# 土木学会 トンネル工学委員会 熊本地震調査特別小委員会 報 告 書

# まえがき

2016年4月14日21時26分,熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード6.5,最大震度7の地震が発生した。この2日後,4月16日1時25分には同じく熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード7.3,最大震度7の地震が発生した。一連の地震活動は,「平成28年(2016年)熊本地震」と命名された。この地震は,その後も震度5弱以上の余震を繰り返しており,二百数十名の死者と二千数百名の負傷者を出した。また,熊本城の石垣崩壊をはじめとする構造物被害も多数生じるとともに,斜面崩壊,地すべり,液状化などの地盤災害も多く見られた。各種インフラにおいても落橋,トンネルの崩落等が発生した。

当該地震は、日奈久断層帯と布田川断層の隣接する二つの断層帯に震央が集中している。このことから、両断層が連動して生じた地震であると想定される。また、政令指定都市周辺の内陸型地震であったため、上記の物理的な被害以外にも教育、経済、観光等の各方面で大きな影響が生じた。

以上のような状況を踏まえ、トンネル工学委員会では今後の地震対策を検討する上で有効かつ貴重なトンネルの被害および復旧方法等の情報を調査する目的で、熊本地震調査特別小委員会を設立した. 本特別小委員会では、トンネル工学委員会に所属する事業者の委員各位に情報を提供いただき、トンネルの被害状況をとりまとめることとした.

被害が甚大であり、関係者が調査、復旧のために多忙を極めていたこともあり、調査結果のとりまとめに、結果的に2年の年月を要した、状況をご理解頂き、ご宥恕をお願いする次第である.

2018年7月

トンネル工学委員会 熊本地震調査特別小委員会 委員長 朝倉 俊弘

# トンネル工学委員会

# 熊本地震調査特別小委員会 委員構成

# 委員長

朝倉 俊弘 NPO法人トンネル工学研究会

# 委 員 (五十音順)

岡野 法之 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室

日下 敦 (国研)土木研究所 つくば中央研究所 道路技術研究グループ (トンネル)

津留 恒誉 南阿蘇鉄道(株)

深江 良輔 九州旅客鉄道(株) 施設部工事課

松長 剛 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通基盤事業本部 インフラエンジニアリング部

山本 拓治 鹿島建設(株) 技術研究所

# 委員兼幹事

寺戸 秀和 (一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 研究第一部

#### オブザーバー

赤木 寬一 早稲田大学 理工学術院

# 目 次

1. 地震と被害の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1 6.	通	信トンネルの被害・・・・・・・・・・・・・・・・・・	35
1.1 地震の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1 6	. 1	概要	35
1.2 地震による被害の概要	1 6	. 2	被害の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	35
1.3 被災トンネルと震源の位置関係	3 6	. 3	まとめと今後の課題・・・・・・・・・・・・	36
2. 道路トンネルの被害	4 7.	ま	≥b ······	37
2.1 概要·····	4 7	. 1	トンネルにおける地震被害の概要・・・・	37
2.2 トンネルの概要	5 7	. 2	被害要因に関する考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	38
2.3 被害状況	6 7	. 3	今後に向けた提言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	38
2.3.1 俵山トンネルの被害状況・・・・・・・	6			
2.3.2 南阿蘇トンネルの被害状況	9			
2.4 復旧方法	10			
3. 鉄道トンネルの被害	11			
3.1 概要·····	11			
3.2 九州旅客鉄道 立野トンネル・・・・・・	11			
3.2.1 概要·····	11			
3.2.2 被災状況·····	12			
3.2.3 変状現象,変状原因に関する考察・	17			
3.3 南阿蘇鉄道	20			
3.3.1 犀角山トンネル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	21			
3.3.2 戸下トンネル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	24			
4. 導水路トンネルの被害	27			
4.1 概要·····	27			
4.2 黒川第一発電所の被害事例	27			
4.3 町田第一発電所の被害事例	27			
4.4 菊池川第三発電所の被害事例・・・・・・	28			
4.5 その他の被害事例	28			
5. 下水道トンネルの被害・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	29			
5.1 概要·····	29			
5.2 被害の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	29			
5.3 復旧方法·····	30			

5.4 原因分析とまとめ・・・・・・・・・・・・・・・・ 34

# 1. 地震と被害の概要

#### 1.1 地震の概要

平成28年に発生した「平成28年 (2016年) 熊本地震」(以下,熊本地震という)は、平成28年4月14日21時26分以降に発生した熊本県を中心とする一連の地震活動を指す<sup>1)</sup>. 当該地震では、前記時刻に発生した最初の地震において震度7を観測した後、2日後の4月16日1時25分にも震度7を観測する地震が発生している. 地震の規模については、前者がマグニチュード6.5であるのに対し、後者がマグニチュード7.3であり、後発の地震の方が最初の地震よりも大きい. なお、震度7を観測した地震には、兵庫県南部地震、新潟県中越地震、東北地方太平洋沖地震があるが、一連の地震活動で震度7を2度観測したのは熊本地震のみで

ある.

地震発生から1週間後の平成28年4月21日には、 図1-1に示す震央分布が発表された<sup>2)</sup>. 同図に示されるように、布田川断層帯沿いに震央が集中している. 政府の地震調査委員会は、当該地震が主に布田川断層帯の布田川区間の活動によるものと考えている<sup>3)</sup>.

#### 1.2 地震による被害の概要

消防庁が発表した熊本地震による被害状況40に よると,死者267名,重傷者1,198名,軽傷者1,606 名となっている.また,住宅被害としては,全壊 が8,673棟,半壊が34,726棟などとなっている.

一方, 土木構造物にも多くの被害が及んでいる.

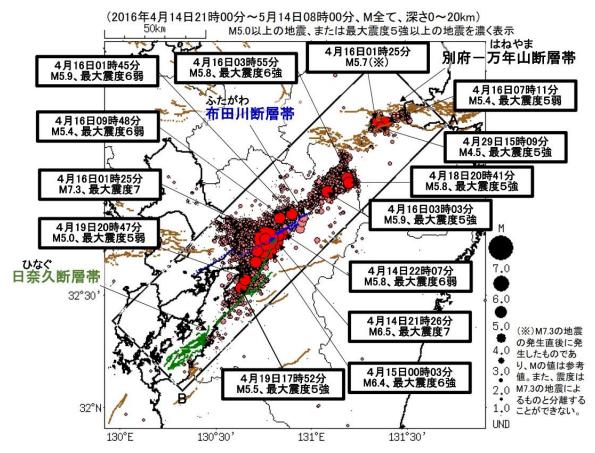


図1-1 震央分布(平成28年4月21日時点)2)







写真1-1 地表面崩壊5)



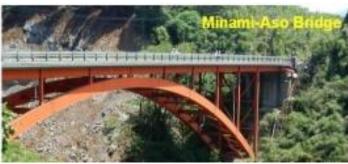


写真1-2 橋梁基礎の被害5)





写真1-3 斜面崩落5)







写真1-4 落石5)

写真1-1は、上述した布田川断層による地表面崩壊の一例5である. これ以外にも橋梁基礎の被害 (写真1-2)、斜面崩落 (写真1-3)、落石等 (写真1-4) の被害も見受けられる5).

トンネルの被害状況については、土木学会トンネル工学委員会が平成28年5月30日に調査団(団長:蔣長崎大学教授)を組織し、調査を行っている6. 同調査では、南阿蘇トンネルおよび俵山ト



写真1-5 覆エコンクリートの崩落6)



写真1-6 舗装版の浮き上がり6)

ンネルの被害状況を対象としており, 覆エコンク リートの崩落(写真1-5), 舗装版の浮き上がり(写 真1-7), 開口ひび割れ(写真1-6) などを確認し ている.

#### 1.3 被災トンネルと震源の位置関係

図1-2は,熊本地震の震源分布でと本報告書で調査対象トンネルの位置関係である.同図に示すように,被害のあったトンネルは震源地周辺に集中していることが分かる.

#### 参考文献

- 気象庁:「平成28年(2016年)熊本地震」について (第23報),報道発表資料,平成28年4月21日.
- 気象庁:「平成28年(2016年)熊本地震」について (第38報),報道発表資料,平成28年5月14日.



写真1-7 開口ひび割れ6)

- 3) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会:平成28年 4月16日熊本県熊本地方の地震の評価,平成28年4 月17日.
- 4)消防庁応急対策室:熊本県熊本地方を震源とする地震(第114報),平成30年4月13日.
- 5) Ömer AYDAN, Jun TOMIYAMA, Hitoshi MATSUBARA, Naohiko TOKASHIKI & Naoki IWATA: The characteristics of damage to rock engineering structures induced by the 2016 Kumamoto earthquakes, Proceedings of the 14th Japan Rock Mechanics Symposium, Japan Society for Rock Mechanics, 2017.1.
- 6) 土木学会トンネル工学委員会:平成 28 年熊本地震 に係る道路トンネル被災状況緊急調査報告,平成 28年6月3日.
- 7) ウィキペディア:熊本地震(2016年), https://ja.wikipedia.org/wiki/%E7%86%8A%E6% 9C%AC%E5%9C%B0%E9%9C%87\_(2016%E5% B9%B4),平成30年5月28日閲覧.



図1-2 震源分布と調査対象トンネル(文献がに加筆)

# 2. 道路トンネルの被害

# 2.1 概要

今回の地震において、最大震度6弱以上を観測 した地域では、総数234本、総延長84kmの道路ト ンネルが存在した(図2-1左の○および●印が該当 トンネル).

被害の報告があったうち、最も被害が大きかったのが、県道28号熊本高森線に位置した俵山トンネルであった。トンネルの空間自体が閉塞する



図2-1 トンネル位置図

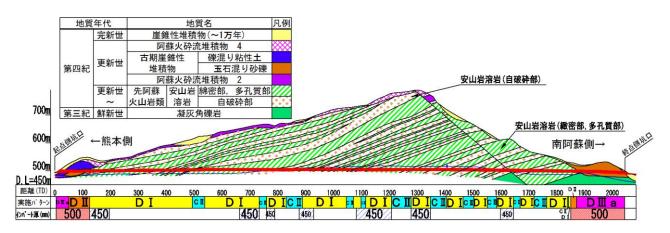


図2-2 俵山トンネル地質縦断図

といった致命的な崩壊は見られなかったものの、 覆工の崩落、盤ぶくれ、せん断ひび割れ等が多数 の断面において発生した。また、俵山トンネルに 隣接した南阿蘇トンネルでは、1断面で輪切り状 のひび割れとわずかなはく落が発生した。なお、 これら2トンネルはNATMによる施工であった。

熊本地震において活動したとされる布田川断層と俵山トンネルと南阿蘇トンネルの位置関係は図2-1右に示すとおりである。平面図上は、これらのトンネルと布田川断層の距離は非常に近接しているといえるが、断層は地下に存在することや、走向・傾斜を有していること等から、トンネルと活断層の正確な距離を算定するには、より詳細な検討を行った上での判断が必要であると考えられる。

なお、日奈久断層から平面距離で約1kmに位置する道路トンネルとして延長400mの矢板工法により施工された2車線道路トンネルが存在したが、監査歩廊に若干のひび割れがあったものの、覆工や路面において今回の地震に起因すると考えられる変状は確認されなかった。布田川断層から平面距離で約6kmに位置する道路トンネルとして延長811mの矢板工法により施工された2車線道路トンネルが存在したが、迫め部のモルタルはく落程度の変状は確認されたものの、今回の地震に起因する規模の大きなひび割れやはく落等の変

状は認められなかった.これら2トンネルを含め、 俵山トンネルと南阿蘇トンネル以外のトンネル では概ね被害がなかったと評価してよい状況で あった.

本章では、俵山トンネルと南阿蘇トンネルの被害状況<sup>1)</sup>および復旧方法<sup>1),2)</sup>について述べる.

#### 2.2 トンネルの概要

俵山トンネルは、NATMにより建設された延長2,057mの2車線道路トンネルで、2002年に竣工した.また、南阿蘇トンネルは、俵山トンネルに隣接し、NATMにより建設された延長757mの2車線道路トンネルで、2000年に竣工した.俵山トンネルおよび南阿蘇トンネルの地質縦断図をそれぞれ図2-2および図2-3に、横断図の例を図2-4および図2-5にぞれぞれ示す.

図2-1に示したように俵山トンネルの熊本側の 坑口と布田川断層が近接し、トンネルが存在する 俵山は阿蘇山噴火により形成された阿蘇外輪山 の一部である.熊本側の坑口部には崖錘性堆積物 が分布し、未固結シルト混じり砂礫のN値は20以 下であり、一部には阿蘇火砕流堆積物の火山灰も 分布していた.また、本トンネルの区間は安山岩 溶岩の自破砕部、多孔質部、緻密部が繰り返し出 現したと報告されている.各層の分布厚は10~ 20m程度であり、西に緩やかに傾斜している.緻

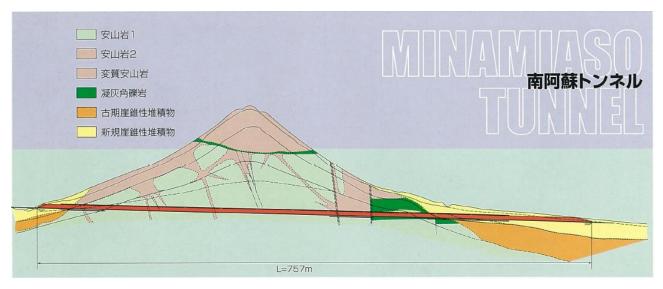


図2-3 南阿蘇トンネル地質縦断図3)

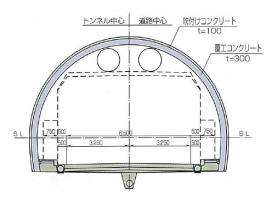


図2-4 俵山トンネルの断面図3)

密部は新鮮堅固な岩盤からなり,自破砕部では硬質~軟質な安山岩と同質の砂礫あるいは凝灰岩からなる.一方,南阿蘇トンネル側の坑口付近にも,崖錘性堆積物及び第三紀鮮新世の凝灰角礫岩が分布している.工学的には,堅固な岩盤と脆弱な自破砕部や未固結の土砂が積み重なった複雑な地質で,層ごとに強度差のある特殊な地質である.なお,阿蘇火山地質図にもトンネルを切る位置でリニアメント(断層)の記載があった.そのため,事前調査ボーリングは実施していなかったにもかかわらず,当初の地質図にはTD1650m付近(後述するスパン165~167付近)に断層としての記載があった.

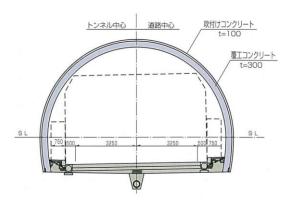


図2-5 南阿蘇トンネルの断面図③

# 2.3 被害状況

#### 2.3.1 俵山トンネルの被害状況

# (1) スパン167における覆エコンクリートの崩落

起点側坑口から1,650m付近のスパン167においては、覆工1スパンの半断面 (1/2~1/3) 程度が崩落した (写真2-1、図2-6). この区間の地山状況に関しては、建設時の資料より覆工崩落個所付近に断層があることが確認されており、スパン前後の区間において施工時の支保パターンはDIインバート有り、DIインバート無し、CIIと変化していることから、地質状況が変化していると推察される. また、部分的に脆弱部が存在し、支保パターンを変更する必要があったが、切羽や天端崩



写真2-1 スパン167付近の覆工の崩落1)

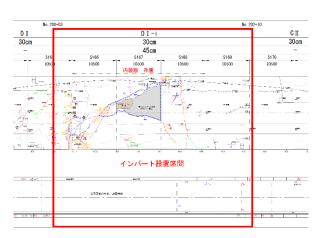


図2-6 スパン167付近の覆工変状展開図1)



写真2-2 スパン167付近の支保工の変状1)



写真2-3 スパン167付近の支保工の背面の状況1)

落等は発生したという記録は確認されていない. 地山は安山岩が分布しており断層と思われる弱層が確認され、詳細な性状は不明であるが、天端部にシルト性粘性土が占めていて湿り気を帯び緩みが生じやすい状態となっていた。また、スパン167では、地震発生後に周辺地山状況を把握することを目的として調査ボーリングを実施しており、劣化した安山岩が分布していることが確認されている.

復旧のため覆工を撤去した際に支保工の変状を観察したところ,写真2-2に示すように,覆工の破断箇所近傍の支保工にも変状が発生し,縦断方向・横断方向に10cm程度のずれが生じていることが分かった.この変状箇所付近の吹付けコン

クリートを撤去し、背面の地山を確認したところ、写真2-3に示すように変状に沿って褐色に変色した地山が出現し、地山に弱層が存在したことが示唆された。また、インバートには、写真2-4のとおり、ひび割れや30~40 cm程度の盤ぶくれ、5~10 cm程度の段差が発生した。トンネルの縦断方向が概ね東西方向であることを考慮すると、支保工、覆工およびインバートにおける主な変状は、概ね走向N65°E傾斜25°の面に沿って発生していることが分かった。ただし、図2-2に示した地質縦断図上の断層の走行・傾斜は不明であり、地震後の調査により明らかとなった地山の弱層の走行・傾斜が一致するかどうかは確認されていない。なお、当該区間の施工時の記録によると、



写真2-4 スパン167付近のインバートの変状1)

切羽面に薄い幅の断層が認められ粘性土を挟ん だ部分で滴水程度の湧水が確認されているもの の,断層の走向・傾斜は定かではない. ただし, 当該区間ではこの断層と天端部の粘性土部分が 地震による影響を受けて,変状を発生させる要因 となった可能性が考えられる.

#### (2) スパン12~13における盤ぶくれ等

起点側坑口から115m付近のスパン12~13においては、トンネル全周、幅1m程度にわたり圧縮破壊が生じ、覆エコンクリートが崩落するとともに盤ぶくれが発生した(写真2-5). また、路面では舗装部が鉛直方向に20cm程度浮き上がり、覆工では水平方向に10cm程度のずれが生じた. トンネル建設時の地質縦断図や切羽観察記録より、当該区間は地山の変化部となっており、安山岩が流れ目と差し目が相互に分布しており流れ目の層は非常にもろく細片状となっていることが確認された. 当該区間内ではインバートが設置されていたものの、全周でせん断ひび割れが発生していた. また、監査歩廊の路盤も浮き上がっており、当該区間では地震の影響によりトンネルが軸方向に圧縮され、破壊に至ったと想定される.

変状が発生した区間の地山状況として覆工崩落個所付近に地層境界が存在しており,覆工およびインバートの変状はこの地層境界に近い位置で発生している.

なお、スパン12ではスパン167と同様に地震後



写真2-5 スパン12~13付近の変状1)



写真2-6 スパン4~5付近の変状1)

に調査ボーリングを実施しており,安山岩が分布 していることが確認されている.既往地質調査結 果と今回の地質調査結果についてボーリングコ ア観察結果および弾性波探査結果を比較したと ころ,地山の性状に顕著な違いは見られなかった.

# (3) スパン4~5におけるせん断ひび割れ

起点側坑口から40m付近のスパン4~5においては、覆工の斜め方向にひび割れが発生した(写真2-6). ひび割れに沿って覆エコンクリート片のはく落は見られたが、大規模なコンクリート塊の落下は見られなかった. 当該区間は坑口部パターンで施工されており、インバートを有するとともに、覆工は単鉄筋補強が行われている区間である. 当該区間付近の地質縦断図から、変状は、古期崖錐性堆積物の地層境界付近で発生していること

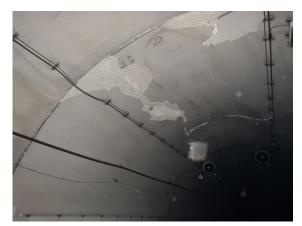


写真2-7 スパン37付近の圧ざ1)

が分かった. なお、上層は礫混じり粘性土(N値40程度、Vp=1.1km/s程度)、下層は玉石混じり砂礫 (N=50以上、Vp=2.3km/s程度)が分布しており、地山性状に差が生じている.

建設時の記録より当該区間では粘土層が地層 境界に存在していることを確認しており、前述の 被害と同様に地震による影響を受け、変状を発生 させる要因となった可能性がある. ただし当該区 間の覆工は前述のように坑口部であることから 鉄筋による補強が行われており、前述の変状箇所 と比較して被害規模が小さく、覆工の崩落には至 らなかったものと考えられる.

#### (4) その他の変状

前述の変状のほか、スパン37付近の天端から 肩部付近の圧ざ(写真2-7)、スパン96付近の輪切 り状のひび割れ(写真2-8)等が複数箇所で発生 した.

トンネル建設時の地質縦断図からは,当該区間 において断層や地層境界のような変状の発生要 因となる可能性のある性状は確認されていない.

#### 2.3.2 南阿蘇トンネルの被害状況

南阿蘇トンネルにおいては、地震の影響により発生したと推定される主な変状として、起点側坑口から430m付近のスパン40で確認された輪切り状のひび割れが挙げられる(写真2-9). この区間の支保パターンはDI-iで、地質調査結果より低



写真2-8 スパン96近の輪切り状の変状1)



写真2-9 スパン40付近の覆工の変状1)

速度帯(熱水変質帯または断層破砕帯の存在と想 定)が存在すると指摘されていた区間である.

建設時の資料によると、トンネル掘削時に当該スパン内で天端崩落が生じ、200m³程度の土砂流出が発生した記録が残っていた。崩落要因として、地山からの地下水が変質帯部の粘土化帯を押し出したと推定されている。地質は凝灰角礫岩が主に分布しており、部分的に高含水の粘土化帯が存在している。水抜きボーリングの結果より340/min程度の排水が生じていることから、水の影響を受けて粘土化が進行し上記のような軟弱部となった可能性が考えられている。崩落後における鏡面および天端部の補強として、注入式フォアパイリングと、空洞部の中詰工として薬液注入を行い、上記の低速度帯の掘削に伴い発生する地山

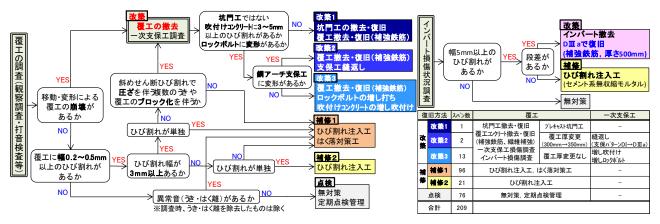


図2-7 復旧工法選定のフロー(文献2)に一部加筆)

の偏圧への対応として増しロックボルトを行っている。また、復旧工事の際に崩落発生区間前後では、覆工部とインバート部に鉄筋区間が存在することを確認した。既往資料等を確認したところ鉄筋補強を行った経緯については不明であるが、施工時に対策が必要と判断され補強したものと推察される。当該区間ではこの軟弱部が地震による影響を受けて、変状を発生させる要因となった可能性が考えられる。

#### 2.4 復旧方法

俵山トンネルおよび南阿蘇トンネルでは異常時点検を実施した. 道路トンネル維持管理便覧40に則って健全性の診断を行った結果, 俵山トンネルネルでは, トンネルスパンごとで見た場合は, 209スパン中, 健全性の診断結果が I の区間は54スパン, II の区間は66スパン, III の区間は31スパン, IVの区間は58スパンとなった. 南阿蘇トンネルでは, 74スパン中, I の区間は17スパン, II の区間は38スパン, III の区間は18スパン, IVの区間は1スパンとなった.

これらのトンネルでは健全度が II ~ IV の場合 に対して措置を行うことを原則とし、補修・補強 設計を実施した. しかし、実際に補修・補強を実施しようとした場合、変状が発生した供用中のトンネルに対する補修・補強の選定の考え方は記載されている4 ものの、地震による外力による判定

基準や覆工やインバートの打替え基準は当時は 見当たらなかった。今回の復旧工事においては、 地震活動が収束した以降には、大きな変状の進行 は認められなかったことや、これまでの既往の知 見や火山活動により被災したトンネル等に対す る復旧工事50を参考としつつ、調査結果に基づき、 国土交通省で組織された熊本地震道路検討復旧 会議によりその基本方針を議論し、その結果を受 けて現場に合う形で詳細を定めて検討を進めた。

図2-7に熊本地震道路検討復旧会議により検討を行った俵山トンネルの工法選定の選定フローを示す.このフローに従い,覆工の各スパンを改築1~3,補修1~2,点検のそれぞれに分類した.このうち,「改築1~3」に該当する16スパンは,覆エコンクリートを撤去し,支保工等の目視調査・確認を行い,復旧方法を計画した.このうちインバートが存在する11スパンについては,舗装等の撤去を行い、目視調査・確認を行った.

俵山トンネルでは、例えば最も被害が大きかったスパン165の一部からスパン167は、「改築2」とし、新設時の支保パターンDIをDIIIaに変更して縫返しを行った。また、写真2-2にも示したように鋼アーチ支保工の座屈が激しく、掘削時に抜け落ちの懸念があったことから、鋼アーチ支保工を取り外す前に座屈した支保工の周辺に注入式フォアポーリングを実施した。それ以外のスパンのうち鋼アーチ支保工の変形が確認されなかっ

た13スパンは、「改築3」とし、鋼アーチ支保工は そのまま存置し、吹付けコンクリートの撤去と増 吹き、ロックボルトの増打ちを行った. なお、「改築2」、「改築3」の覆エコンクリートは、全て補強 鉄筋(主筋としてD19@200mm、配力筋として D16@300mm)を配置した. なお、「改築2」の最 小覆工厚は、350mmあるが、「改築3」の最小覆 工厚は当初設計の300mmとした. また、インバートコンクリートに圧壊による段差(50mm~130mm)が生じていた6スパン(スパン12~13、165~168)は、計測を行いながら撤去および打替 えを行った. 打替えコンクリートにも補強鉄筋を配置した. これは構造体をリングとして剛性を確保するといった考えに基づくものである.

南阿蘇トンネルでも、図2-7と同様の考え方にもとづき、覆工の各スパンを改築1~3、補修1~2、点検のそれぞれに分類した。その結果、全74スパンのうち、改築1、2のスパンはなく、改築3のスパンが1スパン、補修1のスパンが14スパン、補修2のスパンが36スパン、点検のスパンが23スパンとなった。例えば最も被害が大きかった改築3に相当するスパン40においては、覆工の取り壊

し、舗装等の撤去を行い一部鋼アーチ支保工の、 縫い返しと吹付けコンクリート撤去復旧、ロック ボルト打替えを行い、インバートコンクリートも 撤去、復旧の後、鉄筋を設置し覆工コンクリート を復旧した.

#### 参考文献

- 1) 砂金伸治,小出孝明,日下敦,吉岡知哉,岸田展明: 山岳トンネルの地震時挙動と耐震対策に関する研 究報告書,土木研究所資料,No.4358,2017.
- 2) 山本拓治・福原茂: 松尾仙彦, 中原和彦, 亀山好秀, 井上祐一郎: 熊本地震で被災したトンネルの被災状 況と復旧対策, 第45回岩盤力学に関するシンポジ ウム講演集, pp.179-184, 2018.
- 3) 熊本県パンフレットより.
- 4) 日本道路協会: 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】, 2015.
- 5) 林康啓, 今井淳次郎,志賀正延,鈴木雅行:有珠山噴火に伴うトンネル災害復旧,道央自動車道洞爺トンネル,トンネルと地下,375号,Vol.32,No.11,pp.15-24,2001.

# 3. 鉄道トンネルの被害

#### 3.1 概要

九州旅客鉄道 豊肥本線立野トンネル、南阿蘇 鉄道 高森線犀角山トンネルおよび戸下トンネ ルにおいて、被害が確認された.

#### 3.2 九州旅客鉄道 立野トンネル

#### 3.2.1 概要

立野トンネルは豊肥本線立野・赤水間熊本起点 37k637m~37k855m に位置する単線トンネルである. 立野トンネルの位置を図 3-1 に示す.

図 3-2 にトンネルの概要を示す. 側壁部は場所打ちコンクリートであるが, アーチ部はれんが造



図 3-1 立野トンネル位置図

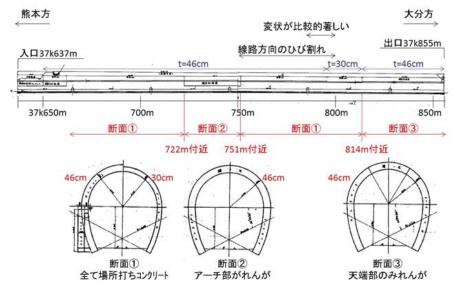


図 3-2 トンネル概要図

の区間と場所打ちコンクリート造の区間がある. 巻厚は30cmと46cmが用いられていると推察される.全体としては当時において一般的な巻厚である46cmが多く用いられている.なお、キロ程37k795m~814m付近についてのみ巻厚30cmが用いられこの区間は比較的よい地質であったことが推察される.

今回調査した箇所の詳細位置図を図 3-3 に示す.トンネル周辺では、豊肥本線が黒川右岸に沿っており、黒川右岸に張り出した尾根部にトンネルが位置している. 地質既往地質図(図 3-4)によると、立野トンネル周辺には、先阿蘇火山岩類に分類される溶岩流など(図 3-4での凡例:PA)、後期更新世の赤瀬溶岩(同:AS)、これらを覆う崖錐堆積物(同:t)が分布するとされる. 踏査した範囲では、安山岩の露頭が確認された.

現地では、地震後に JR 九州により次のボーリング調査が実施されている.

- ・37k780m 付近: 坑内から 3 方向(山側水平, 谷側水平,山側斜め上方)のボーリング
- ・37k790m 付近: 坑内から 3 方向(山側水平, 谷側水平,山側斜め上方)のボーリング
- ・トンネル出口付近:地表から鉛直下向きのボーリング

これらのボーリング調査結果から、トンネルレベル付近には、安山岩の塊状部および自破砕溶岩が確認されている。ただし、37k780m付近の山側水平ボーリング(図3-5)でのみ、火山灰質土(砂質シルト〜砂混じりシルト)や風化を受けた凝灰角礫岩が確認されている。

終点方 50m 程度はトンネル上部が道路(一部は駐車帯)となっており、一部切り土されていると考えられ、土被りが小さくなっている. 道路川側下方の斜面では地震によると考えられる崩壊などの斜面変状が認められる.

#### 3.2.2 被災状況

立野トンネルにおける主な被害は、終点方坑門および終点方坑口部、トンネル坑内37k750m~37k800m、地表部において発生している。以下に各箇所の被災状況を報告する。

#### (1) 終点方坑門部

図 3-6 に終点方坑門部の被害発生状況を示す. 坑門の天端部には構造物 (覆工および坑門)を貫通する幅数十 mm の亀裂 (図 A) が認められる. 坑門の上半部は下半部に対して相対的に終点方に移動している. さらに, 天端の亀裂を境として, 坑門の川側部分は川側へ (図 B), 山側部分は山

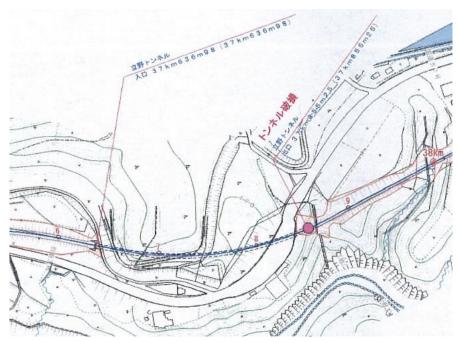




図 3-3 立野トンネル周辺の状況

側へ(図 C) 移動しており、また、天端はやや下がった状態となっている. 川側の坑門と斜面の間には 300mm 程度の隙間が生じている (図 D). その他、切り土部の川側の石積みの土留壁では開口亀裂が生じている (図 E).

# (2) 終点方坑口部

図 3-7 に終点方坑口部付近の被害状況を示す. 天端部の亀裂に沿って,覆工(れんが 4 層)が, 坑門との目地部,輪切り方向のひび割れ,線路方向のひび割れ等で囲まれて剥離し落下している(図 A). また,坑門から 5m 程度範囲には輪切り方向,線路方向のひび割れが複数見られている(図 B,図 C). 起点方を背にして左側の側壁部については,輪切りひび割れにおいてずれが生じており,山側から押されたことにより生じたものと推察される.

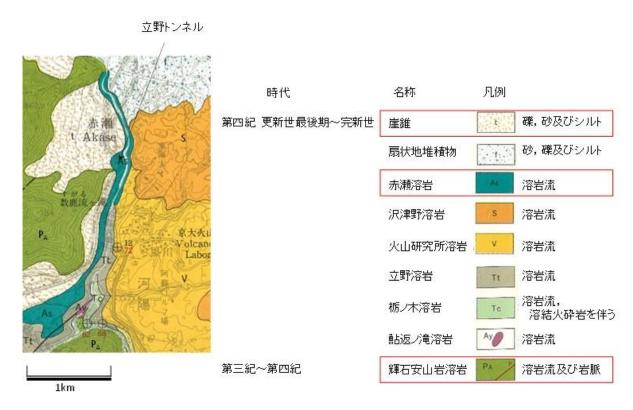


図 3-4 終点方坑門の被災状況 (地質調査所(1985)「阿蘇火山地質図」より抜粋、加筆)

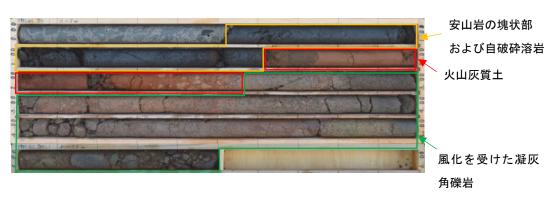


図 3-5 37k780m 付近の山側水平ボーリングのコア (全長 5.5m, 0~0.5m は覆エコンクリート, JR 九州提供資料に加筆)



図 3-6 終点方坑門の被災状況



図 3-7 終点方坑口の被災状況

#### (3) トンネル坑内

図 3-8, 図 3-9 にトンネル坑内(37k750m~ 37k800m)の被害状況を示す. トンネル坑内にお いては、地震により発生したと考えられるひび割 れや覆工の剥離,補修モルタルの剥離が多くみら れた. 37k790m~37k800m 付近においては特に 大きなひび割れが発生している. 周辺には多数の 輪切り方向のひび割れがみられ、37k790m付近 においては, 左右アーチ部付近に発生している水 平ひび割れと,直交している輪切りひび割れ箇所 の交差部付近にて, 左右アーチ部が内空側に約 70mm 程度押し出されている (図 A). また, 水 平ひび割れと斜め輪切り方向のひび割れにより ブロック化している箇所や材料劣化箇所がみら れた (図 B, 図 C). 37k800m 付近においては, 円周方向の目地部と水平方向ひび割れの交点に て覆工補修跡下部より防水シートと思われる材 料が露出している (図 D, 図 E, 図 F). また,

周辺には補修モルタル箇所や材料劣化箇所がみられる.

#### (4) 地表部

トンネル周辺の地表の状況を図 3-10 に,写真を図 3-11 に示す.トンネル上部の地表では,37k650m 付近に位置する林道端部にて,概ね線路に直交する方向に地割れが認められた.また,37k750m の本線左では,大規模な斜面崩壊が認められた.ただし,トンネルの位置からは500m程度の離隔がある.設置してある水路には落石や斜面崩壊に伴う崩積土による.閉塞箇所が確認された.ただし,トンネル坑内において線路方向のひび割れ等が確認された37k750m~790m周辺においては水路に変状は認められず,また確認できた範囲では進行性を伴う地山の変状(地山のすべり等)を示唆する微地形(クラック,はらみ出し等)は認められなかった.

トンネル川側では,国道端部に段差があり,川

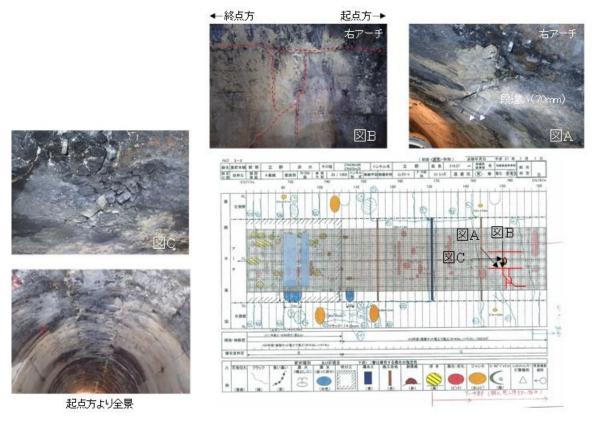


図 3-8 トンネル坑内の被災状況 (37k790m 付近)

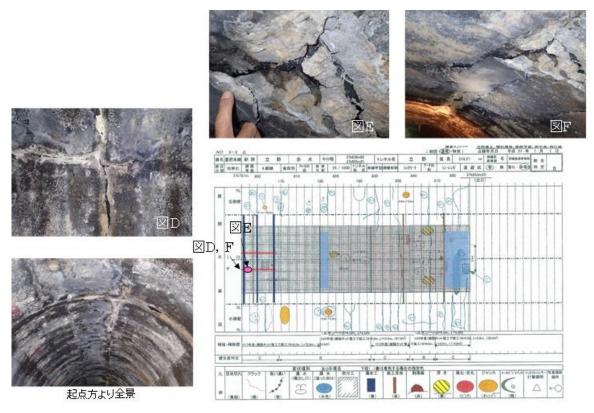


図 3-9 トンネル坑内の被災状況 (37k800m 付近)

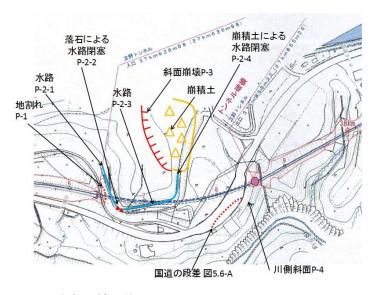


図 3-10 トンネル周辺地表部の被災状況 (37k800m 付近) (※P-〇は図 3-11 に対応している)

側へ沈下していた. 道路より下の斜面では,確認できた範囲では進行性を伴う地山の変状を示唆する微地形は認められなかった.

# 3.2.3 変状現象,変状原因に関する考察

# (1) 終点方坑門および終点方坑口部

終点方坑門および終点方坑口部の変状は, 地震 により坑口付近の斜面が全体として川側へ移動



図 3-11 トンネル周辺地表部の被災状況写真(37k800m付近)(※P-〇は図 3-10 に対応している)

したことに伴い,トンネルが右側(川側)に押されたことによる変状と考えられる.終点方坑門については,土被りがほとんどなく比較的マッシブであることから,上記に加えて慣性力も作用することにより大きな被害が生じた可能性がある.

終点方坑門は、図 3-12 に示すように、天端部でコンクリートが薄くなっている構造であり、かつ、坑門につながる覆工においては、天端部がれんがとなっていることから、天端部が比較的弱い構造となっている. 地震に伴い、坑門が川側に変位するとともに前方にも押し出され、慣性力も加わり、坑門天端部でひび割れが入り左右に分離したものと推察される.

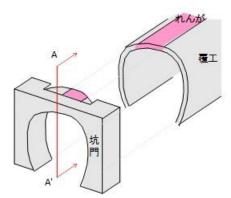


図 3-12 終点方坑口部のれんがの構造

坑門背面のれんがは、図 3-12 に示すように、 坑門の上に積まれた部分と、覆工の上に積まれた 部分とがあるが、これが線路方向につながった構

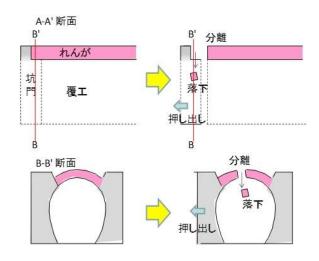


図 3-13 坑門の移動・分離・落下の模式図

造をしている.上述のように、地震に伴い坑門が 川側に変位するとともに前方にも押し出された が、この際に、図 3-13 に示したように、坑門に 積まれていたれんがが坑門に引きずられること により、覆工に積まれていたれんがとの間で破 壊・分離が起き、また、坑門自体が左右に分離し たことから、この部分に積まれていたれんがが支 持を失って落下したことによるものと推察され る.

### (2) トンネル坑内 (37k750m~800m間)

図 3-14 にトンネル坑内終点方の構造,変状と 地質の関係を示す.

トンネル坑内(37k750m~800m間)は,終点

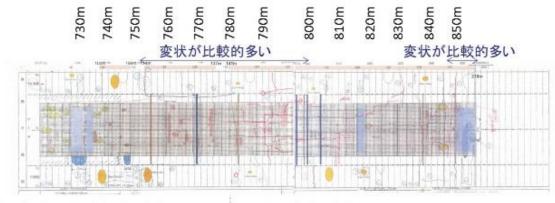
方坑門および終点方坑口部と比較して比較的土被りがある区間であるが、変状展開図によると、多数のひび割れが発生するなど、相対的に大きな変状が生じている.

地質調査の結果によると

- ・780m 付近では SL 上部に自破砕安山岩, SL 下部に火山灰質土, 風化凝灰角礫岩~凝灰角 礫岩
- ・790m 付近では SL 上部に安山岩, SL 下部 に自破砕安山岩

となっているとされ、変状区間は、比較的安定した地山に位置するものの、線路方向に地質が変化している区間に位置している.

また、構造図によると、795m付近から起点方が巻厚 46cm、終点方が巻厚 30cm となっており、この区間において巻厚も変化している. 地表踏査の結果によるとこの区間において地盤が明確に変位した箇所は見られず、この区間でトンネルの変状が相対的に大きい原因を明確にすることは困難であった. しかし、可能性の 1 つとして、780m付近から起点方では安山岩・凝灰角礫岩が分布するのに対して、終点方は主に安山岩が分布しており、この付近には地層の境界がある可能性が考えられる. 地層境界を境としてそれぞれの地層で地震による応答が異なることが考えられ、その結果トンネルの揺れ方が異なり被害が局所的



<安山岩・凝灰角礫岩が分布する区間> <安山岩が分布する区間>

図 3-14 構造,変状と地質の関係

に大きくなった可能性が考えられる.変状の発生 要因が不明確であることから,現在,変状の進行 性の確認がなされている.

#### (3) 地表部

トンネル上部の地表や、トンネルより川側の地表に進行性を伴う変状は認められなかった. 現段階では、進行性の地山の動きによるトンネル変状の発生を示唆する結果は得られていない. このことから、地表からの調査箇所を絞り込むことが困難であるため、トンネル坑内での変状の進行性の有無を今後確認していくことが有効である.

#### 3.3 南阿蘇鉄道

南阿蘇鉄道 <sup>1)</sup>は,熊本県の立野駅(起)から高森駅(終)までの延長 17.7km,10駅を有する第三セクター路線である(図 3-15).

2016年4月14日の熊本地震の前震発生により全線にわたり被害が発生し、全線運休となる. その後、同年6月20日から21日にかけて発生した豪雨により被害が拡大したが、同年7月31日に、被害が比較的軽微だった中松~高森駅間(7.1km)が運転を再開した。南阿蘇鉄道高森線は、立野・長陽間に犀角山トンネルならびに戸下トンネルの2トンネルを有するが、ともに被災した2)-4).

両トンネルは,阿蘇火山の西麓で外輪山を切る立野火口瀬に位置し,阿蘇山から有明海に注ぐ白川の両岸に存在する.立野火口瀬周辺には更新世中期~後期の先阿蘇火山岩類,阿蘇火砕流堆積物,阿蘇火山岩類が分布する400.白川右岸の犀角山周辺には,下位から外輪山を形成する先阿蘇火山岩類,それを覆い立野火口瀬の溶岩台地を形成する立野溶岩と赤瀬溶岩が分布する.犀角山では周辺露頭の観察から立野溶岩が主に分布すると考えられ,一方の犀角山の対岸,すなわち白川左岸の北向山には主に先阿蘇火山岩類の安山岩溶岩, 凝灰角礫岩が分布する2040.

犀角山トンネルが位置する白川の右岸側は,河

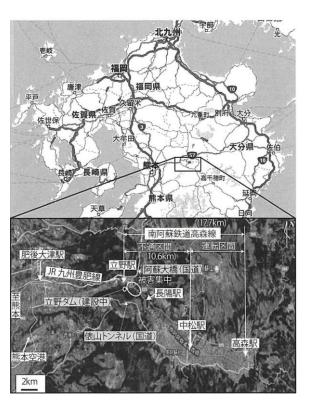


図 3-15 南阿蘇鉄道高森線の位置および 不通区間 (上図は Google map より)

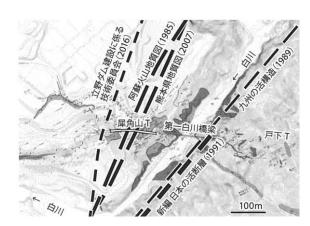


図 3-16 犀角山トンネルおよび戸下トンネル 周辺の地形と断層<sup>2)</sup>

床からの比高が 100 m~150 m 程度の溶岩台地上に位置し、周辺の大地面から約 50 m の高さの北東-南西方向に延びるやせ尾根状を呈する山地である.一方の戸下トンネルが位置する左岸側は、阿蘇外輪山の一部をなす北東-南西方向の尾根を有する山地である(図 3-16).

犀角山付近には布田川断層帯の一部である右

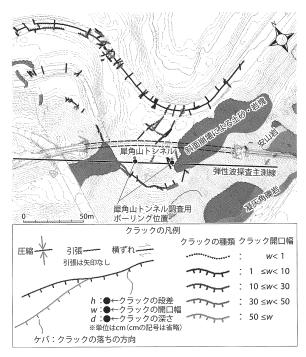


図 3-17 犀角山トンネル周辺の地表踏査結果<sup>2)</sup> (弾性波探査主側線, ボーリング位置を含む

横ずれ断層の北向山断層が分布しており 5, その 方向は概ね付近の白川と調和する方向である.

また、犀角山周辺には図 3-16 に示すように北北東-南南西に伸長する断層が各研究機関などによって推定、確認されている 3),5)-8). 今回の地震においては、国土地理院の航空写真の判読 9)により、布田川断層帯の周辺では地表に亀裂が多く発生していることが分かっている. 今回の調査でも、図 3-17 に示すとおり犀角山周辺の道路において、右横ずれ成分の変位が大きいクラックが多数、確認されている.

表 3-1 犀角山トンネルの諸元 1)

トンネル名	犀角山トンネル
竣工	1928(昭和3)年2月
キ ロ 程	1 K391.72m∼ 1 K516.46m
トンネル延長	124.74m
構 造	構 造:馬蹄形アーチ 避難所:左側,40.24m間隔 覆 エ:コンクリートブロック覆工厚47cm, H形鋼支保工・モルタル吹付け
内空断面	最大幅4.27m, レール面上高さ4.87m(補強により縮小)
平面線形	$R = 290 \mathrm{m} (TCL = 38 \mathrm{m}) \sim R = \infty$
縦断線形	レベル

#### 3.3.1 犀角山トンネル

#### (1) トンネルの概要

犀角山トンネル <sup>2</sup>は延長約 125 m, 単線非電化 断面のトンネルである. 犀角山トンネルの諸元を **表 3-1** に示す.

犀角山トンネルの覆工はコンクリートブロック積みであるが、過去に、トンネル上部の地山を掘削し、立野ダム建設用の工事用道路を建設する計画があったため、コンクリートブロック積みの既存覆工(覆工厚 47cm)の内側に、H型支保工(H-125×125×6.5/9、H-100×100×6/8)およびモルタル吹付け(t=13cm)による補強が行われている。なお、実際には、トンネルの補強工事は行われたものの、工事用道路の計画は変更となっている。

#### (2) 被災状況

地震後の変状展開図を図3-18 に示す(S1~S6 は内空断面計測位置). これより,終点方側に被

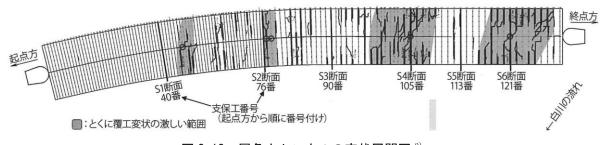


図 3-18 犀角山トンネルの変状展開図 2)

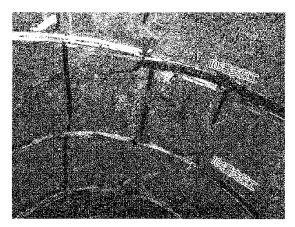


写真 3-1 S4 付近の天端部の変状 2)

害が集中していることがわかる. ひび割れの方向は支保工に沿った輪切り開口ひび割れとともに、白川の方向に平行なひび割れが多く発生している. 特に支保工 105 番支保工および 121 番支保工付近では径間材の座屈など大きな変状が発生している.

105番支保工付近の天端部の変状を写真3-1に示す.非常に幅の大きなひび割れ(150 mm 程度)が多数,同じ方向に発生している.120番支保工付近のアーチ部の変状を写真3-2に示す.鋼製支保工と吹付けコンクリートとの境界で,大きな開口が見られ,支保工間隔が設計より40 mm 程度長くなっている.このような変状は,105番支保工付近および121番支保工付近で顕著である.トンネルが線路方向に引っ張られたことを示唆している.

出口方坑口部から坑外の第一白川橋りょうを 臨む写真を**写真 3-3** に示す.橋りょうに対して橋 台背面地盤およびトンネル坑口部が白川側(写真 右斜め前側)に変位しているため、レールが曲が っている.また、橋台背面地盤が沈下しているた め、まくらぎがトンネルと橋りょうとの間で浮い ている.

3D スキャナにより得られたトンネル内面の座標点群データと図 3-18 中の S3, S4, S6 における内空断面の変形を図 3-19 に示す. 灰色の支保工は, 仮設定した中心線に対して支保工の設計断

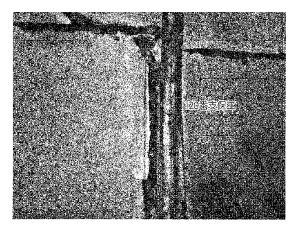


写真 3-2 S6 付近の右側壁部の変状 1)



写真 3-3 出口方坑口部の変位状況 2)

面を描いたもので、黒色のそれは 3D スキャナにより得られた地震後のトンネル内空断面形状である.ここでの中心線は概ね地震前の線形と近いため、側方変位に関しては、図中に記載した数値がおおよその地震による変位となる.側方変位に着目すると、S3 では小さいが S4 から S6 にかけて、出口に近づくにつれ、変位量が大きくなっていることがわかる.変形モードは、トンネルが全体として右側に移動するとともに、水平内空は拡大しており、トンネルが川側に引っ張られて内空が拡大するような変位が発生したことがわかる.

地震によるトンネルの鉛直方向の変位を評価するために、 $S1\sim S6$  断面の天端の鉛直 (z) 座標を整理した。横軸にトンネル出口からの距離、縦軸に S6 を基準とした天端高さの相対値をとり整

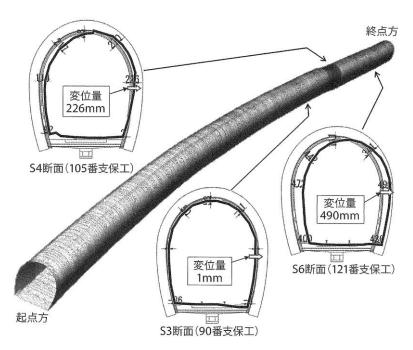


図 3-19 3D スキャナによる内空断面計測結果 2)

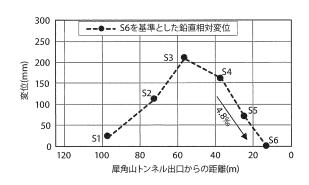


図 3-20 犀角山トンネルの水準測量結果 <sup>2)</sup> (天端の鉛直相対変位)

理したグラフを**図 3-20** に示す. なお, 犀角山トンネルの当初の縦断勾配は全線にわたりレベルである.

同図から入口付近の S1 断面, 出口付近の S6 断面の天端はトンネル中央部である S3 断面の天端よりも相対的に鉛直座標値が 200 mm 程度低い. トンネル中央部の S3 付近から両坑口に向かって沈下している傾向が見られる. 吹付けモルタルの不陸が大きいことなどから, 鉛直座標が必ずしもトンネルの鉛直変位を正確に表していない可能性もあるが, 地震により両坑口側が沈下した

ものと考えられる.

# (3) 地質調査

原因推定および変状の進行性把握のため、地表 踏査をはじめ、ボーリング調査、トンネル底盤の トレンチ調査、弾性波探査を実施した. それらの 結果を以下に概説する<sup>2)</sup>.

- ・犀角山周辺の地表踏査結果, 坑口付近の斜面 崩壊では, 崩落した岩塊が方形のブロックを 呈している. 犀角山トンネルのほぼ直上に位 置する道路には右横ずれ, 相対的に東側が下 がるクラックが多く認められる.
- ・犀角山トンネル直上で2本のボーリング(トンネル底盤より5m程度深い深度まで)とコア観察,岩石試験,PS検層を実施した結果,全層で立野層の安山岩質溶岩が分布していること,割れ目が発達し細片を呈する区間があり,RQDは総じて50を下回っていることを確認した.一部区間ではビットの落ち込みがあり,掘削水の戻りがほとんど無いことから割れ目の多くは開口し,それらは連続していると考えられる.PS検層では深度依存性は認められず,P波速度でおおむね1

km/sec~3 km/sec と非常に低い速度であった.

・終点方約 50m 区間で実施した,路盤を掘削してのトレンチ調査では,立野層の安山岩質溶岩が分布し,断層運動に伴うと考えられる明瞭な変位や鏡肌を呈する割れ目は確認できなかった.

### (4) 被災原因の推定

被害状況及び地質調査の結果より被災原因を推定する.

犀角山トンネル坑内の被害は終点方側に集中しており、覆工のひび割れの方向は支保工に沿った輪切り開口ひび割れとともに、白川の方向に平行なひび割れが目立っている。また、トンネル底盤の割れ目の方向についても白川の流下方向と同様な走向を示す割れ目が目立つ。このことから、犀角山トンネル出口方が斜面傾斜方向である右斜め下方に引っ張られるように変位し、同時に大きな地震動を受けたためと考えられる。

なお、犀角山トンネル終点方に被害が集中した のは、断層変位によるものと考えられるが、今回 の調査では明瞭な断層面は確認できなかった.

#### 3.3.2 戸下トンネル

#### (1) トンネルの概要

戸下トンネルは延長約 900 m の単線非電化断面で、覆工はコンクリートブロック積みである. 戸下トンネルの諸元を表 3-2 に示す.

戸下トンネルの覆工は、コンクリートブロック 積み(覆工厚 23 cm, 47 cm, 62 cm) により構 築されている。

# (2) 被災状況

変状の激しかった起点方坑口(入口)から 65 m までの変状展開図を図 3-21 に示す. 特に入口から 60 m の範囲でひび割れ,剥離・剥落が多く発生している.

写真 3-4 に起点方坑口部において発生した被害を示す. 坑門クラウン部に開口幅約 15 mm の

ひび割れが発生しているほか (**写真 3-4(a)**), 坑口部にひび割れやずれが発生している (**写真 3-4(b)**)

坑内では、入口から 60 m の中でも特に 30 m 前後( $28 \text{ m} \sim 32 \text{m}$  付近)の被害が激しく、ひび割れ、コンクリートブロックの剥落が発生している(写真 3-5)。なお、トンネル深部においても所々でひび割れ等の変状が見られる。

一方,路盤の変状も発生している.集中豪雨後の平成 29 年 7 月の調査では、トンネル入り口から 50m 付近にかけて軌道が冠水しており、特に、20 m $\sim$ 30 m 付近で冠水高さが 10 cm $\sim$ 15 cm 程度と大きかった(写真 3-6). ただし、翌 8 月の調査時には、冠水はごく一部にみられる程度に減少していた.

地震によるトンネルの鉛直方向の変位を評価するため、入口から  $60\,\mathrm{m}$  までの  $5\,\mathrm{点}$  ( $T1\sim T6$ ) の天端鉛直座標を整理した。その結果を図 3-22 に示す。なお、戸下トンネルの当初縦断線形勾配は、入口から  $52.5\,\mathrm{m}$  まではレベル、 $52.5\,\mathrm{m}$  から出口までは 25%である。

トンネル入口より 58 m 入った T5 断面の天端は、トンネル入口付近の T1 断面の天端よりも、相対的に 300 mm 程度高いことがわかる. トンネル表面の不陸やトンネル建設時の施工誤差もあり、鉛直座標が必ずしもトンネルの鉛直変位を正確に表していないと思われるが、地震により入

表 3-2 戸下トンネルの諸元 1)

トンネル名	戸下トンネル
竣工	1928(昭和 3)年 2月
キロ程	1 K 703.29m∼ 2 K606.98m
トンネル延長	903.69m
構造	構 造:馬蹄形アーチ 避難所:左側,40.23m間隔 覆 エ:コンクリートブロック <i>t</i> =23~62cm
内空断面	最大幅4.57m, レール面上高さ5.51m
平面線形	$R = \infty \sim 302 \text{m} (TCL = 37 \text{m})$
縦断線形	レベル(1k755.84m)~25‰(長陽駅側に上り)

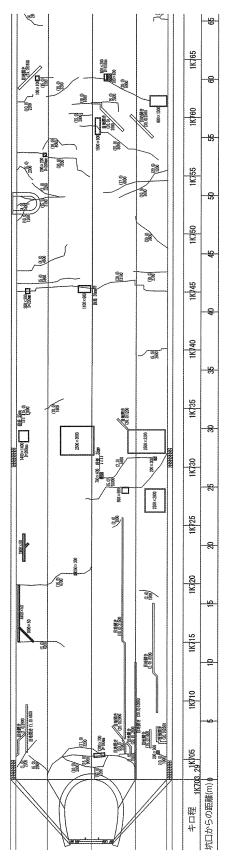


図 3-21 戸下トンネルの変状展開図 <sup>1)</sup> (入口から 65m区間)



(a) 坑門クラウン部に発生したひび割れ



(b)右側アーチのひび割れおよびずれ

写真 3-4 戸下トンネル起点型坑口部の被害

口側が沈下したものと考えられる.

### (3) 被災原因の推定

戸下トンネル坑内の被害は入口から 60 m 付近までの区間に集中しており、覆工のひび割れの方向は輪切り方向の開口ひび割れが多くみられる. 集中豪雨後に実施した調査では、入口から約50m 区間で路盤冠水が確認され、水準測量の結果、レベルの設計である入口から 50 m 区間が入口に向かって落ち込んでいる.

したがって、断層変位に伴い、トンネルが白川側に引っ張られるような挙動を示し、かつ、大きな地震動が作用したため、ひび割れや剥離・剥落、路盤面の沈下が発生したものと推定される.

記事 本節は、文献 1)から不要部分を除いたうえで、ほぼそのまま掲載したものである。



(a) 左側壁のコンクリートブロックの剝落



(b)剝落箇所の拡大

写真 3-5 入口から 30m 前後の被害状況 1)

#### 参考文献

- 1) 岡野法之,川越健,小島芳之,津留恒誉:2016年熊本地震による南阿蘇鉄道のトンネル被害,トンネルと地下,第49巻2号,pp.47-54,2018.2
- 2) 川越健, 岡野法之, 嶋本敬介, 津留恒誉, 石坂岳士, 飯島康夫: 平成28年 (2016年) 熊本地震における南 阿蘇鉄道犀角山トンネルの被害について, 第44回 岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.167-172, 2018.1
- 3) 小野晃司, 渡辺一徳: 火山地質図4 阿蘇火山地質図, 地質調査所, 1985.
- 4) 星住英夫, 尾崎正紀, 宮崎一博, 松浦浩久, 利光誠 一, 宇都浩三, 内海茂, 駒澤正夫, 広島俊男, 須藤 定久: 20万分の1地質図幅「熊本」, 産業技術総合研 究所地質調査総合センター, 2004.
- 5)活断層研究会:新編 日本の活断層-分布と資料-, 東京大学出版会, 1991.

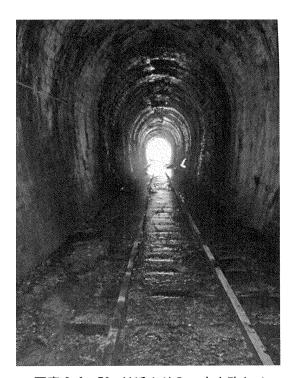


写真 3-6 50m 付近より入口方を臨む 1)

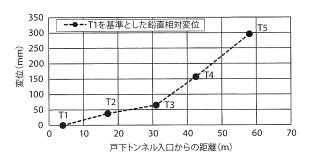


図 3-22 戸下トンネルの水準測量結果 <sup>1)</sup> (天端の鉛直相対変位)

- 6) 九州活構造研究会:九州の活構造,東京大学出版会, 1989.
- 7) 熊本県地質図編集委員会:熊本県地質図,熊本県地質調査業協会,2007.
- 8) 公開資料「九州地方整備局: 立野ダム建設に係る技 術委員会報告書, 2016,
- 9) 国土交通省国土地理院: 平成28年熊本地震に関する情報 (平成28年10月3日17時00分更新版), http://www.gsi.go.jp/common/000145493.pdf (2017.2.13閲覧), 2016

# 4. 導水路トンネルの被害

#### 4.1 概要

震災地域内の水力発電用導水路トンネルのうち,136箇所が震度5弱以上の地震を受けたが、その被害は6箇所であった.これらの被害のうち、震度6強の大規模な斜面崩壊によって導水路が埋没した黒川第一発電所の被害を除くと、導水路トンネルでは、トンネルアーチ部の崩落や一部地表面が陥没した事例が確認された.

#### 4.2 黒川第一発電所の被害事例

黒川第一発電所では、**写真4-1**に示すように山側と川側に導水路トンネルがあった。このうち山側導水路は、震度6強の地震を受けても明確な被害は発生しなかった。一方、川側導水路に関しては、**写真4-2**に示すように大規模な斜面崩壊によって導水路トンネルが埋没した。 導水路トンネルの詳細な被害については、2017年12月現在調査中である。



写真4-1 黒川第一発電所導水路位置図

# 4.3 町田第一発電所の被害事例

町田第一発電所6号トンネルでは、アーチ部が崩壊する事例が確認された。本トンネルは1922年に延長787mで施工され、その断面は幅2.3m、高さ2.5m、巻厚30cmとなっている。対象となる地山は凝灰角礫岩であり、土被りは $20\sim70$ m程度である。

本トンネルにおける代表的な被害として、トンネルアーチ部が幅2.3m, 長さ1.3m程度で崩落した.また、一部区間でトンネル地上部が陥没した.被害発生後に自走式カメラで確認されたアーチ部の被害状況を**写真4-3**に示す.



写真4-2 黒川第一発電所導水路の陥没



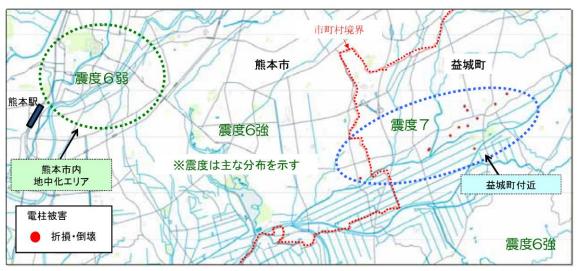
写真4-3 町田第一発電所導水路トンネルの崩落



写真4-4 菊池川第三発電所導水路トンネルの陥没



写真4-5 菊池川第二発電所水圧管路の脱落



※ 熊本市内の地中電線こう長:約100km

図 4-1 配電設備の被害状況

# 4.4 菊池川第三発電所の被害事例

菊池川第三発電所導水路トンネルでは、地表部が陥没する事例が確認された。本トンネルは1918年に延長1,647mで施工され、その断面は幅1.9m、高さ2.0m、巻厚20cmとなっている。対象となる地山は礫混じり火山灰質砂であり、土被りは5~45m程度である。

本トンネルにおける代表的な被害として、地表部が $2.4m \times 4.0m$ の範囲で陥没した。 地表部の陥没状況を**写真4-4**に示す。

#### 4.5 その他の被害事例

水力発電所の設備には,導水路トンネル以外の 地下構造物として水圧管路(コンクリート管)が 配置されている.この水圧管路については,73箇所で震度5弱以上の地震を受けたが,その被害は震度6弱以上の地震を受けた4箇所程度であった.水圧管路の代表的な被害例として,菊池川第二発電所で確認された一部破損(脱落)の状況を**写真4-5**に示す.

また、被災地域内におけるその他の地下構造物としては、熊本市内の地中配電設備がある。被災地域内の配電設備の被害状況を図4-1に示す。図に示すように、震度6弱の地震を受けた熊本市内の地中配電設備に被害はなかった。また、震度7の地震を受け、架空配電設備(電柱等)の被害が集中している益城町、南阿蘇村には地中配電設備自体がなかった。

# 5. 下水道トンネルの被害

#### 5.1 概要

M7.3の本震は、主に布田川断層帯の布田川区間の活動によるものとされている. 震度に関しては、益城町宮園及び西原村小森で震度7が、その周辺域で震度6弱以上の揺れが観測された. なお、本震の発生から約30秒後に、大分県中部でM5.7の別の地震が発生したため、当地域でも震度6弱が観測された. また、本震の約28時間前には、マグニチュード6.5の前震が発生しており、益城町宮園では震度7が観測されていた. このため、益城町宮園では震度7が観測されていた. このため、益城町宮園では震度7を2度観測したことになる. なお、前震は主に日奈久断層帯の高野一白旗区間の活動によるもののとされている.

地震発生後のマグニチュード3.5以上の地震の 発生回数は234 回 (5月11日13時30分時点)であり、非常に活発的な余震活動が継続していた.これは平成7年兵庫県南部地震以降に内陸や沿岸で発生した地震の中で最多である.

国土交通省公表資料(3月14日現在)および災害査定資料,被災路線のテレビカメラ調査報告書,被災路線の管路属性が分かる資料(下水道台帳,図面等),その他分析に必要な地形区分図等を収集し,下水道管路施設の被災状況の整理・分析を行つた.災害査定資料等に基づく被災路線のスパ

表5-1 スパン数と被害延長

	スパン	被災延長			
団 体 名	管きょ被災のみ	人孔被災含む	(km)		
熊本県流域下水道	12	28	1.		
熊本市	1, 209	1, 887	52. 7 1. 1		
宇土市	31	73			
宇城市	15	19	1. 2		
阿蘇市	63	117	2. 3		
御船町	45	60	1.3		
嘉島町	119	172	4.4		
益城町	662	1, 023	22. 4		
合 計	2, 156	3, 379	86. 4		

ン数と延長は、表5-1に示す通りである.

#### 5.2 被害の概要

管径別被災延長を図5-1に示す。被災管路のほとんどが小口径管であり、 $\phi$ 150mm $\sim \phi$ 200 mmが全体の約6割を占める。これは、布設総延長に占める小口径管の割合が高いこと、開削工法の布設割合が多いこと、上被りが比較的浅く液状化の影響を受けやすいこと等に起囚したものと推察される。また、旧熊本市と益城町については、 $\phi$ 800mm $\sim \phi$ 1650mmの中大口径管も被災している。また、被災延長全体の約25%が推進工法区間であり、東日本大震災の被災状況と比べて非常に高い値を示している。特にコンクリート管については、推進工法と開削工法が同程度被災している。

図5-2に推進工法区間の管種・布設年度別被災延長を示す. コンクリート管については, 平成16年耐震指針改訂前に施工された管路の被災延長が大きい. 被害パターン別被災スパン数を図5-3に示す.

表5-2は、国総研下水道管路地震被害データベースに記載してある被災状況のうち、管径1m以上のものを集計した表である.

図5-4は下水道の被災状況図であり,表5-3は各

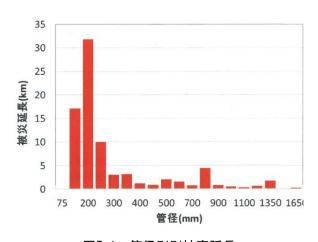


図5-1 管径別別被害延長

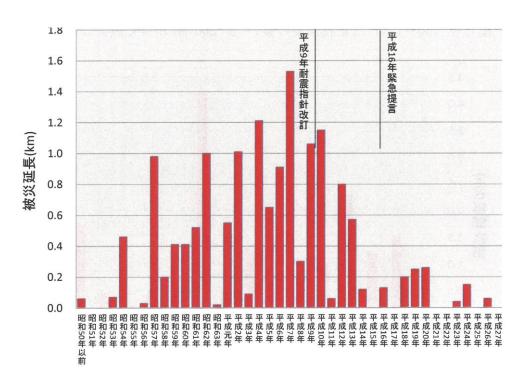


図5-2 推進工法コンクリート区間布設年度別被災延長

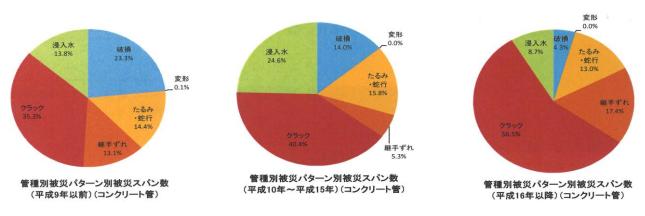


図5-3 被災パターン別被災スパン数

市町村の被害額の概算である.

**写真5-1**と**写真5-2**は益城町における函渠の被 災状況である.

表5-4は、日本下水道事業団から熊本県に依頼して被災データと被災原因を集計したものである。この表をみたら、比較的土質の良いローム台地や火山山麓地でも、ひび割れや破損が生じている。また、土被り5m以上でも被災していることがわかる。さらに、地震の規模の大きかった益城町では、80cm程度の湛水が生じている。

# 5.3 復旧方法

復旧工法の選定にあたっては、まず、目視調査が実施され、管内のたわみやひび割れ状況はTVカメラにより調査されている。対策工法は、管更生工法と管の再布設である。

推進の非開削工法で設置された管の補修は、管 更生工法により補修している.しかし、ほとんど の区間は、開削工法で設置されているため、管の 再布設を実施している.

表5-2 管径1m以上の被災状況

		竣工	延長	土被り(m)		覆工(巻		地質		
施工法	事業者	(年)	(m)	最大	代表	復工(含 厚:cm)	管径	地貝	被害状況	
Y字管注入工	八代市	H11	225.0	9.2	9.2		Ф1100	礫質土	マンホール管 ロクラック、 浸入水	
推進	益城町	1988	99.0	6.97	6.97	RC(10)	Ф1000	粘性土	調査書提出	
推進	益城町	1988	98.1	8.09	8.09	RC(10)	Ф1000	粘性土	調査書提出	
推進	益城町	1988	98.1	8.06	8.06	RC(10)	Ф1000	粘性土	調査書提出	
推進	益城町	1988	79.4	7.7	7.7	RC(10)	Ф1000	粘性土	調査書提出	
部分更生	宇城市	1986	130.0	10.5	10.5	C(16.6)	Ф1000	不明	クラック、侵 入水	
推進	熊本市		911.40	4.96	4.57	ヒューム管	φ1350	不明	継手のずれ、 クラック、侵 入水	
推進	熊本市		254.53	6.50	6.40	ヒューム管	φ1200	不明	クラック	
開削	熊本市		230.10	11.42	11.40	ヒューム管	φ1650	不明	継手のずれ	
推進	熊本市		137.65	6.16	6.14	ヒューム管	φ1350	不明	継手のずれ、 クラック、侵 入水	
開削	熊本市		50.22	0.63	0.62	ヒューム管	φ1200	不明	クラック	
開削	熊本市		46.46	0.64	0.63	ヒューム管	φ1200	不明	クラック	
開削	熊本市		31.70	5.20	5.20	ヒューム管	φ1500	不明	クラック、侵 入水	
開削	熊本市		42.83	5.20	5.10	ヒューム管	φ1500	不明	クラック、侵 入水	
開削	熊本市		34.10	2.96	2.84	ヒューム管	φ1100	不明	クラック、侵 入水	
推進	熊本市		187.65	6.09	6.01	ヒューム管	φ1350	不明	クラック、侵 入水	
推進	熊本市		177.53	6.04	5.99	ヒューム管	φ1350	不明	クラック、侵 入水	
推進	熊本市		138	5.94	5.9	ヒューム管	φ1350	不明	継手のずれ、 クラック、侵 入水	
推進	熊本市		124	7.67	7.62	ヒューム管	φ1350	不明	継手のずれ、 クラック、侵 入水	
推進	熊本市		44	7.67	7.65	ヒューム管	φ1350	不明	クラック、侵 入水	
開削	熊本市		50	2.96	2.92	ヒューム管	φ1200	不明	継手のずれ	

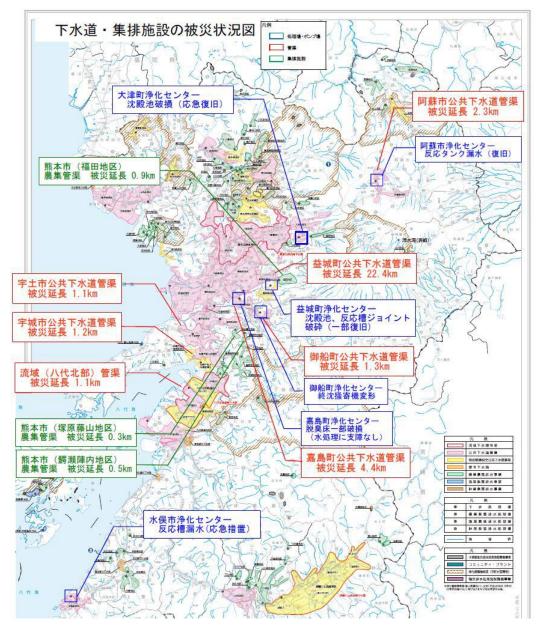


図5-4 被災状況図

表5-3 各市町村の管渠被害概算額

		現在の状況 H28. 9. 2(10次査定終了時点)							
市町名等	被災額 (百万円) 対応状況								
県流域 (八代北部)	21	総延長14.9km 2次調査実施 5/1~ 5/26 8.3km 被災延長 1.1km							
宇土市	90	総延長144.5km 2次調査実施 5/9~ 5/26 5.4km 被災延長 1.1km							
字城市	64	総延長188.9km 2次調査実施 5/9~ 5/26 3.8km 被災延長 1.2km							
阿蘇市	318	総延長68.4km 2次調査実施 4/29~ 5/26 3.9km 被災延長 2.3km							
御船町	112	総延長72.4km 2次調査実施 5/1~ 5/26 2.1km 被災延長 1.3km							
嘉島町	440	総延長51.4km 2次調査実施 5/3~ 5/26 12.7km 被災延長 4.4km							
益城町	2,583	総延長168.6km 2次調査実施 4/29~ 5/26 36.7km 被災延長 22.4km							
(合計)	3,628								









写真5-1 管渠の被災状況



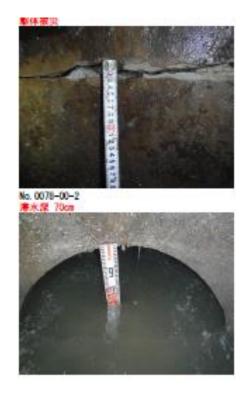


写真5-2 管内の被災状況

表5-4 被害状況 (アンケート結果)

	管	路諸元デー	-タ			被旨	<b>ミデ</b>	ータ							
市町名(地区名)	管径 (mm)	管種	延長 (m)	人孔深 (m)	上流管 路きょ 土被り (m)	破損	変形	たるみ・蛇行	継手ずれ	クラック	浸入水	取付管突出・接合不良	人孔 滞深 (上側) (cm)	上流人 孔 浮上量 (cm)	微地形分類
(1 (1) <del></del>	"T		~	~	▼	~	¥	¥	Ψ.	7	₩.	Ψ.	~	~	<b>*</b>
八代市			225.00	10.24	9.04					1	1		0	0	海岸低地
熊本市			230.10	13.69	11.89				1		1		0	8	後背湿地
熊本市			185.76	7.19									_	6	後背湿地
熊本市		ロンクリート管		7.39									_	10	後背湿地
熊本市		ロンクリート管		7.43	_								_		後背湿地
熊本市		ロンクリート管		7.20									_	18	後背湿地
熊本市		ロンクリート管		7.34									_		後背湿地
熊本市			914.60	6.31						1	1		_		後背湿地
熊本市			254.67	7.36		1				1			_	15	後背湿地
熊本市		ロンクリート管		7.64	_	1							_		後背湿地
熊本市	1200	ロンクリート管	118.82	7.64	_	1							_	_	後背湿地
熊本市	1350	ロンクリート管	137.65	7.75	_						1		_	_	後背湿地
熊本市	1500	ロンクリート管	31.70	6.70	_						1		_	_	ローム台地
熊本市	1500	ロンクリート管	42.83	6.68							1		0	0	ローム台地
熊本市	1100	ロンクリート管	34.10	2.83	_						1		_	_	ローム台地
熊本市	1200	ロンクリート管	46.46	1.84	_					1			_		ローム台地
熊本市	1200	ロンクリート管	50.22	1.83	_	1			1					_	ローム台地
熊本市	1200	ロンクリート管	49.50	2.76	-				1				1	_	ローム台地
宇城市	1000	コンクリート管	130.00	10.89	9.36					1	1				干拓地
益城町	1000	ロンクリート管	99.01	8.07	6.97	1			1	1			_	0	火山山麓地
益城町	1000	ロンクリート管	98.10	7.99	6.89	1				1			70	0	火山山麓地
益城町	1000	コンクリート管	98.10	7.93	6.83	1				1			86	0	火山山麓地
益城町		コンクリート管		7.22	6.12	1							95	0	火山山麓地

#### 5.4 原因分析とまとめ

推進管が布設されている土層は,疑灰質シルト(シラス)が介在したシルト質粘土層であり,液状化による管路の浮き上がりは考えにくい.

人孔の浮上(**写真5-1**)管路の被害が管の入口付近に集中していることから,マンホール周辺の埋戻し部の沈下(締固め不足),地震時のマンホールと管きょの応答の違い,地震時の埋戻し上と周辺地山の応答の違いが,被災の要因と推察される.また,推進立坑の標準寸法と円周方向クラック発生位置の関係より,クラックは立坑土留矢板の前後に概ね位置することから,クラックの発生には推進坑口部の存置矢板や空伏基礎(コンクリート基礎)により拘束された管きょと,拘束を受けな

い立坑前後の管きょが異なる動きをするという 要因が影響した可能性がある.また,推進立坑の 標準寸法と円周方向クラック発生位置の関係よ り,クラックは立坑土留矢板の前後に概ね位置す ることから,クラックの発生には推進坑口部の存 置矢板や空伏基礎(コンクリート基礎)により拘 束された管きょと,拘束を受けない立坑前後の管 きょが異なる動きをするという要因が影響した 可能性がある.

記事:本報告は、国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究室(平成29年5月31日)によりまとめられた平成28年熊本地震における下水道管路施設被災の特徴と対策の報告書を要約し取り

まとめたものである. 表5-2は土木学会から日本下水道事業団にアンケート調査を依頼し、日本下水道事業団から熊本県に依頼して、管径1m以上の被災データと被災原因を集計したものである. また、表5-3の被災データは、国総研下水道管路地震被害データベースに記載してある被災状況のうち、管径1m以上のものを集計した表である.

#### 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究室: 平成28年熊本地震における下水道管路施設被災の 特徴と対策,平成29年5月31日
- 2) 森裕:熊本県土木部道路都市局:熊本地震による下水道施設における被害と対応についてwww.zenken.com/kensyuu/kousyuukai/H28/628/628\_mori.pdf

# 6. 通信トンネルの被害

#### 6.1 概要

2016年4月14日,16日に発生した熊本地震によりNTTの地下管路についても多数の被害が発生している.本稿では熊本地震により被害を受けた通信埋設管の被害分析を報告する.

熊本地震の発生後,地下管路区間に対しては,被害状況の把握を目的として述べ700km以上に及び,テストピースによる管内空間の正常性確認試験と管内検査カメラによる点検が実施されている.現在(H29年3月時点),地下管路の補修に関しては道路の復旧と合わせた設備の機能回復を順次実施している状況のため,被害モードの把握等の詳細な分析を実施するためのデータは十分には揃っていない.そのため本稿では,詳細な被害分析ではなく,地震動指標や管路の属性等のパラメータごとの被害傾向を示し,熊本地震による被害を受けた通信用地下管路の特徴について検討する.

# 6.2 被害の概要

地震被害については、管内検査カメラの点検結果を基に集計した。腐食による通過不良等、明らかに地震被害ではない不良は地震被害から除外し、地震による影響を受けたと考えられる事例のみを地震被害として集計している。なお点検は震度7が観測された益城町、西原村及び震度階が6

強となるエリアを中心に実施している. 地震動分布はK-NET, KiK-net観測点データ<sup>1)</sup>, 気象庁観測点データ<sup>2)</sup>等の観測点データを用い, Simple Kriging法により250mメッシュごとの地震動強さを推定した. 本節の集計においてはMH-MH間の1スパンを集計単位とした.

図6-1、図6-2、図6-3にそれぞれ震度階ごと、 計測震度ごと、微地形区分ごとの被害率を示す. 震度階ごとでは震度7の被害率が卓越しているこ とが分かる.これらは益城町と西原村の一部に存 在している地下管路設備が該当し,他の震度階と 比較して被害率は極端に大きい. 計測震度ごとの 被害率も同様に6.3を超えると被害率が卓越する という傾向が得られた. 微地形区分ごとの被害率 からは, 軟弱地盤とされる後背湿地の被害率が卓 越している. 熊本地震の特徴としては後背湿地と 比較して良好と考えられる火山山麓地や扇状地, 自然堤防で被害率が大きくなっている.被害有設 備の内これらの微地形区分は益城や阿蘇に集中 している. 益城では阪神大震災と同等の強震が観 測されており3)、阿蘇においては広域で地盤変状 が確認されている. 以上のことから、今後は微地 形区分だけでなく他のパラメータを組み合わせ た詳細な分析を基に被害要因を明らかにしてい く必要がある.図6-4は亘長ごとの被害率である. 亘長とは管路に接続するMH-MH間の距離であ

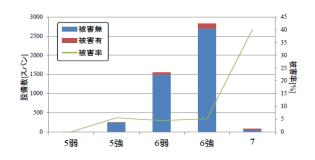


図6-1 震度階ごとの被害率

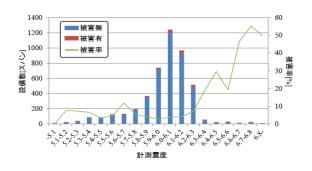


図6-2 計測震度ごとの被害率

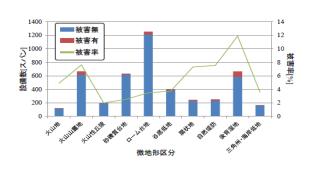


図6-3 微地形区分ごとの被害率

り、この値が大きな程、被害率が大きいことが分かる.これは東日本大震災の際に確認された傾向と同様である4.次に管路の継手種別による被害率を確認する.NTTの地下管路はMH-MH間を複数条の管路で結合して構成されている.多い箇所では数十条以上の管が単一のMH-MH間に存在している.また、同一区間であっても継手種別が異なる管が混在して存在していることは一般的である.震災後の管路点検においては全ての条数

の点検を実施することは現実的でないため、単一区間に対しては優先順位を定め限られた条数のみの点検を実施している.そのため最終的な継手種別ごとの被害数は開削補修工事の状況を確認することでしか判明しない.そのため本稿においては現時点で判明している点検結果を基に被害率を算出する(点検未実施管の被害は被害有と集計されない).図6-5は被害が確認されている継手種別の内訳であり、図6-6が継手種別ごとの被害率である.被害の内訳を確認すると、脆弱とされる鋼管ねじ継手とV管接着継手の被害が全体の86%と大多数を占めることが分かる.

図6-6の被害率からもこれらの継手の被害率 はそれ以外の継手の被害率と比較しても相対的 に大きいことが分かる.

#### 6.3 まとめと今後の課題

本稿では熊本地震の被害を受けたNTTの地下 管路の概況を報告した.被害率を算出した所,地 震動強さに関してはある一定までの地震動強さ の場合、被害率に大きな差異は確認されず、一定 以上の地震動強さになると被害率が極端に大き くなることが明らかとなった. 微地形区分に関し ては被害が集中しているエリアにおいては火山 山麓地, 扇状地が多く存在していることから, こ れらの微地形区分の被害率が大きくなったと考 えられる. 地域的な要因か微地形区分による要因 であるかは今後の検討課題である. 管路の亘長や 継手種別については、従来の知見通りである被害 傾向が得られた. 今後は, 地震被害を受けた地下 管路区間の開削補修工事の状況を確認すること による詳細な被害モードの把握, 微動計測等の現 地調査,現地調査により得られたデータを基にし た地震被害の再現解析を実施予定である.

記事:本報告は、文献<sup>4</sup>NTTをほぼそのまま掲載 したものである.



図6-4 亘長ごとの被害率

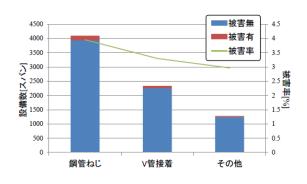


図6-6 継手種別ごとの被害率

#### 参考文献

1) 気象庁: 主な地震の強震観測データ

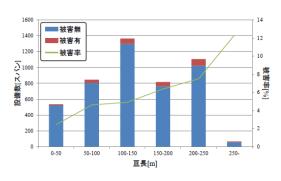


図6-5 被害が確認されている継手の内訳

(http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshi n/jishin/index.html)

- 2) 防災科学技術研究所:強震觀測網K-NET, KiKnet(http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/)
- 3) 庄司ら: 東北地方太平洋沖地震の作用を受けた通信 埋設管の被災分析, 2016土木学会第72回年次学術 講演会(平成29年9月)-194-I-097
- 4) 若竹雅人,張秋松,末富岩雄,鈴木崇信:熊本地震による被害を受けた通信埋設管の概要について, 2016土木学会第72回年次学術講演会(平成29年9月)-193-I-097

### 7. まとめ

#### 7.1 トンネルにおける地震被害の概要

平成28年(2016年)熊本地震でトンネルが受けた被害には、次のようなものがあった.

道路トンネルでは、俵山トンネルにおいて覆工の崩落、支保工ならびにインバートの変状が確認された。これらの変状が生じた箇所では、施工時に断層が確認されており、この断層が地震により影響を受けて変状原因となったことが推定される。また、南阿蘇トンネルでは、圧ざ、ひび割れ等が確認された。当該トンネルの変状区間では、施工時の記録から湧水が確認されており、この湧水により軟弱化した背面地山が素因として存在し、そこに地震動が誘因として作用して変状を生

じたことが考えられる.

鉄道トンネルでは、九州旅客鉄道株式会社が管理する立野トンネルにおいて種々のひび割れ、覆工ならびに補修モルタルのはく離が発生した.また、地表部において線路に直交する方向に地割れが認められた.一方、南阿蘇鉄道株式会社が管理する犀角山トンネルおよび戸下トンネルでは、覆工のひび割れ以外に支保工の座屈も確認された.

導水路トンネルでは、黒川第一発電所において 大規模な斜面崩壊により導水路トンネルが埋没 した.また、町田第一発電所では、アーチ部の崩壊が確認され、一部区間において地上部の陥没が 確認された.地上部の陥没は、菊池川第三発電所 においても確認された.

通信トンネルでは、被害の有無を震度、微地形 区分、亘長、継手種別のそれぞれの観点から整理 した.

#### 7.2 被害要因に関する考察

トンネルは、従来から耐震性に富む構造物といわれているが、過去の震災事例の調査結果に基づく分析結果から、①地震規模が大きく、②地震断層面からの距離が近く、③特殊条件が介在すれば、トンネルも地震の被害を受けることが報告されている<sup>1)</sup>. なお、ここでの特殊条件には、坑口部での斜面災害や地震断層といった地形・地質条件が含まれている.

平成28年(2016年)熊本地震は,布田川・日奈 久断層沿いに震央が集中しており、マグニチュー ド6.5、最大震度7の前震が発生した後、2日後に は同地域を震源とするマグニチュード7.3、最大 震度7の本震が発生した.当該地震の特徴として、 2度にわたって震度7を観測している点が挙げら れる.なお、地震による被害は上記の布田川断層 沿いにおいて顕著である.

# 7.3 今後に向けた提言

本特別小委員会における活動を通じ、今後の トンネルの計画・設計、施工、維持管理に向け て、以下のような提言をとりまとめた.

トンネルの計画・設計においては、地すべり地形や不良地山を回避したルート選定、掘削時だけでなく、長期的な構造安定性の観点に基づくインバートのより積極的な採用や剛な支保構造の採用が望まれる.なお、インバートの設計においては、経済性の観点から掘削断面を小さくするため曲率半径が大きくされがちであるが、今回のような路盤変状を踏まえると、その曲率をより円形に近い形状とする配慮が必要な場合もあると考えられる.特に、新幹線や高速道路等の重要幹線、路線は災害時の復旧に極めて重要な役割を果た

すことを踏まえ,活断層との位置関係を評価する など,上記に配慮すべきものと考える.

トンネルの施工においては、地山が脆弱な区間での被害がみられたことから、そのような区間では、万が一覆工に破壊が生じたとしても大規模な覆エコンクリート塊の崩落を防ぐために、覆工をRC覆工やFRC覆工とする等、長期的な維持管理を念頭においた施工が重要である。また、覆工施工時における欠陥(巻厚不足、空隙、コールドジョイント、鉄筋被りの不足等)の排除はもちろん、坑口部、坑門工の設計における斜面不安定化に対する配慮の徹底が必要である。また、開削トンネルの施工においては、周辺地盤の適切な評価に基づき、地盤強度が不足する場合には地盤改良の必要性ついて検討する必要がある。

トンネルの維持管理においては、覆工の既変状や構造欠陥が大規模地震時の被害を拡大する恐れがあることを踏まえ、継続的かつ確実な変状対策工の施工が望まれる.

また,トンネル構造物だけでなく,トンネル前後の坑口斜面や開削トンネル上部の地盤についても,軽微な変状が地震時の地山崩壊につながることを踏まえ,必要に応じた観察・計測の実施が有効といえる.大規模地震時におけるトンネルの被害を軽減するためには,日常の維持管理を確実に遂行することが最も重要かつ合理的であることを提言したい.

以上,熊本地震の被災事例を元に,計画・設計,施工,維持管理の観点で様々な提言を行ったが, その主旨はこれまでの地震被害で得られた教訓 と変わるものではないことを述べ,本小委員会の まとめとしたい.

#### 参考文献

1) 朝倉俊弘, 志波由紀夫, 松岡茂, 大矢敏雄, 野城一 栄: 山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム, 土 木学会論文集No.659/III-52, pp.27-38, 2000 年 9 月.

# 謝辞

本報告書の執筆にあたり,各種データをご提供いただいた,日本下水道事業団 畑田正憲氏,日本電信電話株式会社 田中 実氏,東京電力ホールディングス株式会社 森岡宏之氏,九州電力株式会社 白石貴司氏にこの場を借りて厚く御礼申し上げる次第である.また,文献提供にご協力いただいた日本電信電話株式会社 若竹雅人氏に感謝の意を表す.