

道路政策の質の向上に資する技術研究開発  
成果報告レポート  
No. 17-4

研究テーマ

道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・  
補強技術に関する研究開発

平成20年7月

研究代表者：大阪大学大学院教授 常田 賢一  
共同研究者：大阪大学大学院准教授 小田 和広  
(株)建設技術研究所大阪支店次長 中平 明憲

新 道 路 技 術 会 議

# 目 次

概要	1
第1章 はじめに	3
1.1 研究の背景	3
1.2 研究の目標	3
1.3 研究の体制	3
第2章 道路盛土の被害特性と危険度評価に関する研究	4
2.1 縦断・横断の両方から見る盛土の被害形態	4
2.2 震度階に応じた盛土の段差量	7
2.3 中山間部の道路の通行止め箇所率	7
2.4 震度階に応じた道路施設の被害内容と程度	8
2.5 盛土のすべり破壊に係わる要因	9
2.6 盛土のすべり破壊の追加危険度評価法	10
第3章 道路盛土の性能評価に関する研究	12
3.1 レベル2地震動に対する盛土の性能設計、性能管理	12
3.2 盛土の段差高と車両の走行性	13
3.3 盛土の性能評価基準	14
3.4 盛土の段差の復旧水準を考慮した管理・運用	16
第4章 道路盛土の変形の予測に関する研究	17
4.1 改良O型ニューマーク法による盛土のすべり変状の予測	17
4.2 極限解析法による盛土のすべり変状の予測	21
4.3 遠心載荷模型振動実験による盛土のすべり変状特性	22
4.4 強制変位入力による盛土の縦断線形の変状予測	24
第5章 性能を考慮した耐震強化・補強の設計理念に関する研究	25
5.1 盛土のすべり破壊制御	25
5.2 盛土の縦断線形円滑化	26
第6章 性能を考慮した耐震強化・補強法に関する研究	27
6.1 補強土の天端補強によるすべり破壊制御	27
6.2 剛性、強度増加の天端補強によるすべり破壊制御	29
6.3 遮断構造補強によるすべり破壊制御	31
6.4 のり尻補強構造によるすべり破壊制御	33
6.5 変断面補強構造による縦断線形円滑化	37

6.6	補強土補強構造による縦断線形円滑化	38
6.7	性能設計と仕様設計の経済性の差異	38
第7章	まとめ	40
7.1	研究活動の履歴	40
7.2	道路政策への提案と展望	42
発表論文一覧		43
付属資料		47

# 研究 成 果 概 要

平成17年度採択分  
平成20年07月31日作成

---

---

**研究課題名** 道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発  
**研究代表者及び共同研究者**

- ・研究代表者氏名(ふりがな) 常田賢一(ときだけんいち)
- ・共同研究者氏名(ふりがな) 小田和広(おだかずひろ)
- ・共同研究者氏名(ふりがな) 中平明憲(なかひらあきのり)

**所属研究機関・役職(研究代表者)** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授

---

---

## 【研究の概要】

地震時の道路ネットワークの安全性や信頼性向上を目的として、道路盛土の性能の評価方法、評価基準および性能に基づく耐震強化・補強技術の解明のために、現地調査、室内実験、野外実験および数値解析等、多岐に渡る研究開発を実施した。

その結果、道路盛土の性能評価の設計概念を提示するとともに、その実現のために性能の評価基準、変形量の予測法、さらに具体的な耐震補強・耐震補強方法の適用性を明らかにし、今後の道路盛土の耐震性を考慮するための性能設計の方向性を記した。

【キーワード】道路盛土、レベル2地震動、性能設計、数値解析法、耐震強化、耐震補強

## (研究開始当初の背景・動機)

新潟県中越地震では盛土被害が多数発生し、社会的・経済的に大きな影響を及ぼした。しかし、従来から盛土の耐震性能は明確ではなく、耐震性能を考えた耐震強化(事前対策)および耐震補強(事後対策)の取り組みは遅れているのが実情であり、道路盛土の性能評価法および経済的な耐震強化・耐震補強工法の開発が緊要であった。

## (研究の目的)

本研究開発では3つの研究開発目標を掲げ、経済的かつ耐震性能を考えた盛土等の耐震強化・耐震補強方法の研究開発を目指した。

目標1:道路機能を考えた盛土等の耐震性能の評価手法および耐震強化・耐震補強の基本概念の提示

目標2:車道部分を保持する盛土の耐震強化・耐震補強の設計法と施工法【すべり破壊制御工法】の提示

目標3:盛土の異種構造との境界部において縦断線形を急変させない耐震強化・耐震補強の設計法と施工法【縦断線形円滑化工法】の提示

## (研究の方法)

本研究開発では実地震(2004新潟県中越地震,2007能登半島地震等)の現地調査・資料収集および分析、室内実験(遠心実験,振動台実験,静的実験,野外実験)の実施、数値解析法の開発である。ここで、数値解析、振動台実験、静的実験は保有施設で実施し、遠心実験、野外実験の計測業務は外注によった。

## (研究の主な成果)

(1)盛土のマクロ危険度評価法の提示

- (2)盛道路盛土の被災直後の通行機能を考慮した耐震性能基準(案)の提示  
 (3)すべり破壊制御の設計概念の提示(図-1)および適用性の検証

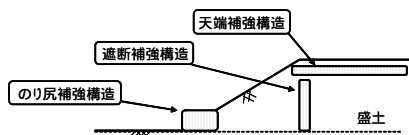


図-1 すべり破壊制御工法の設計理念

- (4)縦断線形円滑化の設計概念の提示(図-2)および適用性の検証

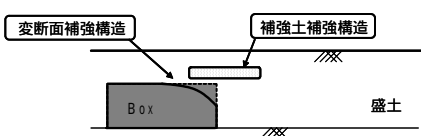


図-2 縦断線形円滑化工法の設計理念

- (5)室内実験によるすべり破壊メカニズムの解明(図-3)



図-3 遠心実験によるすべりの再現

- (6)改良O型ニューマーク法の提示(図-4)

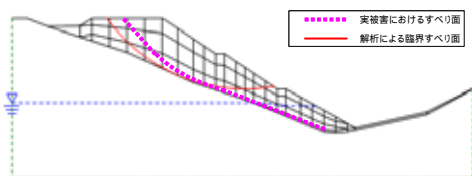


図-4 実被害盛土の変形予測：改良O型ニューマーク法

- (7)極限解析法の提示(図-5)

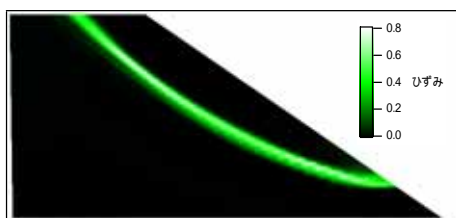


図-5 極限解析法によるのり尻補強効果の検証

(研究の主な成果)

- 1)張 至鎬・常田賢一・小田和広・中平明憲：すべり破壊制御の設計概念による道路盛土の耐震強化・補強工法に関する

遠心模型実験，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.7，2007.7

- 2)小田和広・常田賢一・中平明憲・江川祐輔・谷村浩輔：道路盛土のすべり破壊に対する耐震性および耐震補強効果の解析的評価，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.8，2007.7

- 3)常田賢一・小田和広：地震時の道路盛土の段差被害に対する性能規定型の道路管理・運用，第27回日本道路会議，一般論文(口頭)発表，No.20082，pp.1-2，2007.11

- 4)常田賢一・林 健二：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第43回地盤工学研究発表会，No.964，2008.7

- 5)常田賢一・小田和広・山本 剛・上田幸一・中平明憲・横田善弘・竜田尚希・関口陽高：盛土の天端一体化工法に関する現場実験，第43回地盤工学研究発表会，No.783，2008.7

(今後の展望)

本研究開発の進捗、成果により、道路盛土の性能規定型の耐震強化・補強に関して多様な知見が得られ、将来の具体的な設計法あるいは工法の研究開発の可能性が提示された。今後、以下の課題の一層の解決、展開が必要である。

- (1)盛土の動的特性および設計地震動  
 (2)盛土の危険度評価方法  
 (3)盛土の耐震性能評価方法  
 (4)性能規定型の耐震強化・補強工法  
 (5)盛土の耐震性向上の導入・普及  
 (道路政策の質の向上への寄与)

将来の地震が危惧される中、道路盛土に対して性能規定型の耐震強化および耐震補強、さらに道路管理を促進することにより、地震に強い、安全、安心な道路ネットワークへの質的向上が可能となる。

# 第1章 はじめに

## 1.1 研究の背景

2004年10月の新潟県中越地震（以下、中越地震と呼ぶ）では、地方山間部を中心として道路盛土に多数の被害が発生した。同地震により国土交通省および新潟県が管理する国道の77箇所で通行止めとなったが、その原因の約6割が盛土の沈下、段差および崩壊に起因しており、橋梁の損傷によるものは約2割であった。このような状況を鑑み、筆者らは道路盛土の耐震性向上の必要性を提示したが<sup>1)2)</sup>、2007年3月の能登半島地震（以下、能登半島地震と呼ぶ）でも同様な道路盛土被害が多数発生するに至り、道路盛土の耐震性向上の方向性の明確化、さらに耐震対策の早期実施の重要性が再認識させられた。

このように、特に中山間部における道路盛土の地震被害が顕在化しているが、橋梁と同様に道路ネットワークを構成する道路盛土においても、その重要度や震災時の影響度に応じた「耐震設計、耐震補強あるいは管理・運用（以下、耐震性の向上・確保と呼ぶ）」が必要である。しかし、道路盛土の耐震性の向上・確保は、その復旧の容易性といった認識により、積極的には取り組まれていないのが実情である。さらに、道路盛土の耐震性の評価方法についても、道路土工指針<sup>3)</sup>に規定があるものの、特にレベル2地震動といった強い地震動に対する設計法は明確ではない。また、近年の盛土の耐震補強工法の一つとされるジオテキスタイルによる補強土でも、設計の基本姿勢は震度法による安全率

を設計理念とする安定性評価に止まっている<sup>4)</sup>。

従って、橋梁と異なり、道路ネットワークにおいて延長が長いあるいは箇所が多い道路盛土について、特に、強い地震動に対する耐震性の向上・確保を効果的かつ経済的に実施するためには、道路に要求される機能、つまり交通機能あるいは車両の走行性を考慮した、いわゆる性能規定型の設計法等の具体化が緊要である。

## 1.2 研究の目的

本研究開発では、次の3つの研究開発目標を掲げ、経済的かつ耐震性能を考えた盛土等の耐震強化方法および耐震補強方法の研究開発を目指した。

- 目標1：道路機能を考えた盛土等の耐震性能の評価手法および耐震強化・耐震補強の基本概念を提示すること
- 目標2：車道部分を保持する盛土の耐震強化・耐震補強の設計法と施工法【すべり破壊制御工法と呼ぶ】を提示すること
- 目標3：盛土の異種構造との境界部において縦断線形を急変させない耐震強化・耐震補強の設計法と施工法【縦断線形円滑化工法と呼ぶ】を提示すること

## 1.3 研究の体制

本研究は平成17～19年度の3箇年で実施したが、研究に関わった主要な機関と役割は図-1.3.1の通りである。研究代表者、共同研究者および特任研究員を構成員と

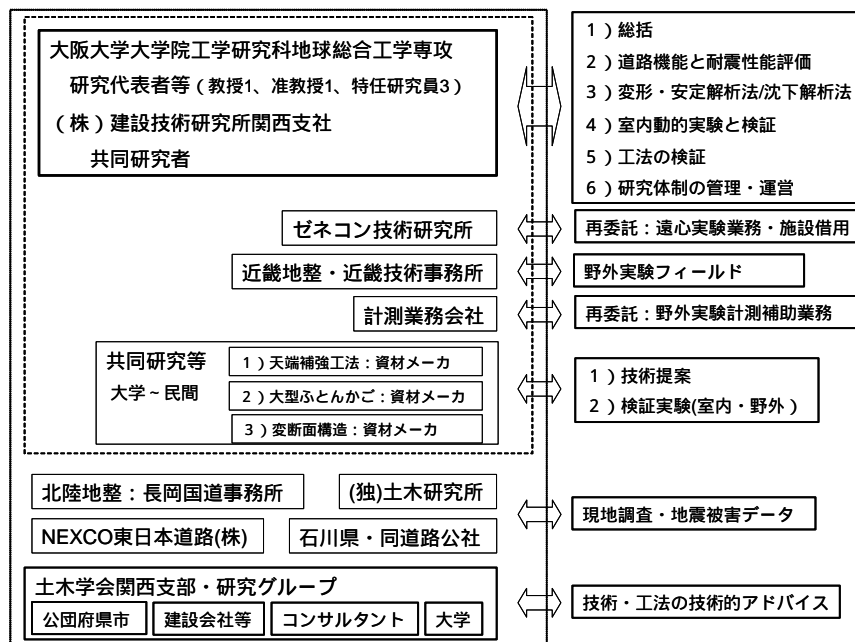


図-1.3.1 本研究の実施に関わった機関と役割

する大学と民間機関の共同研究者が研究の総括的な役割を担い、研究計画、研究運営を行うと共に、地震被害の調査・分析、性能評価手法の提案、数値解析手法の開発・適用性検証、保有する振動台等の施設による実験、解析を実施した。また、研究遂行上、遠心実験によるデータ収集・施設の借用および野外実験の計測・データ収集の補助的業務を、それぞれゼネコンの研究所および計測会社に再委託し、研究の効率化を図った。

さらに、研究遂行上必要とされた地震被害調査では、北陸地方整備局および同長岡国道事務所（中越地震）、東日本高速道路（株）（中越地震、2003年宮城県北部地震）、石川県・同道路公社（能登半島地震）および（独）土木研究所の協力を得て、所要のデータの収集および分析を行うとともに、野外実験（H18段差走行実験、H19天端補強実験および大型ふとんかご牽引実験）では、近畿地方整備局からフィールド提供を受け、所要のデータを取得することができた。また、本研究で提案する設計概念を実現できる実用的な工法検討のために、産学官を構成員とする土木学会関西支部の研究会（座長：研究代表者）と連携して、技術情報の交換等を行うと共に、資材メーカ（3社）と共同研究を行い、提供技術の適用性を大学が評価することにより、工法の実用性の検証を行った。

本研究の主要な成果は、第2章～第6章において、研究項目分野を章毎に、研究成果を項毎にとりまとめて報告する。ここで、各研究成果の報告では、各項の冒頭において成果の要約を「知見」として示し、その後知見が得られた根拠を解説的に記述することにする。

また、第7章では本研究の活動状況をレビューするとともに、今後の道路施策に対する研究成果の反映および課題を展望する。

なお、各研究成果の研究手法、研究内容等の詳細については、項毎に引用する発表論文等を参照されたい。

#### 参考文献

- 1) 常田賢一・小田和広・鍋島康之・江川祐輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性，土木学会地震工学論文集，Vol.28，No.009，pp.1-9，2005.
- 2) Ken-ichi TOKIDA, Kazuhiro ODA, Yasuyuki NABESHIMA, Yusuke EGAWA: DAMAGE LEVEL OF ROAD INFRASTRUCTURE AND ROAD TRAFFIC PERFORMANCE IN THE MID NIIGATA PREFECTURE EARTHQUAKE OF 2004, Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 24, No. 1, pp.51s-61s, 2007.
- 3) (社)日本道路協会：道路土工 - のり面工・斜面安定工指針，丸善(株)，平成11年.
- 4) (社)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，平成12年.

## 第2章 道路盛土の被害特性と危険度 評価に関する研究

### 2.1 縦断・横断の両方から見る盛土の被害形態

[知見1：縦断・横断の両方から見る盛土の被害形態]  
中山間部における道路盛土の被害の原因を調査する場合、盛土の横断方向におよび縦断方向のいずれか一方方向だけから見るのではなく、両方向から盛土および基礎地盤の構造を把握することが有効である。

地震時の道路盛土の主要な被害形態は、横断方向のすべり破壊および縦断方向の段差の2形態に分類できる<sup>1)</sup>。その他の被害形態としては、亀裂（縦・横断方向）、沈下があるが、段差は沈下に伴う不連続な縦断線形の発生をいう。

中越地震および能登半島地震による被害は中山間部を中心として発生したが、これらの地震で発生した道路盛土の被害の発生形態を見ると、横断方向の盛土構造（両盛土および片盛土）、基礎地盤構造（平坦部および傾斜部）を考慮した道路盛土の横断方向の被害形態は図-2.1.1により分類できる<sup>1)</sup>。また、縦断方向の盛土構造、基礎地盤構造および異種構造物に基づいて、道路盛土の縦断方向の被害形態は図-2.1.2により分類できる<sup>1)</sup>。

ここで、横断方向のすべり破壊および縦断方向の段差の被害を考える場合、いずれの場合も縦・横断の両方向の盛土構造や基礎地盤構造を組み合わせたことが必要である。例えば、写真-2.1.1は道路面の段差被害の状況<sup>2)</sup>であるが、左側の車線と右側の車線では段差の発生状況が異なる。当地点は縦断方向では沢部を横断する盛土であり、段差の発生箇所は切土と盛土の境界部である。しかし、横断方向では左側車線側が盛土のり面であるのに対して、右側車線側には擁壁が設置されており、沈下変形が抑制されたために、左右の車線の段差発生状況に差異が現れている。このことは、段差被害の差異について、縦断方向の切盛境だけの構造を見ているだけでは分からないということを示唆している。

新潟県中越地震における被害地点において、横断および縦断の両方向からの被害形態の比較例を図-2.1.3(1)～図-2.1.3(4)に示す。同図からも、両方向から被害形態を見ると被害要因の解釈の幅が広がることが分かる。

以上のように、盛土の被害は横断方向と縦断方向の基礎地盤構造を含めた盛土構造によって異なることから、それらを盛土の危険度評価のための評価項目として考えることが必要である。

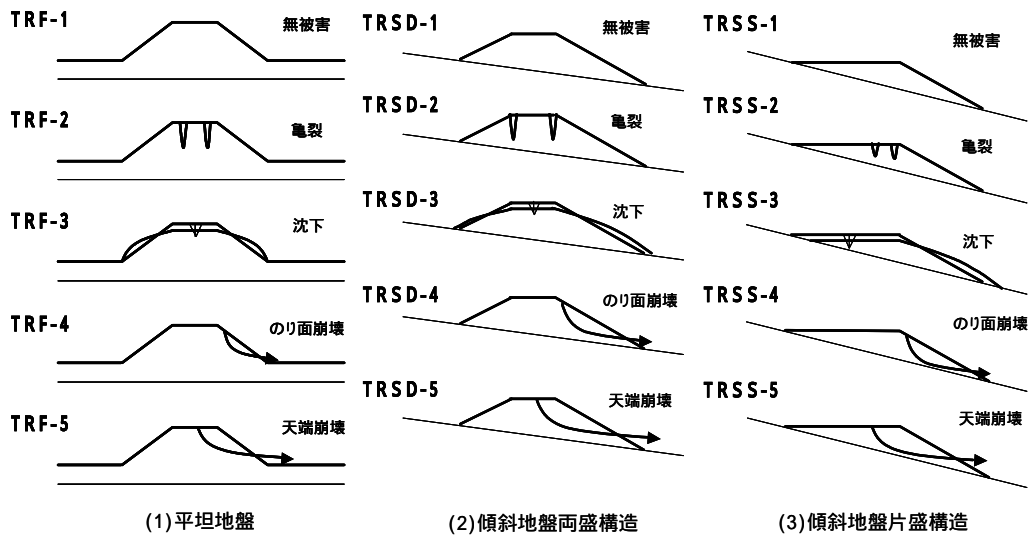


図-2.1.1 道路盛土の横断方向の被害形態分類

分類の記号 TRF : TRansverse direction + Flat ground    TRSD : TRansverse direction + Sloped ground + Double-sloped cross-section    TRSS : TRansverse direction + Sloped ground + Single-sloped cross-section    LG : Longitudinal Ground

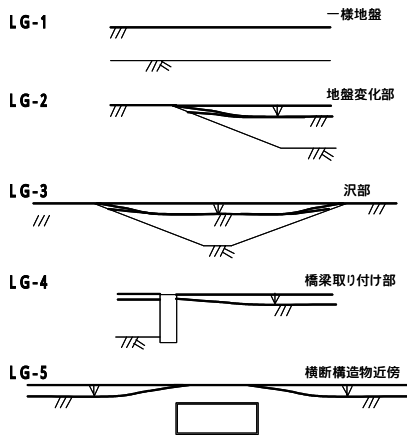


図-2.1.2 道路盛土の縦断方向の被害形態分類



写真-2.1.1 段差被害の差異の事例：2004 新潟県中越地震（国道 17 号石田南平<sup>2)</sup>）



図-2.1.3(1) 横断方向と縦断方向の盛土構造、基礎地盤構造の比較例（国道 17 号天納<sup>2)</sup>）

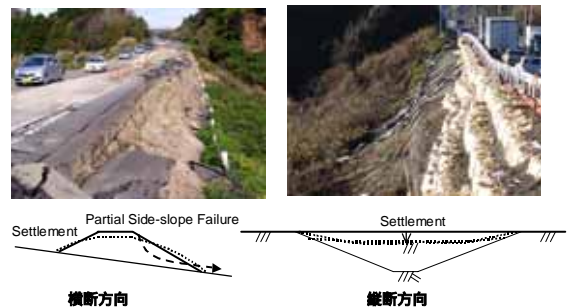


図-2.1.3(2) 横断方向と縦断方向の盛土構造、基礎地盤構造の比較例（国道 117 号細島）

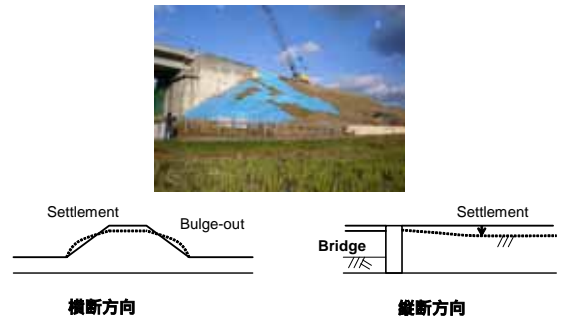


図-2.1.3(3) 横断方向と縦断方向の盛土構造、基礎地盤構造の比較例（関越道芋川橋左岸橋詰）

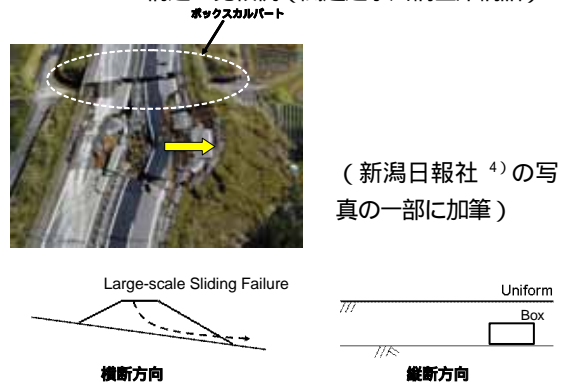


図-2.1.3(4) 横断方向と縦断方向の盛土構造、基礎地盤構造の比較例（関越道 214.5 km）



ここで、能登半島地震の被害箇所では、基礎地盤が尾根あるいは起伏状である場合、さらに傾斜基盤においてのり尻部が傾斜している場合に加えて、平坦である場合も見られたことから、基礎地盤、つまり盛土の横断方向の地山地形の形状は、以下のように区分できる(図-2.1.4 参照)。

- 区分1: 平坦基盤上の盛土
- 区分2: 尾根、起伏基盤上の盛土 or 傾斜基盤上の片切・片盛土
- 区分3: 傾斜基盤上の片盛土(のり尻部平坦)
- 区分4: 傾斜基盤上の片盛土(のり尻部傾斜)
- 区分5: 傾斜基盤上の両盛土(のり尻部平坦)
- 区分6: 傾斜基盤上の両盛土(のり尻部傾斜)

また、図-2.1.2 の縦断方向の盛土構造の区分は新潟県中越地震の被害事例から設定したが、能登半島地震でも類似の盛土構造での被害が見られたので、図-2.1.2 に準じて以下の区分ができる(図-2.1.5 参照)。

- 区分1: 盛土区間(一様地盤)
- 区分2: 横断構造物の境界部
- 区分3: 切土と盛土の境界部(地盤変化部、沢部)
- 区分4: 橋梁の取り付け部

また、盛土の横断方向のすべり破壊の場合、すべり面の発生位置により被害の形態および規模が異なる。この視点から、盛土のすべり破壊の形態および規模は、盛土におけるすべり面の発生位置に応じて、以下の5区分が考えられる(図-2.1.6 参照)。

- 区分1: 2車線を超えるすべりの発生(図-2.1.3(4))
- 区分2: 1~2車線の範囲のすべりの発生(図-2.1.3(1))
- 区分3: 路肩・歩道部~1車線の範囲のすべりの発生
- 区分4: 路肩・歩道部のすべりの発生(図-2.1.3(2))
- 区分5: のり面の範囲のすべり発生

ここで、中越地震による国道<sup>3)</sup>および高速道路<sup>4)</sup>の14箇所および能登半島地震による能登有料道路の13箇所のすべり破壊箇所<sup>5)</sup>について、上記の~に従って整理すると図-2.1.7 が得られる。同図によれば、地震動の強さ(=震度階)が大きくなると、すべり破壊の発生規模が大きくなるのが分かる。

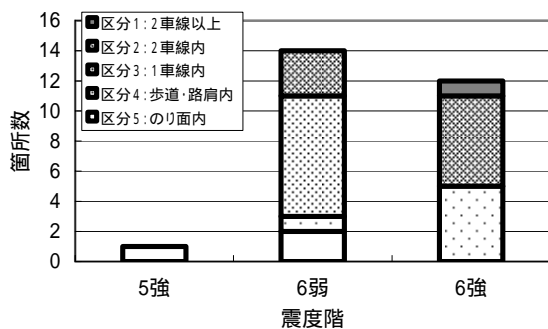


図-2.1.7 既往地震におけるすべり破壊の区分

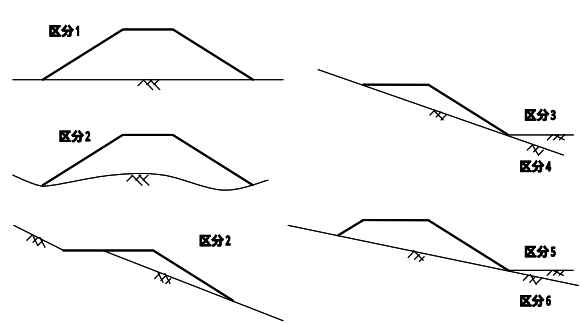


図-2.1.4 盛土構造(横断方向)による区分の概念図

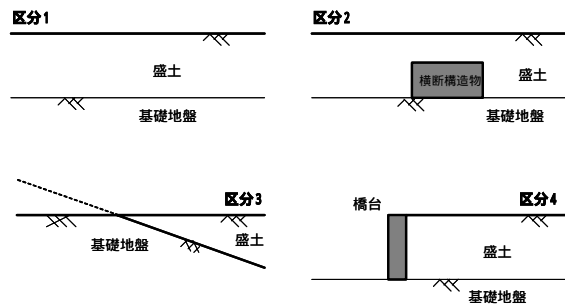


図-2.1.5 盛土構造(縦断方向)による区分の概念図

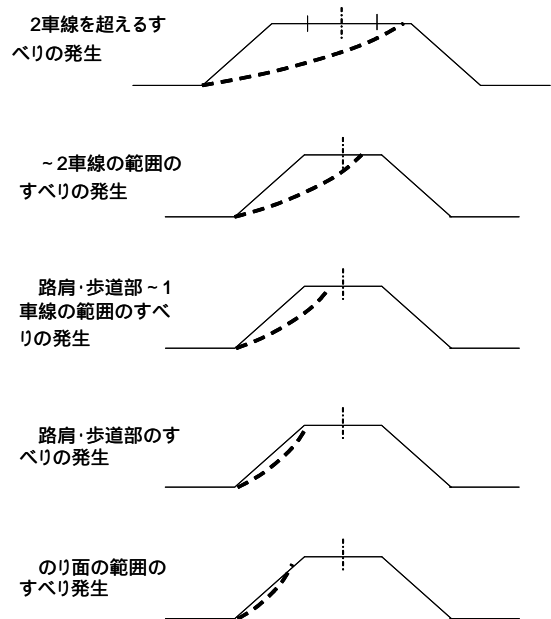


図-2.1.6 すべり破壊の区分

#### 参考文献

- 1) 常田・小田・鍋島・江川: 新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集、Vol.28、No.009、pp.1-9、2005.8
- 2) 平成16年新潟県中越地震 長岡国道事務所管内の被害と復旧活動、長岡国道事務所、2005.2
- 3) 日本道路公団ウェブサイト: <http://www.jhnet.go.jp/index.html>
- 4) 新潟日報社: 報道写真&記録 DVD 10.23 新潟県中越地震 1年の記録、2005.10.23
- 5) 石川県道路公社の資料

## 2.2 震度階に応じた盛土の段差量

[ 知見 2 : 震度階に応じた盛土の段差量 ]

震度階が大きいくほど、道路盛土に関して発生する段差量が大きくなるので、地震発生直後に報道あるいは観測される震度階に基づいて、対象とする地点あるいは地域にある道路盛土に発生している段差量の規模が概ね想定できる。また、段差量毎の発生頻度も想定できる。

地震時の道路盛土の縦断方向の路面変状は、以下の2形態に分類できる。

縦断線形が不連続になる段差

縦断線形が滑らかに変化する沈下

ここで、走行不可といった致命的な車両の走行性の遮断に係わるのは前者であり、後者の場合は走行性の低下はあるものの遮断といった状況にはならないと想定できる。従って、縦断方向の機能としては、まず、段差およびその発生量による被害規模の評価が適当である。

中越地震における直轄国道（国道 17 号、国道 18 号）の 17 箇所および高速道路（関越道、北陸道）の 83 箇所<sup>1), 2)</sup>、能登半島地震における石川県奥能登土木総合事務所の管理道路の橋梁部 14 箇所および能登有料道路の橋梁部 2 箇所<sup>3), 4)</sup>を、構造物別（盛土（33）、横断構造物（39）、橋台背面盛土（44））に整理すると、震度階と段差量との関係は図-2.2.1 のようになる。同図から、縦断方向の段差は、いずれの震度においても盛土部、ボックスカルバート等の横断構造物および橋梁の背面盛土といった構造に拘わらず発生している。

また、段差量について、能登半島地震では能登有料道路の能登大橋における橋台背面の 43cm（震度 6 弱）の段差量が最大である。一方、新潟県中越地震では、震度 5 強で 10cm 程度、震度 6 弱で 40cm 程度、さらに震度 6 強で 50~60cm 程度である。

また、表-2.2.1 は関越自動車道および北陸自動車道の延長 83.4km における段差量別の発生箇所数および 1km 当たりの発生頻度である。同表から、段差量が 20cm、15cm、10cm および 5cm を超える段差の発生頻度は、それぞれ 0.58、0.72、0.79 および 0.86 箇所/km である<sup>5)</sup>。

### 参考文献

- 1) 常田・小田・鍋島・江川：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集、Vol.28, No.009, pp.1-9, 2005.8
- 2) Ken-ichi TOKIDA, Kazuhiro ODA, Yasuyuki NABESHIMA, Yusuke EGAWA: DAMAGE LEVEL OF ROAD INFRASTRUCTURE AND ROAD TRAFFIC PERFORMANCE IN THE MID NIIGATA PREFECTURE EARTHQUAKE OF 2004, Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 24, No. 1, pp.51s-61s, 2007
- 3) 石川県道路公社の資料
- 4) 石川県奥能登土木総合事務所の資料

- 5) 常田・小田：段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両の走行性の評価、土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム, No.16, 2007.7

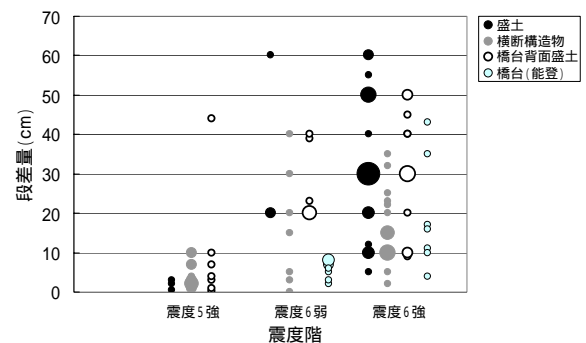


図-2.2.1 新潟県中越地震と能登半島地震における道路盛土の段差量と震度階の関係

表-2.2.1 2004年新潟県中越地震における高速道路の段差量の発生頻度

段差	発生箇所数	単位延長当り発生箇所 (箇所/km)
0cm < 段差D ≤ 5cm	17 箇所	0.204
5cm < 段差D ≤ 10cm	6 箇所	0.072
10cm < 段差D ≤ 15cm	12 箇所	0.144
15cm < 段差D ≤ 20cm	5 箇所	0.060
20cm < 段差D ≤ 25cm	12 箇所	0.144
25cm < 段差D ≤ 50cm	21 箇所	0.252
50cm < 段差D	10 箇所	0.120

## 2.3 中山間部の道路の通行止め箇所率

[ 知見 3 : 中山間部の道路の通行止め箇所率 ]

中山間部で発生する地震による道路の通行止めの原因には、沈下・段差、盛土崩壊、斜面崩壊・土砂崩れ、橋梁損傷、事前通行規制による通行止めなどがあるが、通行止め発生箇所率（箇所/km）は震度階レベルに対応して大きくなる。既往地震で得られた通行止め発生箇所率は、将来の地震による通行止め発生頻度の予測に利用でき、地震防災計画に反映できる。

中越地震時により国道（直轄+県管理）で通行止めが行われた 77 箇所について、原因別の内訳は図 2.3.1 のようになる。同図によれば、48 箇所（62.4%）が沈下・段差および盛土崩壊に関係し、次いで斜面崩壊・土砂崩れが 15 箇所（19.5%）である<sup>1)</sup>。このように、都市部と異なり、中山間部では盛土被害に関係する通行止めが約 6 割を占めている。なお、橋梁の損傷数が少ないのは、山間部で橋梁数が少ないことと、近年の耐震設計あるいは耐震補強の進捗のためと思われる。

表-2.3.1 は 77 箇所の通行止め箇所において、全被害形態別、道路盛土の被害別および斜面の被害別、さらに通行止め位置での震度階別に、通行止め開始から 3 日、10 日および 30 日の経過後の「通行止め発生率（箇所 / km）」である<sup>1)</sup>。

同表のうち、全被害形態を見る（図-2.3.2 参照）と、震度 5 弱、5 強、6 弱および 6 強以上について、それぞれ 0.003 箇所 / km、0.03 箇所 / km、0.105 箇所 / km および 0.291 箇所 / km である。言い換えれば、5 強、6 弱および 6 強以上について、それぞれ概ね 1 箇所 / 30km、1 箇所 / 10km および 3 箇所 / 10km の発生頻度となる（図-2.3.2 参照）。

また、全被害形態の時間経過を見ると、各震度ともに概ね 3 日後の通行止め箇所率は通行止め直後の 2/3 に、10 日後で 1/3 に低減する。

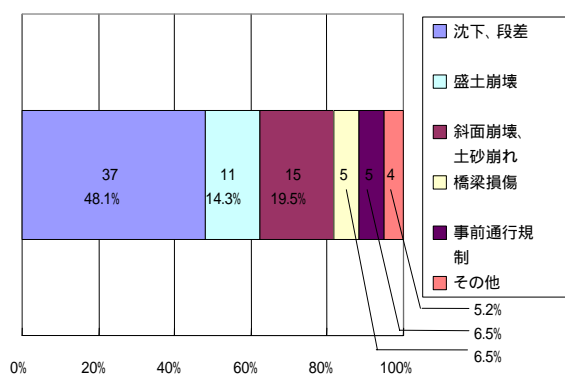


図-2.3.1 2004 年新潟県中越地震における交通止めの原因：国道（直轄 + 県管理：77 箇所）

表-2.3.1 2004 年新潟県中越地震における国道（直轄 + 県管理）の通行止め箇所率の時間推移

(1) 全被害形態				
震度	5弱	5強	6弱	6強以上
全体	0.003	0.030	0.105	0.291
3日経過時点	0.003	0.006	0.065	0.218
10日経過時点	0	0	0.028	0.102
30日経過時点	0	0.003	0.016	0.095

(2) 道路盛土の被害				
震度	5弱	5強	6弱	6強以上
全体	0	0.018	0.081	0.160
3日経過時点	0	0.003	0.048	0.109
10日経過時点	0	0	0.024	0.036
30日経過時点	0	0	0.012	0.036

(3) 斜面の被害				
震度	5弱	5強	6弱	6強以上
全体	0	0.003	0.012	0.110
3日経過時点	0	0	0.012	0.080
10日経過時点	0	0	0.004	0.058
30日経過時点	0	0.003	0.004	0.051

参考文献

1) 常田・小田・鍋島・江川：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集，Vol.28，No.009，pp.1-9，2005.8

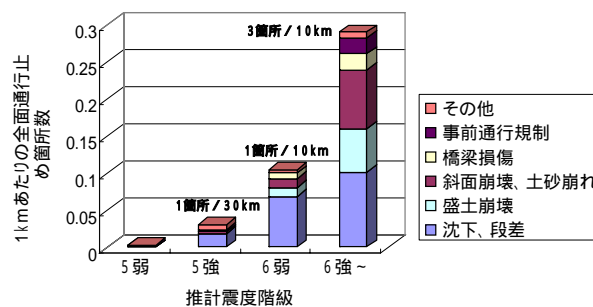


図-2.3.2 2004 年新潟県中越地震における国道（直轄 + 県管理）の被害別の通行止め箇所率（全被害形態の場合）

2.4 震度階に応じた道路施設の被害内容と程度

[ 知見 4：震度階に応じた道路施設の被害内容と程度 ]

中山間部の土木構造物の地震被害の特性を鑑みると、現在、土木構造物の被害について記載されていない震度階毎の解説表において、土木構造物の被害および水準を対応させることができる。これにより、震度階から大凡の土木構造物の被害を定性的あるいは定量的に想定でき、地震直後の初動体制等に反映できる。

現在、公表されている震度階の解説表は、地震の際に各震度階が発現された地点あるいは地域において発生する現象や被害が記述されており、それにより一般の人々が震度階毎の地震動の規模や被害水準に対する理解を深めるとともに、地震時の避難等の参考にできることを目的としている。しかし、記述されている内容は、日常生活において身近な現象が主体であり、土木構造物の被害については殆ど記述されていない。そのため、土木構造物の管理者等が、地震直後に発表される震度階から被害内容や被害水準を予測し、初動するための情報としては不十分であるといえる。

中越地震による土木構造物、特に道路施設の被害から、定性的あるいは定量的な被害特性を震度階毎に対応させると表-2.4.1 が得られる。同表は知見 2 の段差量に関する図-2.2.1 の結果あるいは知見 3 の通行止め箇所率に関する図 2.3.2 の結果に基づいた定量化の結果、被害状況を勘案している。表-2.4.1 によれば、中山間部の道路施設について、震度階から大凡の土木構造物の被害を定性的あるいは定量的に想定でき、地震直後の初動体制等に反映することができる。

参考文献

1) 常田・小田・鍋島・江川：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集，Vol.28，No.009，pp.1-9，2005.8



表-2.4.1 中山間部における道路施設に関する震度階の解説表（案）

震度階	道路施設被害
0～4	通行に支障をきたす被害は発生しない。
5弱	通行が不能になるような被害はほとんど発生しない。山間部においては、斜面崩壊の可能性により事前に通行規制が必要となる場合がある。
5強	道路上に亀裂や陥没が生じることがあるが、通行には支障がない程度であるものがほとんどである。また、橋梁の取り付け部や横断ボックスの境界部などにおいて、10cm程度の段差が生じることがあり、被害が大きいた時には、段差により通行が不能になることもある。道路の盛土部においてすべりを伴う崩壊が発生することがあるが、法面内の局所的なすべりに留まることが多く、通行への影響は限定的である。橋梁の下部構造に損傷が生じることがあるが、通行には影響を与えない程度である。また山間部においては落石などにより、通行規制が必要になることがある。概ね30km当たり1箇所で行き止まりが発生する。
6弱	多くの箇所道路上に亀裂や陥没を確認できる。また、橋梁の取り付け部や横断ボックスの境界部などにおける段差が多く見られ、40～50cm程度の段差が発生して通行が不能になることもある。道路の盛土部においてすべりを伴う崩壊により通行が不能になることがあるが、法面・路肩の局所的なすべりから、車道部の1車線の範囲に至るすべりが多く見られる。橋梁の下部構造においては、損傷が生じることがあり、通行が不能になることがある。また山間部においては落石が多数発生し、土砂崩れや法面の崩壊が発生することもある。概ね10km当たり1箇所で行き止まりが発生する。
6強～	道路上のほとんどの箇所亀裂や陥没を確認できる。ほとんどの橋梁の取り付け部や横断ボックスの境界部などにおいて、50cmを超える段差が発生し、通行が不能になることもある。車道部の1車線～2車線あるいはそれ以上の範囲に及ぶような大規模なすべりが発生し、通行が不能になることが多い。耐震性の高い橋梁においても、下部構造に損傷を多く確認でき、通行が不能になることが多い。トンネルのコンクリート擁壁が剥離、落下することがある。山間部においては土砂崩れや法面崩壊の発生が顕著になる。概ね10km当たり3箇所程度で行き止まりが発生する。

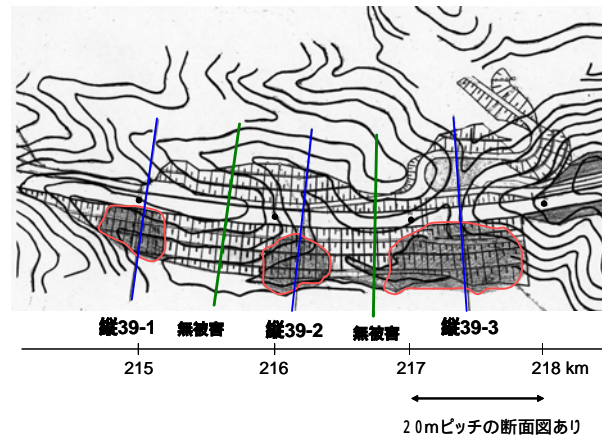


図-2.5.1 被害箇所、無被害箇所と地山の等高線分布

の箇所では、被害箇所と比較して複雑な地山形状を呈していない。このように、すべり破壊の有無および規模の発生特性は地山の形状に関係することが想定されるが、危険度の評価項目としての地山条件の評価ランクは、以下の区分が考えられる。

- 区分1：尾根状地形の地山が支配的な地形の通過部  
\* 大尾根斜面
- 区分2：尾根状の地山がある地形の通過部  
\* 小尾根斜面
- 区分3：地山面が盛土の縦断方向である地形の通過部  
\* 平行斜面
- 区分4：地山面が小規模な沢状である地形の通過部  
\* 沢状斜面
- 区分5：地山面が盛土に直交あるいは斜交する比較的規模の大きい沢地形の通過部  
\* 沢斜面

【評価項目2：排水処理の方法】

近年、沢地形といった集水地形を横断する盛土での被害が指摘されているが、能登有料道路の13箇所の被害箇所では、溪流等の沢部を横断するものが10箇所、沢状地形にあるものが3箇所である。ここで、「沢地形」は、比較的規模が大きく、常時でも表流水があるような明確な「溪流等の沢部」、および等高線の形状から沢状になっている地形であって、降雨時には集水するような「沢状地形」に2区分する。

また、盛土の安定には盛土体内の含水状態が深く係わるが、盛土に関与する水の供給源としては、山側斜面からの地下水・浸透水、山側斜面からの表面水および路面やのり面への降雨が考えられる。これらの外部から盛土体へ浸入する流水に対して、盛土体内の地下水位、含水を低下するような排水方法が必要であるが、次の5種類が考えられる。

- ) 山側からの浸透水が暗渠等で排水処理されている
- ) 盛土内の水平方向あるいは縦方向の浸透排水処理がされている
- ) 山側からの表面水が横断管、側溝等で排水処理されている
- ) 路面排水が側溝等で排水処理されている
- ) のり面の流水が側溝等で処理されている

2.5 盛土のすべり破壊に係わる要因

[知見5：盛土のすべり破壊に係わる要因]

2004年能登半島地震により被災した道路盛土から、すべり破壊の発生要因として、地山地形の形状・方向、排水方法等が重要な要因として抽出できる。これらの発生要因は、盛土の耐震・防災機能のマクロ評価方法（後述、知見6）に反映され、その適用性の向上を図ることができる。

能登半島地震では、特に能登有料道路で大規模な盛土被害が発生したが、地盤工学会による調査結果<sup>1)</sup>、石川県道路公社の資料<sup>2)</sup>および現地調査の結果によれば、盛土の耐震性の評価において重視あるいは留意すべき要因として、以下の6項目が抽出できる<sup>3)</sup>。

【評価項目1：地山地形の形状・方向】

図-2.5.1は能登有料道路（縦39-1、縦39-2および縦39-3）の被害箇所と地山の等高線の分布<sup>4)</sup>の比較である。同図によれば、各被害範囲は沢状の地山地形、尾根状の地山および沢部の地山地形に関係していることが分かる。

一方、被害箇所に隣接する無被害 および無被害

これらの排水方法の適用水準に応じた盛土の危険度の評価ランクは以下の区分が考えられる。

- 区分1： ～ による排水処理がされている
  - \* 十分な排水処理
- 区分2： および による排水処理がされている
  - \* やや十分な排水処理
- 区分3： による排水処理がされている
  - \* 普通の排水処理
- 区分4： 路面排水が側溝等で排水処理されている
  - \* やや不十分な排水処理
- 区分5： 排水処理がされていない

#### 【評価項目3】盛土の土質と施工状況

能登有料道路では、すべり崩壊で流出した土砂にセメントを混入した改良土を復旧盛土の材料として再利用している場合がある。従って、盛土の土質あるいは施工状況に応じた危険度の評価ランクとして、以下の区分が考えられる。

- 区分1： 盛土材の品質が十分で、十分な締固めあるいは改良が実施されている
- 区分2： 通常の盛土材や施工である
- 区分3： 盛土材の品質や施工方法が不十分である

#### 【評価項目4】盛土の高さ

盛土の高さは盛土の耐震安定性に係わり、中山間部の傾斜地盤上の盛土では谷側の盛土高が高いため、谷側のり面にすべり破壊が発生するのが一般的である。ここでは、道路土工擁壁工指針において、地震時の安定検討を省略してよいとされる8mを抛り所として、盛土高さの危険度ランクの区分を以下のように考える。

- 区分1： 4m以下
- 区分2： 4mを超え8m以下
- 区分3： 8mを超え20m以下
- 区分4： 20mを超える

#### 【評価項目5】車道幅員の規模

盛土の天端幅が広いほど、発生するすべりの影響を軽減できる、つまり、危険度が低いと考えられる。従って、車線の幅員の規模に応じた危険度の評価ランクは以下の区分が考えられる。

- 区分1： 上下4車線以上の車道
- 区分2： 上下2車線程度の車道
- 区分3： 1車線程度の車道

なお、能登有料道路では2車線を基本に運用されていたが、将来の4車線化に備えて用地の手当てがなかった。このため、被害箇所の応急復旧では、迂回路の設置が山側等に容易に行え、地震発生1ヶ月後の連休前の交通開放が可能となった。従って、ネットワーク機能の評価では、近傍での迂回路設置の可能性の評価が必要である。例えば、道路用地の余裕の規模、隣接地の確保の可能性、近隣での仮設道路の設置の可能性を考慮して以下の区分が考えられる。

- 区分1： 2車線程度の余裕があり、道路用地内で仮設道路の設置ができる
- 区分2： 1車線程度の余裕であるが、沿道状況から

拡幅、規制により隣接して仮設道路の設置、運用ができる

- 区分3： 路肩幅程度の余裕であるが、沿道状況から拡幅などにより隣接して仮設道路の設置、運用ができる
- 区分4： 近隣（道路区域以外）に仮設道路を設置できる余地がある
- 区分5： 道路区域内あるいは近隣で仮設道路の設置ができない

#### 【評価項目6】補強構造

被災した盛土の復旧に際しては、基本的に原形復旧であるが、強化的復旧が行われる場合がある。能登有料道路の応急復旧および本復旧では、ジオテキスタイルによる補強が積極的に実施された。盛土の補強構造の水準に応じた危険度の評価ランクは以下の区分が考えられる。

- 区分1： 耐震補強が施されている
- 区分2： 擁壁等の土留め構造が施されている
- 区分3： フトンカゴ等の付属的構造が置かれている
- 区分4： 特別な措置がされていない

以上の能登半島地震の被害から注目される6項目について、盛土被害および復旧に関する特徴付けができ、これらの項目および危険度ランクを評価対象とすることが必要である。

#### 参考文献

- 1) (社) 地盤工学会：2007年能登半島地震道路災害データ集，2007.7
- 2) 石川県道路公社の資料
- 3) 常田・林：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第43回地盤工学研究発表会，No.964，2008.7

## 2.6 盛土のすべり破壊のマクロ危険度評価法

### [知見6：盛土のすべり破壊のマクロ危険度評価法]

中山間部の道路盛土の地震被害特性を概観することにより、道路盛土の耐震・防災機能をマクロに評価する方法が提示できる。同方法により将来の地震に対する道路盛土の耐震対策の必要性を評価できる。

地震時の道路防災をネットワークの視点で考える場合、橋梁、盛土等の構造物の地震時危険度は各構造物が具備すべき機能（本文では、個別機能と呼ぶ）および道路網として具備すべき機能（本文では、ネットワーク機能と呼ぶ）を踏まえた耐震強化あるいは耐震補強が必要である。道路盛土のように該当箇所が広範囲で多数にわたる場合は、第1段階としてマクロ的視点から危険度評価を行うことが、時間、コストあるいは合理性等を考慮すると有効である。その場合、個別機能は地震被害の発生危険度の視点（＝耐震性）から、ネットワーク機能は地震被害の影響度、復旧の容易性

の視点 (= 防災性) から評価することが合理的である。

ここで、道路盛土の横断方向のすべり破壊に関する地震時危険度のマクロ評価方法、耐震・防災機能のマクロ評価の流れは図-2.6.1 で提示できる<sup>1)</sup>。まず、道路盛土毎の構造的な危険度に関して「個別機能の評価」を行い、或る基準評価点以上の盛土で、道路盛土の被害の影響を評価する「ネットワーク機能の評価」を第 2 段階として行い、その結果得られる危険度評価ランクにより事前対策の要否を判定する。

個別機能の評価項目は、知見 5 の 6 評価項目に、知見 1 の盛土構造の横断方向および縦断方向の 2 評価項目を加えた 8 評価項目に基づいて、以下の通りとする。

1) 個別機能の評価項目

地山地形の形状・方向、流水処理の状況、盛土の土質と施工状況、盛土構造(横断方向)、盛土構造(縦断方向)、盛土の高さ、車道幅員の規模、補強構造の有無・程度

2) ネットワーク機能の評価項目

応急復旧の容易性：盛土が被災した際に、応急的な復旧の容易性、迅速性がネットワーク機能の信頼性に関係することによる。ここでは、復旧費用の高低は問わない。

代替路確保の容易性：盛土が被災した際に、代替路の有無、アクセス性がネットワーク機能の信頼性に関係することによる。

ここで、個別機能の評価における評価項目、評価ランク、評価点、評価項目間のウェイトは表-2.6.1、ネットワーク機能の評価における評価項目、評価ランクは表-2.6.2 により評価する。また、ネットワーク機能の評価は、応急復旧の容易性、代替路確保の容易性の 2 つの評価項目に基づいて表-2.6.3 により行う。つまり、応急復旧の容易性および代替路確保の容易性の評価ランクをクロス評価することにより、ネットワーク機能の危険度評価ランクを、危険度の高い方から A A, A, B, C, D, E および E E の 7 区分とする。

なお、本法では地震動の規模あるいは復旧に要する時間を考慮していないが、考慮する場合は、前者では危険度評価点の補正、後者では応急復旧時間の評価項目の追加が考えられる。

表-2.6.2 ネットワーク機能の評価項目および評価ランク

評価項目	評価ランク
1 応急復旧の容易性	1 2車線程度の余裕があり、道路用地内で仮設道路の設置ができる
	2 1車線程度の余裕であるが、沿道状況から、幅員、規制により隣接して仮設道路の設置、運用ができる
	3 路肩幅程度の余裕であるが、沿道状況から、幅員などにより隣接して仮設道路の設置、運用ができる
	4 近隣(道路区域以外)に仮設道路を設置できる余地がある
	5 道路区域内あるいは近隣で仮設道路の設置ができない
2 代替路確保の容易性	1 近隣(数km以内)に代替できる、同レベル以上の道路(代替路)がある
	2 適当な範囲(10km程度)内に、同レベル以上の代替路がある
	3 相当広範囲(数10km)でないと、同レベル以上の代替路がない

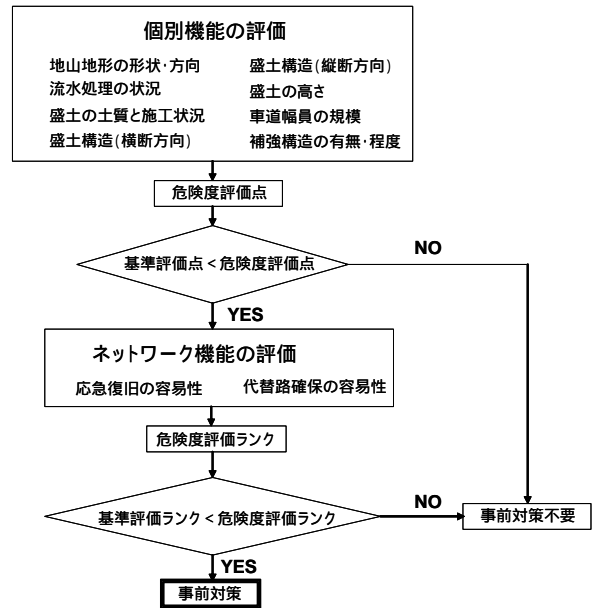


図-2.6.1 道路盛土の耐震・防災機能のマクロ評価の流れ

表-2.6.1 個別機能の評価項目、評価ランク、評価点およびウェイト

評価項目	評価区分および評価点	
1 地山地形の形状・方向	0 尾根状地形の地山が支配的な地形の通過部 *大尾根斜面	
	1 尾根状の地山がある地形の通過部 *小尾根斜面	
	2 地山面が盛土の縦断方向である地形の通過部 *平行斜面	
	4 地山面が小規模な沢状である地形の通過部 *沢状斜面	
	5 地山面が盛土に直交あるいは斜交する比較的規模の大きい沢地形の通過部 *沢斜面	
2 排水処理の状況	0 ~ による排水処理がされている	
	1 および による排水処理がされている	
	2 による排水処理がされている	
	4 あるいは による排水処理がされている	
	5 排水処理がされていない	
排水方法の分類	山側からの浸透水が暗渠等で排水処理されている	
	盛土内の水平方向あるいは縦方向の浸透水排水処理がされている	
3 盛土の土質と施工状況	0 盛土材の品質が十分で、充分な締め固めあるいは改良が実施されている	
	3 通常の盛土材や施工である	
	5 盛土材の品質や施工方法が不十分である	
	4 盛土構造(横断方向)	0 平坦基盤上の盛土
		1 尾根、起伏基盤上の盛土
傾斜基盤上の片切・片盛土		
2 傾斜基盤上の片盛土(のり尻部平坦)		
3 傾斜基盤上の片盛土(のり尻部傾斜)		
4 傾斜基盤上の両盛土(のり尻部平坦)		
5 傾斜基盤上の両盛土(のり尻部傾斜)		
5 盛土構造(縦断方向)	0 盛土区間	
	1 横断構造物の境界部	
	4 切土と盛土の境界部	
	5 橋梁の取り付け部	
	6 盛土の高さ	0 4m以下
2 4mを超え8m以下		
4 8mを超え20m以下		
5 20mを超える		
7 車道幅員の規模		0 上下4車線以上の車道
	3 上下2車線程度の車道	
	5 1車線程度の車道	
8 補強構造の有無・程度	0 耐震補強が施されている	
	3 擁壁等の土留め構造が施されている	
	4 フトンコ等の付属的構造が置かれている	
	5 特別な措置がされていない	
	危険度評価点 合計 100点	

表-2.6.3 ネットワーク機能の危険度評価ランク

		代替路確保の容易性の評価ランク		
		1	2	3
応急復旧の容易性の評価ランク	1	EE(2)	E(3)	D(4)
	2	E(3)	D(4)	C(5)
	3	D(4)	C(5)	B(6)
	4	C(5)	B(6)	A(7)
	5	B(6)	A(7)	AA(8)

(数値)はランクの数字の合計

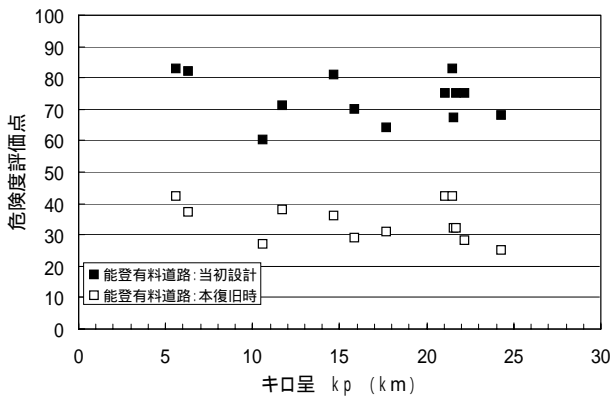


図-2.6.2 危険度当初設計と本復旧時の危険度評価点の比較 (能登有料道路)

能登有料道路の 11 地区 13 箇所の被害盛土に対するマクロ評価結果を図-2.6.2 に示す。同図から、当初設計の危険度評価点は 60～83 点、本復旧後は 25～42 点であり、復旧により危険度評価点はほぼ半減する。ここで、復旧による安定性向上に関する評価項目は、表-2.6.1 の項目 2 の排水処理の状況、項目 3 の盛土の土質と施工状況、項目 6 の盛土の高さおよび項目 8 の補強的な構造である。なお、危険度評価点の評価水準について、対象とした能登有料道路等の被害箇所では、図-2.6.2 を勘案すると、安全側に判断して概ね 60 点とすることができる。

次に、表-2.6.4 は盛土毎に応急復旧の容易性と代替路確保の容易性のクロス評価による、ネットワーク機能の評価ランクの分布である。評価ランクが B に評価されたのは縦 10 および縦 43 である。能登有料道路は、将来の拡張に備えて 4 車線の用地が確保されていたことから、多くが E 又は E E の評価に区分される。

参考文献

- 1) 常田・林：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第 43 回地盤工学研究発表会，No.964，2008.7

表 2.6.4 ネットワーク機能の評価結果 (能登有料道路)

		代替路確保の容易性		
		1	2	3
応急復旧の容易性	1	縦 1 4 縦 3 8 縦 3 9-2 縦 3 9-3 縦 4 1	縦 6 縦 2 6 縦 3 2	
	2	縦 3 9-1	縦 9 縦 2 1	
	3			
	4			
	5	縦 1 0 縦 4 3		

### 第 3 章 道路盛土の性能評価に関する研究

#### 3.1 レベル 2 地震動に対する盛土の性能設計，性能管理

[ 知見 7：レベル 2 地震動に対する盛土の性能設計，性能管理 ]

2004 年新潟県中越地震および 2007 年能登半島地震を鑑みると、中山間部において重要とされる道路のネットワーク機能の確保のためには、今後、レベル 2 地震動に対する盛土の耐震・防災機能の検証が必要である。ここで、レベル 2 地震動に対する設計の基本姿勢は、従来の安全率による照査ではなく、性能規定型の設計照査が必要かつ有効である。また、盛土の性能設計のためには、変形量の予測法および評価基準の設定が必要である。さらに、性能評価の姿勢は、設計以外、例えば、通行止めの啓開といった道路の運用・管理にも有効である。

中越地震の本震時に計測された観測点毎の点情報としての震度階に基づいて推計される計測震度の分布図は、図-3.1.1 のようである。ここで、中越地震では川口町で震度 7 が最大震度として観測されている。

当該地震は直下型の地震であり、道路橋で規定されているレベル 2 地震動のタイプ と見なすことができるが、将来も類似の地震の発生は予想される。さらに、東南海・南海地震といったプレート境界型の地震 (タイプ ) の発生も危惧されており、そのようなレベル 2 地震動に対する盛土の耐震性の検証が必要である。

しかし、道路盛土をはじめとする土構造物では、レベル 2 地震動の外力は厳しく、単に地震動だけを大きくすればいいという問題ではない。盛土でレベル 2 地震動を考える場合、安定性の評価方法も変えることが必要である。それは性能規定型の設計法であり、レベル 2 地震動の導入のためには、従来の安全率による評



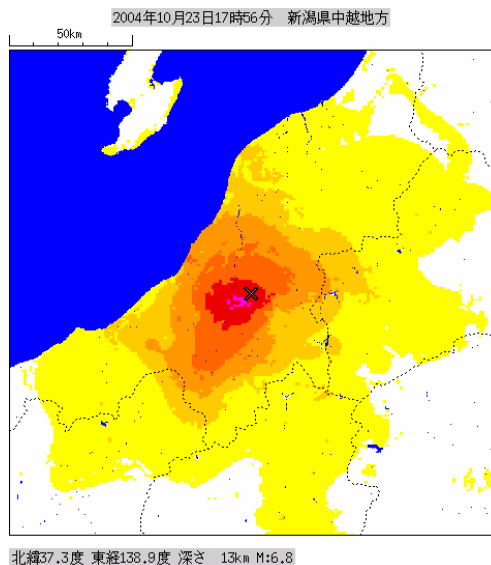


図-3.1.1 2004年新潟県中越地震の本震による計測震度分布（気象庁による）

価ではなく、盛土の変形量からの評価が必要である。

図-3.1.2 は土構造物あるいは盛土を対象とした場合の性能評価の体系列を示す<sup>1)</sup>。性能設計の必要性は、レベル2地震動に対して経済的な耐震設計や耐震補強を行うことであり、対象は耐震強化を行う新設構造物（強化設計と呼ぶ）および耐震補強を行う既設構造物（補強設計と呼ぶ）である。この必要性は橋梁等の構造物と同様であるが、盛土等の土構造物は、被災後の復旧が容易であること、対象箇所・区間が多いため、耐震補強を考える場合、特に経済性が重視されること、土質特性が多種多様であること・・・といった差異や制約があり、取り組み難い状況にあった。

しかし、中越地震や能登半島地震の被災経験から、道路盛土が、道路ネットワークを構成する要素であること、大規模な被害の場合は、復旧に時間を要し、影響が大きいこと・・・が再認識されたことから、将来の強い地震動に対する耐震性確保のためには、特に重要かつ影響の大きい盛土は事前に耐震補強をすることが必要である。

また、図-3.1.2 において、性能設計が求める性能には、「安全性」、「供用性」および「修復性」があるが、「供用性」および「修復性」については、交通止めの開放のための応急復旧あるいは交通運用といった、道路の管理・運用面においても性能評価の考え方を踏まえた対応が考えられる（知見10参照）。

なお、盛土の性能設計のためには、評価指標としての変形量の予測法および目標とする評価基準、つまり許容量の設定が必要である。

参考文献

1)常田：道路機能を考えた道路盛土の耐震設計・耐震補強・運用管理について、平成19年度北陸地区道路講習会、（社）日本道路協会北陸ブロック・（社）日本道路建設業協会北陸支部 2007.11

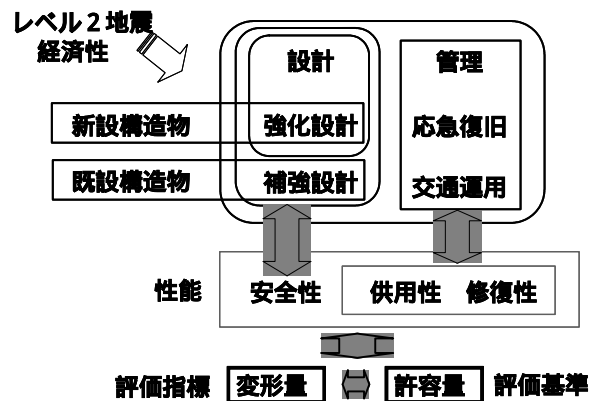


図-3.1.2 盛土の設計、管理における性能評価の体系列

3.2 盛土の段差高と車両の走行性

[知見8：盛土の段差高と車両の走行性]

地震時には盛土に係わって発生する段差により通行が阻害されるが、車両の走行性は段差高、車両の種類および段差通過速度に関係しており、その関係から盛土に対する要求性能、つまり車両の通行機能の水準が設定できる。この水準は、新設あるいは既設の盛土の性能設計、さらには交通の管理・運用に反映できる。

知見2のように、地震時には盛土に起因する段差が数多く発生するが、知見7に示す盛土の最適な性能設計あるいは迅速かつ効果的な応急復旧のためには、盛土の変位量と道路機能の定量的な関係の解明が必要である。ここで、評価指標としての盛土の変位量は車両の通行阻害要因となる段差量、道路機能は車両の種類に応じた車両の走行速度が考えられる。

段差量と走行速度の関係を定量的に評価するため、模擬段差に対する車両走行実験を実施している<sup>1)~6)</sup>。段差走行実験の概要は図-3.2.1に示すが、アスファルト舗装上に模擬段差（5cm~25cm まで5cm 毎）を施工した。

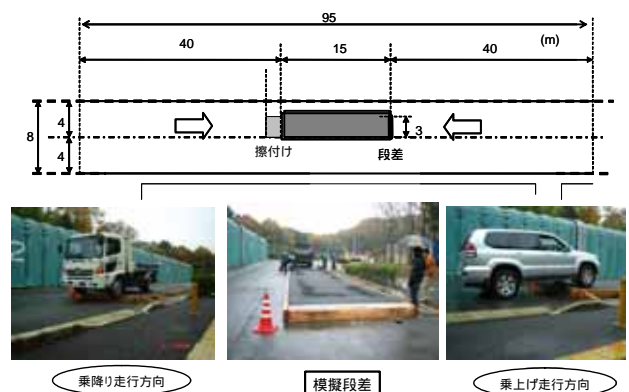
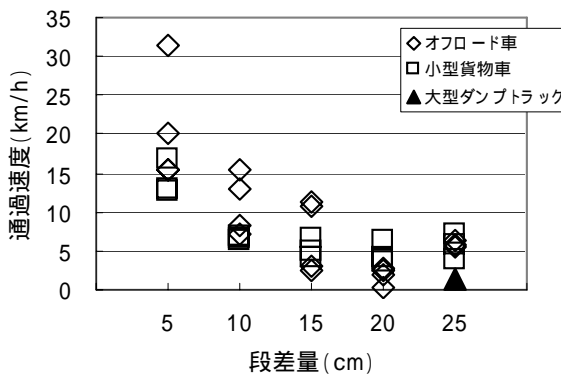


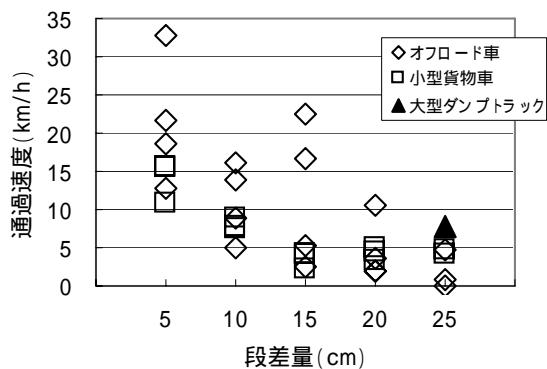
図-3.2.1 段差走行実験（単位m）



実験車両は四輪駆動のオフロード車と小型貨物車（4t）を使用し、大型ダンプトラック（10t）は25cmの段差量のみ走行させている。図-3.2.2 は段差の乗上げ走行および乗降り走行別の、段差量と段差部分での走行速度の結果である。同図から、オフロード車、小型貨物車のいずれでも段差量の増加に伴い、通過速度が低下する。実験結果から、路面の段差量と車両の走行速度の関係は図-3.2.3 で要約できる。さらに、図-3.2.3 は図-3.2.4 のように整理できる。ここで、横軸の車両分類は小型車と大型車、緊急車両と一般車両に、走行速度は「停止走行」（0～10km/h程度）、「徐行走行」（15～20km/h程度）および「通常走行」（50～80km/h）に区分した。以上、小型（緊急・一般）車両および大型（緊急・一般）車両について、走行速度に応じた段差量の上限值が得られた。同結果は、道路盛土の地震時の段差被害に関する性能規定型の道路管理・運用、耐震設計、耐震補強のための評価基準として活用できる（知見9、知見10参照）。



(1) 乗上げ走行



(2) 乗降り走行

図-3.2.2 段差量と通過速度の関係

参考文献

- 1) 常田・小田：段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両の走行性の評価，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.16，2007.7
- 2) 依藤・常田：地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について，平成19年度近畿地方整備局

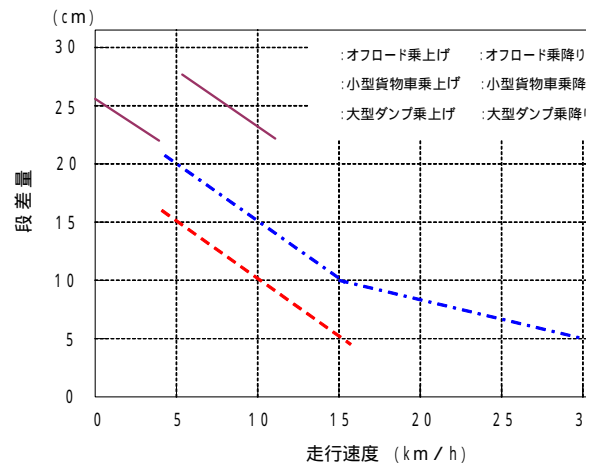


図-3.2.3 走行速度と段差量(上限値)の関係

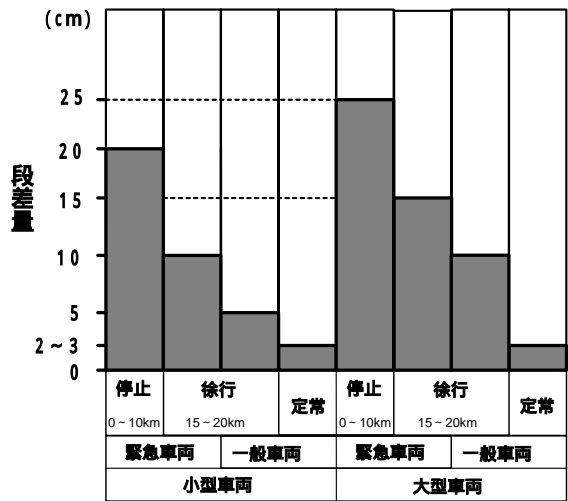


図-3.2.4 車両別、走行速度別の通過可能段差量

研究発表会，防災・保全部門，No.16，2007.7

- 3) 常田・小田・中平・林・依藤：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用，第29回地震工学研究発表会，No.10-1001，2007.8
- 4) 常田賢一・小田和広：地震時の道路盛土の段差被害に対する性能規定型の道路管理・運用，第27回日本道路会議，一般論文(口頭)発表，No.20082，pp.1-2，2007.11

3.3 盛土の耐震性能基準

[知見9：盛土の耐震性能基準]

新設の道路盛土の性能設計あるいは既設の道路盛土の耐震補強のためには、目標とすべき道路盛土の性能に係わる評価項目およびそれらの定量的な評価基準が必要である。段差走行実験および既往の地震被害を踏まえると、盛土の性能評価基準が設定できる。

中越地震における被害特性，同地震および宮城県北部地震における応急復旧，交通開放のための管理・運

表-3.3.1 道路盛土の被災直後の通行機能を考慮した耐震性能基準（案）

ランク	被災直後における常時の通行機能の確保の難易	被害の評価項目			
		車道路面の段差	すべり破壊	天端の沈下	
				横断方向	縦断方向
1	通行機能が確保	段差高が2～3cm以下	すべり面が発生しない	沈下が発生しない	沈下が発生しない
2	通行機能は低下するが、その確保は比較的容易	段差高が2～3cmを超えて、20～25cm以下	すべり面が路肩あるいはのり面内の発生に止まる	小規模で一様に沈下する	小規模で一様に沈下する
3	通行機能が低下し、確保がやや困難	段差高が20～25cmを超えて、50cm以下	すべり面が片側車線に掛かる	小規模だが不均一に沈下する	小規模だが不均一に沈下する
4	通行機能の確保に長期間が必要	段差高が50cmを超える	すべり面が上下方向車線に掛かる	大規模で不均一に沈下する	大規模で不均一に沈下する

用の実態（知見 10）および段差走行実験の結果（知見 8）に基づいて、被災した道路盛土に対する常時の通行機能の確保の難易の視点から、道路盛土の耐震性能の評価基準（案）は表-3.3.1として提示できる。

ここで、通行機能とは車両の通行の容易性あるいは走行速度である。また、評価項目は車両の走行性に直接関係する以下の3項目とする。

車道路面の段差高：すべり破壊あるいは沈下に伴う路面の不連続な不陸や段差の高さで評価する。段差高が大きい方が車両の走行性に与える影響が大きいと考える。

すべり破壊面の出現位置：すべり面の盛土表面の出現位置で評価する。すべり破壊が天端深くまで及ぶ方が車両の走行性に与える影響が大きいと考える。

路面の不均一性：天端の横断方向あるいは縦断方向の沈下形状で評価する。天端の沈下形状の変化が大きい方が車両の走行性に与える影響が大きいと考える。

各評価項目に基づく耐震性能の評価水準は以下の4ランクとする。

ランク1：路面に発生する段差は常時の補修水準の2～3cm以下であり、すべり破壊、天端の不均一な沈下が発生しない状態。応急復旧は不要であり、常時の通行機能が確保できる。

ランク2：路面に発生する段差は常時の補修水準を超えるが、大型あるいは小型の緊急車両あるいは一般車両が「停止的走行（0～10km/h）」あるいは「徐行走行（15～20km/h）」により通行できる20～25cm以下である。すべり面の発生は車道部でなく、路肩あるいは法面内に止まり、天端の沈下はやや不均一な形状を示す状態。緊急復旧により比較的容易かつ早期に復旧できるが、復旧しなくとも規制速度下の「停止的走行」あるいは「徐行走行」による暫定的な交通開放により通行機能が確保できる。

ランク3：路面に発生する段差は20～25cm以上、50cm以下と比較的大きい、上下車線のいずれか一

方の車線にすべり面が出現する、天端の沈下形状も不均一性がやや大きい状態。応急復旧は比較的期間がかかり、また規制速度下の通行機能の確保は困難であるため、通行止めが必要である。

ランク4：路面に発生する段差は50cmを超える、上下の両車線にすべり面が出現する、天端の沈下形状も不均一性が大きい状態。応急復旧は困難であり、本復旧のために長時間が必要とされるため、通行止めが必要である。

表-3.3.1 の評価基準における盛土の変状の概念を図-3.3.1に示す。同図のように、段差量は縦断方向および横断方向の発生が考えられるが、後者はすべり破壊に起因するものが考えられる。ここで、基準値の2～3cmは道路の維持管理基準、25cmは段差走行実験の結果である図-3.2.4（知見 8 参照）の上限値の最大値、50cmは図-2.2.1（知見 2 参照）における段差量の分布に基づいた最大値を抛り所としている。また、すべり破壊に関するすべり面の位置は、図-2.1.6（知見 1 参照）に基づいている。さらに、天端の沈下については、横断方向および縦断方向の天端形状の不陸の形状と程度により区分している。

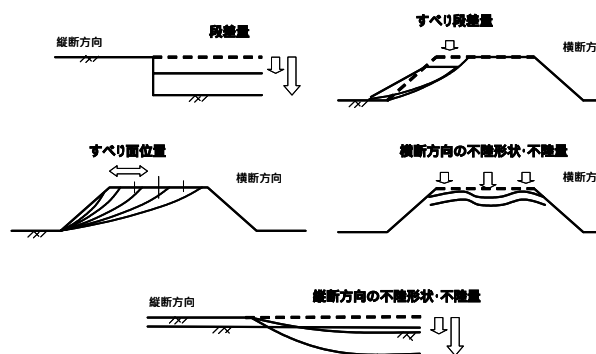


図-3.3.1 道路盛土の評価基準における評価項目の概念例

### 3.4 盛土の段差の復旧水準を考慮した管理・運用

[ 知見 10 : 盛土の段差の復旧水準を考慮した管理・運用 ]

地震時に発生する段差により通行止めとなった道路を応急復旧により啓開する場合、車両の走行性と応急復旧による段差高の復旧水準の関係に基づくと、効果的かつ迅速な管理・運用が可能である。

2003年7月宮城県北部地震(M=6.4)での三陸自動車道における、地震直後の全面通行止めから通常状態に戻るまでの時間経緯は図-3.4.1で示される<sup>1)</sup>。通行止め後、緊急補修基準を目標として、走行路面の確保のための1次応急復旧が行われ、地震発生の日後に片側交互通行で50km/hを規制速度とした一般車両の通行止め解除が行われている。その後、速度規制なしを目標とした2次応急復旧により、地震発生後6日目に70km/hの交通開放が行われた。

また、中越地震での関越自動車道および北陸自動車道における、地震直後の交通止めから規制解除までの経緯は図-3.4.2で示される<sup>2)</sup>。地震直後に全面通行止めの措置がとられ、応急復旧が段階的に実施されたが、第1段階では比較的大規模な段差が応急復旧され、地震発生の日後に緊急車両の通行が確保され、第2段階では比較的中規模な段差が応急復旧され、地震発生の日後に許可車両の50km/h規制走行の水準が確保され、第3段階では簡易舗装による応急復旧により、地震発生の日後に2車線解放で一般車両の50km/h規制走行の水準が確保され、第4段階では4車線確保のための簡易舗装による応急復旧により、地震発生の日後に2車線解放で一般車両の80km/h規制走行の水準が確保された。ここで、応急復旧で目標とする段差量は2cmであるが、各復旧段階において補修目標とした段差量(図-3.4.2の?)は、復旧に従事する現場の判断に拠っている。

以上から、地震直後における車両の走行性を踏まえた段階的な補修水準を明確にし、それに対応した緊急車両および一般車両の段階的な交通開放の運用方法の確立が必要である。ここで、表-2.2.1(知見2参照)から分かるように、一般的に段差量が大いほど、段差の発生頻度あるいは箇所が少ないことから、応急復旧に要する時間も短くなるので、これらの段差の応急復旧に交通開放までの時間を短縮できることになる。また、補修の進展(補修水準の低下)に伴って、走行が可能となる車両が拡大、増大することになる。

さらに、図-3.2.4(知見8参照)によれば、緊急車両および一般車両に対して、段差量の補修水準に対応した車両の走行速度の設定、あるいは交通開放する車両に対応した段差量の補修水準の設定が可能となる。例えば、小型緊急車両を15~20km/h程度の徐行速度で交通開放するためには、応急復旧に際しての補修対象の段差量は10cm以上とすればよい。

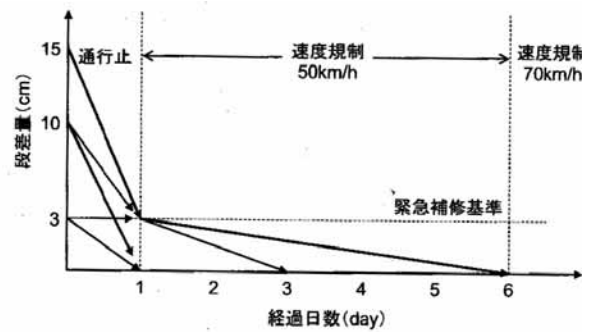


図-3.4.1 三陸自動車道における段差量と交通開放の経緯 (2003年宮城県北部地震)<sup>1)</sup>

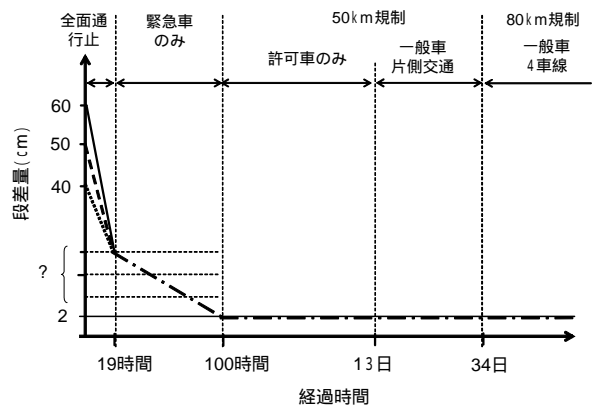


図-3.4.2 関越道、北陸道における段差量と交通開放の経緯 (新潟県中越地震)<sup>2)</sup>

そして、被災直後における段差被害による交通止めに対して、段差の補修水準の変化に伴う緊急車両および一般車両の暫定的、さらに定常的な交通開放の流れの概念は図-3.4.3のように想定できる。同図の段差量と車両の走行条件によれば、地震直後の交通規制、交通開放あるいは段階的な応急復旧の水準が設定でき、迅速な車両の交通開放が可能となる。このような段差量 (=被害レベル) に応じて通行が可能な車両の種類あるいは走行速度を考慮した交通運用は、道路に要求される機能を踏まえた性能規定型の管理といえる。

#### 参考文献

- 1) (社)地盤工学会・土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会：土構造物の地震時における性能設計法の現状と今後の展望、第41回地震工学研究発表会ディスカッションセッション資料、2006.7
- 2) 常田・小田・鍋島・江川：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集、Vol.28, No.009, pp.1-9, 2005.8
- 3) 東日本高速道路(株)新潟支社の資料
- 4) 常田・小田：段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両の走行性の評価、土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム、No.16, 2007.7

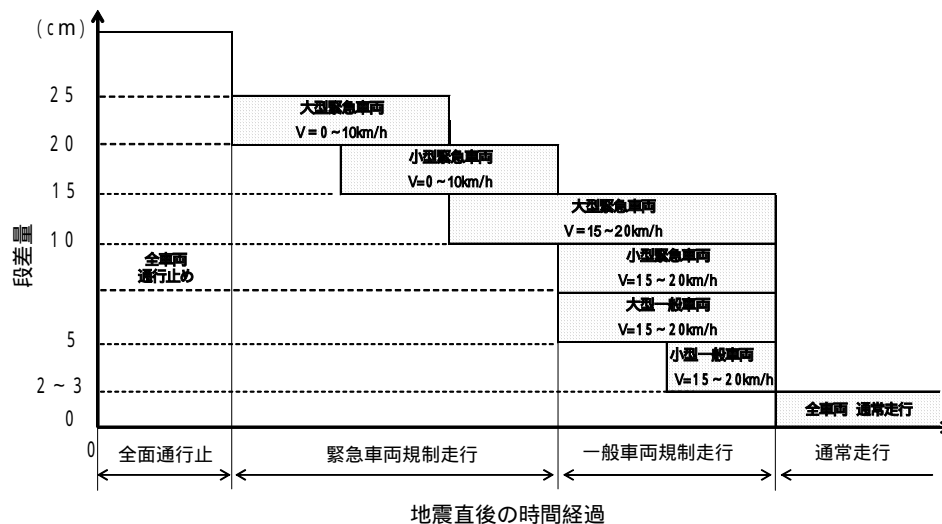


図-3.4.3 段階的な補修および交通開放の運用の流れの概念

## 第4章 道路盛土の変形の予測に関する研究

### 4.1 改良O型ニューマーク法による盛土のすべり変状の予測

[ 知見 11 : 改良O型ニューマーク法による盛土のすべり変状の予測 ]

地震時の盛土の変形を簡易に予測する実用的な方法として、ニューマーク法がある。同法よれば、盛土の性能評価に必要なすべり量およびすべり面の発生位置が算出できるが、すべり破壊による変形を精度よく再現すること、すべり面位置を一意的に決定し、定量的に評価するために、修正R-Oモデルを用いた動的有限要素解析に基づく、逐次の応答加速度分布を考慮した改良O型ニューマーク法 (Newmark Method Modified by Osaka University) が提案できる。

従来、円弧すべり法・ニューマーク法は、盛土内における加速度増幅特性を考慮しない適用方法（従来法と呼ぶ）が一般的である。しかし、盛土内の加速度増幅特性を考慮することが重要であることから、盛土内の加速度増幅特性を考慮した評価法（以下、改良O型ニューマーク法 (Newmark Method Modified by Osaka University) と呼ぶ）を提案する<sup>1)</sup>。同法の応力ひずみ関係の概念図を図-4.1.1 に示し、解析フローを図-4.1.2 に示す。

一般的な盛土材は締固めに起因する強度のピーク状態を有し、降伏後、ひずみ軟化が発生し、残留状態に至るが、改良O型ニューマーク法は破壊までを非線形モデルである修正R-Oモデルによる動的有限要素解析によりシミュレートし、逐次の応答加速度分布を外力とする極限約合安定解析（円弧すべり安定計算）を逐

次実施して破壊発生の判定を行う。さらに、ひずみ軟化を考慮したニューマーク法によりすべり変位量を算出する。なお、適用する入力波形は、時刻的応答解析の所定の代表点（すべり土塊の重心）での応答加速度波形を採用する。

改良O型ニューマーク法の利点は、盛土内の加速度増幅特性の考慮により、すべり面位置およびすべり変位量の予測精度の向上が図られること、既往の動的FEM解析手法と比べて、ひずみ軟化を含む複雑な応力ひずみ関係を一部、間接的ではあるが比較的簡易に考慮できること、FEM解析では再現が困難なすべり破壊変形を精度よく再現できること、すべり面位置を一意的に決定し、定量的に評価できること等がある。

改良O型ニューマーク法の適用性について、動的遠心載荷実験、中越地震および能登半島地震の被害盛土の事例研究により検証している。なお、すべり破壊制御工法への解析法の適用は、知見 19（遮断補強構造）および知見 20（のり尻補強構造）を参照されたい。

#### a) 動的遠心載荷実験による適用性の検証

動的遠心実験<sup>2)</sup>の模型に対する解析モデルおよび境界条件を図-4.1.3 および図-4.1.4 に示す<sup>3)</sup>。実物換算の入力波形は、実験ケース毎の土槽底部の計測加速度波形（正弦波、実周波数  $f=2\text{Hz}$ ）を入力する。ここで、粘着力および内部摩擦角は、低拘束圧領域を考慮した強度定数とし、実験のすべり面位置を概ね再現できるようにパラメトリックに検討し、表-4.1.1 の強度定数（以下、修正強度定数と呼ぶ）を得ている。

改良O型ニューマーク法、従来法および動的FEM解析（弾完全塑性）による最大天端沈下量の実験値との対応を図-4.1.5 に示す。なお、同図中の実験における最大沈下量は、のり肩を除く天端上の標点の鉛直変位のうちの最大値を採用している。同図より、改良O型ニューマーク法と実験値の比較において、平坦地盤では実験値と良好な対応を示すが、傾斜地盤では約 2.5 倍と大きく、従来法との比較では、盛土内の加速度増

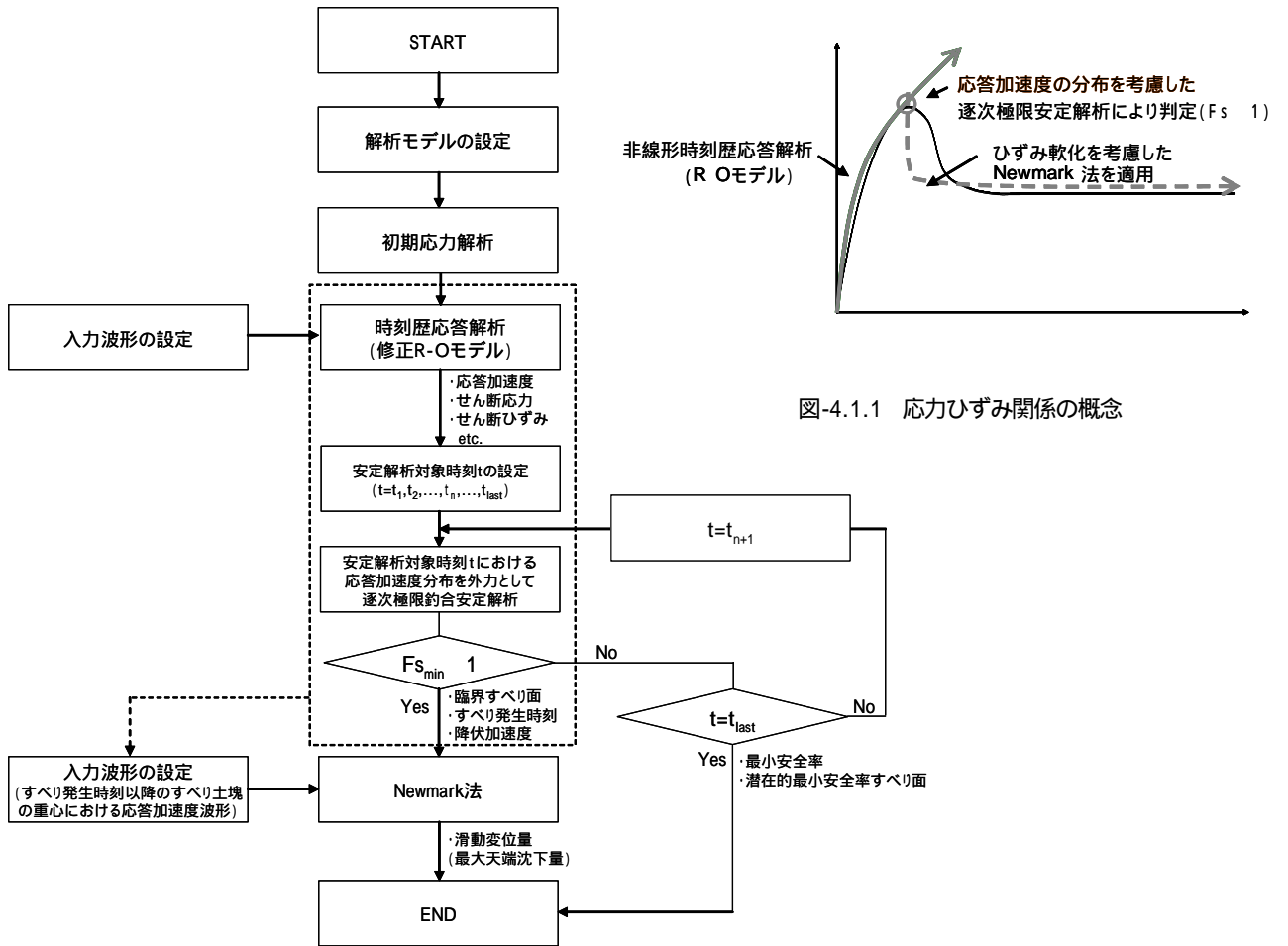


図-4.1.1 応力ひずみ関係の概念

図-4.1.2 改良O型ニューマーク法による解析フロー

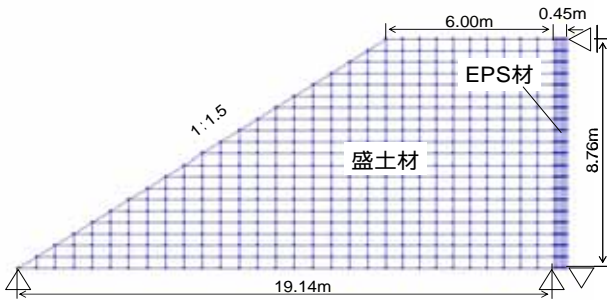


図-4.1.3 平坦地盤モデル (ケース1)

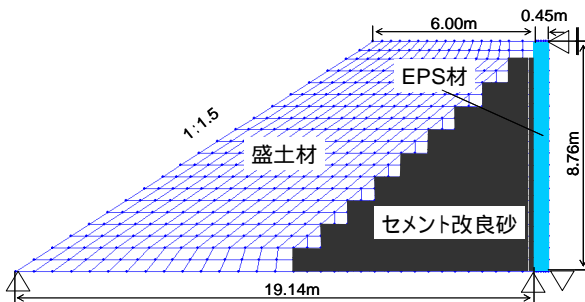


図-4.1.4 傾斜地盤モデル (ケース2)

表-4.1.1 修正強度定数

ピーク強度		残留強度	
$C_p$	$p$	$C_r$	$r$
9.2	42.7	8.7	37.6

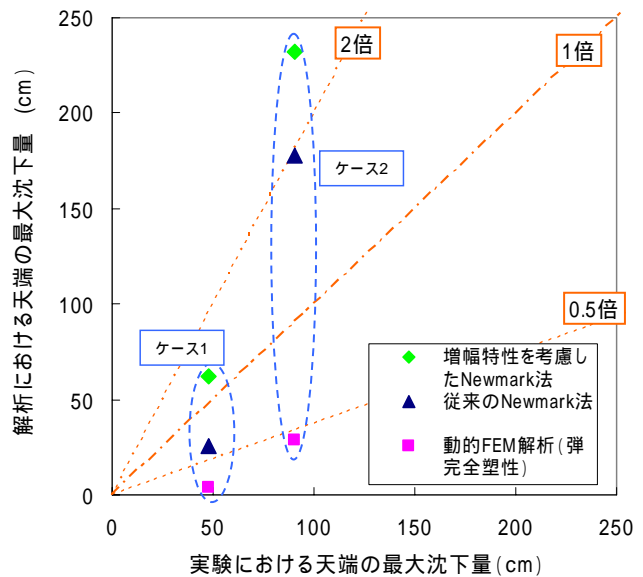


図-4.1.5 最大天端沈下量の実験値と解析値の比較

幅を考慮する改良O型ニューマーク法が大きい、つまり安全側の変位量を算出する。なお、動的 FEM 解析（弾完全塑性）は、変位量を過小に評価する。

このように、改良O型ニューマーク法は、修正強度定数の適用により、すべり面の位置は概ね実験と同様な結果が得られ、天端の沈下量は安全側の評価となることから、図-4.1.3 および図-4.1.4 のような盛土のすべり破壊特性を概ね適切に評価できる。

b) 中越地震の実被害盛土における適用性

改良O型ニューマーク法および弾完全塑性モデルを用いた動的 FEM 解析により、中越地震における関越自動車道の実被害盛土のすべり破壊を予測し、実地盤への適用性を検討している。解析対象は、関越自動車道の 214.5KP, 214.6KP の被害盛土である。解析対象盛土は本震から震央距離が小さいため、距離減衰式による補正を行わず、解析対象盛土の近傍の川口町役場（地表面）での本震の計測加速度波形<sup>4)</sup>の EW 成分を用いる。同波形を非線形解析 DYNEQ により、周波数特性を考慮して基盤相当 ( $V_s=400\text{m/s}$ ) に引き戻した波形を算定し入力波形とする。最大加速度はおよそ 690Gal、解析時間は 20 秒である。

214.5KP における改良O型ニューマーク法による臨界円の位置および天端沈下量を図-4.1.6 に示す。同図より、すべり面の位置に関して実被害との差異が大きいものの、沈下量は概ね適切に評価できている。一方、図-4.1.7 の 214.6KP の結果では、すべり面の位置は解析による臨界すべり面が実被害と概ね一致しているが、沈下量は実被害と比べて解析値が 6 割強と小さい。

また、動的 FEM 解析、改良O型ニューマーク法および従来法による最大天端沈下量と実測沈下量を図-4.1.8 に示す。なお、従来法は動的 FEM 解析（修正 R-0 モデル）における盛土外の地表面の代表点の応答加速度波形を入力波形とする。同図において、改良O型ニ

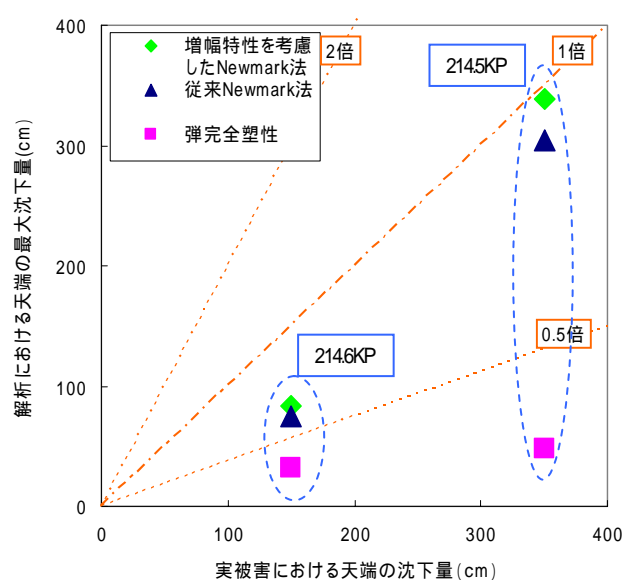


図-4.1.8 最大天端沈下量の実被害と解析値

ューマーク法が適切な沈下量を算出している。また、動的 FEM 解析は変形量を過小に評価する傾向がある。なお、改良O型ニューマーク法による臨界円の位置が実被害とやや異なる原因としては、盛土材料の強度定数および地下水位の位置の差異および鉛直地震動の影響が考えられる。ここで、鉛直地震動の考慮による残留変形への影響を検討した。ただし、鉛直地震動の盛土内での増幅は考慮が困難なため、動的 FEM 解析（修正 R-0）の段階では鉛直加速度は考慮せず、円弧すべり計算の段階において一定の鉛直震度を盛土内で一様に作用させる。鉛直震度をパラメトリックに変化させて臨界円の位置を検討すると、鉛直震度 0.8（上向き）の場合に臨界すべり円が実被害と概ね一致する。このときの 214.5KP および 214.6KP の臨界すべり面を図-4.1.9 および図-4.1.10 に示す。同図によれば、鉛直震度の考

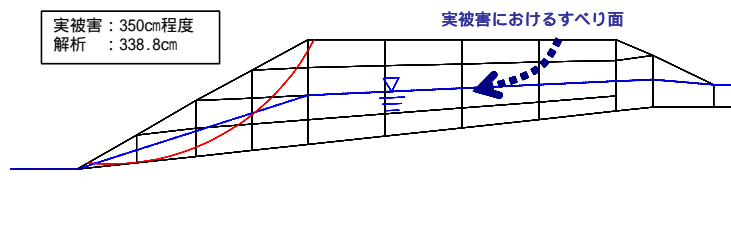


図-4.1.6 臨界すべり円と天端沈下量 (214.5KP)

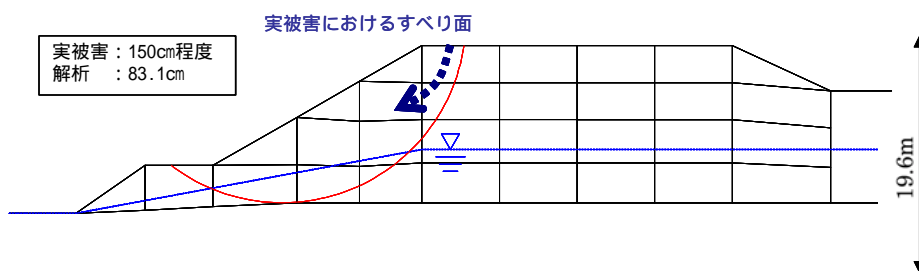


図-4.1.7 臨界すべり面と天端沈下量 (214.6KP)



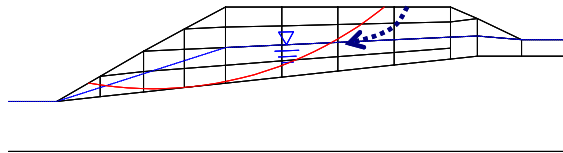


図-4.1.9 鉛直地震動を考慮した場合の臨界すべり円と実被害すべり面 (214.5kP)

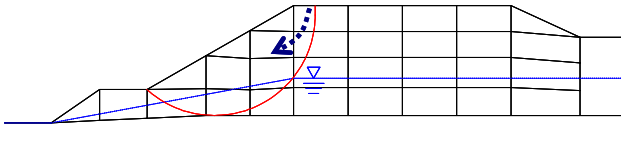


図-4.1.10 鉛直地震動を考慮した場合の臨界すべり円と実被害すべり面 (214.6kP)

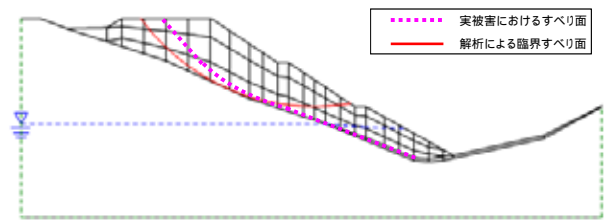


図-4.1.11 すべり面の位置の比較 (縦 39-1)

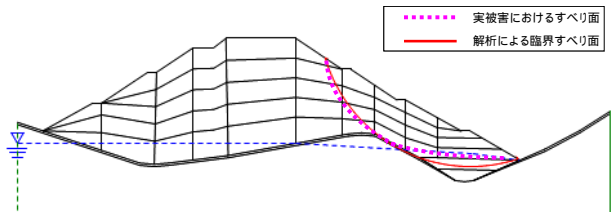


図-4.1.12 すべり面の位置の比較 (縦 39-2)

表-4.1.2 限界震度およびすべり面上端の鉛直沈下量すべり面の鉛直沈下量

	39-1	39-2
鉛直沈下量	0.17m	0.55m
実被害における鉛直沈下量	9.67m	0.98m
降伏震度	0.368	0.177

慮により、すべりの規模をより適切に評価できる可能性がある。また、鉛直地震動が大規模なすべり発生を助長する一因であることが示唆される。今後、より詳細な検討が望まれる。

c) 能登半島地震の実被害盛土における適用性

改良O型ニューマーク法により、能登半島地震における能登有料道路の実被害盛土のすべり破壊を予測し、実地盤への適用性を検討している<sup>5)</sup>。なお、解析上の観測データや被災断面等は、石川県道路公社の資料<sup>6)</sup>による。解析対象は、能登有料道路のすべり被害盛土の2箇所(縦 39-1、縦 39-2: 図-2.5.1 参照)であり、縦 39-1 では車道部の幅員の半分以上に及ぶすべり崩壊であるのに対して、縦 39-2 の崩壊はのり面内に止まっている。縦 39-1 は平均傾斜約 20° の山地斜面へ腹付けされた片盛土であり、被災前の盛土高は 15m 程度である。縦 39-2 も同様に傾斜基盤上にあるが、盛土高が 20m 以上の両盛土である。

入力波形は富来で観測された加速度波形<sup>7)</sup>のEW成分を用いる。なお、富来の計測波形は地表面の観測波形であるため、基盤相当に引き戻した波形を入力波形(最大振幅: 約 500Gal)とする。動的 FEM 解析により盛土内の応答加速度分布を求め、各時刻の応答加速度分布を外力として逐次円弧すべり計算を行い、最初に安全率が 1 を下回る時刻をすべり発生時刻として、同時に臨界すべり面を決定する。

臨界すべり面の位置は図-4.1.11 および図-4.1.12 となる。縦 39-1、縦 39-2 のいずれにおいても、実被害での推定すべり面の位置と解析による臨界すべり面の位置とは概ね一致する結果が得られた。次に、すべり土塊の重心の応答波形を用いて改良O型ニューマーク法により算出した天端における鉛直沈下量を表-4.1.2 に示す。ここで、実被害の沈下量は被災断面図より読み取った推定値である。同表によれば、縦 39-2 では算定値が実被害の半分程度、縦 39-1 では実被害に対して相当な過小値となる。

なお、以上の解析における残留盛土(非すべり土塊)の粘着力は 42 kN/m<sup>2</sup>であるが、縦 39-1 において

実被害の鉛直沈下量にほぼ近似(10.7m)させた場合の粘着力は 29kN/m<sup>2</sup> となり、この場合の降伏震度は 0.072、鉛直沈下量は 10.9m となり、実被害に近い値になった。

以上の結果から、改良O型ニューマーク法によれば、実被害箇所におけるすべり面位置が再現できること、さらに、すべり変位量あるいは沈下量は実被害との差異が顕著であり、設定する強度定数に過敏に反応するということが分かった。

参考文献

- 1) 江川・常田・小田・都間・中平: 道路盛土に対する法尻補強および遮断構造の耐震効果に関する解析的検討, 第 42 回地盤工学研究発表会, No.862, 2007.7
- 2) 常田・鍋島・中平・大槻・吉野: 道路盛土のすべり破壊の再現および応答特性把握に関する遠心模型実験, 第 12 回日本地震工学シポジウム, No.0120, pp.586-589, 2006.11
- 3) 江川・常田・小田・中平: 道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性およびすべり破壊制御に関する検討, 第 12 回日本地震工学シポジウム, No.0119, pp.582-585, 2006.11
- 4) 気象庁ウェブサイト: [http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/041023\\_niigata/1756/nigata\\_main.htm](http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/041023_niigata/1756/nigata_main.htm)
- 5) 小田: 道路盛土のすべり破壊特性, 耐震補強法に関する数値解析, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 6) 石川県道路公社の資料
- 7) 独立行政法人防災科学技術研究所 強震ネットワーク: <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>

#### 4.2 極限解析法による盛土のすべり変状の予測

[ 知見 12：極限解析法による盛土のすべり変状の予測 ]

地震時の盛土の変状を簡易に予測する方法として、極限解析法を開発している。同法により、すべりが発生する限界震度、すべり面の位置等が予測できる。

すべり破壊現象を取り扱える既往の動的 FEM 解析法として、破壊基準に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を適用した弾完全塑性モデルの残留変形解析手法<sup>1),2)</sup>を開発し、地震時のすべり破壊の評価への適用性の比較・検討を行っている。

本解析法は破壊ひずみ領域までを解析できるが、図-4.2.1 に示すように応力ひずみ関係においてピーク状態から残留状態へのひずみ軟化を考慮できないため、入力パラメータとして残留時の強度を採用している。ここで、ピーク強度を採用する場合、破壊発生後の強度低下を無視するので、理論上、変形量を過少に評価するが、残留強度を採用する場合、ピークの応力状態を無視するので、比較的小さな応力に対しても塑性変形が生じる可能性が考えられ、安全側の評価となる。弾完全塑性モデルを用いた動的解析法の解析フローを図-4.2.2 に示す。

まず、初期状態を決定するために自重解析を行う。

その後、盛土内の加速度応答パターンを仮定し、その応答パターンに応じて単位水平震度を要素毎に与える。盛土全体の変位を制御しながら加速度を増加させて、生じた変位に対応する水平震度、正確には単位水平震度の倍率および残留変形状を予測する<sup>1),2)</sup>。なお、これらは時刻歴応答解析によって求められたひずみエネルギーによる基準に基づいて行う。

本解析法の適用性は、動的遠心載荷実験で検証している。なお、すべり破壊制御工法への本解析法の適用は、知見 18 (天端補強構造)、知見 19 (遮断補強構造) および知見 20 (のり尻補強構造) を参照されたい。

解析法の適用性の検証を行う盛土の 30g 場での遠心模型実験の詳細は、文献 3) を参照されたい。実験盛土に対する実物大盛土を図-4.2.3 の解析モデルとするが、天端幅 6m、底面幅 19.5m、高さ 9m である。境界条件は、底面が固定で、左側面が水平固定、鉛直自由である。盛土模型は DL クレイを材料とするが、表-4.2.1 に三軸試験から得られたピーク強度および残留強度での定数を示す。

図-4.2.5 は、盛土内の加速度応答を一様としピーク時の強度定数を用いた基準ケースにおける解析の最終段階でのせん断ひずみの分布を示す。図中の白い帯状の部分は顕著なせん断ひずみが生じている領域であり、すべり線に相当するが、のり先から盛土天端に向かって延び、左側壁面まで達している。

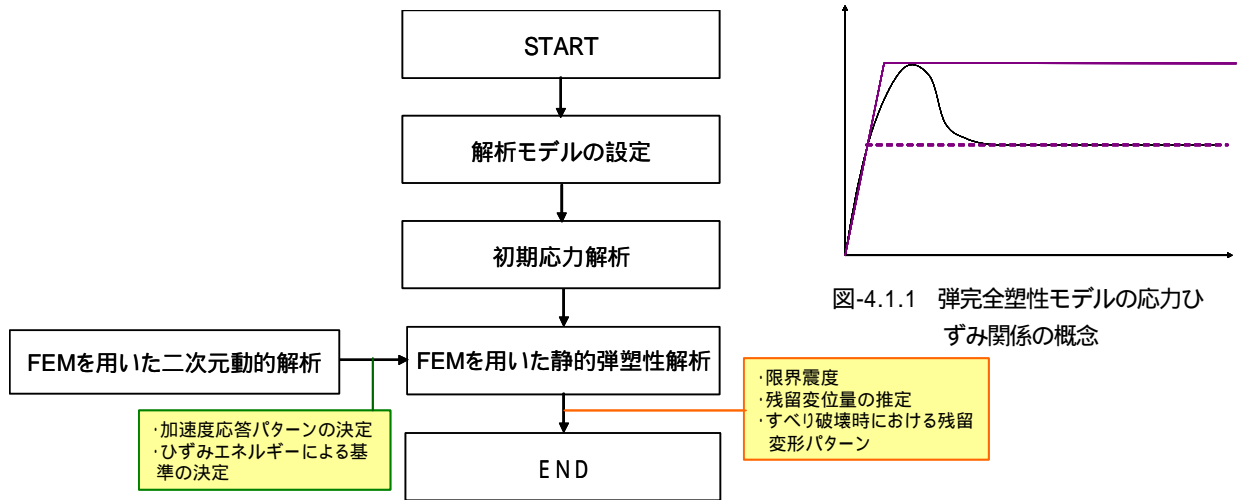


図-4.2.2 時刻歴応答解析(弾完全塑性モデル)の解析フロー

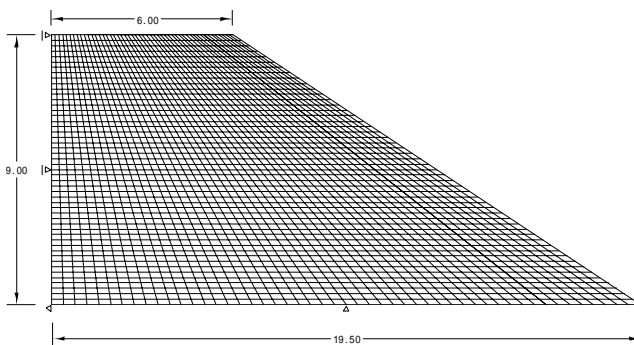


図-4.2.3 解析モデルと境界条件 (単位 : m)

表-4.2.1 DL クレイの強度定数

	内部摩擦角 (°)	粘着力 C(kN/m <sup>2</sup> )
ピーク強度	36.3	22.0
残留強度	31.0	20.0



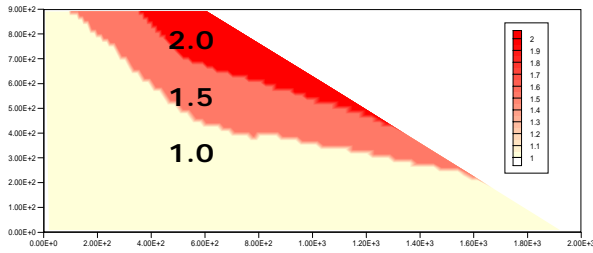


図-4.2.4 二次元加速度応答倍率分布

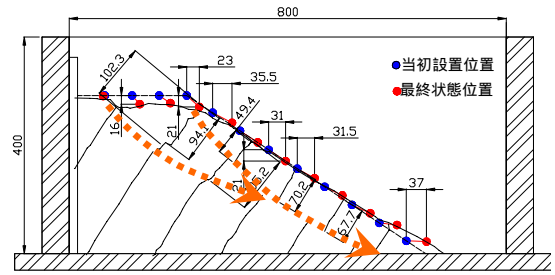


図-4.2.6 模型実験のすべり破壊形態

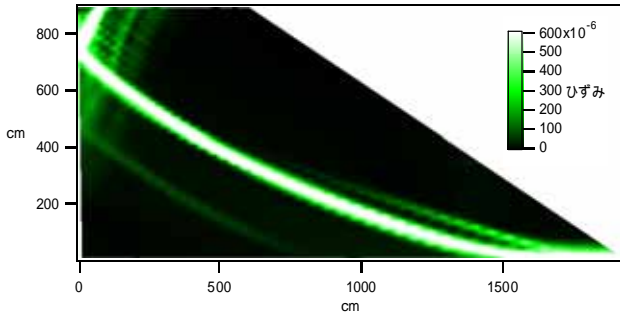


図-4.2.5 せん断ひずみ分布(基本ケース)

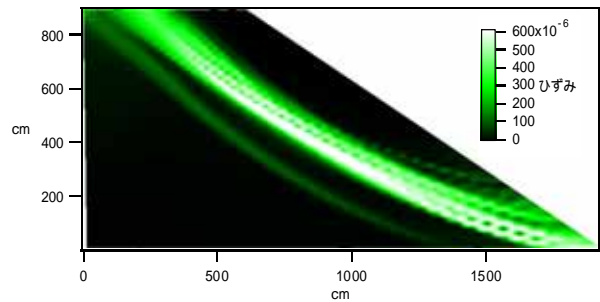


図-4.2.7 すべり線位置の再現結果

ここで、図-4.2.6は遠心载荷実験での盛土のすべり破壊形態であるが、図-4.2.5の解析結果と比較してすべり線の位置がかなり浅い。この原因としては、盛土内の加速度分布と実験盛土の保有する強度特性と三軸試験による強度特性の差異が考えられる。そこで、盛土内の加速度分布を二次元加速度分布(図-4.2.4)とするとともに、強度(=粘着力)の低減を行い、実験によるすべり線位置の再現を試みた。その結果、ピーク強度の粘着力の1/3の値とした結果が図-4.2.7のように得られ、実験と整合させることができた。

以上のことから、すべり面の発生位置に関しては、盛土の加速度応答分布特性あるいは強度定数を適切に評価することにより、弾塑性有限要素法に基づく極限解析によって、盛土の動的な崩壊パターンを推定できることが示唆された。

#### 参考文献

- 1) 谷村・小田・常田・江川：盛土の地震時安定に関する遠心模型実験に対する弾塑性極限解析の適用，平成18年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，第 部門，2006.6
- 2) 谷村・小田・常田・江川：道路盛土の地震時性能評価に対する弾塑性極限解析手法の適用性，平成41回地盤工学研究発表会，No.640，pp1279-1280，2006.7
- 3) 吉野・常田・鍋島・中平・大槻：道路盛土のすべり破壊に関する遠心模型実験，第41回地盤工学研究発表会，2006.7

### 4.3 遠心载荷模型振動実験による盛土のすべり変状特性

[知見13：遠心载荷模型振動実験による盛土のすべり変状特性]

遠心载荷模型振動実験により、実現象では把握が困難な盛土のすべり変形特性を再現できる。ここで、すべり変形特性とは、すべりが発生を始める位置(高さ方向、深さ方向)およびすべり量である。

実地震時の盛土の崩壊メカニズムを捉えることは困難である。そのため、遠心载荷実験に基づいて、地震時における盛土のすべり崩壊特性を解明している<sup>1)</sup>。

検討対象の実験模型は図-4.3.1である。地盤模型、計測方法に関しては文献2)を参照されたい。ここで、すべり破壊のメカニズムを把握するために、特に盛土模型内にひずみゲージを貼り付けた鉄板を設置した。鉄板を底面から76mm、146mm、220mmの位置に設置し、それぞれ下部、中央部、上部とする。そして、下部の左側から順にM1-1、M1-2、M1-3、M1-4、中央部はM2-1、M2-2、M2-3、M2-4、上部はM3-1、M3-2、M3-3、M3-4とする。ひずみゲージは鉄板の表裏一対で貼り付け、曲げひずみは表裏のひずみ差の平均であり、鉄板が上に凸変形の場合に正出力、下に凸変形の場合に負出力となる。

盛土断面の残留変形およびすべり線を図-4.3.2に示すが、複数のすべり線が確認されており、すべり破壊は円弧すべり法で想定される1つのすべり線だけでは

ないことが分かる，鉄板の曲げひずみおよび変位の変動開始および急増時間を図-4.3.3 に示す．同図より，微小な曲げひずみは，近いすべり線の影響を受けている．また，M3-3，M2-3 および M1-3 は深部の，M2-1 および M1-1 はのり先付近のすべり線の影響を受けている．

変動開始時間から，同一すべり線と考えるひずみで比較したとき，上部の方が下部より早く変動を開始している．また，深部にある曲げひずみと浅部にある曲げひずみの変動開始時間を比較すると，深部にある曲げひずみの方が早く変動を開始している．

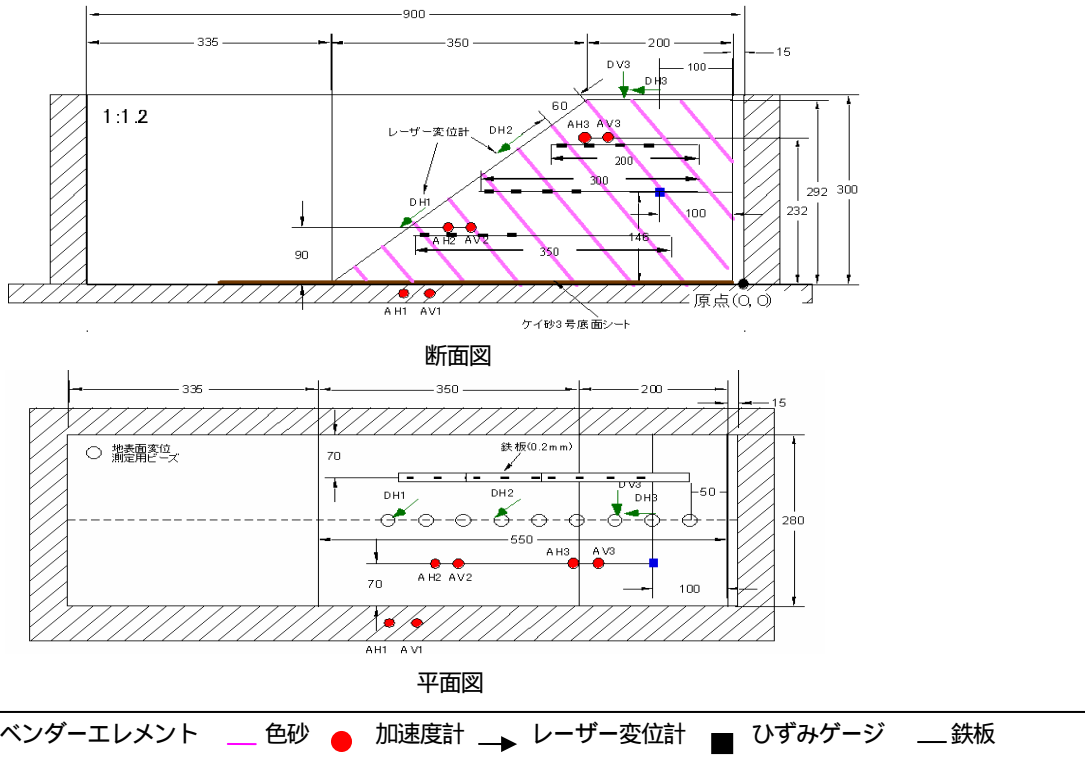


図-4.3.1 実験モデル

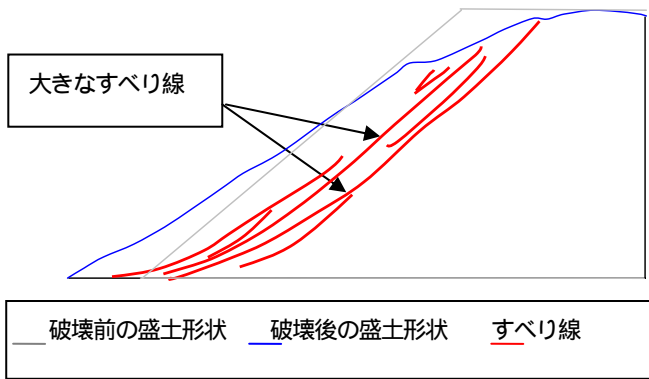


図-4.3.2 残留変形およびすべり線

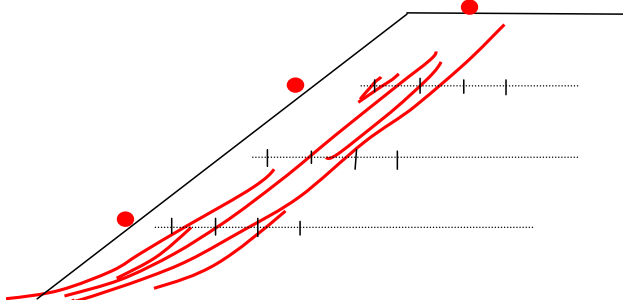


図-4.3.3 曲げひずみおよび変位の変動開始、急増時間

位置	変動開始時間(s)	急増時間(s)
M1-1	3.30s	4.59s
M1-2	2.79s	4.62s
M1-3	3.09s	4.26s
M1-4	3.18s	4.08s
M2-1	3.03s	6.69s
M2-2	2.79s	4.80s
M2-3	3.00s	5.79s
M2-4	3.39s	5.04s
M3-1	3.33s	6.42s
M3-2	3.51s	5.31s
M3-3	2.61s	4.02s
M3-4	3.60s	4.29s
DH1	-	4.29s
DH2	2.73s	4.26s
DH3	3.24s	-
DV3	-	-

遠心模型実験により盛土のすべり破壊メカニズムに関して得られた知見は以下の通りである。

- (1) 盛土の大きなすべり破壊，すべり線の進展は上部から下部へと移行する。
- (2) 盛土内に大きなすべり線が 2 本形成された場合，すべり線は深部側から形成が始まり，その後浅部が形成される。
- (3) 盛土の変状は，盛土内部，のり面，天端の順に生じる。

#### 参考文献

- 1) 上野・常田・小田・中平：道路盛土のすべり破壊メカニズムに関する遠心模型実験，第 43 回地盤工学研究発表会，No.570，2008.7
- 2) 常田・張・小田・中平・大槻：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，第 29 回地震工学研究発表会，No.11-0015，2007.8

#### 4.4 強制変位入力による盛土の縦断線形の変状の予測

##### [ 知見 14：強制変位入力による盛土の縦断線形の変状の予測 ]

地震時の盛土の縦断線形の変形状態を再現する方法には，振動台実験，静的自重解析等があるが，簡易な方法として盛土の基礎地盤に強制変位を入力し，盛土の変形状態を再現する方法がある。この方法は，解析および実験でも適用できる。

##### a) 室内模型実験による方法

図 4.4.1 に実験装置の側面図を示すが，土槽（幅 80cm × 高さ 50cm × 奥行き 30cm）内に盛土とカルバートの半断面による 2 次元模型を作成し，カルバートの底面位置の盛土底面に設置した床を人為的に一定量降下させることにより，盛土表面に変形を発生させる。同図はボックスカルバートの変断面補強構造に関する実験であるが，その対策効果の検証については知見 21 を参照されたい。

図 4.4.2 は降下床によるカルバート周辺地盤の沈下方法を示すが，降下床を支持する部材を水平方向に移動させることにより，降下床を鉛直下方向に移動させる。降下は所定速度になるようにレーザ変位計で管理する。

##### b) 静的解析による方法

図-4.4.3 に解析モデルを示すが，図中に矢印で示した部分で底面が一様に沈下するように強制変位させる。境界条件は赤い実線の部分を水平方向拘束とし，青色の破線で示したカルバート上面は，水平・鉛直方向を完全拘束（固定）あるいは各点の接線の垂直方向のみ拘束，接線方向を可動（自由）とする。同図はボックスカルバートの変断面補強構造に関する解析であるが，

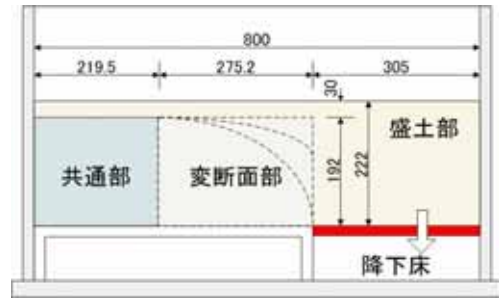


図-4.4.1 沈下再現実験装置（単位 mm）

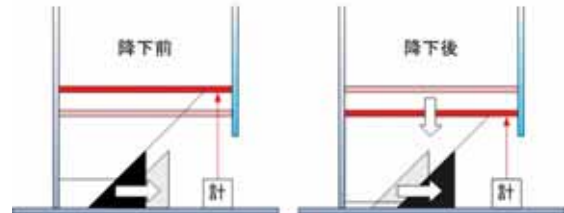


図-4.4.2 降下床の沈下方法（計はレーザ変位計）

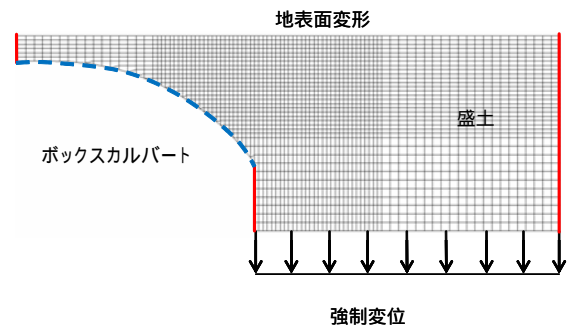


図-4.4.3 二次元 FEM 解析モデル

その対策効果の検証は知見 21 を参照されたい。

#### 参考文献

- 1) 石澤・常田・生原・熊田・渡辺：変断面カルバートにおける盛土境界部の段差軽減に関する静的模型実験，第 43 回地盤工学研究発表会，2008.7（投稿中）
- 2) 種田・常田・小田・谷村：道路盛土の段差特性に対するカルバートの形状の影響に関する解析的研究，第 43 回地盤工学研究発表会，No.579，2008.7

# 第5章 性能を考慮した耐震強化・補強の設計理念に関する研究

## 5.1 盛土のすべり破壊制御

### [知見15：盛土のすべり破壊制御]

地震時の盛土のすべり破壊に対する耐震強化あるいは耐震補強の設計概念として、すべり破壊制御の考え方ができる。これは、盛土の機能、つまり通行機能を所定の水準で確保できるように、すべり面の発生位置を影響のない範囲に移動したり、すべり量を影響のない規模に低減することを目的とする。すべり破壊制御の設計理念として、「天端補強構造」、「のり尻補強構造」および「遮断補強構造」が提案できる。

道路盛土の横断方向のすべり破壊に着目した場合、地震直後における道路盛土のすべり破壊が、写真-5.1.1のような大規模な被害ではなく、写真-5.1.2のような被害の形態や規模に抑制されれば、地震前と同水準の道路機能の確保ができなくとも、通行止めを回避できる最小限の道路機能の確保は可能と考えられる。

このような視点による設計の考え方は、例えば図-5.1.1の概念で表せる。つまり、道路盛土の横断方向のすべり破壊について、その発生位置を路肩やのり面の範囲に限定する、あるいは誘導するように盛土の耐震強化あるいは耐震補強を行う考え方である。このような新しい設計概念を「すべり破壊制御」、また、その概念を実現する工法を「すべり破壊制御工法」と呼ぶ。

ここで、すべり破壊制御の視点から対策方法を体系的に整理すると、表-5.1.1のように例示できる。同表では、対象を「盛土本体」における対策と盛土の「基礎地盤」における対策に区分する。また、盛土本体の対策の基本理念は、盛土本体の強化・変形抑制、複合構造による強化・変形抑制および盛土形状の安定化に大別し、基礎地盤では基盤形状の安定化および盛土の応答低減に区分する。さらに、細分化した工法の基本は、対策原理を示し、その具体的な工法を工法例として対比している。

表-5.1.1の盛土本体の基本理念のうち、1)盛土本体の強化・変形抑制および2)複合構造による強化・変形抑制について、以下の3つの設計理念を提示する。

- (1)盛土の天端付近に限定した部分的な補強により、すべり面の発生位置あるいはすべり量を制御する工法【天端補強構造と呼ぶ】
- (2)盛土ののり尻に限定した部分的な補強により、すべり量を制御する工法【のり尻補強構造と呼ぶ】
- (3)盛土の法肩の直下に建て込んだ構造体の補強により、すべり面の発生位置およびすべり量を制御する工法【遮断補強構造と呼ぶ】



写真-5.1.1 2車線に至る大規模なすべり破壊 (2004新潟県中越地震、国道117号、細島)



写真-5.1.2 法面、路肩の小規模なすべり破壊 (同上、細島)

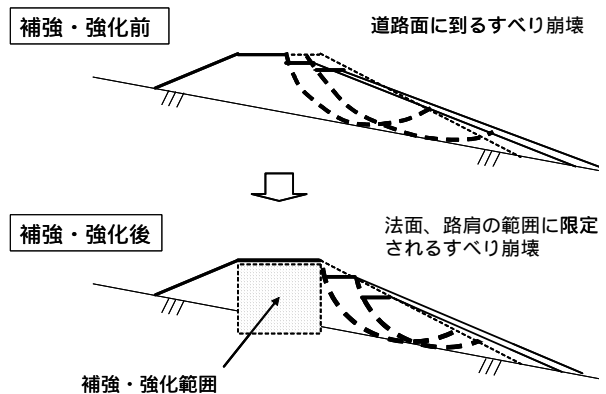


図-5.1.1 すべり破壊制御の設計概念例

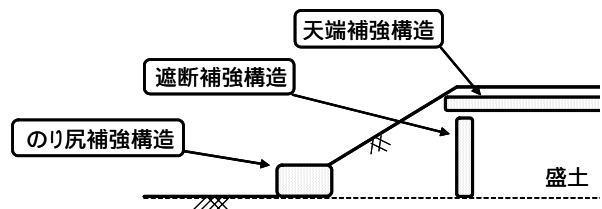


図-5.1.2 すべり破壊制御の補強構造の設計理念

これらの設計理念の概要を図-5.1.2に示すが、具体的な工法の適用性は、「第6章 性能を考慮した耐震強化・補強法」で検証している。



表-5.1.1 すべり破壊制御による対策メニュー例

対策の対象	対策の基本理念	工法の基本	工法例
1 盛土本体	1) 盛土本体の強化・変形抑制	(1) 盛土材の強度増加	薬液注入工法
		(2) 舗装構造の柔軟化	
	2) 複合構造による強化・変形抑制	(1) 補強材の設置	ジオテキスタイル アンカー工
		(2) 構造体の設置	矢板
			地中壁 深層混合処理
	3) 盛土形状の安定化	(1) 盛土勾配の低減	擁壁工
2 盛土の基礎地盤	1) 基礎形状の安定化	(1) すべり抑制	段切り 平坦化
		(2) 盛土高の低減	
		(3) 盛土断面積の低減	
	2) 盛土の応答低減	(1) 盛土厚の低減	基礎の浅層化

## 5.2 盛土の縦断線形円滑化

### [ 知見16：盛土の縦断線形円滑化 ]

地震時の盛土の縦断方向で発生する段差に対する耐震強化あるいは耐震補強の設計概念として縦断線形円滑化の考え方ができる。これは、車両の走行の障害となる盛土の沈下による不連続な縦断線形、つまり段差を発生させないように、縦断線形を円滑に変化させることを目的とする。縦断線形円滑化の設計理念としては、「変断面構造」および「補強土構造」が提案できる。

道路盛土の縦断方向の段差に着目した場合、地震時に発生する路面段差が写真-5.2.1の左側車線のような規模の大きい段差高ではなく、同写真の右側車線のように小規模な段差高に抑制される、あるいは写真-5.2.2のように沈下の規模（約1.5m）が大きくても、不連続な段差でなく縦断線形が円滑に変化すれば、地震前と同水準の道路機能の確保はできなくても、通行止めを回避できる最小限の道路機能の確保は可能と考えられる。なお、写真-5.2.2は地震発生40日後時点の状況であり、コーンの左側は舗装が打ち変えられているが、右側は地震時の状況と思われる。

以上の考え方は、例えば、図-5.2.1(1)～(3)の概念として表せる。つまり、道路盛土の縦断方向の沈下や段差について、何らかの強化・補強構造を導入し、縦断線形が円滑になるように盛土の耐震強化あるいは耐震補強を行うという考え方である。このような設計概念を「縦断線形円滑化」、また、その概念を実現する工法を「縦断線形円滑化工法」と呼ぶ。

ここで、段差の発生箇所は、知見1に示したように、写真-5.2.1あるいは写真-5.2.2のような沢の横断部で切土と盛土の境界、橋台と取付け盛土の境界、ボックスカルバートなどの横断構造物の境界等である。

表-5.2.1の盛土本体の「盛土本体の強化・変形抑制」および横断構造物の「横断構造物の形状による変



写真-5.2.1 段差規模と縦断線形の円滑性の差異の事例  
(2004新潟県中越地震、国道17号石田南平)



写真-5.2.2 滑らかな縦断方向の沈下例  
(2004新潟県中越地震、国道117号細島)

形抑制」について、以下の2つの設計理念を掲げることが考えられる。

- (1) 横断構造物の断面形状を盛土の天端厚を漸減して、沈下に伴う縦断線形を円滑にする工法【変断面補強構造と呼ぶ】
- (2) 横断構造物と盛土の境界部分に補強ゾーンを設けて、沈下に伴う縦断線形を円滑にする工法【補強土補強構造と呼ぶ】

これらの設計理念の概要を図-5.2.2に示すが、具体的な工法の適用性は、「第6章 性能を考慮した耐震強化・補強法に関する研究」で検証している。

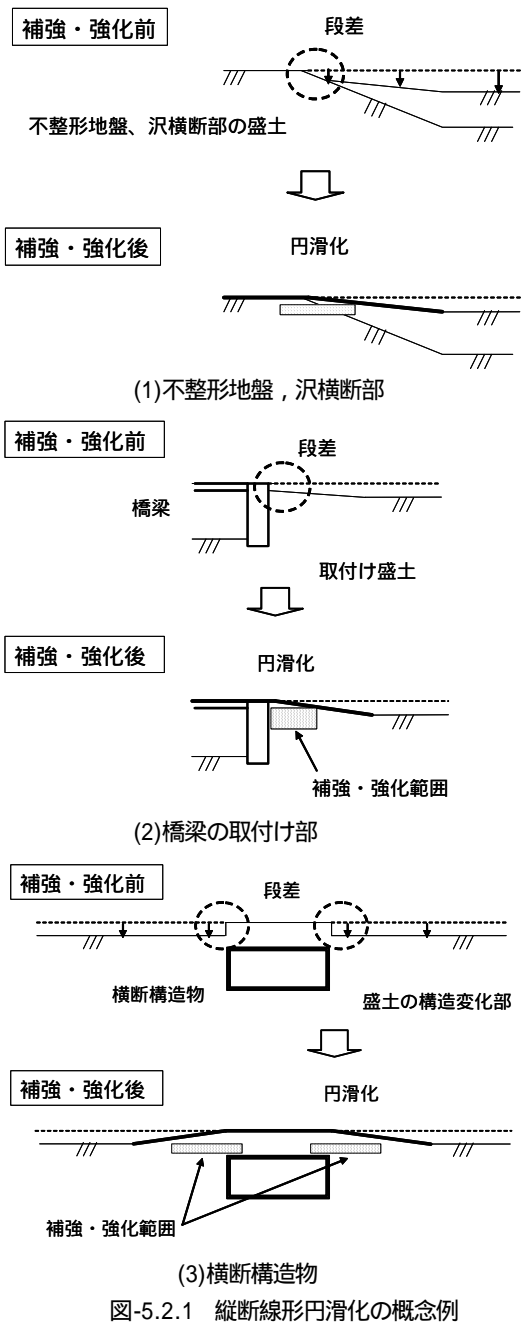


図-5.2.1 縦断線形円滑化の概念例

表-5.2.1 縦断線形円滑化の補強構造の概念例

対策の対象	対策の基本理念	工法の基本	工法例
1 盛土本体	1) 盛土本体の強化・変形抑制	(1) 盛土材の強度増加	セメント安定処理
		(2) 盛土材の置き換え	粒調砕石
		(3) 舗装構造の柔軟化	
	2) 複合構造による強化・変形抑制 【縦断方向 / 横断方向】	(1) 補強材の設置	ジオテキスタイル アンカー工(横断)
		(2) 構造体の設置	踏み掛け版 群杭 格子枠工(横断)
2 横断構造物	1) 横断構造物の形状による変形抑制	(1) 盛土厚変化の緩和	アーチカルバート
3 橋梁構造物	1) 上部構造の構造	(1) 沈下の影響の緩和	延長床版
	2) 下部構造の構造	(1) 盛土厚変化の緩和	橋台延長フーチング
4 車両	1) 車両構造	(1) 沈下の影響低減	車高、サスペンダー

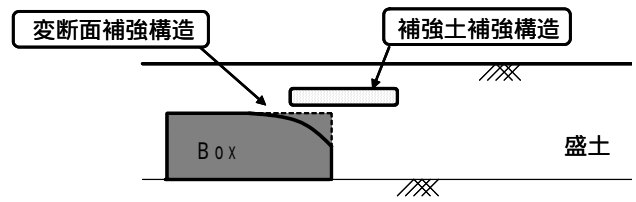


図-5.2.2 縦断線形円滑化の補強構造の設計理念

## 第6章 性能を考慮した耐震強化・補強法に関する研究

### 6.1 補強土の天端補強構造によるすべり破壊制御

[ 知見17：補強土の天端補強構造によるすべり破壊制御 ]

盛土のすべり破壊制御のための「天端補強構造」の設計理念が提案できる。これは、盛土天端部でのすべり面の発生を抑制する補強構造の設置により、すべり面位置の移動およびすべり量の抑制を目的とする。この設計理念の実用化の一つとして、ジオテキスタイル等の補強材利用による補強、強化が有効である。

補強材を用いた道路盛土の天端補強による補強メカニズムおよび効果の検証のため、以下の野外実物大実験、動的遠心載荷実験および室内模型実験が行われている。

a) 野外実物大実験による適用性の検証<sup>1)</sup>

ジオテキスタイルにより実物大の天端補強構造を有

する試験盛土を構築し、すべり崩壊を発生させることにより、補強効果を検証している。試験盛土は幅 3.6m、奥行 1.8m、高さ 4.1m の直方体形状であり、周囲に支保工（大型土のう）を施している。試験盛土は図-6.1.1 のように 4 つの補強盛土パターンに区切る。補強パターン 1 は 1 枚のジオテキスタイルで天端の 1 層のみを包みこんで補強する。補強パターン 2, 3 は補強パターン 1 の下部にコの字型にジオテキスタイルを敷設する層（ $L=1\text{m}, 2\text{m}$ ）を 5 段設置し、連結金具で一体化させる。補強パターン 4 はジオテキスタイルを柄杓型に包み、壁面部と地山側のジオテキスタイルをロープで拘束する。

補強材のジオテキスタイルは、芯材がアラミド繊維の引張強度  $60\text{kN/m}$  を主材とする。盛土材は粘着力がない細骨材（ $\phi=40^\circ$ ）を使用し、湿潤密度（ $\rho=18\text{kN/m}^3$ ）で盛土を構築する。盛土は崩壊面の前面の支保工を撤去し、崩壊を誘発させる。

補強盛土の崩壊形状および法肩の沈下量を、それぞれ図-6.1.2 および図-6.1.3 に示す。補強パターン 1 はジオテキスタイルで包んだ補強部分の下部の崩壊によって、天端の押さえ盛土が滑り落ちている。補強パターン 2, 3 の崩壊はともに小さく、天端部の変状が小さい。また、補強材の敷設長が長い補強パターン 3 が最も盛土のり肩の沈下量が小さい。補強パターン 4 は下部の崩壊とともに一体となった補強部分が前面へ滑り落ちている。

以上の実物大実験により、特に無補強の場合における想定すべり面以深に至る補強材を設置した補強パターン 3 の場合には、のり肩の沈下量を小さく抑えるこ

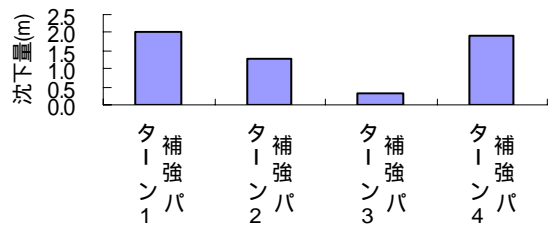


図-6.1.3 盛土の路肩の沈下量

とができることが確認された。なお、補強パターン 1, 2, 4 では補強領域が自重により滑り出したが、これは最上層に 50cm の覆土をしたものの、補強材の押さえが不十分であったためである。これは、補強パターン 3 場合も同様であり、覆土下のジオテキスタイルの端部で固定あるいは拘束が高ければ、よりすべり変形が抑制されたものと思われる。

b) 動的遠心载荷実験による適用性の検証

ジオテキスタイルによる盛土の天端付近の補強構造の効果を遠心実験により検証する<sup>2)</sup>。実験模型は写真-6.1.1 に示すように、底面長 55cm、天端長 20cm、高さ 29.2cm の台形状であり、端部を土槽に固定した 2 枚のジオテキスタイルで包んだ補強域を天端全面に 1 層敷設（面状補強と呼ぶ）するとともに、その下部ののり面側に無対策の場合のすべり面位置より深くまで挿入した 2 枚の短いジオテキスタイルで包んだ補強域を 2 層敷設（短冊補強と呼ぶ）した。実験方法の詳細は文献 2) を参照されたい。

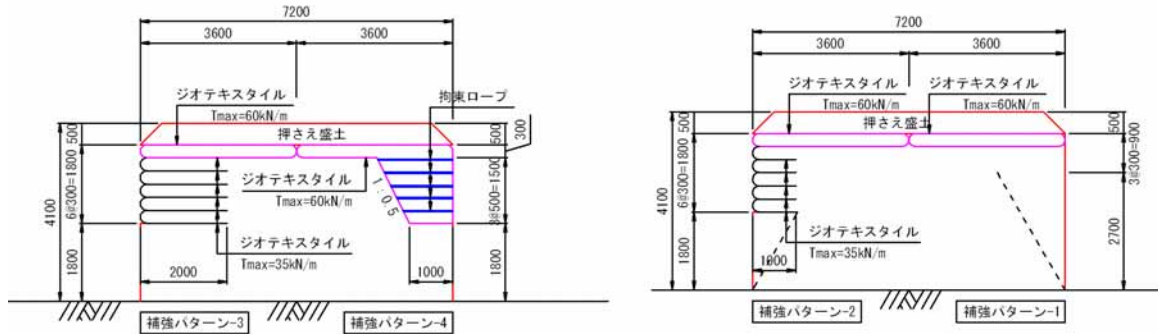


図-6.1.1 盛土補強構造（断面図）

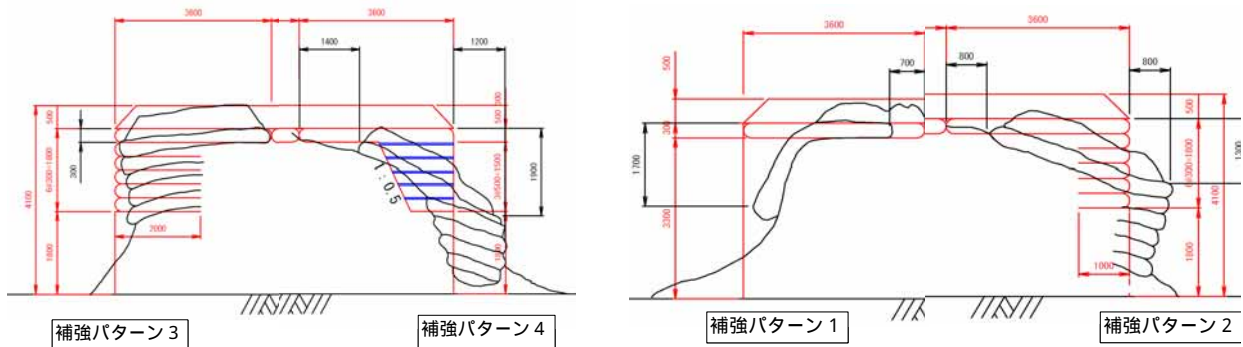


図-6.1.2 盛土の崩壊形状（断面図）



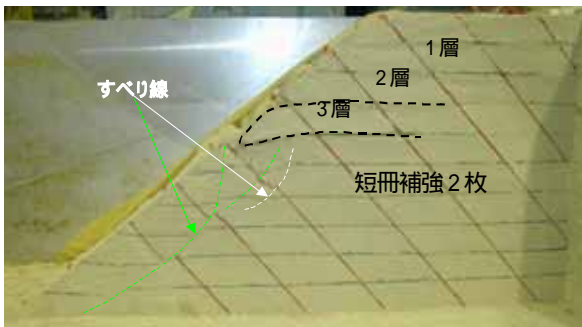


写真-6.1.1 最大加速度470gal加振後の地盤変形状況  
(面状補強領域1層+短冊補強領域2層の場合)

遠心加速度 30G に載荷した後、正弦波(sin 波 60Hz, 30 波)加振を行う。実物換算で最大 310gal の加速度の入力では、のり面にすべり等の顕著な地盤変形は認められなかった。その後、最大 470gal の加速度を入力したが、写真-6.1.1 のように補強領域下面の境界でクラックが生じ、のり面下部でやや膨らみが認められたものの、天端に至るすべりは生じず、天端の平坦性が確保されている。すべり線は補強領域下部で発生しているが、のり面から約 5cm と浅い。また、すべり土塊の移動量は最大でも 14mm と小さく、のり肩部の変形量は判別できないほど小さい。このように、盛土全体としては軽微な変状に止まり、天端補強構造の対策効果が発揮されている。

さらに、ジオテキスタイル 3 枚により面状補強領域を 2 層とし、端部を土槽に固定した補強構造の場合、470gal 加振後の横断面の変形状況は写真-6.1.2 の通りである。すべり線は 2 箇所発生し、のり面から約 5cm の浅いすべり( )と約 10cm の深いすべり( )である。補強部分下方のすべり土塊の移動量は浅いすべりで卓越し、先行の 310gal との 2 段階加振による累積変位は約 7cm であるが、天端の平坦性は確保されている。

以上のように、遠心実験から、ジオテキスタイルによる天端補強はすべり破壊制御の効果が高いことが確認され、その有効性が検証されている。

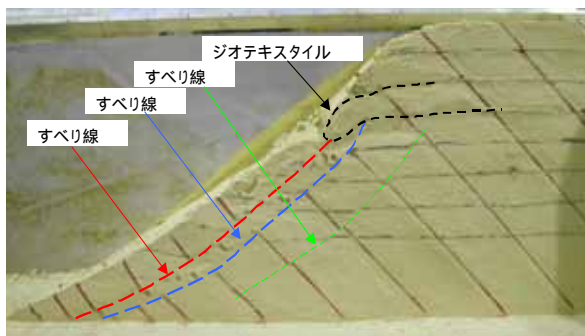


写真-6.1.2 最大加速度470gal加振後の地盤変形状況  
(ジオテキスタイルを3層+面状補強領域2層の場合)

## 参考文献

- 1)常田・小田・山本・上田・中平・横田・竜田・関口：盛土の天端一体化工法に関する現場実験，第 43 回地盤工学研究発表会，No.783，2008.7
- 2)上田・小田・常田・中平：ジオテキスタイルによって天端補強された道路盛土の動的遠心模型実験，第 43 回地盤工学研究発表会，No.794，2008.7

## 6.2 剛性、強度増加の天端補強構造によるすべり破壊制御

[ 知見 18：剛性、強度増加の天端補強構造によるすべり破壊制御 ]

盛土のすべり破壊制御のための「天端補強構造」の設計理念が提案できる。これは、盛土天端部に補強構造を設置することにより、すべり面位置の移動およびすべり量の抑制を目的とする。この設計理念の実用化の一つとして、盛土の剛性あるいは強度を高くする方法が有効である。

盛土の天端部分において、剛性を変化させることにより補強構造をモデル化した場合、補強効果を極限解析(知見 12)により検討している。解析対象とした盛土モデルを図-6.2.1 に示すが、材料特性は遠心模型実験<sup>1)</sup>に基づく。盛土天端の補強・強化領域は盛土材の 10, 50, 100 倍の弾性係数を持つ弾性体でモデル化し、補強・強化領域の厚さ (T=0~144cm) および長さ (L=0~600cm) を変化させる。解析条件等は文献 1)を参照されたい。また、入力波形は遠心模型実験<sup>2)</sup>における最大加速度約 500Gal, 周波数 2Hz の入力時の計測加速度波形とする。なお、盛土のり肩の応答加速度が最大時の応答加速度を求め、構成モデルは修正 R-0 モデルとする。

知見 12 の図-4.2.4 における速度度応答パターンの設定について、盛土のり肩の直下断面における応答加速度分布は盛土の高さ方向にほぼ線形に増加していることから、一次元震度分布(天端の増加率 =2)を FEM による静的弾塑性解析に適用する。

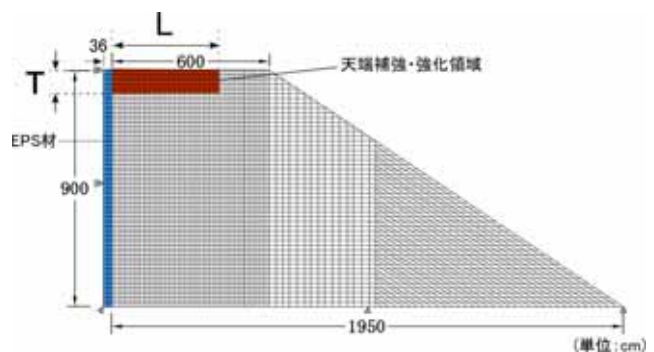


図-6.2.1 天端の補強・強化領域の数値解析モデル



さらに、知見 12 の図-4.2.2 に示すように、盛土に蓄積されるひずみエネルギーに着目し、その基準により変位量を推定する<sup>2)</sup>。ここで、動的解析により求められる周波数 2Hz の正弦波の入力波数とひずみエネルギーの関係はほぼ線形であること、ひずみエネルギーと変位量の関係は線形の関係にあるから、基準とする入力波のひずみエネルギーの値から変位量を推定する。なお、変位量を推定するための基準ひずみエネルギーの設定法は未確定であるが、補強効果の相対比較を行うために、とりあえず知見 20 ののり尻補強構造では、最大応答加速度 300Gal、5 波の正弦波を入力波形としたときのひずみエネルギー (280kN/m・m) を、知見 19 の遮断構造および当該知見の天端補強構造では、最大応答加速度 500Gal、2 波の正弦波を入力波形としたときのひずみエネルギー (460kN/m・m) を基準エネルギーとした。

図-6.2.2 はのり肩における鉛直変位量と水平震度  $K_h$  の関係を示すが、天端補強・強化領域の長さが長くなるほど限界震度  $K_h$  が単調に増大し、水平耐力の向上している。同様に、天端補強・強化領域の厚さが厚くなるほど、弾性係数が大きくなるほど  $K_h$  は増大することを得ている。なお、弾性係数は盛土材の 10 倍程度により、十分な水平耐力の向上が図れることが分かっている。なお、図-6.2.2 でケース L3 およびケース L4 で限界震度が急増しているのは、天端補強・強化領域によってすべり線が遮断されたためと考えられる。

図-6.2.3(1)および図-6.2.4(1)は、それぞれ無補強および補強 (T=72cm、L=480cm) を例として、ひずみエネルギーが 460(kN/m・m)における盛土全体の変形図であり、

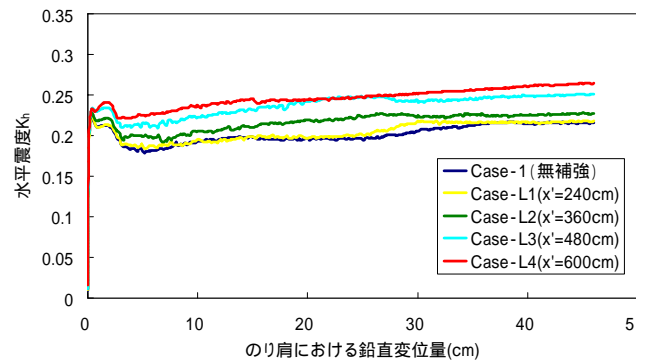


図-6.2.2 のり肩における鉛直変位量と水平震度  $K_h$  の関係例

これらに対応したせん断ひずみの分布を図-6.2.3(2)および図-6.2.4(2)に示す。全体として、天端補強・強化領域が無対策のすべり線に係わる場合は、すべり線の発生位置およびせん断ひずみの分布形状が影響を受け、すべり線は補強・強化領域を避けて浅くなる傾向がある。

なお、図-6.2.5 は天端補強・強化領域の長さとしてすべり線到達長 (=法肩からすべり面の出現位置までの距離) の関係を示すが、L が長くなるほどすべり線到達長は減少し、天端に至るすべり線の発生位置をのり肩に近づける制御ができることを示唆する。なお、厚さを変化させる場合、無補強と同じレベルの鉛直変位まで低減するためには 140cm 程度の厚さが必要である。また、剛性の増加による鉛直変位量の低減効果は見られていない。

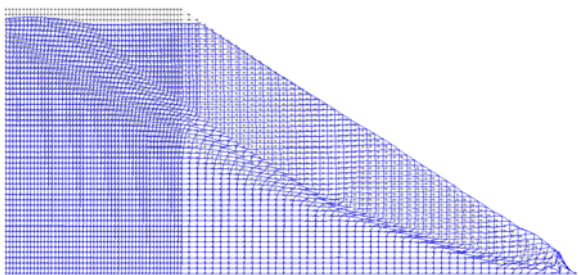


図-6.2.3(1) 盛土の変形図 (無補強)

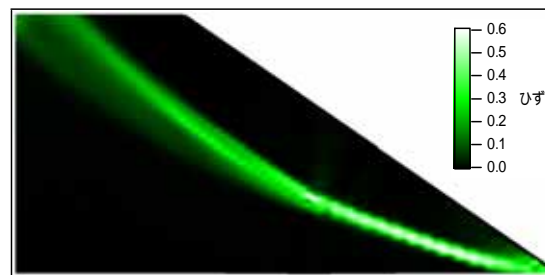


図-6.2.3(2) せん断ひずみの分布 (無補強)

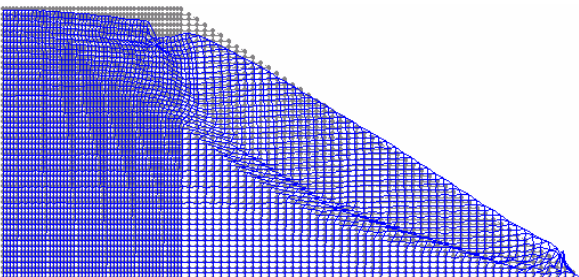


図-6.2.4(1) 盛土の変形図 (T=72cm、L=480cm)

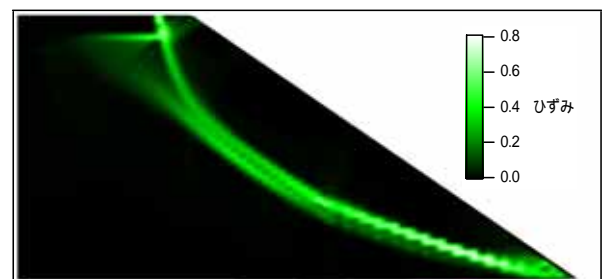


図-6.2.4(2) せん断ひずみの分布 (T=72cm、L=480cm)

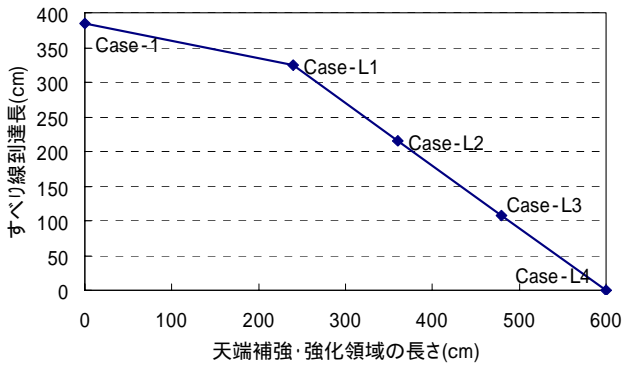


図-6.2.5 天端補強・強化領域の長さLとすべり線到達長

参考文献

- 1)吉野・常田・鍋島・中平・大槻：道路盛土のすべり破壊に関する遠心模型実験，平成 41 回地盤工学研究発表会，No.1044，2006.7
- 2)谷村・常田・小田・上田：遮断構造対策による道路盛土の耐震補強効果に関する解析的検討，平成 43 回地盤工学研究発表会，No.577，2008.7

6.3 遮断補強構造によるすべり破壊制御

[知見19：遮断補強構造によるすべり破壊制御]

盛土のすべり破壊制御の方法として「遮断補強構造」の設計理念が提案できる。これは、盛土ののり肩部等において鉛直方向にすべり面を遮断する補強構造を設置することにより、すべり面位置の移動およびすべり量の抑制を目的とする。例えば、鋼矢板、コンクリート壁等による方法が考えられる。

遮断構造補強によるすべり破壊制御は、盛土ののり肩部等に鉛直方向に設置して、すべり面を遮断する補強構造により、すべり面位置の移動およびすべり量の低減を目的とする。のり尻肩部の直下に補強構造を設置する効果について、動的遠心荷重実験<sup>1)</sup>、改良O型ニューマーク法の解析<sup>2)</sup>および極限解析<sup>3)</sup>により検証した。

a) 動的遠心荷重実験による適用性の検証

無対策および遮断構造対策の実験模型の概要は、それぞれ図-6.3.1の上段図および下段図に示す。遮断構

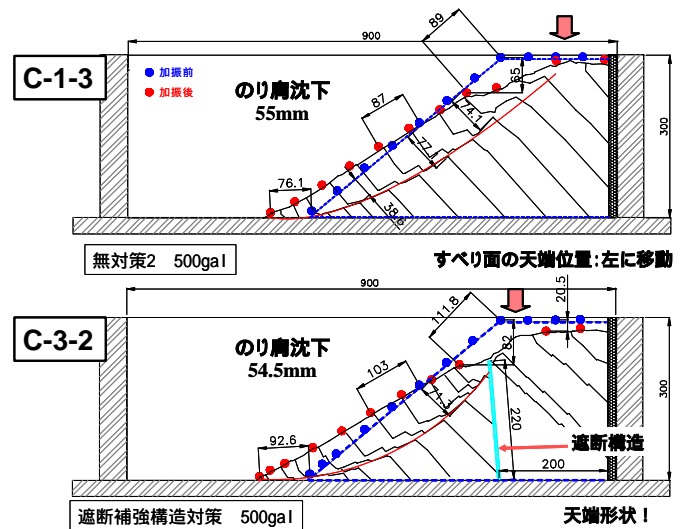


図-6.3.1 500gal 入力時における盛土断面の残留変形図(上段：無対策、下段：遮断補強構造対策)

造はアルミ版 (l=220mm、t=5mm) であり、下端はヒンジ、上端は自由、高さは盛土高さの 3/4 である。また、同図は 500gal 入力後の残留変形状および推定すべり面を比較している。また、すべり面の深さと到達長は図-6.3.2 となる。C-1-3 と C-3-2 の結果から、すべり面の深さおよびすべり面の到達長に着目すると、遮断補強構造がある盛土では無対策のそれと比較して、すべり面はやや浅くなり、また、すべり面の到達長は顕著に短くなり、その結果、天端形状は平坦な部分が多くなることから、すべり制御の効果が発揮されている。

b) 改良O型ニューマーク法による適用性の検証

図-6.3.3(a)および(c)は、それぞれ無対策および遮断補強構造対策に関する遠心荷重実験の結果である。これらの実験模型に対して改良O型ニューマーク法(知見11)を適用し、適用性を検証している。なお、すべり線は遮断構造を通過しないとし、入力波形は遠心模型実験の土槽に設置した加速度計の実測波形とし、500gal 入力、解析時間は25秒とする。

盛土内の加速度増幅特性を考慮した改良O型ニューマーク法による、臨界すべり面と降伏加速度、最大天端沈下量を図-6.3.3(b)および(d)に示す。解析による臨界すべり面は、実験におけるすべり面と比べて若干深

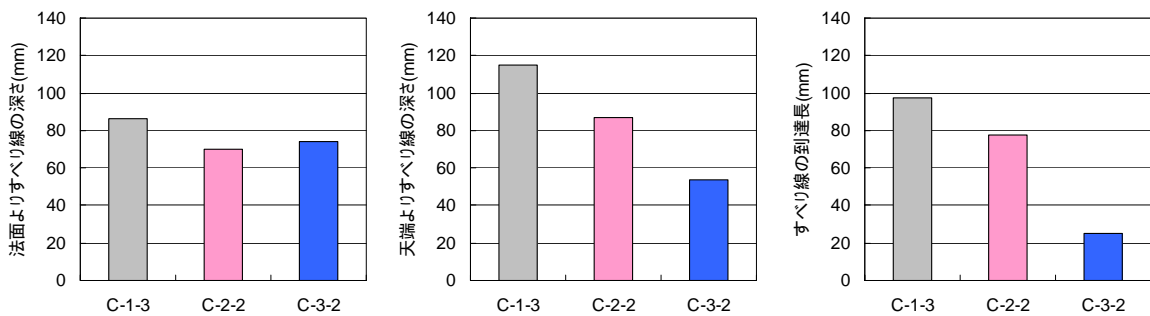
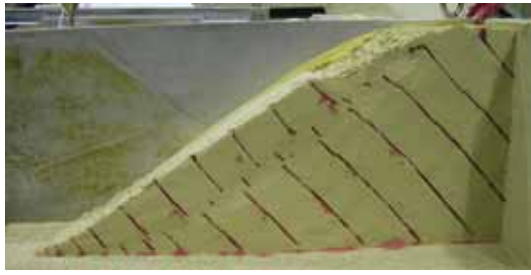
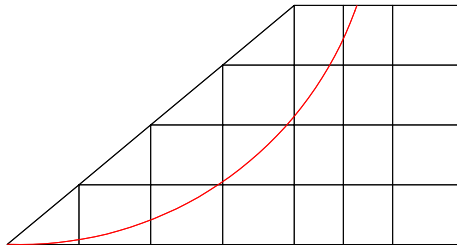


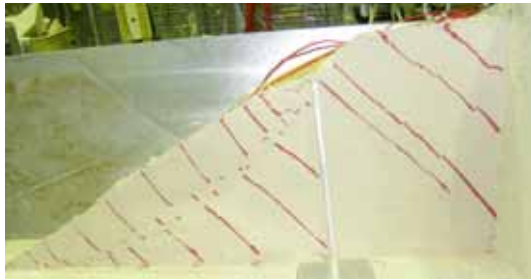
図-6.3.2 500gal 入力時の応答値の比較(すべり線の深さと到達長)



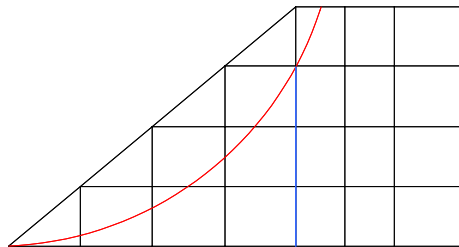
(a) 実験における残留変形（無対策-2）



(b) 臨界すべり面と降伏加速度・天端沈下量（無対策-2）  
【降伏加速度：300Gal，天端沈下量：128.6cm】



(c) 実験における残留変形（遮断構造-2）



(d) 臨界すべり面と降伏加速度・天端沈下量（遮断構造-2）  
【降伏加速度：335Gal，天端沈下量：127.1cm】

図-6.3.3 遠心模型実験と改良O型ニューマーク法による臨界すべり面の位置、天端沈下量の比較

い傾向が確認されるが、すべり面が天端に到達する場所は概ね一致しており、すべり面の位置を概ね適切に評価できることが分かる。また、すべり面の天端への到達位置について、遮断補強構造対策では無対策よりのり肩側に制御されている。実験の残留変形も同様の傾向を有しており、増幅特性を考慮した改良O型ニューマーク法は、対策工によるすべり面位置の制御効果を適切に評価できる。

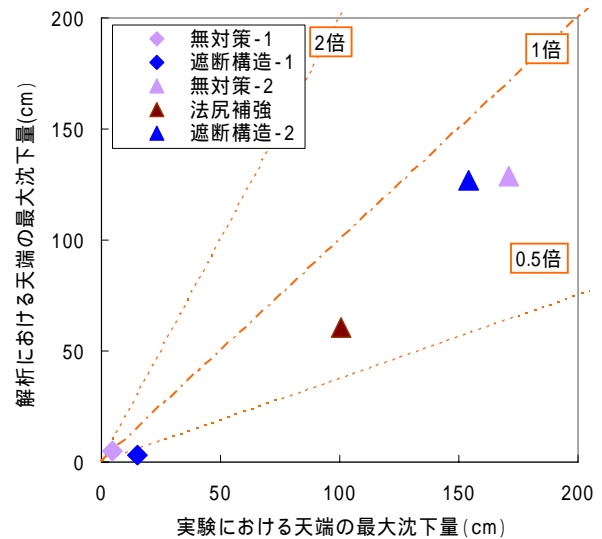


図-6.3.4 最大沈下量に関する実験値と解析値の対応（増幅特性を考慮したニューマーク法）

改良O型ニューマーク法の解析結果を補強構造対策毎に整理すると図-6.3.4 となる。同図より、解析による遮断構造-2（500gal 入力）の沈下量は無対策-2（500gal 入力）概ね同等の沈下量となっており、実験結果と同様な傾向が確認されている。

#### c) 極限解析による適用性の検証

解析対象とする盛土モデルの設定条件は知見 18 と同様である。特に、図-6.3.5 は解析モデルと境界条件を示すが、図中の盛土中心底部の着色部分が構造改良を想定した領域であり、盛土本体と補強・強化領域の境界ではすべり・分離は許容しない。なお、遮断構造領域は下部設置とし、弾性体としてモデル化する。盛土本体および補強・強化領域の材料特性は、知見 18 と同様であり、遮断構造領域の弾性係数は盛土本体の 100 倍と設定する。また、遮断構造領域の高さ（H）を 612～720cm で変化させ、盛土内の水平震度は次元震度分布とする。

のり肩における鉛直変位量と水平震度  $K_h$  の関係において、遮断構造領域の高さによる水平耐力（= 限界震度）の向上効果はあまり期待できないことが得られている。また、図-6.3.6(a)および(c)は、それぞれ無補強および H=720cm での盛土全体の変形を、図-6.3.6(b)および(d)は、それぞれのせん断ひずみの分布を示す。無

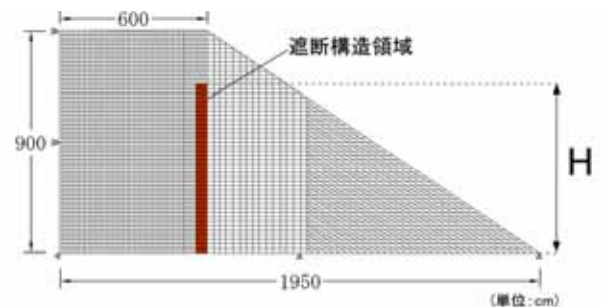


図-6.3.5 解析モデルと境界条件



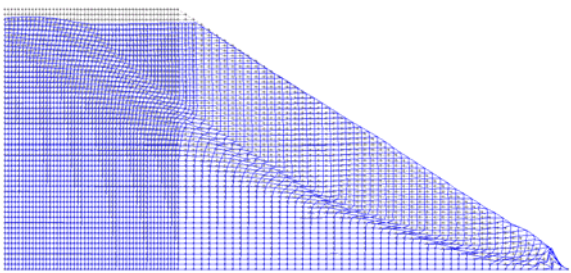


図-6.3.6(a) 盛土の変形図（無補強）

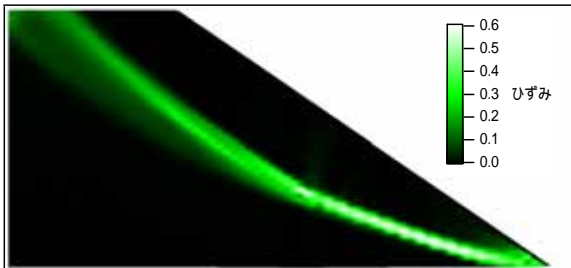


図-6.3.6(b) せん断ひずみの分布（無補強）

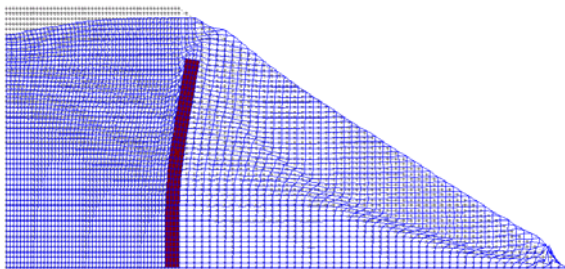


図-6.3.6(c) 遮断補強盛土の変形図（H=720cm）

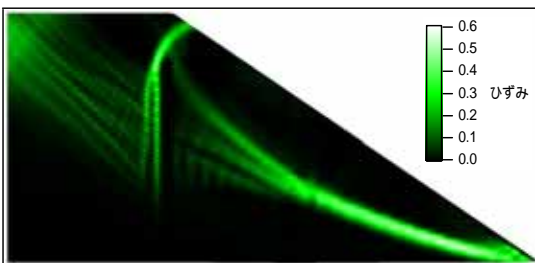


図-6.3.6(d) 遮断補強盛土のせん断ひずみの分布（H=720cm）

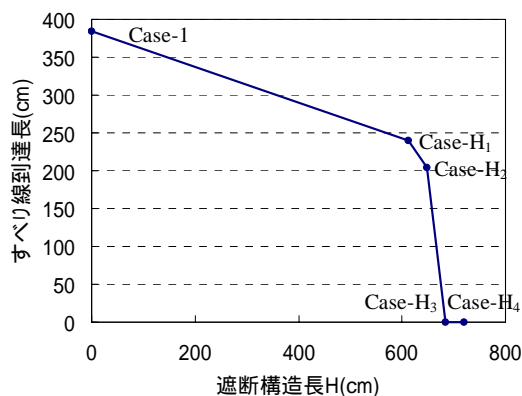


図-6.3.7 遮断構造Hとすべり線到達長Lの関係

補強では盛土左端からの距離が 100～250cm の間で鉛直変位が急増するが、土塊のすべりによる、H=720cm では遮断構造の影響でのり肩付近では鉛直変位量が抑制される。一方、天端左端からの距離が 0～400cm の間で鉛直変位が増加するが、すべりに伴い、遮断構造上部がのり面側へ変形し、遮断構造背面部も追従して変形するためである。

図-6.3.7 は遮断構造長とすべり線到達長の関係を示すが、遮断構造長が長くなるほどすべり線到達長は減少し、すべり線の位置を遮断構造によって制御できていることを示す。

#### 参考文献

- 1) 常田・張・小田・中平・大槻：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，第 29 回地震工学研究発表会，No.11-0015，2007.8
- 2) 江川・常田・小田・中平：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，第 29 回地震工学研究発表会，No.11-1002，2007.8（報告）
- 3) 谷村・常田・小田・上田：遮断構造対策による道路盛土の耐震補強効果に関する解析的研究，第 43 回地盤工学研究発表会，No.577，2008.7

#### 6.4 のり尻補強構造によるすべり破壊制御

[知見 20：のり尻補強構造によるすべり破壊制御]  
盛土のすべり破壊制御の方法として「のり尻補強構造」の設計理念が提案できる。これは、盛土ののり尻部に補強構造を設置することにより、すべり量の抑制を目的とする。設置に際しては、構造体の透水性および構造体の安定性に留意が必要である。この設計理念の実用化の一つとして、経済性、施工性、耐久性、景観性等の観点から、例えば、大型ふとんかごの構造化が有効である。

のり尻補強によるすべり破壊制御は、のり尻部に限定した補強によりすべり面位置の移動およびすべり量の低減を目的とする。具体的な既存工法としては、コンクリート擁壁、補強土擁壁、大型ふとんかご等が考えられるが、のり尻構造の効果について、遠心模型実験<sup>1),2)</sup>、改良O型ニューマーク法の解析<sup>3)</sup>および極限解析<sup>4)</sup>により検証している。

a) 動的遠心載荷実験による検証  
(a-1) のり尻補強を固定した場合<sup>1)</sup>

盛土の盛土材料の基本条件は知見 19 と同様である。図-6.4.1 に無対策およびのり尻構造補強対策の実験模型を示す。のり尻補強構造はセメント改良砂で作成した剛な改良体であり、土槽に固定され、高さは盛土高さの 1/4 である。同図は 500gal 入力の実験後の残留変形状および推定すべり面（写真-6.4.2 参照）を無対

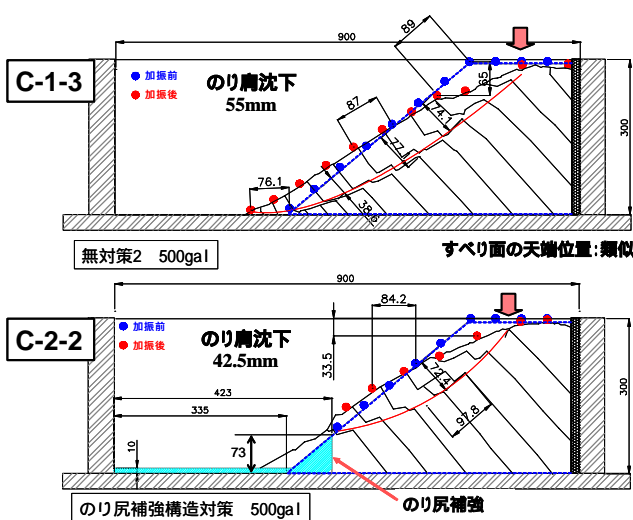


図-6.4.1 盛土断面の残留変形図  
(上段：無対策、下段：のり尻補強構造対策)

策とのり尻補強構造対策とを比較している。また、すべり面の深さと到達長は図-6.3.2 (C-2-2) となる。これらの結果から、のり尻補強構造により、無補強よりもすべり面はやや浅くなり、すべり面の到達長もやや低減し、のり肩沈下量も低減することから、遮断補強構造よりも効果は小さいが、抑制効果があることが示唆される。

(a-2)ののり尻補強を固定しない場合<sup>2)</sup>

実験模型を図-6.4.2 に示すが、のり先には盛土の約1/4の高さの88mm(L)×73mm(H)×290mm(W)の四角柱の改良体を設置する。改良体は固定しないので、土槽底面との摩擦特性を調べるため、引っ張り試験を実施した。試験条件は1g場と遠心振動実験と同様の遠心加速度である30g場で実施した。摩擦係数は1g場および30g場で、それぞれ0.7および0.78である。

正弦波(2Hz, 30波)の最大310galの加速度入力では地盤変形がほとんど認められない。引き続き行った最大加速度485galの加振によりすべり破壊が生じたが、実験後の残留変形形状および推定すべり面を図-6.4.2および改良ブロックを土槽底面に固定した場合(写真-6.4.2)と比較して写真-6.4.1に示す。のり先のすべり土塊の移動量は、固定の場合および摩擦抵抗の場合において、それぞれ約10cmおよび約6cmであり、矩形ブロックの上面の摩擦抵抗により土塊の移動量が抑制された矩形断面の場合が小さい。しかし、すべり線が2箇所に入ることで、さらに、その深度がのり面から約4cmと7cmであることなど、すべり面の形状はほぼ類似である。これは、改良体を固定していないが、摩擦係数が大きいこと、差が明確に現れなかったためと思われる。

このことから、改良ブロックをのり先に設置するすべり破壊対策は改良ブロックの底面摩擦が十分期待できる条件であれば、固定条件とほぼ同じ効果が期待できと思われる。

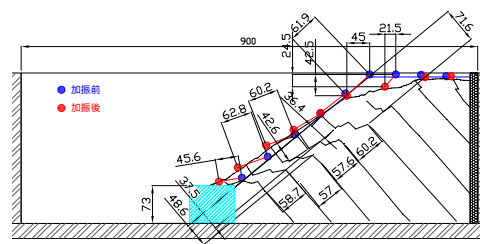


図-6.4.2 485gal 入力時における盛土断面の残留変形図

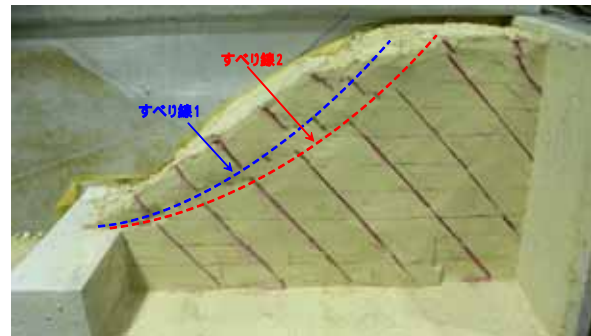


写真-6.4.1 のり尻補強の盛土の変形(摩擦抵抗)

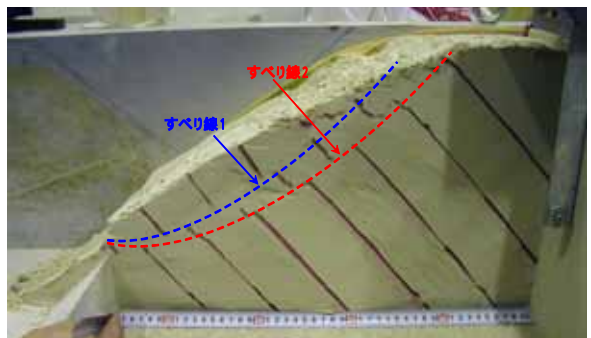


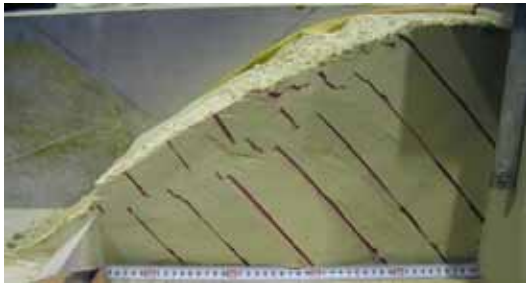
写真-6.4.2 のり尻補強の盛土の変形(固定)

b) 改良O型ニューマーク法による適用性の検証

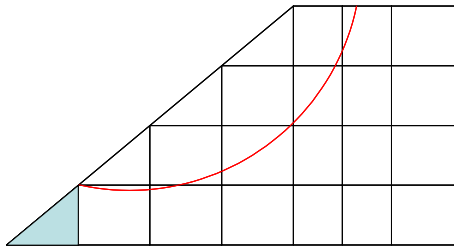
図-6.4.3(a)は、のり尻補強構造(固定)対策に関する遠心載荷実験の結果である。この実験模型に対して改良O型ニューマーク法を適用し、適用性を検証している。なお、すべり線は遮断構造を通過しないとし、入力条件は知見19と同様である。改良O型ニューマーク法により得られた、臨界すべり面と降伏加速度・最大天端沈下量は図-6.4.3(b)である。解析によるすべり面の天端への到達位置に関して、のり尻補強構造対策は無対策と概ね同位置である。従って、改良O型ニューマーク法は、のり尻補強構造対策によるすべり面位置の制御効果を評価できる。

また、のり尻補強構造対策による天端の最大沈下量(500gal 入力)を実験値と解析値で比較したのが図-6.3.4(知見19参照)である。同図より、のり尻補強構造の沈下量は無対策-2(500gal 入力)の概ね半分程度(6割)まで抑制され、実験結果とも同様の傾向(実測の6割)となる。





(a) 実験における残留変形



(b) 臨界すべり面と降伏加速度・天端沈下量

【降伏加速度：391Gal，天端沈下量：60.8cm】

図-6.4.3 解析モデルと境界条件（のり尻補強構造対策）

以上から、以下の知見が得られる。

- (1)改良O型ニューマーク法は、のり尻補強構造対策に対するすべり変位量の抑制効果やすべり面の発生位置を概ね適切に評価できる。
- (2)改良O型ニューマーク法により、セメント改良体（底面固定）をモデル化したのり尻補強構造対策の効果として、天端の最大沈下量は無対策の概ね半分程度まで抑制されることが、遠心模型実験と同様に検証できる。

c) 極限解析による適用性の検証<sup>4)</sup>

解析対象とする盛土モデルの設定条件は、知見 18 と同様である。特に、のり尻補強構造に関して、図-6.4.4 に解析モデルを示すが、盛土本体と補強・強化領域の境界ではすべりや分離は許容しない。なお、補強・強化領域は弾性体、底面と左側面の角度は 56.3 度に設定し、三角形形状とする。

盛土本体および補強・強化領域の材料特性は、知見 18 と同様である。また、補強領域の高さ  $x$  で規模を変化させる。なお、盛土内の水平震度は一次元震度分布とする。

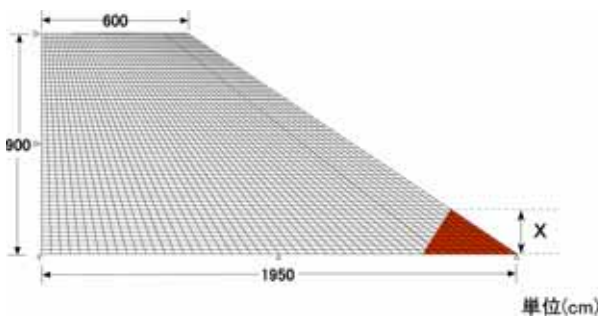


図-6.4.4 解析モデルと境界条件

のり尻の鉛直変位量と水平震度  $K_h$  の関係では、すべり発生の限界震度  $K_h$  は無補強で約 0.17、 $x=198\text{cm}$  で 0.26 と増加する。これはのり尻に固定した補強・強化領域を設けることにより、すべり破壊に関する盛土高さが減ることによる。

図-6.4.5 および図-6.4.6 は、ひずみエネルギーが 280(kN/m・m)における無補強および  $x=144\text{cm}$  でのり尻補強盛土について、全体の変形およびせん断ひずみの分布を示す。同図から、せん断ひずみが大きい部分（=すべり線の位置）が筋状に、無補強ではのり尻から、のり尻補強構造では補強部分直上から発生すること、のり尻補強構造の高さの増大に伴い、すべり線の長さが減少し、すべり線上のせん断ひずみおよびのり尻付近での鉛直変位量は大きくなること分かった。

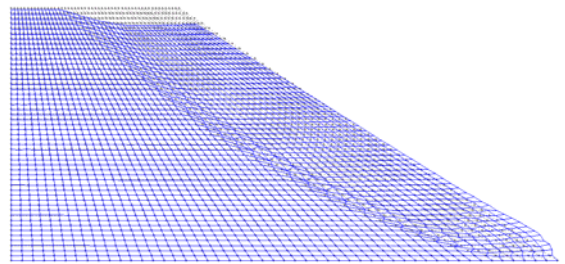


図-6.4.5(a) 盛土の変形図(無補強)

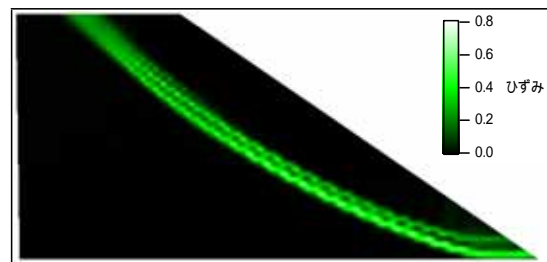


図-6.4.5(b) せん断ひずみの分布（無補強）

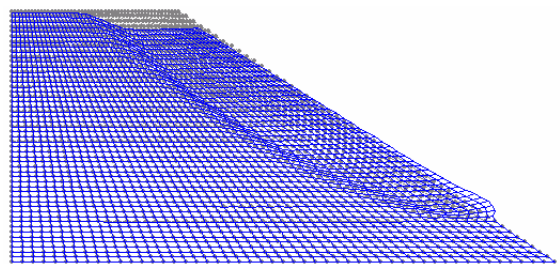


図-6.4.6(a) のり尻補強盛土の変形図 ( $x=144\text{cm}$ )

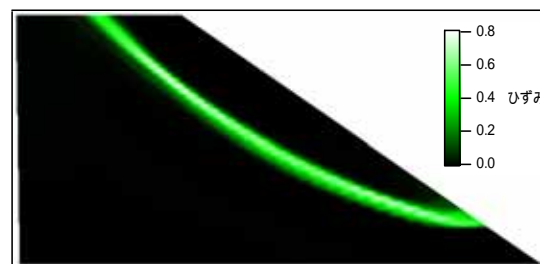


図-6.4.6(a) のり尻補強盛土のせん断ひずみの分布 ( $x=144\text{cm}$ )

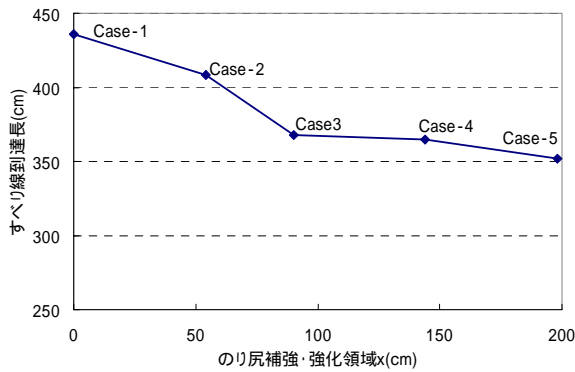


図-6.4.7 のり尻補強・強化の規模

図-6.4.7は、のり尻補強構造の規模（x）とすべり到達長の関係を示すが、補強・強化領域の規模の増大に伴い、すべり線到達長は減少し、すべりの発生位置はのり肩に近づく傾向がある。

d) 大型ふとんかごの適用性検証のための基礎検討<sup>5)</sup>

近年、道路盛土では災害復旧時に大型ふとんかごを使用するが見られるが、排水機能による安定性向上が漠然と期待されているものの、構造体としては評価されていない。また、大型ふとんかごが設置されていても、すべり破壊を防止する機能が発揮されていない場合もある。

このような状況を鑑み、道路盛土においても大型ふとんかごの構造特性を評価し、積極的な利用を図ることが考えられる。そのために、大型ふとんかごの基本構造特性であるすべり摩擦特性を明らかにする野外牽引実験が行われている。野外牽引実験の概要を図-6.4.8に、大型ふとんかごの仕様および実験条件を表-6.4.1に示す。なお、荷重条件は基本構造の重量に対して、約1倍および約2倍の荷重を搭載した3条件である。

計測データから引張力の最大値と平均値を整理すると、搭載荷重を含めたふとんかごの重量と最大引張力の関係が図-6.4.9で得られる。また、表-6.4.2は実験より得られた摩擦係数を示すが、重量と最大引張力の関係から原点を通る回帰直線を求め、その勾配から算出する。これらの結果から、以下のことが分かる。

- (1) 牽引時の最大引張力に基づく摩擦係数は、大型ふとんかごの構造、材料および基礎地盤条件により異なり、適用した条件の下では0.51～0.80の範囲にある。
- (2) 鋼製組立網（ひし形金網、溶接金網）では砕石地盤での摩擦係数が最も大きく、プラスチックタイプ網では砂質土地盤で最も大きい。また、鋼製組立網、プラスチック網ともに基礎地盤が吸出し防止マットの場合に摩擦係数は最も小さい。

参考文献

- 1) 常田・張・小田・中平・大槻：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，第29回

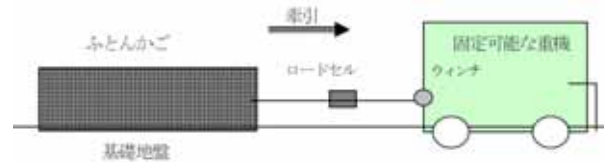


図-6.4.8 牽引実験の概要

表-6.4.1 構造条件・実験条件

項目	仕様
構造材料	鋼製組立網(ひし形金網) 線径8mm 網目150mm
	鋼製組立網(溶接金網) 線径6mm 網目100mm
	プラスチック 網目50mm
構造寸法	高0.5m × 幅1.0m × 長1.0m
荷重	3段階
基礎地盤	砕石、砂質土、吸出防止マット

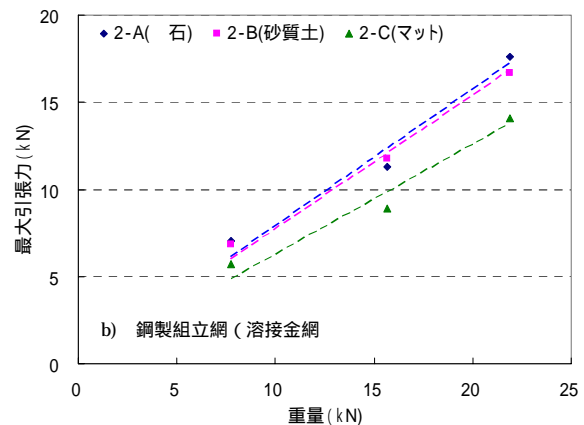


図-6.4.9 ふとんかごの重量と最大牽引力例  
(鋼製組立網：溶接金網)

表-6.4.2 摩擦係数

ふとんかごの構造・材料	基礎地盤特性		
	砕石	砂質土	マット
鋼製組立網(ひし形金網)	0.64	0.61	0.51
鋼製組立網(溶接金網)	0.79	0.77	0.63
プラスチック	0.74	0.80	0.66

地震工学研究発表会，No.11-0015，2007.8

- 2) 張：道路盛土の動的応答特性、耐震補強効果に関する遠心模型実験、性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会，2008.6
- 3) 江川・常田・小田・中平：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，第29回地震工学研究発表会，No.11-1002，2007.8（報告）
- 4) 小田：道路盛土のすべり破壊特性、耐震補強法に関する数値解析、性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会，2008.6
- 5) 常田・小田・中平・越川・小関・南本：大型ふとんかごの野外牽引実験，第43回地震工学研究発表会，No.695，2008.7

## 6.5 変断面補強構造による縦断線形円滑化

[ 知見 2 1 : 変断面補強構造による縦断線形円滑化 ]

盛土の縦断線形円滑化の方法として「変断面補強構造」の設計理念が提案できる。これは、横断構造物の断面形状を変断面構造とすることにより、縦断線形の円滑化、つまり段差の発生防止および縦断線形勾配の緩和を目的とする。この設計理念の実用化の一つとして、ボックスカルバートの変断面構造化が有効である。

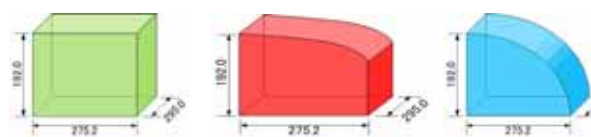
変断面補強構造の適用性に関する室内模型実験<sup>1)</sup>および数値解析<sup>2)</sup>が行われている。

a) 室内模型実験による適用性の検証<sup>1)</sup>

実験装置は知見 14 の図-4.4.1 の通り、盛土の縦断方向のカルバート近傍を二次元模型で再現する。カルバートの断面形状は、図-6.5.1 のボックスカルバート (C-1)、コンスパンカルバート<sup>3)</sup> (C-2)、アーチカルバート (C-3) とし、コンスパンの寸法から縮尺は 1:25 となる。

盛土模型は乾燥状態の豊浦砂を相対密度 45% で作成し、盛土高は約 220mm、土被りは 30mm である。知見 14 の図-4.4.2 の通り、降下床を鉛直下方向に移動させて、盛土部分を強制沈下させる。降下速度は 10mm/min とする。

ボックスでは地表面のクラックがカルバート端部直上で、コンスパンでは端部直上からカルバート寄り 15mm、アーチでは同 50mm の位置で発生しており、カルバートの断面形状により発生位置が変わる。また、図-6.5.2 は沈下量が 20mm の場合について、カルバート端部をゼロ、カルバートから離れる方向を正とした、地表面の鉛直変位の分布である。同結果によれば、ボックスがカルバート端部近傍の範囲で急激に沈下してい



(a) ボックス(C-1) (b) コンスパン(C-2) (c) アーチ(C-3)  
図-6.5.1 横断構造物模型の断面形状(単位 ; mm)

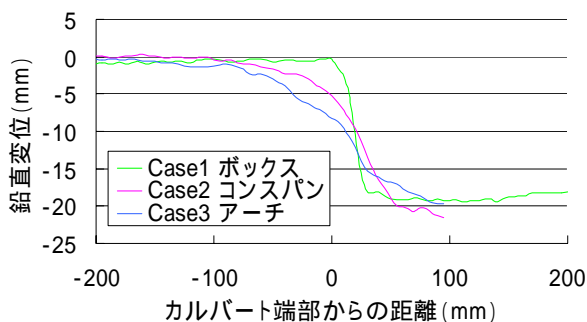


図-6.5.2 盛土表面の沈下量 (沈下量 20mm)

るのに対して、コンスパン、アーチはカルバート端部を挟む或る範囲で沈下量が漸減する。漸減の程度は断面形状の変化が小さい程大きい。このように、コンスパンやアーチのような変断面構造のボックスカルバートは、盛土の沈下による縦断線形を円滑にし、段差を軽減する効果があることが分かる。

b) 二次元 FEM 解析による適用性の検証<sup>2)</sup>

有限要素法による弾塑性解析であり、地盤材料はモール・クーロンの破壊基準に基づく弾塑性体とする。図-4.4.3 は矩形断面をもつカルバートに対する解析モデル (高さ 5.75m、上辺長 16m、下辺長 9m) であるが、カルバートの半断面をモデル化し、長さ 7m、高さ 5m とする。解析ケースは、矩形 (ボックス) の断面形状を基本とし、図中の曲線部の幅 L と高さ H および曲率半径 R により変断面形状を定義する。

盛土の沈下の再現は、解析モデルの底面に均等な強制変位を与える変位制御方法により、沈下量が 400mm となった段階での地表面の沈下量分布を比較する。図-4.4.4 は、L=675cm、H=300cm の変断面構造の場合について、ボックスカルバート上面の境界条件を固定とした場合の節点変位のベクトル図である。図-4.4.5 は盛土

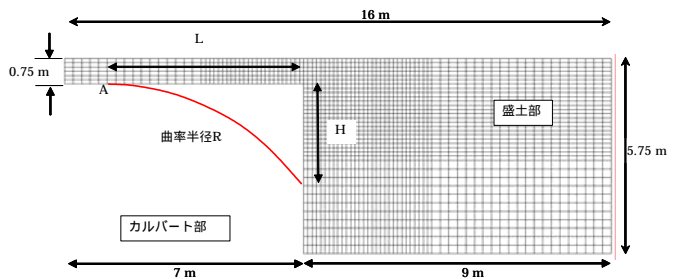


図-6.5.3 解析モデル

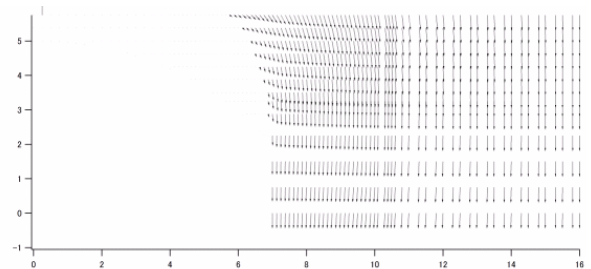


図-6.5.4 地盤変位のベクトル図 (L=675cm、H=300cm)

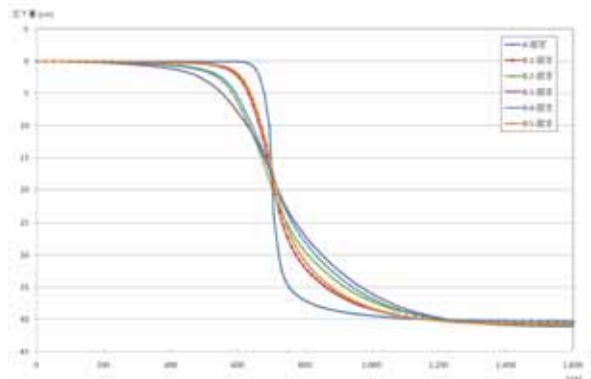


図-6.5.5 地表面の変位のベクトル図  
(カルバート天端 : 固定)



の地表面に相当する節点の変位後の位置を示すが、全ケースにおいて基本形状と比較して縦断線形が緩和されており、断面形状を変断面とすることにより、縦断線形の円滑化効果が確認できる。

なお、各ケースの地表面の最大縦断勾配について、基本形状を基準値 100 とすると、いずれのケースも最大勾配が 8 割ほど軽減されている。また、全ケースにおいてボックスカルバート上面の境界条件を自由とした方が大きな効果が得られている。

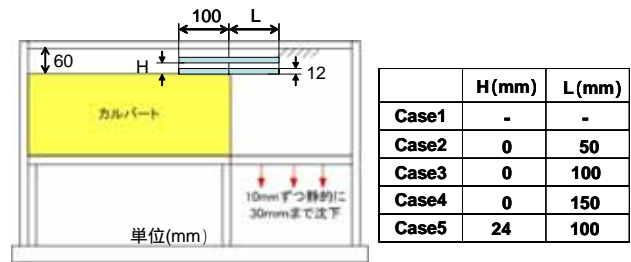


図-6.6.1 補強土構造条件

## 参考文献

- 1) 石澤・常田・生原・熊田・渡辺：変断面カルバートにおける盛土境界部の段差軽減に関する静的模型実験，第 43 回地盤工学研究発表会，No.578，2008.7
- 2) 種田・常田・小田・谷村：道路盛土の段差特性に対するカルバートの形状の影響に関する解析的研究，第 43 回地盤工学研究発表会，No.579，2008.7
- 3) (株) ヒロセ：コンパン工法パンフレット

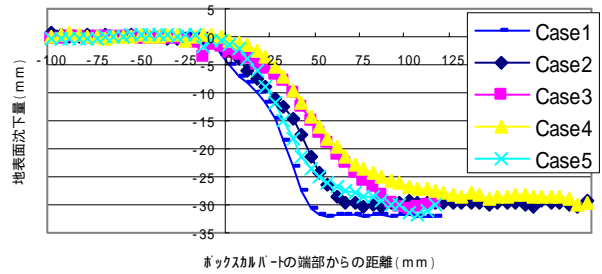


図-6.6.2 盛土の地表面沈下量の分布

## 6.6 補強土補強構造による縦断線形円滑化

### [ 知見 2 2：補強土補強構造による縦断線形円滑化 ]

盛土の縦断線形円滑化の方法として「補強土補強構造」の設計理念が提案できる。これは、盛土と橋梁、横断構造物との境界部において、補強土による補強構造により、縦断線形の円滑化、つまり段差の発生防止および縦断線形勾配の緩和を目的とする。例えば、ジオテキスタイルによる補強が考えられる。

知見 14 の強制変位入力による室内模型実験により、補強土構造によるボックスカルバート部の縦断線形円滑化の効果を検証している。

地盤およびボックスカルバートの模型および作成方法は、知見 14 と同様である。補強土構造の条件として、図-6.6.1 のように無対策を含めた 5 ケースとする。補強材はメッシュ幅 5 mm のポリプロピレン製のメッシュを巻くことにより厚さ 12mm の補強領域を形成する。なお、豊浦標準砂の粒形が小さいため、漏れ防止用の薄紙をメッシュの内側に敷く。補強材を設置した盛土を作成後、強制変位入力前の初期の地表面形状を測定し、その後、沈下床を静的に 10 mm 毎移動させて、地表面形状を測定しながら 30 mm 沈下まで行う。

30 mm 沈下後の盛土表面の沈下量の分布を図-6.6.2 に示す。同図から縦断線形の変化特性を概観すると、無対策の場合はボックスカルバートの端部から盛土側 50mm の範囲で急激に縦断線形が変化している。これに対して、端部から盛土側に補強材の延長が 50mm (Case2)、100mm (Case3) および 150mm (Case4) と変化するのに伴って、それらの範囲で縦断線形が変化している。換言すると、補強材が長くなると縦断線形の

勾配が緩和されることを意味する。また、Case3 と Case5 の比較から、補強材をボックスカルバート上面のかぶり厚 (60mm) の中間に設置すると、縦断線形の勾配が大きくなり、緩和効果が小さくなる。

以上は、或る限られた補強土構造に対する検討であり、今後は補強材の構造条件 (厚さ、剛性等) に関する影響を明確にする必要がある。

## 6.7 性能設計と仕様設計の経済性の差異

### [ 知見 2 3：性能設計と仕様設計の経済性の差異 ]

盛土の耐震性向上のための性能設計は、従来の仕様設計とは基本姿勢が異なるため、経済性の比較は単純にはできない。つまり、仕様設計の評価指標は安全率であり、補強構造設計の目標は所定の安全率以上にすることにより破壊の有無を評価する。一方、性能設計の評価指標は変形 (変形位置、変形量...) であり、補強構造設計の目標は所定の変形以下にすることにより破壊の程度を評価する。従って、破壊をさせない対策工と破壊の程度が設定される対策工の経済性の比較には、基本的に限界がある。

中越地震で被災した国道 17 号天納地先の盛土に対する強化復旧工法として、すべり破壊制御工法を適用し、改良 O 型ニューマーク法により耐震性能を把握するとともに、実復旧工法との直接工事費の比較を試行している。解析の詳細は文献 1) を参照されたい。

### a) 遮断補強構造のすべり破壊制御効果

遮断構造をのり肩直下に、下端を基礎地盤に接地させる下部設置の場合を考える。無対策盛土および遮断構造長が 4 m の場合について、臨界すべり円の位置、

天端沈下量  $D$ ，すべり土塊の重心近傍節点の最大応答加速度  $A_{max}$  および降伏加速度  $A_y$  を図-6.7.1 および図-6.7.2 に示す。また，遮断構造長，すべり到達長および天端沈下量の関係を図-6.7.3 に示す。

図-6.7.3 より，遮断構造長の増大に伴い，すべり到達長が減少する。遮断構造長が 3m 程度あれば，のり肩の沈下量が 80cm 程度発生するが，臨界すべり面の位置を法肩から 1m 程度にまで制御でき，遮断構造長が 5m 程度あれば，のり肩付近にまで制御できることになる。また，遮断構造長の増大に伴い，天端沈下量が減少する傾向がある。

このように，遮断補強構造の設置により，すべり変形量の抑制だけでなく，すべり面位置の制御が確認され，遮断補強構造の有用性が示されている。

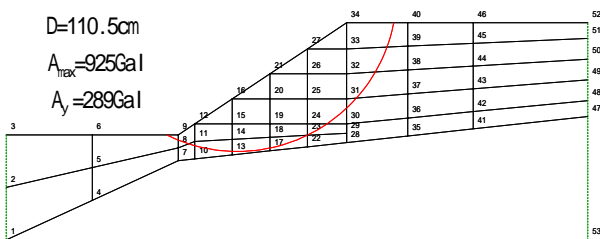


図-6.7.1 無対策盛土の場合

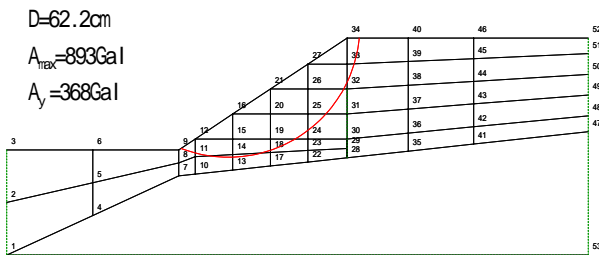


図-6.7.2 遮断補強構造(4m)の場合

b) のり尻補強構造のすべり破壊制御効果

のり尻部を改良により補強するのり尻補強構造を考える。臨界すべり円の位置，天端沈下量  $D$ ，すべり土塊の重心近傍節点における最大応答加速度  $A_{max}$  および降伏加速度  $A_y$  を図-6.7.4 に示す。また，のり尻改良範囲とすべり到達長および天端沈下量の関係を図-6.7.5 に示す。

図-6.7.5 より，改良範囲の増大に伴い，天端沈下量が減少する傾向が確認できる。比較的小さな改良範囲(2.5m 程度)の場合，天端沈下量が無対策時の半分程度まで低減する。しかし，すべり到達長には明確な増減傾向は確認できず，比較的小さな改良範囲では概ね無対策時と同程度であり，補強効果が得られていない。

このように，のり尻補強構造の設置により，すべり面位置の変化は少ないが，天端沈下量の抑制効果が確認され，のり尻補強構造の有用性が示されている。

c) 経済性の比較

被災盛土に対する強化復旧の場合について，性能設計による遮断補強構造およびのり尻補強構造と従来の仕様設計による実補強土工法(ジオグリッド工法)の直接工事費を比較する。

まず，鋼矢板(型)を用いた遮断補強構造の構造条件，盛土の変形量，遮断補強構造および補強土工法の直接工事費は図-6.7.6(a)で得られる。同図から，例

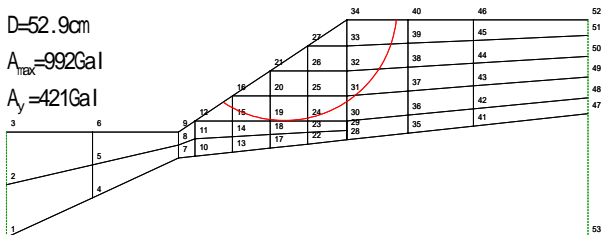


図-6.7.4 のり尻補強構造(改良範囲2.385m)

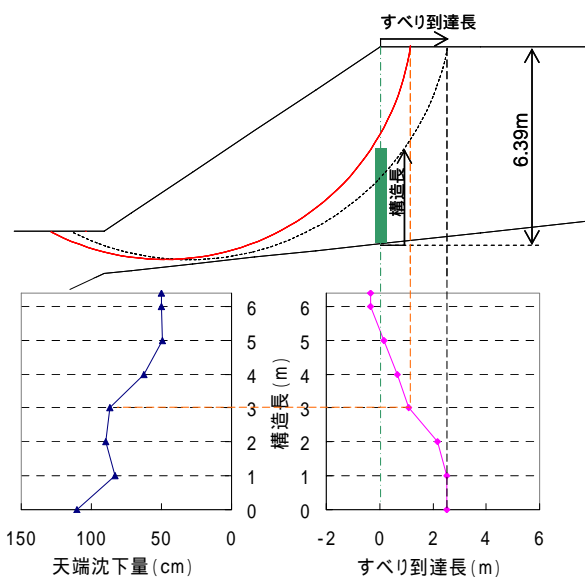


図-6.7.3 遮断構造長とすべり到達長および天端沈下量の関係

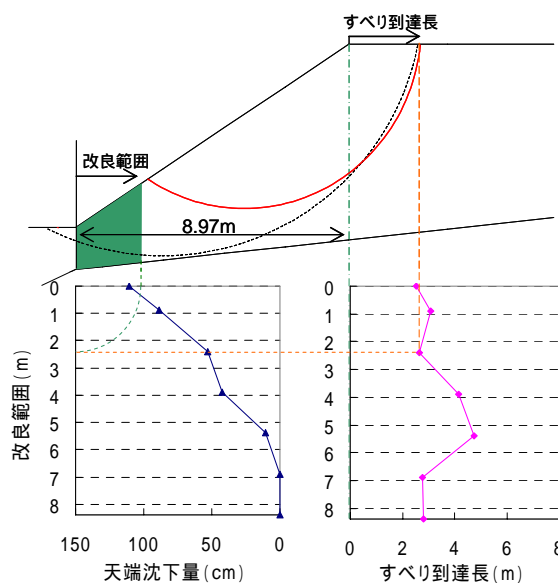
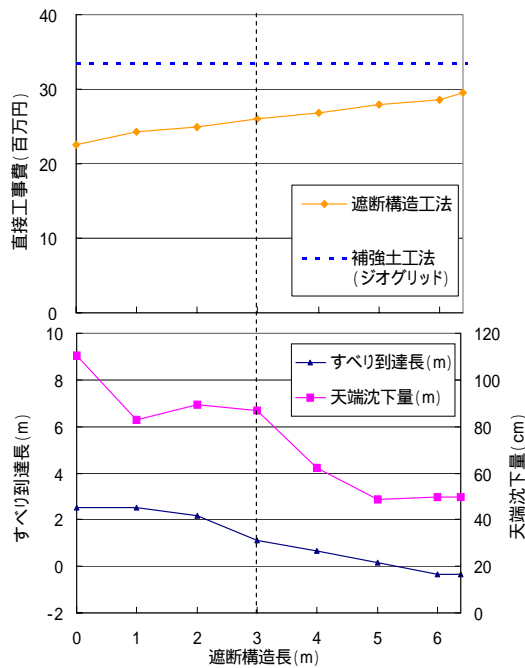
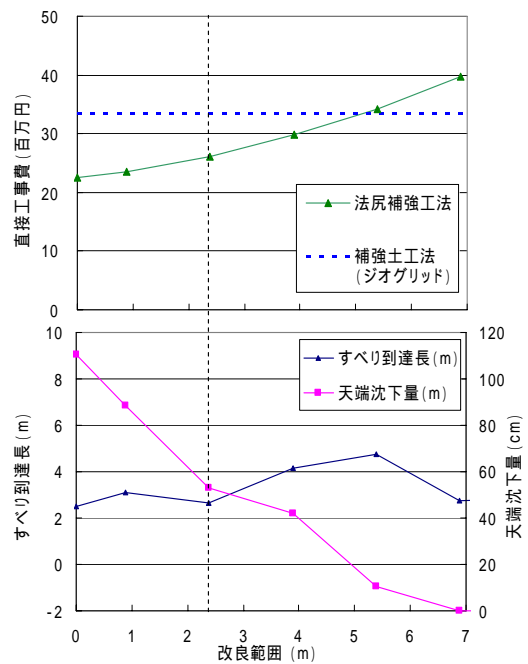


図-6.7.5 改良範囲、すべり到達長および天端沈下量



(a) 遮断補強構造



(b) のり尻補強構造

図-6.7.6 すべり破壊制御工法と補強土工法の直接工事費の比較

例えば遮断補強構造に要求される性能，つまり，のり肩付近において 0.8m 程度の沈下を許容する場合，必要な遮断構造長は 3m となり，直接工事費は実補強土工法と比較して約 22% の低減になる。

また，のり尻改良体としてふとんかごを用いたのり尻補強構造の構造条件，盛土の変形量，のり尻補強構造および補強土工法の直接工事費は図-6.7.6(b)で得られる。同図から，例えばのり尻補強構造に要求される機能，つまり，1 車線に及ぶ程度のすべりの発生を許容し，かつ沈下量を 50cm 程度許容する場合，必要改良範囲は 2.3m 程度となり，直接工事費は補強土工法と比較して約 22% の低減になる。

以上，提案工法である遮断補強構造およびのり尻補強構造は，既存工法である補強土工法と比較して，概算で 2 割程度の直接工事費の削減が示唆されている。しかし，以下の点により，両者の経済性の比較には，本来，限界があることに注意が必要である。

- (1)従来工法である補強土工法は，0.16 といった比較的低レベルの設計水平震度を用いた円弧すべり計算により，安全率で 1.0 を満足させて，すべり破壊が発生しないと想定する。
- (2)すべり破壊制御工法である遮断補強構造およびのり尻補強構造は，震度 7 の発生地点における実測地震動から算出した地震動による盛土の応答加速度を考慮した円弧すべり法およびニューマーク法により，盛土に発生するすべり面の位置および天端沈下量の規模による性能を評価しようとする。なお，要求される性能により経済性が変化する。

## 参考文献

- 1) 江川・常田・小田・中平：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，第 29 回地震工学研究発表会，No.11-1002，2007.8

## 第 7 章 まとめ

### 7.1 研究活動の履歴

本研究開発の研究内容および成果に関して，研究開発目標 1，2 および 3 について，それぞれ図-7.1.1，図-7.1.2 および図-7.1.3 により経時的な変遷が要約できる。

まず，目標 1 では，実地震調査に基づいて，盛土の耐震強化・補強の基本理念としての設計概念，加えて管理・運用のための概新たな概念を提示するとともに，盛土のマクロ危険度評価法および性能評価に必要な耐震性能基準を提案し，所期以上の目的を達成している。

次に，目標 2 では，盛土の性能評価のための変形量を算定する数値解析手法として，改良 O 型ニューマーク法および極限解析法を提案し，遠心実験，実地震被害の各データに基づいて適用性を明らかにするとともに，遠心実験，室内静的実験，野外実大実験に基づいて，すべり破壊制御の設計概念の妥当性および実用化工法への展開性を提示しており，所期の目的を達成している。

さらに，目標 3 では，盛土の縦断方向の沈下予測のための数値解析法として，静的自重解析および強制

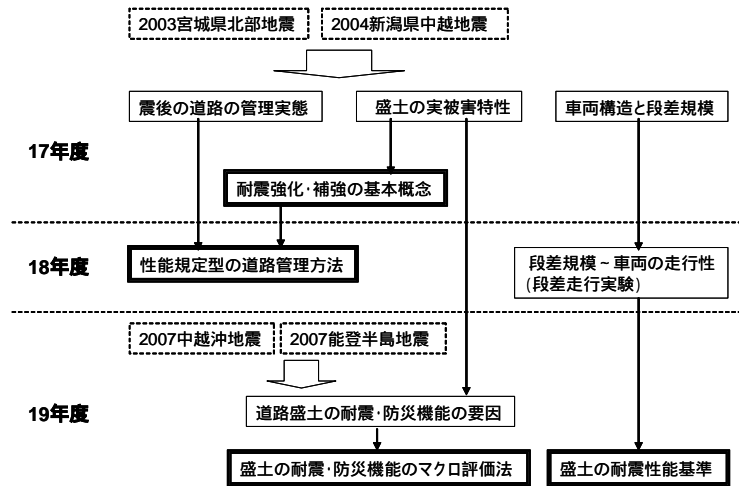


図-7.1.1 研究開発目標1の研究項目と成果の経時的変遷

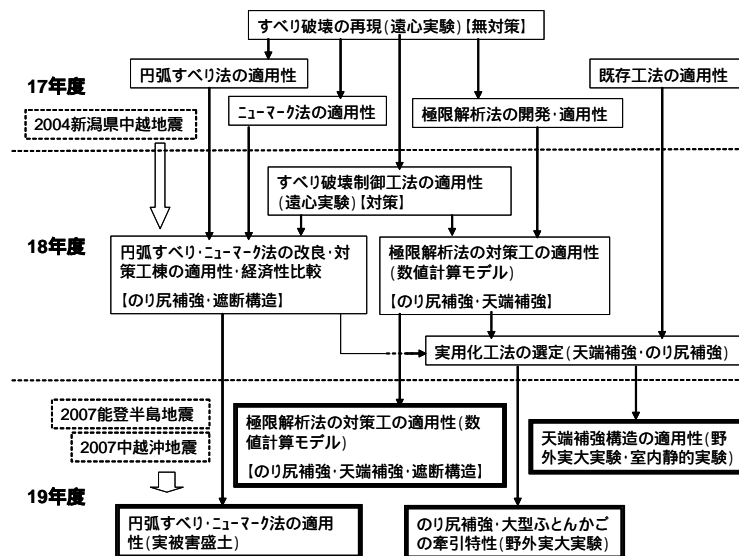


図-7.1.2 研究開発目標2の研究項目と成果の経時的変遷

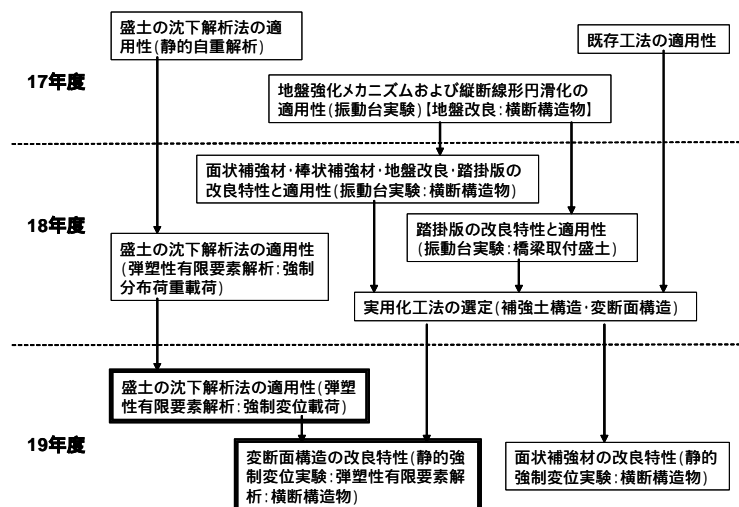


図-7.1.3 研究開発目標31の研究項目と成果の経時的変遷



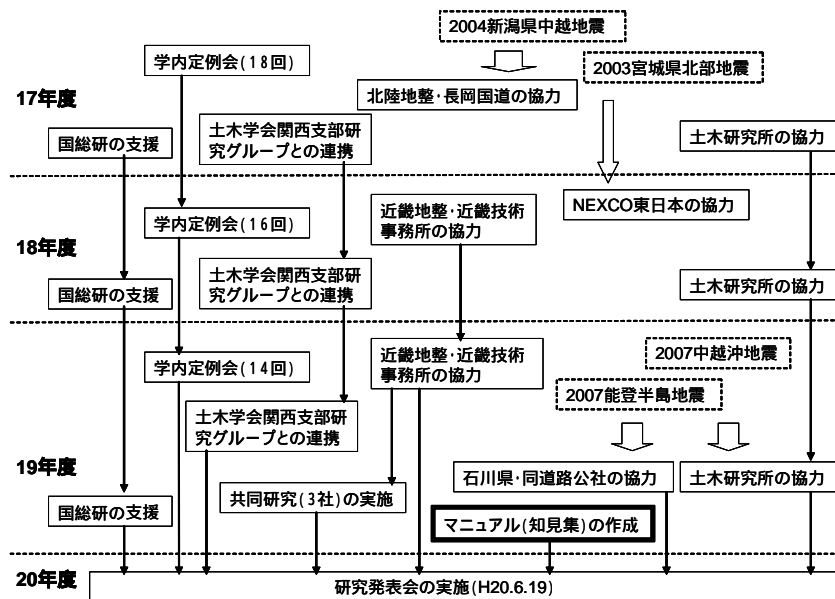


図-7.1.4 研究遂行上の管理・運営面での経時的な連携・諸活動

分布荷重・強制変位による弾塑性有限要素解析の適用性を検討するとともに、種々の対策法の検討を経て、横断構造物における面状補強および変断面補強構造を選定し、静的実験、数値解析（強制変位）により適用性を明らかにした。ただし、動的入力による解析法およびフィールド実験まで検討できていない点が、所期の目的の達成に至らなかった点である。

最後に、本研究の遂行上の管理・運営面における経時的な連携・諸活動は図-7.1.4で要約できる。まず、学内では月2回の頻度で定例会を開催し、課題、情報の共有、研究の進捗の確認、促進等を図った。また、定常的な外部連携として、国土技術政策総合研究所による研究遂行上の支援、(独)土木研究所による情報提供、土木学会関西支部の研究グループによる技術的アドバイスがあり、研究遂行上で有益であった。さらに、研究目的に応じた連携として、北陸地方整備局および同長岡国道事務所、東日本道路(株)および石川県・同道路公社による地震調査協力、近畿地方整備局近畿技術事務所による野外実験のためのフィールド提供があり、研究遂行上の貴重かつ重要なデータが取得できた。以上のように、様々な関係機関の協力が得られたことが円滑かつ実効性のある研究の実施が可能となった。

## 7.2 道路政策への反映と課題

レベル2地震動に対する経済的な道路盛土の耐震性の確保、向上のためには、性能規定型の設計理念が有効であるが、今後の道路行政において、本研究開発の結果、以下の成果の反映が考えられる。

1) 震度階級と道路盛土の発生段差量の規模との関係

および段差量毎の発生頻度は、地震直後の被害想定に活用できる。(知見2)

2) 既往地震で得られた通行止め発生箇所率は、将来の地震による通行止め発生の頻度の予測に利用でき、地震防災計画に反映できる。(知見3)

3) 震度階級と土木構造物の被害および水準の関係表は、震度階から大凡の土木構造物の被害の定性的あるいは定量的な想定、地震直後の初動体制等に反映できる。(知見4)

4) 道路盛土の耐震・防災機能のマクロ危険度評価法は、将来の地震に対する道路盛土の耐震対策の必要性の評価に反映できる。(知見6)

5) 道路盛土の耐震性能の評価基準(案)は、新設の道路盛土の性能設計あるいは既設の道路盛土の耐震補強のために、目標とすべき道路盛土の性能に係わる評価項目およびそれらの定量的な評価基準として活用できる。(知見9)

6) 車両の走行性と応急復旧による段差高の復旧水準の関係は、地震時に発生する段差により通行止めとなった道路を応急復旧により啓開する場合の効果的かつ迅速な管理・運用に活用できる。(知見10)

7) 改良O型ニューマーク法(Newmark Method Modified by Osaka University)は、盛土のすべり破壊による変形量の予測法として活用できる。(知見11)

8) 極限解析法は、地震時の盛土のすべりが発生する限界震度およびすべり面の位置等の予測に活用できる。(知見12)

9) 提案した「すべり破壊制御」の考え方は、レベル2地震動に対する経済的な盛土のすべり破壊に対する耐震強化あるいは耐震補強に反映できる。(知見

15)

- 10)提案した「縦断線形円滑化」の考え方は、地震時の盛土の縦断方向で発生する段差に対する耐震強化あるいは耐震補強に反映できる。(知見16)
- 12)提案する「天端補強構造」の設計理念は、すべり面位置の移動およびすべり量の抑制の有効性が検証されており、設計法の確立により経済的な盛土の耐震補強に反映できる。(知見17)
- 13)提案する「のり尻補強構造」の設計理念は、すべり量の抑制の有効性が検証されており、設計法の確立により経済的な盛土の耐震補強に反映できる。(知見20)
- 14)盛土の縦断線形円滑化に着目した「変断面補強構造」の設計理念は、段差の発生防止および縦断線形勾配の緩和の有効性が検証されており、経済的な盛土の耐震補強に反映できる。(知見21)

将来、東南海・南海地震等の海洋型の大規模地震、内陸直下型の地震の発生が危惧される状況において、道路のネットワーク機能の安全性、信頼性の維持、向上が望まれる。そのためには、道路ネットワークを構成する道路盛土についても性能規定型の耐震強化および耐震補強、さらに道路管理の促進が有効である。

本研究開発の進捗、成果により、道路盛土の性能規定型の耐震強化・補強に関する基礎事項に関する多様な知見が得られるとともに、将来の具体的な設計法あるいは工法の研究開発の可能性が提示されたが、今後は以下の研究・開発課題が考えられ、その展開が必要である。

#### 1)盛土の動的特性および設計地震動の解明

盛土の地震応答特性(増幅特性、位相特性・・)を解明するとともに、性能を考慮した盛土の耐震性評価のための地震動(震度・・)の設定方法を提示すること。

#### 2)盛土の危険度評価方法の開発

本研究で提示した危険度のマクロ評価方法の評価項目および重み付けの検証を行い、評価精度を向上すること。

#### 3)盛土の耐震性能(変位量・・)評価方法の精度向上

地震動特性を考慮した道路盛土の変状(横断方向のすべり、縦断方向の沈下)による変位量の評価方法の精度および変形量の評価基準の信頼性を向上すること。

#### 4)性能規定型の耐震強化・補強工法の開発

道路盛土の変状に対して、変形量を抑制あるいは変形の影響を軽減することを視点に置き、既存工法の応用等による経済的な道路盛土の変形抑制工法を開発す

ること。

- 5)性能規定型の耐震強化・補強工法の導入・普及  
開発した工法を試験的に実工事、現場に適用し、実用性を向上させるとともに、積極的な導入、普及を図り、盛土の耐震性を向上すること。

## 発表論文一覧

平成17年度

- 1)江川祐輔・常田賢一・小田和広・鍋島康之：新潟県中越地震における道路被害の道路機能への影響、平成17年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集、第 部門、2005.6
- 2)江川祐輔・常田賢一・小田和広・鍋島康之：新潟県中越地震における道路被害の道路機能への影響、第60回土木学会年次学術講演会、第 部門、2005.9
- 3)Y.Egawa, K.Tokida, K. Oda, Y. Nabeshima : Damage characteristics and traffic performance of road in 2004 Mid Niigata Prefectural Earthquake, Proc. of 4th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp129-138, 2005.11
- 4)常田賢一・小田和広・鍋島康之・江川祐輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性、土木学会地震工学論文集、Vol.28、No.009、pp.1-9、2005.8

【論文賞】

平成18年度

- 5)江川祐輔・常田賢一・小田和広・岡嶋義行：円弧すべり法による道路盛土の安定性評価に関する検討、平成18年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集、第 部門、2006.6
- 6)谷村浩輔・小田和広・常田賢一・江川祐輔：盛土の地震時安定に関する遠心模型実験に対する弾塑性極限解析の適用、平成18年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集、第 部門、2006.6
- 7)吉野智紀・常田賢一・鍋島康之・中平明憲・大槻明：道路盛土のすべり破壊に関する遠心模型実験、第41回地盤工学研究発表会、No.1044、2006.7
- 8)谷村浩輔・小田和広・常田賢一・江川祐輔：道路盛土の地震時性能評価に対する弾塑性極限解析手法の適用性、第41回地盤工学研究発表会、No.640、2006.7
- 9)江川祐輔・常田賢一・小田和広・岡嶋義行：円弧すべり法による道路盛土のすべり破壊の評価方法に関する検討、第41回地盤工学研究発表会、No.643、2006.7
- 10)江川祐輔・常田賢一・小田和広：円弧すべり法による道路盛土のすべり破壊制御に関する基礎的検討、第61回土木学会年次学術講演会、-186、2006.9
- 11)吉野智紀・谷村浩輔・小田和広：弾塑性極限解析に基づく盛土の水平耐力の向上に対するのり尻効果、第61回土木

- 学会年次学術講演会， -375，2006.9
- 12)K.Tanimura, K.Oda, K.Tokida, Y.Egawa : Analytical study on seismic stability of road embankment through elastoplastic limit state analysis, Proc. of 5th Japan&Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp133-142, 2006.9
- 13)T.Yoshino, K.Tokida, Y.Nabeshima, A.Nakahira, A.Otsuki : Dynamic centrifuge model on seismic sliding failure of road embankment, Proc. of 5th Japan&Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp141-146, 2006.9
- 14)Y.Egawa, K.Tokida, K.Oda, A.Nakahira : Estimation method and control method on seismic sliding failure of road embankment, Proc. of 5th Japan&Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp147-154, 2006.9
- 15)Y.Nabeshima, K.Tokida, A. Nakahira, A. Ohtsuki, Y. Nakayama : Dynamic centrifuge model tests on road embankments, 2nd Japan-Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, pp.177-182, Nagaoka, Japan, 2006.5
- 16)K.Tokida, Y. Egawa, A. Nakahira, Y. Okajima : Characteristics of Damage of Road Embankment in the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, 2nd Japan-Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, pp.37-42, Nagaoka, Japan, 2006.5
- 17)K.Oda,K.Tokida, Y.Egawa, K. Tanimura : Applicability of circular sliding and ultimate state analyses to estimation of dynamic failure characteristics of road embankments at an Earthquake, 2nd Japan-Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, Nagaoka, Japan, 2006.5
- 18)江川祐輔・常田賢一・小田和広・中平明憲：道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性の評価およびすべり破壊制御に関する検討，第 12 回日本地震工学シンポジウム，No.119，2006.11
- 19)中平明憲・常田賢一・鍋島康之・大槻明・吉野智則：道路盛土のすべり破壊の再現および応答特性把握に関する遠心模型実験，第 12 回日本地震工学シンポジウム，No.120，2006.11
- 20)谷村浩輔・小田和広・常田賢一：弾塑性極限解析による道路盛土の地震時安定に関する研究，第 12 回日本地震工学シンポジウム，No.157，2006.11
- 21)常田賢一：中越地震における盛土構造物の被害と特徴，最新の耐震設計技術と課題シンポジウム講演論文集，pp105-117，（社）全国上下水道コンサルタント協会，2006.6
- 22)小田和広：道路盛土の耐震強化・補強原理に関する解析的検討，土木構造物の効率的・効果的な補強技術に関する研究ワークショップ論文集，pp.7-10，2006.12
- 23)依藤光代・常田賢一・小田和広：地震時の路面の段差規模の評価に関する走行実験，平成 19 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，第 部門，2007.5【優秀賞】
- 24)石澤佑介・常田賢一・鍋島康之・吉野智紀：地震時における橋台背面盛土の縦断線形円滑化に関する研究，平成 19 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，第 部門，2007.5
- 25)谷村浩輔・江川祐輔・常田賢一・小田和広：水平強化体領域における道路盛土の水平耐力向上効果に関する解析的研究，平成 19 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，第 部門，2007.5
- 26)吉野智紀・常田賢一・鍋島康之・石澤佑介：ボックスカルバートにおける道路盛土の縦断線形円滑化に関する振動台実験，第 42 回地盤工学研究発表会，No.570，2007.7
- 27)石澤佑介・常田賢一・鍋島康之・吉野智紀：異種構造物境界部における段差抑制に関する振動台実験，第 42 回地盤工学研究発表会，No.571，2007.7
- 28)谷村浩輔・常田賢一・小田和広・江川祐輔：弾塑性極限解析による道路盛土の耐震性向上効果に及ぼす天端補強・強化の影響，第 42 回地盤工学研究発表会，No.572，2007.7
- 29)都間英俊・江川祐輔・常田賢一・小田和広・中平明憲・大槻明・張至鎬：道路盛土に対する法尻補強および遮断構造による耐震効果に関する遠心模型実験，第 42 回地盤工学研究発表会，No.861，2007.7
- 30)江川祐輔・常田賢一・小田和広・都間英俊・中平明憲：道路盛土に対する法尻補強および遮断構造の耐震効果に関する解析的検討，第 42 回地盤工学研究発表会，No.862，2007.7 【優秀賞】
- 31)依藤光代・常田賢一・小田和広：地震時の路面段差と車両の走行性に関する走行実験，第 62 回土木学会年次学術講演会，4-185，pp.369-370，2007.9
- 32)都間英俊・常田賢一・小田和広・江川祐輔：応答加速度分布に対する盛土形状の影響に関する解析的研究，第 62 回土木学会年次学術講演会，3-045，pp.89-90，2007.9
- 33)谷村浩輔・小田和広・常田賢一・都間英俊：天端補強された盛土の加速度応答分布と耐震性向上，第 62 回土木学会年次学術講演会，3-080，pp.159-160，2007.9
- 34)D.H.Ahn, K.Tokida,J.Jang, K.Oda, A.Nakahira, A.Otsuki : Centrifuge Test on Advanced Seismic Performance of Road Embankment against Sliding Failure during Earthquake, Proc. of 6th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp53-60, 2007.5
- 35)M.Yorifuji, K.Tokida, K.Oda, A.Nakahira,K.Hayashi : Driving Test for Allowable Bump Height, Proc. of 6th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp71-78, 2007.5
- 36)H.Tsuma, K.Tokida, K.Oda, A.Nakahira,Y.Egawa : Analytical Study on Seismic Performance and Control Method for Road Embankment against Sliding Failure, Proc. of 6th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp103-108, 2007.5
- 37)Y.Ishizawa, K.Tokida, Y.Nabeshima, T.Yoshino : Experimental Study on Seismic Countermeasures for Bumps

平成 19 年度

- at Box-Culvert of Road Embankment to Smooth Longitudinal Vertical Alignment, Proc. of 6th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp135-142, 2007.5
- 38) K.Tanimura, K.Oda, K.Tokida : Improvement of the Earthquake Resistance of Embankment for Horizontal Reinforcement on Crest within Embankment through Elasto-Plastic Limit State Analysis, Proc. of 6th Korea&Japan Joint Seminar on Geotechnical Engineering, pp183-190, 2007.5
- 39) 常田賢一・小田和広：段差走行実験による地震時の道路の段差被害レベルと車両の走行性の評価，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.16, 2007.7
- 40) 張 至鎬・常田賢一・小田和広・中平明憲：すべり破壊制御の設計概念による道路盛土の耐震強化・補強工法に関する遠心模型実験，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.7, 2007.7
- 41) 小田和広・常田賢一・中平明憲・江川祐輔・谷村浩輔：道路盛土のすべり破壊に対する耐震性および耐震補強効果の解析的評価，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム，No.8, 2007.7
- 42) 依藤光代・常田賢一：地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について，平成19年度近畿地方整備局研究発表会，防災・保全部門，No.16, 2007.7
- 【優秀賞】
- 43) 江川祐輔・常田賢一：地震時の道路盛土のすべり破壊に対する経済的な変形抑制工法原理について，平成19年度近畿地方整備局研究発表会，新技術・新工法部門，No.21, 2007.7
- 【優秀賞】
- 44) 常田賢一・張 至鎬・小田和広・中平明憲・大槻明：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，第29回地震工学研究発表会，No.11-0015, 2007.8
- 45) 常田賢一・小田和広・中平明憲・林 健二・依藤光代：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用，第29回地震工学研究発表会，No.10-1001, 2007.8
- 46) 常田賢一・鍋島康之・吉野智紀・石澤佑介：縦断線形円滑化の視点による道路盛土・横断構造物の段差対策の実験的検証，第29回地震工学研究発表会，No.9-0005, 2007.8
- 47) 江川祐輔・常田賢一・小田和広・中平明憲：地震時における道路盛土のすべり破壊の制御工法に関する解析的検討，第29回地震工学研究発表会，No.11-1002, 2007.8 (報告)
- 48) 都間英俊・常田賢一・小田和広：応答加速度分布に及ぼす盛土の幾何学的形状の影響に関する解析的検討，第29回地震工学研究発表会，No.7-1006, 2007.8 (報告)
- 49) K. Oda, K. Tokida, Y. Egawa, K. Tanimura : Improvement of earthquake resistance by reinforcing toe of embankment, 5th International Symposium on Earth Reinforcement (IS-Kyushu '07)- New Horizons in Earth Reinforcement, pp.827-830, 2007.11
- 50) 常田賢一・小田和広：地震時の道路盛土の段差被害に対する性能規定型の道路管理・運用，第27回日本道路会議，一般論文(口頭)発表，No.20082, pp.1-2, 2007.11
- 51) 常田賢一：道路盛土の耐震性能の評価と性能規定型の耐震補強および道路管理，KG-NET・関西圏地盤研究会第1回全体委員会講演，2007.8
- 52) 常田賢一：性能を考慮した道路盛土の耐震補強・強化方法について，最近の薬液注入工法技術研究発表会，pp.123-157, 2007.9
- 53) 常田賢一：道路機能を考えた道路盛土の耐震設計・耐震補強・運用管理について，平成19年度北陸地区道路講習会，2007.11
- 54) Ken-ichi TOKIDA, Kazuhiro ODA, Yasuyuki NABESHIMA, Yusuke EGAWA: DAMAGE LEVEL OF ROAD INFRASTRUCTURE AND ROAD TRAFFIC PERFORMANCE IN THE MID NIIGATA PREFECTURE EARTHQUAKE OF 2004, Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 24, No. 1, pp.51s-61s, 2007
- 55) 常田賢一：道路機能を考慮した経済的な道路盛土の耐震補強技術，生産と技術，第59巻，第3号，pp.41-42, 2007.7
- 平成20年度(平成20年9月時点)
- 56) 中川裕之・常田賢一・小田和広：補強材による盛土の天端補強効果に関する模型実験，平成20年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，2008.5
- 57) 上野宇頭・常田賢一・小田和広・中平明憲：ウェーブレット変換による道路盛土のすべり破壊に関するデータ解析，平成20年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，2008.5
- 58) 種田 敦・常田賢一・小田和広・谷村浩輔：盛土の段差形状に及ぼすカルバートの形状の影響に関する数値解析，平成20年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，2008.5
- 59) 常田賢一・林 健二：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第43回地盤工学研究発表会，No.964, 2008.7
- 60) 常田賢一・小田和広・中平明憲・越川英樹・小関 徹・南本政司：大型ふとんかごの野外牽引実験，第43回地盤工学研究発表会，No.695, 2008.7
- 61) 常田賢一・小田和広・山本 剛・上田幸一・中平明憲・横田善弘・竜田尚希・関口陽高：盛土の天端一体化工法に関する現場実験，第43回地盤工学研究発表会，No.783, 2008.7
- 62) 中川 裕之・常田 賢一・小田 和広：盛土の天端補強に関する室内模型実験，第43回地盤工学研究発表会，No.309, 2008.7
- 63) 上田翔・小田和広・常田賢一・中平明憲：ジオテキスタイルによって天端補強された道路盛土の動的遠心模型実験，第43回地盤工学研究発表会，No.794, 2008.7
- 64) 谷村浩輔・常田賢一・小田和広・上田翔：遮断構造対策による道路盛土の耐震補強効果に関する解析的研究，第43回地盤工学研究発表会，No.577, 2008.7
- 65) 上野宇頭・常田賢一・小田和広・中平 明憲：道路盛土のすべり破壊メカニズムに関する遠心模型実験，第43回地



盤工学研究発表会, No.570, 2008.7

- 66) 西山大策・常田賢一・小田和広・都間英俊・江川祐輔：地震時における水平地盤上の道路盛土の固有周期と剛性低下の関係, 第43回地盤工学研究発表会, No.571, 2008.7
- 67) 石澤佑介・常田賢一・生原修・熊田哲規・渡辺恵二：変断面カルバートにおける盛土境界部の段差軽減に関する静的模型実験, 第43回地盤工学研究発表会, No.578, 2008.7
- 68) 種田敦・常田賢一・小田和広・谷村浩輔：道路盛土の段差特性に対するカルバートの形状の影響に関する解析的研究, 第43回地盤工学研究発表会, No.579, 2008.7
- 69) 常田賢一：性能を考慮した道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する知見, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 70) 林 健二：道路盛土の被害特性と耐震・防災危険度のマクロ評価方法, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 71) 中平明憲：道路盛土の耐震性能の評価, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 72) 小田和広：道路盛土のすべり破壊特性, 耐震補強法に関する数値解析, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 73) 張 至鎬：道路盛土の動的応答特性, 耐震補強効果に関する遠心模型実験, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 74) 竜田尚希・関口陽高：ジオテキスタイルによる天端補強工法, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 75) 小関 徹：大型ふとんかごの構造特性, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 76) 熊田哲規・渡辺恵二：変断面横断構造物の沈下特性, 沈下抑制工法, 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究発表会, 2008.6
- 77) 中川裕之・常田賢一・小田和広：天端補強構造の適用性に関する静的実験, 第63回土木学会年次学術講演会, -004, 2008.9
- 78) 上野宇顕・常田賢一・小田和広・中平明憲：地震時における道路盛土のすべり面の形成メカニズムに関する遠心模型実験, 第63回土木学会年次学術講演会, -081, 2008.9
- 79) 石澤佑介・常田賢一・生腹 修・熊田哲規・渡辺恵二：変断面カルバートにおける盛土境界部の沈下形状に関する静的実験, 第63回土木学会年次学術講演会, -236, 2008.9
- 80) 竜田尚希・常田賢一・小田和広：盛土の天端一体化工法に関する現場実験, 第63回土木学会年次学術講演会, -274, 2008.9
- 81) 都間英俊・常田賢一・小田和広：地震時における平坦地盤上道路盛土の応答加速度の簡易的評価手法に関する検討, 第63回土木学会年次学術講演会, -308, 2008.9

以上

付属資料：本報告での改良O型ニューマーク法の比較

No.	適用事例	報告書の位置	盛土モデル	円弧すべり法					ニューマーク法			
				入力加速度波形の設定	鉛直地震動の有無	強度定数の設定	地下水位の考慮	応答加速度の算定方法	円弧すべりで土塊に与える加速度or震度	Fs = 1の臨界すべり面での降伏加速度の設定=ニューマーク法で変位算定用使用する加速度波形	ニューマークで考慮する強度定数	強度定数の算出方法、設定方法
	改良O型ニューマーク法		適宜	適宜	無	適宜	適宜	動的FEM (修正R-Oモデル)	動的EM解析による各時刻の応答加速度分布	土塊の重心における応答加速度波形	残留強度	適宜
1	H17遠心実験模型	図-4.1.3 ~ 図-4.1.5	実験模型	土槽底部の計測波形(正弦波、 $f = 2\text{Hz}$ , $N = 30$ )。max = 520gal(ケース1), 600gal(ケース2)	無	模型材料の三軸試験結果(CU試験)の応力円を基に、変形(=すべり面位置)が実現象に一致するように設定した定数	無	動的FEM (修正R-Oモデル)	動的FEM解析による各時刻の応答加速度分布	土塊の重心における応答加速度波形	残留強度	三軸試験結果のひずみ15%時の応力円を基に、変形が実現象に一致するように設定した定数
2	中越地震高速道路被害盛土	図-4.1.6 ~ 図-4.1.8	実盛土	川口町役場(地表面)の計測加速度(EW)を基盤相当( $V_s=400\text{m/s}$ )に戻した波形。距離減数は考えない。max = 690gal	無	当該実盛土での三軸試験結果(CD条件)	考慮(静水圧)	同上	同上	同上	ピーク強度 = 残留強度	締め固めが緩いことが推定されたため、ピーク強度 = 残留強度と設定
3	中越地震高速道路被害盛土	図-4.1.9, 4.1.10	実盛土	同上	円弧すべり法だけの試算で考慮。 $K_v = 0.8$ (一様分布) Newmark法には不適用。	同上	考慮(静水圧)	同上	同上	同上	ピーク強度 = 残留強度	同上
4	能登有料道路盛土	図-4.1.11, 4.1.12, 表-4.1.12	実盛土	富来(地表面)の計測加速度(EW)を基盤相当に戻した波形。max = 約500gal	無	cを値換算式から算定( $c=9.7\text{N}$ )換算式は沈下量が実現象と一致するようにパラメトリックに検討して設定	考慮(静水圧)	同上	同上	同上	残留強度	変形が一致するようにパラメトリックに検討して決定
5	遮断補強構造・遠心実験模型	図-6.3.3 (b)、(d)、図-6.3.4	実験模型	土槽底部の計測波形(正弦波、 $f = 2\text{Hz}$ , $N = 30$ )。max = 500gal, 25秒。	無	模型材料の三軸試験結果(CU試験)の応力円を基に、変形(=すべり面位置)が実現象に一致するように設定した定数	無	同上	同上	同上	残留強度	三軸試験結果のひずみ15%時の応力円を基に、変形が実現象に一致するように設定した定数
6	のり尻補強構造・遠心実験模型	図-6.4.3 (b)、図-6.3.4	実験模型	土槽底部の計測波形(正弦波、 $f = 2\text{Hz}$ , $N = 60$ )。max = 500gal	無	同上	無	同上	同上	同上	残留強度	同上
7	中越地震国道17号天納遮断構造・のり尻補強	図-6.7.1 ~ 図-6.7.6	実盛土	No.2, No.3と同様	無	作成した代表的な砂質土の三軸試験(H17年度実施)	無	同上	同上	同上	ピーク強度 = 残留強度	締め固めが緩いことが推定されたため、ピーク強度 = 残留強度と設定