区間である。写真 3.8-③に送水管の全景を示す。図では不明であるが、図手前にあるトンネルを抜けて谷間を渡り奥の山のトンネルに再び入っている。ここでの変状は、送水管トンネルの上部の斜面に変状が生じている。また、送水管についても写真 3.8-④、⑤に示すように軸方向力の作用によると考えられる継目ボルトの破断が生じている。

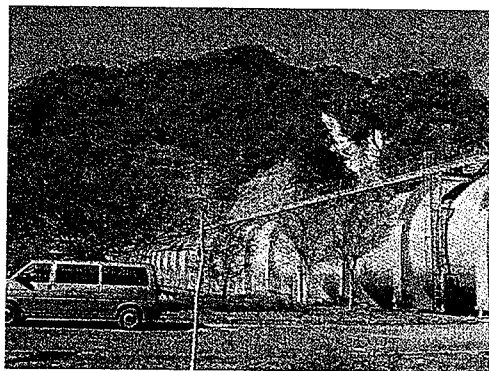


写真 3.8-③ 送水管の全景

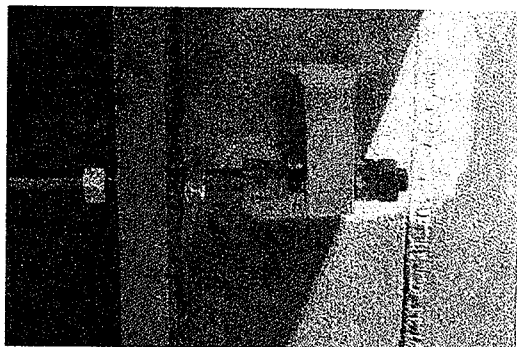


写真 3.8-④ 破断したボルトの修復状況

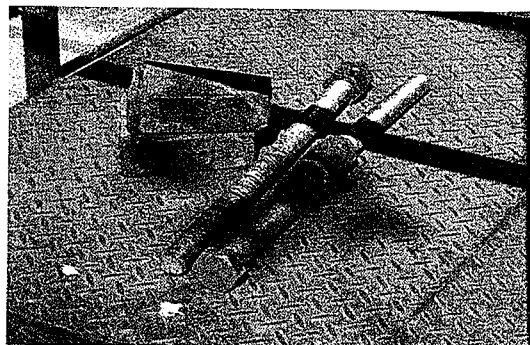


写真 3.8-⑤ 破断したボルトと突起部

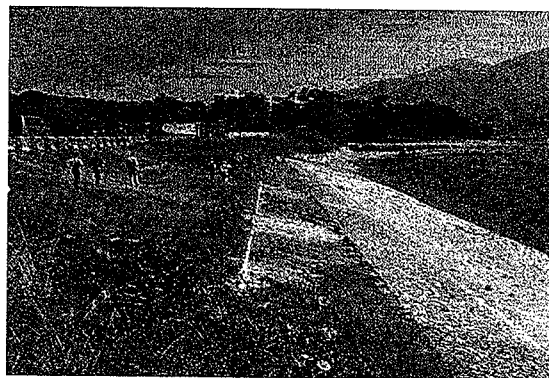
③アースダム（水社ダム）の被害状況

水社ダムの構造は、中央にコンクリートコアがあり、それを粘土コアで覆っている（勾配 1:1）。その外側に土質材料を盛っている。被害状況は、天端中央に亀裂が生じ、写真 3.8-⑥に示すようにアスファルト舗装を補修している。また、堤体の軸線が多少歪んでいることがわかる。堤体には段差も生じており、下流側の沈下量大きいがほぼ全延長で 15cm 程度の沈下を生じている。上流側のり面では写真 3.8-⑦に示すように堤頂より約 6m 下ったところに亀裂が水平に走っているが段差は確認されていない。



（アスファルト補修が確認）

写真 3.8-⑥ 堤体軸線の歪み



（人のいる辺りに堤体軸線に沿う亀裂）

写真 3.8-⑦ 堤体に生じた亀裂

(3)所見

この付近は断層近傍で観測加速度が 0.9G 程度であると報告されていることを鑑みるとアースダムの被害としては軽微であると言える。我が国では新規築造が敬遠されているアースダムがこの程度の軽微な被害にとどまったという事実は貴重。

3.9 地盤の液状化

2日目の調査が終了した時点で、国立成功大学の倪教授より液状化の被害状況について詳しい説明がなされた。液状化発生地点については、今回の調査では工程の都合上調査対象から外れている。したがって、ここで倪教授の報告について簡潔に記す。

液状化の発生が確認されているのは、断層の西側に位置する南投市および台中港など20カ所である。液状化は、噴砂・クラックなどが生じていることで確認している。

台中港では地盤改良は実施されていないとのことである。台中港で液状化が確認された土質は細粒分が35%程度であるとのことである。なお、建造物の杭基礎の変形が推測されているが、未確認情報である。

南投市では液状化の発生が確認されている付近では建造物の被害程度は小さいが、近傍で液状化が確認されていないところでは被害が大きいとのことである。これは、液状化により地盤でのせん断力の伝達が鈍くなったことと建造物の固有周期が長くなり、建造物への入力外力が低減されたことによると考えられる。このことは、兵庫県南部地震の鉄道高架橋の被害でも同様の現象が確認されている。

また、員林ではマンホールの浮き上がりから液状化が確認されているが、近隣の住宅に変状は生じていないようである。これは、住宅基礎は上部の非液状化層（粘土層）に設置されているためと考えられる。なお、員林で液状化が発生した地点は旧河道であるとのことである。

いずれにしても、液状化が発生した地点の地表面加速度は小さく0.15~0.25G程度であり、L1地震動相当であると考えられ、大規模な液状化ではないようである。

これまでに確認された液状化地点は台中港をはじめとする沿岸部、および河川氾濫原に位置する砂質土地盤であり、明らかに礫地盤と考えられる地域での事例はないとの事であった（Prof. Niによる）。

礫地盤が今回のような大規模地震動により液状化しなかったという事実は貴重であり、データ収集・分析の価値がある。

4. まとめ

断層直上の構造物の被害や大規模斜面の崩壊など、設計上の配慮や事前に対策することで災害を予防することが困難な事柄もある。

これに対して、被害の著しかった一部の擁壁や補強土に関する調査結果によると以下のことが分かった。

- ① 擁壁は急傾斜の斜面に位置しており、もともと地山が不安定な上に、擁壁自体も高さの割にスレンダーであり、根入れもなされていない。
- ② ジオテキスタイル補強土擁壁にも被害が見られたが、補強材の敷設間隔が広い、巻き込み長が短い、あるいはブロック壁面工を用いた補強土擁壁では補強材との間の結合強度が不足している。

このことから、擁壁や補強土壁の被害は、以下のような設計・施工上の配慮によって回避できる問題が多いと思われる。

- ① 山岳地において、もたれ式や重力式擁壁を構築する場合には、地震時における斜面上の支持力を正當に評価し、適切に補強することが重要である。
- ② ブロック式や巻き込み方式など、壁面応力や定着部に対して十分な設計がなされていない補強土壁においては、壁面部に対する耐震設計を行うことが重要である。

いずれにしても今回調査した被害箇所は、今後の土構造物の耐震性を考える上で、多くの情報を与えている。しかし今回の調査は、短期間で行われた外観調査であるため、今後これらの事例に対して事後解析を行うためには、①設計図や設計計算書の入手、②被災断面に対する測量、③ボーリングなどの土質調査、④補強材やブロック体、コンクリート強度などの部材調査などを行う必要がある。

あとがき

本報告書は、「まえがき」に掲げた日本側メンバーが共同で執筆したものである。したがって、個々の現場について一部異なる見解もあったが、あえて整合を図らず記述している点もあることを御了解いただきたい。また、本報告書を土木研究所資料として印刷することについて快く御承諾いただいた、調査団長の龍岡文夫東京大学教授をはじめとするメンバー各位に謝意を表したい。特に、多くの図、写真を提供していただいた古田一郎、舘山勝、澤田亮氏に厚く御礼申し上げます。