

大規模地震時における高速道路盛土部の被害  
分析に基づいた合理的な対策方法に関する研究

2022 年 3 月

藤 岡 一 頼



## 目 次

第 1 章 序論 .....	1
1.1 研究の背景と目的 .....	1
1.2 本論文の内容構成 .....	8
参考文献 .....	10
第 2 章 盛土の耐震性に関する現状と課題 .....	13
2.1 背景 .....	13
2.2 盛土における耐震設計上の取り扱いの変遷 .....	13
2.2.1 安定検討が必要な盛土の条件 .....	13
(1) 安定検討が必要な盛土の条件の変遷 .....	13
(2) 地震時の盛土の安定性に関する現状と課題 .....	16
2.2.2 国等の耐震設計基準の変遷 .....	17
(1) 昭和 58 年改訂までの経緯 .....	17
(2) 昭和 61 年のり面工・斜面安定工指針の改訂 .....	18
(3) 平成 11 年のり面工・斜面安定工指針の改訂 .....	19
(4) 平成 21 年以降の耐震設計の考え方 .....	20
(5) 道路土工構造物技術基準の概要 .....	22
(6) 国等の耐震設計基準の変遷に伴う現状の課題 .....	22
2.2.3 鉄道土構造物の耐震基準 .....	24
(1) 鉄道における耐震基準の変遷 .....	24
(2) 鉄道の耐震基準を踏まえた道路盛土の耐震対策の課題 .....	27
2.2.4 高速道路の設計要領における耐震設計の取り扱い .....	28
(1) 平成 17 年までの耐震関連の取り扱いの変遷 .....	28
(2) 新東名高速道路の高盛土の技術基準 .....	28
(3) 平成 21 年の設計要領 .....	30
2.3 高速道路における事業継続計画の概要 .....	34
2.3.1 災害時における行動指針 .....	34
2.3.2 BCP の基本方針 .....	35
2.3.3 土工構造物における BCP 上の課題 .....	36
2.4 現状と課題のまとめ .....	37
参考文献 .....	38

第3章 高速道路盛土における地震被害の特徴の整理 .....	39
3.1 供用路線で復旧までに24時間以上要した地震災害 .....	39
3.2 1995年兵庫県南部地震までの盛土構造物の被害 .....	40
3.2.1 1974年伊豆半島沖地震 .....	40
3.2.2 1975年大分県中部地震 .....	42
3.2.3 1978年伊豆大島近海地震 .....	46
3.2.4 1978年宮城県沖地震 .....	48
3.2.5 1995年兵庫県南部地震 .....	51
(1) 地震の概要 .....	51
(2) 大蔵谷ICランプの盛土崩壊 .....	52
(3) 第二神明道路 17.1KP～17.4KPの盛土変形 .....	54
(4) 兵庫県南部地震における土工部の被害のまとめと今後の課題 .....	55
3.3 2004年新潟県中越地震における盛土構造物の被害 .....	56
3.3.1 地震の概要 .....	56
(1) 被害状況 .....	57
(2) 地形・地質概要 .....	59
3.3.2 盛土部における被災状況 .....	59
(1) 盛土の被害の分類 .....	60
(2) 盛土の被災タイプと地質との関係 .....	62
3.3.3 中越地震における盛土被害のまとめと課題 .....	65
3.4 2007年新潟県中越沖地震における盛土構造物の被害 .....	66
3.4.1 地震の概要 .....	66
3.4.2 被災箇所の調査 .....	69
(1) 構造物取付け部の段差 .....	69
(2) 切盛境部での損傷 .....	70
3.4.3 中越沖地震における盛土被害のまとめ .....	72
3.5 2009年駿河湾を震源とする地震における盛土構造物の被害 .....	73
3.5.1 地震の概要 .....	73
3.5.2 被災状況 .....	75
3.5.3 駿河湾を震源とする地震による被害のまとめと課題 .....	80
3.6 2011年東北地方太平洋沖地震における盛土構造物の被害 .....	83
3.6.1 地震の概要 .....	83
(1) 高速道路被害の概要 .....	84
(2) 高速道路土工構造物の被害の概要 .....	88
(3) 大規模被害箇所の概要 .....	90
3.6.2 東北地方太平洋沖地震での盛土被害のまとめと課題 .....	91



3.7 大規模地震時における盛土構造物の被害のまとめ	92
3.7.1 被害の範囲と特徴	92
3.7.2 盛土被害の特徴	94
3.7.3 その他付属物の被害	94
参考文献	95
第4章 大規模に崩壊した盛土の被害要因分析	97
4.1 検討の背景	97
4.2 大規模に崩壊した盛土の詳細調査	97
4.2.1 2004年新潟県中越地震における被災要因調査	97
(1) 現地踏査結果	97
(2) ボーリング調査結果	99
(3) 盛土材料の物性	100
(4) 盛土材料の静的強度および地震直後のせん断強さの推定	101
(5) 盛土材料の動的特性	102
(6) のり面崩壊の原因	104
4.2.2 2009年駿河湾を震源とする地震における被災要因調査	105
(1) 現地踏査結果	105
(2) ボーリング調査結果	106
(3) 盛土材料の性状と強度	107
(4) 盛土の締固め状態	108
(5) 盛土材（風化泥岩）の静的強度特性	109
(6) 盛土材（風化泥岩）の動的特性	111
(7) のり面崩壊の原因	113
4.2.3 2011年東北地方太平洋沖地震における被災要因調査	114
(1) 被災状況	114
(2) ボーリング調査結果	116
(3) 現地調査による崩壊要因の推定	117
(4) 盛土材料の動的特性	120
(5) 130mの区間のみが崩壊に至った要因の推察	121
(6) のり面崩壊の原因	123
4.2.4 大規模に崩壊した盛土の調査結果のまとめ	124
4.3 大規模被害箇所の地形的要因に関する評価	125
4.3.1 2004年新潟県中越地震における盛土基礎地盤の勾配と被害傾向	125
(1) 被災パターンと被災度分類方法	125
(2) 分析結果	127

4.3.2	2007年新潟県中越沖地震における盛土基礎地盤の勾配と被害傾向	129
(1)	路線全体の延長内訳	129
(2)	被災箇所の内訳	130
4.3.3	まとめ	130
4.4	盛土材料の動的せん断特性	131
4.4.1	試験に用いた試料	131
4.4.2	試験方法および結果	133
(1)	塑性指数と $R_L$ との関係	133
(2)	せん断破壊に対する安全率とせん断剛性の関係	134
(3)	締固め度と $R_L$ との関係	135
(4)	$R_L$ とせん断剛性比の関係	136
4.4.3	盛土材料の動的せん断特性のまとめ	136
4.5	まとめ	138
	参考文献	139
第5章	盛土崩壊箇所の再現解析およびケーススタディー	141
5.1	検討の背景	141
5.2	関越自動車道堀之内地区の再現解析	141
5.2.1	ニューマーク法による残留変形解析	141
(1)	解析手法の概要	141
(2)	検討ケース	142
(3)	条件設定	142
(4)	常時安全率	143
(5)	解析結果	144
5.2.2	静的二次元 FEM による自重変形解析	145
(1)	解析手法の概要	145
(2)	条件設定	146
(3)	検討ケース	148
(4)	解析結果	149
5.2.3	関越自動車道堀之内地区の再現解析のまとめ	150
5.3	東名高速道路牧之原地区の再現解析	151
5.3.1	二次元地震応答解析結果を用いた残留変形解析	151
(1)	検討ケース	151
(2)	解析に用いる定数の設定	152
(3)	検討手順	154
(4)	すべり変位量の解析	155

(5) 解析結果 .....	158
5.3.2 東名高速道路牧之原地区の再現解析のまとめ .....	161
5.4 常磐自動車道那珂地区の再現解析 .....	163
5.4.1 ニューマーク法による残留変形解析 .....	163
5.4.2 過剰間隙水圧を考慮した安定計算 .....	164
5.4.3 静的二次元 FEM による自重変形解析 .....	166
(1) 条件設定 .....	166
(2) 解析結果 .....	167
5.4.4 常磐自動車道那珂地区の再現解析のまとめ .....	168
5.5 まとめ .....	169
参考文献 .....	170
 第 6 章 盛土耐震対策方法の提案 .....	171
6.1 検討の背景 .....	171
6.2 砕石堅排水工に期待する効果と検証方法 .....	173
6.3 効果検証実験の概要 .....	175
6.3.1 実現場試験 .....	175
6.3.2 模型実験 .....	182
(1) 模型実験の概要 .....	182
(2) 測定手順 .....	183
6.3.3 遠心実験 .....	185
6.3.4 試験に用いた盛土材料の物理特性 .....	187
6.4 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果 .....	188
6.4.1 降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果 .....	188
(1) 実現場試験 .....	188
(2) 降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果のまとめ .....	191
6.4.2 盛土内の浸入水を排除し盛土内水位を下げる効果 .....	192
(1) 模型実験 .....	192
(2) 遠心実験 .....	193
(3) 盛土内の浸入水を排除し盛土内水位を下げる効果のまとめ .....	195
6.4.3 地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を消散させる効果 .....	196
(1) 遠心実験 .....	196
(2) 地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を消散させる効果のまとめ .....	197
6.4.4 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果のまとめ .....	197
6.5 既設盛土材の一部を良質材に置き換えるに伴う補強効果 .....	199
6.5.1 遠心実験 .....	199

(1) 変位量 .....	199
(2) 崩壊形状 .....	201
6.5.2 既設盛土材の一部を良質材に置き換えることに伴う補強効果のまとめ .....	207
6.6 砕石豎排水工により盛土材の含水比が低減することによる補強効果 .....	208
6.6.1 砕石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加 .....	208
(1) 実現場試験 .....	208
(2) 模型実験 .....	211
(3) 砕石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加のまとめ .....	213
6.6.2 盛土内浸入水排除による強度低下抑制効果 .....	214
(1) 保水性試験 .....	214
(2) 実現場試験 .....	215
6.6.3 含水比の低減による補強効果のまとめ .....	217
6.7 砕石豎排水工に期待する効果のまとめ .....	218
6.8 安定解析による効果検証 .....	221
6.8.1 検証結果を踏まえた解析条件 .....	221
(1) 盛土内水位の設定 .....	221
(2) 地震時の安定解析 .....	221
(3) 土質定数の設定 .....	222
6.8.2 安定解析 .....	223
(1) 解析条件 .....	223
(2) 地盤定数の設定 .....	223
(3) 安定解析結果 .....	224
(4) 安定解析結果のまとめ .....	228
6.9 砕石豎排水工による対策効果のまとめ .....	229
参考文献 .....	230
第7章 結論 .....	231
7.1 本研究で得られた知見 .....	231
7.2 今後の課題と展望 .....	237
参考文献 .....	238
謝辞 .....	239

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景と目的

1995年兵庫県南部地震以降、2004年新潟県中越地震、2011年東北地方太平洋沖地震、さらには2016年熊本地震など、巨大な地震が発生している。図-1.1および、表-1.1(a)、(b)に平成8年4月に計測震度計による震度に見直された以降の、震度6弱以上で人的被害を伴った地震を取りまとめた。さらに、記者発表資料などから高速道路の土工構造物に関する被害を整理した。平成8年以降、震度6弱以上を記録した地震は24年間で36件発生しており、平均すると1年に1.5回発生していることになる。

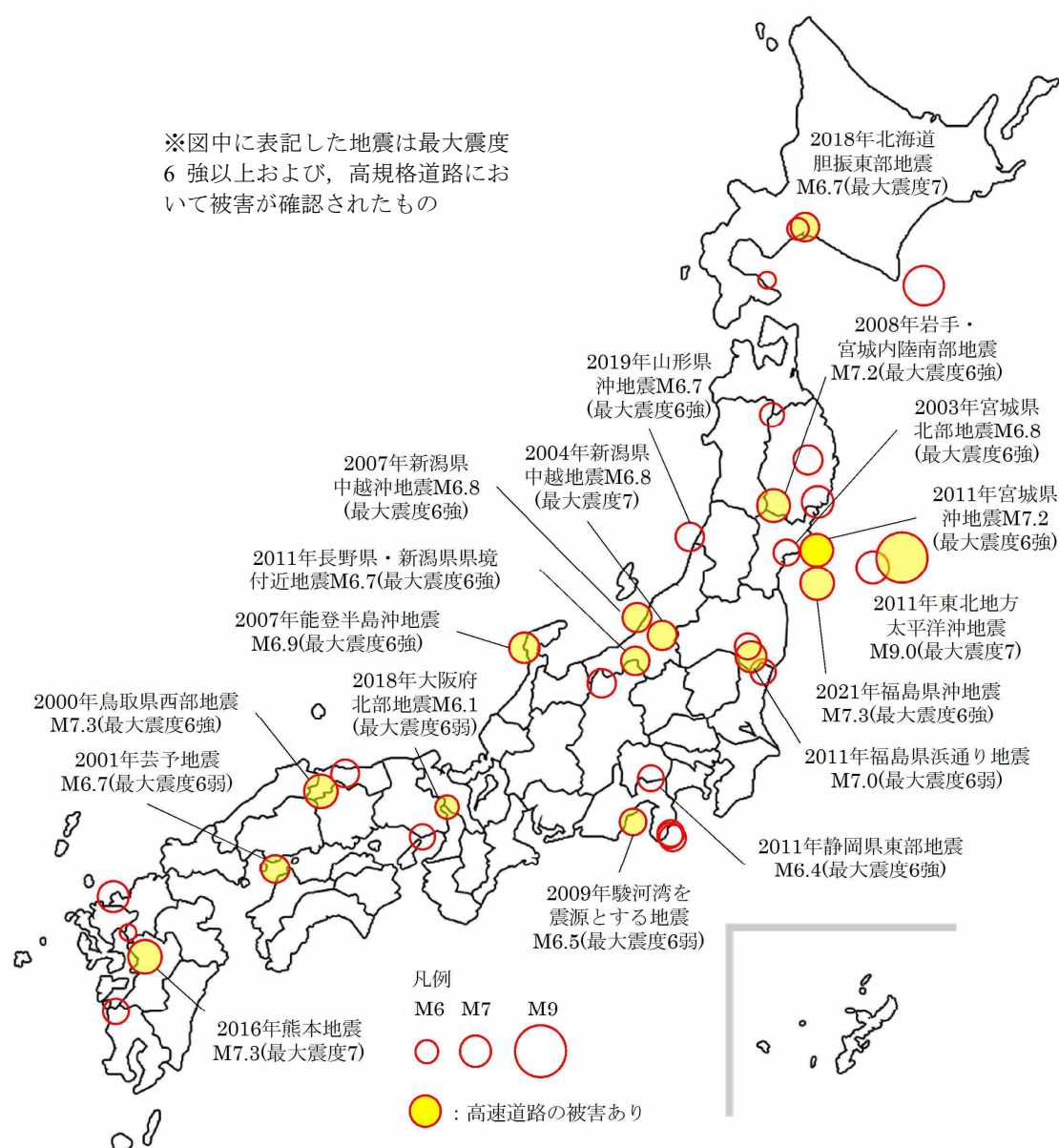


図-1.1 日本付近で発生した主な地震被害

表-1.1(a) 日本付近で発生した主な地震被害 <sup>1)</sup>に加筆修正

発生年月日	震央地名・地震名	M	最大震度	人的被害	高速道路土工部の被害	物的被害
令和3年 (2021年) 2月13日	福島県沖	7.3	6 強	死者 1名 負傷者 187名	切土のり面崩落 路面損傷34箇所 <sup>2)</sup>	住家全壊 69棟 住家半壊 729棟 住家一部破損 19758棟 など【令和3年3月29日現在】
令和元年 (2019年) 6月18日	山形県沖	6.7	6 強	負傷者 43名	被災無し <sup>3)</sup>	住家半壊 28棟 住家一部破損 1580棟 など【令和2年9月30日現在】
平成31年 (2019年) 2月21日	胆振地方中東部	5.8	6 弱	負傷者 6名	被災無し <sup>4)</sup>	住家一部破損 19棟 【令和元年12月5日現在】
平成31年 (2019年) 1月3日	熊本県熊本地方	5.1	6 弱	負傷者 4名	被災無し <sup>5)</sup>	住家一部破損 60棟 【令和元年12月5日現在】
平成30年 (2018年) 9月6日	胆振地方中東部 平成30年 北海道胆振東部地震	6.7	7	死者 43名 負傷者 782名	路面段差 亀裂 <sup>6)</sup>	住家全壊 469棟 住家半壊 1,660棟 住家一部破損 13,849棟 など【令和元年8月20日現在】
平成30年 (2018年) 6月18日	大阪府北部	6.1	6 弱	死者 6名 負傷者 462名	路面盛り上がり等 <sup>7)</sup>	住家全壊 21棟 住家半壊 483棟 住家一部破損 61,266棟 など【令和元年8月20日現在】
平成28年 (2016年) 12月28日	茨城県北部	6.3	6 弱	負傷者 2名	異常無し <sup>8)</sup>	住家半壊 1棟 住家一部破損 25棟 【平成29年11月9日現在】
平成28年 (2016年) 10月21日	鳥取県中部	6.6	6 弱	負傷者 32名	被災無し <sup>9)</sup>	住家全壊 18棟 住家半壊 312棟 住家一部破損 15,095棟 など【平成30年3月22日現在】
平成28年 (2016年) 6月16日	内浦湾	5.3	6 弱	負傷者 1名	異常無し <sup>10)</sup>	住家一部破損 3棟 【平成28年6月20日現在】
平成28年 (2016年) 4月14日～	熊本県熊本地方など 平成28年（2016年） 熊本地震	7.3	7	死者 273名 負傷者 2,809名	盛土崩落1箇所 路面陥没、段差、 ひび割れ、隆起 等 多数 <sup>11)</sup>	住家全壊 8,667棟 住家半壊 34,719棟 住家一部破損 162,500棟 など【平成31年4月12日現在】
平成26年 (2014年) 11月22日	長野県北部	6.7	6 弱	負傷者 46名	異常無し <sup>12)</sup>	住家全壊 77棟 住家半壊 137棟 住家一部破損 1,626棟 など【平成27年1月5日現在】
平成25年 (2013年) 4月13日	淡路島付近	6.3	6 弱	負傷者 35名	被災報告無し <sup>13)</sup>	住家全壊 8棟 住家半壊 101棟 住家一部破損 8,305棟など
平成23年 (2011年) 4月12日	福島県中通り	6.4	6 弱	負傷者 1名	不明	
平成23年 (2011年) 4月11日	福島県浜通り	7	6 弱	死者 4名 負傷者10名	切土のり面崩落 <sup>14)</sup>	
平成23年 (2011年) 4月7日	宮城県沖	7.2	6 強	死者 4名 負傷者 296名	盛土崩路肩変状 <sup>15)</sup>	
平成23年 (2011年) 3月15日	静岡県東部	6.4	6 強	負傷者 80名	被災無し <sup>16)</sup>	住家半壊 18棟 住家一部破損 3475棟 【平成24年9月11日現在】
平成23年 (2011年) 3月12日	長野県・新潟県 県境付近	6.7	6 強	死者 3名	被害あり（詳細不明） <sup>17)</sup>	住家全壊 73棟 住家半壊 427棟など など【平成29年3月31日現在】
平成23年 (2011年) 3月11日	三陸沖 平成23年（2011年） 東北地方太平洋沖地震 （東日本大震災）	9	7	死者 19,729名 不明 2,559名 負傷者 6,233名	路面の崩落2箇所 大規模な亀裂13箇所 路面陥没36箇所など <sup>18)</sup>	住家全壊 121,996棟 住家半壊 282,941棟 住家一部破損 748,461棟 など【令和2年3月1日現在】

表-1.1(b) 日本付近で発生した主な地震被害 <sup>1)</sup>に加筆修正

発生年月日	震央地名・地震名	M	最大震度	人的被害	高速道路土工部の被害	物的被害
平成21年 (2009年) 8月11日	駿河湾	6.5	6 弱	死者 1名 負傷者 319名	盛土のり面崩落 <sup>19)</sup>	住家半壊 6棟 住家一部破損 8,672棟
平成20年 (2008年) 7月24日	岩手県沿岸北部	6.8	6 弱	死者 1名 負傷者 211名	被害無し <sup>20)</sup>	住家全壊 1棟 住家一部破損 379棟
平成20年 (2008年) 6月14日	岩手県内陸南部 平成20年 (2008年) 岩手・宮城内陸地震	7.2	6 強	死者 17名 不明 6名 負傷者 426名	路面の亀裂等9箇所 <sup>21)</sup>	住家全壊 30棟 住家半壊 146棟など
平成19年 (2007年) 7月16日	新潟県上中越沖 平成19年 (2007年) 新潟県中越沖地震	6.8	6 強	死者 15名 負傷者 2,346名	大きな段差5箇所 その他の段差17箇所 <sup>22)</sup>	住家全壊 1,331棟 住家半壊 5,710棟 住家一部破損 37,633棟など
平成19年 (2007年) 3月25日	能登半島沖 平成19年(2007年) 能登半島地震	6.9	6 強	死者 1名 負傷者 356名	盛土のり面崩落11箇所 路面の段差・ 亀裂37箇所 <sup>23)</sup>	住家全壊 686棟 住家半壊 1,740棟など
平成17年 (2005年) 8月16日	宮城県沖	7.2	6 弱	負傷者 100名	異常無し <sup>24)</sup>	住家全壊 1棟 住家一部破損 984棟
平成17年 (2005年) 3月20日	福岡県西方沖 〔福岡県北西沖〕	7	6 弱	死者 1名 負傷者 1,204名	被害無し (文献無し)	住家全壊 144棟 住家半壊 353棟など
平成16年 (2004年) 10月23日	新潟県中越地方 平成16年(2004年) 新潟県中越地震	6.8	7	死者 68名 負傷者 4,805名	大規模な盛土崩落3箇所 2cm以上の段差 141箇所 <sup>18)</sup>	住家全壊 3,175棟 住家半壊 13,810棟など
平成15年 (2003年) 9月26日	釧路沖〔十勝沖〕	8	6 弱	死者 1名 不明 1名 負傷者 849名	被害無し (通行止め無し) <sup>25)</sup>	住宅全壊 116棟 住宅半壊 368棟など
平成15年 (2003年) 7月26日	宮城県北部 〔宮城県中部〕	6.4	6 強	負傷者 677名	異常無し <sup>26)</sup>	住宅全壊 1,276棟 住宅半壊 3,809棟など
平成15年 (2003年) 5月26日	宮城県沖	7.1	6 弱	負傷者 174名	被害無し (3hr後開通) <sup>27)</sup>	住宅全壊 2棟 住宅半壊 21棟など
平成13年 (2001年) 3月24日	安芸灘 平成13年(2001年) 芸予地震	6.7	6 弱	死者 2名 負傷者 288名	盛土のり面亀裂 <sup>28)</sup>	住家全壊 70棟 半壊 774棟など
平成12年 (2000年) 10月6日	鳥取県西部 平成12年(2000年) 鳥取県西部地震	7.3	6 強	負傷者 182名	段差 (箇所不明) 路面亀裂数か所 <sup>29)</sup>	住家全壊 435棟 半壊 3,101棟など
平成12年 (2000年) 7月30日	三宅島近海	6.5	6 弱	死者 1名 負傷者 1名	該当無し (記載なし) <sup>30)</sup>	住家全壊 15棟 住家半壊 20棟
平成12年 (2000年) 7月15日	新島・神津島近海	6.3	6 弱		該当無し (記載なし) <sup>30)</sup>	一部破損 174棟など
平成12年 (2000年) 7月1日	新島・神津島近海	6.5	6 弱		該当無し (記載なし) <sup>30)</sup>	
平成10年 (1998年) 9月3日	岩手県内陸北部	6.2	6 弱	負傷者 9名	不明	道路被害など
平成9年 (1997年) 5月13日	鹿児島県薩摩地方	6.4	6 弱	負傷者 74名	不明	住家全壊 4棟 半壊 31棟

高速道路においては、平成 8 年 11 月には供用延長が 6,000km を超え<sup>31)</sup>、全国に高速道路が整備されたことも相まって、大規模地震の発生により甚大な被害が発生することが多くなっている。また、表-1.1 より土工構造物の被害は、震源からの距離、地震のエネルギーにもよるが、概ね震度 6 強から大きな被害が発生していることがわかる。また、震度が大きくなるほど路面段差の発生が多くなり、さらに地震の規模が大きいほど余震の大きさ、回数も多くなり、その度に新たな段差の発生や、段差が拡大する傾向にある。

ここで、道路橋と道路土工構造物の耐震に関する技術基準の変遷を図-1.2(a)，(b)に示す。道路橋に関しては、1978 年宮城沖地震を契機に動的設計照査法を導入したことや、1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震等を契機に、標準加速度応答スペクトルや設計水平震度などが見直されるなど、改訂を重ね設計に反映してきている。また改訂を踏まえた、緊急輸送道路等の耐震補強を進めてきた結果、落橋に至るような甚大な被害はごくわずかとなってきている。このことは、2016 年熊本地震においても耐震補強の効果が確認されている<sup>34)</sup>。

一方、土工構造物は、他の構造物と比べて復旧が比較的容易であることや、盛土の場合は施工後の時間経過に応じて、盛土および地盤の強度が増し安定性が向上すること、過去の経験から求められた標準のり面勾配を適用した切土や盛土のり面では安定が確保されていること<sup>33)</sup>から事後対策で対応することが主流であった。

しかし、近年の地震では、耐震補強の進捗に伴い橋梁の被害に比べ、土工構造物の被害が顕在化してきている。特に新潟県中越地震においては、平成 16 年 新潟県中越地震社会基盤システムの被害等に関する総合調査「調査結果と緊急提言」<sup>35)</sup>において「とりわけ山間地の自然斜面や交通施設や宅地造成地などの土工構造物（盛土等）の破壊が多発した。これが、基本的には、国土の地方部における被災という中越地震の地理的特性に依存しているものと考えられる。」と指摘され、「重要度が高い施設が被災した場合、崩壊時に他施設に甚大な影響を与えた場合、大規模な盛土や高い斜面上の盛土のように被災時の復旧が困難な場合などにおいては、単純な原状復旧を越えて、選択的に、適切な排水処理と十分な締固めを行い、原状よりも構造的に強化して機能復旧に務める必要がある。」と提言されている。

また、既存の盛土・擁壁に対しては、「被害を性能設計の立場から評価して、今後の崩壊の予測、設計法・施工法の改善に役立てることが必要である。この結果を反映しつつ、崩壊した場合の被害の程度と社会的影響度が大きい既存の盛土・擁壁と自然斜面の耐震診断法を、最新の知見・設計法に基づいて整備し、それに基づいた耐震診断と補強を実施することが不可欠である。」との厳しい指摘がされている。

一方で、「広域的な幹線道路ネットワークが、地震によって途絶した関越自動車道などの迂回路として機能したこと。関越自動車道や国道 17 号線などの応急復旧と緊急輸送路の確保が、関係者の努力と工夫によって極めて迅速に行われたことにより被災施設の復旧活動や被災者の救援活動、あるいは地域経済への震災影響の低減に大きな効果をもたらしている。」と評価されており、高速道路の早期復旧が求められているところである。



1956年 1964年 1971年 1980年 1990年 1995年 2002年 2012年  
 昭和31年 昭和39年 昭和46年 昭和55年 平成2年 平成8年 平成14年 平成24年

道路橋				1978年 宮城沖地震	1995年 兵庫県南部地震	2011年 東北地方太平洋沖地震
道路橋耐震設計指針 鋼道路橋耐震設計示方書の改訂	鋼道路橋耐震設計指針	道路橋耐震設計指針	道路橋耐震設計指針	道路橋耐震設計指針	道路橋耐震設計指針	道路橋耐震設計指針
	鋼道路橋耐震設計示方書	鋼道路橋耐震設計示方書	鋼道路橋耐震設計示方書	鋼道路橋耐震設計示方書	鋼道路橋耐震設計示方書	鋼道路橋耐震設計示方書
静的設計 照査法	震度法(1)	震度法(1)	震度法(2) (震度法と修正 震度法を統合)	震度法(2) プレート型 橋脚の保有耐力照査 (任意)	震度法(2) 保有水平耐力法 タイプⅠ (プレート型) 橋脚、基礎の保有耐力 照査 (義務)	震度法(2) 保有水平耐力法 タイプⅠ (プレート型) タイプⅡ (直下型) 橋脚、基礎の保有耐力照査 (義務)
	修正震度法	地震時変形性能照査 (低橋脚)				
設計水平震度	0.10～0.35	0.10～0.38	0.05～0.33	0.30～1.10	0.60～2.00	0.60～2.00
				0.10～0.33	0.30～1.00	0.30～1.40
動的設計 照査法				0.10～0.30	0.10～0.30	0.10～0.30
動的解析	動的解析	動的解析	動的解析	動的解析	動的解析	動的解析
	震度法により照査した橋のうち、大規模でかつ地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用	震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用	震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用	震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用	震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用	震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋に照査として適用
標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル
	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル	標準加速応答スペクトル
時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法
	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法	時刻歴応答法

図-1.2(a) 道路における耐震に関する技術基準の変遷 <sup>32)</sup>に加筆

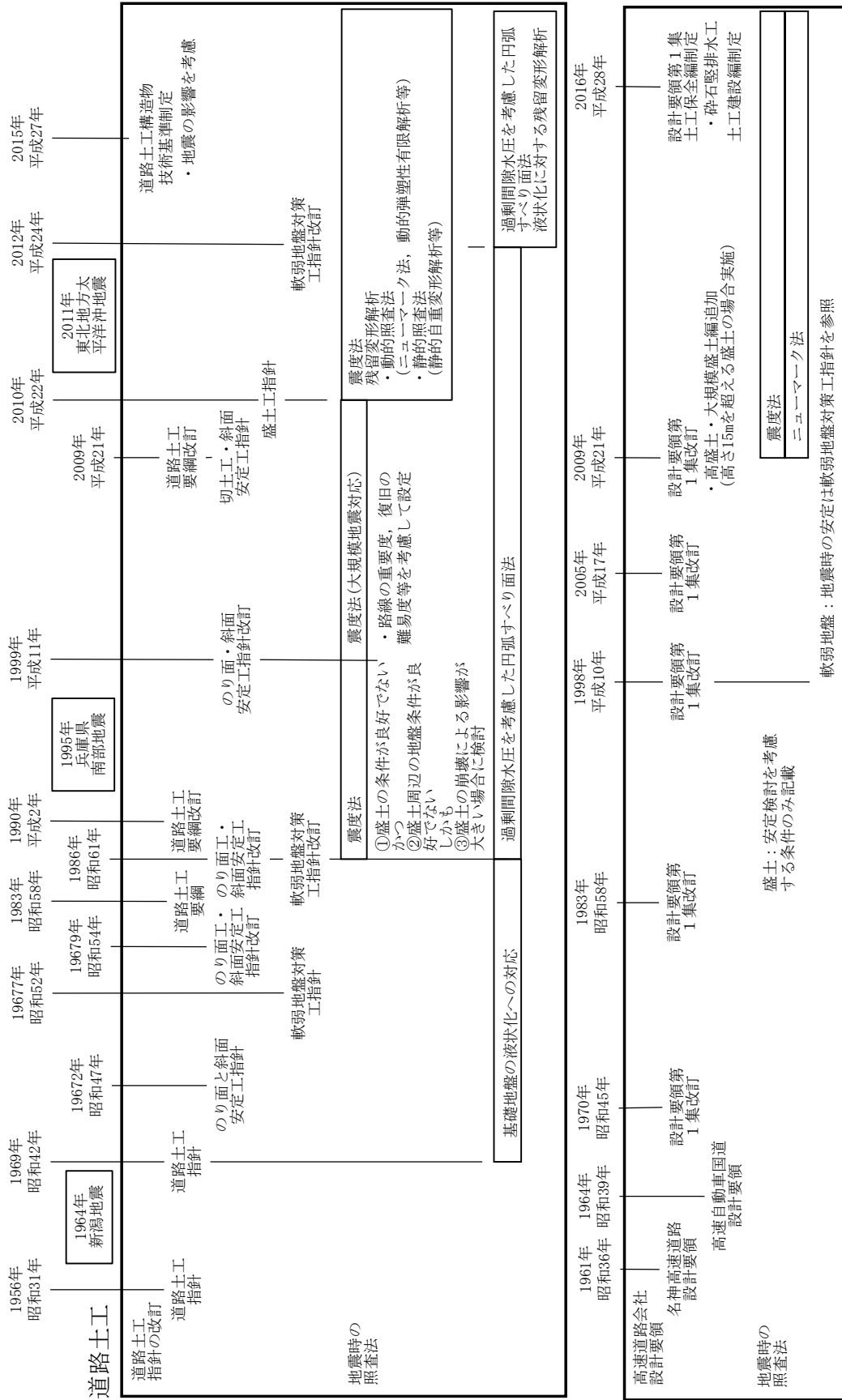


図-1.2(b) 道路における耐震に関する技術基準の変遷例えは33)

また、東北地方太平洋沖地震においても、「くしの歯作戦」が遂行され、内陸を縦走する東北自動車道および国道 4 号線の縦軸ラインを早期に確保し、くしの軸となり震災翌日には沿岸部に通じる「くしの歯」を啓開することが可能となった<sup>36)</sup>。これらの事例のように、高速道路の早期復旧が被災地への復興支援に大きく貢献することとなる。

このように、高速道路は我が国の社会・経済を支える重要な社会基盤であり、災害時には、緊急・支援物資の輸送路として重要な役割を担っている。その役割を果たすべく、迅速な救援・復旧による高速道路ネットワークが確保できるよう業務継続計画（BCP）を策定し防災体制の強化を図っている<sup>37)</sup>。高速道路の BCP においては、路面の段差解消等により 24 時間以内に最低限の緊急交通路を確保するとしている。

このため BCP の観点から、地震被害を想定し緊急交通路を 24 時間以内に確保できるよう、復旧資材や有事の際の応援体制を構築しておくことが必要となる。

ただし、BCP に基づき目標時間内に緊急輸送路を確保するためには以下の課題がある。

- 1) 高速道路の総延長の 73.5%、6,120km が土工区間であり、さらにその約 3 分の 2 が盛土となっており、被害想定を検討すべき箇所数が膨大であること。また、大規模な災害に至ると予測される盛土を効率的にスクリーニングする手法が必要となること。
- 2) 地震による被害の総量が把握できないと、目標時間内に復旧可能なリソースをどれだけ確保する必要があるか想定できないこと。
- 3) 特に、構造物との擦り付け部の段差は、発生する箇所数が多いため復旧のネックとなることがある。復旧においては特殊な機械や技術は必要ないものの復旧体制を確保しておく必要がある。
- 4) 後述する盛土被害箇所においては、集水地形上の盛土で盛土内の水位が高いケースが多く、従来の震度法やニューマーク法による安定照査では、実際の崩壊の状況と大きく乖離した結果となり、事前検討では安全と判断されてしまう可能性があること。
- 5) 対策工として杭等による抑止工と押さえ盛土などの抑制工が考えられるが、豪雨時等のり面の安定性も考慮し水抜き対策を中心とした効率的な対策工法が求められること。

今後、南海トラフ地震、首都圏直下型地震が想定されるなか、これらの課題を解決するためには、過去の地震の被害状況を整理し、大規模崩壊に至る要因を、地形条件や盛土材料の条件などから推定し、適切な被害予測手法および合理的な耐震対策方法を考案する必要がある。また、大量に発生する段差被害については、計測震度との関連性を把握し、予想震度から被害数量を把握し、24 時間以内に緊急輸送路を確保できる体制が確保できるか検討する必要がある。既往の研究として、常田ら<sup>38)</sup>は路面の段差の実態を踏まえ、段差走行実験により段差規模と車両の走行の検証や、実験結果を踏まえた盛土に要求される性能を確保できる耐震強化・耐震補強構造について提案している。ただし、提案された耐震補強構造は、盛土内部に補強体を設置するなど、既設盛土への適用は困難な工法が多い。

そこで本研究では、上記のような背景を踏まえて、迅速な復旧に支障となる既設の盛土を対象に大規模な盛土崩壊の抑制を目的に、現状の盛土の安定評価手法の課題を明らかにし、過去の大規模地震による盛土被害の事例を分析および解析することにより、大規模な被害をもたらす要因を解明した。併せて、緊急交通路を確保するために支障となる、大規模な崩壊に至る可能性が高い盛土について、事前対策が効果的に実施可能となる対策工の効果検証した結果を論ずる。

## 1.2 本論文の内容構成

本論文は、7章で構成されている。図-1.3に本論文の構成を示す。

**第1章**では、本研究の背景と目的および本論文の構成をとりまとめた。

**第2章**では、土工構造物の耐震対策に対する設計基準類の変遷や、道路土工構造物技術基準に示されている要求性能、および高速道路会社で定められている事業継続計画に示された復旧目標を整理し、大規模地震時の盛土の被害に照らし合わせ、既設盛土の耐震上の課題点を抽出した。

**第3章**では、高速道路および一般有料道路における地震時の盛土被害を抽出し、地震動と被害の範囲、発生件数、路面段差の発生傾向および、大規模に崩壊した盛土形状などを整理した。

**第4章**では、前章での整理において、傾斜地盤上の盛土や盛土内の水の存在が盛土の耐震性能に大きく影響を及ぼすことが示唆されたため、過去の大規模地震により大きな被害をもたらした盛土について、地形や地盤条件の違いによる被害規模の差異や、盛土材料の含水状態や締固め状態の違いによる地震時の強度特性などを、室内実験や実際の被害箇所の調査結果に基づき評価した。

**第5章**では、前章で得られた知見に基づき、安定解析等を用い原因分析を試みた。また、地形や含水状態など土質条件が異なった場合の耐震性の違いについてもケーススタディーを行い、大規模な被害に至る要因を評価した。

**第6章**では、地形や材料条件により盛土内水位が高いと想定される盛土の対策方法について、盛土をスリット状に掘削し砕石に置き換える「砕石堅排水工」に着目し模型実験等を実施し効果検証を行った。この工法はのり尻補強と盛土内の間隙水圧の上昇を抑える機能を兼ね備えたもので、比較的安価に施工できるメリットがある。また、実験結果で得られた知見に基づき簡易的な設計手法を提案した。

**第7章**では、本論文の結論として、本研究で得られた成果を総括した。

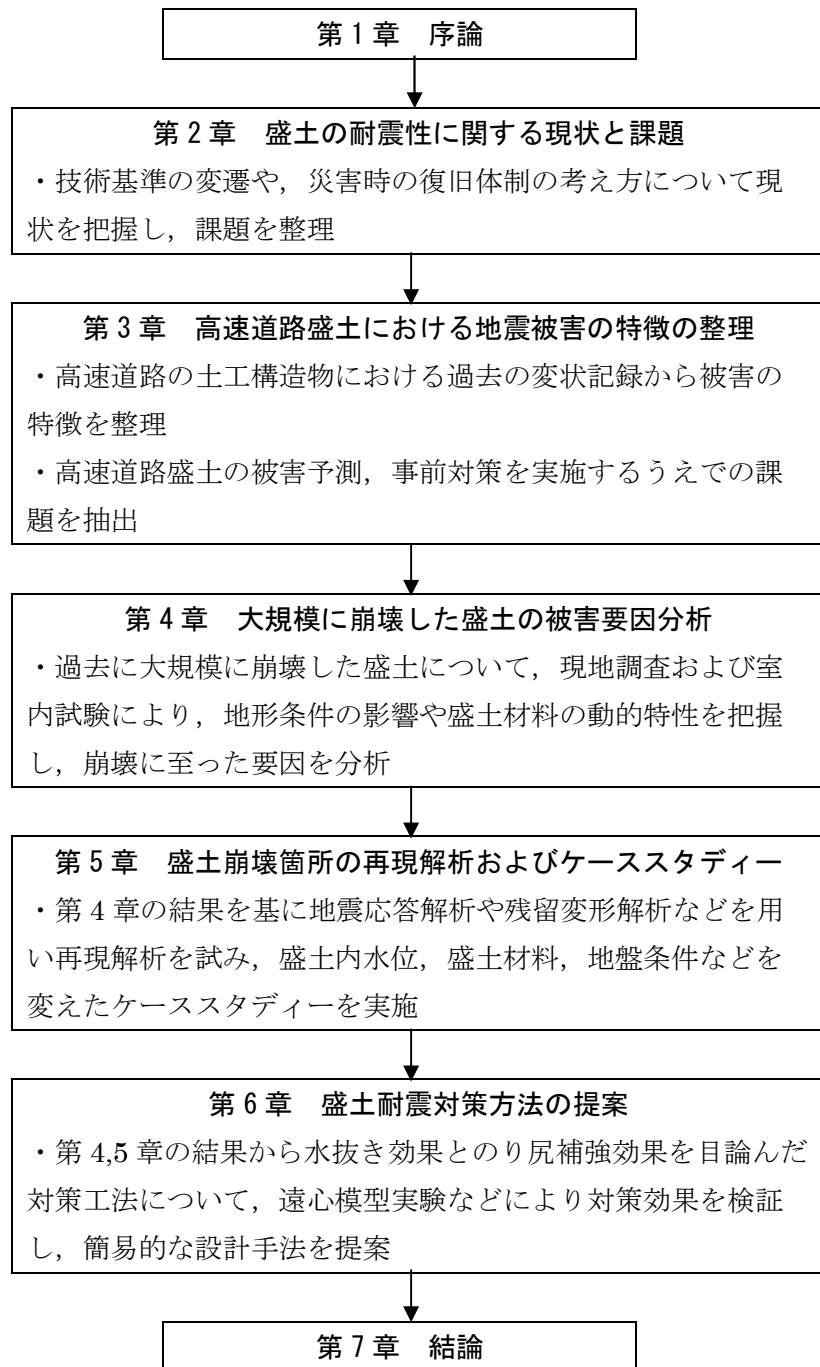


図-1.3 本論文の構成

## 参考文献

- 1) “日本付近で発生した主な被害地震（平成 8 年以降）”，気象庁，  
<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/higai/higai1996-new.html>. (参照 2021-10-4).
- 2) “福島県沖地震に伴う対応”，東日本高速道路株式会社，令和 3 年 4 月 28 日，  
[https://www.e-nexco.co.jp/assets/pdf/pressroom/data\\_room/regular\\_mtg/r03/0428/05.pdf](https://www.e-nexco.co.jp/assets/pdf/pressroom/data_room/regular_mtg/r03/0428/05.pdf). (参照 2021-10-4).
- 3) “山形県沖を震源とする地震に係る被害状況等について”，内閣府，令和元年 6 月 19 日，  
[http://www.bousai.go.jp/updates/r1jishin/pdf/r10619\\_jishin\\_yamagata5.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/r1jishin/pdf/r10619_jishin_yamagata5.pdf). (参照 2021-10-4).
- 4) “北海道胆振地方中東部を震源とする地震に係る被害状況等について”，内閣府，平成 31 年 2 月 25 日，  
[http://www.bousai.go.jp/updates/h31jishin\\_hokkaido/pdf/310225\\_jishin\\_hokkaido.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/h31jishin_hokkaido/pdf/310225_jishin_hokkaido.pdf). (参照 2021-10-4).
- 5) “熊本県熊本地方を震源とする地震に係る被害状況等について”，内閣府，平成 31 年 1 月 4 日，  
[http://www.bousai.go.jp/updates/h31jishin\\_kumamoto/pdf/310104\\_jishin\\_kumamoto.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/h31jishin_kumamoto/pdf/310104_jishin_kumamoto.pdf). (参照 2021-10-4).
- 6) “平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う高速道路の状況について（第 1 報）”，東日本高速道路株式会社北海道支社，2018 年 9 月 6 日，  
<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/hokkaido/2018/0906/00001945.html>. (参照 2021-10-4).
- 7) “6 月 18 日関西地方地震による通行止め・災害状況等について（第 2 報）”，西日本高速道路株式会社，平成 30 年 6 月 18 日，  
<https://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/kansai/h30/0618a/>. (参照 2021-10-4)
- 8) “災害情報 茨城県北部を震源とする地震について（第 3 報）”，国土交通省，平成 28 年 12 月 29 日，  
<https://www.mlit.go.jp/common/001157614.pdf>. (参照 2021-10-4).
- 9) “平成 28 年（2016 年）鳥取県中部を震源とする地震に係る被害状況等について”，内閣府，平成 28 年 10 月 22 日，  
[http://www.bousai.go.jp/updates/h281021jishin/pdf/h281021jishin\\_02.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/h281021jishin/pdf/h281021jishin_02.pdf). (参照 2021-10-4).
- 10) “内浦湾を震源とする地震に係る被害状況等について”，内閣府，平成 28 年 6 月 16 日，  
[http://www.bousai.go.jp/updates/h280616jishin/pdf/h280616utiura\\_01.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/h280616jishin/pdf/h280616utiura_01.pdf). (参照 2021-10-4).
- 11) “平成 28 年（2016 年）熊本地震による高速道路の通行止め・災害状況等について（第 12 報）”，西日本高速道路株式会社，平成 28 年 4 月 21 日，  
<https://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/kyushu/h28/0421/>. (参照 2021-10-4).
- 12) “災害情報 長野県北部を震源とする地震について（第 3 報）”，国土交通省，平成 26 年 11 月 23 日，  
<https://www.mlit.go.jp/common/001061690.pdf>. (参照 2021-10-4).

- 13) “淡路島付近を震源とする地震について”，内閣府，平成 25 年 4 月 15 日，<http://www.bousai.go.jp/updates/h2504awaji/pdf/h2504awaji06.pdf>. (参照 2021-10-4).
- 14) “（第 8 報）福島県浜通り地方を震源とする地震に伴う高速道路の状況について”，東日本高速道路株式会社東北支社，平成 23 年 4 月 12 日，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/tohoku/2011/0412/00008971.html>. (参照 2021-10-5).
- 15) “（第 9 報）宮城県沖を震源とする地震に伴う高速道路の状況について”，東日本高速道路株式会社東北支社，平成 23 年 4 月 8 日，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/tohoku/2011/0408/00008957.html>. (参照 2021-10-5).
- 16) “3 月 15 日静岡県東部の地震に関する被害状況（第 3 報）”，静岡県危機管理部危機報道監，平成 23 年 3 月 16 日，<https://www.pref.shizuoka.jp/kinkyu/documents/0315toubujisin3sin.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 17) “「平成 23 年 3 月 12 日 03 時 59 分頃の長野県北部の地震」の被害状況について（速報第 10 報）”，新潟県地震災害対策本部，平成 23 年 3 月 22 日，<https://www.pref.niigata.lg.jp/uploaded/attachment/59952.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 18) 安部哲生，横田聖哉，金田和男，長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧について，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.117-125，2012.
- 19) 高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，地盤工学会 第 55 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.193-196，2010.
- 20) “岩手県沿岸北部の地震に伴う高速道路の状況について”，東日本高速道路株式会社東北支社，平成 20 年 7 月 24 日，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/tohoku/2008/0724/00008807.html>. (参照 2021-10-5).
- 21) “平成 20 年 岩手・宮城内陸地震で発生した高速道路の被害状況等について（第 8 報最終）”，東日本高速道路株式会社東北支社，平成 20 年 7 月 24 日，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/tohoku/2008/0614/00008800.html>. (参照 2021-10-5).
- 22) “平成 19 年新潟県中越沖地震による高速道路の被害状況等について”，東日本高速道路株式会社新潟支社，平成 19 年 7 月 16 日，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/niigata/2007/0716/00008338.html>. (参照 2021-10-5).
- 23) 松田洋一郎，“能登半島地震による能登有料道路の被災と復旧”，土木研究所，土木技術資料 50-11，pp.20-23，[http://www.pwrc.or.jp/thesis\\_shouroku/thesis\\_pdf/0811-P020-023\\_matsuda.pdf](http://www.pwrc.or.jp/thesis_shouroku/thesis_pdf/0811-P020-023_matsuda.pdf)，2008. (参照 2021-10-5).
- 24) “宮城県沖を震源とする地震について（第 11 報：最終報）”，国土交通省，平成 17 年 8 月 17 日，[https://www.mlit.go.jp/bosai/disaster/saigaijyohou/h17/miyagijishin\\_11.pdf](https://www.mlit.go.jp/bosai/disaster/saigaijyohou/h17/miyagijishin_11.pdf). (参照 2021-10-5).
- 25) “平成 15 年（2003 年）十勝沖地震について（第 33 報）”，内閣府，平成 16 年 4 月 1 日，<http://www.bousai.go.jp/updates/pdf/040401tokachi1700.pdf>. (参照 2021-10-5)

- 26) “宮城県北部を震源とする地震による被害について(最終報)”, 国土交通省, 平成 15 年 8 月 1 日, [https://www.mlit.go.jp/bosai/disaster/saigaijyohou/h15/hokubu\\_last.pdf](https://www.mlit.go.jp/bosai/disaster/saigaijyohou/h15/hokubu_last.pdf). (参照 2021-10-5).
- 27) “平成 15 年宮城県沖を震源とする地震について”, 内閣府, 平成 16 年 3 月 12 日. [http://www.bousai.go.jp/updates/pdf/2004\\_03\\_12Jishin1000.pdf](http://www.bousai.go.jp/updates/pdf/2004_03_12Jishin1000.pdf). (参照 2021-10-5).
- 28) “平成 13 年(2001 年) 芸予地震について”, 内閣府, 平成 15 年 9 月 19 日. <http://www.bousai.go.jp/updates/akinada/pdf/akinada0919.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 29) “平成 12 年(2000 年) 鳥取県西部地震について”, 内閣府, 平成 15 年 9 月 19 日. <http://www.bousai.go.jp/updates/tottori/pdf/tottori0919.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 30) “平成 12 年(2000 年) 三宅島噴火及び新島・神津島近海地震について”, 内閣府, 平成 15 年 9 月 19 日, <http://www.bousai.go.jp/updates/miyake/pdf/miyake030919.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 31) 全国高速道路建設協議会; 高速道路便覧 2019 (令和元年度), pp.159, 2019.
- 32) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第二集(橋梁保全編), 参考 1-28, 2017.
- 33) 佐々木哲也: 技術基準温故知新 第 20 回 道路土工指針編 道路土工の設計技術基準の変遷②～耐震設計の変遷～, 月間道路, 公益社団法人日本道路協会, Vol.884, pp.58-61, 2014.
- 34) “熊本地震: 会長特別調査団調査報告”, 土木学会, 2016 年 5 月 10 日, <https://committees.jsce.or.jp/report/system/files/%E4%BC%9A%E9%95%B7%E7%89%B9%E5%88%A5%E8%AA%BF%E6%9F%BB%E5%9B%A3%E8%AA%BF%E6%9F%BB%E5%A0%B1%E5%91%8A.pdf>. (参照 2021-10-5).
- 35) 土木学会・第二次調査団: 平成 16 年新潟県中越地震 社会基盤システムの被害等に関する総合調査「調査結果と緊急提言」I 報告・提言編, 土木学会, pp.7,25-26, 2004.
- 36) 東北地方整備局震災伝承館, ” 啓開 「くしの歯」 作戦“, 国土交通省東北地方整備局, <https://infra-archive311.jp/s-kushinoha.html>. (参照 2021-10-5).
- 37) 清水勝吉: 高速道路各社の防災・BCP —中日本高速道路株式会社, 高速道路と自動車, 高速道路調査会, Vol.58, No.3, pp.51-55, 2015.
- 38) 常田賢一, 小田和宏: 道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.857-873, 2009.



## 第2章 盛土の耐震性に関する現状と課題

### 2.1 背景

第1章で述べたように、兵庫県南部地震を契機とした平成8年の道路橋示方書の耐震設計の強化などを踏まえ、東北地方太平洋沖地震や熊本地震において、平成8年以降の耐震基準に基づいて設計、補修された橋梁は、地震動による致命的な被害は見られず、基準の改訂が耐震性の向上に効果を発揮していることが確認された<sup>1)</sup>。

一方、道路盛土は、経験に基づいて設計・施工すれば間接的に耐震設計を実施しているとみなされていたことや、土工構造物の場合は被災しても復旧がしやすいことから、実態として耐震設計はほとんど実施していない<sup>2)</sup>。

また、高速道路はわが国の社会経済を支える重要な基盤であり、災害時には、緊急・支援物資の輸送路として重要な役割を担っている。そのため、高速道路会社は、事業継続計画（BCP）を策定し、大規模地震などの災害が発生した場合には、直ちに災害対応体制を構築し、24時間以内に最低限の緊急交通路を確保することとしている<sup>例えば3)</sup>。

さらに、平成21年の道路土工要綱の改訂を皮切りに、性能規定型設計が取り入れられ、平成27年には道路土工構造物技術基準が制定され、道路土工構造物の新設または改築にあたって、地震動の作用を考慮することが法令化されている。

そこで本章は、過去の耐震設計に関する技術基準の変遷や災害時の復旧体制の考え方を整理し、既設盛土の修復性を考慮した設計および対策の課題を抽出する。

### 2.2 盛土における耐震設計上の取扱いの変遷

#### 2.2.1 安定検討が必要な盛土の条件

##### (1) 安定検討が必要な盛土の条件の変遷

道路土工指針と高速道路の設計要領において、安定検討を必要とする盛土の条件が示されている。表-2.1(a)、(b)にその条件の変遷を示す。昭和30年代の技術基準は、それほど大規模な盛土が施工されなかったこともあり、過去の経験に基づいた、盛土材料ごとの盛土高さや高さに応じたのり面勾配の標準値（以下、「標準値」という。）の範囲に入っている盛土が殆どであったと思われる。高速道路で言えば、昭和36年設計要領が名神高速道路の工事のため、昭和39年設計要領が東名高速道路の工事ため、昭和45年設計要領が、東北道、中央道などの縦貫道の工事のために制定されている。時代を経るに従って、道路建設も全国規模になり、様々な土質や地質条件の遭遇や、供用路線の種々の災害の経験により、安定検討が必要な盛土の条件が拡充されていることがわかる。これらの経験を通じ昭和40年代後半には、現在の条件と概ね同様の内容となっている。また、当時の技術基準には、地震時の安定検討の記載がなく、安定検討が必要な盛土の条件は、施工時、降雨時などの変状事例に基づき取りまとめられていると考えられる。昭和60年頃には地震時の安定検討に関する事項が加わっているが、安定検討が必要となる盛土の条件に大きな変化はない。

表-2.1(a) 安定検討が必要な盛土条件の変遷（道路土工指針）

	昭和31年 道路土工指針	昭和42年 道路土工指針	昭和47年 のり面と斜面安定土工指針	昭和54年 のり面工・斜面安定土工指針	昭和61年 のり面工・斜面安定土工指針	平成11年 のり面工・斜面安定土工指針	平成22年盛土工指針
盛土自体の条件	盛土高・のり面勾配が標準値を超える場合	常時の安定	常時の安定	常時の安定	常時・地震時の安定	常時・地震時の安定	常時・地震時の安定
	盛土高・のり面勾配が標準値を超える場合	盛土高が特に高い場合	盛土高が標準値を超える場合（高盛土）	盛土高が標準値を超える場合	盛土高が標準値を超える場合	盛土高・のり面勾配が標準値を超える場合	盛土高・のり面勾配が標準値を超える場合
	—	盛土材料が高含水比の粘土、粘質土、その他のせん断強度の低い土からなる場合	盛土材料の含水比が高く、特にせん断強度の弱い土からなる場合（例えば高含水比の火山灰土）	盛土材料の含水比が高く、特にせん断強度の低い土からなる場合（例えば高含水比の火山灰土）	盛土材料の含水比が高く、特にせん断強度の低い土からなる場合（例えば高含水比の火山灰土）	盛土材料の含水比が高く間隙水圧が増加しやすい土からなる場合（例えば粘土分・シルト分が多い土、火山灰土）	盛土材料が粘土等の標準の盛土材料に該当しないような特殊土からなる場合
	—		盛土材料がシルトのようない土からなる場合	盛土材料がシルトのようない土からなる場合	盛土材料の含水比が高く間隙水圧が増加しやすい土からなる場合（例えば粘土分・シルト分が多い土、火山灰土）	万一崩壊すると隣接する施設等に重大な損害を与える場合	— (重要度で区分)
盛土周辺の地盤条件	—		万一崩壊すると隣接物等に多大な損害を与える場合	万一崩壊すると隣接物等に多大な損害を与える場合	万一崩壊すると隣接物等に多大な損害を与える場合	万一崩壊すると隣接する施設等に重大な損害を与える場合や、う回路が無く交流ができなくなる場合	— (重要度で区分)
	—		—	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	— (重要度で区分)
	—	軟弱地盤上に盛土する場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	— (重要度で区分)
	—	地すべり、山崩れなどを起こすおそれのある不安定な地盤ならびに急な斜面に盛土する場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	— (重要度で区分)
	—	—	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	— (重要度で区分)

表-2.1(b) 安定検討が必要な盛土条件の変遷 (高速道路設計要領)

区分	昭和36年 名神高速道路設計要領	昭和39年 高速自動車国道設計要領	昭和45年設計要領	昭和58年設計要領	平成10年設計要領	平成17年設計要領	平成25年設計要領
外力	常時の安定	常時の安定	常時の安定	常時・地震時の安定 (地震時照査法記載なし)	常時の安定	常時の安定 (地震の影響を考慮)	常時の安定 高盛土：常時・地震時
	盛土の高さが10m以上で安定上懸念のある場合	－	基準を外れる盛土を計画する場合(経験が少ない高盛土等)	盛土高が標準値を超える場合(経験が少ない高盛土等)	盛土高が標準値を超える場合、経験が少ない高盛土等	盛土高が標準値を超えるような場合	
盛土自体の条件	－	－	のり面勾配が標準値の盛土高に対応する勾配よりも急にすることがある場合		のり面勾配が標準値より急な場合		
	盛土材料の粒度組成が特に悪い、含水量が高い場合	盛土材料が高含水量比の粘性土、粘土からなる場合	盛土材料が高含水量比の粘土、粘性土よりなる場合、および粗粒と細粒の中間のシルトのような粒度組成を持つ場合	盛土材料の含水量比が高く、特にせん断強度の低い場合(例えば高含水量比の火山灰土)	盛土材料の含水量比が高く、特にせん断強度の低い場合(例えば高含水量比の火山灰質土)		
	－	－	－	－	－	－	盛土材料がスレーキング性材料で、材料の強度低下するおそれがある場合
	－	－	主要道路、鉄道が隣接する場合	万一破壊すると隣接物等に重大な損害を与える場合(鉄道、パイプライン等)			
外的条件	－	－	破壊した場合、既設盛土への被害が大きくなり、復旧費が大きくなる可能性がある場合	万一破壊すると復旧に長期間を要し、道路機能を著しく阻害する場合			
	基礎地盤が軟弱な場合	軟弱な基礎地盤上に盛土する場合	軟弱な基礎地盤上に盛土する場合	盛土の基礎が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合			
	地すべりまたは山崩れを起した履歴のある地盤上に設ける盛土	地すべりまたは山崩れ等を起したことのある地盤に盛土する場合	地形条件によって水の盛土内への浸透が多い場合(片切・片盛、腹付け盛土、斜面盛土、谷間を盛土で渡す場合等)	地形条件によって水の盛土内への浸透が多い場合(傾斜地盤上の盛土、谷間の盛土等)	地形条件によって水の盛土内への浸透が多い場合(傾斜地盤上の盛土、沢埋め盛土)		
	－	－	急速に盛土すると安定上不安があると思われる場合	－	－	－	－
	河川、池、氾濫等によって冠水する地域に設ける盛土	河川、池、氾濫等によって冠水する地域に盛土する場合	河川、池等の氾濫等によって冠水することがある地域に盛土する場合	洪水時に冠水したり、のり尻部が浸食される場合(例えば池の中の盛土)	洪水時に冠水したり、のり尻部が浸食される場合(池の中の盛土、川沿いの盛土)	洪水時に冠水したり、のり尻部が浸食される場合(盛土が堤体の一部となるような場合等)	

また、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震などの大規模な地震を経験しても、条件は見直されていない。このことは、施工時、降雨時および、地震時のいずれも盛土の安定に影響を及ぼす要因は共通しているものであるためと考えられる。実際、本論文で詳細な土質実験、解析等により要因を明らかにしたが、大規模に崩壊する要因はほぼ一致する結果となっている。

## (2) 地震時の盛土の安定性に関する現状と課題

前述のように、盛土の安定性が低下する要因は、盛土高さ、盛土材料など盛土自体の条件や、軟弱地盤や傾斜地盤など盛土が立地する地盤条件による。また、崩壊した時の復旧性、隣接構造物への影響など周辺の条件なども考慮して安定性を検討することとなっている。しかし、実際の高速道路盛土の安定に関しては、以下に示す理由により積極的に検討されていない状況にある。

- 1) 道路盛土は、一般的にコンクリート構造物など他の構造物に比べ復旧が比較的容易であること。
- 2) 盛土高さ、のり面勾配が標準の値を満足していれば、安定が確保されていると考えられてきたこと。
- 3) 盛土は建設発生材の有効活用の観点から、表土からトンネルズリまで多種多様な材料を用いて施工されている。さらに盛土材料の発生時期、発生量はトンネルや切土など発生側の工程に左右される。盛土設計時においては、これら発生材ごとに盛土場所および盛土材料の搬入時期を確定することが困難であり、仮に安定計算を実施しても実際の盛土の安定性とは異なってしまう場合が多いこと。
- 4) コンクリート構造物に比べ、盛土は締固めの程度や施工時の天候など、施工の良し悪しにより安定性が大きく左右され、設計時に想定した安定性が施工後も確保されているかは明確ではないこと。
- 5) 概念的に、盛土は施工時に安定が確保されれば、小補修等を適切に行うことで経年的には安定していくものと考えられてきたこと。

近年は第1章に述べたように、高速道路は、緊急時においても物資輸送の機能を確保することが求められるようになっている。橋梁においては大規模地震での損傷状況を踏まえ、順次耐震補強が進捗したことにより、落橋等甚大な被害は減少している。それに対し、道路盛土は、上記の理由により地震時の安定性は積極的に検討されず、事後復旧により道路交通を確保することが主体となっている。しかし、橋梁部の耐震補強の進捗に伴い相対的に土工部の損傷が顕在化する状況になっていることから、線状構造物として一刻も早い道路啓開のためには、盛土を含めた道路としての連続的な耐震性確保が必要な状況となっている。

## 2.2.2 国等の耐震設計基準の変遷

### (1) 昭和 58 年改訂までの経緯

道路盛土に関する主な指針類の制定，改定の推移を表-2.2 に示す。道路土工の地震に対する設計の考え方は，1986 年（昭和 61 年）ののり面工・斜面安定工指針に震度法が，軟弱地盤対策工指針に限界  $N$  値の考え方が，初めて記載されている。

表-2.2 過去の主要な地震と盛土工に関する指針類の発刊・改定の経緯 <sup>4)</sup>に加筆修正

指針	改定経緯						現行		
道路土工構造物技術基準	—	—	—	—	—	—	H27		
道路土工指針	S31	S42	—	—	—	—	—		
道路土工要綱	—	—	—	S58	H2	→	H21		
のり面・斜面安定工指針	—	S47	S54	S61	H11	→	—		
軟弱地盤対策工指針	—	—	S52	S61	→	→	H24		
盛土工指針	—	—	—	—	—	—	H22		
道路震災対策便覧				S63	H14	H18	H18		
		昭和 三十九年 新潟地震	昭和 四十三年 十勝沖地震	昭和 五十八年 日本海中部地震	平成 五年 兵庫 県南部 地震 釧路 沖地震	平成 十六年 新潟 県中越 地震	平成 十九年 能登 半島 地震	平成 二十一年 駿河湾 を震源 とする 地震	平成 二十三年 東北 地方 太平洋 沖地震

「—」は発刊されていない，もしくは廃刊となっている基準

昭和 58 年の改訂までは，昭和 39 年の新潟地震における液状化による被害の教訓を生かし「橋台などに接した盛土の基礎地盤に対しては土質が砂質土であっても  $N$  値が 10 程度以下であれば，ゆるい砂質土層の締固め工法で地盤改良を行うのが望ましい」程度の表現であった。道路土工構造物において地震の影響を考慮してこなかった理由として，昭和 58 年の道路土工要綱において「切土や盛土のような土工構造物は，一般に他の構造物と比べて復旧が容易である。盛土の場合は施工後の時間経過に応じて，盛土および地盤の強度が増して安定性に余裕が得られることが多い。また風雨などに耐えた多年の経験から求められた標準のり面勾配を適用した切土や盛土のり面では安定が確保されていると考えられる」と記載されており，液状化以外は地震の影響を考慮していなかった。

地震の影響を考慮することが具体的に示されたのは，昭和 58 年の「道路土工要綱」で，

次のように記載されている。「土構造物の設計では通常の場合、地震に対する配慮は行わない。しかし重要な構造物に近接した高い盛土部、あるいは道路交通や沿道諸施設に大きな被害を与えることが予想される道路の部分で、盛土後の基礎地盤の強度増加が少なく、地震時に液状化が予想される緩い砂質土層に富む地盤に対しては、地震時の検討を行っておくことが望ましい。」ここでも、液状化の恐れがある地盤上の盛土もしくは高盛土に限定され、盛土内に侵入する水に関しては記載されていない。

## (2) 昭和 61 年のり面工・斜面安定工指針の改訂

昭和 61 年の「のり面工・斜面安定工指針」においては、安定の検討を必要とする盛土の条件に該当する場合、安定計算を含む常時さらには、必要に応じて地震時の安定の検討を行って、盛土構造（使用区分など）、地下排水溝、のり面勾配および保護工法、地盤対策を設計する必要があるとされている。また、安定検討にあたっては、土構造物の安定計算（土質調査、試験も含めて）のみによって崩壊を的確に予測することは困難である。従って、安定計算の結果を参考に盛土の安定を総合的に判断することが重要であるとしている<sup>5)</sup>。

このように、「必要に応じて地震時の安定検討を実施する」とされていることから、安定性が危惧される盛土でない限り、実質地震時の安定検討は実施されなかったと考えられる。

上記の記載を踏まえると、地震時の安定計算は参考値もしくは、計算を行わず、のり面勾配の見直しや、軟弱時地盤の改良、盛土の十分な締固め、排水対策など施工の工夫により対応していたものと推測できる。

盛土の地震時の検討方法としては、円弧すべり面を仮定した震度法が示され、全応力法または有効応力法により行うことができるとされている。せん断強さは、良質の材料をよく締固めた盛土の動的強度は静的強度と同等あるいはそれ以上となる場合もあることから盛土の地震時の安定計算には静的な三軸圧縮試験などのせん断強度より求めた強度定数を用いることができるとされている。その理由を以下に示す。

- ・盛土では常に初期せん断応力が作用している状態で繰返しせん断応力が作用すること。
- ・載荷速度が速くなると土の強度が高くなること。

また、有効応力法で解析する場合は、地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮し、その間隙水圧は繰返し三軸試験から求めることもできるとされている。

ただし、平成 22 年度の盛土工指針において、有効応力法は、土のせん断特性が本質的に有効応力に支配されることから原理的には正しい方法であるが、有効応力法を適用するためには飽和土のせん断に伴って発生する間隙水圧を知る必要があるが一般的には困難であり、実務上は、間隙水圧として定常浸透水圧のみを考慮する全応力法が適している<sup>6)</sup>と記載されていることもあり、実態として盛土の安定計算はほぼ全応力法を採用している。

なお、昭和 61 年の「のり面工・斜面安定工指針」では安定計算時に考慮する標準設計水平震度は 0.15 とされた。

また、地震の影響を受けやすい盛土として、以下のケースが記載されている。

- 1) ゆるい飽和砂質地盤の液状化に伴う被害。
- 2) 地盤が軟弱でない場合においても降雨によって盛土本体の含水比が高い状態で地震力を受けた場合に大きな被害が発生する。
- 3) 橋梁取付け部等の横断構造物の前後の盛土が地震時に沈下し段差が生じる。
- 4) 傾斜地盤上の片切片盛りの道路において地震時の盛土の沈下により切り盛り境で段差が生じる。

盛土の耐震対策としては、軟弱地盤の改良、盛土の十分な締固め、盛土内への浸透水を減少させる排水設備の設置等があるとされ、排水対策の重要性が記載されている。

### (3) 平成 11 年のり面工・斜面安定工指針の改訂

平成 11 年の「のり面工・斜面安定工指針」の改訂作業中に、平成 7 年兵庫県南部地震が発生し、「道路土工震災 WG」の中で、次の方針が示された。(1) 道路は本来ネットワークとして機能するものであり、道路土工も橋梁等と耐震性のバランスを図る必要がある。(2) 道路が確保すべき耐震性は、路線の重要度、復旧の難易度等を考慮して設定するのが望ましい。(3) 耐震設計法としては当面震度法を用いる<sup>4)</sup>。

この方針を受けて「のり面工・斜面安定工指針」において、表-2.3 に示すように、盛土の重要性および復旧の難易度に応じて設定できるよう、設計地震動が参考として示された。

表-2.3 地震時の安定検討における設計地震動

重要度	復旧の難易度	
	困 難	容 易
重要	耐震検討を行う 〔中規模地震動対応 ただし、きわめて重大な二次的被害のおそれがあるものについては大規模地震動対応〕	耐震検討を行う (中規模地震動対応)
その他	耐震検討を行う (中規模地震動対応)	—

注) 重要とは、万一崩壊すると、隣接する施設等に重大な損害を与える場合や、迂回路がなく交流ができなくなる場合を判断の目安とする。

復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合を判断の目安とする。

大規模地震動とは、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ激しい地震動を意味する。

中規模地震動とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

ただし、安定計算は、耐震性を確保するための方法のひとつとされ、「盛土の安定計算法は、必ずしも確立したものではないので、これまでの技術的経験を踏まえて、入念な施工により対応することもある。」と記載されており、例示に留まっている。

安定計算の方法としては、昭和 58 年の指針と同じく震度法が示されている。また、中規模地震動においては、有効応力法に加え、地震動により生じる過剰間隙水圧に応じて土のせん断強さを低下させる手法が示されている。ただし、土の動的強度は、飽和砂質地盤につい

て適用でき、その他の土（飽和粘性土や不飽和の土）の動的強度は静的強度とほぼ同程度と考えられ静的強度で代用して良いとされている。

大規模地震動の場合には地震時に盛土に発生する沈下や変形量を評価する手法を用いるのが望ましい。しかしながら、大規模地震時の盛土の沈下量や安定性を評価で信頼性のある手法は現時点ではまだなく、ひとつの試案として、10%ないし15%程度を破壊ひずみ規準とし、土のせん断強さを動的強度と設定して安全率を求める方法が示された<sup>7)</sup>。

設計水平震度の標準値は兵庫県南部地震を含む事例分析結果に基づき、表-2.4の値が参考値として示された。

表-2.4 設計水平震度の標準値

		地盤種別		
		I 種	II 種	III 種
中規模地震動	過剰間隙水圧算定用	0.12	0.15	0.18
	慣性力用	0.08	0.10	0.12
大規模地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24

#### (4) 平成 21 年以降の耐震設計の考え方

平成 21 年度以降の改訂では、従来の経験に基づいた標準仕様や安定計算法を維持しつつ、性能規定型設計の枠組みが導入された<sup>4)</sup>。耐震設計では、想定する地震動のレベルと土工構造物の重要度に応じて要求性能を設定し、想定する地震動に対する構造物の状態が要求性能を満足することを照査することが原則となった。設計地震動は、道路橋示方書と整合を図り、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の 2 種類の地震動を想定し、それぞれの地震動について加速度応答スペクトルで定義された。

要求性能は安全性、供用性、修復性の観点から、想定する地震動レベルと重要度に応じて設定することとし、その目安として平成 22 年の「盛土工指針」において表-2.5 のとおり例示されている。表より性能 1 は、「想定する作用によって土工構造物としての健全性を損なわない性能」、性能 2 は、「想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、土工構造物としての機能の回復を速やかに行いうる性能」、性能 3 は、「想定する作用に対する損傷が土工構造物として致命的とならない性能」とされている。

また、重要度 1 は、万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合、重要度 2 は、上記以外の場合とされている。

表-2.5 地震動の作用に対する要求性能の例<sup>4)</sup>

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3



ここで、盛土が損傷した場合の道路の交通機能への影響とは、必ずしも道路の規格による区分を指すものではなく、迂回路の有無や緊急交通路であるか否か等、万一損傷した場合に道路のネットワークとしての機能に与える影響の大きさを考慮して判断することが望ましいとされ、緊急交通路として指定される可能性が高い高速道路は重要度 1 に区分され、重要度 1 の盛土は、レベル 2 地震動に対して性能 2 を満足させる必要がある。

盛土工指針には、レベル 2 地震動に対する性能照査の考え方について以下のように記載されている。

一般に盛土は橋梁・トンネル等の他の道路構造物と比較して修復性に優れているが、特に、山地部の高盛土等の早期の復旧が困難な盛土、緊急輸送道路等に設置された盛土のうち構造物取付け部の盛土等の応急復旧により迂回路等の確保が困難な盛土では、レベル 2 地震動に対して早期の復旧が可能となる範囲の損傷にとどめることが要求される。なお、盛土の性能 2 の照査では、盛土に許容する損傷の程度の評価が必要となる。しかしながら、盛土が地震時にどの程度損傷するかについては、盛土を構成する材料特性の多様性や不均一性、材料特性の経年変化、地震発生時の環境条件、盛土の被災パターンや被災程度を精度よく予測するための解析手法の不確実性等から、現状の技術水準では未だ定量的な照査が困難である場合も多い。このため、盛土に性能 2 を要求する場合には、震前対策と震後対応等の総合的な危機管理を通じて必要な性能の確保が可能となるように努める視点も重要である。

また、地震時の安定性の照査手法として、ニューマーク法<sup>例えば 8)</sup>等による残留変形解析による手法が示された。一方で、従来までの円弧すべり面を仮定した震度法や、標準のり面勾配等の既往の経験・実績に基づく仕様に基づいた構造についても、その適用範囲内において所定の性能を確保すると見なせるものと位置付けられている。

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力ひずみ関係が剛完全塑性であると仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。実際の盛土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性等が強い非線形性を示すため、ニューマーク法は厳密な方法ではない。しかしながら、この方法は入カパラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに対して比較的妥当な結果を与えることから、この方法により得られる滑動変位量は、盛土の耐震性を評価する指標として有効であると考えられている。ただし、ニューマーク法は、液状化が生じる可能性のある地盤上の盛土等、地震動の作用による土の強度低下が著しい場合には適用できないとされている。

また、震度法についても、せん断強度は常時の強度を用いるが、地震動が作用すると水で飽和した土は、非排水条件で繰返し载荷の影響により地盤の強度が低下する場合もある。このため、土の強度低下が著しくない、十分な締固めがなされた山地部の盛土や粘性土の卓越した平地部盛土が一般的な適用範囲であり、液状化が生じる可能性のある地盤上の盛土等、地震動の作用による土の強度低下が著しい場合には適用できないとされている。

## (5) 道路土工構造物技術基準の概要

上記のような経緯を経て、平成 27 年に「道路土工構造物技術基準」が道路法に規定する技術基準として制定された。以下に制定の背景を記載する<sup>9)</sup>。

道路土工については、長らく日本道路協会の道路土工指針が、事実上の基準として機能してきた。道路土工指針は、昭和 31 年に「道路工法叢書」の 1 パートとして発刊された経緯からも、当時は、設計方法よりは施工方法に重きをおいていたといえる。

また、道路の構造物設計の基礎となる道路構造令においても、道路土工構造物のうち、落石、崩壊から道路を防護するのり面保護工など防護施設については道路構造令に位置づけられているが、土が主体となる盛土・切土については道路構造令には位置づけられておらず、道路延長の多くを占めるにもかかわらず構造物と見なされていなかったようである。

しかしながら、道路土工構造物においても、大規模かつ技術的に高度な構造物が建設されるようになり、構造物として重要な要素となってきたことから、道路土工構造物を新設・改築する際の技術基準が定められた。

具体の照査内容は今までの指針と変わりはないものの、主な変更点として道路土工構造物の要求性能は、個々の構造物の要求性能を求めるのではなく、災害等の外部要因に対して、道路の通行機能をどの程度確保できるのかという尺度に基づき、道路土工構造物の損傷による道路機能への影響および修復性で性能を定義するように見直された。

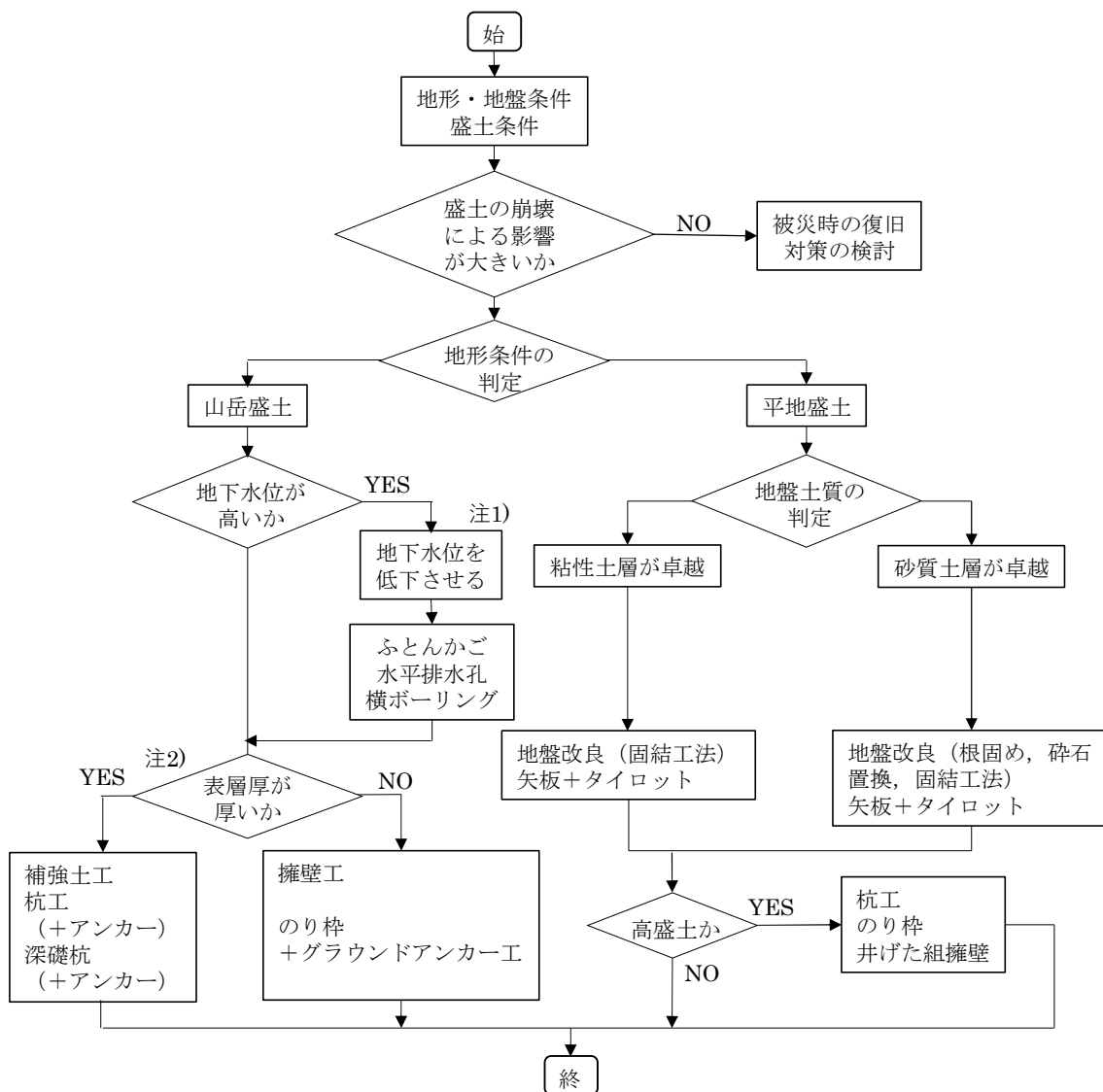
また、技術基準制定の効果のひとつとして、新築及び改築時から、修復性を考慮した要求性能を設定することとしたことにより、東日本大震災の災害初動期において行われた道路啓開（くしの歯作戦）のように、災害時の緊急輸送路確保および人命救助・被害拡大防止に寄与できると紹介されている。

## (6) 国等の耐震設計基準の変遷に伴う現状の課題

国等の技術指針として道路土工指針が整備されているが、本指針は、道路土工技術の指標としての役割と位置付けられており、道路構造令に基づく技術基準の解説としての位置づけではない。橋梁においては、道路構造令の通達として「橋、高架の道路等の技術基準」が制定され、技術基準の解説書として「道路橋示方書・同解説」が整備されており、道路土工指針とは、位置づけが若干異なっている。従って、地震動の作用を考慮することは、平成 27 年に定められた「道路土工構造物技術基準」において初めて技術基準として明記されたことになる。

また、道路土工指針においても震度法による安定照査方法が具体的に示されたのは、平成 11 年の改訂版からとなっており、平成 27 年や平成 11 年以前に構築された盛土のほとんどが、ほぼ耐震検討がなされていない状況と考えられる。また、道路土工技術基準および道路土工指針は、道路土工構造物を新設または改築する場合において適用される基準となっており、膨大にある既設の道路土工構造物の維持・修繕には適用されないことから、維持管理段階において、簡易でかつ効果的な補修対策の検討が必要となる。

参考として、道路震災対策便覧（震前対策編）<sup>10)</sup>において震災対策工の選定の目安が図-2.1のように整理されている。しかし、図に示されている杭や擁壁などの工法はいずれも高価であり、誇大な既設盛土に対する標準的な対策工とした場合、莫大な費用が必要となる。



注 1) 山岳盛土において地下水位が高い場合には盛土含水比の増加や有効応力の低下により安全率は低下する。また、一旦すべり破壊が生じた場合には、土塊の流動性が増加し、影響が遠方にまでおよぶことがあるので、盛土中の地下水位はできる限り低下させる必要がある。

注 2) 山岳道路盛土が建設される傾斜面には、表面に風化された土や崩積土が堆積した、強度が低く崩壊しやすい土層があるのが通常であり、このような土層は擁壁等の構造物の支持層としては詳細な検討が必要とされ、直接基礎を採用するのが不適当な場合がある。

図-2.1 耐震対策工の選定の目安<sup>10)</sup>

## 2.2.3 鉄道土構造物の耐震基準

### (1) 鉄道における耐震基準の変遷

道路と同じ線状構造物である鉄道に関する耐震基準の変遷を整理した。表-2.6 に国鉄時代～平成 19 年までの、鉄道土構造物に関する主な技術基準の変遷と耐震に関する記載の一覧を示す。表-2.6 と道路土工の変遷とを比較すると、土工の最初の基準の制定が、鉄道は大正 6 年、道路が昭和 31 年、性能設計法の導入および残留変形量の照査法については、鉄道が平成 11 年、道路が平成 21 年と鉄道の設計基準の方がかなり先行している。

このことは、列車の方が高速で運行していること、列車と車では制動距離が大きく異なること、ひとたび列車が脱線してしまうと復旧までに多大な時間を要することなどから、軌道の許容変形量が道路の沈下に比べてかなりシビアであることが関係していると考えられる。

表-2.6 鉄道土構造物に関する技術基準の変遷<sup>11)</sup>

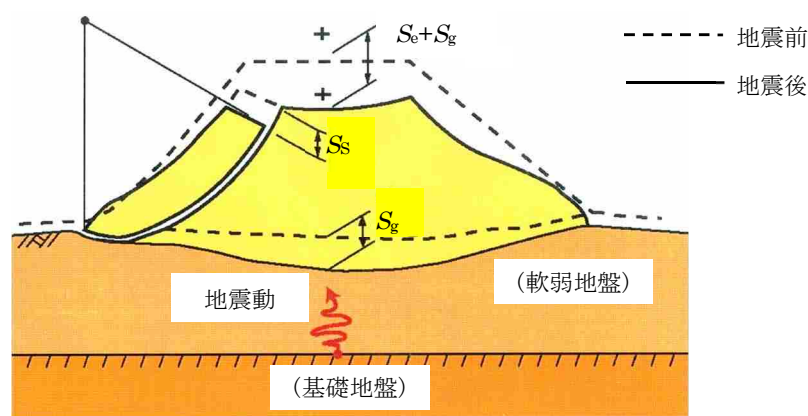
No.	制定年	基準の名称	耐震に関する記載	記事
1	大正 6 年	土工その他示方書 標準	・施工に関する仕様書で、特に耐震に関する記載なし	
2	昭和 36 年	新幹線規格	・機械土工に対応、CBR 値や K 値による施工管理が導入されたが、特に耐震に関する記載なし	
3	昭和 42 年	土構造物の設計施工指針	・アプローチブロックや盛土材選定の考え方が示されたが、特に耐震に関する記載なし	昭和 39 年 新潟地震
4	昭和 53 年	建造物設計標準解説（土構造物）	・層厚管理材敷設による盛土本体の耐震補強 ・アプローチブロックの全面的採用 ・支持地盤の液状化について記載	昭和 43 年 十勝沖地震
5	昭和 53 年	盛土耐震補強設計の手引き	・盛土本体に水平震度を作用させた支持地盤の安定計算（ $K_h=0.2, F_s>1.2$ ） ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量 15cm に設定 ・シートパイル締切による対策工を提示	昭和 53 年 宮城沖地震
6	昭和 56 年	橋台裏耐震補強工設計の手引き	・盛土本体に水平震度を作用させた支持地盤の安定計算（ $K_h=0.2, F_s>1.5$ ） ・応答変位法による支持地盤の沈下量の算定法、許容沈下量 10cm に設定 ・対策工としてストラット、シートパイル締切工、受桁等補強工を提示	
7	平成 4 年	鉄道構造物等設計標準（土構造物）	・耐震の記載は、No.4 と同様の表記	昭和 62 年 JR に移行
8	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準（耐震設計）	・性能照査型設計法の導入 ・L2 地震動に対する残留変形量の照査法を提示 ・ニューマーク法の提示	平成 7 年 兵庫県南部 地震
9	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準（省力化軌道用土構造物）	・層厚管理材に加えて 1.5m ごとに盛土補強材を配置 ・盛土材料を良質土に制限 ・地震時沈下に配慮して、支持地盤条件の厳格化	
10	平成 19 年	鉄道構造物等設計標準（土構造物）	・性能照査型設計法の全面的導入 ・性能ランクごとに耐震性能を明示 ・地震時応答値の算定法を提示 ・耐震性能に優れた補強土橋台、補強土壁の導入	平成 16 年 新潟県中越 地震

鉄道の耐震技術基準が具体的に示されたのは、昭和 53 年に制定された「盛土耐震補強設計の手引き」(表-2.6, No.5)となる。この手引きは、既設盛土に対して 1968 年十勝沖地震における委員会での研究成果において、国鉄技術研究所における一連の振動実験結果をもとに、昭和 53 年に東海道新幹線において対策工の試験施工が行われ、それらの結果に基づいて作成された。この手引きは既設盛土を対象としている点、変位量を照査値とした点において当時としては画期的であり、その考え方は現在の耐震設計にも影響を与えている。

昭和 53 年まで、土構造物に対して耐震設計が実施されなかった理由は、それでも経験的にある程度の耐震性は確保されてきたという実績があること、盛土は比較的復旧が容易であるため壊滅的な破壊さえ防止できればよいことなどの考えによると思われる。

新設の構造物に対して L2 地震動に対応した耐震設計法が示されたのは、兵庫県南部地震の経験に基づき制定された耐震設計標準(表-2.6, No.8)である。この標準では、鉄道のような線状構造物では一箇所の破壊がシステム全体の破壊につながるため、盛土といえども他構造物と同様のルールで大地震に対する耐震性を確保する必要があるとの観点から、L2 地震動に対する盛土の耐震設計法が本格的に示されており、現時点で既設盛土の耐震性能を評価する際に準用されている。

一般に、RC や鋼構造物においては、L1 地震動に対して弾性領域以内であることを目標として耐震設計が行われる。そこで、盛土においても地震後に塑性(残留)変形が残らないことを目標とし、L1 地震動に対しては降伏しないこと(震度法による円弧すべり安全率が 1 以上であること)を照査することとしている。L2 地震動に対しては、地震による損傷をできるだけ小さく抑え、早急に復旧できることが望ましいとの観点から、地震時に生じる盛土の変形量を復旧性から定まる許容変形量以内とする設計法が示された。



＜盛土の沈下の模式図＞

$$S_t = S_s + S_e + S_g < S_a$$

ここに、 $S_s$ ：すべり土塊の滑動による沈下

$S_e$ ：盛土体の揺すり込み沈下

$S_g$ ：地盤の揺すり込み沈下

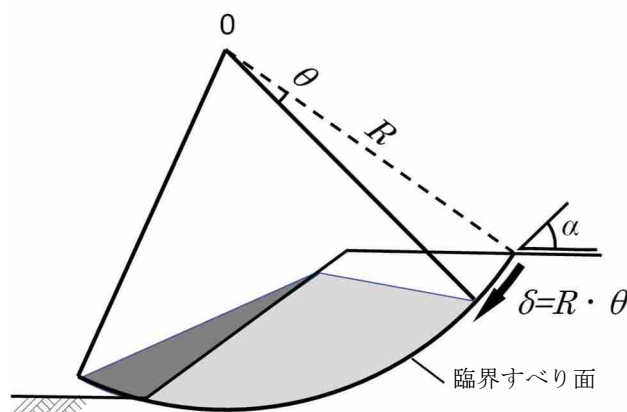
$S_a$ ：許容沈下量

図-2.2 盛土の地震時変形量の概念<sup>11)</sup>

図-2.2 は地震によって生じる盛土の総残留沈下量の模式図である。鉄道では軌道面の平坦性の確保が最大の問題となるため、着目すべき変形は盛土上面の沈下量  $S_T$  であり、図中の式によって表すことができる。つまり、すべり土塊の滑動変形量  $S_s$  と、盛土部  $S_e$  や地盤部  $S_g$  で生じる地震時の揺すり込み沈下量とを合計し、復旧性から定まる許容変形量と照査することとした。

具体的には、図中の滑動変位量  $S_s$  はニューマーク法で求める。ニューマーク法の基本仮定は、すべり土塊が剛体、応力・ひずみ関係が剛塑性におかれているため、土の非線形性は無視されている。また地震動の増幅も考慮できないなどの欠点もあるが、方法の簡便さに比べて解の妥当性が高い。図-2.3 に解析の模式図を示すが、円弧の回転モーメントに対する釣合い式として(1)式を求め、これを逐次積分しすべり土塊の回転角  $\theta$  を(2)で算定する。

この方法によると、土質が向上すれば降伏震度が大きくなり滑動変位量は減少する。試算によると、鉄道で一般的に用いられる盛土材を用いた場合、神戸波 ( $\alpha_{\max} = 818\text{gal}$ ) に対する変位量がおおむね 0.3~1m 程度に算定され、実際の被災盛土の変形量と整合する。



$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dkh} - M_{RW} - M_{Rkh} - M_{RT} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y) (M_{DK} + M_{RK}) / J \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\theta$ : 回転角、 $J$ : 慣性モーメント、 $k_h$ : 水平震度、 $k_y$ : 降伏震度  
 $M_{DW}$ : 自重による滑動モーメント、 $M_{RW}$ : 自重による抵抗モーメント  
 $M_{RT}$ : 補強工による抵抗モーメント  
 $M_{Dkh}$ : 地震慣性力による滑動モーメント ( $= k_h \cdot M_{DK}$ )  
 $M_{Rkh}$ : 地震慣性力による抵抗モーメント ( $= -k_y \cdot M_{RK}$ )  
 $M_{DK}$ : 地震慣性力の基準滑動モーメント  
 $M_{RK}$ : 地震抵抗力の基準抵抗モーメント

図-2.3 ニューマーク法の概要<sup>11)</sup>

鉄道施設全線を耐震評価する上で配慮すべき事項として以下の事項が記されている。

- 1) 鉄道施設全体の耐震性評価: 鉄道は盛土や高架橋・トンネルなど異種構造物が連なる線状構造物であり、どれか1箇所が破壊してもシステム全体が機能不全に陥る。このため、同一の指標で耐震性を評価し、バランスよく補強することが重要となる。

2) 土構造物の耐震対策：古くから社会基盤施設として整備が進められてきた鉄道では、耐震性能が小さい盛土や旧式土留め壁が多数存在する。このような多数の既設土構造物に対しては、補強の優先順位付けを明確にした上で、廉価で効率的な対策工の提案が重要となる。

3) その他の被害軽減策：地震時の列車の安定を確保するためには、構造物対策だけでは不十分である。軌道における脱線・逸脱対策や地震早期警報システムなどを組み合わせ・被害軽減策を図る必要がある。

大量に存在する既設盛土に対して、一律に耐震性能を評価し補強することは、現実的には困難である。このため、社会的重要性が高い盛土に対して、耐震性の低い箇所を一次判定し、その上で詳細な耐震性評価を行うことにより対策箇所を絞り込む必要がある。

ここで、一次判定としては以下の条件に該当する盛土が考えられる。

- (i) 壊れた場合に周辺に大きな被害が及ぶ箇所（重要構造物の周辺など）
- (ii) 高盛土
- (iii) 基盤面や地表面が著しく傾斜している箇所
- (iv) 軟弱粘性土地盤で地震時の地盤変位による被害が想定される箇所
- (v) 液状化により甚大な被害が想定される箇所
- (vi) 破壊した場合に復旧工事が困難な箇所

一方、耐震補強を行う場合には、新たに用地を買い増したり、鉄道の一時休止を伴う大規模な工事は現実的ではない。このため考えられる対策工としては、地盤に対しては注入工法やシートパイル締切工、盛土堤体に対しては補強材を打設するなどの方法が考えられる。この他、例えば通常時に湧水にさらされている土などでは湧水対策を効果的に行えば耐震性も向上することも考えられる。

いずれにしても、大量に存在する盛土を一挙に補強することは困難であるため、補強順位を適切に定めた上で、長期にわたり根気強く対策を実施することが求められる。

## (2) 鉄道の耐震基準を踏まえた道路盛土の耐震対策の課題

鉄道の耐震基準は、平成11年には、L2地震動に対して残留変形量により照査するといふ、土工構造物の修復性の高さを反映した照査法を導入していることは非常に合理的な考え方で、平成21年の道路土工・盛土工指針においても導入されている。しかし、鉄道の土構造物においても既設盛土の耐震対策工法は、のり面を棒状補強体にて補強するなど、高価な対策となっている。

## 2.2.4 高速道路の設計要領における耐震設計の取り扱い

### (1) 平成 17 年までの耐震関連の取り扱いの変遷

高速道路の設計要領において、地震動に関して初めて記載されたのは、昭和 45 年設計要領<sup>12)</sup>で、「重要度の高い盛土および切土に対しては地震時を考慮した安定の検討を行うことが望ましい。」と記載されている。ただし、解説には、「安定の検討にはいろいろな条件が含まれていて、非常に重要かつ困難な問題である。安定の検討が単に安定計算のみによって解決できれば問題ないが、現状においては安定計算では例えいくら精密な土質試験を行ったとしてもなお、多くの仮定、未解決の不確定要素が数多く含まれている。これらのことから安全率の計算がそのまま安定の検討であると考えすることは早計であり、安定計算はあくまでも安定検討の一手段として取り扱っていくべきものであろう。」と記載があり、地震時はもとより常時の安定計算結果が、施工実態と合っていなかったものと推察される。また、自然災害等により人的被害、主要鉄道、道路への影響が大きく、かつ災害復旧が非常に困難と思われる盛土、切土の安全率は標準よりも大きくすることが望ましいとされているが、具体的な安全率および地震時の安定計算方法は記載されていない。

昭和 58 年設計要領<sup>13)</sup>においては、昭和 45 年設計要領から記載内容は大きく変更していないが、文章は昭和 54 年度版道路土工指針と整合を図っている。なお、表-2.1 に示す安定性検討が必要な盛土条件は高速道路の昭和 58 年の設計要領も昭和 45 年設計要領と同様な表現となっている。ただし、解説の表現は若干異なり、「盛土の地震に対する安定検討を行う場合、一般的な盛土にあつては過去の経験から特別な異常時（大地震など）を除き標準のり面勾配の範囲で対処できると考えてよい。しかし、表-2.1 に示す条件を有する盛土にあつては慎重な検討が必要である。なお、地震時の盛土の安定解析は、現時点では土質工学上未解明な点が多いことから、検討にあたっては専門技術者等の助言を得ながら、慎重に行うことが望ましい。」と記載されている。

平成 10 年設計要領では、逆に地震動など外力の表現は無くなり、軟弱地盤上の盛土液状化を含む地震時の安定検討についてのみ、軟弱地盤対策工指針により検討するものとしてとされている。これも、排水対策など施工上の工夫により安定を確保することを基本としているものと想像できる。平成 17 年の設計要領においては、内容を大きく見直していない。

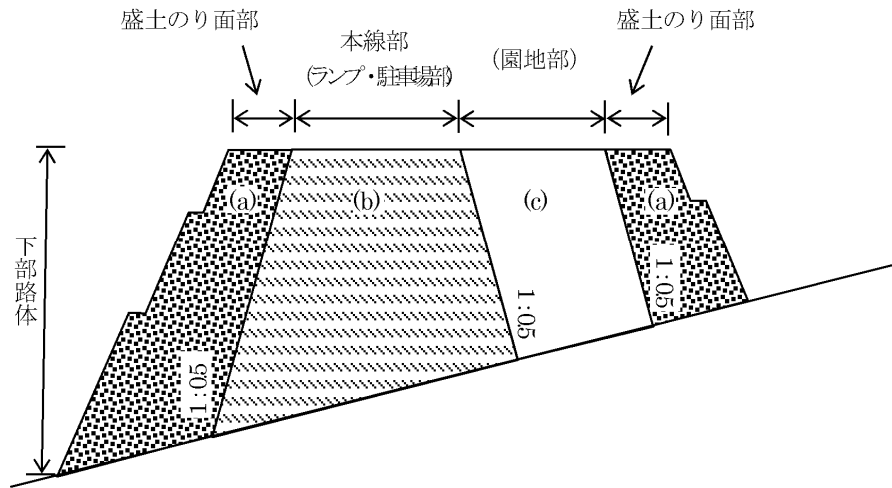
### (2) 新東名高速道路の高盛土の技術基準

平成 10 年代前半は、新東名高速道路の建設が始まった頃である。新東名高速道路は、道路線形上、大規模な切土や長大トンネルが連続することなどにより、大量の建設残土が発生することとなった。そのため土量配分上、盛土高さの高い大規模な盛土が計画され、のり面の安定性が課題となった。そこで、盛土の安定性を確保する目的で、「第二東名高盛土および大規模盛土設計施工指針（案）」<sup>14)</sup>が当時の静岡建設局にて作成された。



この指針の特徴は、

- 1) 安定および沈下対策としてゾーニング設計の採用（図-2.4 参照）



(a)部：せん断強さ、透水性に優れた材料、(b)部：圧縮性が小さい材料、(c)部：その他の材料

図-2.4 ゾーニング設計の適用例

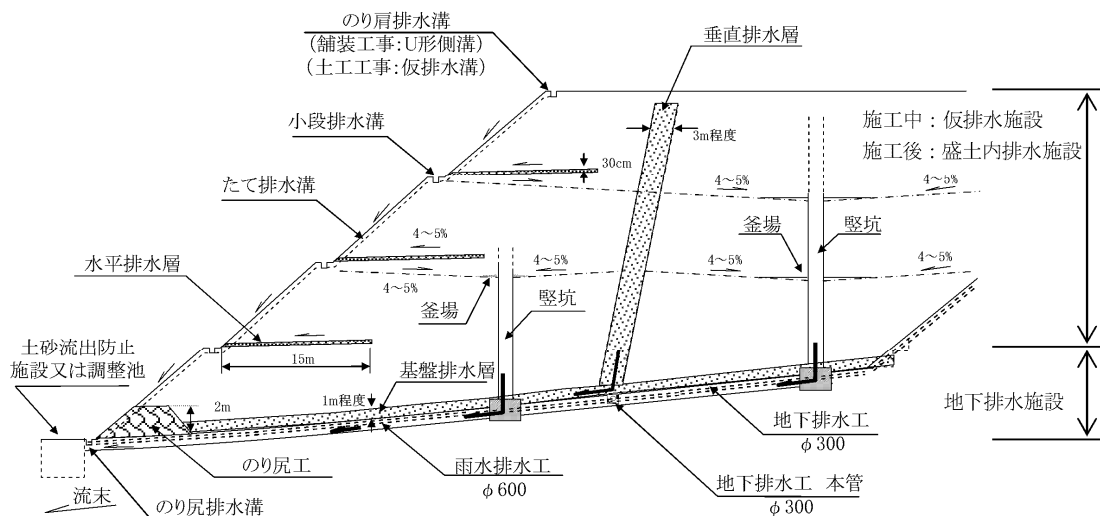


図-2.5 高盛土の排水対策

- 2) 排水対策の強化（図-2.5 参照）
- 3) 大型施工機械による施工の効率化
- 4) 盛土の動態観測の実施，を規定したことである。

また、地震時の安定検討を実施することが明記されている。照査方法は基本的に道路土工のり面工・斜面安定工指針の内容を踏襲し、円弧すべり面を仮定した震度法（以下、「簡便法」という。）を原則としている。加えて、詳細な安定検討を行う場合として、FEMによる地震応答解析法が例示され、詳細は地盤工学会発刊の、「地盤工学・実務シリーズ 盛土の変形予測と実際」の内容が紹介されている。その中で簡便法の課題が、以下に示されている。

- 1) 地震時の土構造物に作用する外力は、静的一方向のみに荷重が加わる場合とは異なる。すなわち、地震時に土塊に作用する地震力は、短時間にその方向や大きさを不規則に変動させるものであり、震度法による静的一方向に一定の地震力を作用させる条件とは異なる。
- 2) 地震時の応力状態は、つり合条件、変形適合条件、応力～ひずみ関係および境界条件などによって定まるものであり、震度法のように均合条件だけでは決定されない。
- 3) 地層構成が複雑な場合、特に基盤が傾斜していたり、急峻な地山に盛土するような場合の盛土部は、地震時に揺れやすく不安定となるが、震度法ではこのような点は考慮できない。

この指針を基に、新東名高速道路において高盛土が設計・施工され、施工後の対策効果を確認<sup>15)</sup>している。また、新東名高速道路で得られた知見を新名神高速道路の高盛土の設計・施工にも展開、検証を行い<sup>16)</sup>、平成 21 年度の設計要領に「高盛土・大規模盛土編」として、新たな章を設けることとした。

### (3) 平成 21 年の設計要領

平成 21 年設計要領では、従来の盛土の章にあった「高盛土」では、具体的な設計が明記されていなかったため、新東名高速道路、新名神高速道路での実績、評価<sup>例えば 15,16)</sup>を踏まえ、新たに高盛土・大規模盛土の設計を追加している。平成 21 年の改訂では高盛土の地震時の安定検討については、想定する地震動に応じて、地震後の修復性や車両通行の観点より塑性変形（残留変位）を許容することとした。地震動に応じた高盛土に必要とされる耐震性を表-2.7 に示す。

表-2.7 高盛土に必要な耐震性<sup>17)</sup>

	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
高盛土に必要な耐震性	小規模なクラック程度の被害を許容し、地震後においても軽微な補修程度で速やかに機能を維持することが可能であること。	塑性変形をある程度許容し、地震後に短時間で車両の通行が可能であること。

地震時の安定検討に用いる土質定数の設定にあたっての基本的な考え方を以下に示す。

- 1) 土質定数は、地震動に伴うひずみ量に応じてピーク強度および残留強度を設定するものとする。これは、残留変形量を算定する際に、すべりが発生することに伴い土の強度が軟化し、ピーク強度から残留強度まで低下することの影響を考慮することを前提としたためである。残留強度は、図-2.6 に示すようにピーク強度より大きいひずみ領域の中で最も主応力差が小さくなったときのせん断応力から求める。

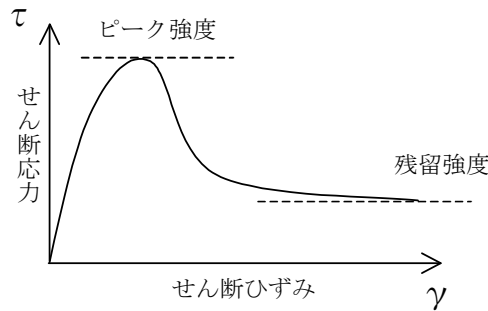


図-2.6 ピーク強度と残留強度の設定方法<sup>17)</sup>

2) 砂質土および砂礫の土質定数は、盛土内部は不飽和状態にあることを前提に排水強度により設定するものとする。一般に締固めた盛土の破壊包絡線は、不飽和状態のため見かけの粘着力を有するなど、拘束圧に応じて曲線状となるが、豪雨時など盛土の表層部では飽和化することにより粘着力が失われる恐れがある。そのため、図-2.7 に示すように拘束圧の小さい盛土表層部では粘着力を無視した直線 (a 線) と、拘束圧の大きい盛土深部では粘着力を考慮した直線 (b 線) により破壊包絡線を近似するものとした。

併せて、地震時の安定検討に用いる盛土材の土質定数の目安を定めた。表-2.8 に岩塊材料、礫質土、砂質土の土質定数の目安を示す。なお、これらの定数は、高速道路会社の施工管理基準に基づき、適切な排水処理や善良な締固め管理がなされた盛土であることを前提としている。

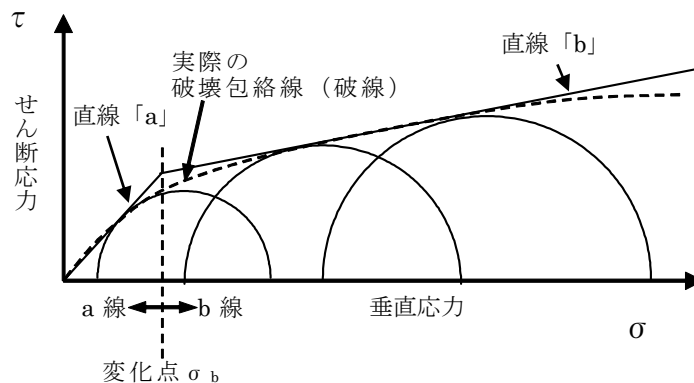


図-2.7 排水強度の破壊規準線の近似<sup>17)</sup>

表-2.8 地震時安定解析に用いる盛土材の土質定数の目安<sup>注1), 17)</sup>

分 類	代表材料	湿潤密度 $\rho_v$ 注2) ( $\text{kN/m}^3$ )	破壊基準 線区分注3)	ピーク強度		残留強度		強度定数の区分	統一 分類 記号	備 考
				$c_{\text{peak}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi_{\text{peak}}$ (度)	$c_{\text{res}}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi_{\text{res}}$ (度)			
岩石質材料 石分まじり材料 (岩塊盛土)	礫	20	a線	0	45	0	40	排水 強度	{Rm}	不攪乱試験の試験等の 結果より設定
			b線	75	30	-	-			
			変化点	$\sigma=155$ ( $\text{kN/m}^2$ )		-				
	礫	20	a線	0	55	0	40	排水 強度	{Sm-R}	不攪乱試験の試験等の 結果より設定
			b線	8	45	-	-			
			変化点	$\sigma=18$ ( $\text{kN/m}^2$ )		-				
礫質土	砂礫	20	a線	0	45	0	40	排水 強度	{G} {GS} {GF}	攪乱試験の結果より設定、ベダスタル下にベアリングのある試験装置を使用
			b線	55	35	10	35			
			変化点	$\sigma=183$ ( $\text{kN/m}^2$ )		$\sigma=72$ ( $\text{kN/m}^2$ )				
	粘土質礫	19	a線	0	45	0	40	排水 強度	{GF}	過去の三軸圧縮試験結果より設定
			b線	10	38	5	35			
			変化点	$\sigma=46$ ( $\text{kN/m}^2$ )		$\sigma=36$ ( $\text{kN/m}^2$ )				
砂質土	山砂	19	a線	0	40	0	35	排水 強度	{S} {SF}	過去の三軸圧縮試験結果より設定
			b線	20	35	20	30			
			変化点	$\sigma=144$ ( $\text{kN/m}^2$ )		$\sigma=163$ ( $\text{kN/m}^2$ )				
	まさ土	19	a線	0	45	0	40	排水 強度	{S} {SG} {SF}	不攪乱試験の試験等の 結果より設定
			b線	30	35	25	30			
			変化点	$\sigma=100$ ( $\text{kN/m}^2$ )		$\sigma=95$ ( $\text{kN/m}^2$ )				

注1) 対象となる盛土は、会社の施工管理基準にもとづき、適切な排水処理や善良な締固め管理がなされた密実で安定したものである。

注2) 供試体作製時の密度を基本に定めたもの。

注3) 「a線」は変化点より低圧側の範囲における値を示す。「b線」は変化点より高圧側の範囲における値を示す。

3) 高盛土の地震時の安定計算は、盛土条件や地形・地質等を考慮し、変位・変形量（残留変位量）を算出することを基本とし、高盛土のレベル2地震動に対する変位・変形量（残留変位量）は、すべり土塊の滑動変位量を対象とし、地震応答解析を用いたニューマーク法により算定することを基本とする。ただし、高盛土のレベル1地震動に対する安定計算は、円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算法を用いてもよいものとする。この場合の盛土の計画安全率は、1.0を目標とした。

高盛土のレベル2地震動に対する変位・変形量の算定手法として、地震応答解析を用いたニューマーク法を用いることとした。ニューマーク法は、すべり安定計算に加速度波形を考慮し、すべり土塊の剛体変形量（滑動変位量）を算定するものである。実際の盛土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性が強い非線形性を示すことから、剛塑性論にもとづくニューマーク法は必ずしも厳密な方法とは言えない。しかし、入力定数の設定が円弧すべり法と同等であり、理論が簡明で簡便に結果が導かれるため、滑動変位量を算定する当手法は、塑性変形を許容する大規模地震動における高盛土に必要な水準を評価する指標として有効であると考えられる。

ただし、ニューマーク法は、盛土内に水位がある場合などに生じる盛土材料の剛性低下は考慮できない。従って、盛土内に水位がある（飽和土）場合は有効応力を考慮した残留変形解析等により検討できることとした。

#### 4) 盛土材のせん断強度の設定

善良な締固め管理がなされ、密実で安定した盛土においては、明確なピーク強度が発現するとともに、すべり面が発生することによりせん断強度がピーク強度から残留強度に低下する。このため、残留変位量の算定にあたっては、盛土材の締固め効果によるせん断強度特性を反映できるようにした。

せん断強度が低下する過程は、盛土材の粒径が小さい場合は図-2.8 に示すように急激に残留強度へ低下するものと考えられるため、一般的な盛土材はこれによることとしている。一方、盛土材の粒径が大きい場合は、残留強度に至るまでの変位量が比較的大きいため、すべりに対してねばり強さを発揮する。よって、粒径が比較的大きい盛土材の場合は、図-2.9 に示すような方法で強度の低下過程について考慮できるようにした。

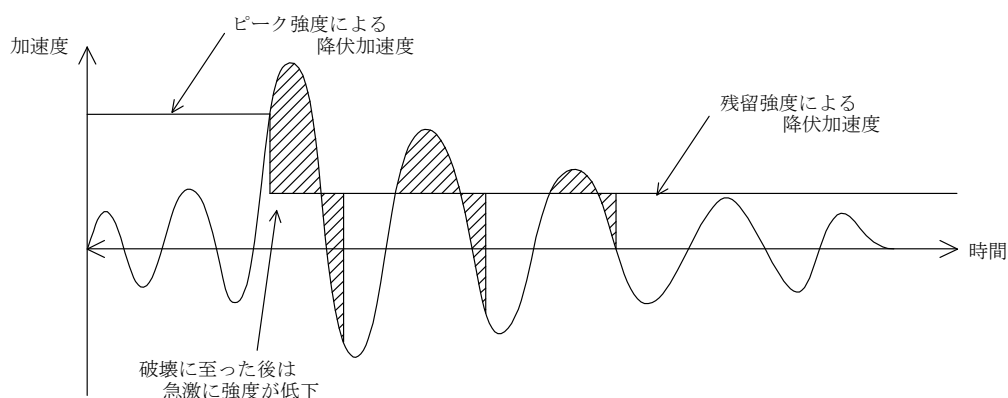


図-2.8 強度低下を考慮したニューマーク法の概念図（盛土材の粒径が小さい場合）

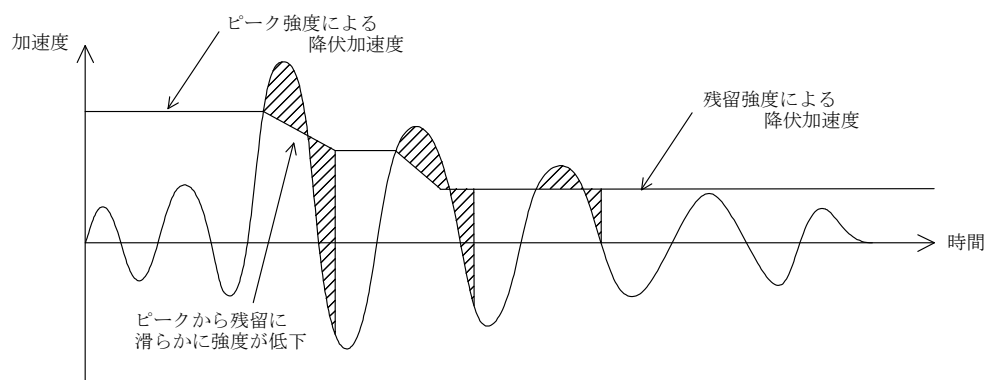
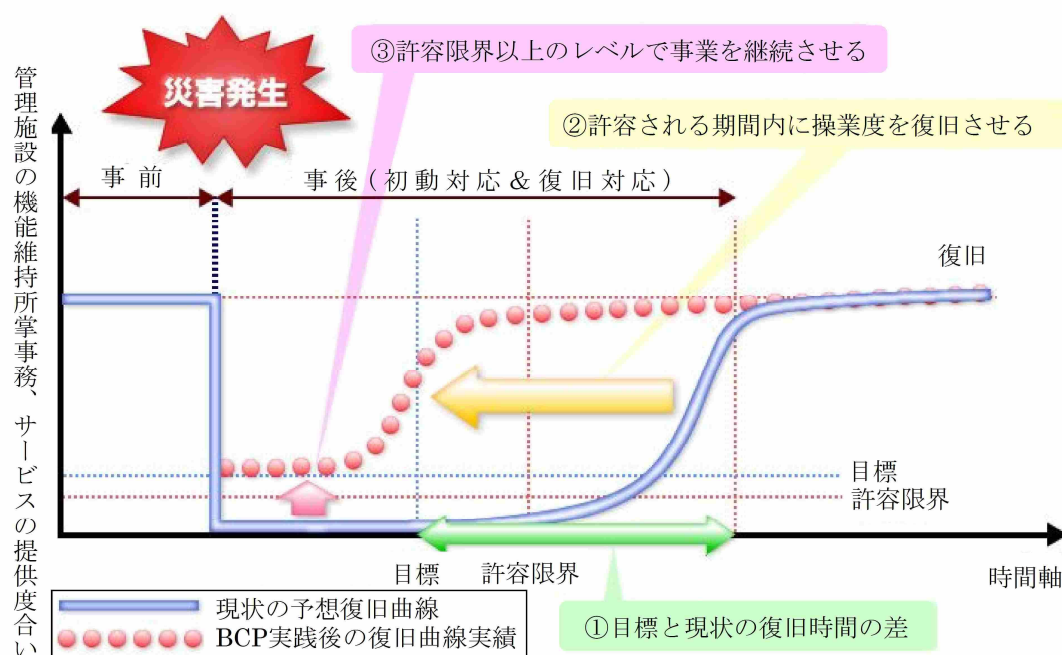


図-2.9 強度低下を考慮したニューマーク法の概念図（盛土材の粒径が大きい場合）

## 2.3 高速道路における事業継続計画の概要

### 2.3.1 災害時における行動指針

BCP（事業継続計画）とは、企業が自然災害、大火災、テロ攻撃などの緊急事態に遭遇した場合において、事業資産の損害を最小限にとどめつつ、中核となる事業の継続あるいは早期復旧を可能とするために、平常時に行うべき活動や緊急時における事業継続のための方法、手段などを取り決めておく計画である<sup>18)</sup>。BCPの概念を図-2.10に示す。



高速道路会社においても、災害時においては、緊急・救援物資の輸送路としての重要な役割を担っていることからBCPを策定している<sup>3)</sup>。例として中日本高速道路の取組みを示す。

NEXCO中日本グループでは、お客さまや地域社会の皆さまに、24時間365日安全かつ安心・快適な高速道路空間を提供するとともに、災害等発生時にはお客さまの安全を最優先としつつ、地域経済の復興と生活の回復に貢献する使命を担い、社会から信頼される存在を目指している。

災害発生時において当社が果たすべき役割は、迅速な救援・復旧による高速道路ネットワークの確保であり、「防災業務計画」に基づき判断し、下記の重点項目の順で行動することとしている。

〈重点項目〉

- 1) お客さまの安全確保と2次災害の防止
- 2) 緊急時の緊急交通路機能の確保による災害救助・復旧への貢献
- 3) 高速道路事業の早期再開による暮らしと経済の復興への貢献

### 2.3.2 BCPの基本方針

大規模地震等の災害が発生したときのNEXCO中日本における活動は次の項目に整理され、本社、支社、保全-サービスセンター、工事事務所およびグループ会社と連携を図り、災害や交通状況を把握し2次災害の防止や緊急交通路を確保する等の最優先業務に対して目標時間を設定し対応するとしている（表-2.9）。

- 1) 災害対応体制の構築
- 2) 情報共有体制の確立
- 3) 被災情報の収集活動

震災点検や防災ヘリコプター、CCTVカメラ等による被災状況の収集。

- 4) 滞留されているお客さまへの支援活動

高速道路内に滞留されているお客さまへの正確な道路交通情報の提供と、適切な誘導・支援。

- 5) 応急収容活動

本線に滞留しているお客さまの誘導を行い、負傷者への適切な対応実施。

- 6) 2次災害の防止活動

被災状況の全容を早期に把握するとともに、2次災害の防止。

また、2次災害の原因となる余震、降雨等に関する情報の収集。

- 7) 緊急交通路機能の確保

24時間以内に通行機能を確保し、緊急交通路として活用。

建設中の路線も、緊急交通路として利用できる区間を確認し活用。

- 8) 交通ネットワークの復旧

高速道路網による交通ネットワークは、被災地の円滑な復旧活動の実施や経済活動に重要なことから、被害状況・復旧見通しを把握し、優先的に復旧活動を実施。

表-2.9 最優先業務における目標時間と具体的な行動

目標 時間	開始すべき事項	重要な具体的行動		
		実施体制の確立等	最優先業務	その他の重要業務
直ちに	・災害対応への自動発動	・幹部、本部要員の参集	・計測震度による通行規制 (通行止め) 措置	
1時間 以内	・災害対応実施体制の確立 ・情報（第一報）の発信	・災害対策本部の設置 ・社屋の緊急点検等	・震災点検等の実施 ・災害情報等の収集 ・交通状況等の把握	・社員の家族の安否確認 ・関係機関への情報提供(第1報) ・報道機関への情報発信(第1報)
3時間 以内	・状況の把握	・初脚体制の確立 (災害対策本部会議の開催)	・被災者対応 ・本線上、料金所・休憩施設、建設中路線の被災状況把握 (救護活動を含む) ・お客さまへの情報提供	・記者発表の実施 ・業務システム等の被災状況の把握
12時間 以内	・道路上の障害物等の除去 ・二次災害の防止 ・応急復旧に向けた調整		・障害物の排除および二次災害防止 ・残存車両の排除、車道の確保	・人員および資機材の応援要請 ・防災エキスパート等の技術的支援の派遣要請
24時間 以内	・応急復旧計画の策定 ・最低限の緊急交通路確保 (路面の段差解消等)		・応急復旧計画の策定、工事の実施 ・通行の安全を確認後に緊急交通路としての通行を再開	・記者会見の実施 ・地方公共団体等へのリエゾン派遣
3日 以内	・本復旧計画の策定 ・主な応急復旧完了 ・供用		・本復旧計画の策定	・災害復旧費に係るとりまとめ
7日 以内	・本復旧工事の実施		・本復旧工事に係る関係機関との協議実施、工事の開始	・復旧事業申請に係る手続きの実施

### 2.3.3 土工構造物におけるBCP上の課題

先に述べたように、大規模地震動に対して損傷を許容する考えにより事後復旧を踏まえた合理的な設計、対策検討が可能となった。対策に関しては、土工構造物の修復性を考慮する場合、砕石等による段差の擦り付け程度の変形量に留めるべきである。段差程度の補修であれば、特別な施工機械、資材等が必要無く、被災の軽微な区間の組織からの応援体制も構築しやすいメリットがある。

一方、地震時にどの盛土がどの程度被災するのかが明確には想定できないため、24時間以内に最低限の緊急交通路を確保できるのかは、実際に被害状況を把握しないと復旧の優先度等の計画も立てられなく、復旧工事へのリソースの確保が後手に回ってしまう可能性がある。従って、盛土の変形量を事前に定量的に精度良く、しかも延長距離が長い盛土全体を予測することは、現状では難しく、被害状況に合わせて復旧計画を立案することが実態となっている。



## 2.4 現状と課題のまとめ

盛土に関する技術基準の変遷を踏まえ、今後、既設の盛土の耐震性を確保するための課題について以下に示す。

- ・盛土は、標準のり面勾配を適用した範囲において、適切な排水対策と、密実な盛土施工により、地震時も含め安定は確保できると考えられていたこと。ただし、この思想は間違っていないものの、徹底されていない若しくは、施工時は降雨等による変状も無く問題なく盛土が施工できたことなどから、結果的には排水対策の不足により被害が生じている可能性があること。
- ・耐震性の照査にあたっては、震度法やニューマーク法などにより安定性を確認することができるが、土質定数等の設定如何により大きく結果が異なり、安全側に判断すると過大な対策となることや、危険側に判断すると実際の地震時に予測よりも大きな変状に至る可能性があること。また、これらの安定計算は、地震動により過剰間隙水圧の上昇に伴う盛土材の剛性低下を考慮できない（考慮すると過大な変形量となりやすい）という課題もある。さらに詳細な解析により安定性を検討することも可能であるが、盛土の延長は誇大で、ある程度崩壊リスクの高い盛土に限定すべきであり、すべての盛土を詳細な解析により評価することは現実的ではないこと。
- ・対策工としては、杭や棒状補強材などによる盛土の補強、水抜き等が考えられるが、地震動に抵抗できる補強対策を実施することは対策費用の面から、すべての盛土に適用することは難しいこと、また、水抜きボーリングによる水抜きは、盛土内の滞水箇所または水みちを適切に把握し、効果を発揮できるのかが不明確であり、経験的に等間隔に水抜きボーリングを施工していることが実態である。

BCPを満足するためには、どこでどのような変形が予想されるかをあらかじめ把握しておく必要があるが、現状では精度良く予測することは難しい。そのため本研究では、過去の地震被害を整理し、大規模に崩壊した盛土の被害要因を分析し、その要因を除去するための経済的な方法を提案する必要がある、次章以降に詳述する。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成 24 年 3 月，序，2012.
- 2) 安田進：既設構造物の基礎と地盤の耐震補強，土と基礎，Vol.56，No.3，pp.1-5，2008.
- 3) 清水勝吉：高速道路各社の防災・BCP 中日本高速道路株式会社，高速道路と自動車，第 58 巻，第 3 号，pp.51-55，2015.
- 4) 佐々木哲也：技術基準・温故知新 第 20 回道路土工指針編 道路土工の設計技術基準の変遷②～耐震設計の変遷～，月刊道路，第 58 巻，第 12 号，pp.58-61，2014.
- 5) (社)日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針 昭和 61 年 11 月，p.146，1986.
- 6) (社)日本道路協会：道路土工盛土工指針（平成 22 年度版），p.99，2010.
- 7) (社)日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針 平成 11 年 3 月，p.175，1999.
- 8) 安田進，安達健司：技術手帳 ニューマーク法を用いた地震時盛土すべり変位量の推定，地盤工学会誌，Vol.58，No.12，pp.52-53，2010.
- 9) 淡中泰雄，藪雅行，宮武裕昭：「道路土工構造物技術基準」の制定について，月刊道路，第 59 巻，第 5 号，pp.641-684，2015.
- 10) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），2006.
- 11) 館山勝：講座 土構造物の耐震性診断と対策 5.鉄道土構造物の耐震性診断と補強，地盤工学会誌，Vol.59，No.7，pp.82-89，2011.
- 12) 日本道路公団：設計要領第一集 土工編，p.52，1970.
- 13) 日本道路公団：設計要領第一集 土工編，p.43，1983.
- 14) 日本道路公団静岡建設局：第二東名高速道路 第二東名高盛土および大規模盛土設計施工指針（案），高速道路技術センター講習会資料，1998.
- 15) 川井田実，横田聖哉，中村洋丈：新東名高速道路における高盛土および大規模盛土の設計・施工，基礎工，Vol.40，No.7，pp.9-14，2012.
- 16) 山口卓位，古賀泰輔：新名神宝塚北 SA 高盛土における設計施工，基礎工，Vol.47，No.10，pp.68-70，2019.
- 17) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 土工編，2013.
- 18) “中小企業 BCP 策定運用指針～緊急事態を生き抜くために～” 中小企業庁，[https://www.chusho.meti.go.jp/bcp/contents/level\\_c/bcpgl\\_01\\_1.html](https://www.chusho.meti.go.jp/bcp/contents/level_c/bcpgl_01_1.html).（参照 2021-10-24）
- 19) “防災 各種災害の計画および対策 地震 関東地方整備局事業継続計画（BCP）” 国土交通省関東地方整備局，<https://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai00000162.html>.（参照 2021-10-24）

### 第3章 高速道路盛土における地震被害の特徴の整理

#### 3.1 供用路線で復旧までに24時間以上要した地震災害

高速道路の供用中路線で一般交通を確保するまでに24時間以上を要した地震災害について表-3.1に示す。

11件の地震災害のうち、兵庫県南部地震および熊本地震は橋梁部の被災が通行止めを解除するためのクリティカルとなった以外は、土工部の復旧がクリティカルとなっている。

なお、平成7年の兵庫県南部地震以降、高速道路は緊急輸送道路として24時間以内に最低限の緊急交通路を確保することが求められており、以降は緊急輸送路確保や通行止め解除まで時間が短くなっている。このことは、高速道路は、地震後の被災箇所への復興に大きな期待を寄せられている証であり、高速道路の耐震性、復旧性が求められるようになってきている。そのため、過去の地震による盛土の被害状況について兵庫県南部地震までの被害状況と、それ以降の大規模地震の被害状況と分けて整理した。

表-3.1 供用中路線で復旧に24時間以上要した地震災害

発生日	地震名	道路名	地震記録			交通規制	備考
			M	震度	深さ(Km)		
1974.5.9 (S49)	伊豆半島沖地震	南伊豆道路	6.9	5	10	不明 (約3ヶ月)	
1975.1.23 (S50)	大分県中部地震	別府阿蘇道路	6.1	5	20	通行止め 約100日	
1978.1.23 (S53)	伊豆大島近海地震	東伊豆道路	7	5	0	通行止め27日 緊急路確保3日	死者 4名
1978.6.12 (S53)	宮城県沖地震	東北自動車道	7.4	5	40	通行止め 62時間	
1995.1.17 (H7)	兵庫県南部地震	第二神明道路	7.3	6	16	通行止め 約30日	
2003.7.26 (H15)	宮城県北部地震	三陸道	5.6	6弱	12	通行止め 2~24H	
2004.10.23 (H16)	新潟県中越地震	関越自動車道	6.8	6強	13	通行止め19日 緊急路確保19時間	
2007.7.16 (H17)	新潟県中越沖地震	北陸自動車道	6.8	6強	17	通行止め56時間 緊急路確保4時間	
2009.8.11 (H19)	駿河湾を震源とする地震	東名高速道路	6.5	6弱	23	通行止め 115時間	
2011.3.11 (H23)	東北地方太平洋沖地震	東北自動車道	9.0	7	24	通行止め約13日 緊急路確保約20時間	
2016.4.16 (H28)	熊本地震	九州自動車道	7.3	7	12	通行止め約13日 ※大分自動車道23日	本震 の値

: 一般有料道路

## 3.2 1995 年兵庫県南部地震までの盛土構造物の被害

### 3.2.1 1974 年伊豆半島沖地震

昭和 49 年 5 月 9 日、午前 8 時 30 分頃発生した伊豆半島沖地震は、伊豆半島南端部分を震源域とする地震であり、南伊豆町石廊崎の西方約 5km で、地震の規模は M6.9、震源の深さは約 10km、震度 5（推定 300gal）が観測された。図-3.1 に震度分布図を、図-3.2 に余震の分布図示す。

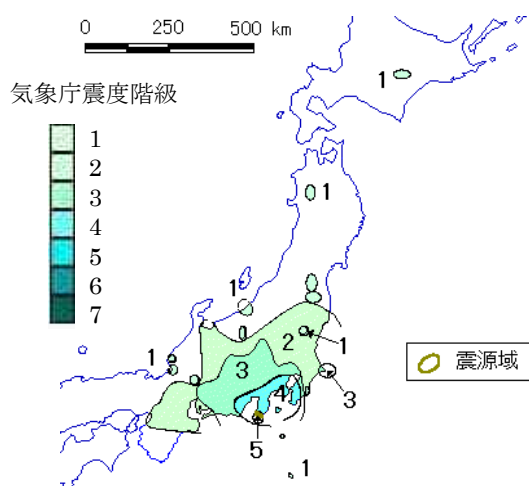


図-3.1 伊豆半島沖地震の震度分布図<sup>1)</sup>

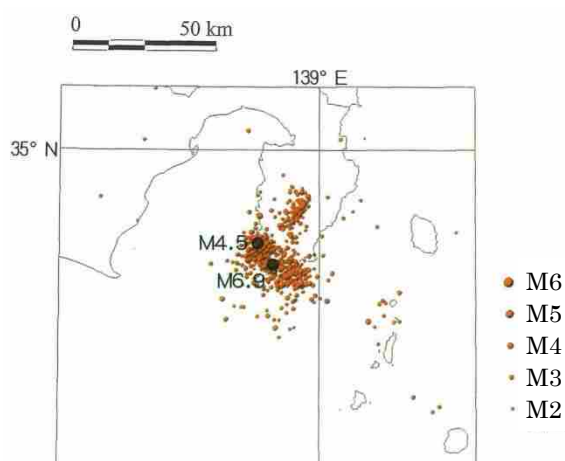


図-3.2 伊豆半島沖地震の余震分布<sup>1)</sup>

(M2 以上、1974 年 5 月 9 日～6 月 8 日、深さ 30km 以浅)

この地域で、伊豆半島南部の人家、公共施設等に大きな被害が生じた。道路においては国道 136 号、県道 16 号線などで被害が大きく、一般有料道路では南伊豆道路（通称マーガレットライン）が全面通行止めとなった。

南伊豆道路は、延長 12.3km の対面 2 車線の山岳道路であり昭和 47 年に開通している。被害は子浦側の起点から約 3.5km の区間に集中しており、残りの区間においては、切土・盛土の接続部にクラックが生じている程度にとどまっていた。

地震による被害は程度に差はあるが、①切土斜面、盛土、②擁壁、石積み、③橋梁および、④排水構造物に及んでいる。特に盛土区間において、のり面の亀裂、路肩の陥没、路面のクラック、段差、および構造物裏込め部の沈下が発生し、切土区間に比べて被害は大きい。しかし、道路の全体的な被害としては、壊滅的な打撃を受けた箇所はなく、比較的健全であった。南伊豆道路の路線と被害箇所の位置を図-3.3 に、被害概要を表-3.2 に示す。

盛土が被害を受けた直接の原因は、地震時に盛土が揺すられ、ゆるみ、盛土のり面がはらみ、天端にある路面が沈下するいわゆる、「揺すり込み沈下」現象が生じたものと推定される。路面の亀裂は、ほとんどの切盛境に程度の差（最大幅 30cm）はあるものの発生し、盛土区間ではさらに縦断方向にクラックが生じている場所もある。

高盛土および基盤が傾斜している場所では、谷側路肩部が陥没し、さらに山側の路肩部に

もクラックが発生している箇所がある。これらは、盛土のり肩あるいは路肩のすぐ脇に、地震により非常にルーズな部分が生じ、亀裂が生じ陥没に至ったと推測される。

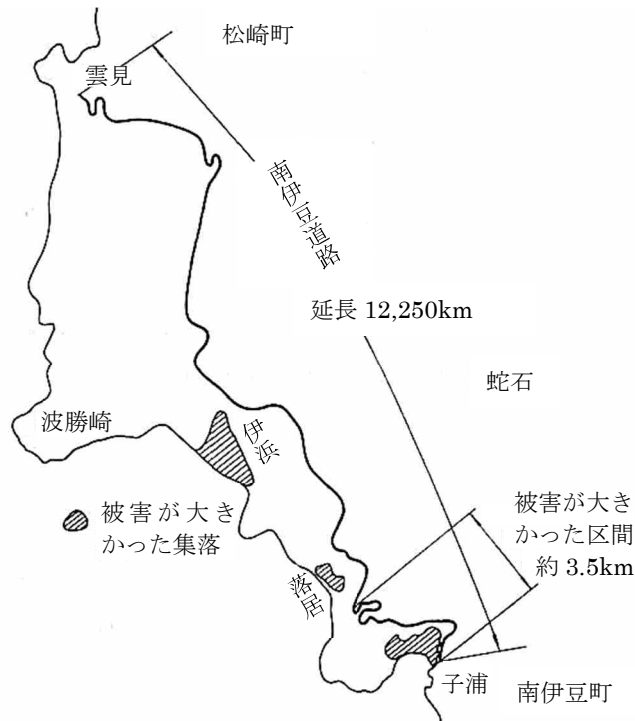


図-3.3 南伊豆道路の路線と被害箇所の位置

表-3.2 伊豆半島沖地震被害概要

	災害の種別	箇所	数量
東伊豆道路	のり面小崩落	6	10m <sup>3</sup>
	落 石	13	24 個
	のり面崩落	1	200m <sup>3</sup>
南伊豆道路	舗装クラック	51	618m
	路面陥没	10	2,920m <sup>2</sup>
	路肩陥没	7	351m
	石積み変形・倒壊	16	
	のり面崩落	8	
	橋梁の変状	2	2 橋

平面線形が凸になっている盛土箇所では、外側（凸形部）の路肩において横断勾配が逆になるくらい著しく沈下した。特にヘアピンカーブにおいて著しい（図-3.4）。

橋台裏込め部は起点側（子浦側）の橋台をのぞき、すべて著しく沈下している（図-3.5）。裏込め高さは、起点側の橋台が 2.5m に対し、その他の橋台では 9.5m～11.0m と高く、沈下量は裏込めの高さとの相関があり、沈下は最大 40cm に達していた。

本地震においては、地震の規模の割には計測震度が低く比較的軽度な損傷に留まったと考えられる。ただし、その中でも傾斜地盤上の盛土の変状が目立っており、相対的に安定性が低い箇所であると考えられる。



図-3.4 ヘアピンカーブ盛土路面の変状



図-3.5 橋台裏込め部の沈下

### 3.2.2 1975 年大分県中部地震

昭和 50 年 4 月 21 日、午前 2 時 35 分頃発生した大分県中部地震は、大分県大分郡庄内町（現由布市庄内町）付近を震源とする地震であり、地震の規模は M6.4、震源の深さは約 20km 以浅、大分、阿蘇山で震度 4 が観測されたが、震源に近い地域は、被害状況からみて震度 5～6 に達したものと推定されている（図-3.6）。被害は、九重町寺床から湯布院山下池、湯平を経て、庄内町内山、阿蘇野に至る約 15km の地域は被害が大きく、震源域に最も近い一の宮町三野地区で家屋や道路などに被害が生じた。

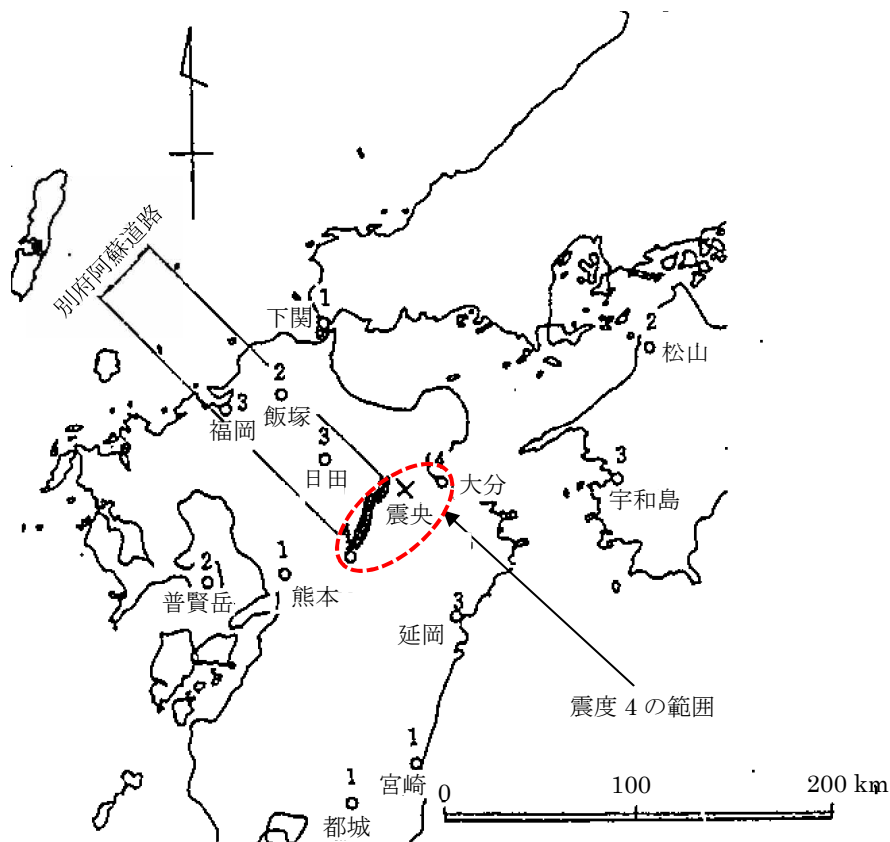


図-3.6 大分県中部地震の震度分布図<sup>2)</sup>

別府阿蘇道路（通称やまなみハイウェイ）は、延長 52km の一般有料道路であり、昭和 39 年 10 月に全線供用している。被害は、起点から約 7km から約 18.5km 間（小田の池料金所：湯布院町～朝日橋：九重町）の延長 11.5km の区間において被害を受け、特に、震源地に近い約 2.5km の区間に集中していた。別府阿蘇道路の路線と被害箇所的位置を図-3.7 に、被害概要を表-3.3 に示す。

被害は、盛土部（盛土材料は、主として転石または礫混じり火山灰質粘性土、赤ボク等）に集中的に認められ、切土部の被害は盛土部より比較的少なかった。また、調査時点での湧水は少なかったが、地震の 5 日前の 4 月 16 日から 20 日までの間に計 87mm の降雨が記録されており、この降雨が地盤の強度に影響していることも考えられる。

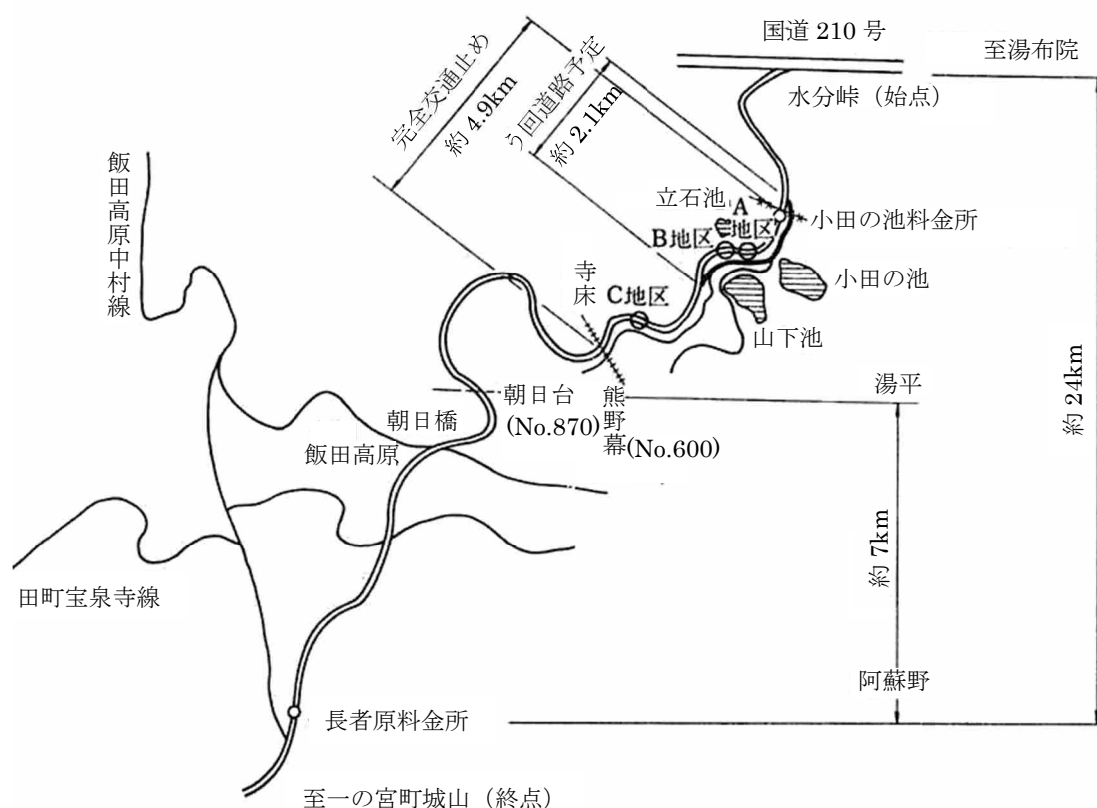


図-3.7 別府阿蘇道路路線と被害箇所の位置

表-3.3 大分県中部地震被害概要

災害の種別	箇所
切土小崩落	4
落 石	数箇所
盛土崩落	3
舗装クラック	100
橋台の変状	1
料金所転倒	1

震源地に近い盛土部はほとんど被害を受け、切盛境付近の路面のクラックが生じ、盛土の最も高い付近が半円形にずり出した。被害は、平面線形的に凹部よりも凸部に多かった。被害の大きかった3箇所の盛土の平面、横断図を図-3.8に示す。

- 1) A 地区：凸型の盛土（崩壊土量約 3,000m<sup>3</sup>）
- 2) B 地区：凹型の盛土（崩壊土量約 20,000m<sup>3</sup>）
- 3) C 地区：凸型の盛土（崩壊土量約 1,200m<sup>3</sup>）

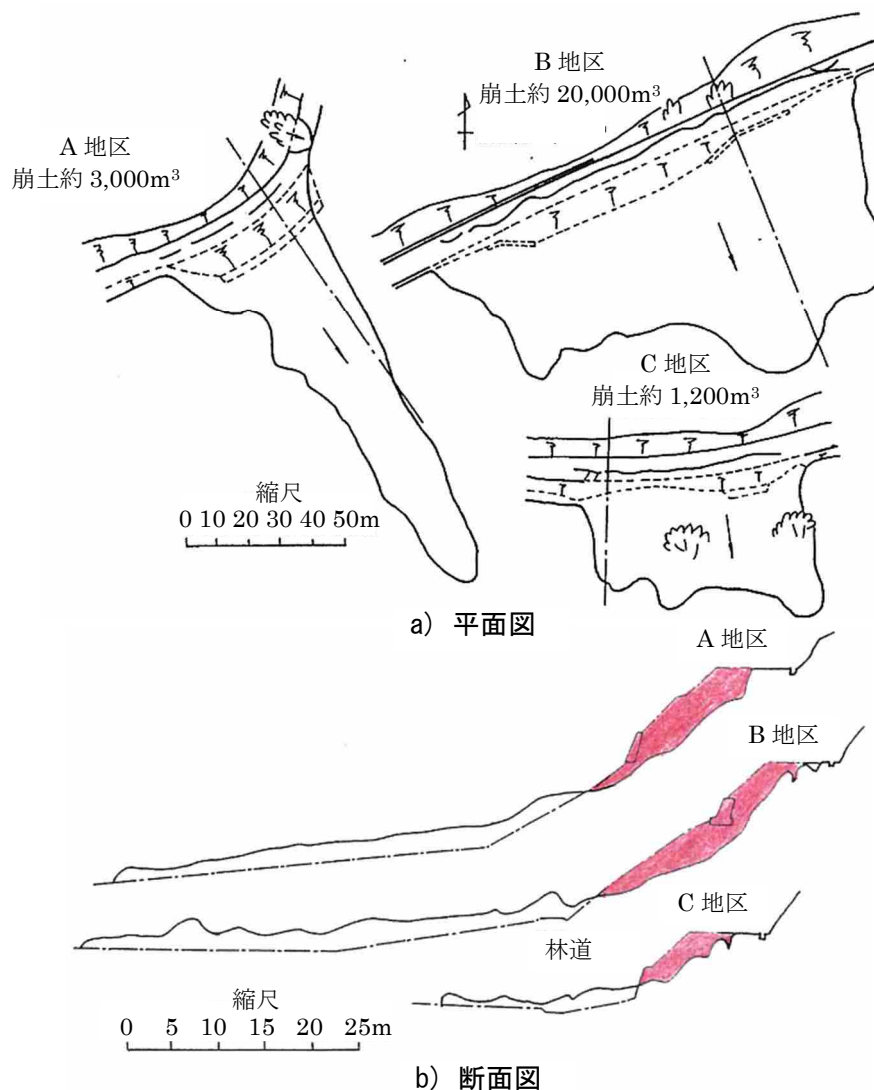


図-3.8 盛土崩壊の縦横断図

A、C 両地区は、他の地震での被災箇所と同様に平面的に凸形の盛土の被害であった。B 地区は、半径 500m の凹形の盛土が崩壊し、最大の被害となった。3 地区とも片切片盛区間であり、いずれも盛土のり尻に石積またはコンクリート擁壁が設けられていた。B 地区の被災状況を図-3.9 および図-3.10 (a), (b), (c) に示す。

クラックは片切片盛区間で切土と盛土の境部での発生が著しかった。縦断方向のクラックは開口し、高低差が生じ、クラックの深さは最大で 2m 以上と推定された (図-3.11)。



伊豆半島沖地震と同じような規模の地震であるが、傾斜地盤上の盛土において大規模に崩落している。この違いは、盛土材料が火山灰質粘性土であったことに加え、降雨による浸透水も影響したものと考えられる。



図-3.9 被災状況全景（B地区）



図-3.10(a) 被災状況（B地区）



図-3.10(b) 被災状況（B地区）



図-3.10(c) 被災状況（B地区）



図-3.11 路面クラック

### 3.2.3 1978 年伊豆大島近海地震

昭和 53 年 1 月 14 日，午後 0 時 24 分頃発生した伊豆大島近海地震は，伊豆大島の西方から伊豆半島中部にかけて震源域とする地震であり，地震の規模は  $M7.0$ ，震源の深さは約 40km，伊豆大島，横浜市で震度 5 が観測され，伊豆半島中部の稲取付近では一部震度 6 であった。図-3.12 に震度分布図を，図-3.13 に余震の分布図を示す。

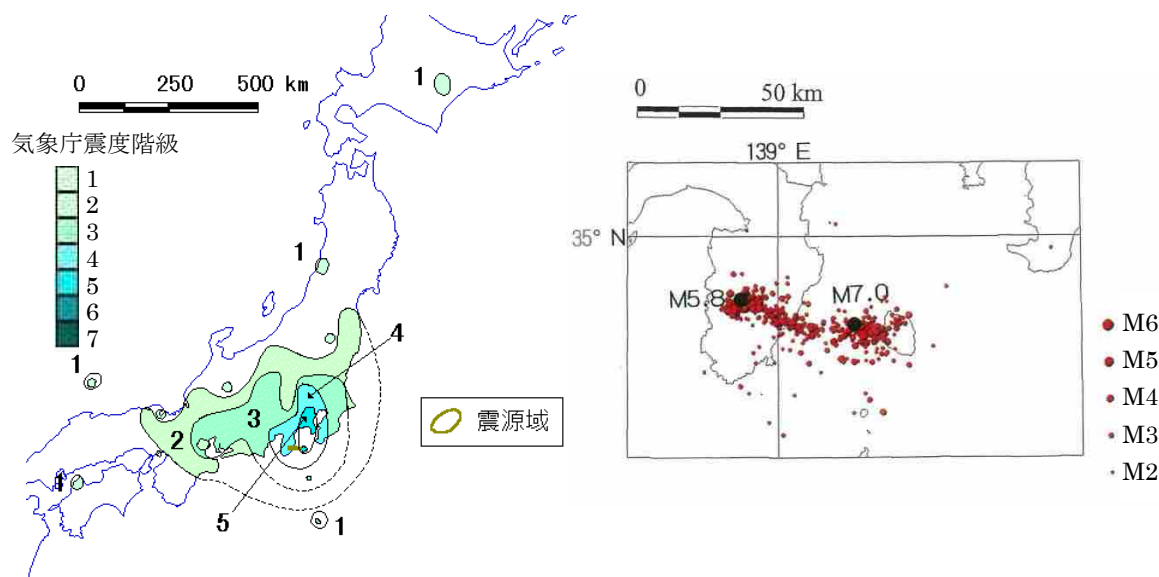


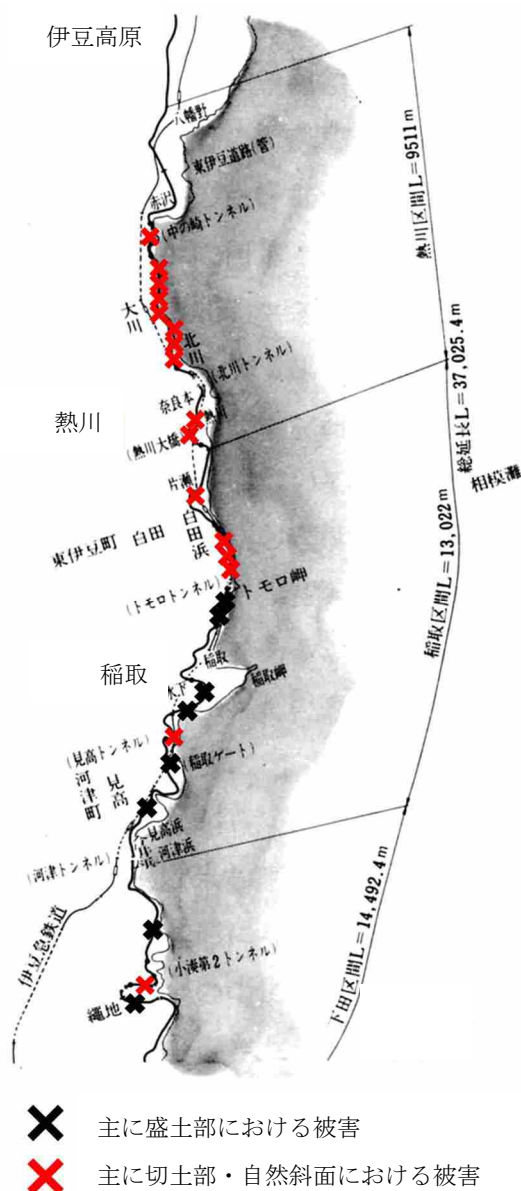
図-3.12 伊豆大島近海地震の震度分布図<sup>1)</sup>

図-3.13 伊豆大島近海地震の余震分布<sup>1)</sup>

( $M2$  以上，1978 年 1 月 14 日～2 月 13 日，深さ 30 km 以浅)

伊豆半島南部の人家，鉄道や道路の破損など大きな被害が生じた。伊豆半島での被害の多くは，熱川，稲取，河津，天城，湯ヶ島を囲む地域に集中し，特に稲取地区では，新たな断層が発生し，被害も多い。東伊豆道路は，国道 135 号の伊東～下田までの延長 37km の一般有料道路で，観光地を結びしかも生活道路である東海岸の交通路として代替路の無い道路であった。

東伊豆道路は，延長 37km の対面 2 車線の山岳道路であり熱川，稲取，下田の 3 区間からなり，区間により建設時期は異なるが，昭和 27 年から昭和 42 年の間に現道拡幅と新設区間により建設され開通している。主な被害は，のり面崩落 17 箇所，路面陥没 14 箇所，小さいものを含めると 87 箇所にも及んでいる。東伊豆道路の路線と被害箇所の位置を図-3.14 に，被害概要を表-3.4 に示す。本地震による被害の特徴は，自然斜面からの崩壊および落石が多かった。これは東伊豆道路が急峻な海蝕崖の下または上部を通過するという地形的な特徴と，節理の多い安山岩等よりなる地形的特徴によるものと思われる。

表-3.4 伊豆半島沖地震被害概要

	災害の種類	箇所
東 伊 豆 道 路	切土のり面・自然斜面崩落	17
	落石	多数
	盛土崩壊	－
	路面陥没・亀裂	14
	石積等の目地開口	多数
	井桁上の路面陥没	1



図-3.15 切盛境のクラック

東伊豆道路は急峻な地形を通過しているため、斜面に腹付け盛土を行った箇所が多い。また、片切片盛箇所も多い。この地山と盛土の境界付近に、段差やクラックが発生した(図-3.15)。構造物取り付け部の段差は今回の地震でも数多く見られた。盛土部のクラックは、①固有周期の異なるものとの境界に発生したもの。②振動によって盛土材が圧縮沈下したものに大別できる。

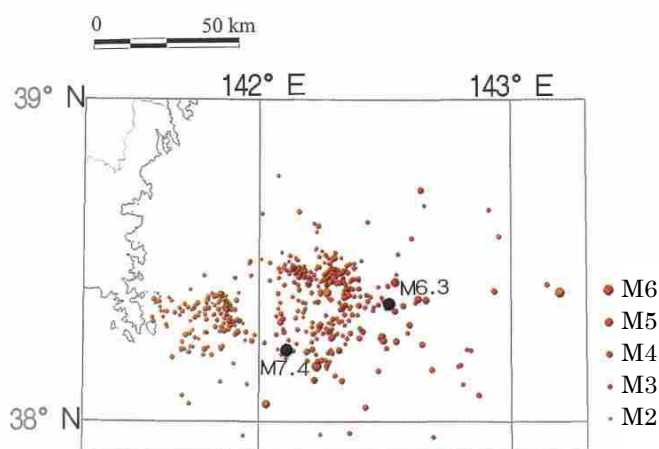
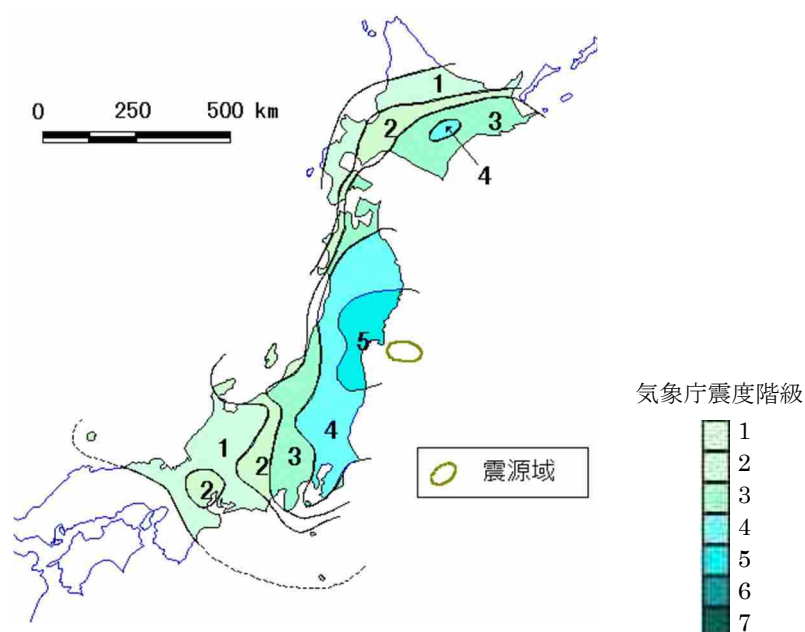
本地震についても腹付け盛土の地山と盛土の境界に段差やクラックなどが発生したが、大規模な崩壊は無く、震度 5 程度の地震であれば、早期に復旧可能なレベルの損傷に留まっている。



### 3.2.4 1978 年宮城県沖地震

昭和 53 年 6 月 12 日，午後 5 時 14 分頃発生した宮城県沖地震は，牡鹿半島の東方沖を震源域として発生したプレート間地震である。地震の規模は M7.4，震源の深さは約 40km，東北地方を中心とし，仙台，大船渡，新庄，福島，石巻で震度 5 が観測され，東京，横浜から盛岡，八戸に及ぶ広い地域で震度 4 の強い揺れであった。仙台宮城インターチェンジ（以下，「IC」という。）の地震計では最大 250gal であった。図-3.16 に震度分布図を，図-3.17 に余震の分布図を示す。

被害区間は，東北自動車道の福島飯坂 IC から築館 IC 間（126.3km）にもおよび，特に被害が多かったのは仙台北方の丘陵性山岳地を通過する泉 IC から大和 IC 間であった。主な被害箇所を図-3.18 に示す。



(M2 以上，1978 年 6 月 12 日～6 月 18 日，深さ 50km 以浅)



表-3.5 宮城県沖地震被害概要

	災害の種類	箇所
東北自動車道	切土のり面損壊	1
	路面沈下（構造物取付け部）	79
	路面沈下（盛土部）	14
	路面沈下（切盛境）	4
	路面沈下（切土部）	2
	盛土崩壊	—
	橋梁損傷	3

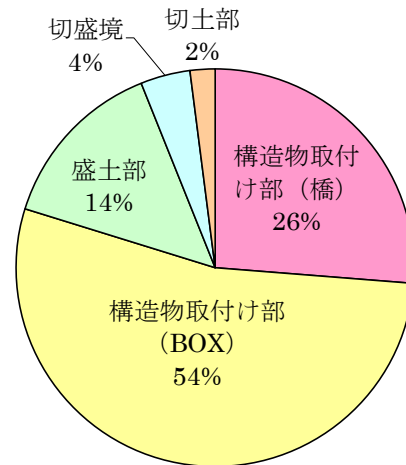


図-3.19 路面沈下の発生箇所 (n=99)

であり、道路、水路など交差箇所が多かったことが要因と考えられる。

図-3.20 に路面沈下の発生箇所と被災面積の関係について整理した。被害は概ね計測震度5の範囲である。被災面積が大きい箇所は、泉 IC から大和 IC 間に集中している。当該箇所は震源に最も近く、通行止め解除まで最も時間を要した区間である。また、盛土の被害も当該区間に集中している。

293.3 キロポスト（以下、「KP」という。）付近の盛土被害（図-3.20 の赤丸の箇所では被害状況は図-3.18 左中段の写真を参照）は、小河川を流路変更しパイプカルバートにより接続した箇所で、本線盛土により旧河川地下水をせき止めている形となっている。かつ平面的にこの水路をはさんでカルバートボックスが両側に設置されており、本線盛土部への地下水上昇を局部的に集中させる形状となっている。盛土の安定に影響する要因として、傾斜地盤上の盛土に加え、旧河川上の盛土も、被害を拡大させる要因となることが示唆される。

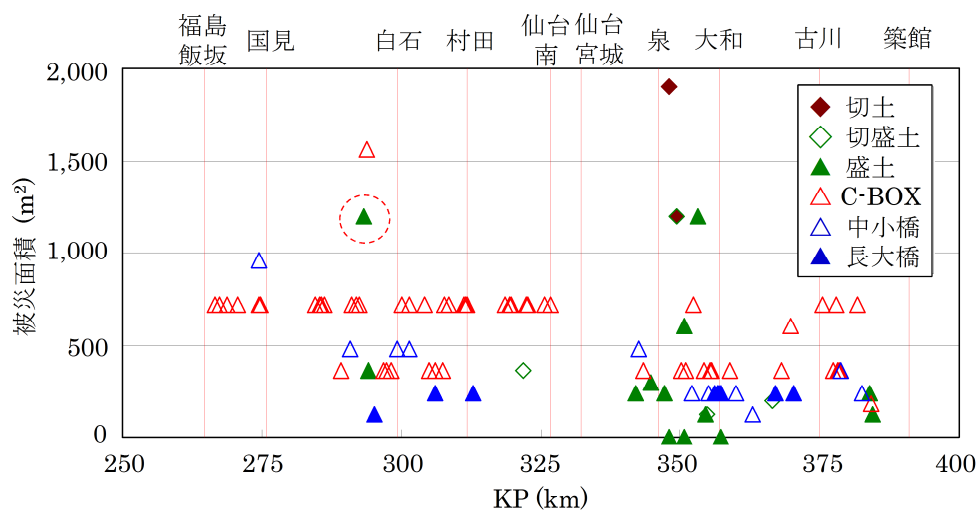


図-3.20 路面沈下の発生箇所と被災面積の関係

### 3.2.5 1995 年兵庫県南部地震

#### (1) 地震の概要

平成 7 年 1 月 17 日、午前 5 時 46 分頃発生した兵庫県南部地震は、兵庫県南部の阪神地域から淡路島にかけて延びる六甲・淡路島断層帯で発生した。地震の規模は M7.2、震源の深さは約 14km で、この地震により、神戸海洋気象台と洲本測候所では震度 6 が観測されたが、現地調査により淡路島の一部から神戸市、宝塚市にかけて震度 7 の地域があったことが明らかとなった。西宮 IC 付近で最大 792gal、宝塚 IC 付近で 601gal であった。図-3.21 に震度分布図を、図-3.22 に余震の分布図を示す。

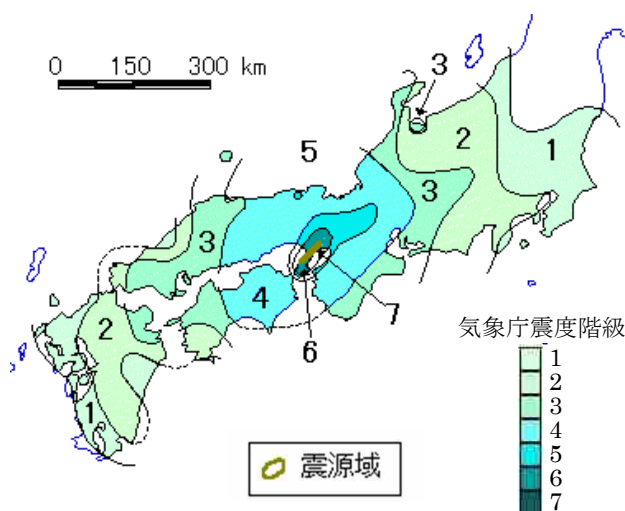


図-3.21 兵庫県南部地震の震度分布図<sup>1)</sup>

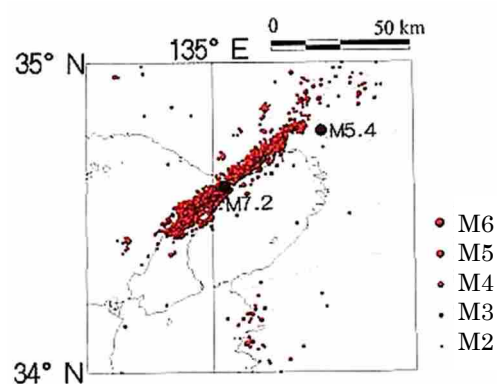


図-3.22 兵庫県南部地震の余震分布<sup>1)</sup>

(M2 以上、1995 年 1 月 17 日～2 月 16 日)

被害は、多くの木造家屋、コンクリートの建物のほか、高速道路、新幹線を含む鉄道線路などが崩壊し非常に大きなものとなった。その他、液状化による港湾施設の被害や、地震後の雨によるがけ崩れなどの被害も生じた。

日本道路公団が管理する高速道路では、名神高速道路吹田 IC～尼崎 IC 間、中国自動車道宝塚 IC～西宮北 IC 間、第二神明道路などに大きな被害が発生した。特に、道路橋の橋脚の崩壊や落橋などの損傷が象徴的な被害となった。土工部で特に変状が大きかった被害箇所を図-3.23 に、全体の被害概要を表-3.6 に示す。

土工部の被害は、第二神明道路の大蔵谷 IC ランプの盛土部の崩壊が比較的大規模なものであったほかは、のり面、路面、擁壁、カルバート等の軽微な段差やクラック程度であった。地震の規模に対して土工部の被害が比較的小なかつた理由として、強震動となった地域が沖積層の平坦地で、大規模な盛土が比較的小なかつたこと。地震発生前の降水量が少なく間隙水圧が発生しづらい状況であったこと。盛土施工後かなりの年数が経過しており、路体や軟弱地盤の強度が増加していたことなどによるものと考えられる。また、都市部での震災であり高架区間が多かったこともひとつの要因と考えられる。



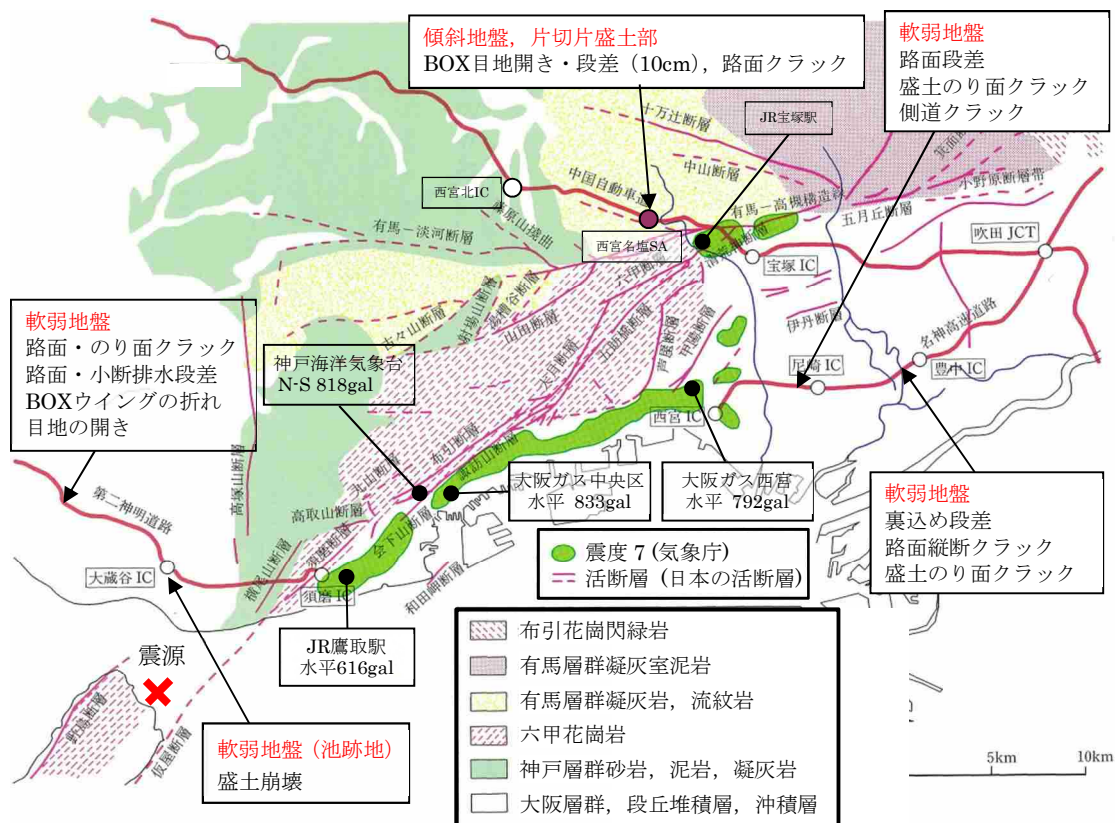


図-3.23 兵庫県南部地震における高速道路土工部の被害箇所

表-3.6 兵庫県南部地震被害概要

災害の種類	名神	中国道	第二神明
落橋	1	0	0
下部工の大被害	97	33	軽微
盛土の崩壊	0	0	1
盛土のり面クラック	2	記録なし	1
段差（接続部）	49	記録なし	段差・クラック 多数
路面クラック（大）	21	25	
路面クラック（小）		54	
C-BOX 目地の開き	3	1	2

## (2) 大蔵谷 IC ランプの盛土崩壊

第二神明道路の大蔵谷 IC の D ランプ部の盛土が、延長 30m、土量約 10,000m<sup>3</sup>の規模で崩壊した（図-3.24、図-3.25 参照）。現地調査の結果から、旧地形である池の堤体の上に高さ 15m の盛土を施工しており、基礎地盤は N 値 5 以下の軟弱な地盤で、堤体の強度が比較的低いことが判明した。地震に伴い地盤の側方変形や沈下によって盛土にクラックが発生し、その影響で水道管が切断され、その水により盛土が崩壊したものと考えられる。また、地盤には砂層が狭在しており液状化も発生した可能性がある。宮城県沖地震での旧河川での被害と同様に、池や河川上に盛土した箇所は大きな被害に至りやすいことがわかる。



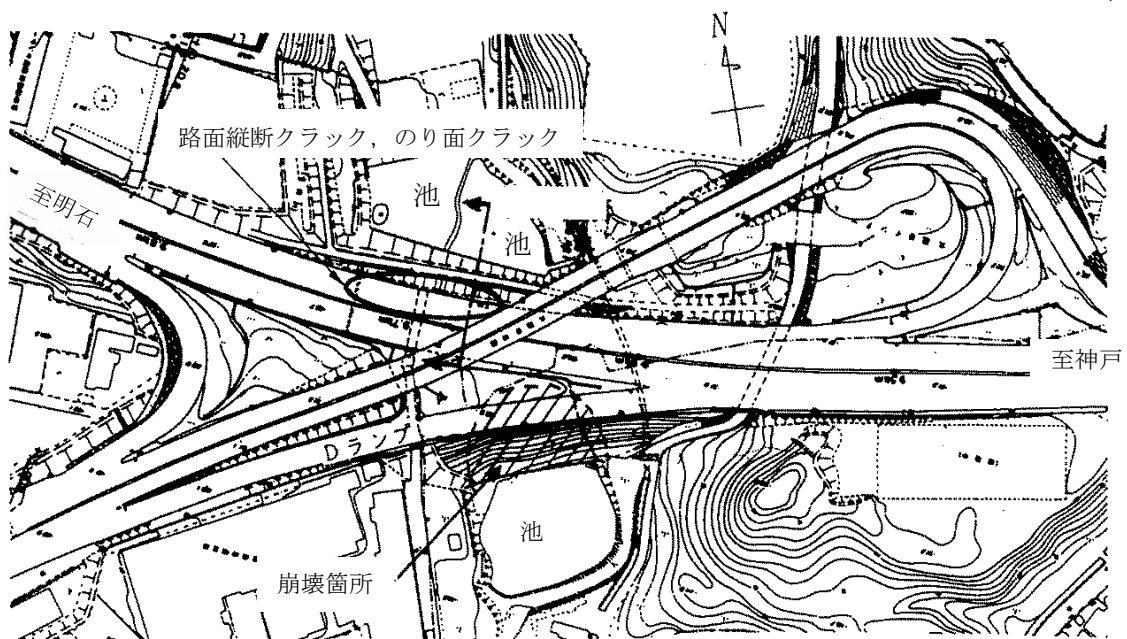


図-3.24 第二神明道路大蔵谷 IC 被害状況<sup>3)</sup>



図-3.25 第二神明大蔵谷 IC 盛土崩壊状況

### (3) 第二神明道路 17.1KP～17.4KP の盛土変形

当該箇所は、 $N$  値 3 以下（深さ 1m 程度）の軟弱な湿地地盤上に、高さ約 12m の盛土が施工されている。全体の被害状況を図-3.26 に、地盤調査結果を図-3.27 に示す。

原因としては、傾斜した地盤上に軟弱層が堆積した地盤であり、地震動により側方変形および沈下によって、盛土および路面にクラックが発生したものである。また、カルバートの基礎地盤は良質材による置換え工が施工されていることから、沈下は生じていないが、地盤の水平方向の移動によって目地の開きが生じたものであると思われる。（図-3.28 参照）。

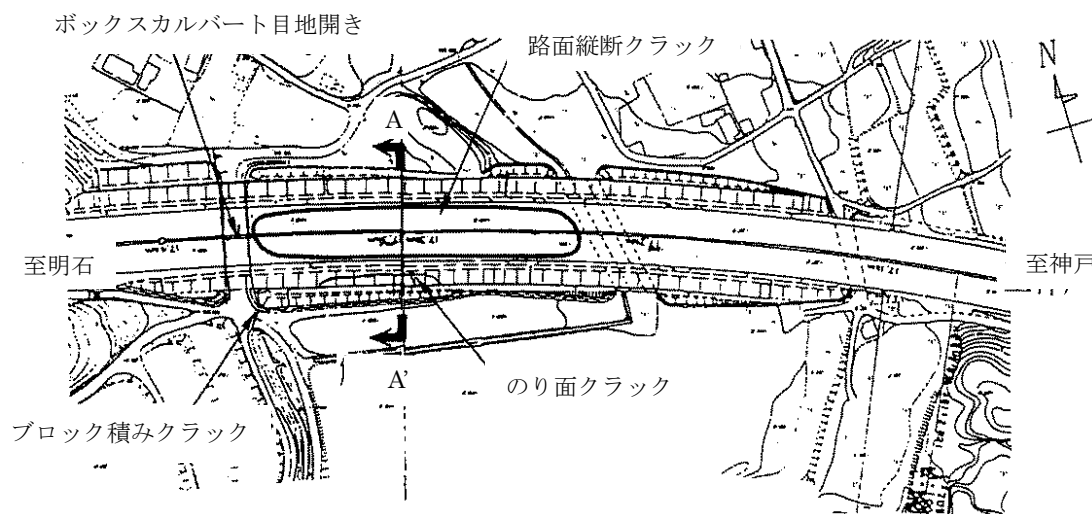


図-3.26 第二神明道路 17.1KP 被害状況<sup>3)</sup>

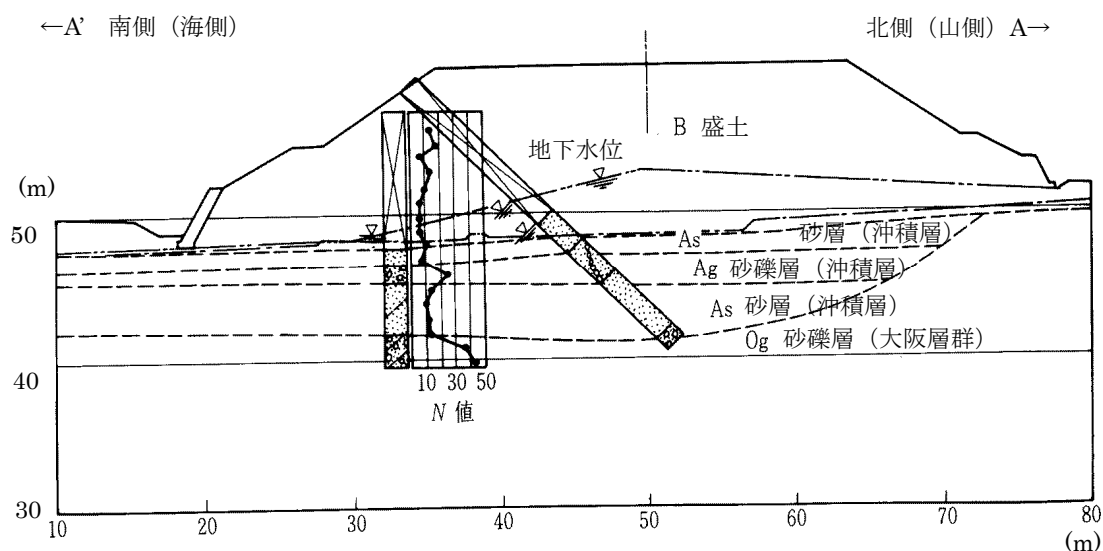


図-3.27 17.1KP 地質横断面図<sup>3)</sup>に加筆



図-3.28 17.1KP 盛土変形状況

#### (4) 兵庫県南部地震における土工部の被害のまとめと今後の課題

日本道路公団本社震災対策技術検討委員会にて取りまとめられた内容を以下に示す。

##### 1) 損傷が軽微であった構造物および条件

- ・一般的な形状で、締固め、段切りおよび地下排水工などを基準どおり施工している盛土
- ・軟弱地盤上の盛土においては、通常の盛土形状では軽微なクラックおよび段差が発生する程度であり、大きな崩壊に至る可能性は少ない。
- ・これまでに軟弱地盤上の盛土において行ってきた施工上の工夫（押さえ盛土、敷網工およびサンドマットの透水性の改善）が耐震上もっとも有効である。

##### 2) 大きな被害が発生しやすい構造物および条件

- ・一般的な地盤条件においては、片切片盛等の腹付盛土を行った場合。
- ・傾斜地盤に堆積した軟弱地盤上の盛土。

##### 3) 今後の検討課題

- ・地震時の盛土のすべり安定性および対策の検討、ならびにその際の地震力の設定および地盤が液状化する場合のせん断抵抗等の評価に関する検討。
- ・片切片盛のような腹付盛土の場合に、どの程度の地山勾配や盛土の土質・形状が損傷を受ける可能性が大きいのか、これまでの事例の整理・解析に基づく指標の検討。

ただし、港湾施設の液状化被害などが顕著であったことから、液状化対策が優先課題とされ、上記の検討課題については、第2章に述べたように、道路土工構造物は修復性が高いこともあり、耐震性の向上について積極的に検討されてこなかった。

### 3.3 2004 年新潟県中越地震における盛土構造物の被害

#### 3.3.1 地震の概要

平成 16 年 10 月 23 日、午後 5 時 56 分頃に発生した新潟県中越地震は、長岡平野東縁に位置する東山丘陵（旧山古志村）直下の震源断層により発生した。地震の規模は M6.8、震源の深さは約 13km で、この地震により、震源地に近い川口町では、震度計による観測が始まって以来、初めて最大震度 7 が観測された。小千谷市、旧山古志村で震度 6 強、十日町市、刈羽村、長岡市などで震度 6 弱を観測したほか、東北地方から近畿地方にかけて震度 1 から 5 強を観測した。越後川口 IC で最大 698gal、長岡 IC で 437.7gal であった。図-3.29 に震度分布図および各 IC で計測された震度を示す。また、図-3.30 に余震の分布図を示す。

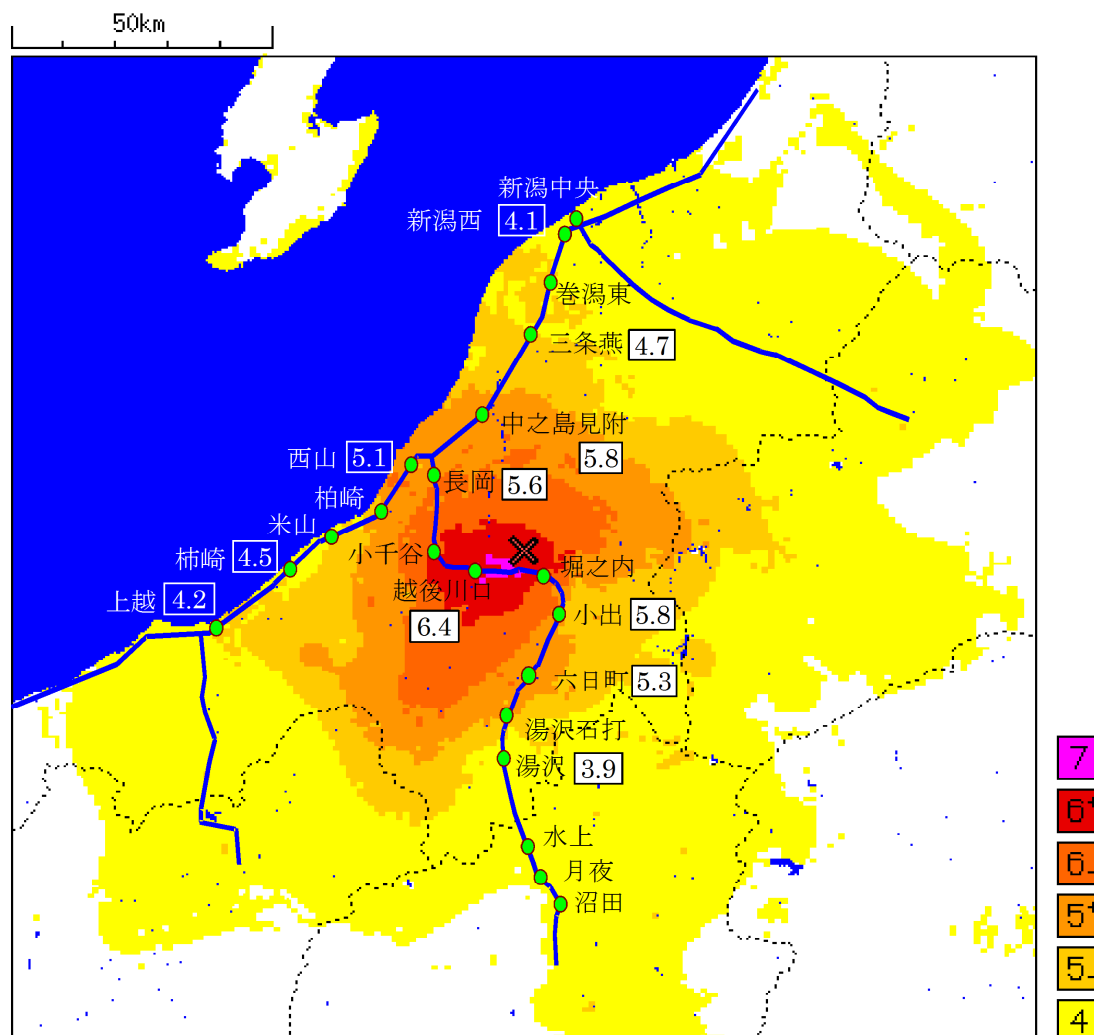


図-3.29 新潟県中越地震の計測震度の分布および各 IC での計測震度

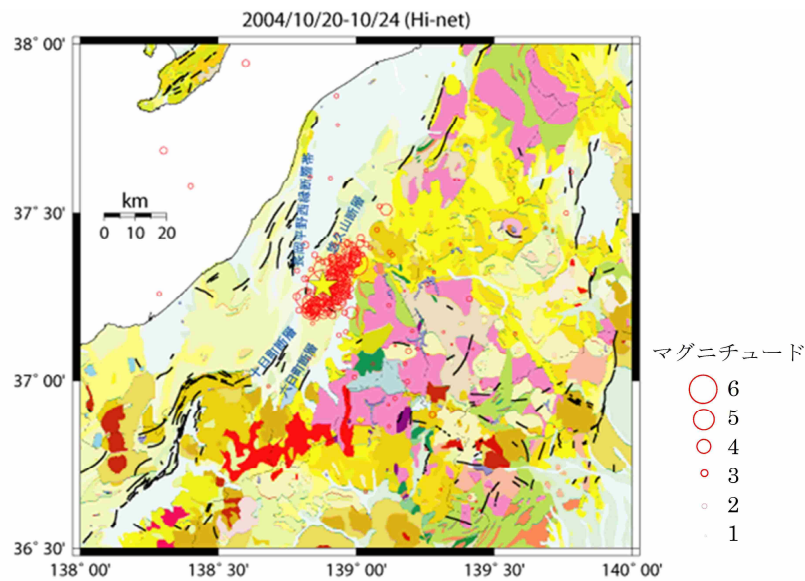


図-3.30 新潟県中越地震の余震分布<sup>4)</sup>

被害は、山間部直下で発生したマグニチュード 6.8 の地震と、その後の度重なる大きな余震によって、山間部のいたる箇所では自然斜面や道路盛土が崩落した。平地の都市部においては、道路の下への埋め戻し土が沈下して道路が陥没した。このため、交通網が寸断され、交通やライフラインは不通となった箇所が多い。また、JR 上越新幹線の浦佐～長岡間においては、新幹線開通以来、営業中初めての脱線事故が発生した。

#### (1) 被害状況

高速道路では震源近くを通過している関越自動車道を中心に多数の路面段差や数箇所の盛土崩壊が発生し、橋梁についても支承部などに被害を受けた。10 月 23 日 17 時 56 分頃の地震直後には、関越自動車道および北陸自動車道をはじめとした 6 路線、延長約 580km が通行止めとなった。しかし、土工構造物の甚大な被害にもかかわらず約 19 時間後の 10 月 24 日 13 時には関越自動車道及び北陸自動車道を「緊急交通路」として確保した。

その後、甚大な被害区間が短かった北陸自動車道については、約 76 時間後の 10 月 26 日に応急復旧工事を概ね完了させて通行止めを解除した。被災規模が大きかった関越自動車道についても、約 13 日後の 11 月 5 日に片側 1 車線の暫定で通行止めを解除し、本格的に降雪が始まる前の 11 月 26 日には全線 4 車線を確保するに至った<sup>5)</sup>。

新潟県中越地震により被害が多く発生した区間は、関越自動車道 六日町 IC～長岡 JCT 間 (59.2km)、北陸自動車道 柏崎 IC～三条燕 IC 間 (50.3km) である。

この区間は主に丘陵地～平地部を通過しており、道路構造としては、盛土や切土などの土工構造物が大半を占めている。特に被災が著しい箇所は、関越道 堀之内 IC～越後川口 IC 間、山本山トンネル～山谷 PA 間、北陸道 大積 PA～長岡 JCT 間である。全体の被害概要を表-3.7 に、土工部における特に変状が大きかった被害箇所の位置を図-3.31 に示す。



表-3.7 新潟県中越地震被害概要

構造物別		走行上支障有り	走行上支障無し	不明	計
路面		141	132	27	300
のり面	盛土	5	348		353
	切土	0	11		11
橋梁	上部工	17	157		174
	下部工	0	86		86
	支承	38	334		372
トンネル		0	3		3
横断構造物		16	97		113
その他土木		0	210		210
施設関係		1	389		340
合 計		218 (10.9%)	1,767 (87.8%)	27 (1.3%)	2,012

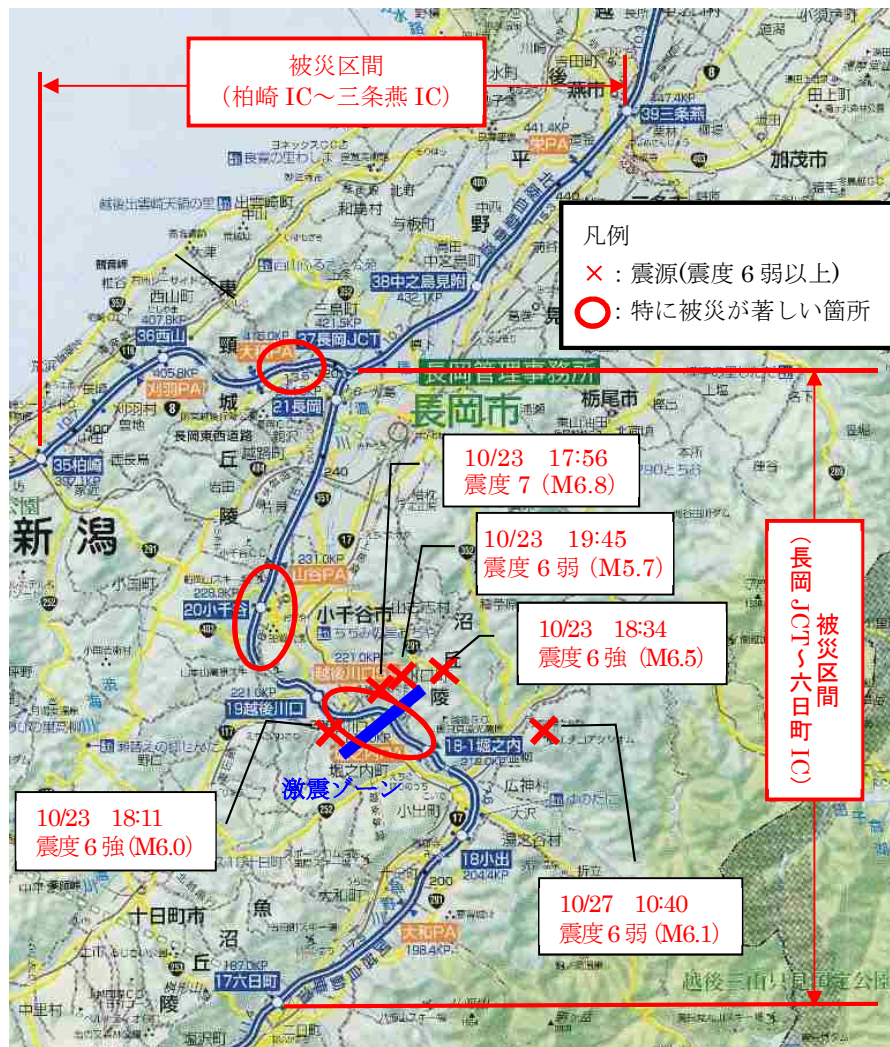


図-3.31 新潟県中越地震における高速道路土工部の被害箇所<sup>5)</sup>

被害は、橋梁、トンネル、切土・盛土・擁壁・ボックスカルバートなどの横断構造物、交通管理施設、通信施設など、それぞれに損傷が認められ、特に沢地形の片切片盛部の盛土や、横断構造物の箇所、橋梁取付部など、盛土材料と強度の異なる構造物との境界部に変状が目立った。橋梁においては、下部工、支承に被害は認められるものの、緊急交通路として支障となる損傷ではなかった。トンネルも多少のクラックが認められる程度であり、切土の被災も軽微であり走行に支障が出るほどの変状は発生しなかった。

## (2) 地形・地質概要

高速道路被災区間のおもな地質は、関越自動車道六日町 IC～山本山トンネル（小千谷 IC から東京側に約 3km）間および北陸自動車道（柏崎 IC～三条燕 IC 間）の切土部は、新第三紀以降の未固結ないし固結度の低い魚沼層（砂岩・泥岩・礫岩互層）により構成されている。また、関越自動車道 山本山トンネル～長岡 JCT（全て盛土区間）および北陸自動車道の盛土区間は、新第三紀以降の魚沼層を基盤層とし、この上部に不整合に発達する沖積層（粘性土・砂・砂岩・砂礫・腐植土）から形成されている軟弱な地盤である。

### 3.3.2 盛土部における被災状況

被災の特徴について地盤条件、盛土断面別に整理すると、

- 1) 被災は、盛土区間の路面段差や縦断クラックが主体（図-3.32）であり、沢部など地下水が集中しやすい箇所などでは、盛土全体が崩壊する大規模な損傷も発生している。
- 2) 大規模な被災は、震源に近く「激震ゾーン」（図-3.31 参照）と呼ばれる関越道の越後川口 IC～堀之内 IC 間に集中して発生した（図-3.33）。
- 3) 軟弱地盤区間において路面の不陸や、横断構造物のカルバートボックスや排水パイプなどの、施工目地部の開きや破壊などの損傷が発生した（図-3.34、図-3.35）。



図-3.32 路面の段差<sup>5)</sup>



図-3.33 大規模な盛土崩壊<sup>5)</sup>



図-3.34 路面の不陸



図-3.35 カルバートボックスの目開き<sup>5)</sup>

### (1) 盛土の被害の分類

被害要因分析などを実施するにあたり、盛土の被災状況を地盤や地形などの条件から、以下に示す3種のタイプに分類した。

- 1) 山間部における緩やかな傾斜地盤上の盛土の被災 [タイプ1]
- 2) 平地部における平坦な地盤上の盛土のうち、
  - ・比較的良好な地盤上の盛土の被災 [タイプ2]
  - ・軟弱な地盤上の盛土の被災 [タイプ3]

#### ① タイプ1の被災状況

山間部を通過する堀之内地区付近周辺は、緩やかな傾斜地盤上に盛土が構築されている箇所である。この区間をタイプ1とする。タイプ1に分類される箇所では、走行車線まで達する大規模な崩壊が数箇所発生した（図-3.36、図-3.37）。

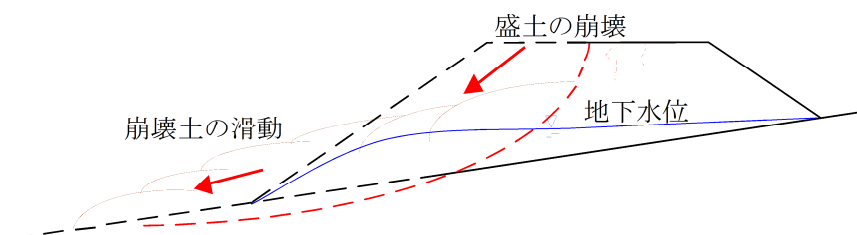


図-3.36 タイプ1の変状概念図<sup>6)</sup>



図-3.37 タイプ1の変状状況



## ② タイプ2の被災状況

堀之内 IC を過ぎた辺りから芋川橋までの区間および、山本山トンネル新潟側坑口から数キロの区間の地盤は、ボーリング調査などの結果から砂礫など比較的良好な地盤であり、この区間をタイプ2とする。タイプ2に分類される箇所では、カルバートボックスなど横断構造物の目地の開きや、沈下による交差道路との段差は小さいにもかかわらず、高速道路本線のカルバートボックス部の段差は大きいものとなった（図-3.32 参照）。タイプ2の変状概念図を図-3.38 に示す。

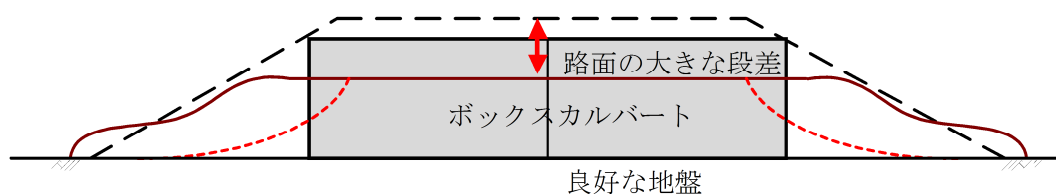


図-3.38 タイプ2の変状概念図<sup>6)</sup>

## ③ タイプ3の被災状況

山本山トンネル新潟側坑口から数キロの茶郷川から長岡までの区間は、比較적軟弱な地盤である。そのうち、小千谷 IC 周辺は粘性土を主体とした地盤であり、小千谷 IC から 1km 程度から徐々に砂質土主体の地盤になっている。盛土材料には風化作用を受けた砂、粘土または砂質ロームなどが主に用いられている。この区間をタイプ3とする。

タイプ3に分類される箇所では、タイプ2とは異なり、カルバートボックスなど横断構造物の目地の開きや、交差道路とカルバートボックス部の段差が顕著であった（図-3.34, 図-3.35 参照）。タイプ3における変状概念図を図-3.39 に示す。

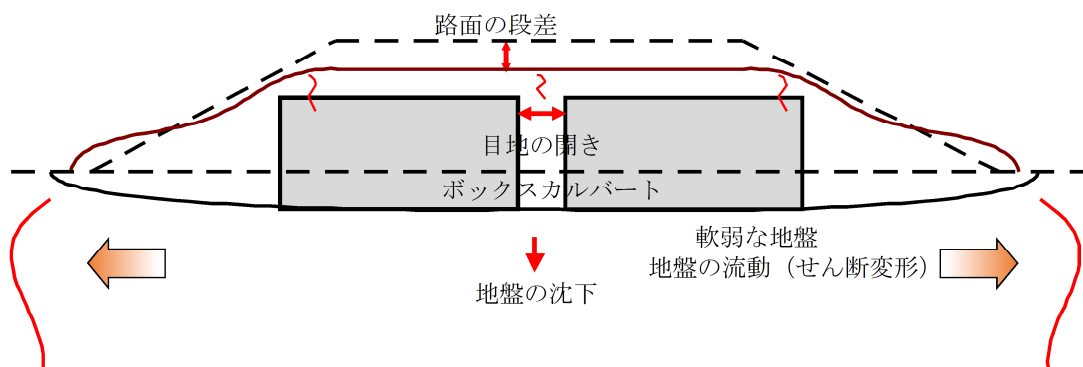


図-3.39 タイプ3の変状概念図<sup>6)</sup>

のり面崩壊箇所および段差発生箇所をタイプ 1, 2, 3 に分類したものを図-3.40 に示す。図より、のり面の崩壊はタイプ 1 の箇所に集中し、切盛境に発生する 40cm を超えるのり面段差もタイプ 1 に集中している。また、ボックスカルバートとの擦り付け部に発生する段差は、タイプ 2, 3 で段差量が大きくなっている。

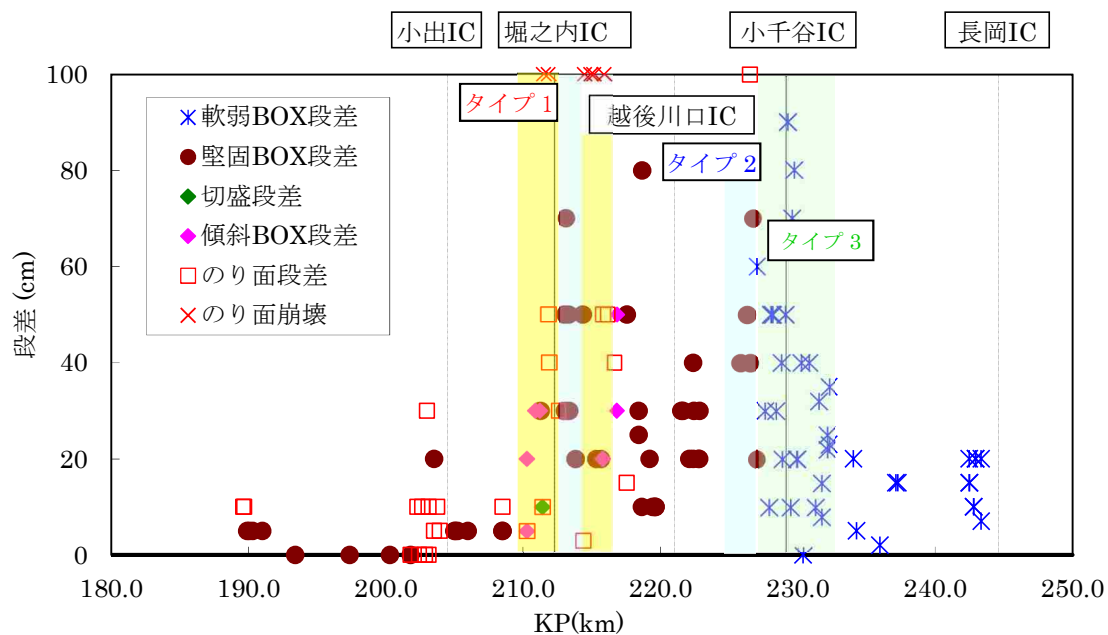
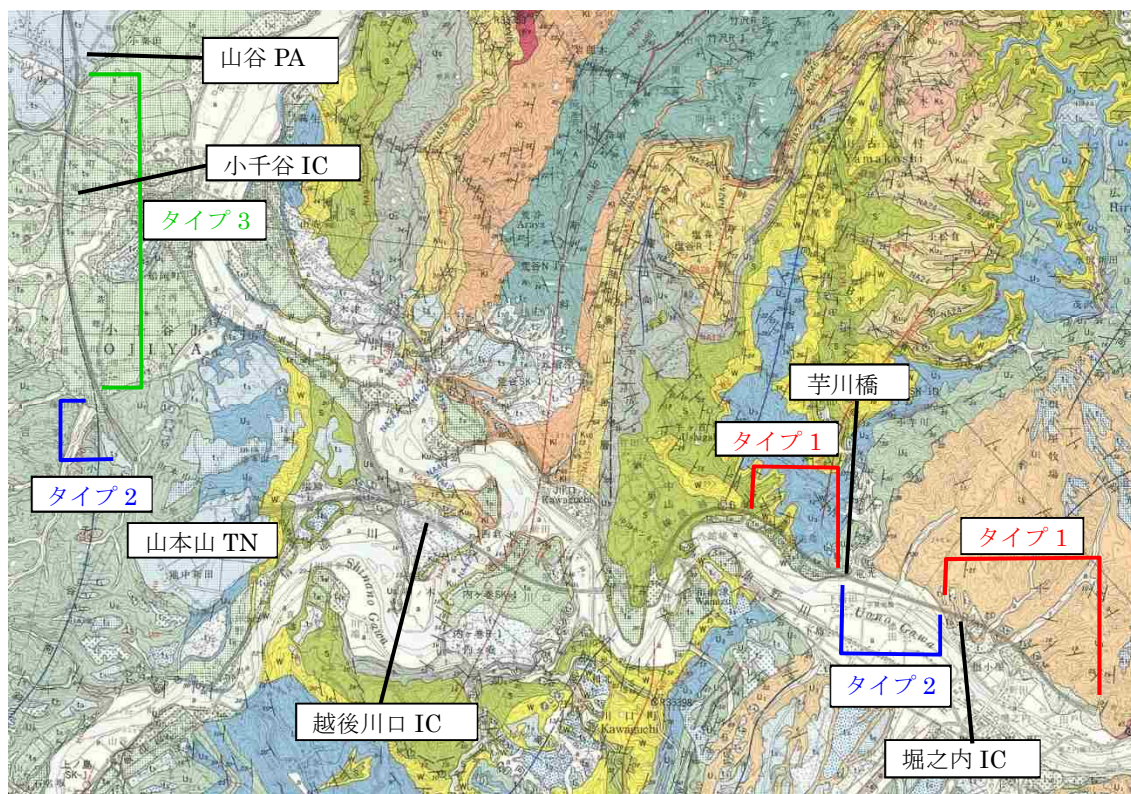


図-3.40 路面段差の発生状況

## (2) 盛土の被災タイプと地質との関係

これらの 3 タイプの変状を、地質との関係で整理した (図-3.41)。タイプ 1 の区間は、魚野川の更新世の段丘礫上を通過している箇所となる。タイプ 2 の区間は、堀之内 IC から芋川橋間は、魚野川沿いを、山本山トンネルから小千谷 IC 方面は、魚沼層を通過しており、いずれの区間も両側盛土となっている。タイプ 3 の区間は、完新世の段丘堆積物が主体であるが、小千谷 IC 付近など、河川沿いには氾濫堆積物から構成されている。

堀之内 IC 付近の地質構成 (タイプ 1, 2) を図-3.42 に示す。タイプ 1 の区間は、盛土内水位が高く、盛土材料は段丘礫区間での発生土を利用していると思われ、玉石や砂礫、シルトなど粒径幅が広い。タイプ 2 の区間は、地下水位は基礎地盤内にある。盛土材料はシルト質砂が主体となっている。基礎地盤はいずれの区間も、礫質土、砂質土と比較的堅固である。また、盛土材料はシルト分質砂が主体となっている。

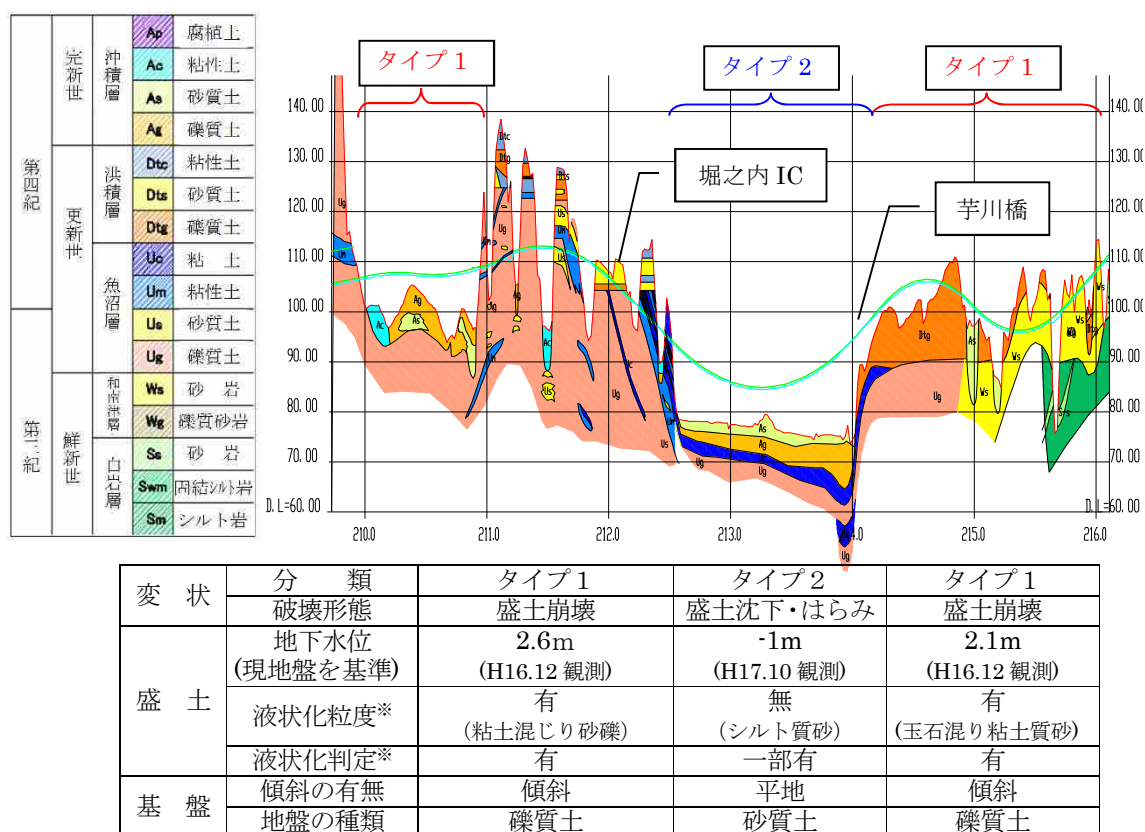


# 凡例

氾濫原堆積物 Flood plane deposits	a	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	海成シルト砂相 Marine silt and sand facies	U <sub>3</sub>	海成シルト・砂及び礫(非海成シルト及び砂を伴う) Marine silt, sand and gravel (with non-marine silt and sand)
崖錐及び沖積堆積物 Talus and alluvial cone deposits	f	岩屑・礫及び砂 Debris, gravel and sand	砂シルト相 Sand and silt facies	U <sub>2</sub>	シルト・砂及び礫 Silt, sand and gravel
扇状地堆積物 Fan deposits	f <sub>2</sub>	礫及び砂 Gravel and sand	礫シルト相 Gravel and silt facies	U <sub>1</sub>	礫・シルト及び砂 Gravel, silt and sand
T <sub>10</sub> 段丘堆積物 T <sub>10</sub> terrace deposits	f <sub>1</sub>	礫及び砂 Gravel and sand	和南津層 Wanazu Formation	W	砂岩 Sandstone
T <sub>9</sub> 段丘堆積物 T <sub>9</sub> terrace deposits	t <sub>10</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	白岩層 Shiroiwa Formation	Wy	安山岩貫火山角礫岩 Andesitic volcanic breccia
T <sub>8</sub> 段丘堆積物 T <sub>8</sub> terrace deposits	t <sub>9</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	牛ヶ首層 Ushigakubi Formation	S	砂質泥岩及び砂質泥岩細粒砂岩互層 Sandy mudstone, and thinly interbedded sandy mudstone and fine-grained sandstone
更新世土すべり堆積物 Pleistocene landslide deposits	t <sub>8</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt		Sv	安山岩貫火山角礫岩 Andesitic volcanic breccia
未区分段丘堆積物 Unclassified terrace deposits	t <sub>7</sub>	岩屑及び崩積土 Debris and colluvial soil		U <sub>5</sub>	塊状泥岩(一部砂岩を挟む) Massive mudstone (intercalating sandstone in part)
T <sub>7</sub> 段丘堆積物 T <sub>7</sub> terrace deposits	t <sub>6</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	川口層 Kawaguchi Formation	Ks	砂岩 Sandstone
T <sub>6</sub> 段丘堆積物 T <sub>6</sub> terrace deposits	t <sub>5</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	上部 Upper part	Ku <sub>2</sub>	砂質泥岩優勢砂岩砂質泥岩互層 Sandy mudstone interbedded with sandstone
T <sub>5</sub> 段丘堆積物 T <sub>5</sub> terrace deposits	t <sub>4</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt	下部 Lower part	Ku <sub>1</sub>	泥岩優勢砂岩互層 Mudstone interbedded with sandstone
T <sub>4</sub> 段丘堆積物 T <sub>4</sub> terrace deposits	t <sub>3</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt		Kv	デイサイト貫火山角礫岩 Dacitic volcanic breccia
T <sub>3</sub> 段丘堆積物 T <sub>3</sub> terrace deposits	t <sub>2</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt		Kl	砂岩優勢砂岩泥岩互層 Sandstone interbedded with mudstone
T <sub>2</sub> 段丘堆積物 T <sub>2</sub> terrace deposits	t <sub>1</sub>	礫・砂及びシルト Gravel, sand and silt			
T <sub>1</sub> 段丘堆積物 T <sub>1</sub> terrace deposits	t <sub>0</sub>	礫 Gravel			

図-3.41 3つの変状タイプと地質の関係 <sup>7)</sup>に加筆





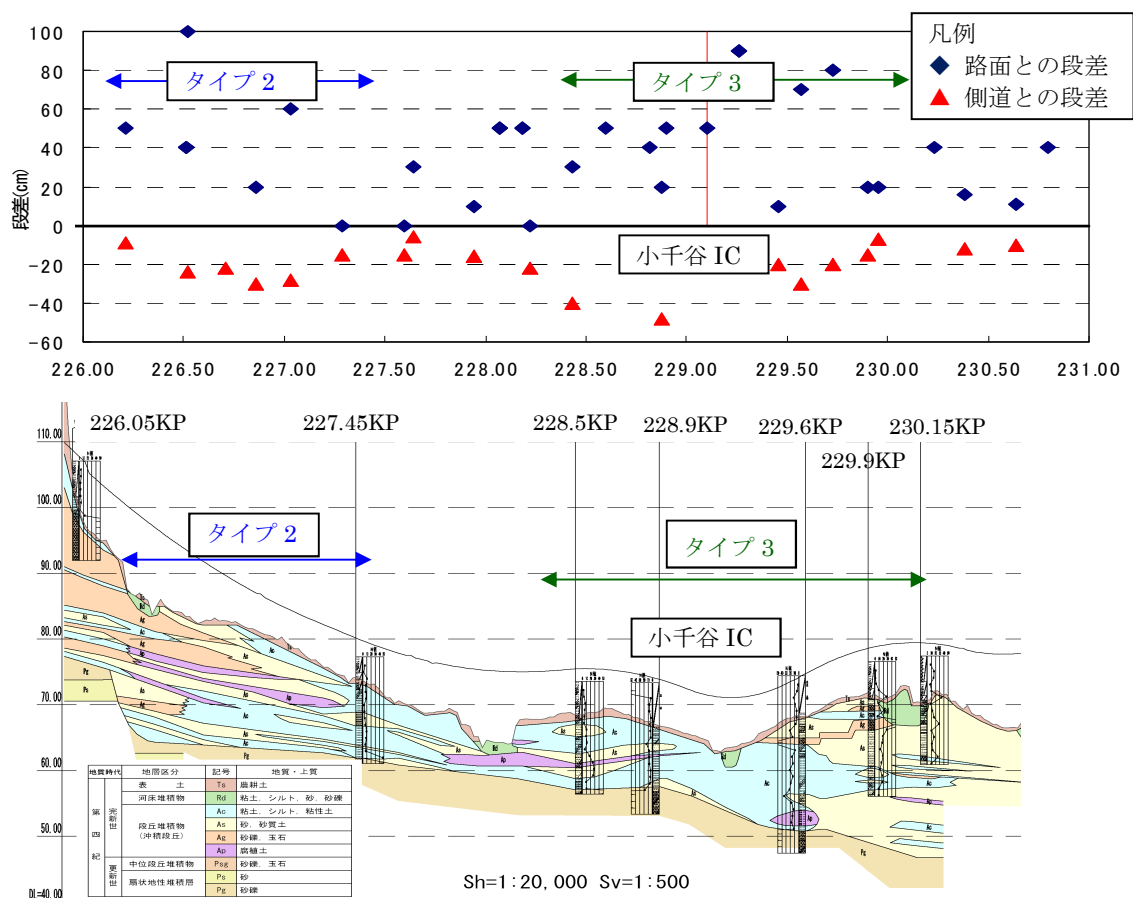
※盛土材料の評価方法の一つとして実施したもの

図-3.42 堀之内地区の地質縦断面図<sup>5)</sup>

また、小千谷 IC 付近の地質構成（タイプ 2、3）を図-3.43 に示す。図上部には、カルバート前後の路面段差と高速道路盛土の沈下により発生した側道とカルバートとの段差を併せて示している。カルバート周辺の段差に着目した理由は、カルバートは直接基礎であり、地盤の変形に追従するため、盛土の荷重が載荷されていない側道部との沈下を計測することで地盤の沈下量が推定できる。また、高速道路路面の段差を足し合わせることで、高速道路全体がどれくらい沈下したのかが、推定できると考えたためである。

タイプ 2 の区間は、盛土材料はシルト質砂が主体であり、盛土内に宙水がある箇所もある。基礎地盤は砂礫、玉石である。タイプ 3 の区間は、盛土材料は粘性土が主体であり、盛土内に地盤から 2～3m の高さに水位が確認されている。盛土基礎地盤は、小千谷 IC 付近は粘性土が主体であるが、長岡 IC 方向に向かうにつれて砂質土が主体となっている。路面段差と側道との段差が、盛土自体が沈下した量となるが、粘性土地盤が厚く堆積している小千谷 IC 付近が、最も盛土が沈下している。タイプ 2 およびタイプ 3 の砂質土が主体となっている区間は、粘性土地盤と比較して路面の段差の方が大きい傾向がある。

また、地盤の沈下は粘性土が厚く堆積している小千谷 IC 付近が大きく、地盤の変形した箇所の高速道路路面の段差はタイプ 2 と比べ小さい傾向が見られる。



変 状	分 類	タイプ2	タイプ3	タイプ3
	破壊形態	盛土沈下・はらみ	地盤地下流動	地盤地下流動
盛 土	地下水位 (現地盤を基準)	3.1m (宙水) (H17.10 観測)	2.8m (H16.12 観測)	2.1m (H16.12 観測)
	液状化粒度※	有 (シルト質砂)	無 (粘性土)	有 (粘性土)
	液状化判定※	一部有	無	有
基 盤	傾斜の有無	平地	平地	平地
	地盤の種類	砂礫、玉石	粘性土	砂質土

※盛土材料の評価方法の一つとして実施したもの

図-3.43 小千谷地区の地質縦断面図<sup>5)</sup>

### 3.3.3 中越地震における盛土被害のまとめと課題

中越地震は山間部で直下型地震であり、震源に直近している北陸地方への大動脈である関越自動車の盛土が大きく崩壊した。過去の直下型地震での盛土被害は、兵庫県南部地震のような都市部の比較的平坦な地盤であったことや、震源に近い場所に高速道路などの幹線道路が無かったこともあり、耐震性が大きくクローズアップされなかったと考えられる。一方、盛土が崩壊した箇所は、傾斜地盤上の盛土や、盛土が飽和状態に近いこと、切盛境や構造物との段差が多く発生したことおよび、軟弱地盤の変形に伴う盛土の沈下、変形など今までの盛土被害と同様な条件での被害であり、中越地震特有の課題は発生していないと考えられる。

### 3.4 2007 年新潟県中越沖地震における盛土構造物の被害

#### 3.4.1 地震の概要

平成 19 年 7 月 16 日、午前 10 時 13 分頃に発生した新潟県中越沖地震は、新潟県中越地方の沖で、M6.8、震源の深さは約 17km で、この地震により、柏崎市、刈羽村、長岡市と長野県飯網町において最大震度 6 強が観測され、上越市、小千谷市などで震度 6 弱が観測された。高速道路では、西山 IC で最大 894gal、柏崎 IC で 535gal であった。図-3.44 に震度分布図を、図-3.45 に余震の分布図を示す。

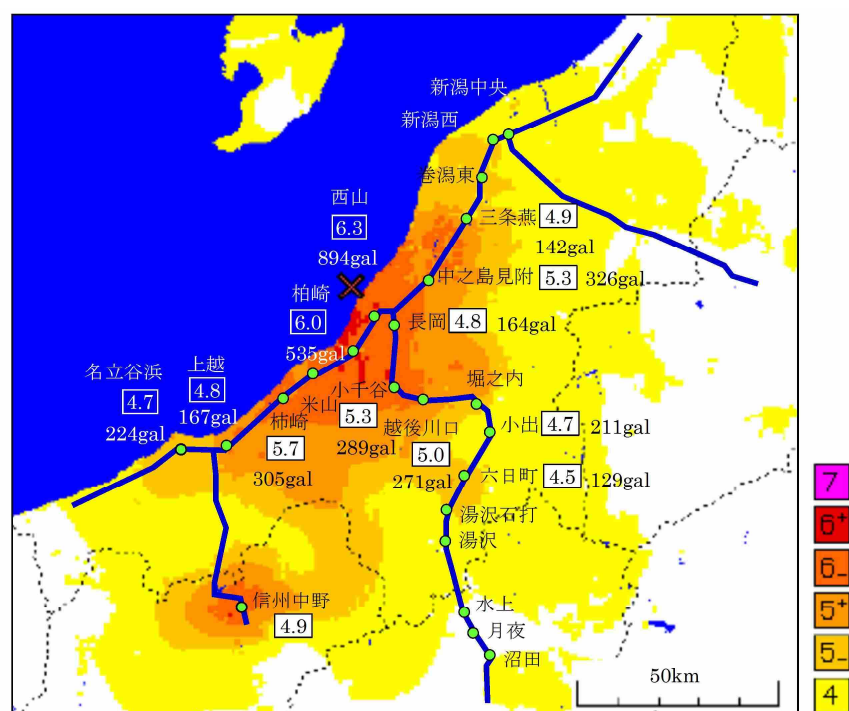


図-3.44 新潟県中越沖地震の計測震度の分布および各 IC での計測震度 <sup>8)</sup>に加筆

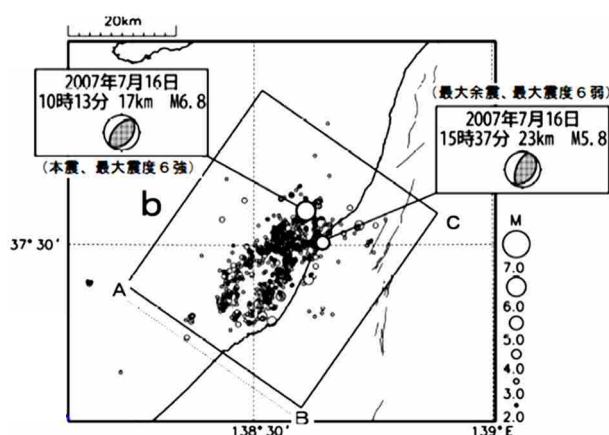


図-3.45 「平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震」とその余震の震央分布図 <sup>9)</sup>  
(M2 以上, 2007 年 7 月 16 日以降, 深さ 40km 以浅)

被害区間は、北陸自動車道能生 IC～長岡 JCT 間の約 95km にわたり、路面の段差やクラック、橋梁の支承等の破損、トンネルの覆工コンクリートの剥落など様々な被害が発生し、被害箇所数は走行の支障の無い軽微な損傷まで含めると約 330 ヶ所の被災となった。特に、震源に近い柏崎 IC～大積 PA 間約 18km に被害が集中している。西山 IC～柏崎 IC 間は、河川による氾濫源性低地を主体とした粘性土が厚く堆積する軟弱地盤で、場所によっては軟弱層厚が 50m に達する箇所もある（図-3.51 参照）。道路構造としては、盛土や切土などの土構造物が 8 割を占めている。全体の被害概要を表-3.8 に、土工部で特に変状が大きかった被害箇所を図-3.46 に示す。

表-3.8 新潟県中越沖地震被害概要

構造物別	走行上 支障有り	走行上 支障無し	不明	計	支障有りの判断
路 面	150	42	32	224	段差 2cm
				36%	補修比率(補修/全長)
のり面	盛土	2		2	一部の崩壊：支障無
	切土	0		11	部分崩壊：支障有
橋 梁（橋）	12	9	3	24	
トンネル	4	1		5	覆工の大きな剥落
その他土木	0	2		2	トンネル漏水
施設関係	0	74		74	
合 計	166(50.5%)	128(38.9%)	35(10.6%)	329	

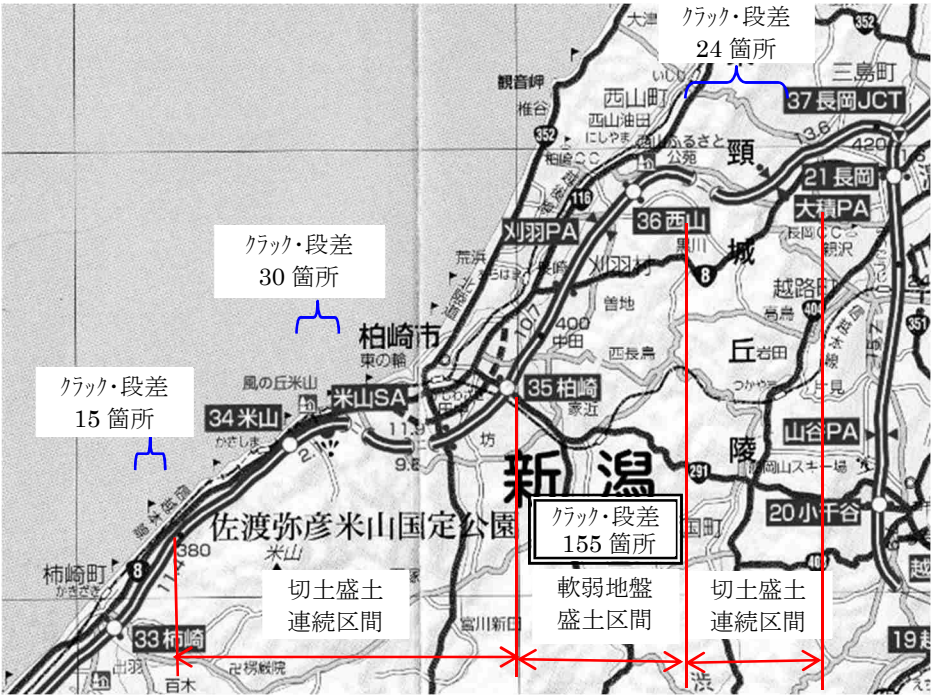


図-3.46 震源と高速道路の被災区間との位置



軟弱地盤上の盛土が連続する西山 IC～柏崎 IC 間の被災は、ボックスカルバートや橋梁取付け部などで路面の段差・クラックなどの損傷が発生した（図-3.47，図-3.48）。

また，山間部の切土盛土が連続する，大積 PA～西山 IC 間および柏崎 IC～姉崎 IC 間の被災は，切土と盛土の境部付近にクラックや段差が発生している（図-3.49）。沢部など地下水が集中しやすい箇所などでは，盛土のり面の表層部が崩落する損傷も発生している（図-3.50）。



図-3.47 構造物取付け部の段差



図-3.48 軟弱地盤での不陸



図-3.49 路面の段差



図-3.50 のり面の表層崩落



### 3.4.2 被災箇所の調査

#### (1) 構造物取付け部の段差

北陸自動車道西山 IC～柏崎 IC 間にかけての軟弱地盤部を通過する区間においては、橋梁やボックスカルバートなどの構造物取付け部において段差が発生した。建設時の土質調査によると粘性土が厚く堆積する軟弱地盤であり、ほぼ全延長にわたり側道を兼ねた押さえ盛土が安定対策として施工されている。図-3.51 に地質縦断面図を、図-3.52 に標準的な横断面図を示す。

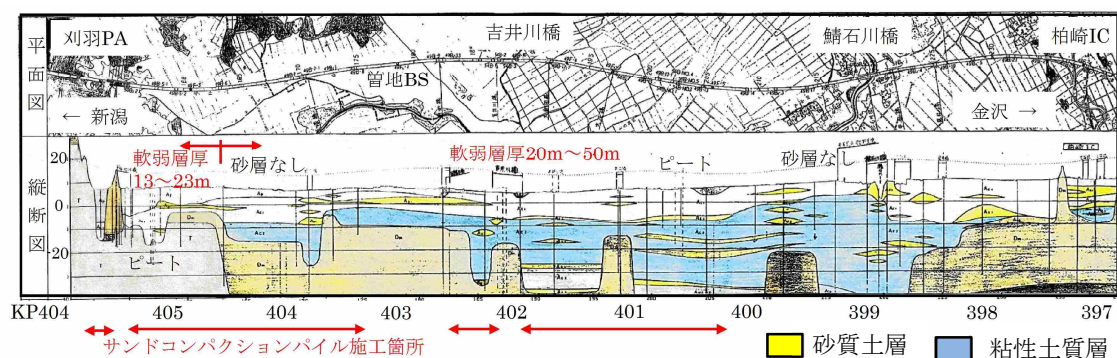


図-3.51 地質縦断面図（西山 IC～柏崎 IC 間）

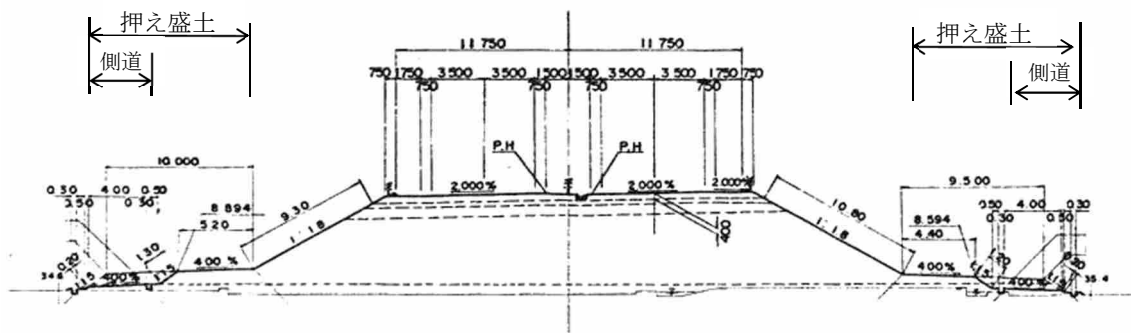


図-3.52 断面図（側道兼用押え盛土）

また、刈羽 PA 周辺や吉井川周辺などには、部分的に有機質土が分布しており、建設時に 4.7km にわたってサンドコンパクションによる安定対策が実施されている（図-3.53）。

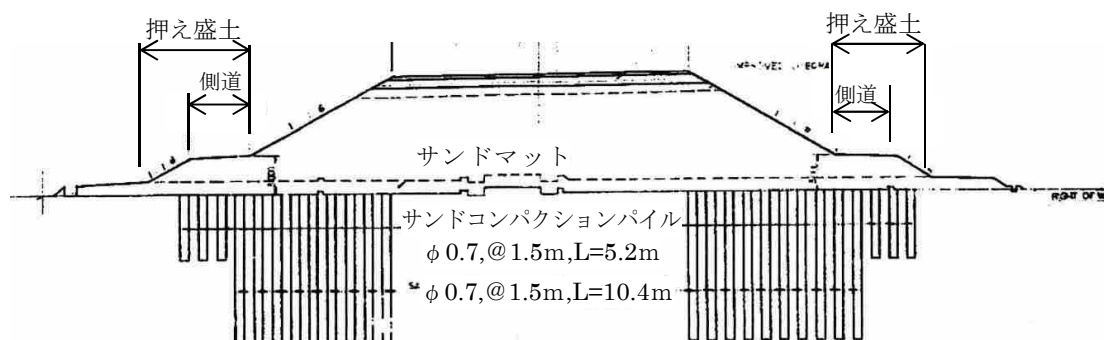


図-3.53 断面図（側道兼用押え盛土＋サンドコンパクション）

地震直後の緊急点検時に計測した構造物取付け部の段差の概略値を図-3.55 に示す。参考に中越地震における段差量も併せて記載している。概ね、震源近くの西山 IC に近づくにつれ段差量は大きくなっている傾向がある。また、図-3.51 の軟弱地盤層厚と比較すると軟弱層厚は柏崎 IC に向かうにつれ厚く堆積しているが、段差量は西山 IC よりの方が大きい傾向にあり、軟弱地盤の層厚との関連性は低いと考えられる。

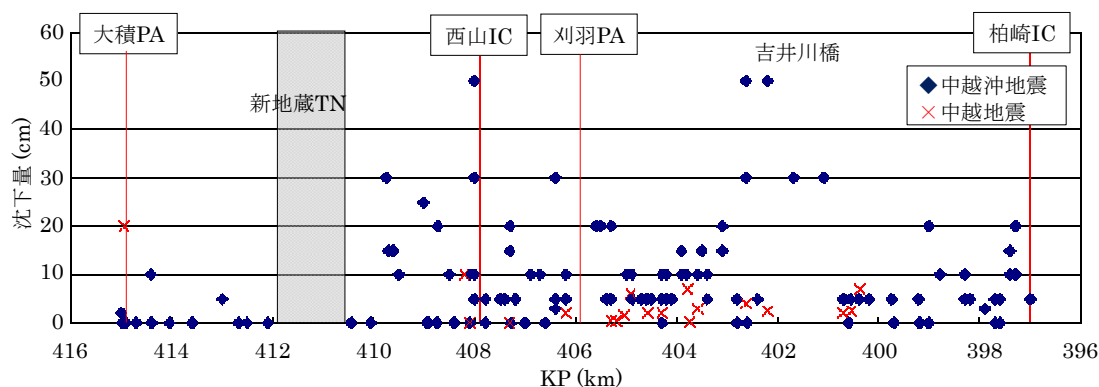


図-3.54 路面段差（大積 PA～柏崎 IC）

## (2) 切盛境部での損傷

山間部を通過する区間では、切盛境部のクラックや段差などの損傷が目立った。その中で比較的損傷規模の大きい箇所は、大積 PA 付近の変状および西山 IC 付近の 2 箇所である。

大積 PA 付近の変状箇所の平面図および横断図を図-3.55、図-3.56 に、損傷状況を図-3.57 に示す。当該箇所は片切片盛区間の盛土のり面表層部が約 30m に亘って崩落した。また、建設時に 10m 間隔で地下排水工が施工されていたが、崩落により突出した有孔管から湧水が確認された（図-3.58）。また、変状箇所付近の切土部において、平成 9 年にのり面対策として水抜き工を施工していることから、地山からの水の供給は多いと考えられる。そのことが損傷に至った大きな要因と推察される。

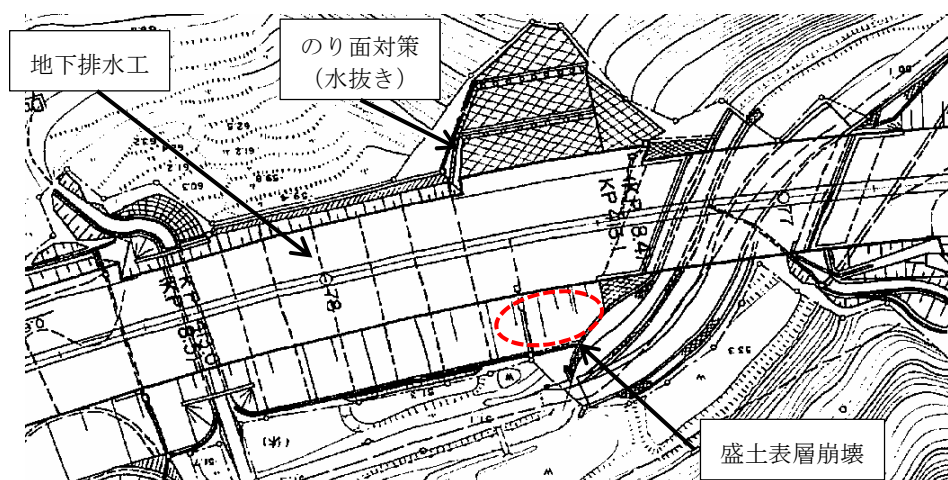


図-3.55 盛土変状箇所

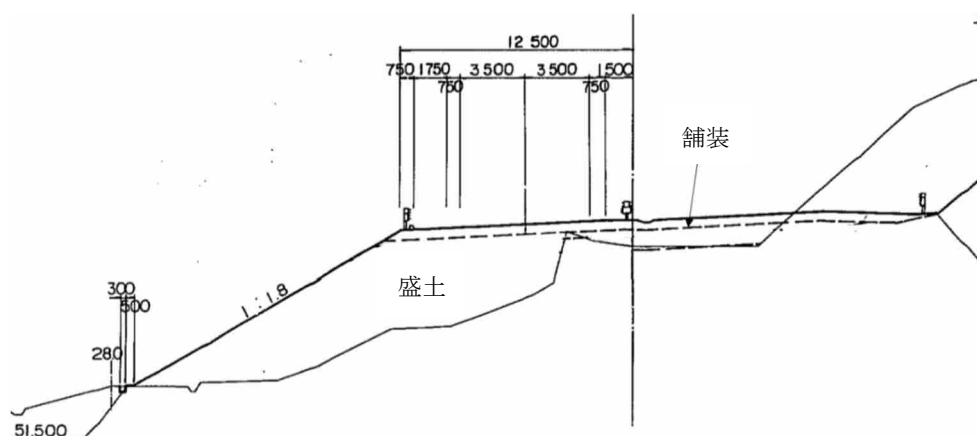


図-3.56 被災箇所の横断図



図-3.57 損傷箇所の全景



図-3.58 建設時の地下排水工

西山 IC 付近の変状箇所の平面図を図-3.59 に示す。損傷は片切片盛区間の盛土部において路面の不陸（図-3.60）および、追越車線部の縦断方向のクラックが発生した。盛土のり肩付近にはのり面の亀裂が確認され（図-3.61）、のり尻には約 5m の範囲で 50cm 程度の隆起が確認された。

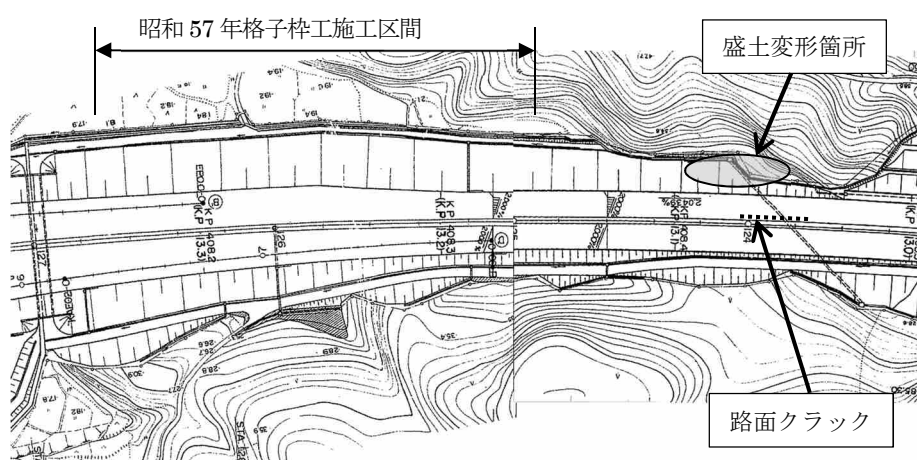


図-3.59 盛土変状箇所





図-3.60 路面の不陸



図-3.61 盛土のり面の亀裂

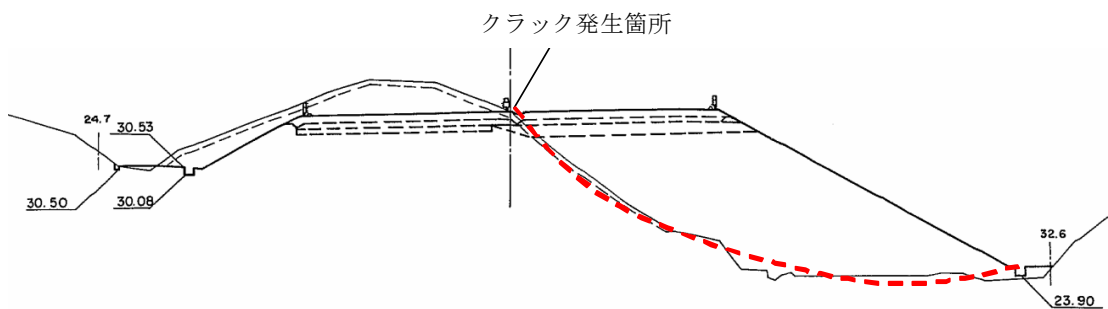


図-3.62 横断図と路面クラックの関係

中央分離帯付近の路面クラックは、図-3.62 に示すように切盛境部で発生している。また、縦断的には谷地形での盛土となっており水の集まりやすい地形となっている。さらに、隣接地の盛土は、昭和 57 年当時のにり面崩壊が発生し、延長 156m にわたり格子砕工が施工されている。これらの変状事例から、片切片盛部で特に隣接箇所に過去に対策を実施しているような箇所は、地震時において要注意箇所であるといえる。

### 3.4.3 中越沖地震における盛土被害のまとめ

中越沖地震は、柏崎市の軟弱地盤地帯を中心に盛土被害をもたらした。ただし、建設時に押さえ盛土やサンドコンパクションパイルなどの対策も実施されたこともあり、大規模な崩壊にまでは至らず、軟弱地盤の沈下による路面段差が多く発生した。

このことは、兵庫県南部地震において、建設時での軟弱地盤対策工が耐震対策上においても、最も有効な対策であったことが実証できと評価できる。特に押さえ盛土が地震時の盛土の安定にも大きく寄与していると考えられる。

また、軟弱地盤以外の盛土の被害に関しては、切盛境の段差やクラックなど今までの地震で発生した被害と同様であった。ただし、水抜き対策など過去のにり面对策を実施している箇所においては、地震時に相対的に大きな被害となりやすいことから要注意箇所であるといえる。

### 3.5. 2009 年駿河湾を震源とする地震における盛土構造物の被害

#### 3.5.1 地震の概要

2009 年 8 月 11 日 5 時 7 分頃発生した駿河湾を震源とする地震により，東名高速道路の牧之原サービスエリア付近（191.6KP 付近）で東京方面の盛土のり面が延長約 40m にわたり崩壊した（図-3.63）。土砂が流出した範囲に民家等の施設がなく，第三者被害が発生しなかったことは幸いだった。

しかしながら，この災害により上り線が約 4 日間に渡って通行止めとなり，お盆の帰省と重なったため大きな社会的影響を与えたことおよび，計測震度 5.9（菊川 IC 地震計）と比較的小さな値で崩壊したという事実から，高速道路盛土の耐震性という観点から大きな注目を浴びた。



図-3.63 盛土のり面の崩壊状況

震源の位置，被災箇所，および東名高速道路のインターチェンジにて計測された震度と加速度を図-3.64 および下記に示す。

【震源位置】

駿河湾（北緯 34.49 度，東経 138.30 度，深さ 23km）

【地震の規模】 マグニチュード 6.5

【最大震度】 6 弱（伊豆市，焼津市，牧之原市，御前崎市）

最大加速度は，菊川 IC で 488gal（EW），吉田 IC で 295gal(NS)であった。

なお、台風 9 号が太平洋側を北上した影響もあり牧之原地区では、震災前日の 8 月 10 日の午前 2 時から 10 時の間に連続雨量が 55mm の降雨があり、一旦 9 時間程雨が止み、地震当日は連続 13mm の降雨があった。図-3. 65 に 8 月 10 日から地震発生時の 11 日までの降雨記録を示す。

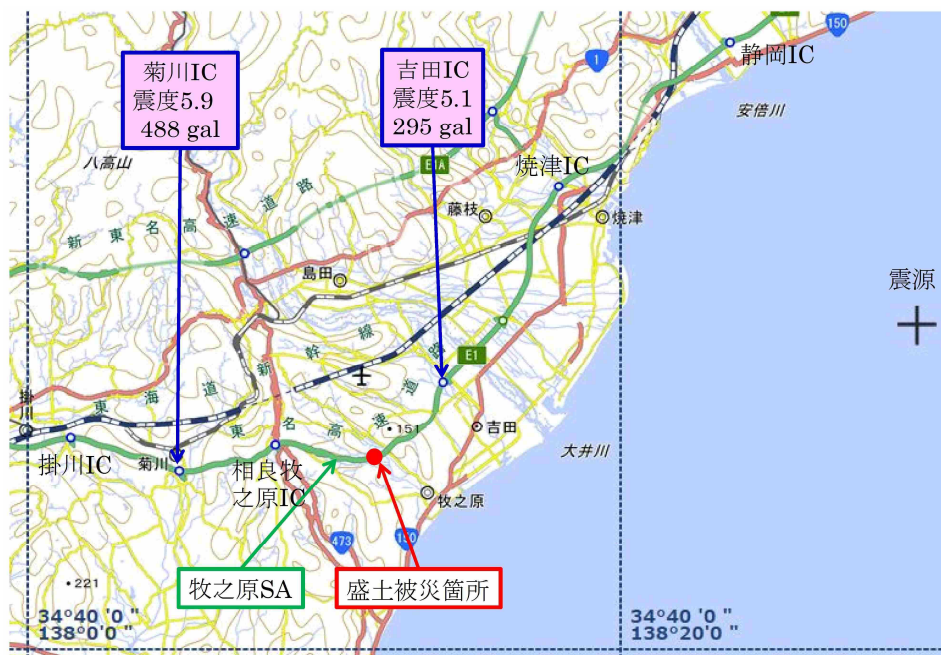


図-3. 64 震源の位置と被災地周辺の加速度

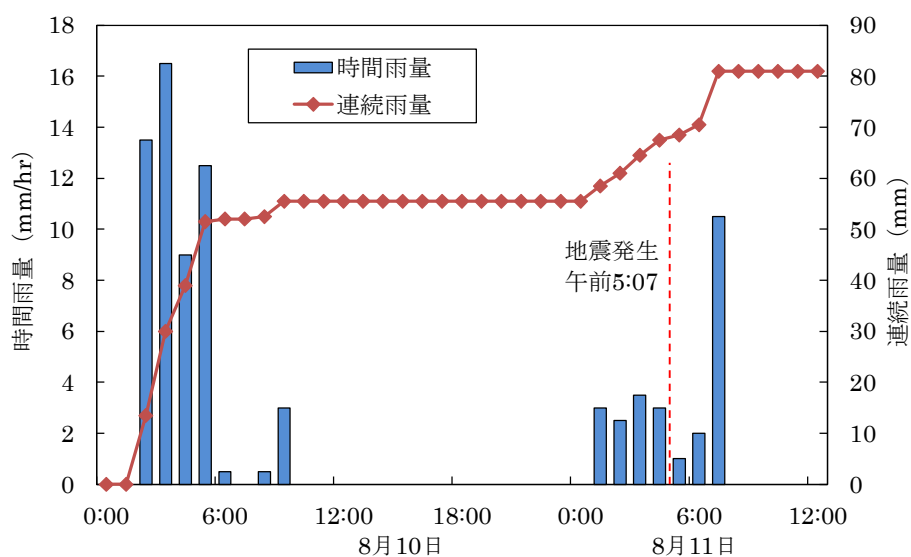


図-3. 65 降雨状況

### 3.5.2 被災状況

国道を含む主要な道路では通行止めを要する被災報告は確認されていない。鉄道は新幹線が静岡県内の一部区間において一時運転を見合わせていたがすぐに運行を再開した。高速道路の盛土被害があった周辺地域では、一般家屋の屋根瓦の一部が損壊したものの、家具の転倒はなかった。

この他に、高速道路においては、静岡県内の数箇所では路面のクラックやたわみが発生し、橋梁のジョイント部で 10cm 程度の段差が生じたが、軽微であり短時間で復旧した。しかしながら、牧之原 SA 付近の上り線盛土箇所は、地震発生直後の緊急点検において、**図-3.66**に示すように路肩部を含むのり面の崩壊が確認され、崩壊面が切り立っていたこともあり、時間の経過とともに崩壊が走行車線まで拡がり、長時間の通行止めを要する大きな被害となった。震災当日の夕方時点での崩壊状況を**図-3.67**に示す。



図-3.66 震災直後の被害状況<sup>10)</sup>



図-3.67 震災当日の夕方の被害状況<sup>10)</sup>



被災状況から、当該盛土のみが大規模な崩壊に至っており、崩壊要因を突き止め、同様な要因を有する盛土の耐震性の検証が急務となった。

被災箇所周辺の高速道路は、周辺の農地や宅地を避け、図-3.68 に示すように牧之原台地の尾根を活用し縦走するように通過しており、切土と盛土が交互に繰り返り構築されている。

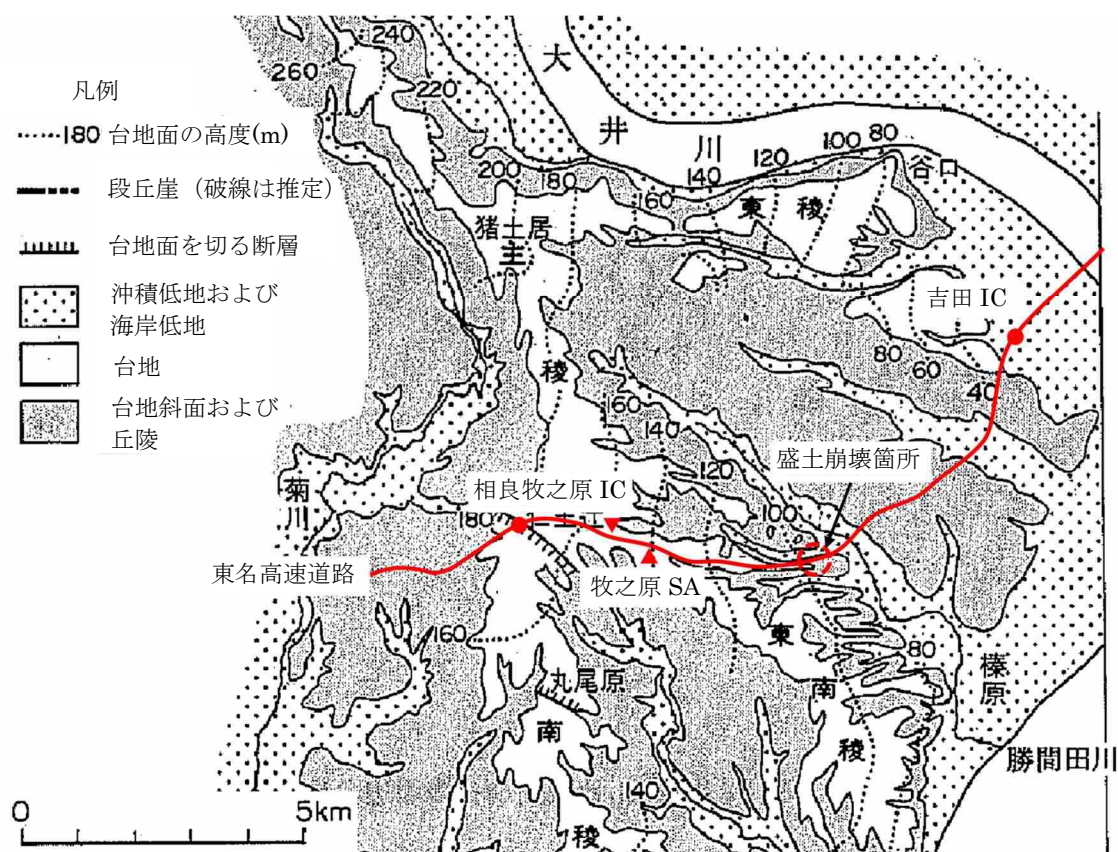


図-3.68 牧之原台地の地質図<sup>11)</sup>に加筆

被災箇所の平面図を図-3.69 に、横断図を図-3.70 に示す。図に示すように、馬の背状の地山に鞍を載せたように盛土され、高さ約 28m、土被り 15m、幅 40m 程の沢地形であった。

また、のり尻には壁高 4m 程度の擁壁が設置されている。

崩壊土砂は事業地外に 40m 程流出し三栗川の手前で止まった。三栗川から撮影した崩壊状況を図-3.71 に示す。また同じ箇所からの空中写真に、被災前ののり尻の位置を付け加えたものを図-3.72 に示す。



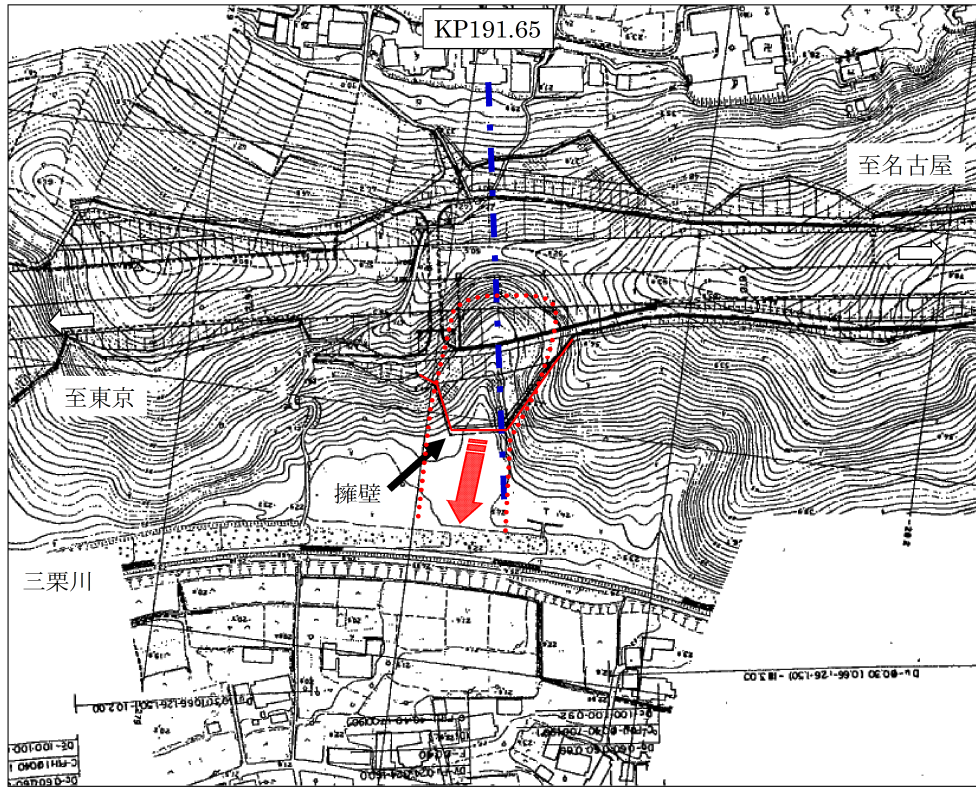


図-3.69 被災地の平面図<sup>12)</sup>

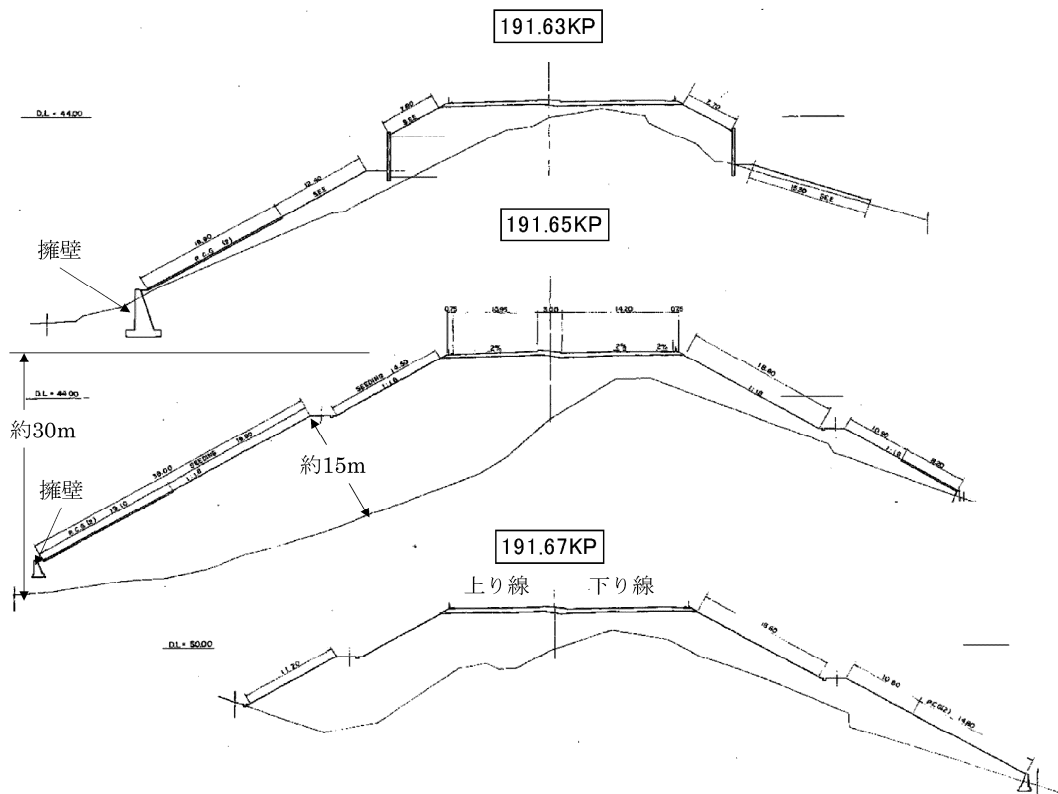


図-3.70 被災地の横断面図<sup>12)</sup>



図-3.71 盛土下方からの被災状況

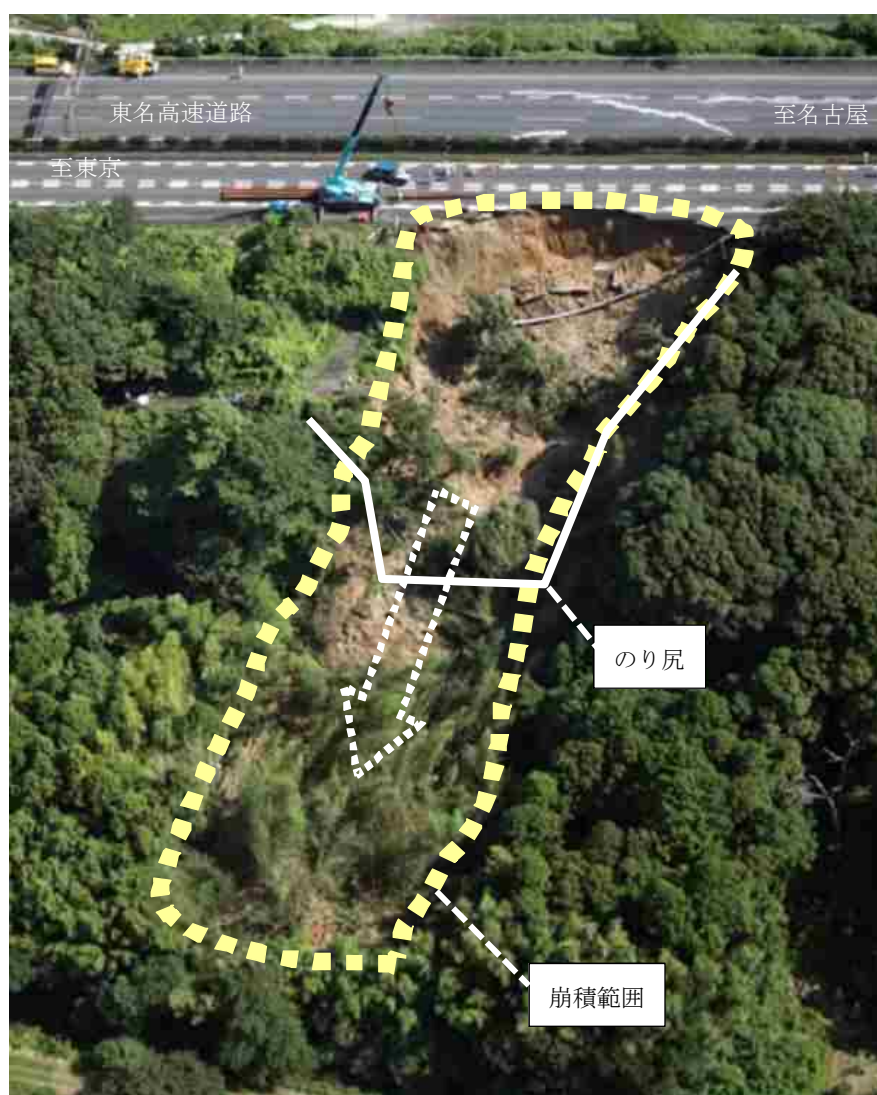


図-3.72 被害状況 <sup>12)</sup>



崩積土の表面には図-3.73に示すように土中の水分が多い場合に繁茂する孟宗竹の竹林・根が波を打ったように滑り出しており現場周辺は、水が多かったことがうかがえた。崩積土の先端付近では足がぬかるむほどの粘性土が露頭していた。

この粘性土は、図-3.74に示すように、一部強風化した暗青灰色を呈した岩片が混じっていた。この色相から、当該地に包含される相良泥岩であると推察された。さらに、段丘砂礫に含まれる礫が粘性土に混ざっていたことや、盛土のり尻の擁壁は崩壊していないことが確認されたことから、すべりは盛土内部で発生したことが推定できた。



図-3.73 崩積土先端付近の孟宗竹<sup>12)</sup>



図-3.74 崩積土中の粘性土<sup>12)</sup>

この他、当該のり面の近くに住む地元住民に対し、崩壊した盛土の建設前の斜面の状況を聞き取りしたところ、①当該箇所は地下から水が沸く様なところで、水辺に鳥が集まっているようなところであった。②雨の後は、よく水が滲み出していて、ぬかるんでいる様なところであったなどの情報が得られた。このことから元地形が集水地形であり、かつ湧水も多いことが確認された。

また、被災前後の中空写真にて比較を行った。被災前・2008年（図-3.75）より、側道下のり面（写真中の記載は第2のり面）に竹が繁茂していることが分かる。このことから、第2のり面の箇所は土中の水分が高い状態にあることがわかる。さらに、被災前と被災後（図-3.76）の空中写真の比較から、崩壊土砂の移動方向と距離が読み取れる。被災前に第2のり面にあった竹林が、今回の崩壊で川岸まで移動しているのに対し、側道脇の立入防止フェンスや側道舗装の移動量が小さくこれらが同時に移動したものとは考えにくい。

これらの判読結果から、最初に盛土の下部のり面（第2のり面）が崩壊し、その上部の第一のり面は下方盛土が消失したことによって、安定性を失い崩壊したのではないかと推察される。

### 3.5.3 駿河湾を震源とする地震による被害のまとめと課題

駿河湾を震源とする地震により、傾斜地盤上の盛土が大規模に崩壊した。降雨の影響もあるものの、新幹線や国道の被害に比べると、当該盛土が地震時の安定性が特に低かったと言わざるを得ない。すり鉢状の特殊な地形での盛土ではあるものの、同様な地形条件での盛土は珍しくないと思われる。現地踏査の結果では、盛土に孟宗竹が繁茂していたこと、崩積土の含水状態から盛土内の水分量が高かったこと、崩積土内には、風化により粘性土化した泥岩片が確認されたことから、傾斜地盤上の泥岩盛土が経年により風化し、盛土内に雨水等が滞水したところに、地震動が作用し崩壊に至ったことが推察される。

また、急傾斜地盤上の高盛土の復旧を、施工中の盛土安定を確保しながら施工することに時間を要したことや、東名高速道路という大動脈がお盆の時期に崩壊したこともあり、地震の高盛土の安定性確保が急務となった。

この崩壊を受けて、当該盛土と同様の条件（①沢埋め部等の水の集まりやすい地形条件に造成された盛土、②盛土のり尻から測った盛土高が10mを上回る盛土、③スレーキングしやすい岩質材料（泥岩）が用いられている可能性のある盛土）を有する盛土について、点検を実施し湧水が確認された場合は、盛土内の地下水位を計測、地下水位が高い場合は必要に応じて、補強対策を実施することとなった<sup>13)</sup>。ただし、その対策工は、鋼管杭やグラウンドアンカーなど比較的高価な対策工となり、すべての盛土へ同様な対策工を適用することは、費用的、工期的に課題が残っている。

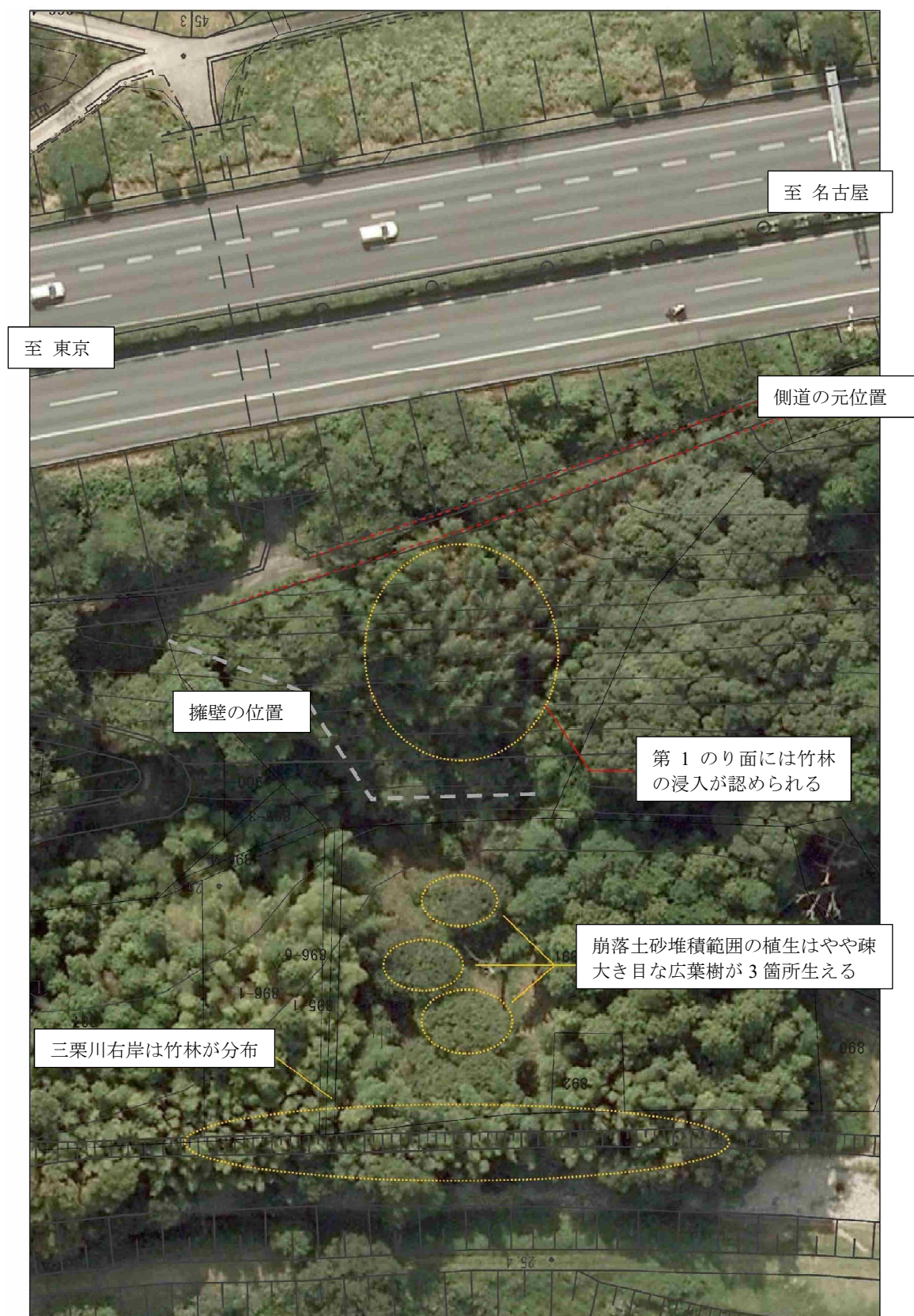


図-3.75 被災前 2008 年（牧之原市役所撮影）<sup>12)</sup>



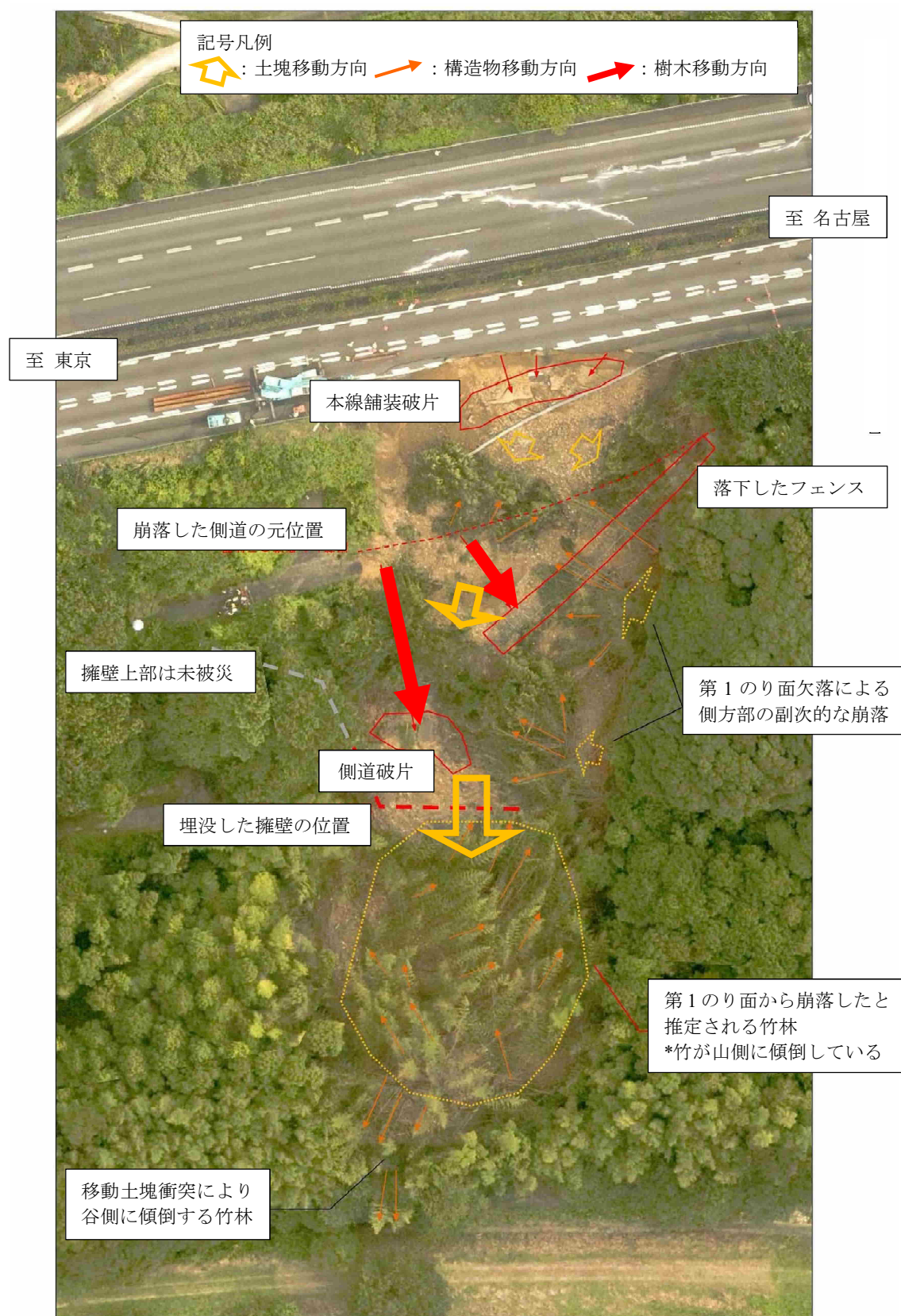


図-3.76 被災直後 2009年8月11日撮影<sup>12)</sup>

### 3.6. 2011年東北地方太平洋沖地震における盛土構造物の被害

#### 3.6.1 地震の概要

2011年3月11日14時46分頃、三陸沖を震源としたマグニチュード9.0の我が国観測史上最大の巨大地震が発生した。この地震では、宮城県栗原市で震度7を観測するなど、東北地方から関東地方の広い範囲で強い揺れを観測した。東北地方太平洋沖地震における推計震度分布を図-3.77に示す。また、高速道路のICに設置している地震計の計測震度を表-3.9に示す。北関東自動車道の水戸南 IC で最大計測震度 6.3 を記録したほか、東北自動車道の大和IC、泉IC、仙台東部道路の仙台東 IC でも計測震度 6.2 を計測している<sup>14)</sup>。

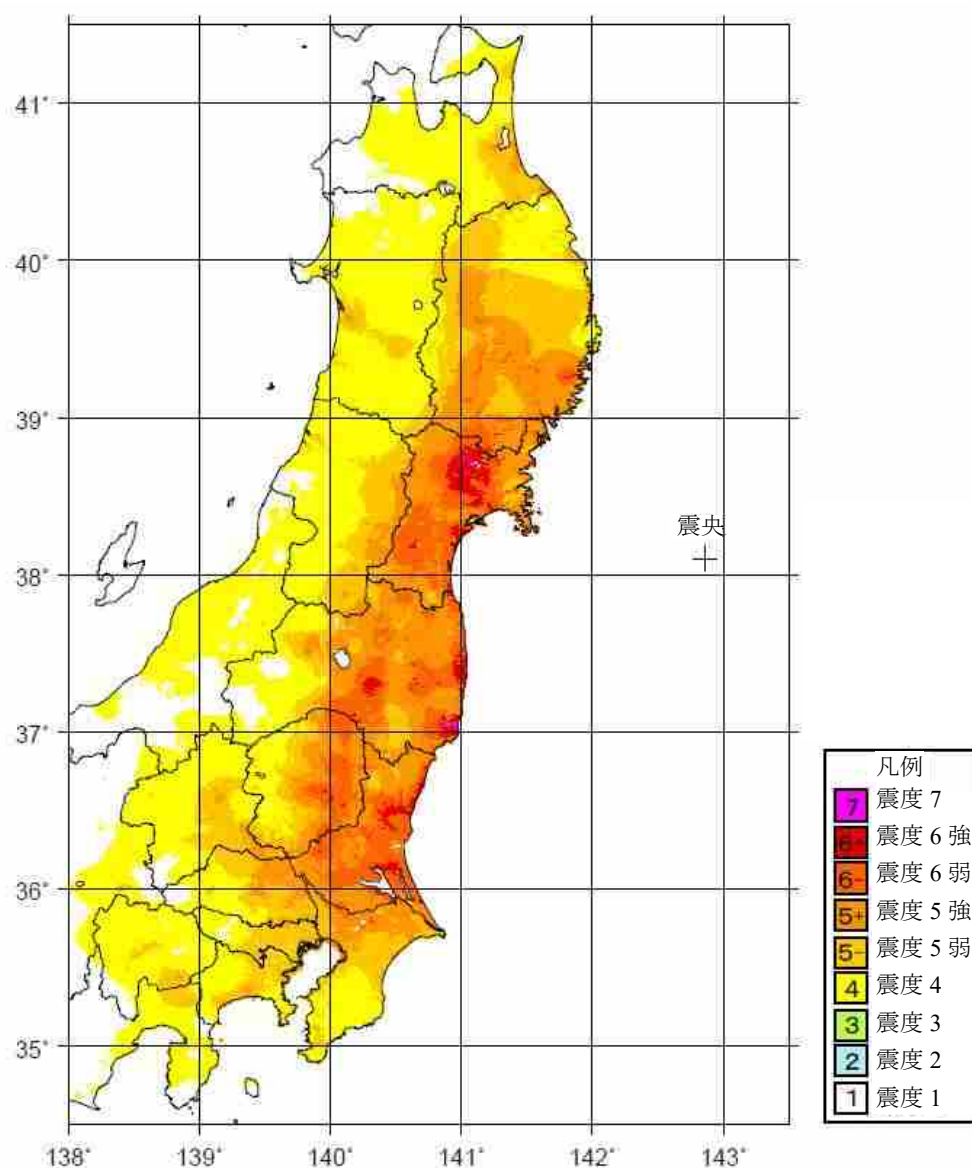


図-3.77 東北地方太平洋沖地震の推計震度分布図<sup>15)</sup>

表-3.9 高速道路の IC 震度計の計測値<sup>14)</sup>

路線名	観測地点	計測震度	加速度	路線名	観測地点	計測震度	加速度
八戸	軽米	5.6	421	仙台	仙台空港	5.6	—
東北	北上江釣子	6.9	807	山形	宮城川崎	6.1	780
	平泉前沢	5.6	903		磐越熱海	6.0	—
	一関	6.0	651	磐越	郡山東	5.5	—
	若柳金成	5.8	376		いわき三和	6.1	1191
	築館	5.6	442		小野	5.5	348
	古川	5.8	332		山元	6.1	—
	大和	6.2	694	常磐	広野	6.0	—
	泉	6.2	893		北茨城	5.5	397
	仙台宮城	5.5	374		日立北	6.1	762
	仙台南	5.7	536		日立南太田	5.5	320
	村田	5.7	547		水戸	5.9	599
	白石	5.8	490		岩間	5.8	472
	国見	5.9	525		千代田石岡	5.5	496
	福島飯坂	5.6	343		谷田部	5.5	421
	本宮	6.0	806		谷和原	5.5	430
	郡山	6.1	628		水戸南	6.3	995
	白河	6.1	908	北関東	茨城町東	6.1	688
	加須	5.7	510		茨城町西	5.9	1095
	矢板	5.7	407		友部	5.8	—
	宇都宮	5.9	1354		桜川筑西	5.6	578
	羽生	5.8	532		茨城空港北	5.7	441
三陸	仙台港北	6.0	618	東関東	大栄	5.6	886
仙台	仙台東	6.2	707	圏央道	つくば中央	5.7	450

凡例

■ : 最大計測震度    ■ : 震度6強相当    ■ : 震度6弱相当

### (1) 高速道路被害の概要

地震発生直後から、35路線、約2,300km、供用中路線の約65%において通行止めを実施した。その後、緊急点検を行った結果、20路線、約870km区間において交通の支障となる被害が確認された(表-3.10)。また、交通に支障のない損傷も含めると、22路線、約1,200 kmにおよぶ区間で約5,800箇所(2011年3月末現在)の損傷が認められた<sup>16)</sup>。

約5,800箇所の損傷の内訳を図-3.78に示す。損傷は、路面の段差、クラックなどの路面の損傷が最も多く全体の約半数を占めている。続いて橋梁部の損傷、路肩部のクラックやのり面のはらみなどの損傷の順となっており、これらの損傷で全体の8割以上を占める。

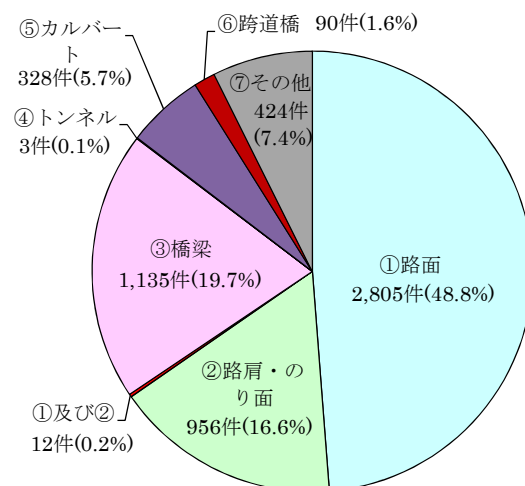


図-3.78 被害損傷個所の内訳



表-3. 10(a) 交通の支障となる被害を受けた路線・区間の一覧<sup>17)</sup>

道路名	区間	延長km	被害の概況
東北自動車道	岩槻IC	—	橋梁支承部の損傷1箇所
	鹿沼IC～西那須野塩原IC	47.6	路面のクラック1箇所 路面段差 4 箇所
	那須IC～村田IC	159.3	路面のクラック 19 箇所 ジョイント部段差 22 箇所 路面陥没 7 箇所 路面段差 43 箇所 道路本体・路面の崩落1箇所
	村田JCT～仙台南IC	12.3	ジョイント部段差 2 箇所 路面段差 2 箇所
	仙台宮城IC～築館IC	58.8	路面のクラック 2 箇所 ジョイント部段差 2 箇所 路面段差 9 箇所
	若柳金成IC～水沢IC	46.3	路面のクラック 4 箇所 路面段差 2 箇所
	花巻IC～紫波IC	12.8	路面のクラック 1 箇所
	盛岡IC～滝沢IC	10.0	路面段差 1 箇所
東北自動車道 計		347.1	路面のクラック 27 箇所 ジョイント部段差 26 箇所 路面陥没 7 箇所 路面段差 61 箇所 その他
釜石自動車道	東和IC～花巻空港IC	7.7	路面段差 2 箇所
山形自動車道	村田JCT～関沢IC	28.1	ジョイント部段差 1 箇所 路面段差 5 箇所
東北中央自動車道	山形JCT～天童IC	6.6	路面のクラック 1 箇所
磐越自動車道	いわきJCT～船引三春IC	55.7	路面のクラック 13 箇所 ジョイント部段差 5 箇所 路面陥没 3 箇所 路面段差 4 箇所 その他
	郡山東IC～磐梯熱海IC	15.9	ジョイント部段差 1 路面陥没 1 箇所 路面段差 1 箇所 その他
	猪苗代磐梯高原IC～磐梯河東IC	13.9	盛土のり面崩れ 1 箇所
磐越自動車道 計		85.5	路面のクラック 13 箇所 ジョイント部段差 6 箇所 路面陥没 4 箇所 路面段差 5 箇所 その他
関越自動車道	所沢IC～川越IC	11.8	OV 脇の階段損傷 1 箇所
上信越自動車道	松井田妙義IC～碓氷軽井沢IC	15.0	路面のクラック 1 箇所

表-3. 10(b) 交通の支障となる被害を受けた路線・区間の一覧<sup>17)</sup>

道路名	区間	延長km	被害の概況
常磐自動車道	谷和原IC～谷田部IC	11.2	路面段差 1 箇所
	土浦北IC～いわき勿来IC	107.9	路面のクラック 23 箇所 ジョイント部段差 2 箇所 路面陥没 2 箇所 路面段差 9 箇所 道路本体・路面の崩落 1 箇所
	いわきJCT～常磐富岡IC	47.3	路面のクラック 5 箇所 路面段差 4 箇所 橋梁支承部の損傷 4 箇所 その他
	山元IC	—	路面のクラック 1 箇所
常磐自動車道 計		166.4	路面のクラック 29 箇所 ジョイント部段差 2 箇所 路面陥没 2 箇所 路面段差 14 箇所 その他
館山自動車道	富津中央IC～富津竹岡IC	7.5	路面段差 1 箇所 その他
東関東自動車道	茨城空港北IC～茨城町JCT	8.8	ジョイント部段差 4 箇所 路面陥没 2 箇所 路面段差 10 箇所
	湾岸市川IC～宮野木JCT	15.7	路面のクラック 8 箇所 路面段差 8 箇所 その他
	千葉北IC～四街道IC	5.8	路面のクラック 1 箇所
	佐倉IC～成田IC	14.9	路面のクラック 2 箇所 ジョイント部段差 1 箇所
	大栄IC～潮来IC	17.9	路面のクラック 2 箇所 路面段差 2 箇所
東関東自動車道 計		63.1	路面のクラック 13 箇所 ジョイント部段差 5 箇所 路面陥没 2 箇所 路面段差 20 箇所 その他
東京外環自動車道	戸田西IC～美女木JCT	0.9	遮音壁パネル落下
北関東自動車道	友部JCT～水戸南IC	14.3	路面のクラック 3 箇所 路面陥没 3 箇所 路面段差 6 箇所
	笠間西IC～友部IC	9.1	路面段差 1 箇所
	宇都宮上三川IC～桜川筑西IC	22.4	路面段差 43 箇所
北関東自動車道 計		45.8	路面のクラック 3 箇所 路面陥没 3 箇所 路面段差 50 箇所
仙台北部道路	利府JCT～富谷JCT	11.8	路面陥没 1 箇所

表-3. 10(c) 交通の支障となる被害を受けた路線・区間の一覧<sup>17)</sup>

道路名	区間	延長km	被害の概況
仙台東部道路	亘理IC～岩沼IC	2.2	路面段差 1 箇所
	仙台空港IC～名取IC	6.7	路面のクラック 1 箇所 ジョイント部段差 5 箇所 路面段差 4 箇所 ※名取 IC は津波による被害
	仙台若林JCT～仙台港北IC	9.6	ジョイント部段差 2 箇所 路面陥没 1 箇所 その他 ※仙台港北 IC は、津波による被害
仙台東部道路 計		18.5	路面のクラック 1 箇所 ジョイント部段差 7 箇所 路面陥没 1 箇所 路面段差 5 箇所 その他
三陸自動車道 (仙塩道路)	仙台港北IC～利府JCT	4.0	ジョイント部段差4箇所
東水戸道路	水戸南IC～ひたちなかIC	10.2	ジョイント部段差 2 箇所 路面陥没 3 箇所 路面段差 5 箇所 その他
京葉道路	花輪IC～武石IC	6.4	路面のクラック 5 箇所 ジョイント部段差 2 箇所 路面段差 4 箇所 その他
東京湾アクアライン	浮島IC～木更津金田IC	15.1	土工部液状化
富津館山道路	富津竹岡IC～富津金谷IC	4.1	路面クラック 1 箇所
圏央道	つくば中央IC～つくば牛久IC	5.8	路面のクラック 3 箇所 路面段差 1 箇所 その他
	牛久阿見IC～阿見東IC	5.9	路面段差 1 箇所
	坂戸IC～川島IC	2.5	ジョイント部段差 1 箇所
圏央道 計		14.2	路面のクラック 3 箇所 ジョイント部段差 1 箇所 路面段差 2 箇所 その他
全路線 計		869.8	路面のクラック 97 箇所 ジョイント部段差 56 箇所 路面陥没 23 箇所 路面段差 174 箇所 その他

地震後の緊急点検にあわせて、簡易舗装補修材や土のうを用いて路面段差部の仮復旧を行い、東北自動車道、常磐自動車道、磐越自動車道などの主要路線を中心に、地震発生翌日の3月12日早朝までに、緊急車両の通行を可能とした。そして、地震発生から約20時間後の3月12日11時以降、順次、公安委員会による緊急交通路の指定がなされ、最大で6路線、約583km区間について、緊急車両の通行や物資の輸送に利用された。

また、仮復旧に続き、応急復旧を順次完了させ開通させるなどし、3月22日時点までに、約813km区間の一般車両の通行を可能とした。最終的に、東北自動車道を全線一般開放したのは、地震発生から13日後の3月24日6時となった。これにより、被害を受けた延べ約870km区間の高速道路の約93%について、応急復旧が完了することとなった。

## (2) 高速道路土工構造物の被害の概要<sup>18)</sup>

土工部における損傷は約4,200箇所及び、そのうち約3,700箇所は盛土に関連した損傷であった。ただし、大多数は路面のクラックや段差等の軽微な損傷であった。東日本高速道路株式会社が管理している高速道路の盛土部における損傷をIC間ごとに集計した分布図を図-3.79に示す。

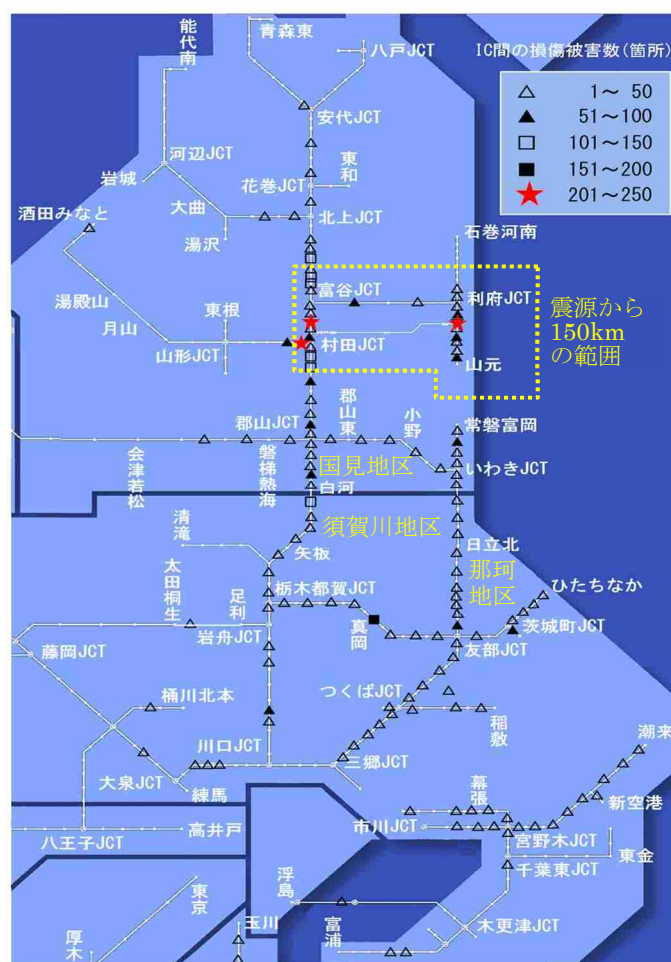


図-3.79 高速道路の損傷分布（盛土部）<sup>19)</sup>

東北地方太平洋沖地震では震度の大きな地域が東北地方から関東地方まで広域に渡ったが、損傷を受けた範囲もこれと同様に広域に広がっている。IC間の損傷が200箇所以上であった区間（図中★印）は、東北自動車道 仙台宮城IC～泉IC間、仙台東部道路 仙台若林ジャンクション（以下「JCT」という。）～仙台東IC間、山形自動車道 村田JCT～宮城川崎IC間であった。

盛土部の損傷が多いことから、地震動と損傷件数の関連性を確認するために、各ICに設置されている地震計の計測震度を基に、IC間ごとに集計した盛土部の損傷件数をIC間の土工部の延長から1kmあたりの損傷件数を算出し、計測震度との関連性を調べた（図-3.80）。

なお、整理にあたっては、図-3.70より震源からおよそ150kmの範囲に被害が集中している傾向が見られるため、震源からの距離により分類している。なお、今回はおおよその傾向を把握するため、以下の方針で整理している。①個々の被害箇所の実際の震度は地盤条件により異なるものの、IC間の被害箇所の距離標より重心位置を求め、その被害の重心に近いICの計測震度を用いた。②被害箇所は、カルバートボックスなど構造物や切盛境の数により段差などの被害件数も異なってくるため、土工延長から被害件数を算出した。

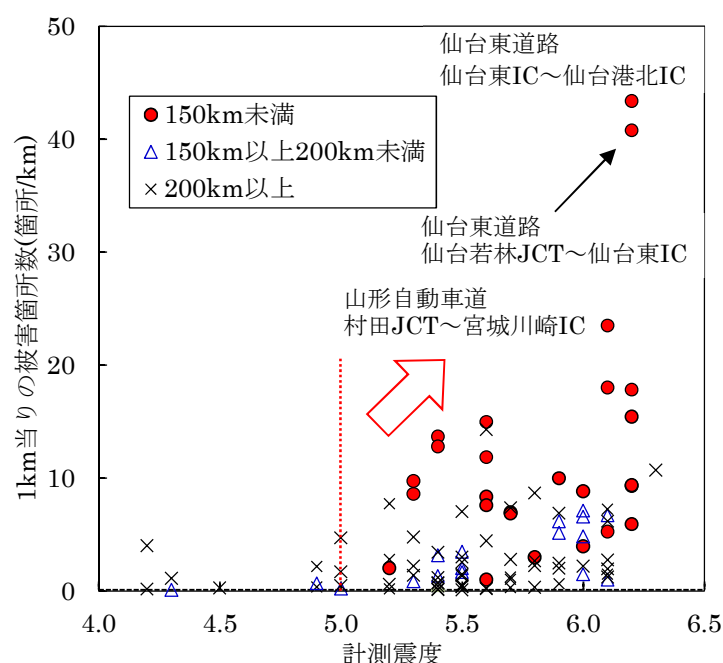


図-3.80 計測震度と延長あたりの損傷件数の関係<sup>18)</sup>

図-3.80より、明確な相関があるとまでは結論付けられないまでも、震源から150km未満の区間において計測震度が大きくなるにつれて、損傷件数も増加している傾向が見られる。また、震源からの距離が遠いと、同じ計測震度であっても被害件数は少ない傾向が見られる。

被害箇所数は計測震度5.0以上の範囲から多く発生し、計測震度5.0以下では被害はほとんど発生しておらず、いずれもクラックなど交通に支障のない程度であった。

路線別で見ると仙台東部道路や山形自動車道等、本震の震源に近くかつ、震度の大きい地点で損傷が多く発生している。なお、仙台東部道路の損傷には、津波による影響も含まれていると考えられ、損傷件数が突出している。

### (3) 大規模被害箇所の概要

東北地方太平洋沖地震では21箇所と数は少ないものの高速道路本線に影響を及ぼす盛土変状も確認されている。表3-11に発生箇所の一覧を示す。

表-3.11 本線に影響を与える盛土変状発生箇所一覧表<sup>14)</sup>

番号	路線名	区間	区分	KP	備考
1	仙台北部道路	利府しらかし台～富谷JCT	上下	8.9～9.1	
2			上下	8.9～9.1	
3	山形道	村田 JCT～宮城川崎	上	6.6	
4	東北道	泉～富谷JCT	下	348.2	
5		福島飯坂～国見	下	274.7	崩落大
6		白河～矢吹	上	178.0	
7			上	180.3～180.4	
8		矢吹～須賀川	上	187.5	
9			上	188.7	
10			上	193.2～193.3	
11			上	193.2	
12			下	194.6	
13			下	197.6	崩落大
14			上	196.5	
15		須賀川～郡山南	上	201.4	
16			下	201.5	
17			上	201.5	
18			下	204.2～204.3	
19		郡山JCT～本宮	上	222.3	
20	磐越道	郡山東～郡山JCT	上	69.8～70.3	
21	常磐道	水戸～那珂	上	92.5	崩落大

縦貫道である常磐自動車道および東北自動車道において、変状規模が比較的大きく緊急復旧完了までに緊急交通路を確保する目安となる24時間を超過した箇所は、(1)常磐自動車道 那珂地区（図-3.81）、(2)東北自動車道 国見地区（図-3.82）、(3)東北自動車道 須賀川地区（図-3.83）の3箇所であった。ただし、いずれの崩壊も片側車線のみであり比較的損傷の少ない車線を活用し、対面通行や車線規制により、本地震発生後20時間で緊急輸送路を確保している。また、これらの被害箇所はいずれも震源から150km以上離れた箇所で発生しており、その場所特有の条件があるように思われる。

これら3箇所のうち、特徴的な崩壊として、常磐自動車 那珂地区が挙げられる。

当該箇所は、特に軟弱地盤という訳ではなく、平地部に高さ10m程度の盛土が連続している箇所で、当該箇所の130mの区間のみ大きな崩壊が発生している。また、残りの(2)東北自

自動車道 国見地区は、地盤の液状化に伴う盛土被害で、(3)東北自動車道 須賀川地区は、旧河川上の盛土の被害といずれも地盤条件によるものであった<sup>18)</sup>。



図-3. 81 常磐自動車道 那珂地区



図-3. 82 東北自動車道 国見地区



図3-83 東北自動車道 須賀川地区

### 3. 6. 2 東北地方太平洋沖地震での盛土被害のまとめと課題

東北地方太平洋沖地震は、我が国で観測史上最大の地震であったが、プレート型地震で震源から離れていたこともあり、計測震度の割には大規模な盛土崩壊は少ないといえる。ただし、高速道路の区間延長が870kmと非常に広範囲で交通の支障となる損傷が確認されたものの、懸命な復旧作業により翌日早朝には、緊急車両が通行可能な状態にすることができた。このように、プレート型地震は、非常に広範囲に被害がおよぶため、路線全体のウイークポイントを把握し、必要に応じて補強対策を実施する必要がある。

また、中越地震での関越自動車道や能登半島地震での能登有料道路<sup>20)</sup>、駿河湾を震源とする地震での東名高速道路など過去の大規模地震での盛土崩壊の特徴として、傾斜地盤上の谷埋め盛土や軟弱地盤上の盛土などの地形条件が挙げられる。しかし、本地震における常磐自動車道那珂地区の崩壊は、平坦な地盤上の比較的良好な地盤上の盛土で、過去に大きく被災した地盤および地形条件には当てはまらない崩壊であった。過去の地震においては、同様の地盤条件の盛土の場合、路肩部にクラックや小規模な変形が生じる程度で、緊急輸送路を確保するためには影響とならない程度の被害であった。本地震での崩壊は、初めて経験する形態であり、崩壊に至った原因を解明する必要がある。



### 3.7 大規模地震時における盛土構造物の被害のまとめ

#### 3.7.1 被害の範囲と特徴

過去の地震における盛土部の被害の範囲を図-3.84に示す。また、地震による被害の特徴を表-3.12に整理した。被害の範囲は、地震の規模にもよるが、直下型地震での被害の範囲は概ね50km程度で、特に被害の著しい範囲は概ね25km程度である。そのため、直下型地震においては、都市部、地方都市部、山間部など地理的条件により被災内容が異なる。特に山間部では、傾斜地盤上の盛土の被害が多くなり、甚大な被害となりやすい。

一方、事例が少ないもののプレート型地震では、M7.4で120km程度、M9.0で350km以上と広範囲に被害が及んでいる。また、直下型地震は大規模な盛土崩壊などが発生するが、プレート型地震では盛土部の被害は比較的軽微である。ただし、プレート型地震の場合、軟弱地盤や旧河川の箇所では、地震動の継続時間や地震動波形など地震動の繰返し特性に強く支配され、震源から離れた場所であっても、盛土周辺の地盤条件による影響が顕著となり液状化など地盤の変形に伴い盛土の陥没、沈下などが発生することがある。そのため、軟弱な地盤条件の場合、直下型地震はもとより、プレート型地震においても注意が必要である。

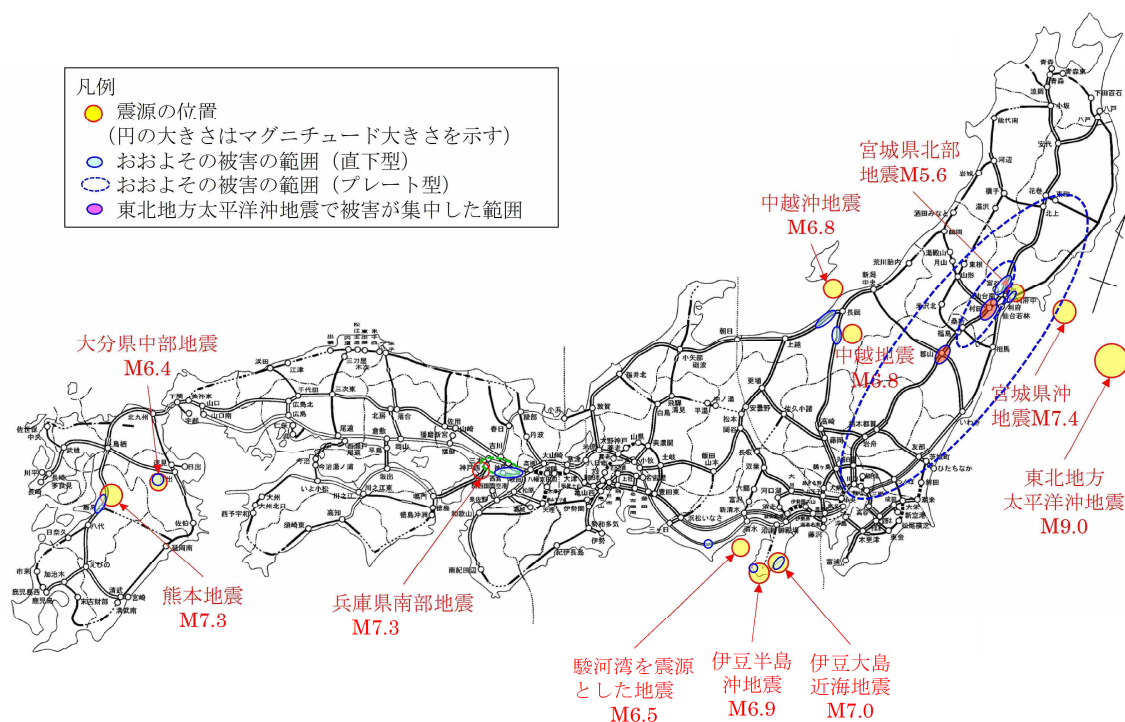


図-3.84 復旧に24時間以上要した地震被害の範囲<sup>21)</sup>に加筆



表-3.12 供用中路線で復旧に24時間以上要した地震災害にける被害状況の比較

	伊豆半島沖地震	大分県中部地震	伊豆大島 近海地震	宮城県沖地震	兵庫県南部地震	中越地震	中越沖地震	駿河湾を震源 とする地震	東北地方太平洋沖地震
マグニチュード*	6.9	6.1	7	7.4	7.3	6.8	6.8	6.5	9.0
最大震度	5	5	5	5	6	6.4	6.3	5.9	6.3
被害延長	9.0km	11.5km	25.0km	126.3km (11.0km) <sup>注3)</sup>	名神 58.4km (21.4km) <sup>注4)</sup> 中国道 119.2km (13.2km) <sup>注4)</sup> 第二神明 10.7km (24.3km) <sup>注4)</sup>	関越道 59.2km (24.4km) <sup>注4)</sup> 北陸道 50.3km (24.3km) <sup>注4)</sup>	北陸道 65km (18km) <sup>注4)</sup>	東名 40m	東北道 347.1 km 山形道 28.1 km 磐越道 85.5 km 常磐道 * 166.4 km 仙台東部道路 18.5 km 他 15 路線 224.2 km 計 870km
盛土崩壊	—	3 箇所 <sup>注2)</sup>	—	—	1 箇所	5 箇所(走行上支障 のあるのり面)	—	1 箇所	2 箇所
路面陥没	陥没 17 箇所 <sup>注1)</sup>	—	路面陥没・亀裂 14 箇所	路面沈下 98 箇所	—	141 箇所 (走行に支障あり)	—	—	—
段 差	—	—	—	—	49 箇所 <sup>注5)</sup>	多数	224 箇所	—	—
亀 裂	亀裂 51 箇所	100 箇所	—	—	亀裂等 150 箇所 <sup>注5)</sup>	—	—	数箇所	97 箇所
路肩陥没	7 箇所	—	—	1 箇所	—	42 箇所 (20cm 以上)	2 箇所 (20cm 以上)	路面段差 174 箇所 ジョイント部段差 56 箇所	—
石積工	凸の石積みの施 工目地の開口	空石積は ほとんど崩壊	笠石積みが変形 目地の開口・クラック	—	—	—	—	—	—
ブロック積工	1 箇所崩壊	3 箇所 (崩壊盛土)	目地沿いのクラック	—	不明	多数 (巻込み部)	—	—	—
井桁擁壁	路面陥没 (w=8m, l=80m)	—	路面陥没 (w=3m, l=140m)	—	—	L型腰止め擁壁 の倒壊、変形	—	—	—
C-BOX	—	—	—	—	目地の開き 6 箇所	目地の開き 196 箇所 (内 12 箇所;30cm 以上) ウレタン <sup>*</sup> 損傷 54 箇所	—	—	—
その他	注 1)橋台裏込部 の沈下 3 箇所	注 2)傾斜地盤上 の高盛土で、地山 勾配は急(1:10)	路面上下の 自然斜面の 崩壊が多い	注 3)復旧に 62hr 要 した箇所	注 4)特に被害が著 しかった区間延長 注 5)第二神明は亀 裂段差が多数と 報告されており 数量からは削除	1ヶ月前に台風 23 号の 上陸あり	最大 40m の 軟弱地盤	傾斜地盤上の 高盛土で地山 勾配は 38°と急	・津波による被害あり ・軟弱地盤等では被害が 大きくなる傾向
				被害の範囲は広 いが比較的軽微	—	直下型の地震は被害の集中した範囲が狭い	被害の範囲は広いが 比較的軽微	—	—

### 3.7.2 盛土被害の特徴

直下型の地震においては、傾斜地盤上の集水地形における盛土や、傾斜地盤に堆積した軟弱地盤上の盛土など、地盤条件や水の影響によるものがほとんどである。特に、中越地震においては、大規模な地震が高速道路の直近(1km 以下)で発生し、最大 M6.5、震度 6 強レベルの余震が数回連続して起きていること、地震の前に台風 23 号を始めとした集中的な降雨（平年の 2 倍の降雨量）の影響などにより、被災箇所が多数に及んだと考えられる。

また、駿河湾を震源とする地震においては、比較的小規模な地震動により崩壊に至っているが、傾斜地盤上の盛土であることに加え現場は泥岩を用いており、スレーキングにより強度および透水性が低下したことにより地下水位が上昇していたことが考えられ、特に、集水地形で、泥岩等スレーキングしやすい材料を用いた盛土は、注意が必要である。

これらの被害の状況から、大規模な盛土崩壊を軽減させるためには、間隙水圧の上昇を抑えるべく排水対策を選択的に実施すべきと考えられる。特に、傾斜地盤上の盛土は復旧が困難となる場合が多いため、対策の優先度を高くする必要がある。

また、直下型、プレート型のいずれのタイプの地震においても、橋梁・カルバートボックスなど構造物の取付け部、切盛境部など、地盤の剛性が異なる箇所や、盛土のり肩部において段差やクラックが多く発生している。しかしこれらの被害は、クラックシールや段差修正などにより早期に修復可能なレベルであり、対策費用および発生箇所数から、事前に一律に対策することは不合理であると考えられる。

### 3.7.3 その他付属物の被害

ブロック積などの擁壁やカルバートボックスなどの構造物については、目地の開きやウイングの損傷などが見られるものの、緊急交通路としても安全性を阻害する事例はない。交差道路や側道などが重要な路線であるなど、これら構造物の損傷により隣接施設に甚大な被害を与えることが想定されない限り、一般的に大規模な補強は必要ないと考えられる。

## 参考文献

- 1) 文部科学省 研究開発局 地震・防災研究課 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：日本の地震活動－被害地震からみた地域別の特徴－＜追補版＞，1999.
- 2) 建設省土木研究所：大分県中部地震調査統報，土木研究所技術資料第 1053 号，1975.
- 3) 伊藤譲，木村裕之：道路盛土の震災復旧における動的解析の一例，土と基礎，Vol.44, No.3, pp.49-51, 1996.
- 4) “Topics 平成 16 年(2004 年) 新潟県中越地震 背景 震源域周辺の地質構造”,国立研究開発法人防災科学技術研究所，[http://158.203.31.122/topics/niigata041023/?m=background\\_sub4&LANG=ja](http://158.203.31.122/topics/niigata041023/?m=background_sub4&LANG=ja). (参照 2021.10.24).
- 5) (社)地盤工学会 新潟県中越地震災害調査委員会：2004 年新潟県中越地震災害調査報告書，(社)地盤工学会，pp.180-197, 2007.
- 6) 望月秀次，吉村雅宏，諫山武歳：高速道路の被害と復旧の考え方，基礎工，Vol.33, No.10, pp.33-38, 2005.
- 7) “柳沢幸夫，小林巖雄，竹内圭史，立石雅昭，茅原一也，加藤碩一：5 万分の 1 地質図幅「小千谷」(1986)”：産総研地質調査総合センター，[https://www.gsj.jp/data/50KGM/JPG/GSJ\\_MAP\\_G050\\_07050\\_1986\\_200dpi.jpg](https://www.gsj.jp/data/50KGM/JPG/GSJ_MAP_G050_07050_1986_200dpi.jpg). (参照 2021.10.24).
- 8) “平成 19 年新潟県中越沖地震～高速道路の被災及び復旧状況～”，東日本高速道路株式会社新潟支社，<https://www.e-nexco.co.jp/pressroom/niigata/2007/0726/00008345.html>. (参照 2021.10.24).
- 9) “「平成 19 年(2007 年) 新潟県中越沖地震」で発表した津波注意報について”，気象庁，<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/tsunamihiyoka/20070716chuetu-oki/index.html>. (参照 2021.11.27).
- 10) “【緊急報告】東名復旧までの 115 時間＜駿河湾を震源とする地震による東名高速被災応急復旧報告＞2009 年 8 月”，中日本高速道路株式会社，[https://www.c-nexco.co.jp/images/press\\_conference/56/11706690254e0058463d81c.pdf](https://www.c-nexco.co.jp/images/press_conference/56/11706690254e0058463d81c.pdf). (参照 2021.10.24).
- 11) 杉山雄一，寒川旭，下川浩一，水野清秀：御前崎地域の地質，地域地質研究報告 5 万分の 1 地質幅東京(8)第 108 号，地質調査所，p.4, 1988.
- 12) 高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，地盤工学会 第 55 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.193-196, 2010.
- 13) 長濱正憲，森山陽一，緒方健治，清水章一：駿河湾地震と東北地方太平洋沖地震を踏まえた盛土のり面の補強対策，土木学会第 70 回年次学術講演会，pp.311-312, 2015.
- 14) 安部哲生，横田聖哉，金田和男，長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧について，地盤工学ジャーナル，Vol.7, No.1, pp.117-125, 2012.

- 15) “各種データ・資料 顕著な地震の観測・解析データ 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震 推計震度分布図”，気象庁， [https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011\\_03\\_11\\_tohoku/201103111446\\_suikai.png](https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011_03_11_tohoku/201103111446_suikai.png).（参照 2021.11.27）.
- 16) 東日本高速道路(株)管理事業本部保全部保全課：東日本大震災における本復旧の概要，高速道路と自動車，第54巻，第9号，pp.40-43，2011.
- 17) “東北地方太平洋沖地震による高速道路等の被害と復旧状況 別紙”，東日本高速道路株式会社， [https://www.e-nexco.co.jp/assets/pdf/pressroom/data\\_room/regular\\_mtg/h23/0324/01.pdf](https://www.e-nexco.co.jp/assets/pdf/pressroom/data_room/regular_mtg/h23/0324/01.pdf).（参照2021/12/04）.
- 18) 藤岡一頼，横田聖哉，日下寛彦，広瀬剛：東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析，日本地震工学論文集，第 16 巻，第 1 号，pp.285-308，2016.
- 19) 日下寛彦，藤岡一頼，安部哲生，中村雅範，毛利龍司：東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分布，第48回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1111-1112，2013.
- 20) 2007年能登半島地震被害調査報告書：公益社団法人土木学会，公益社団法人地盤工学会，pp.132-215，2007.
- 21) “全国高速道路情報，全国路線図”，独立行政法人日本高速道路保有・返済機構， <https://www.jehdra.go.jp/pdf/kousokupdf/rosenzu.pdf>.（参照2021/12/27）.

## 第4章 大規模に崩壊した高速道路盛土の被害要因分析

### 4.1 検討の背景

第3章では、過去の大規模地震において傾斜地盤上に構築され盛土において水の影響により大規模に崩壊した事例が多いことを論じた。これを定量的に評価するため現地においてボーリング調査などにより盛土材料の物性値や地下水位などの状況を詳細に調査した。また、地震による傾斜地盤の影響を評価するため、2004年新潟県中越地震および2007年中越沖地震での被害データを基に地形的な影響について分析した。

さらに、詳細調査などでサンプリングした、被災箇所の盛土の材料を動的強度試験などの試験を実施し、盛土材料が地震時にどの程度の強度低下を引き起こすのか、また盛土材料のコンシステンシーや締固め度、飽和度などの違いによる強度特性への影響などを検討した。

### 4.2 大規模に崩壊した盛土の詳細調査

本章では、過去の大規模地震において大規模に盛土が崩壊した特徴的な3地区（①新潟県中越地震による関越自動車道堀之内地区、②駿河湾を震源とした地震による東名高速道路牧之原地区の盛土崩壊、③東北地方太平洋沖地震における常磐自動車道那珂地区）において詳細調査を実施した。これらの盛土はいずれの箇所も地震により最も大規模に崩壊しており、地形条件や盛土材料の差異による比較が実施しやすいことから選定した。

#### 4.2.1 2004年新潟県中越地震における被災要因調査

##### (1) 現地踏査結果<sup>1)</sup>

3.3節においてタイプ1と分類した、緩やかな傾斜地盤上に盛土が構築されている箇所では、走行車線まで達する大規模な崩壊が数箇所発生した。

タイプ1のうち、最も被害が甚大であった214.5KPについて、詳細調査を実施した。

図-4.1に被災地付近の地質図を示す。被災箇所周辺は、魚沼層の上部に、段丘堆積物が覆っており、関越自動車道は段丘堆積物上を通過している。また、魚沼層と段丘堆積物の境界には、ため池が点在しており普段から湧き水が多いことが予想される。

盛土は、上り車線ののり肩付近を崩壊頂部として延長約80mにわたり下り車線側に大きく崩壊しており、高速道路と側道の境界から11m程度まで崩壊した土砂が達している（図-4.2）。上り車線側のり面にはクラックが入り、上り線側道に向かって腰止め擁壁が傾斜している。調査地の周辺地盤に墳砂や地盤の盛り上がりなどは認められなかった。

現地の平面図および周辺の地盤状況を図-4.3～図-4.5に示す。地震による影響も考えられるが、高速道路の上流側の側道からの湧水が確認され（図-4.4）、盛土下部にも湧水により滞水している箇所があり、周辺の地盤の地下水位は高いことが想定される（図-4.5）。

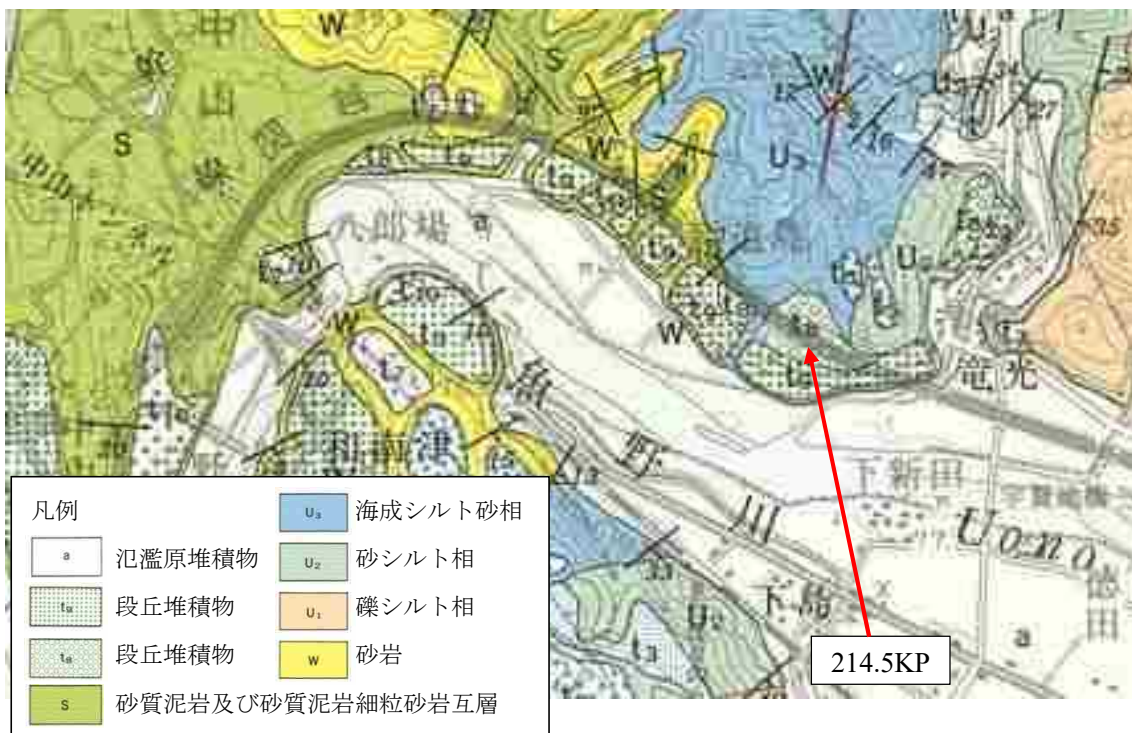


図-4.1 214.5KP 付近の地質図<sup>2)</sup>

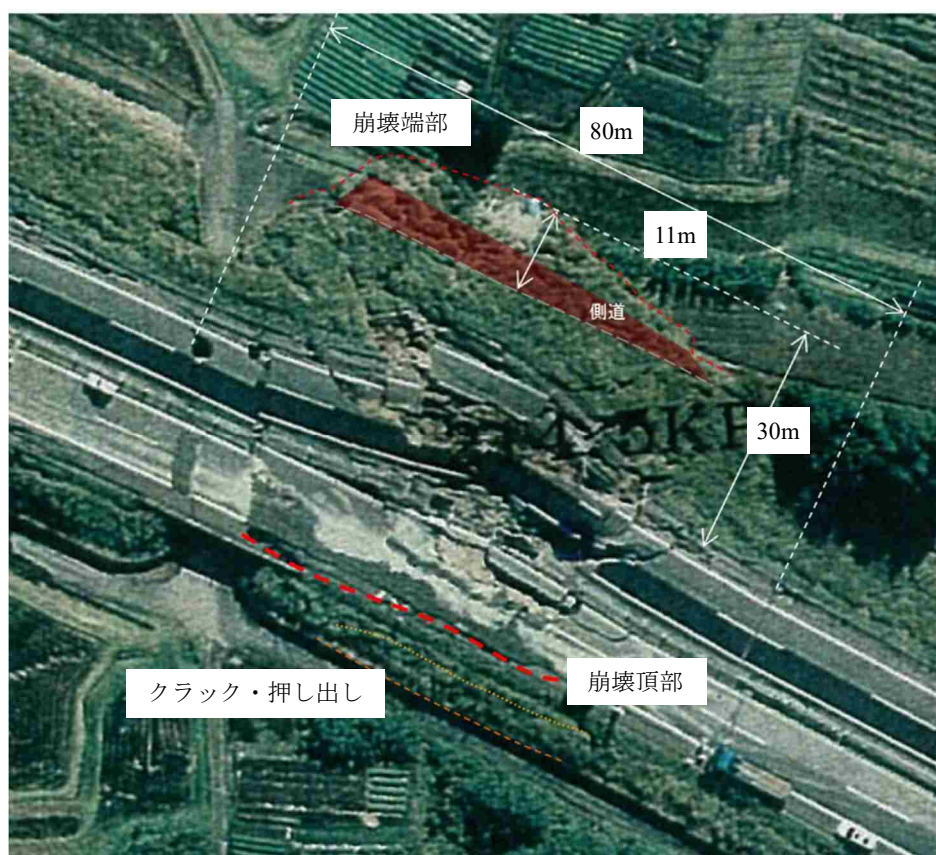


図-4.2 214.5KP の崩壊状況



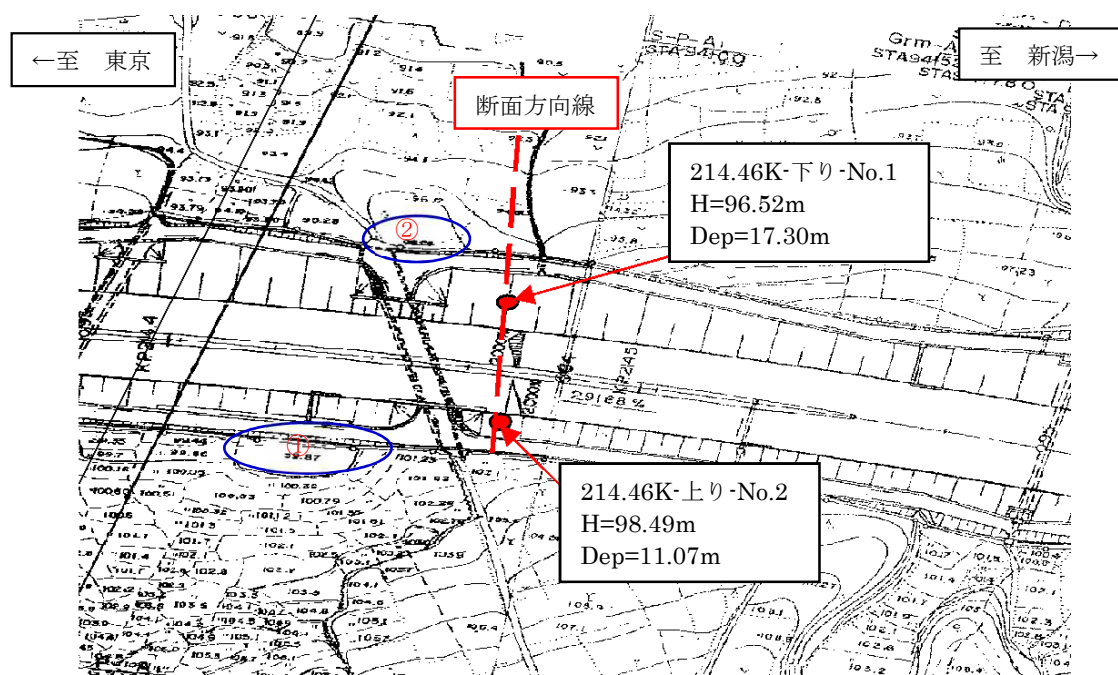


図-4.3 関越自動車道 214.5KP の平面図



図-4.4 山側の湧水状況 (図-4.3①)



図-4.5 谷側の湧水状況 (図-4.3②)

## (2) ボーリング調査結果<sup>3)</sup>

盛土崩壊の原因究明のために、すべり面の特定・盛土材の物性、構成・基礎地盤・地下水位の把握を目的に、ボーリング調査等を実施した。地質縦断図を図-4.6 に示す。

地質断面図から盛土高さは7m程度であり、盛土の基盤は、上り車線側から下り車線側に向かって約5度の傾きで緩やかに傾斜している。基盤の地表面は層厚15～50cm程度の完新世の段丘堆積物の礫・砂およびシルトからなり、地表面付近の砂礫層はN値20程度であるが、その下はN値50以上の比較的堅固な地盤であり良好な砂礫層(Ag)が分布する。盛土部も調査地近傍の土砂と考えられる玉石を混在した粘土質な砂礫を主体としている。

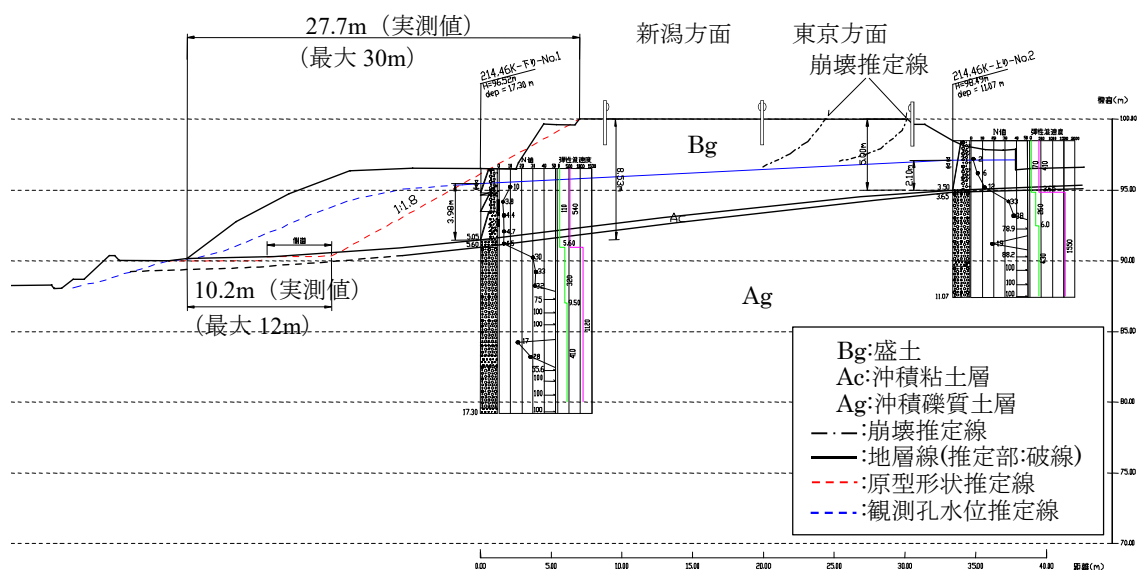


図-4.6 214.5KPの地質横断面図<sup>3)</sup>

被災後、水位観測孔を設置し、12月29日に測定したところ地盤より2.1mの盛土内に水位が確認された。崩壊した箇所には小さな河道があったと考えられ、地下水の集まりやすい地形であった可能性が高い。しかし、調査はシートパイルなどの土留め対策による応急復旧が完了した後に実施したこと、また盛土が粘土質であることから、崩壊土砂が地下水の流れを鈍化させたことなどにより、地震後に測定した水位が高くなった可能性も考えられる。

### (3) 盛土材料の物性

崩壊箇所と未崩壊箇所から試料採取し、各物性試験を行った。結果を表-4.1に示す。盛土材の物性は、玉石が混在した粘土質砂礫を主体とし、粒径幅の広い土質である。自然含水比14～26%、礫分は9～63%と礫や砂分の混入量が深度によってばらついている（図-4.7）。

表-4.1 盛土材料の物性値

項目	現地採取試料			標準貫入試験試料（崩壊部）				標準貫入試験試料（未崩壊部）			乱れの少ない試料	
	盛土①	盛土②	盛土③	1-P-1	1-P-2	1-P-3	1-P-4	2-P-1	2-P-2	2-P-3	2-1	2-2
地盤材料の工学的分類	玉石混じり粘土質砂礫			細粒分質砂質礫	礫混じり粘土質礫	粘土質礫質砂	粘土質礫質砂	礫混じり粘土質礫	細粒分質砂質礫	粘土質礫質砂	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫
	(SFG)	(SFG)	(SFG)	(GSF)	(SC-G)	(SCG)	(SCG)	(SC-G)	(GFS)	(SCG)	(SFG)	(SFG)
自然含水比 $w_n$ (%)	14.3	14.9	19.6	14	22.6	20.8	22.2	21.9	26.5	19.3	21.8	18
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.652	—	—	2.659	2.67	2.613	2.672	2.671	2.673	2.665	2.696	2.672
粒度組成	最大粒径(mm)	75	75	74	37.5	19	26.5	19	19	26.5	26.5	19
	礫分2.00mm以上(%)	37	63	40	52	9	36	24	10	46	45	22
	砂分2.00mm～75μm以上(%)	43	23	33	31	60	42	54	61	36	25	50
	細粒分75μm以下(%)	20	14	27	17	31	22	22	29	18	30	28
コンシステンシー	液性限界 $w_L$ (%)	32.6	37.2	32	—	25.8	27.2	29.1	26.6	—	20.6	—
	塑性限界 $w_p$ (%)	21	24	20.9	—	14.9	15.6	18.4	14.6	—	11.6	—
	液性指数 $I_p$ (%)	11.6	13.2	11.1	—	10.9	11.6	10.7	14	—	9	—
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.924	2.111
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.579	1.789
飽和度 $S_r$ (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	83.3	84.3
締固め度 $D_c$ (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	83.2	94.3

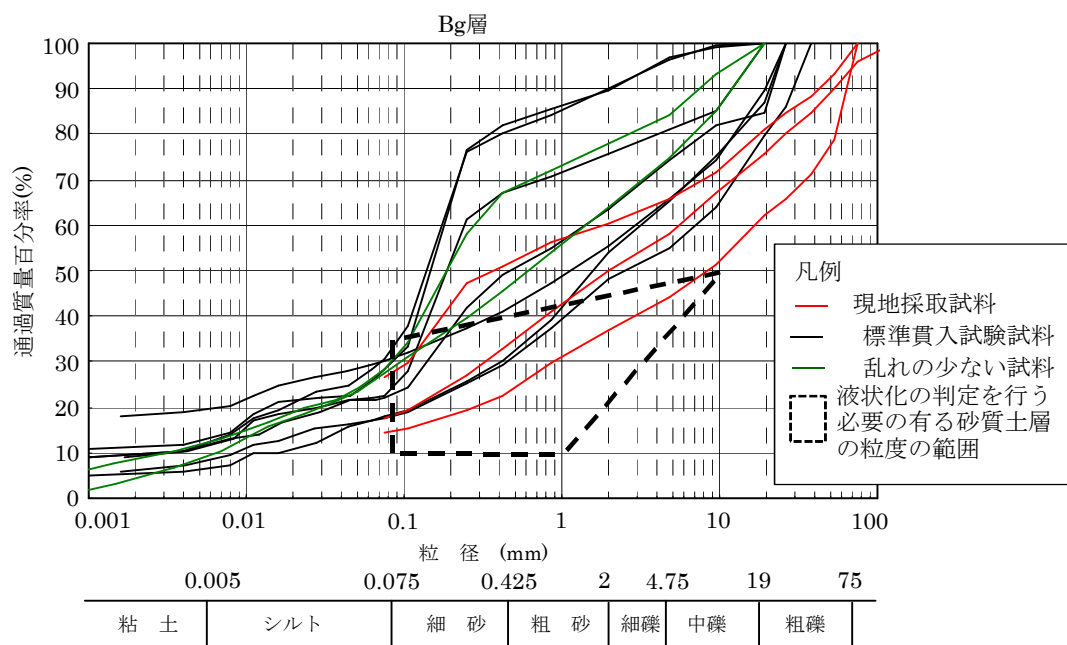


図-4.7 214.5KP の盛土材料の粒度分布<sup>3)</sup>

#### (4) 盛土材料の静的強度および地震直後のせん断強さの推定

被災前の盛土のせん断強度を把握することを目的に、現場で採取した試料を用い三軸圧縮試験を行った。供試体は、乱れの少ない試料（表-4.1 中「試料 2-2」）の値を参考に、締固め度 95%とし、飽和度 100%および 80%の条件で作製した。三軸圧縮試験は、礫混じりの砂質土であることから中型三軸圧縮試験機により、供試体寸法  $\phi 100\text{mm} \times h200\text{mm}$  で、拘束圧 50, 100, 150 (kN/m<sup>2</sup>) にて圧密排水 (CD) 条件で実施した。以降、三軸圧縮試験で得られた強度を「静的強度」という。なお、土質定数は 2.2.4 節(3)に基づき、拘束圧の小さい盛土表層部では粘着力を無視した直線(a 線)と、拘束圧の大きい盛土深部では粘着力を考慮した直線 (b 線) により、破壊包括線を近似し設定している。

また、一般的に地震などの繰返し応力を受けることによって、力学特性が変化し、せん断強度等が低下する。そこで、繰返し後の力学特性を求めるため、単調・繰返し後単調載荷試験（以下、「強度低下試験」という。）を実施した。強度低下試験は、単調載荷試験と繰返し応力を載荷した後に単調載荷試験を行い、せん断応力  $\tau$  ～ ひずみ  $\gamma$  の関係を整理し、地震による繰返し応力によってどの程度せん断強度が低下したかを比較した。

試験は、単調載荷用の電動モーターを有した繰返し中空ねじりせん断試験機により実施した。供試体は、現場で採取した試料を再構成し、外径  $\phi 70\text{mm} \times$  内径  $\phi 30\text{mm} \times$  高さ  $h70\text{mm}$  の内空円筒形で、締固め度 100%, 飽和条件で作製した。繰返し載荷条件は、繰返し応力比は過去の事例から液状化に対する抵抗率  $F_L=1$  となるよう 0.4 とし、非排水条件で載荷周波数 0.1Hz にて 20 波を載荷した後、ひずみ制御 0.1%/min にて単調載荷した。試験結果を図-4.8 に示す。図より、繰返し載荷による強度低下が見られ、単調載荷のみのピーク強度に対して繰返し後単調載荷のピーク強度の強度低下率は、76.2%であった。

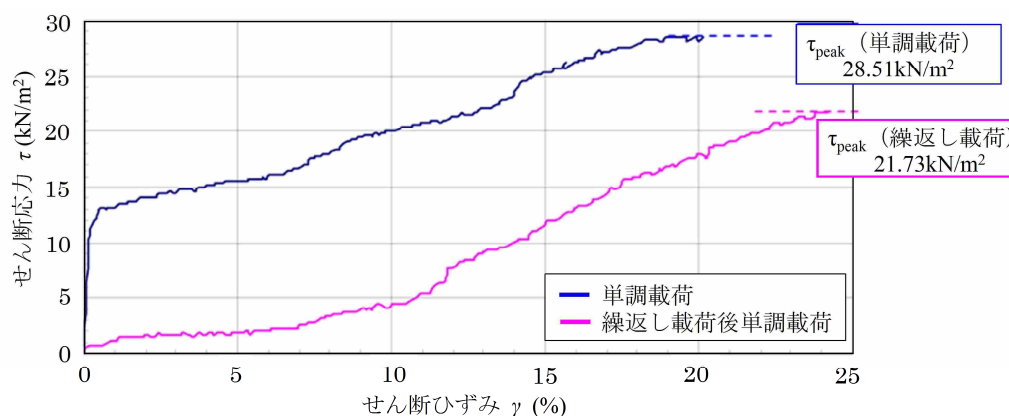


図-4.8 強度低下試験結果

静的強度および、強度低下試験によって得られた強度低下率を用い、地震により強度低下した後のせん断強さ（以下、「繰返し後強度」という。）を想定した結果を表-4.2に示す。

繰返し強度は、繰返しによる強度低下が明確に認められたことから、図-4.8に示す被災前の盛土部のせん断強度（静的強度）をピーク強度とし、粘着力  $c$  は一定のまま、せん断抵抗角を強度低下率(76.2%)分だけ低下させている。

表-4.2 盛土材料の土質定数

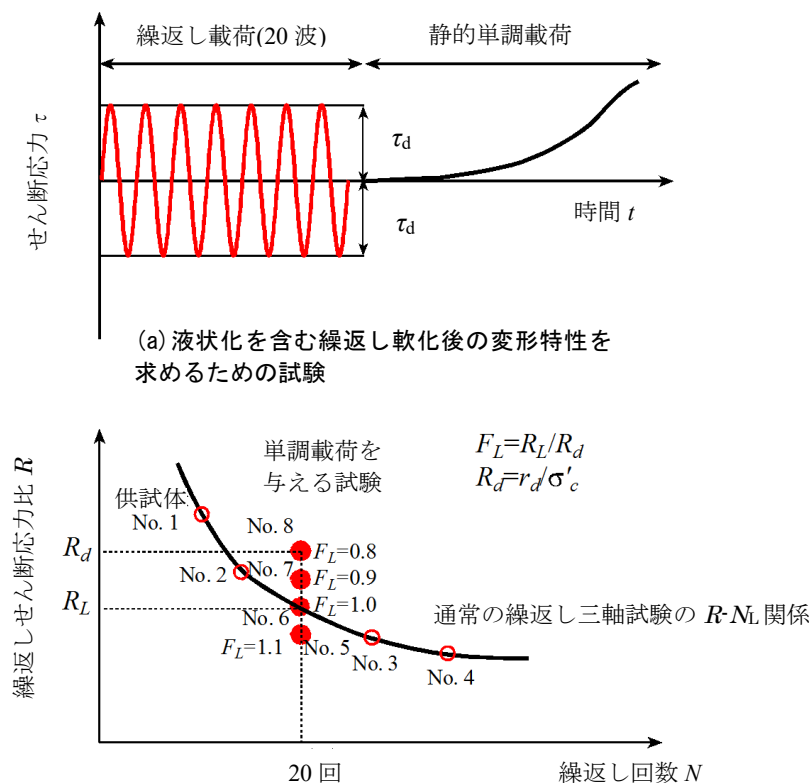
			静的強度		繰返し後強度	
			a 線	b 線	a 線	b 線
不飽和 締固め度 $D_c=95\%$	$c$	( $\text{kN/m}^2$ )	0	6.61	0	6.61
	$\phi$	( $^\circ$ )	45.6	36.5	37.9	29.8
	変化点	$\sigma_b$	23.5		23.5	
飽和 締固め度 $D_c=95\%$	$c$	( $\text{kN/m}^2$ )	0	0	0	0
	$\phi$	( $^\circ$ )	36.7	36.7	29.6	29.6
	変化点	$\sigma_b$	23.5		23.5	

静的強度は、もともと含水比が高いこともあり、飽和条件と不飽和条件と大きな差異はなかった。高速道路会社の設計要領に示されている土質定数に照らし合わせると、「粒径幅の広い砂： $c=0 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=35^\circ$ 」に近く、粒度分布から考えると概ね妥当な値と考えられる。

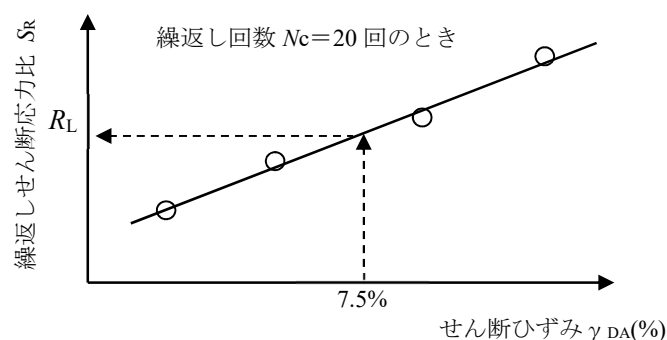
#### (5) 盛土材料の動的特性

地震時の盛土材料の動的特性を把握するため、中空ねじり試験による単調・繰返し後単調載荷試験（以下、「剛性低下試験」という。）を実施した。試験方法は、強度低下試験と同様であるが、供試体は、現場の締固め度を参考に  $D_c=95\%$  となるように突固め、繰返し載荷は、4条件とした。なお、飽和した供試体における液状化試験では通常 0.1～0.4 程度の大きさの繰返しせん断応力比で行うが、地表最大加速度が 1 G を超すような大きな地震動が加わると地盤内においては 1.0 程度の大きな繰返しせん断応力比が発生する可能性があることから、不飽和条件の供試体には 1.0 前後の通常実施しない大きな繰返し非排水せん断応力比まで与えた。繰返し載荷後の単調載荷は、ひずみ制御で行い載荷速度は 10(%/min)とした。

せん断载荷方法のイメージを図-4.9に示す<sup>4)</sup>。今回の試験は図-4.37(b)に示す No.5 から No.8 の試験を実施したことになる。



このような条件で繰返しせん断応力比  $R$  と 20 波目のせん断ひずみ両振幅  $\gamma_{DA}$  の関係から  $\gamma_{DA}=7.5\%$  となる繰返しせん断応力比を繰返しせん断強度比  $R_L$  (以下「 $R_L$ 」という。) とした (ゆるい砂の場合は、「液状化強度比」という。)。また、繰返しせん断強度比  $R_L$  に相当する繰返しせん断応力比に対して、繰返し载荷荷重を変化させて得られた繰返しせん断応力比  $R_d$  との比率を、繰返しせん断強度比に対する安全率  $F_L$  (以下「 $F_L$ 」という。) とした。 $R_L$  の求め方を図-4.10に示す。



試験は、間隙水圧係数  $B$  値が 0.95 以上になるように飽和させた後に等方圧密を行った条件（以下「飽和条件」という。）と、飽和させずに圧密を行った条件（以下「不飽和条件」という）の 2 条件で実施した。試験結果を図-4.11 に示す。

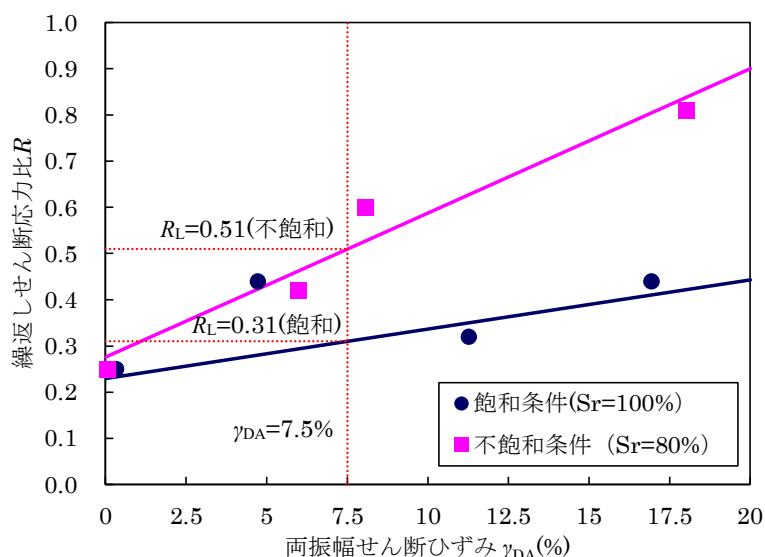


図-4.11 剛性低下試験結果（繰返しせん断強度比）

剛性低下試験の結果、飽和の場合の  $R_L$  は 0.31 とせん断剛性が比較的低下しやすい盛土材料といえる。また、飽和度 80%とした場合の  $R_L$  は 0.51 とせん断剛性が比較的低下しづらい材料であった。このことは、当該箇所の盛土は、盛土内に地下水位が形成された場合、繰返しの地震動により剛性低下する材料であることが確認できた。

#### (6) のり面崩壊の原因

調査および試験結果によって以下の事項を明らかにした。

- 1) 崩壊箇所は、緩やかな傾斜地盤であり、高速道路周辺は地盤からの湧水が確認されており水が集まりやすい地形・地質条件である。
- 2) 周辺地盤は、噴砂や地盤の盛り上がり等が確認されなかった。
- 3) 崩壊箇所の盛土内の地下水位は、傾斜地盤に沿って存在し、降雨の影響も重なり高い状態であった可能性がある。
- 4) 剛性低下試験の結果、盛土の飽和度が高い場合、繰返しの地震動により剛性低下する材料であることが確認できた。

これらの結果より崩壊の原因は、湧水の多い地形上に構築した盛土に、地盤からの湧水や降雨による影響により盛土下部が飽和状態となった状態で、大きな地震力を繰返し受けたことにより盛土材料が剛性低下し、崩壊に至ったと推察される。



## 4.2.2 2009 年駿河湾を震源とする地震における被災要因調査

### (1) 現地踏査結果

東名高速道路牧之原地区の縦断面図を図-4.12 に示す。縦断面図には、ボーリング調査結果も記載されており、基盤岩は相良層の泥岩層で名古屋側へ緩く傾斜している。その上部に泥岩の風化による粘土層、最上層に牧之原段丘礫層が堆積し、粘土層上部には地下水が観測されている。また、地表地質踏査に基づき作成した地形地質図を図-4.13 に示す。

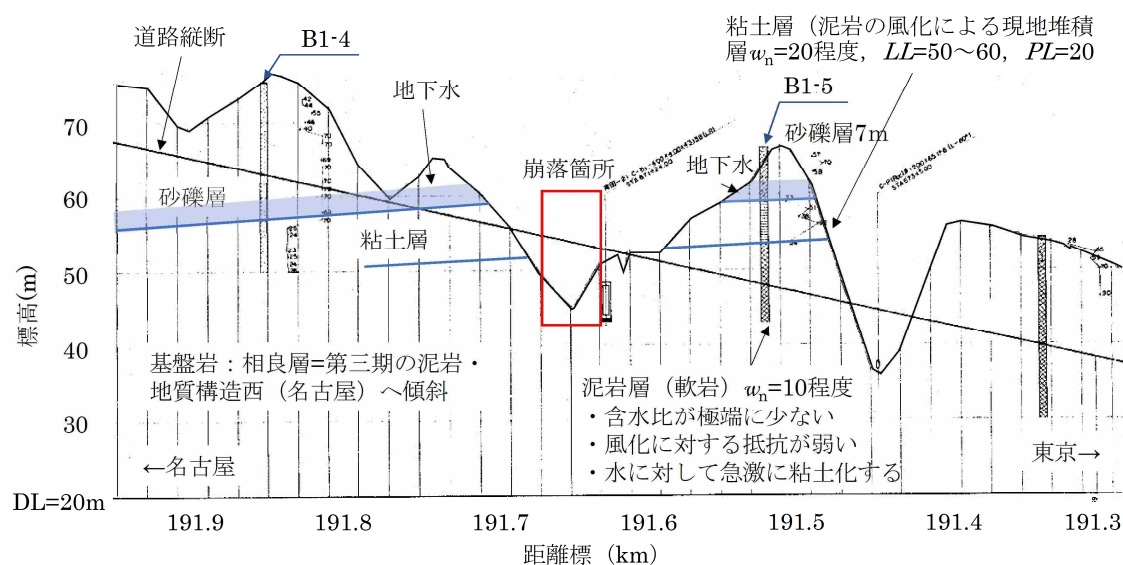


図-4.12 牧之原地区の縦断面図

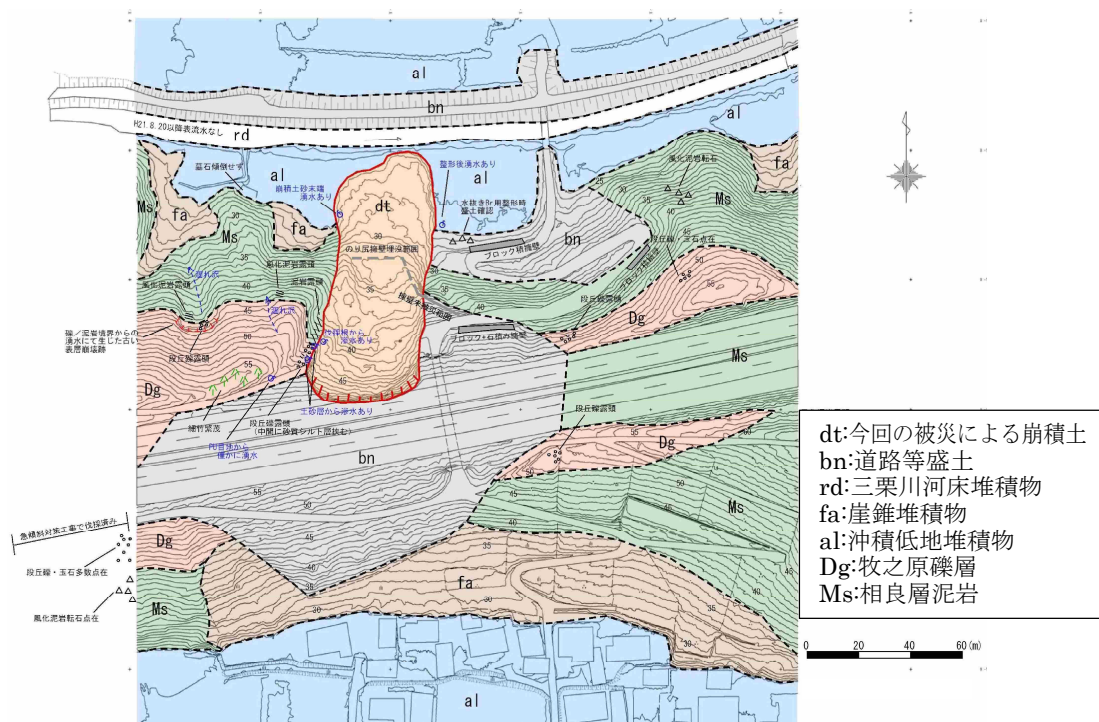


図-4.13 牧之原地区の地形地質図

現地踏査の結果、牧之原礫層（Dg）と相良層泥岩（Ms）の境界付近には、枯れ沢や滲水が多数確認され、特に名古屋側が多い。また応急復旧以降の調査で、名古屋側の U 字溝で地山からの差し水が確認され U 字溝の撤去と地下排水工が施工されたが、その流末からは、地震から 1 ヶ月間ほとんど雨の降っていない時点でも枯れていない。この地層境界は盛土下にあると考えられることと過去の資料からの情報も合せて、地質的にも水の集まりやすい場所であったことが伺える。

## (2) ボーリング調査結果

盛土崩壊の原因究明のために、すべり面の特定・盛土材の物性、構成・基礎地盤・地下水位の把握を目的に、ボーリング調査等を実施した。図-4.14 に調査結果を示す。

崩壊土は牧之原段丘砂礫を多量に含む粘性土からなり、最小  $N$  値は 3 程度であった。崩壊を免れた盛土は礫混り粘土で  $\phi 5 \sim 50\text{mm}$  程度の礫や一部泥岩礫が混入し最小  $N$  値は 5 程度、塑性指数  $w_L=43.2\%$ 、塑性指数  $I_p=26.2\%$  と粘性化していた。また、基盤は相良泥岩層で  $N$  値は 50 を超えて、盛土と泥岩の基盤の間には谷底堆積物の粘性土が存在していた。

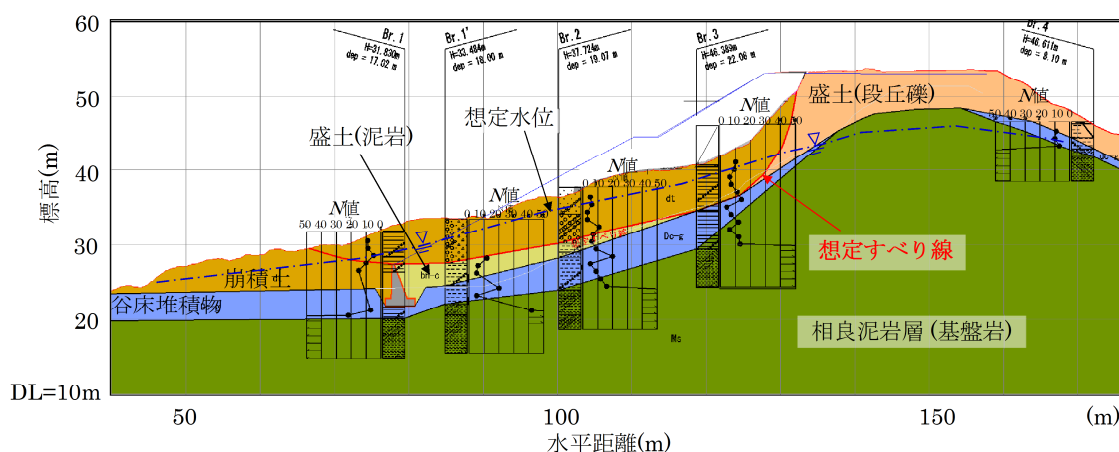


図-4.14 ボーリング調査結果<sup>5)</sup>

図-4.14 に示す崩壊後の盛土内の初期水位は、Br1'で TP+28m 付近、Br2 で TP+34m 付近、Br3 で TP+39m 付近であり、水抜き対策実施後においても、Br1'で TP+25m 付近、Br2 で TP+32m 付近、Br3 で TP+39m 付近と崩壊土の高い位置まで上昇していた。

ボーリング調査や現地踏査の結果を基に、崩壊前の土層構成を推定したものを図-4.15 に示す。盛土上部には段丘礫を主体とした良質な砂礫の盛土材が、下部には泥岩が盛土材料として用いられ、大きく 2 層の構成であった。

また、次節に詳述するが、下部の泥岩は建設時には最大粒径 300mm 以下の岩塊が主体であった盛土材料が経年変化により粘性化し、透水性が低下し、その結果盛土内の地下水位が上昇していることが判明した。

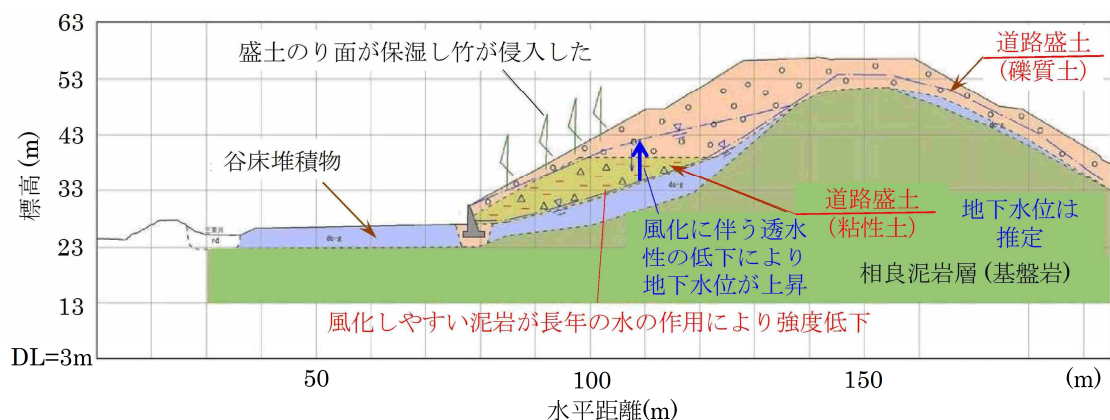


図-4.15 ボーリング調査結果から推定される地震前の土層構成<sup>6)</sup>

### (3) 盛土材料の性状と強度

崩壊箇所の盛土土塊から試料採取し、各物性試験を行った結果を表-4.3に示す。盛土上部の段丘礫の物性は、自然含水比 11～14%、礫分 68%であった。

盛土下部の風化した泥岩（以下「風化泥岩」という。）の物性は、自然含水比 19～26%、細粒分 66%でありかなり粘性土化している状態であった。風化泥岩塊の深部には新鮮な泥岩が一部残っていることが確認でき、時間の経過とともにスレーキングしたものと考えられる。この現象を確認するため、周辺地山の露頭部の泥岩を採取して、破碎率試験<sup>8)</sup>およびスレーキング率試験<sup>9)</sup>を実施した。この2つの試験方法は、高速道路の盛土を施工するために、転圧や乾湿の環境作用による盛土材料の物性の変化を把握するため、独自に開発した試験方法である。

表-4.3 盛土材料の物性値<sup>7)</sup>

項 目		段丘礫	風化泥岩※1
地盤材料の工学的分類		(GS-CL)	(CLSG)
自然含水比 $w_n(\%)$		11.1～14.2	19.4～25.9
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.692	2.682
粒度組成	最大粒径(mm)	190	53
	礫分 2.00mm 以上(%)	67.6	30.0
	砂分 2.00mm～75 $\mu\text{m}$ (%)	21.7	17.5
	細粒分 75 $\mu\text{m}$ 以下	10.7	52.5
コンシステンシー	液性限界 $w_L(\%)$	35.7	43.2
	塑性限界 $w_P(\%)$	18.6	17.0
	塑性指数 $I_P(\%)$	17.1	26.2
透水係数(cm/s)		$3.67 \times 10^{-4}$	$7.99 \times 10^{-9}$
岩の破碎率		—	54.2※2
岩のスレーキング率		—	95.7※2

※1 崩壊箇所の盛土土塊よりコアカッター法で採取

※2 NEXCO 試験法による（周辺地山から採取した新鮮岩での試験）

岩の破碎率とは、施工時の転圧による岩石の割れやすさを示す指標であり、破碎率が高いほど、転圧による荷重により細粒化しやすい材料といえる。岩の破碎率の試験は、採取した試料を JIS A 1201「土質試験野ための乱した土の試料調整方法」によって、37.5mm～19mm の粒径の範囲を取り出した試料を 15cm モールドに流し込む。そのモールドを載荷装置により 2MN/m<sup>2</sup> まで圧縮する。圧縮した後、試料を取り出し、再度試料を 9.5mm のふるいによりふるい分け、残留土とふるいを通過した試料の乾燥重量を求める。破碎率の算出は、9.5mm ふるいを通過した乾燥土質量を、残留土も含めた全ての試料の乾燥土質量で除した値で表される。

岩のスレーキング率とは、岩の長期的な乾燥および湿潤による細粒化のしやすさを把握する指標であり、スレーキング率が高いほど乾湿などの環境作用により細粒化しやすい材料といえる。岩のスレーキング率の試験は、37.5mm～19mm の粒径の範囲の試料を 110±5℃で 24 時間炉乾燥し、乾燥土の質量をはかる。その後試料を 24 時間水浸する。この作業を 5 サイクルまで乾燥・湿潤を繰り返す。繰返し試験終了後、ただちに 9.5mm ふるいで水洗いする。9.5mm ふるいに残留した試料を 110±5℃で 24 時間炉乾燥し質量を量る。スレーキング率の算出は、これらの全乾燥土質量と 9.5mm ふるい残留乾燥土質量から、9.5mm ふるい通過質量を求め、全乾燥土質量で除した値で表される。

周辺地山の露頭部で採取した泥岩は、自然含水比 13%、破碎率 54%、スレーキング率 96% であり、将来的に細粒化しやすい脆弱な岩石であることが確認できた。

#### (4) 盛土の締固め状態

崩壊箇所の近傍で現場密度を測定した結果と JIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」の B 法で締固めた試験結果とを比較した（図-4.16）。

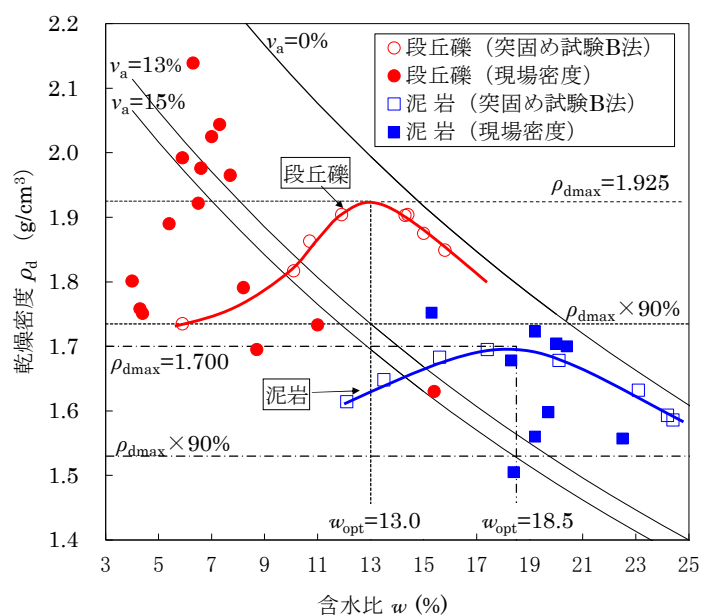


図-4.16 崩壊盛土の現場密度試験結果<sup>7)</sup>

現場密度の測定は、段丘礫は RI 計器による密度試験，風化泥岩はコアカッターによる密度試験を用いた。

段丘礫の締固め試験では，最大乾燥密度  $1.925\text{g/cm}^3$ ，最適含水比 13.0%に対して，RI 計器による現場密度は，現場の含水比が 4～11%の乾燥側であるにもかかわらず，大半は盛土の品質管理基準である室内試験で求められる最大乾燥密度の 90%である  $1.733\text{g/cm}^3$  よりも高い状態であることが確認できた。

風化泥岩の締固め試験では，最大乾燥密度  $1.700\text{g/cm}^3$ ，最適含水比 18.5%に対して，現場密度は，現場の含水比が 5～23%の最適含水比付近もしくは湿潤側で，ほとんどが品質管理基準値である  $1.530\text{g/cm}^3$  を超える状態であった。また，空気間隙率  $v_a$  においても，ぜい弱岩の施工で必要とされる 15%以下であることが確認できた。従って，高速道路盛土の締固め品質管理基準を満足しているにも関わらず，崩壊に至っており，盛土材料の脆弱化により強度低下していた可能性が考えられる。

#### (5) 盛土材(風化泥岩)の静的強度特性

崩壊箇所の盛土材のうち，風化泥岩についてコーン指数，CBR 試験を実施した結果を図-4.17 に示す。コーン指数，CBR とともに最適含水比 18.5%に対して，若干乾燥側でピークを示し，最大  $q_c=2,000\text{kN/m}^2$ ，CBR 7% 程度で盛土材料の強度としては十分な値である。しかしながら，風化泥岩の自然含水比は 19～23%の範囲にあり，含水比が 20 数%を超える状態ではコーン指数，CBR とともに著しく小さくなる傾向にあり，水の浸入により含水比が上昇し，強度低下したものと推察される。

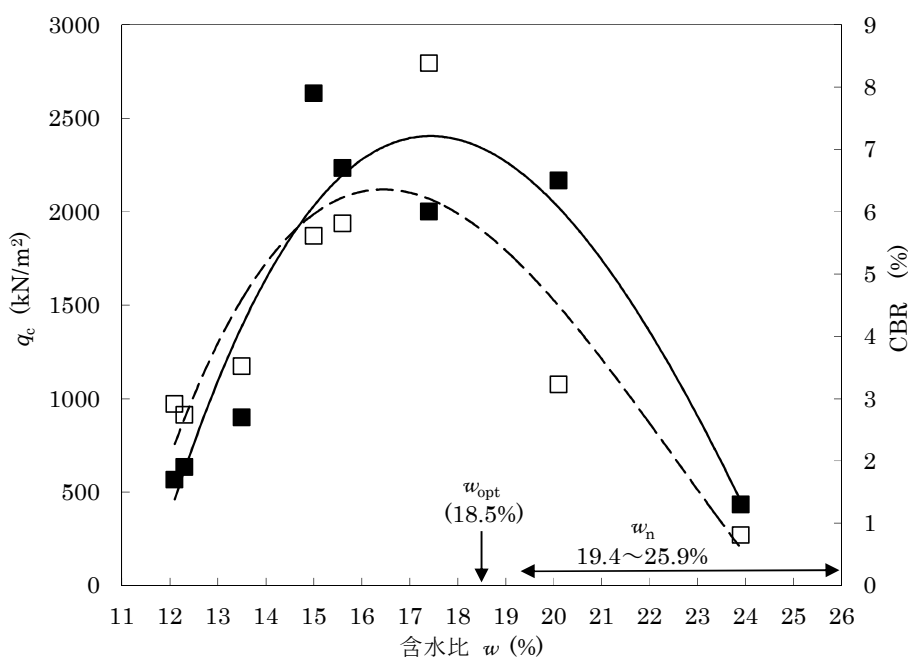


図-4.17 風化泥岩のコーン指数, CBR 試験結果 <sup>7)</sup>



盛土材の風化泥岩をボーリングによりサンプリングした試料を用いて、非圧密非排水(UU)条件による三軸圧縮試験を実施した。

また、殿垣内ら<sup>10)</sup>は、東名高速道路の開通から27年経過した1996年に崩壊箇所付近の掛川地区の泥岩の試験を実施している。そのため、崩壊箇所との強度を比較および、同様の風化泥岩の強度の変化を確認するため、地震発生の翌年の2010年に1996年に調査した場所と同じ場所で試料採取し試験を行った。

さらに、スレーキング前として周辺地山の泥岩の露頭箇所から粒径37.5mmから19mmの材料を採取して、不飽和状態(自然含水比 $w=20.9\%$ )で試験を実施した。また、同じくスレーキング後として、露頭材料を前述のスレーキング試験方法により人工的にスレーキングさせた後に、粒径2mm以下に調整し飽和状態で試験を実施した。湿潤密度はいずれの条件も既往データとほぼ同程度の $17\text{kN/m}^3$ とした。

図-4.18に崩壊箇所の試験結果と、1996年と2010年に実施した近隣盛土の試験結果および、人工的にスレーキングさせた試験結果をあわせて整理した。図より、露頭材料のせん断応力はスレーキング前後で大きく低下する傾向であることがわかる。また、盛土内材料のせん断応力は、含水比が高いほど低くなる傾向がある。また、開通後27年経過した盛土材料のせん断応力よりも、開通40年経過するとさらに強度が低下する傾向が明らかになった。

崩壊箇所の風化泥岩は粘土化が進行している材料で、せん断応力が著しく小さく、含水状態は異なるものの露頭材料をスレーキングさせた材料と同様のせん断応力であった。

一般に、泥岩のスレーキングに伴い盛土が沈下する事象は確認されていたが、盛土の沈下が収束することにより、せん断応力の低下も収束するものと考えられていた。

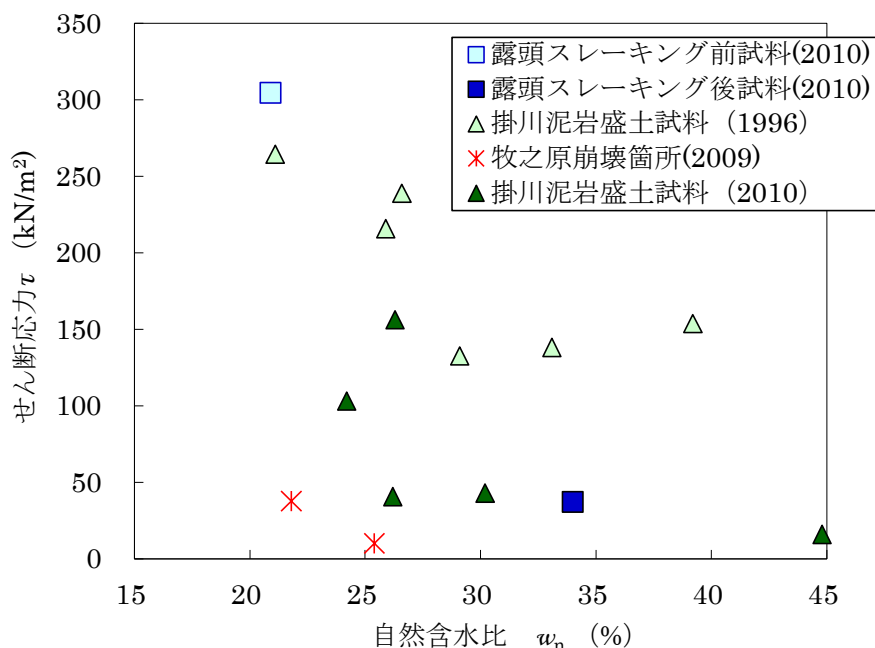


図-4.18 風化泥岩の含水比と強度特性の関係 <sup>7)</sup>に加筆修正



開通後 40 年経過した時点での調査においては、開通後 27 年経過した時点と同程度のせん断応力であると想定していたが、今回の調査により強度低下が進行していたことが明らかになった。また、強度低下は含水比に依存する傾向が見られることから、同様の性質を持つ泥岩を用いた盛土で湧水等が確認された場合においては、強度が低下している可能性が高く、盛土の安定性を確認する必要があると考えられる。

## (6) 盛土材(風化泥岩)の動的特性

風化泥岩の動的特性を把握するため、動的変形特性と繰返しせん断に伴う剛性の低下特性を調べた。動的変形特性を把握するための試験は、JGS 0543-2009「土の変形特性を求めめるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」に従い実施した。現場から採取した乱れの少ない試料を外径  $\phi 70\text{mm}$ 、内径  $\phi 30\text{mm}$ 、高さ  $h70\text{mm}$  の中空円筒状の供試体に整形し、15 時間通水して飽和させ、50kPa の拘束圧  $\sigma_0'$  を加えて試験を行った。

動的変形特性試験では 11 波の繰返しせん断力を非排水状態で載荷し、この繰返しせん断応力を段階的に上げていった。各段階の間は一旦排水した。そして、各段階の 10 波目のヒステリシスループからせん断剛性  $G$  と減衰定数  $h$  を求めた。図-4.19 に風化泥岩のせん断ひずみ片振幅  $\gamma$  と  $G$ 、 $h$  の関係の試験結果と検討で用いた各盛土材料の  $G$ 、 $h$  の関係を示す。

図には、種々の土に対して繰返しねじりせん断試験を行って提案されている安田・山口の推定式<sup>11)</sup>を用い推定した段丘礫の  $G$ 、 $h$  の関係を示している。安田・山口の推定式とは、動的せん断剛性比  $G/G_0$  とせん断ひずみの関係および、減衰比とせん断ひずみの関係において、平均粒径  $D_{50}$  と平均主応力をパラメータとした式であり、段丘礫材料の試験値より  $D_{50}$  を 0.2mm、平均主応力  $\sigma_m$  を 98kN/m<sup>2</sup> としている。

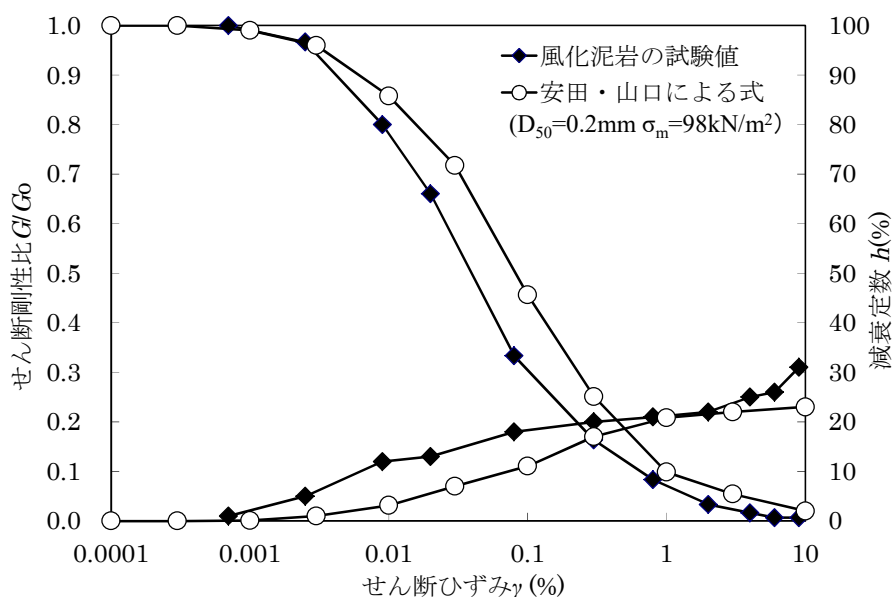


図-4.19 各盛土材料の動的変形特性<sup>6)</sup>

動の変形特性試験の結果、風化泥岩では、 $\gamma=0.001(\%)$ 程度の微小ひずみ時の  $G_0$  は 30MPa 程度であり、風化して粘土化していたがそれほど小さな  $G_0$  ではなかった。一般の粘土では  $\gamma=0.1(\%)$ における  $G$  は  $G_0$  の半分程度以上であることが多いが、この試料では  $G/G_0$  が 0.3 程度と小さな値であった。

繰返しせん断に伴う剛性低下特性を把握する試験として、4.2.1 節(5)盛土材料の動的特性と同様に剛性低下試験を実施した。試験結果を図-4.20 に示す。なお、試験はせん断ひずみ両振幅 7.5%の前後で実施している。剛性低下試験の結果、供試体内に未風化の泥岩が介在していたこともあり、振幅量に対して繰返しせん断応力比にばらつきがあるものの  $R_L$  は 0.38 と繰返しによりせん断剛性が低下しづらい材料であることがわかった。

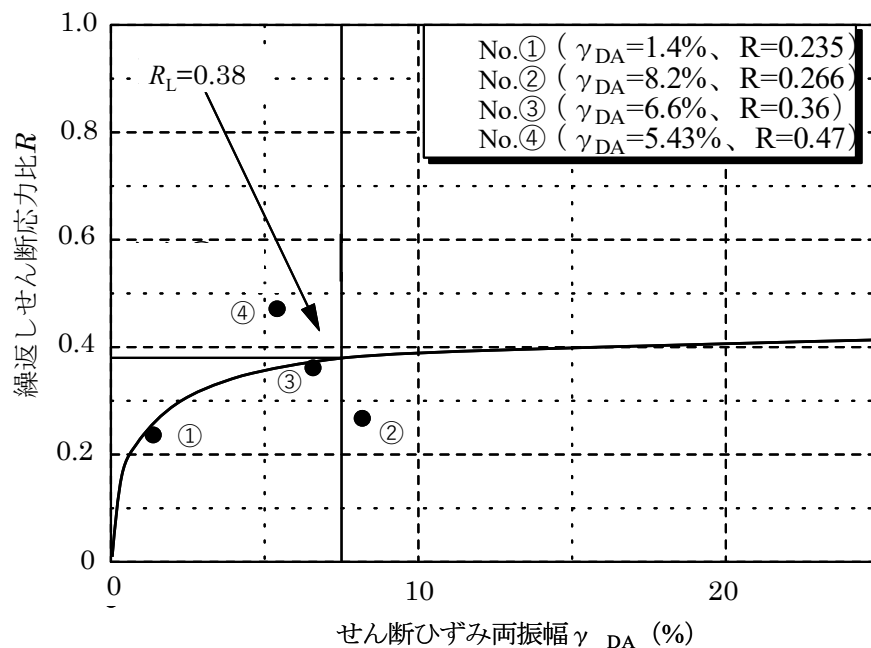


図-4.20 せん断ひずみ両振幅と繰返しせん断応力比の関係

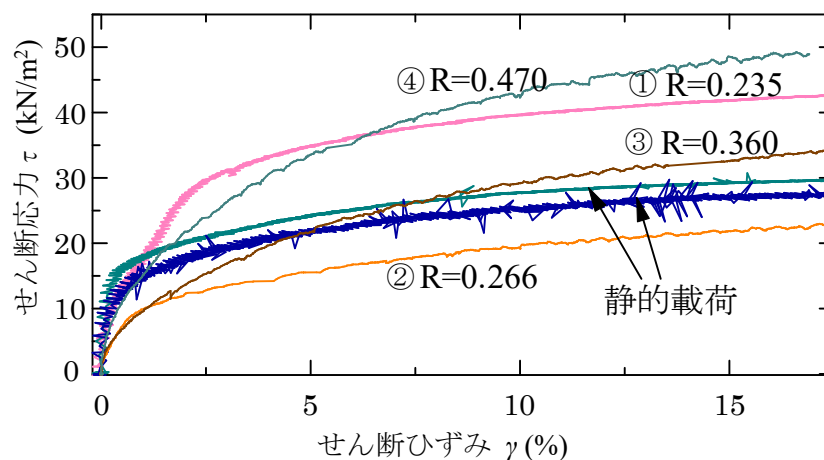


図-4.21 せん断ひずみとせん断応力の関係<sup>7)</sup>

風化泥岩の繰返し載荷後の応力～ひずみ関係を図-4.21に示す。併せて、図には繰返し載荷を実施せず、静的載荷のみを実施した試験結果も示している。応力～ひずみ曲線はいずれも上に凸で、静的載荷と同じような挙動を示している。また、繰返し載荷時には20%程度の過剰間隙水圧が発生したが、その後の単調載荷ではせん断とともに水圧は減少した。静的載荷においてもせん断に伴い10%程度の過剰間隙水圧が発生した。これらのことから、風化泥岩は、7.5%程度のせん断ひずみにおいてはせん断剛性がほとんど低下しない特殊な土であるといえる。

#### (7) のり面崩壊の原因

調査および試験結果によって以下の事項を明らかにした。

- 1) 崩壊箇所は、道路横断方向に凸、道路縦断方向に凹の地山形状で水が集まりやすい地形、地質条件である。
- 2) 崩壊箇所の盛土内の地下水位は、傾斜地盤に沿って存在し、降雨の影響も重なり図-4.14に示すようにかなり高い状態であった。
- 3) のり尻の擁壁は健全であったことから、のり面の崩壊すべり面は、地盤内を通過せず盛土内で形成した。
- 4) 盛土の下部の泥岩は、スレーキングしやすい材料であり、含水比に依存し、せん断応力が低下していた。

これらの結果より崩壊の原因は、集水しやすい特異な地形上に構築した盛土の下部に泥岩を用いていたことから、盛土下部の泥岩が長年の地山からの湧水など水の作用によりスレーキングが進行し強度低下するとともに、透水性が低下した。その結果、盛土内の地下水位が上昇し、今回の地震が誘因となり崩壊が発生したものと推定できる。

#### 4.2.3 2011 年東北地方太平洋沖地震における被災要因調査

##### (1) 被災状況<sup>12)</sup>

盛土崩壊は、茨城県那珂市内の常磐自動車道那珂 IC から東京方面に向かって約 1.2 km 付近の上り線 92.4 KP あたりで発生した。崩壊は、約 130m の延長で道路縦断方向に沿って盛土のり面中腹から上が崩壊していたが、盛土のり尻および原地盤に目立った変状は見られなかった。被災状況を図-4.22 および、崩壊状況を平面図にスケッチしたものを図-4.23 に、横断図にスケッチしたものを図-4.24 に示す。

路面段差は最大で約 2 m 強で、図-4.22 および図-4.23 に示すように、変位は、追越・走行車線の舗装打ち継ぎ目、走行車線端部の舗装打ち継ぎ目、路肩部通信管路施工箇所など、舗装の不連続箇所に生じている。

崩壊は、図-4.22 および図-4.24 に示すとおり、道路直角方向ではなく南北方向に斜めに段差が生じている。この方向は、被災箇所から約 2.5km 離れた那珂市役所の地震観測計で観測された地震波形は、NS 方向で最大 687gal, EW 方向で 553gal と NS 方向に比較的大きく揺れており、崩壊した方向と一致する。



図-4.22 常磐自動車道那珂地区の盛土崩壊状況

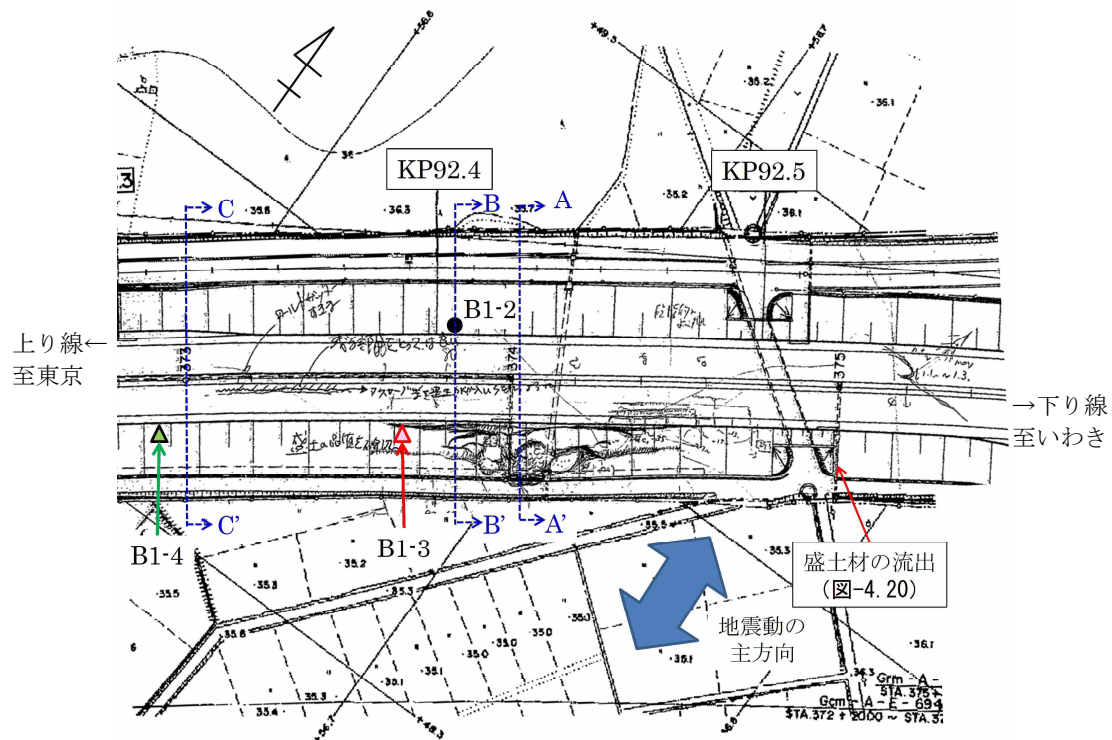


図-4.23 那珂地区盛土崩壊箇所の被災状況（平面図）<sup>12)</sup>

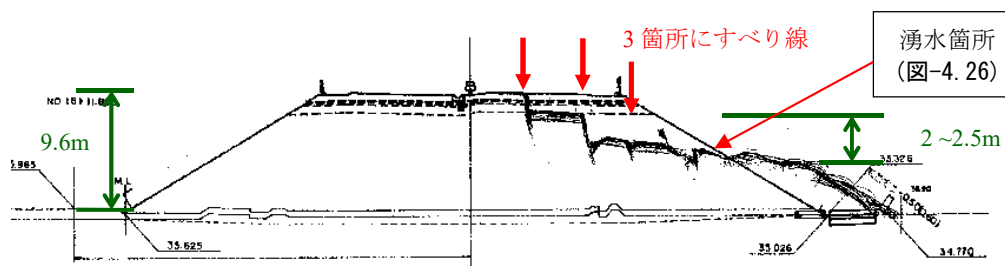


図-4.24 那珂地区盛土崩壊箇所の被災状況（A-A' 横断図）<sup>13)</sup>

崩壊箇所の盛土材は非常に高含水状態にあり、手で握ると水が滴る状態であった（図-4.25）。また、応急復旧後の3月15日の時点でも大型土のうの下端部からの染み出しと思われる水たまりが見られ、盛土内の含水が高かったことが伺える（図-4.26）。さらに、周辺のカルバートボックスとブロック積みの隙間からは、噴砂現象の時に見られるような盛土材料の流出が確認された（図-4.27）。



図-4.25 崩壊土の含水状態<sup>13)</sup>





図-4.26 仮復旧箇所からの湧水状況 <sup>12)</sup>



図-4.27 盛土材料の流出状況 <sup>14)</sup>

## (2) ボーリング調査結果

崩壊箇所は北端を久慈（くじ）川に、南端を那珂川で区切られた那珂台地の南端部に位置する。崩壊箇所と非崩壊箇所での盛土材や基礎地盤の土質性状の違いを把握するために、ボーリング調査を実施した。調査箇所は、崩壊箇所中央部（B1-3 孔）および崩壊箇所直近の未崩壊部（B1-4 孔）、崩壊箇所とは反対の車線（下り線）側の崩壊していないのり面（B1-2 孔）とした（図-4.23 参照）。崩壊した箇所の地質横断図を図-4.28 に示す。

基礎地盤については、表層部に常総粘土層（Jtc）が上載し、その下位には基盤である下総層群の見和層の上部砂礫層（Ng1）が堆積する。崩壊箇所の基礎地盤は、サウンディング調査の結果から周辺地盤の標高が 35m 程度であるのに対し崩壊箇所の標高は 33.7m と 1.5m 程度低い程度で、崩壊箇所の地層構成は周辺の地層構成と顕著な違いは確認されなかった。盛土は現場観察の結果、所々に小礫やスコリアを混入した細粒分質砂～細粒分混じり砂を主体とした Bs1 層の上部に、所々に小礫を混入した細粒分質砂～細粒分混じり砂を主体とした比較的高含水比の Bs2 層が存在していた。B1-3 孔の Bs2 層は B1-2 孔と異なり観察による土質区分では、砂質ロームとローム質砂の互層となっており、標高 39m 付近には、粘性の高い高含水比の砂質ローム層が介在していた。同様に未崩壊部（B1-4 孔）の地質横断図を図-4.29 に示す。基礎地盤は崩壊箇所と同じ層構成であるが、盛土は、所々に転石やスコリアを混入した細粒分混じり砂を主体とした Bs3 層の上部に、所々にスコリアや雲母片を混入した砂質ローム～ローム混じり砂を主体とした Bs4 層が存在し、最上層に細粒分含有率 70%程度の砂混じりロームを主体とした Bc 層が存在していた。崩壊箇所と近接しているが、未崩壊部の盛土の上部は粘性土が主体であった。



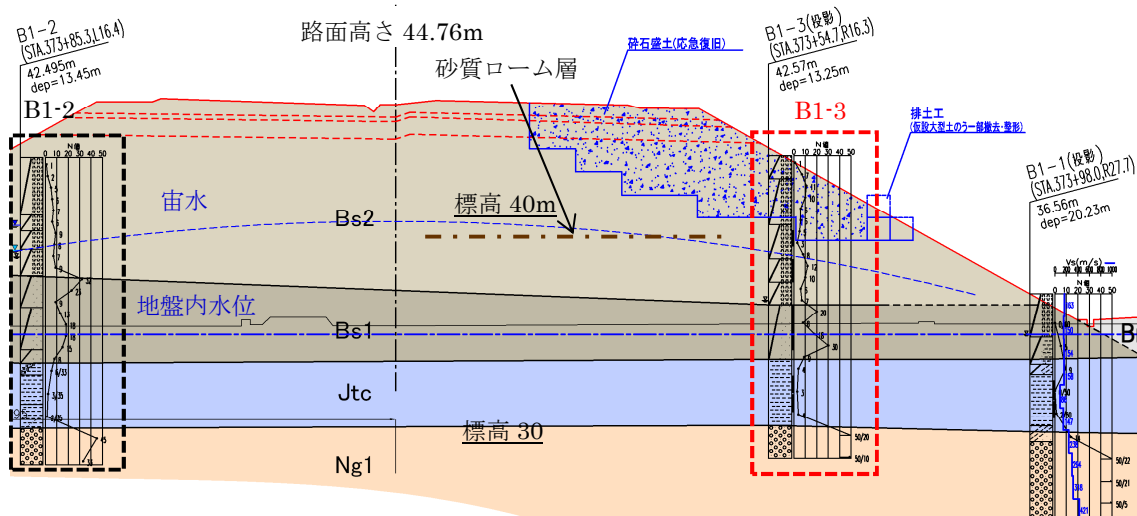


図-4. 28 那珂地区盛土崩壊箇所の地質横断面図 (B-B' 断面) 14) に加筆修正

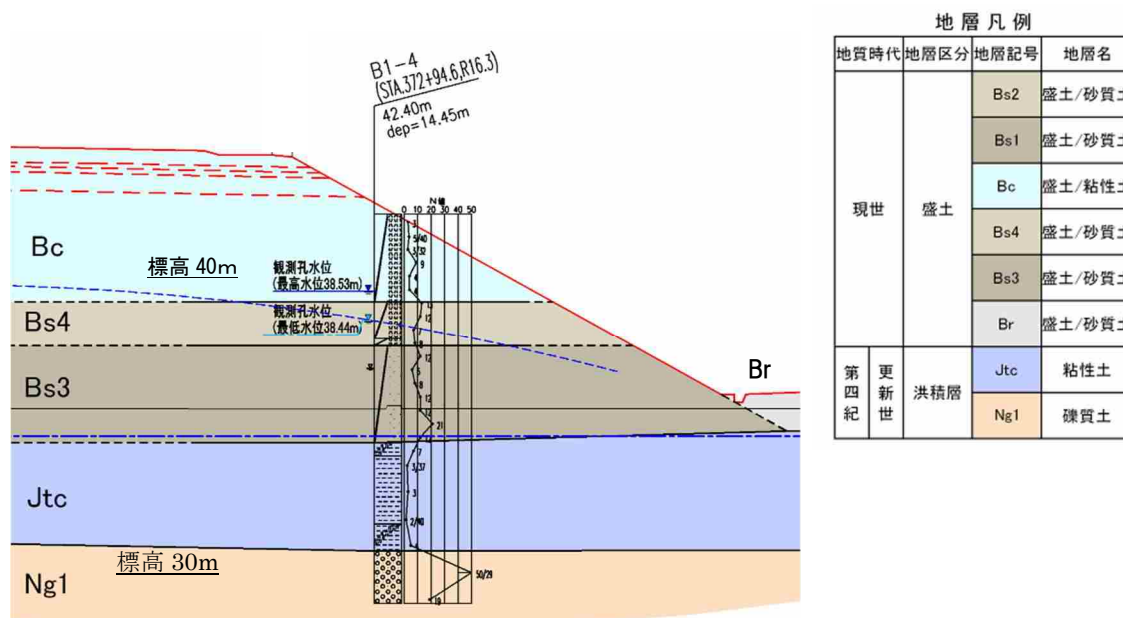


図-4. 29 那珂地区盛土崩壊隣接箇所の地質横断面図 (C-C' 断面) 12)

### (3) 現地調査による崩壊要因の推定

崩壊箇所周辺の盛土材料の土質試験結果等から当該盛土が崩壊した要因を推定する。図-4. 30 に B1-2 孔, B1-3 孔, B1-4 孔の深度ごとの含水比と粒度組成を整理した。また, 3 箇所のボーリングから採取した試料の細粒分含有率と含水比の関係を図-4. 31 に示す。細粒分含有率で整理した理由は, 概念的に土粒子に付着する自由水は細粒分が多いほど土粒子の表面積が多くなり, 細粒分含有率と含水比の関係を調べることでおよそその盛土材料の湿潤状態が把握できると考えたためである。ただし, 含水比は乾燥密度と水分量の比であることから, 仮に締固め度が低いすなわち乾燥密度が低いと相対的に水分量も低くなり, 厳密には

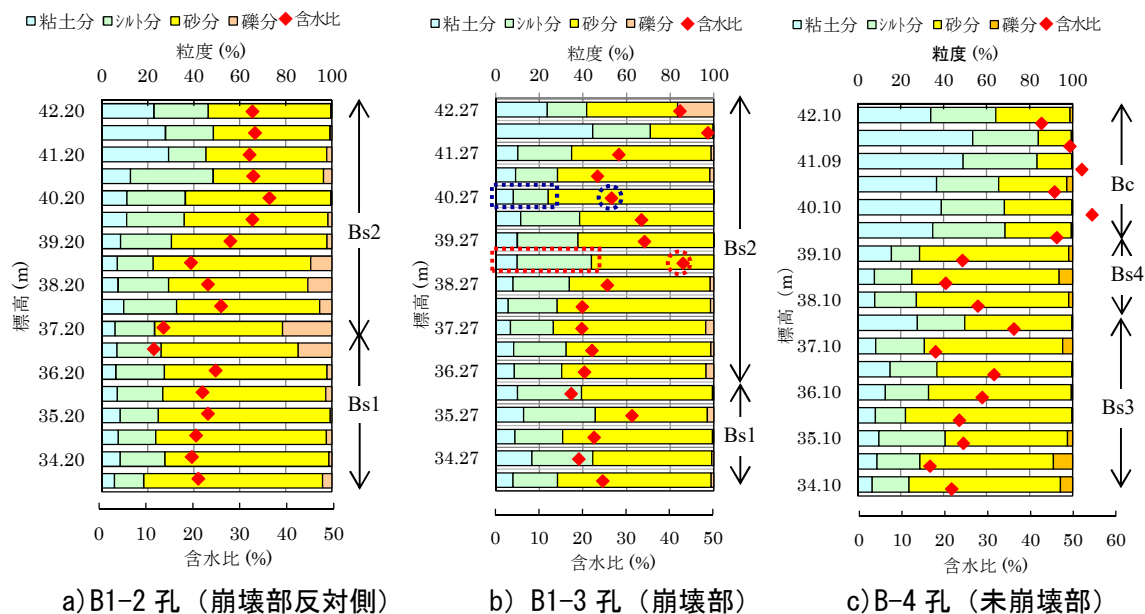


図-4.30 標高ごとの含水比および盛土材の粒度組成<sup>12)</sup>

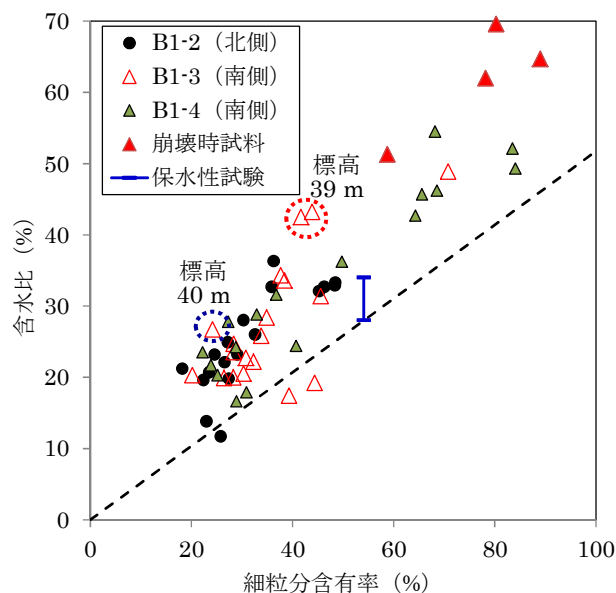


図-4.31 細粒分含有率と含水比の関係<sup>12)</sup>

粒度分布が同じ材料であっても乾燥密度のばらつきにより水分量は一致しないが、今回は乾燥密度のばらつきは小さいという前提で整理した。

図-4.30 より、含水比は全体的に崩壊側の南側ののり面の方が高く、細粒分含有率および含水比のばらつきも大きい傾向が見られ、南側ののり面が滞水しやすい条件にあったと推察される。B1-3 孔の Bs2 層内の崩壊推定面近くに位置する標高 39m 付近（図-4.30 および図-4.31 の赤の点線で囲った箇所）には周辺よりも細粒分含有率 43.9%，含水比 43.2%と相対的に高い砂質ローム層が介在していた。その上部の標高 40m 付近（図-4.30 および図-4.31

の青の点線で囲った箇所)の砂質土の含水比は 24.2%であり、同様の細粒分含有率である標高 36~37m 付近の Bs2 層の含水比 18~20%よりも高い。また、高速道路建設当時の施工記録を確認したところ盛土全体は細粒分まじり砂{SF}を主体とした材料で施工されていたが、標高 38~39m あたりは粘土{C}を主体とした材料が層状に施工されていた。このことから、標高 39m 付近の砂質ローム層が不透水層となり、この上部の砂質土層が高含水比となっていたと推察される。また、B1-4 孔の含水比は盛土上部の Bc 層の含水比が高く、Bs3 層および Bs4 層の所々に細粒分の多い層が介在し、その上層部の含水比は高い傾向にある。

図-4.31 には、地震発生の直後 3 月 13 日に崩壊土砂を撤去した段階で、すべり面付近の試料(採取箇所は、図-4.32 中の No.1, No.3, No.4, No.7)の試験結果も併せて示している。図より、崩壊した南側のり面(B1-3, B1-4 孔)には細粒分含有率 50%を超える高含水比の粘性土が分布しているのに対し、未崩壊の北側のり面(B1-2 孔)は、粘性土は分布していない。また、崩壊直後に採取した試料は、特に細粒分の多い粘性土(図-4.31 中の赤▲)が分布していたことがわかる。なお、崩壊直後に採取した試料の粒度組成は図-4.32 の右に示している。

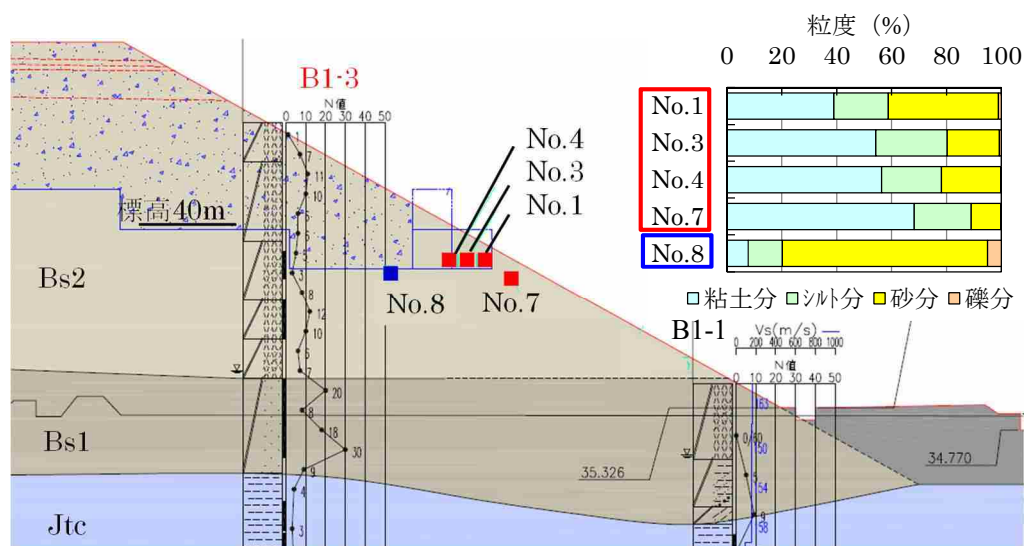


図-4.32 盛土崩壊箇所の拡大横断面<sup>12)</sup>

参考に、図-4.31 には細粒分含有率 54.1%の盛土材料を用い保水性試験を実施し得られた水分特性曲線<sup>15)</sup>の含水比の範囲を示す。盛土内の含水比は、全体的に水分特性曲線の湿潤側の含水比よりも高い傾向であった。また、保水性試験結果より、水分特性曲線の乾燥側の下限値のイメージを図-4.31 中の点線で示したが、現地調査の結果においても、点線よりも乾燥側の含水比以下となることはほとんど無かった。このことは、水分特性曲線を把握することにより、長期的に収斂していくと思われる盛土の含水比の範囲を求めることができ、現地がこの上限を超える含水比であった場合には、耐震性向上を目的とした水抜き対策等の効果が期待できるかどうかの判断が可能となるものと考えられ、今後の盛土の健全度を評価する上で有益であると考ええる。

#### (4) 盛土材料の動的特性

現地調査の結果、崩壊側ののり面の標高 40m 付近の盛土材の含水比が高いことから、地震動による剛性低下により、大規模な崩壊に至った可能性が高いと考えられるため、崩壊箇所周辺の盛土からサンプリングした乱れの少ない試料を用い動的強度特性を確認した。

試験に用いた試料は細粒分含有率 30%程度、自然含水比 14.82~17.31%、塑性指数 14 程度で塑性図のほぼ A 線上にある砂質土（試料 1）および、細粒分含有率 20%程度、自然含水比 15.60~18.21%、NP（非塑性）の砂質土（試料 2）を用いた。

試験は、JGS 0541-2009「土の繰返し非排水三軸試験方法」に従い実施し、試料を直径  $\phi$  50mm、高さ h100mm に整形した供試体を間隙水圧計数 B 値が 0.95 以上となるように飽和させた。その後、有効拘束圧 50kPa、載荷周波数 0.1Hz の正弦波荷重で実施した。繰返し三軸圧縮試験の結果を図-4.33 に示す。

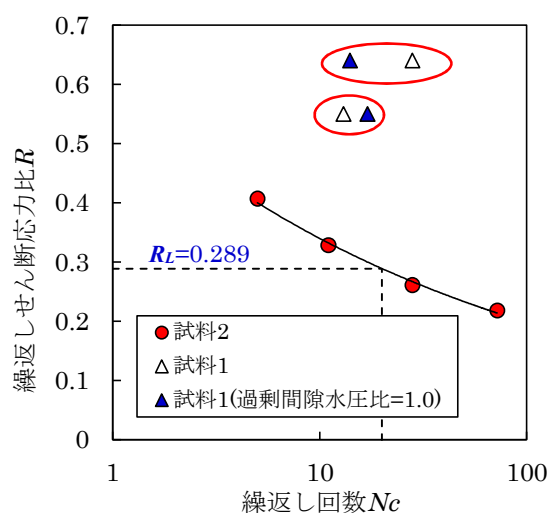


図-4.33 繰返し三軸圧縮試験結果<sup>12)</sup>

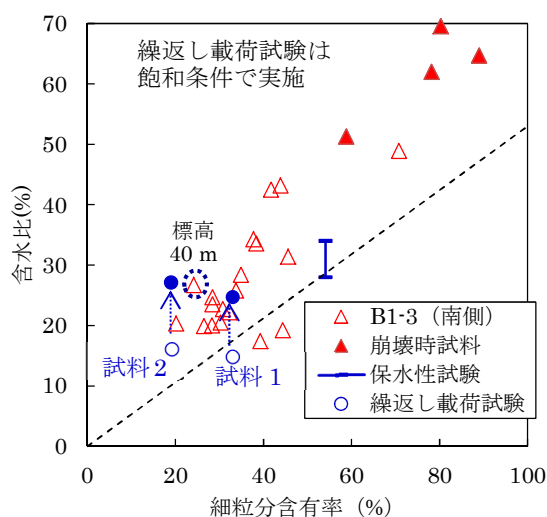


図-4.34 崩壊箇所と繰返し試験結果との比較<sup>12)</sup>

比較的細粒分の多い試料 1 については、過剰間隙水圧は上昇するものの、軸ひずみ振幅は徐々にしか大きくならない傾向にあり、過剰間隙水圧比を 1.0 まで上昇させた場合においても、繰返しせん断応力比( $R$ )も 0.64、0.55 と応力低下はあまり見られない材料であることがわかった。一方、非塑性である試料 2 は過剰間隙水圧比が 0.8 程度から軸ひずみが急増し、繰返しせん断強度比( $R_L$ )も 0.289 と剛性低下が著しい材料であったことを確認した。

図-4.34 に、繰返し三軸圧縮試験に用いた試料の細粒分含有率と含水比を B1-3 孔の細粒分含有率と含水比の関係に重ねた図を示す。なお、保水性試験は図-4.31 と同じ結果を記載している。なお、図中の白抜きの青丸○は、試料採取時の平均含水比と細粒分含有率を示し、塗り潰した青丸●は、繰返し三軸圧縮試験の試験過程での飽和後の含水状態を示しており、試料 2 の飽和後の含水比は 27.1%程度であったと想定される。図-4.30 で示した標高 40m 付近の砂質土は、含水比が 26.7%でありこの付近の盛土材料は飽和状態に近かったものと考えられ、地震動により大きく剛性低下したことが推察できる。

#### (5) 130m の区間のみが崩壊に至った要因の推察

連続した盛土の当該箇所の 130m 区間のみが大きく崩壊した理由として、この箇所が特に盛土内に宙水が形成され、周辺の盛土に比べ特に含水量が高かったことが考えられる。

しかし、不透水層となる粘性土は崩壊した区間のみ盛土されている訳ではなく、もっと広範囲に盛土されていてもおかしくはない。したがって、崩壊原因を推察するには、当該区間のみが高含水比となり得る条件を探る必要がある。そこで、盛土内へ水の浸入経路を検討することとした。まず、基礎地盤であるが、地下水位は盛土下部にあり、平坦な地盤で両盛土の形状であるため、地盤からの水の供給は考えづらい。地盤以外では、降雨などの表面水の浸透が考えられる。

表面水が盛土内に浸透する要因として、道路の勾配が考えられる。図-4.35 に崩壊箇所付近の縦断図を示す。当該箇所は、縦断勾配の変化点で擦り付け区間内に位置しており、0.04%～0.14%とほとんど勾配が無い。また、当該箇所の横断勾配は、上下線とも崩壊した南側のり面が低い2%の片勾配となっている（図-4.36）。排水系統は、下り線は路面から中央分離帯の排水溝（ロードガッタ）にて集水し、中央分離帯のますから横断排水管により100m程度の間隔に設置されている南側のり面のたて溝に接続している。上り線はアスカーブにより路肩部を排水させ、たて溝に接続している。そのため当該区間は縦断勾配が無いことから、特に豪雨時には路面排水が縦断方向に流れにくいため、路面に滞留し横断方向に水が流れ、側溝の隙間や舗装の打ち継ぎ目などから、盛土内に浸透した可能性がある。

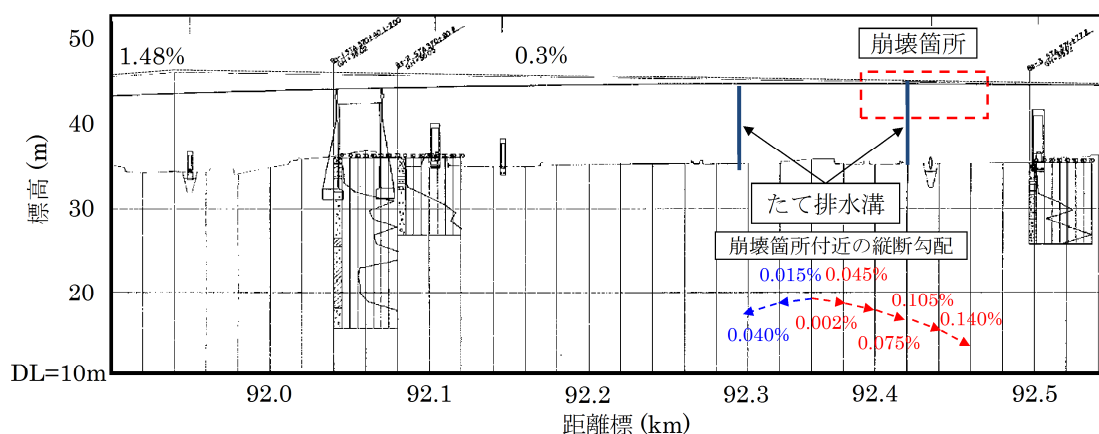


図-4.35 崩壊箇所付近の道路縦断図<sup>12)</sup>

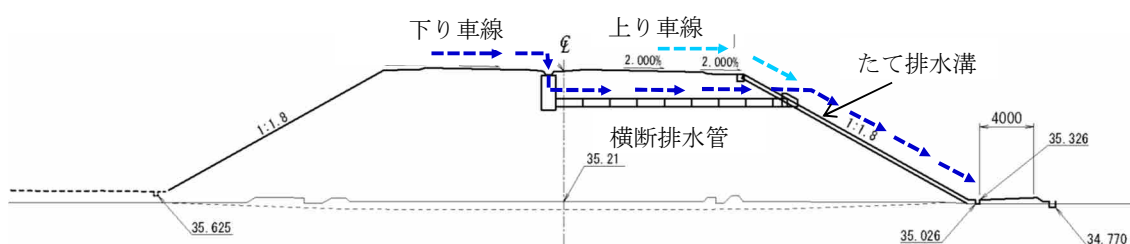


図-4.36 92.42KP 付近の道路横断図（排水系統）<sup>12)</sup>



図-4.37 に盛土内の水位を観測した結果を示す。なおここで計測されている水位は、盛土内の地下水位は存在しておらず、盛土内の宙水がボーリング孔内へ滲み出し、その滲み出した量を観測している。

図中の折れ線は、ボーリング孔内の水位を示しており、桃色の線は、南側のり面の B1-3 孔の水位を示し、黒線は北側のり面の B1-2 孔の水位である。また赤色、緑色の線は B1-3 孔と同じ側線でのり面中央とのり尻部の水位である。当該現場は 2012 年 5 月 21 日から 5 月 26 日の間に路盤や基層の本復旧工事を、2012 年の 9 月 18 日から 9 月 22 日の間で表層の本復旧工事を実施している。本復旧工事の実施前は、特に南側のり面の水位が降雨直後に急上昇している状況が観測されたが、本復旧工事実施後は、降雨後の盛土内水位の上昇が確認されなくなった。このことは、舗装打継ぎ目などからの雨水の浸透により盛土内の含水量が高くなった一因と考えられる。

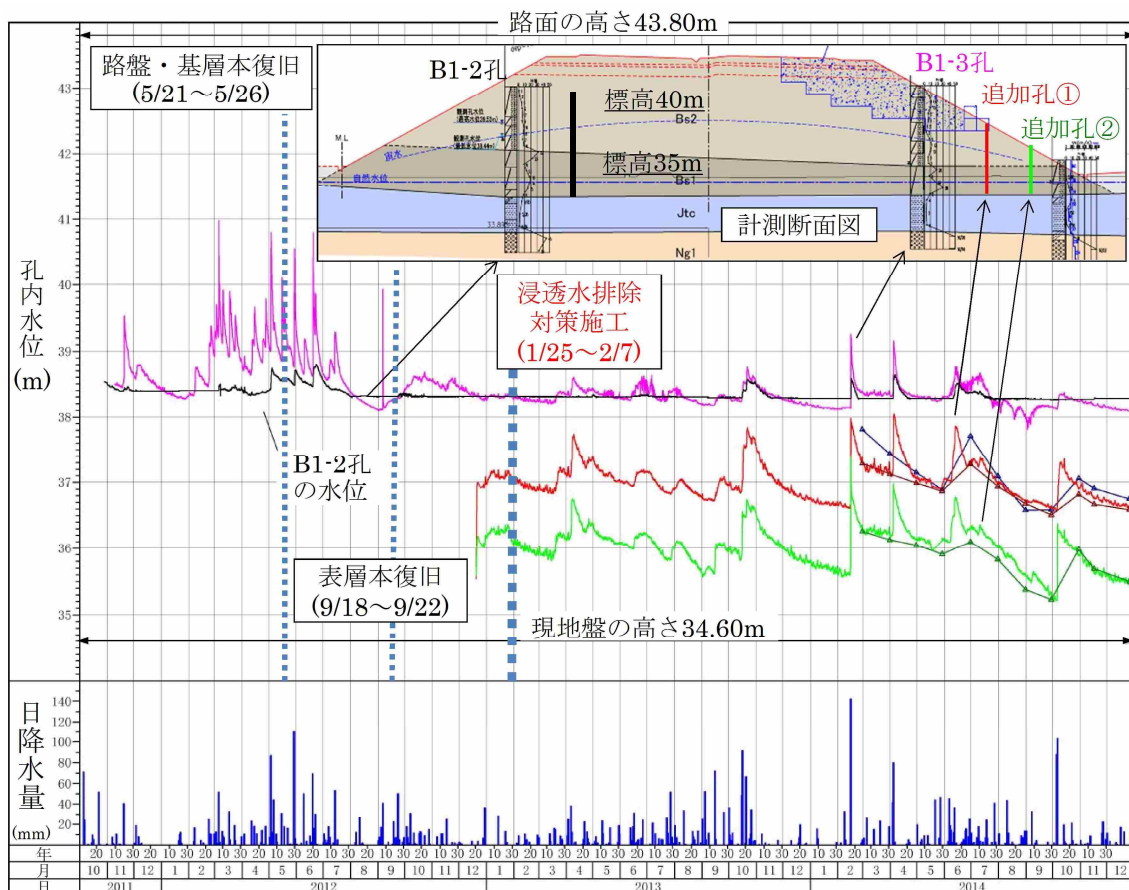


図-4.37 盛土内水位観測結果 <sup>16)</sup>に加筆



また、崩壊していない北側ののり面の水位（図中黒線）は、降雨後においても盛土内水位上昇がみられない。この差は、北側ののり面に不透水層となり得る粘性土層が無く盛土の透水性が高いことが考えられる。観測結果から、南側ののり面は地震時に発生した潜在的なクラックからの浸透による影響とも考えられるものの、同様の縦断線形箇所において、舗装にクラック等が存在する場合、路面からの表面水の浸透は我々の想定以上に多いことが判明した。このことは今後留意していくべき事項であると考ええる。これまでの室内試験や現地調査の結果から一概に舗装の打ち継ぎ目からの浸透のみが当該箇所が崩壊した原因とは特定できないものの、舗装や路盤にクラックが発生した場合、路面からの盛土内の浸透の影響は大きく、特に、路面排水の勾配が緩く、盛土内に宙水の発生が想定されかつ、盛土材料が剛性低下しやすいなどの条件が重なった場合においては、相対的に盛土の耐震性が低くなると考えられる。

当該区間の崩壊は、これらの要因が重なり発生したものと推察される。

#### (6) のり面崩壊の原因

当該区間の盛土が崩壊に至った要因を以下にまとめる。

- 1) 崩壊した南側ののり面に細粒分含有率の高い粘性土層が介在していた。
- 2) 粘性土層の上部に過剰間隙水圧の上昇しやすい砂質土が盛土されていた。
- 3) 下層の粘性土層が不透水層となり、上部の砂質土層が高含水となった。
- 4) 地震動は、南北方向に強く揺れたことから、含水比の高い南側の砂質土層の間隙水圧が上昇し、盛土材料の剛性が低下し崩壊に至ったと推察される。

今回の盛土崩壊は、過去の被災事例のように基礎地盤の変形や集水地形で高い盛土内水位による要因とは異なり、滞水しやすい縦断線形箇所において、盛土材料が軟化しやすい材料が使用され、また盛土の一部に粘性土が介在したことにより、表面水が粘性土層の上部で滞水していたところに大きな地震動が加わったことで、盛土内の過剰間隙水圧が上昇し、崩壊に至ったものと考えられる。

また、表面水の浸透要因のひとつと考えられる舗装は、ライフサイクルが10年程度であり、舗装改良を実施しても、時間が経過すれば再度盛土内に浸透しやすくなることが想定される。したがって、過剰間隙水圧が上昇しやすい材料を用いた盛土においては、宙水を含む、盛土内の滞水層を確実に排水する対策が求められる。

#### 4.2.4 大規模に崩壊した盛土の調査結果のまとめ

中越地震における関越自動車道堀之内地区および、駿河湾を震源とする地震における東名高速道路牧之原地区、東北地方太平洋沖地震における常磐自動車道那珂地区の3箇所について、現地調査やボーリング調査などの調査を踏まえると、いずれの崩壊も、盛土内への水の侵入が影響しており、盛土の耐震性能を評価するうえで、水による影響は無視できないものと考えられる。

また、関越自動車道堀之内地区や東名高速道路牧之原地区においては、過去の地震災害と同様に、地盤からの湧水の影響を受けやすい、傾斜地盤上の盛土が大きく崩壊しており、盛土内水位も高いことが確認できた。

一方、常磐自動車道那珂地区においては、比較的平坦な地盤において、大規模な盛土崩壊が発生した。この要因は盛土中に細粒分含有率の高い粘性土層が介在し、盛土表面等からの浸透水の影響などにより宙水が形成され、粘性土層の上部の盛土が崩壊したと推察される。

盛土材料に関しては、関越自動車道堀之内地区と常磐自動車道那珂地区においては、比較的細粒分の多い材料を用いている。これらの材料は、静的な三軸圧縮試験での結果においては、比較的せん断強度は高いものの、盛土内の含水比が高い場合においては、地震動により過剰間隙水圧が上昇したことにより有効応力が減少し、盛土材料の剛性が低下し崩壊に至ったと考えられる。

そのため、次節以降において、基礎地盤の傾斜による地震被害の影響および、盛土材料や含水状態、締固め度が異なる場合において、盛土材料の動的特性の違いについて評価する。

### 4.3 大規模被害箇所の地形的要因に関する評価

#### 4.3.1 2004 年新潟県中越地震における盛土基礎地盤の勾配と被害傾向

2004 年新潟県中越地震での盛土崩壊の地形的な影響について整理した。対象区間は関越自動車道小出 IC～小千谷 IC 間とし、当該区間における盛土部の被災に対し地形や盛土の形状の違いと被害の大小との関連性について、被災平面図及び横断図により検討した。

##### (1) 被災パターンと被災度分類方法

被災パターンと被災度分類方法の整理方法は、道路震災対策便覧（震災復旧編）<sup>17)</sup>に基づき（1）平地盛土の被災パターンと被災度分類（表-4.4(a), (b)参照）および（2）傾斜地盤上の盛土形状および被災度（表-4.5(a), (b), (c)参照）によって分類した。被災パターン別数量算定の考え方を次に示す。

表-4.4(a) 平地盛土の被災パターン

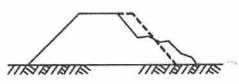
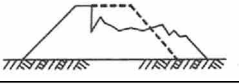


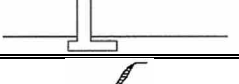

被災	被災模式図	被災形態
I 型		のり面の流出，崩壊またはきれつの段差の発生が道路車線まで及ばず，のり肩にかざられるもの。
II 型		盛土のすべり崩壊またはきれつ，段差の発生が道路車線まで及ぶもの。
III 型		破壊が基礎地盤まで及ぶ盛土形状が原型をとどめないもの。
IV 型		盛土の一樣な沈下に伴って，盛土形状をある程度保ちつつ変形したもの。
V 型		構造物背面の盛土が沈下およびきれつをおこしたものの。
I2 型		斜面では主に表土層が滑落する。この場合のすべり面は地表面に平行していることが多い。

表-4.4(b) 平地盛土の被災度分類方法

被災パターン	被災度	被災度の説明
I	B	きれつ幅 15cm 以上または段差量 20cm 以上
	C	きれつ幅 15cm 未満，かつ段差量 20cm 未満
II	A	きれつ幅 30cm をこえ，かつ段差量 50cm をこえたもの
	B	きれつ幅 30cm 以下，または段差量 50cm 以下
III	A	—
IV	B	沈下量 50cm 以上
	C	沈下量 50cm 未満
V	B	沈下量 20cm 以上
	C	沈下量 20cm 未満
I2	B	斜面が部分的に崩壊する
	C	斜面のごく一部に変状が発生する

表-4.5(a) 傾斜地盤上の盛土形状

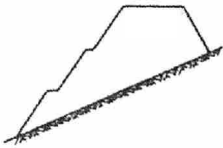


(a) 両盛土	(b) 腹付盛土	(c) 片切片盛
		

表-4.5(b) 傾斜地盤上の盛土の被災度

被災度	被災度の説明
A	盛土が完全に滑動し路面および路肩が消失したもの
B	盛土の変形に伴い路面きれつや段差が生じたもの
C	無被害または盛土に変状をきたしていない路面にヘアクラック程度のもの

表-4.5(c) 傾斜地盤上の盛土の被災度の模式図

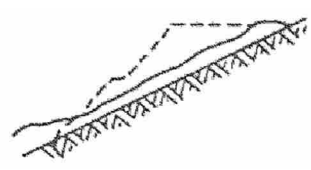


A	B	C
		

表-4.6 に盛土における被災状況の集計結果を示す。表より、平地盛土に関しては、I 型（道路車線まで及ばない崩壊または段差）の被災度が最も多い。次いで、V 型（構造物背面の盛土の沈下）が多く、その中でも V-B（沈下量 20cm 以上）の比率が高い。

傾斜盛土においては、被災度 A（盛土が完全に滑動し、路面および路肩が消失したもの）および被災度 B（盛土の変形に伴い路面きれつや段差が生じたもの）は越後川口 IC～堀之内 IC 間に多い。

表-4.6 盛土の被災パターンおよび被災度<sup>18)</sup>

IC 区間	距離 (km)	平地盛土										傾斜盛土									合計 (箇所)
		I		II		III		IV		V		(a)			(b)			(c)			
		B	C	A	B	A	B	C	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C		
六日町～小出	17.5	1	10					3		2			2		1	2			1	22	
小出～堀之内	7.6	3	9						5	1			1					3		22	
堀之内～越後川口	8.9	9	8	3	2			1	16	2		3	1	1		1		3	3	53	
越後川口～小千谷	7.9	12	14	1	6			2	21	3								1	1	61	
小千谷～長岡	15.7	13	29		7			1	13	17										80	
長岡～長岡 JCT	1.6		4																	4	
関越自動車道計	59.2	38	74	4	15	0	0	7	55	25	0	3	4	1	1	3	0	7	5	242	
柏崎～西山	10.7		2					3		14										19	
西山～長岡 JCT	13.6	4	17		2			3		1								1	2	29	
長岡 JCT～中之島見 附	10.7		2																	2	
中之島見附～三条燕	15.3		2																	2	
北陸自動車道計	50.3	4	23	0	2	0	0	5	0	15	0	0	0	0	0	0	0	1	2	52	
合 計	110	42	97	4	17	0	0	12	55	40	0	3	4	1	1	3	0	8	7	294	

道路震災対策便覧の被災パターン分類を表-4.7に示すように、大・中・小被害に分類し、検討対象区間 STA37+60～STA248+80 の被災箇所を平面図に落とし込み、その場所の横断面から基礎地盤の勾配を読み取った。被災パターン別数量集計の考え方を以下に示す。

1) 被災数量の集計は、上下線別で計上することを基本とする。ただし、以下の場合には上下線の区別はしないものとした。

・盛土全体が崩壊した場合

※平地盛土の「Ⅲ型」、「Ⅳ型」および、傾斜地盤上の盛土の「被災度 A」

・構造物との接合部で盛土の損傷が上下線に発生する場合

2) 同一地点で被災パターンが重複している場合の計上する優先順位は、被災パターン「Ⅴ型」⇒「Ⅱ型」⇒「Ⅰ型」⇒「Ⅳ型」の順で計上した。

従って以降に述べる断面数とは、片側断面のことであり、延長も片側断面あたりの延長としている。

表-4.7 被災規模の分類

種別 被災度	崩壊・きれつ			沈下量 (参考)	
	小被害	中被害	大被害	小被害	中被害
被災パターン	I-C II-B a-C b-C c-C I2-C	I-B II-A a-B c-B I2-B	b-A	V-C	V-B

## (2) 分析結果

### ① 路線全体の延長内訳

関越自動車道小出 IC～小千谷 IC 間の構造物および盛土形態別の延長内訳を図-4.38に示す。当該区間は、全体の約7割が盛土区間でそのうちのほとんどが両側に盛土のり面を有する両盛土となっている。また、腹付盛土および片切片盛土が全体の1割である。

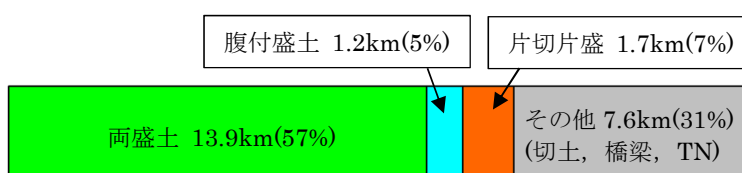


図-4.38 小出 IC から小千谷 IC 間の土工延長比率

また、盛土区間における基礎地盤の勾配の内訳を図-4.39に示す。図-4.38の両盛土の延長が長いことと同様に「勾配無し」がほとんどを占める。地山勾配が 15° (1:4)以上の傾斜地盤上のり面は全盛土延長の約3割であり、比較的緩斜面の区間が多いことがわかる。

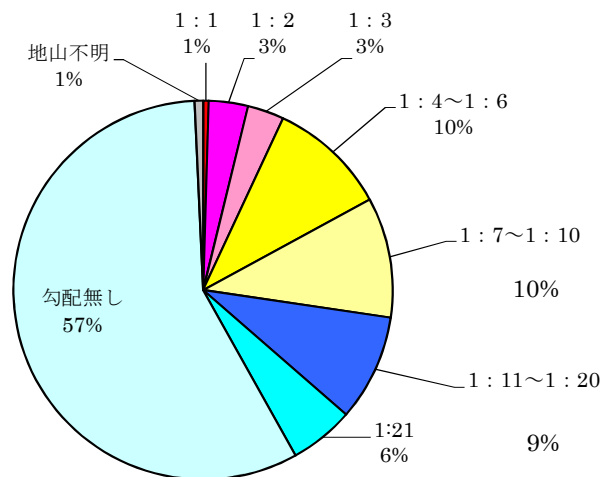


図-4.39 盛土区間での基礎地盤の勾配の内訳

## ② 被災箇所の内訳

盛土区間を形状別に，被災の有無について整理を行った結果を図-4.40 に示す。また，被災の程度について盛土構造別に整理したものを図-4.41 に示す。

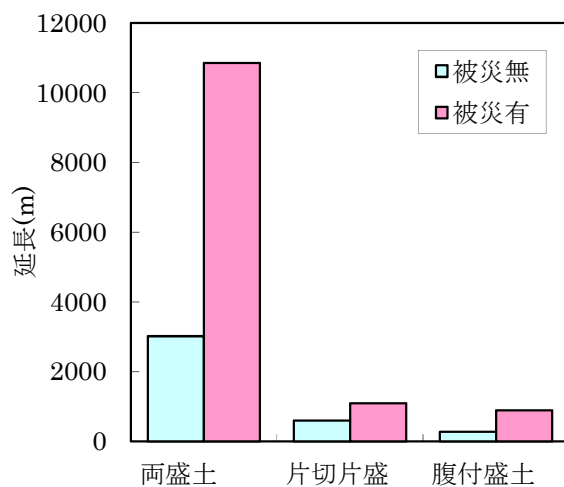


図-4.40 盛土形態ごとの被災延長の内訳

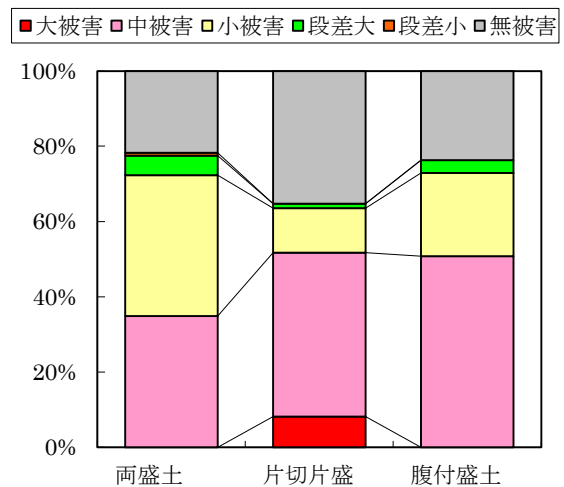


図-4.41 盛土形態ごとの被災規模の内訳

図-4.40 より，被災はどの形態においても発生している。それぞれの盛土形態別で被災率を整理すると，両盛土 78%，片切片盛 65%，腹付盛土区間で 76%と大きな差は無い（図-4.41 の被災有の合計値参照）。

図-4.41 より，大被害が発生しているのは全て片盛片切区間である。50cm 以上の段差等が発生した中被害を含めると，被災率が高いのは腹付盛土，片切片盛，両盛土の順となる。また，20cm 以上の段差となる段差大は両盛土区間が最も多い。

同様に盛土区間を地山勾配別に，被災規模について整理を行った（図-4.42）。



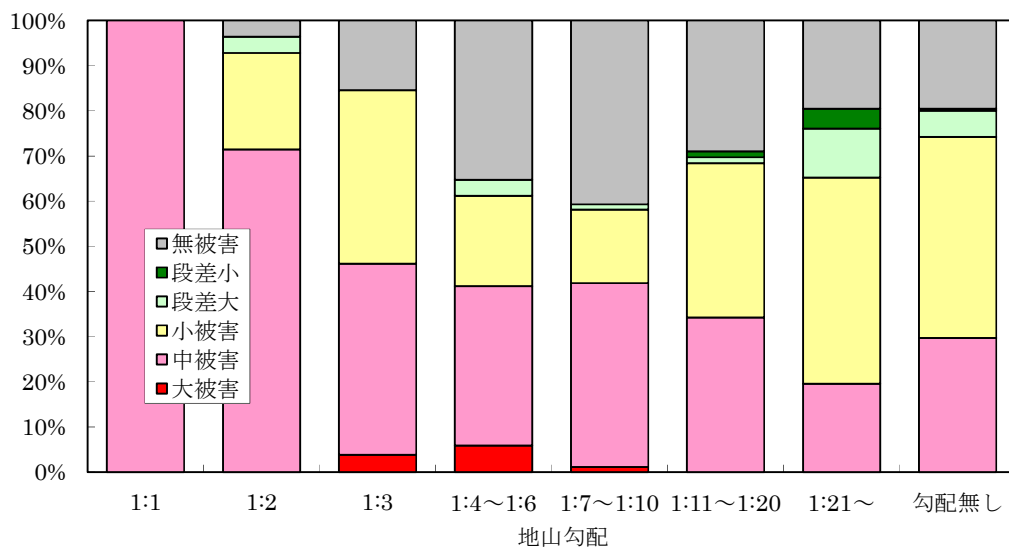


図-4.42 地山勾配の違いによる被災規模の内訳

図-4.42 より、大被害は地山勾配が 1:3 から 1:10 の間に集中している。一方中被害は、地山勾配が急なほど被災率が高くなる。逆に小被害は勾配が緩いほうが内訳的に多くなる。

また、全体の被災率でみると、大被害となった勾配において、無被害の箇所も多いことがわかる。これらの箇所についての安定性については、さらに詳細な検討が必要と思われる。

#### 4.3.2 2007 年新潟県中越沖地震における盛土基礎地盤の勾配と被害傾向

中越地震と同様に、地震時の盛土崩壊の地形的な影響について整理した、対象区間は北陸自動車道上越 IC～長岡 JCT 間とした。

##### (1) 路線全体の延長内訳

北陸自動車道上越 IC～長岡 JCT 間 (65km) の盛土形態別の延長内訳を図-4.43 に示す。

当該区間は、全体の約 65%が盛土区間でその内のほとんどが両側に盛土のり面を有する両盛土となっている。また、腹付盛土および片切片盛土が全体の 5%程度である。

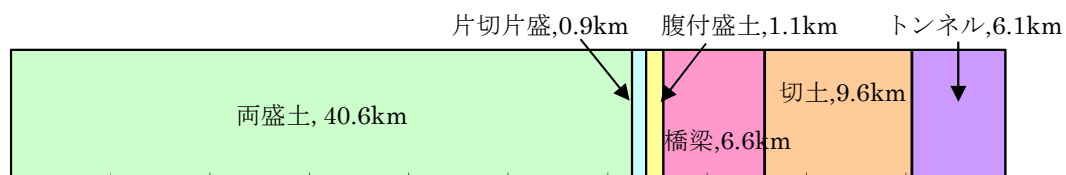


図-4.43 路線内の延長比率

## (2) 被災箇所の内訳

盛土区間の被災の程度について形状別に整理した結果を図-4.44 に示す。

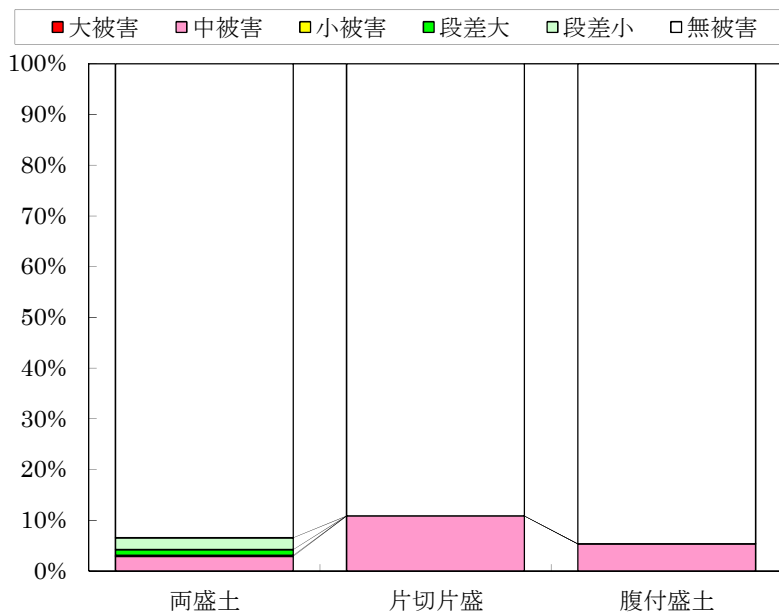


図-4.44 盛土形態ごとの被災規模の内訳

本地震においては大被害が発生した箇所は無かった。また、無被害の箇所が9割を占めている。50cm以上の段差等が発生した中被害が発生している箇所は、片盛片切区間が多く次いで腹付盛土である。また、20cm以上の段差となる段差大の箇所は中越地震と同様に両盛土区間が最も多い。

### 4.3.3 まとめ

これらの整理により、以下の傾向があることが判明した。

- ・ 地山勾配と被災規模には関連性があり、勾配がきついと被災規模が大きくなる傾向がある。また、逆に勾配が緩いと大規模な被害が少なくなる。
- ・ 盛土形態としては、片切片盛区間がもっとも被災規模が大きく、両盛土区間においては路面段差が顕著となるなどの傾向がある。

#### 4.4 盛土材料の動的せん断特性

4.2 節において、地震後に被災箇所の詳細な地質調査を実施したところ、盛土内の水位が周辺地盤の地下水位より上昇していること等が判明した。盛土材が繰返しの地震動による間隙水圧の上昇に伴う剛性低下が起きやすい材料であれば、盛土内水位以下の飽和した盛土材料が剛性低下することも大きな変状に至る要因のひとつと考えられる。

さらに、新潟県中越地震では、高速道路直近で 1.7G と大変大きな加速度が記録されており、非常に強い地震動により盛土内水位よりも上部の不飽和部分において、破壊に近い応力状態に至ったことが考えられる。

盛土材の動的変形特性について、被災した盛土の飽和・不飽和の状態での繰返し非排水せん断強度（液状化強度）と繰返しによるせん断剛性の低下を把握するため、繰返し非排水三軸試験と繰返しねじり試験を実施した。本節では、これら試験により得られた知見を論ずる。

なお、盛土材の動的特性を把握するにあたって、比較のため能登半島地震で被災した能登有料道路の盛土箇所の材料<sup>19),20)</sup>、中越沖地震における北陸自動車道の盛土材料<sup>21)</sup>および、東名高速道路の関東ロームや富津館山道など関東近辺の盛土材料についての試験結果も整理している。

##### 4.4.1 試験に用いた試料<sup>22)</sup>

試験に用いた盛土材料の物性一覧を表-4.8(a), (b)に、粒径加積曲線を図-4.45 に示す。

関越自動車道は、中越地震での被災箇所の試験結果である。214.5KP の盛土材料は他の材料よりも礫分が多いことがわかる。また、215.9KP の盛土材料は細砂分が 70%程度と単粒度に近い。能登有料道路の盛土材は、横田 IC、別所岳は細粒分が 80%以上の細粒土である。縦 9 は礫分が混じっているものの、横田 IC および別所岳と同様な盛土材料である。その他の材料は、粒度分布的には似通っているものの表-4.8 に示す最適含水比を比較すると東名高速道路の厚木、大井の盛土材料がその他の盛土材料より高いことがわかる。これは、厚木、大井が関東ロームで、その他は砂岩・泥岩などが風化した材料であることから、堆積・風化など土砂材料の生成過程の違いによるものと考えられる。

表-4.8(a) 試験に用いた盛土材料の物性値（地震後採取）

	関越自動車道						北陸道	東名	常磐道
	213.6KP	214.5KP	215.9KP	川口11	小千谷2	小千谷	曾地BS	牧之原	那珂
	再構成	再構成	再構成	再構成	サブリック	再構成	サブリック	サブリック	サブリック
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.48	1.86	1.46	1.62	1.49	1.53	—	1.70	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	24.1	14.3	25.6	19.8	25.2	24.5	—	18.5	—
液性限界 $w_L$ (%)	39.2	32.0	NP	55.3	57.8	35.5	32.7	43.2	38.01
塑性限界 $w_P$ (%)	22.1	20.9	NP	25.5	30.0	28.4	23.7	17.0	23.9
塑性指数 $I_P$	17.1	11.1	NP	29.8	27.8	7.1	10.8	26.2	14.07
細粒分含有率 $F_c$ (%)	39.0	27.0	25.3	47.0	64.7	42.0	14.7	52.5	30
採取時の含水比 $w$ (%)	26.9	19.6	36.1	22.3	40.2	66.1	31.0	19.4~25.9	14.82
締固め度 $D_c$ (%)	90	95	95	95	-	90	-	-	-
繰返しせん断強度比(飽和時) $R_L$	0.208	0.310	0.570	0.512	0.536	0.178	0.300	0.38	0.59
繰返しせん断強度比(不飽和時) $R_L$	0.438	0.510	0.890	0.621	0.702	0.645	0.630	-	-
飽和度 $S_r$ (%)	83.5	67.0	80.0	85.7	90.0	72.8	92.2	92.2	76.4

表-4.8(b) 試験に用いた盛土材料の物性値（能登半島地震，その他）

	能登有料道路			東名		穴水	富津館山
	横田IC	別所岳	縦9	厚木	大井	再構成	再構成
	再構成	再構成	再構成	サブリック	再構成	再構成	再構成
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.26	1.32	1.70	1.12	1.08	1.32	1.36
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	38.5	34.6	17.9	43.0	49.3	32.8	30.0
液性限界 $w_L$ (%)	70.5	62.5	53.0	58.8	66.9	64.7	54.7
塑性限界 $w_P$ (%)	42.7	40.1	32.2	49.8	37.5	40.1	31.0
塑性指数 $I_P$	27.8	22.4	20.8	9.0	29.4	24.6	23.7
細粒分含有率 $F_c$ (%)	73.0	85.5	40.7	49.7	58.4	39.3	62.6
採取時の含水比 $w$ (%)	27.9	29.3	30.0	31.7	46.6	27.1	35.9
締固め度 $D_c$ (%)	90	90	90	-	93	90	95.0
繰返しせん断強度比(飽和時) $R_L$	0.365	0.230	0.202	0.260	0.388	0.273	0.482
繰返しせん断強度比(不飽和時) $R_L$	0.685	0.535	0.460	1.059	0.833	0.920	0.596
飽和度 $S_r$ (%)	75.2	76.4	69.6	69.9	72.0	70.0	91.0

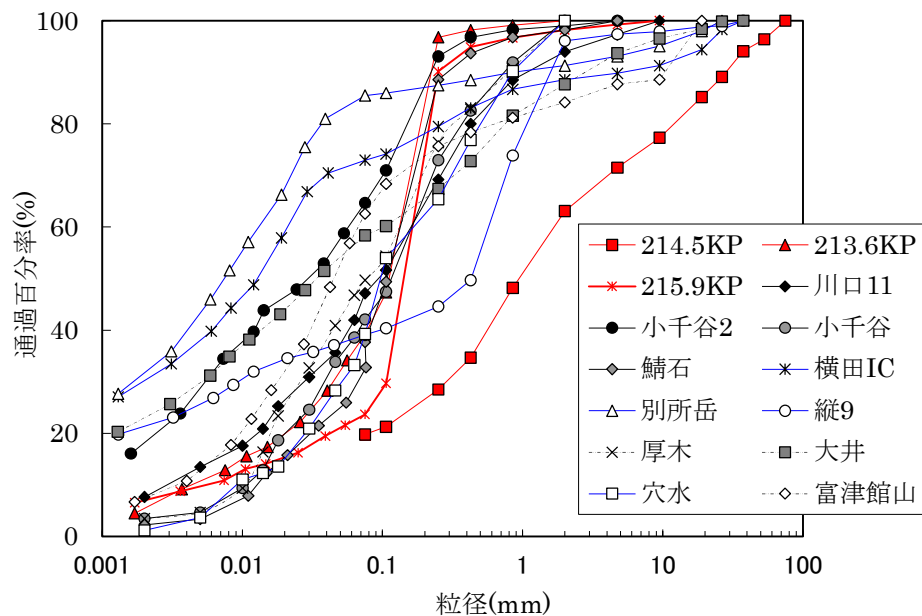


図-4.45 試験に用いた盛土材料の粒径加積曲線

#### 4.4.2 試験方法および結果

試験は、4.2.1 節(5)で示した剛性低下試験を実施した。供試体は、含水比は最適含水比とし、締固め度は高速道路など現場の締固め度が判明している箇所は、現地と同等の締固め度となるように、その他の材料は  $D_c=90\%$  となるように突固め、中空円筒形に作製し、飽和条件と不飽和条件の2条件実施した。試験結果を表-4.8の下段に示す。

##### (1) 塑性指数と $R_L$ との関係<sup>22), 23), 24)</sup>

表-4.8より強じん性を示す塑性指数 $I_p$ に着目し、塑性指数 $I_p$ と $R_L$ の関係を整理した。飽和条件を図-4.46に、不飽和条件を図-4.47に示す。なお、表-4.8に示す塑性指数は採取した盛土材料の物性試験のデータを記載しており、図に用いた塑性指数は、試験に用いた供試体の試験値を用いたため、表-4.8と図-4.46、図-4.47の値とは異なる場合がある。

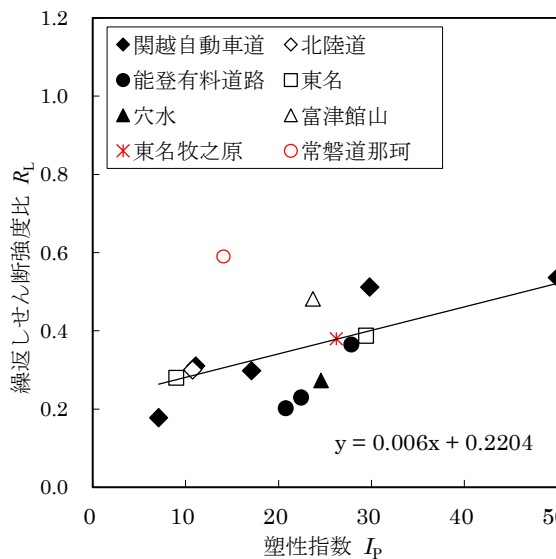


図-4.46 塑性指数  $I_p$  と  $R_L$  の関係(飽和)

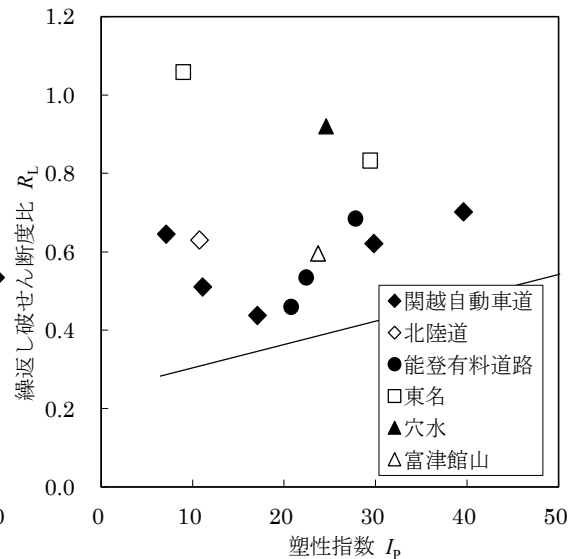


図-4.47 塑性指数  $I_p$  と  $R_L$  の関係(不飽和)

図-4.46および図-4.47より、不飽和条件のほうが $R_L$ の値が大きく、特に塑性指数の小さい材料において不飽和条件での強度が高くなる傾向にある。したがって、塑性指数の小さい材料は、排水対策の効果が高い材料であり、排水対策などにより間隙水圧の上昇を低下させることにより、地震時の軟化により大きな変形に至る危険性が低くなると考えられる。

加えて、飽和・不飽和条件ともに塑性指数が大きい材料ほど $R_L$ の値が大きくなる傾向がみられ、特に飽和条件での相関性は高く、飽和時の $R_L$ は、塑性指数によりある程度想定できるものと考えられる。また、塑性指数が30程度以上の材料であれば、飽和条件であっても地震動による軟化の影響は少ないものと考えられる。

不飽和条件においては、ほとんどの材料が、 $R_L=0.4$ 以上であり、 $R_L=1.0$ 以上の材料もある。このことより、盛土の不飽和部分は、かなり強いせん断力が加わらない限り崩壊しないといえる。

ただし、高速道路の供試体は締固め度95%で作製していることや、サンプリング試料においては現場での締固め度となっていることから、若干繰返し破壊強度比は高めの値となっている。また、不飽和条件においても、飽和度などを現場の含水条件を反映して供試体を作製したため、 $R_L$ のばらつきが大きくなったものと考えられる。したがって、塑性指数より $R_L$ を推定するにあたっては、締固め度、含水比の設定などの条件ごとに相関性について更に詳細に検討する必要がある。

## (2) せん断破壊に対する安全率とせん断剛性の関係

飽和条件での繰返し中空ねじりせん断試験後のせん断剛性比 $G_1/\sigma'_c$ と $F_L$ の関係を図-4.48に示す。

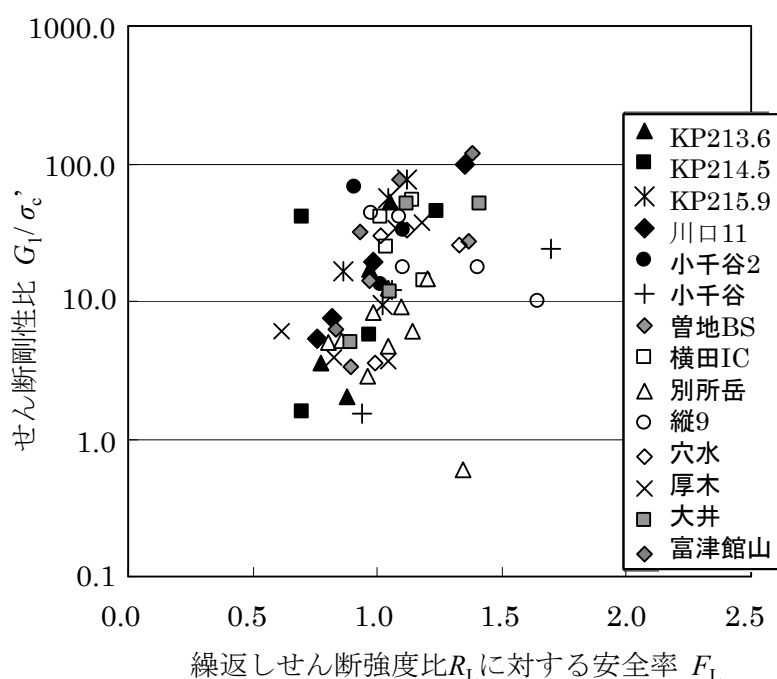


図-4.48  $F_L$ とせん断剛性比の関係（飽和条件）

ここでは単調載荷時の応力-ひずみ関係のせん断ひずみが1%時の割線勾配を地震後のせん断剛性 $G_1$ とした<sup>21)</sup>。 $F_L$ は繰返しせん断破壊強度比を供試体に加えた応力比で除したものである。いずれの材料も $F_L=1.0$ 付近でせん断剛性が著しく低下している。また、全体的に塑性指数が低い材料のほうが、せん断剛性比が低く $F_L$ が1.0より小さくなったときの低下の程度が大きくなっている傾向がみられる。不飽和条件での繰返し中空ねじりせん断試験後のせん断剛性比 $G_1/\sigma'_c$ と $F_L$ の関係を図-4.49に示す。図より、不飽和条件の方が飽和条件に比べて $F_L=1.0$ 付近でのせん断剛性が大きく $F_L$ 値も高い。また、 $F_L$ が1.0より小さくなくても剛性低下は比較的小さい傾向がみられる。



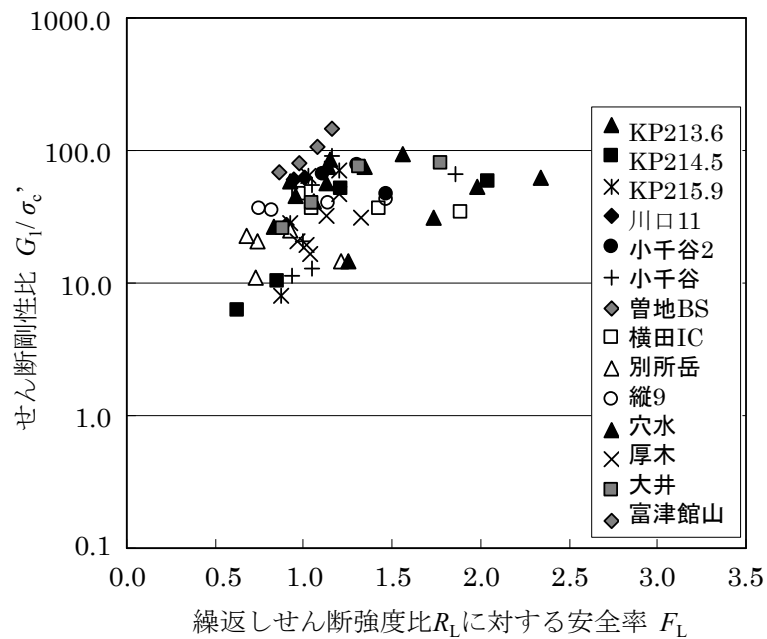


図-4. 49  $F_L$ とせん断剛性比の関係（不飽和条件）

### (3) 締固め度と $R_L$ との関係

関越自動車道215.9KPは、細砂分が70%を占める比較的単粒度の盛土材料であり、中越沖地震において図-4. 50に示すように盛土のり尻から80m程度崩落土砂が流動した。

この盛土材料を採取し締固め度と飽和条件を変えて、繰返し中空ねじりせん断試験を実施した。また、比較のために関越自動車道の芋川橋より東京側の213.6KPの盛土材料においても同様に実施した。芋川橋付近の盛土部は、良好な水平地盤上の盛土で中越地震において揺すり込み沈下が若干生じたものの比較的健全な箇所といえる。



図-4. 50 関越自動車道215. 9KPの盛土崩壊<sup>22)</sup>

なお、それぞれの材料物性等は表-4.8、図-4.45に併せて記載している。

締固め度と $R_L$ との関係を飽和条件と不飽和条件とで整理したものを図-4.51に示す。図より、締固め度が高いほど $R_L$ は高くなる傾向がみられかつ、不飽和条件の $R_L$ のほうが高く、その差は締固め度が高いほど顕著になる。215.9KPの盛土材料はNP（非塑性）でもあり、締固めるほど、粒子のかみ合わせが強固になることで、飽和・不飽和にかかわらず繰り返しのせん断強度比の低下が小さくなる。逆に90%程度の締固め度では $R_L$ は飽和度にあまり影響されない。また、213.6KPのように細粒分が多い材料の場合、飽和条件においてはあまり締固めの効果がみられない。

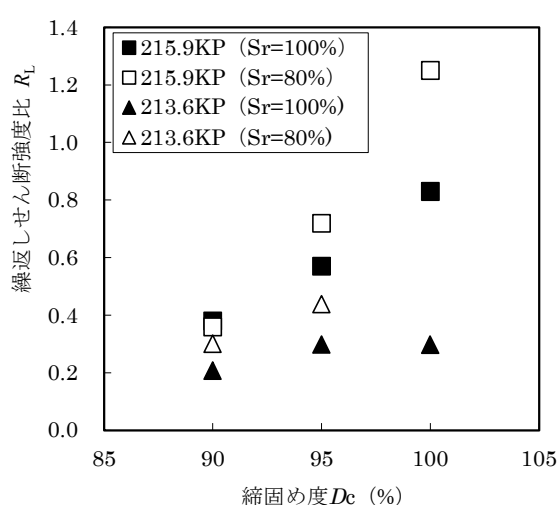


図-4.51 締固め度と $R_L$ の関係

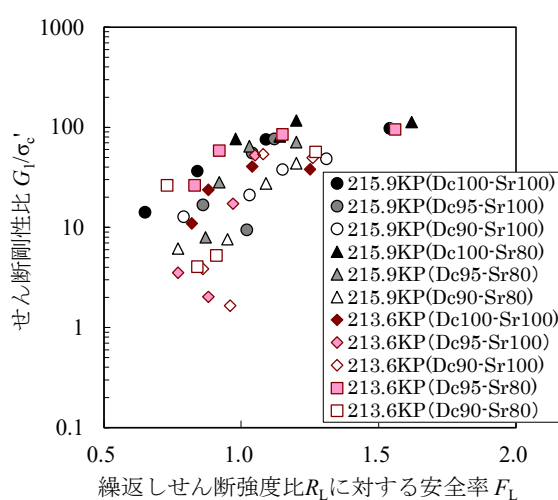


図-4.52  $F_L$ とせん断剛性比の関係

締固め度と飽和度を変化させた場合の繰り返し中空ねじりせん断試験後のせん断剛性比 $G_L/\sigma_c'$ と $F_L$ の関係を図-4.52に示す。図より、215.9KPの材料および213.6KPの材料の双方において締固め度が高いほどせん断剛性比が高い傾向がみられる。また、213.6KPの材料の方が $F_L$ は1.0より小さくなくても剛性低下の程度が比較的大きい傾向がみられる。

213.6KPと215.9KPの材料を比較すると前者の方が地震動に対するせん断強度が低い、実際の被害は後者の方が大きい。215.9KPの地震後の調査では、締固め度は95%程度であることを確認しており、215.9KPの方が大きな被害に至った原因としては、地盤の傾斜と盛土内の水位の違いではないかと推察される。

#### (4) $R_L$ とせん断剛性比の関係

$F_L$ が1.0のときのせん断剛性比と $R_L$ との関係を図-4.53に示す。図より、 $R_L$ が0.3から0.1にかけてせん断剛性比が低下していることがわかる。また、 $R_L$ が大きいほどせん断剛性比は増加する傾向にある。

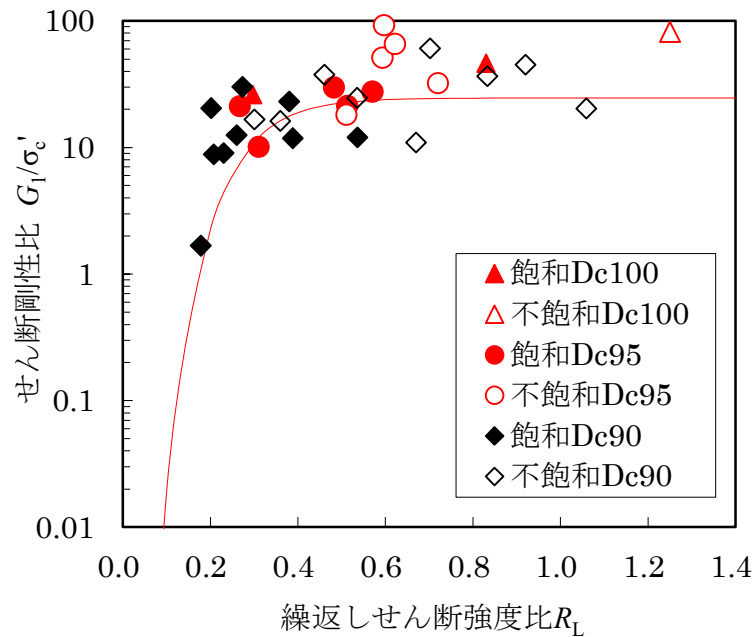


図-4.53  $R_L$ とせん断剛性比の関係

図-4.53中の実線は、安田・稲垣ら<sup>25)</sup>が提唱した関係式で $F_L=1.0$ のケースを図示したものである。この実線は種々の地盤から採取した試料に対する飽和条件での試験結果をまとめたものであるが、今回試験を実施した飽和条件での盛土材料の試験結果においても、この関係式と概ね同様の傾向を示すことが確認できた。さらに不飽和条件においても、この関係式と同様の傾向がみられた。

#### 4.4.3 盛土材料の動的せん断特性のまとめ

新潟県中越地震で被災した盛土材料などを用い、盛土材料の動的特性について飽和・不飽和の条件や締固め度を変化させ比較検討した。試験により得られた知見を以下に示す。

- 1) 同様な粒径加積曲線でも、繰返しせん断強度比 $R_L$ は異なり、塑性指数をパラメータにすることで動的な特性が推定できる可能性がある。
- 2) 不飽和条件と飽和条件では動的特性は大きく異なり、不飽和条件の盛土のせん断剛性はかなり高いことが判明した。一方、不飽和条件においても、 $F_L$ が1.0付近となるとせん断剛性が低下することから、かなり大きな地震動においては不飽和土であっても材料が剛性低下することが確認できた。
- 3) 盛土材料の締固め度を変え動的試験を行った結果、不飽和条件においては、締固め度が高くなるほど繰返しせん断強度比 $R_L$ は大きく、塑性指数が大きい材料ほど $R_L$ は大きくなる傾向が認められた。
- 4) 盛土材料の動的特性は、安田・稲垣ら<sup>25)</sup>が提唱した関係式に近い挙動を示すことから、特に盛土内に水位が存在する場合において、同式を用い変形量を算定することが可能であることが示唆された。

## 4.5 まとめ

過去の大規模地震のデータを用いて、地形的な影響や動的強度試験により、盛土材料のコンシステンシーや締固め度、飽和度などの違いによる強度特性の違いなどの検証を行った。以下に得られた知見を述べる。

### ① 盛土基礎地盤の勾配

- 1) 地山勾配と被災規模には関連性があり、勾配がきついと被災規模が大きくなる傾向がある。また、勾配が緩いと大規模な被害が少なくなる。
- 2) 盛土形態の違いによる被災は、片切片盛区間の被災規模が大きく、両盛土区間は路面段差が多くなるなどの傾向がある。

### ② 盛土材料の動的特性

- 1) 塑性指数を調べることにより、概略の繰返しせん断強度比を推定できる可能性があり、塑性指数が30程度以上であれば、地震による剛性低下は少ないといえる。
- 2) 動的特性は不飽和条件と飽和条件で大きく異なり、不飽和条件のせん断剛性は、かなり高いことが判明した。一方、不飽和条件においても、 $F_L$ が1.0付近となるとせん断剛性が低下することから、かなり大きな地震動においては不飽和土であっても材料の軟化現象が生じる。
- 3) 不飽和条件においては、締固め度が高くなるほど繰返しせん断応力比 $R_L$ は大きく、塑性指数が大きい材料ほど $R_L$ は大きくなる傾向がある。
- 4) 盛土材料の動的特性は、安田・稲垣ら<sup>22)</sup>が提唱した関係式に近い剛性低下を示すことから、特に盛土内に水位が存在する場合において、同式を用い変形量を算定することが可能であることが示唆された。

盛土の耐震性は、十分に締固めたうえで適切な排水対策を行うことで、かなり向上すると考えられる。特に、傾斜地盤上の盛土は、大規模な崩壊に繋がるリスクが高いことから、より丁寧な施工が求められる。

また、既設の盛土に対しては、排水対策を行うことで地震動により発生する間隙水圧の上昇を抑制し、盛土の変形量を抑制できる可能性がある。

## 参考文献

- 1) (社)地盤工学会 新潟県中越地震災害調査委員会：2004 年新潟県中越地震災害調査報告書，(社)地盤工学会，pp.180-197，2007.
- 2) 柳沢幸夫，小林巖雄，竹内圭史，立石雅昭，茅原一也，加藤碩一：5 万分の 1 地質図幅「小千谷」(1986)：産総研地質調査総合センター，  
[https://www.gsj.jp/data/50KGM/JPG/GSJ\\_MAP\\_G050\\_07050\\_1986\\_200dpi.jpg](https://www.gsj.jp/data/50KGM/JPG/GSJ_MAP_G050_07050_1986_200dpi.jpg). (参照 2021.10.24).
- 3) 吉村雅宏，藤岡一頼：中越地震における高速道路盛土の変状分析，基礎工，Vol.35, No.2, pp.76-80, 2007.
- 4) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，石川敬祐：液状化に伴う残留変形の静的評価法 日本地震工学会論文集，第 16 巻，第 10 号，pp.31-50，2016.
- 5) 高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，地盤工学会 第 55 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.193-196，2010.
- 6) 中村洋丈，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の動的変形特性，第 55 回地盤工学シンポジウム論文集，pp. 205-212，2010.
- 7) 中村洋丈，横田聖哉，安田進：駿河湾の地震における高速道路被災盛土材の強度および変形特性，第 45 回地盤工学研究発表会論文集，pp.1495-1496，2010.
- 8) NEXCO 試験方法 第 1 編 土質関係試験方法 試験法 109 破砕性判定のための岩石の破砕試験方法，東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，pp.38-41，2005.
- 9) NEXCO 試験方法 第 1 編 土質関係試験方法 試験法 110 岩石の促進スレーキング試験方法，東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，pp.42-45，2005.
- 10) 殿垣内正人，横田聖哉，木内浩二，三嶋伸裕：泥岩のスレーキングに伴う性状の変化と強度特性，第 31 回地盤工学研究発表会論文集，pp.1441-1442，1996.
- 11) 安田進・山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会講演集，pp.539-542，1985.
- 12) 藤岡一頼，横田聖哉，日下寛彦，広瀬剛：東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析，日本地震工学論文集，第 16 巻，第 1 号，pp.285-308，2016.
- 13) 安部哲生，横田聖哉，金田和男，長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧について，地盤工学ジャーナル，Vol.7, No.1, pp.117-125，2012.
- 14) 安部哲生，横田聖哉，日下寛彦，金田和男：東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の地震被害についてー常磐自動車道 那珂地区ー，第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.959-960，2012.

- 15) 安部哲生, 小林一, 三嶋信雄: 既設盛土の保水性と補強対策について, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, III-178, pp.355~356, 2014.
- 16) 長尾和之, 安井敏洋, 天野将大, 鈴木雄吾, 安部哲生: 砕石縦排水工による既設高速道路盛土の盛土内浸入水の排除効果, 第 49 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1037-1038, 2014.
- 17) 社団法人日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震災復旧編), pp.67-68, 2002.
- 18) 望月秀治, 吉村雅宏, 諫山武歳: 高速道路の被害と復旧の考え方, 基礎工, Vol.33, No.10, pp.33-38, 2005.
- 19) 安田進, 白鳥翔太郎, 毛利龍司: 能登半島地震で被災した盛土材の飽和・不飽和動的特性 第 43 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.353-354, 2008.
- 20) 安田進, 毛利龍司, 三木佑介, 鶴田隆文: 能登半島地震などで被災した道路盛土材の繰返しせん断強度や過剰間隙水圧特性 第 44 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 285-286, 2009.
- 21) 安田進, 大窪克己, 藤岡一頼, 白鳥翔太郎, 毛利龍司: 新潟県中越地震で沈下した道路盛土の土の強度特性 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, 3-06, pp.131-132, 2008.
- 22) 藤岡一頼, 安田進, 白鳥翔太郎: 道路盛土材料の動的強度特性, 土木学会地震工学論文集, 第 30 巻, pp.1-6, 2009.
- 23) Susumu Yasuda, Kazuyori Fujioka, Syotaro Shiratori, Ryuji Mouri : Cyclic Strength of Saturated and Partially Saturated Embankment Soils, Proc. 3rd Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Natural Hazards, Keelung, Taiwan, pp.1-8, 2008.
- 24) Kazuyori Fujioka, Susumu Yasuda, Syotaro Shiratori : Cyclic soil tests to propose appropriate seismic design methods for sliding type and slump type failures of road embankments, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- 25) 安田進, 稲垣太浩, 長尾和之, 山田真一, 石川敬祐: 液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第 40 回地盤工学研究発表会, No.263, pp.525-526, 2005.



## 第5章 盛土崩壊箇所の再現解析およびケーススタディー

### 5.1 検討の背景

第3章で述べたように、大規模に崩壊した盛土の崩壊要因として、傾斜地盤の影響や盛土内浸入水の影響が大きいことがわかり、第4章において、傾斜地盤の影響や盛土材料の動的特性を把握した。一方、震度法やニューマーク法は地震動による過剰間隙水圧の上昇に伴う盛土材料の剛性低下は考慮できないとされている。そのため本章では、震度法やニューマーク法において水位を設定した場合や、通常、軟弱地盤で適用される簡易計算式や、残留変形解析を実施することにより、それぞれの解析手法がどの程度、実被害を再現するのか確認した。また、飽和・不飽和の影響や地形や材料の違いによる盛土変形量の差異についても検討した。

再現解析は、第4章で選定した、3地区（①新潟県中越地震による関越自動車道堀之内地区、②駿河湾を震源とした地震による東名高速道路牧之原地区、③東北地方太平洋沖地震における常磐自動車道那珂地区）について実施した。

### 5.2 関越自動車道堀之内地区の再現解析<sup>1), 2)</sup>

#### 5.2.1 ニューマーク法による残留変形解析

対象とする盛土は、段丘堆積物上の盛土であり、軟弱地盤上ではないため、ニューマーク法により残留変位量を算定した。

なお、道路土工軟弱地盤対策工指針<sup>3)</sup>においては、地震動の作用に対する安定性の照査が必要な地盤条件は、地震時に液状化の予想されるゆるい砂質土層、あるいは特に軟弱で地震時に著しい変状を生ずる可能性のある粘土質層としている。

#### (1) 解析手法の概要

ニューマーク法は、計算式に入力加速度を用いて逐次的に計算することにより、すべり土塊の回転変位量（滑動変位量）を算出する手法である。ニューマーク法は、室内土質試験によって求められた材料物性値を用い、常時において最小安全率となる円弧を求め、中越地震の地表波の地震動により滑動変位量を算定した。検討フローを図-5.1に示す。

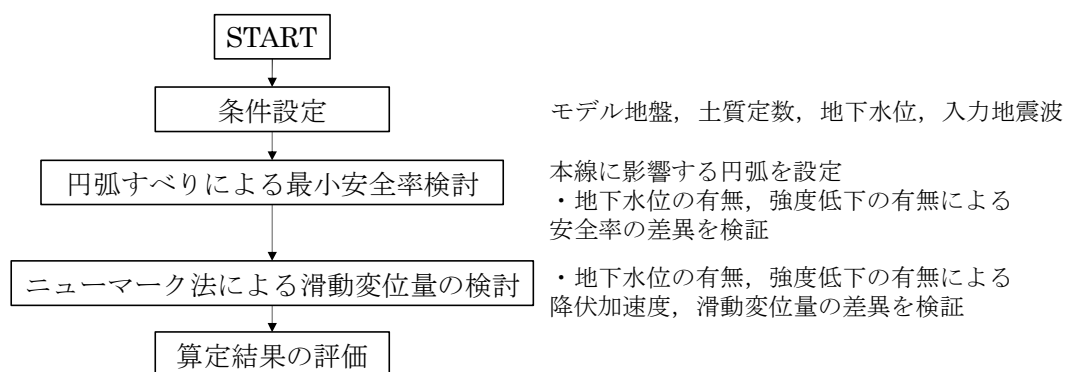


図-5.1 盛土の地震時残留変位量解析フロー

## (2) 検討ケース

検討モデルは、盛土内水位による耐震性の影響を把握する目的で、4.2.1節 図-4.6の被災前の断面に対して、盛土内に水位がない（地下水位面は原地盤上面）モデルと、盛土内の水位を、地質調査時の観測水位（盛土天端より3～4m下方）相当と想定したモデルの2ケースとした。また、地震による繰返し応力を受け、盛土材料が剛性低下した場合を想定したケースも実施した。地下水位有りのケースの検討モデルを図-5.2に示す。

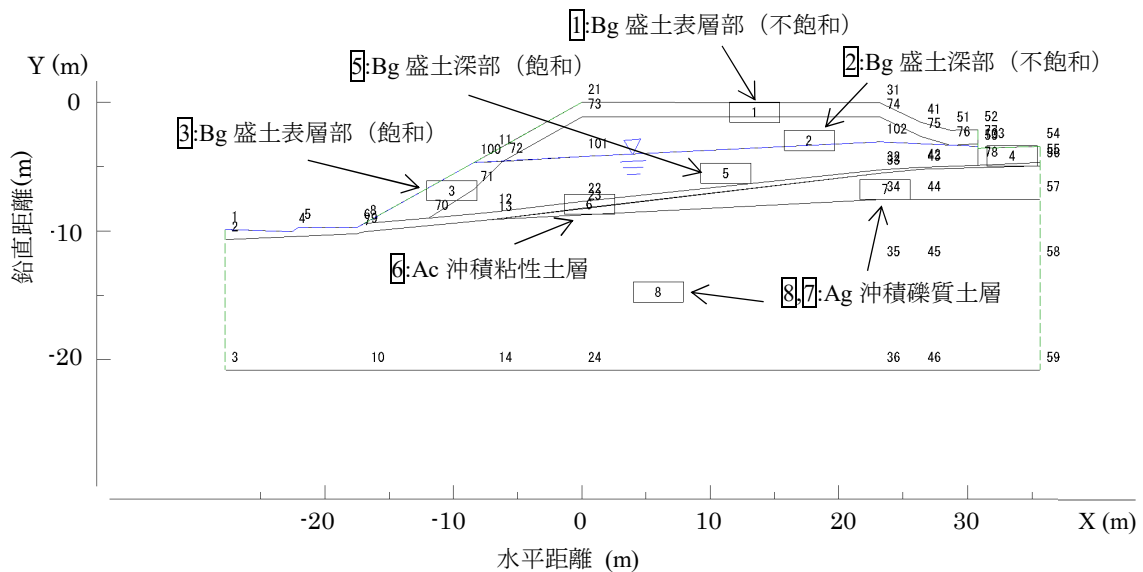


図-5.2 検討モデル（地下水位有）

## (3) 条件設定

解析に用いた土質定数を表-5.1に示す。なお、盛土の土質定数設定方法は、4.2.1節(4)に詳述している。また、上部Ag層の静的強度は試験結果を採用し、繰返し後強度は、Ag層は地下水位以下であることから、飽和状態の強度低下率96.5%を参考に自然地盤部のせん断強さをピーク強さとして繰返し後強度の $\phi$ を設定した。下部Ag層は、 $c=0$ として、 $N$ 値より設定し、繰返し後の強度は、 $N$ 値50以上であったため、強度低下しないこととした。

Ac層は、層厚が50cm程度と薄く乱れの少ない試料が採取できなかったため、 $\phi=0$ として、 $N$ 値(4.5)より $c=6N$ の関係から $27\text{kN/m}^2$ とした。また、繰返し後の強度は、飽和条件でのAg層の強度低下率96.5%を採用し $26\text{kN/m}^2$ とした。

表-5.1 残留変形解析に用いた土質定数一覧

モデル地盤 番号	地層 区分	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	飽和湿潤 密度 $\rho_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	平均 $N$ 値	静的強度		繰返し後強度		備 考
					$c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
1 (不飽和)	Bg	2.111	2.119	6.7	0	45.6	0	37.9	締固め度 95%で 再構成した試料
3・4(飽和)					0	36.7	0	29.6	
2(不飽和)					6.61	36.5	6.61	29.8	
5(飽和)					0	36.7	0	29.6	
6	Ac	1.4※1	1.4※1	4.5	27※2	0	26	0	$N$ 値より推定
7	Ag	1.979	20.45	35.5	0.0	34.8	0.0	34.2	試験値より推定
8	Ag	1.979	20.45	67.4	0	41	0	41	$\phi:N$ 値より設定
備考		未崩壊部試料より			※2 $c=6N$				

#### (4) 常時安全率

盛土の円弧すべりによる常時の安全率の算定結果を図-5.3 および表-5.2 に示す。

最小安全率  $F_s=1.599$

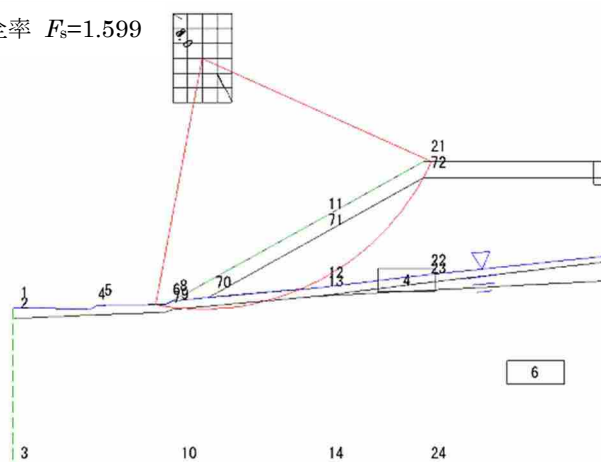


図-5.3 最小安全率図（地下水位無）

表-5.2 円弧すべりによる安全率の算定結果

地下水条件	設定定数	安全率 $F_s$
盛土内水位無	静的強度	1.599
	繰返し後強度	1.413
観測水位	静的強度	1.104
	繰返し後強度	0.974

地下水位が盛土内に無い場合では、常時の最小安全率は、高速道路会社設計要領での必要安全率 $F_s=1.25$ を満たしている。しかし、観測水位まで盛土内に地下水位がある場合には、繰返し強度では常時においても $F_s<1$ となり、安定を確保できない結果となった。

## (5) 解析結果

解析に用いた地震波形は、検討地点と同様な段丘面（更新世の段丘堆積物が堆積している自然地盤上）で、最も震源に近い地点で観測されている川口ICで得られた地震波形のうち最大加速度の最も大きいE-W成分の加速度波形を用いた（図-5.4）。

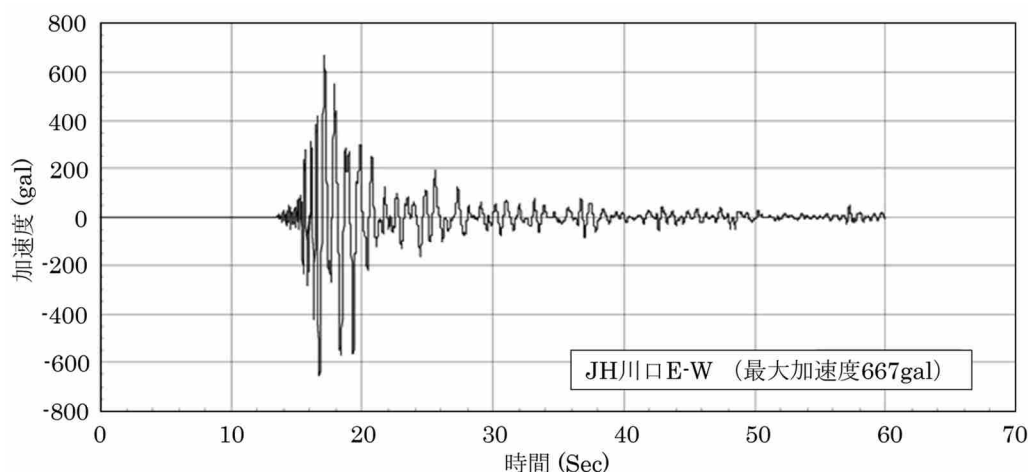


図-5.4 解析に用いた新潟県中越地震観測波形(JH 川口 IC)

滑動変位の算定結果を表-5.3 に示す。なお検討には、図-2.8 に示す強度低下の考え方を準用し、降伏加速度を超過した時点で、繰返し後強度に低下させるケースも実施した。ただし、盛土内水位を観測水位とした場合については、常時で安全率  $F_s$  が1を下回っているため、検討から除外した。

表-5.3 滑動変位量算定結果

地下水条件	せん断強度設定方法	滑動変位量 降伏加速度	
盛土内水位無	静的（ピーク）強度のみ	cm	53.3
		gal	245.5
	降伏加速度超過後は 繰返し強度へ移行	cm	75.8
		gal	245.5
観測水位	静的(ピーク)強度のみ	cm	346.7
		gal	43.0
	降伏加速度超過後は 繰返し強度へ移行	cm	—
		gal	—

算定結果からは盛土内に水位が無い条件では 0.5～0.8m 程度、盛土内に地下水があった場合には、静的強度のみとしても 3.5m 程度と大きい変位量となった。ただし、降伏加速度が 43gal と震度 4 程度<sup>4)</sup>の地震で滑動し始めることとなり、過去にも小規模な地震が少なからず発生していることを考慮すると実態とは若干乖離した結果と思われる。

なお、被災状況は 4.2.1 節(1)図-4.2 に示すように路面が瓦壊しており 1 つのすべり面での変位量の評価と異なるが、実際は大きな地震力を繰返し受けたこと、前述のように地震後に測定した水位が地震発生時の水位とは必ずしも言えないが、地震時の安定性が低い盛土であることが試算できたことは評価できる。

## 5.2.2 静的二次元 FEM による自重変形解析

盛土の変位量が大きいことから、過剰間隙水圧の上昇による影響を確認するため、FEM により地震残留変形解析を行った。解析は、室内土質試験によって求められた材料物性値を用いて静的二次元 FEM による自重変形解析（ALID：Analysis for Liquefaction-induced Deformation）を用い、地震の被災要因の検討を行った。

### (1) 解析手法の概要

ALID は、液状化や軟化の発生程度に対応した地盤の剛性低下を仮定し、土工構造物の自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する解析手法である<sup>5)</sup>。

過剰間隙水圧の上昇に伴い、剛性が低下する領域と低下しない領域に区分しておき、初期応力解析によって、図-5.5 の点 A の地震前の状態を求める。地震により剛性低下した場合には、実際の応力—ひずみ関係は点 A から点 C に向かうが、解析においては、点 B を経由して点 C に至る下に凸のバイリニアモデルで表現している。

自重法では、地震前、地震後の流動後の変形を、同じ外力に対してそれぞれ地震前の応力—ひずみ関係と流動時の応力—ひずみ関係を用いて別々に求め、その差をとることで流動に伴う変形を求めることとなる。図-5.5 で説明すると  $\gamma_0$  と  $\gamma_L$  を求め、 $\gamma_0 - \gamma_L$  を流動に伴う変形とするものである。

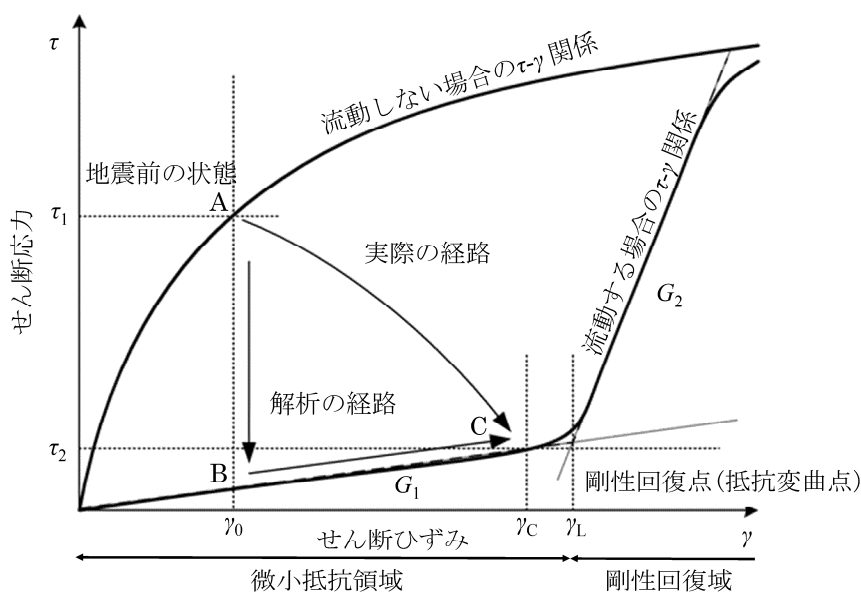


図-5.5 地震前と地震後のせん断応力とせん断ひずみ関係の模式図<sup>5), 6)</sup>

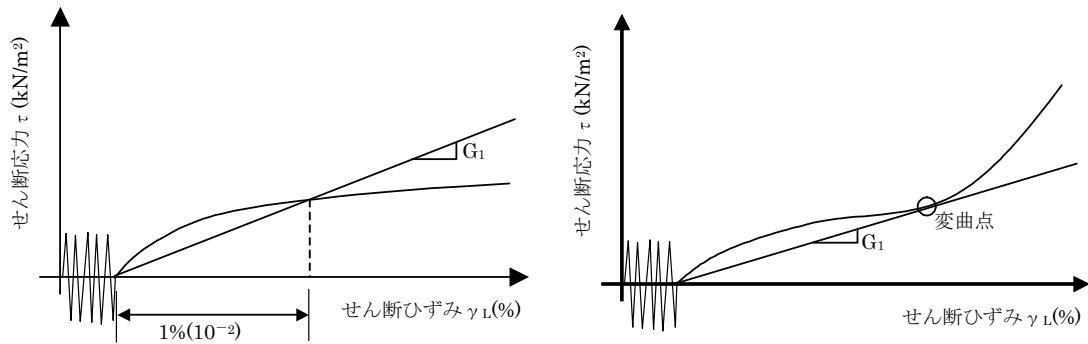
剛性の小さい方を微小抵抗領域と呼び、この範囲の剛性を  $G_1$ 、剛性の大きい方を剛性回復域と呼び、この範囲の剛性を  $G_2$ 、2つの領域の境界を剛性回復点（抵抗変曲点）と呼ぶ。

拘束力がかかる過程で、剛性回復点を超えるひずみが発生した要素では、 $G_2$  が適用されるので、これ以降ひずみが発生しにくくなる。微小抵抗領域の剛性  $G_1$ 、剛性回復域の剛性

$G_2$ 、剛性回復点のせん断ひずみ  $\gamma_L$  の間には、両対数軸上で直線的な関係となることが分か  
っており、この関係を用いれば、微小抵抗領域の剛性  $G_1$  から、剛性回復域の剛性  $G_2$ 、剛性  
回復点のせん断ひずみ  $\gamma_L$  を設定することができる<sup>6)</sup>。

## (2) 条件設定

地震による剛性低下は、ニューマーク法の検討時と同じ JH 川口 IC の E-W 成分の最大  
加速度 667gal から設計水平震度  $k_{hg}=0.681$  とし地震時せん断応力  $L$  を求め、試験で得られ  
た繰返し非排水せん断強度比  $R_L$  より中越地震における繰返しせん断抵抗率  $F_L$  を推定した。  
解析に用いる土質定数のうち、盛土材料の強度特性は、4.2.1 節(5)の試験結果を用い次に示  
す方法で設定した。地震後のせん断剛性 ( $G_1$ ) は、図-5.6 に示すように、繰返し後単調載  
荷時の 1% ( $10^{-2}$ ) の時の割線勾配と、剛性回復が起きる変曲点の割線勾配のうち小さい値  
を用いた。また、解析に用いる  $G_1$ 、 $G_2$  は、上記の方法で算出したせん断剛性と  $F_L$  (試験で  
用いたせん断応力振幅  $SR$ ) の関係から近似曲線を求め、中越地震に相当する  $F_L$  (飽和 0.4,  
不飽和 0.75) から解析に用いる  $G_1$ 、 $G_2$  を算出している。 $G_1$ 、 $G_2$  の算出結果を表-5.4 に、試  
験結果および近似式を図-5.7(a)～(f)に示す。



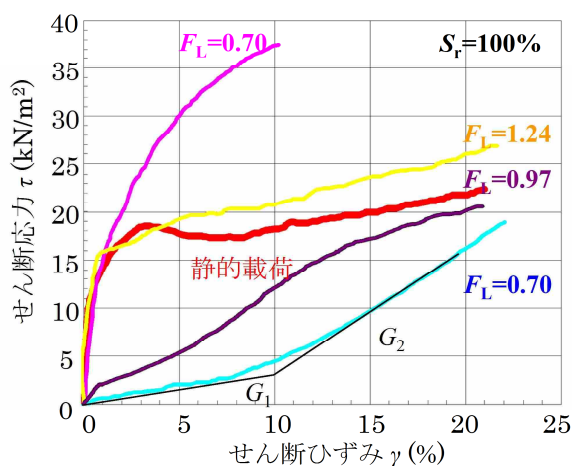
(a) 単調載荷時のひずみ 1%のときの割線勾配 (b) 剛性回復の変曲点の割線勾配

図-5.6 地震後のせん断剛性 ( $G_1$ ) の設定方法

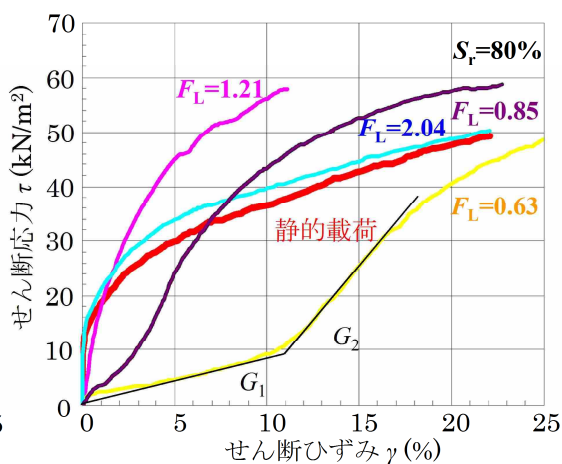
表-5.4 せん断剛性の算出結果

土層	供試体				強度特性																	側圧		
	番号	乾燥密度	締固め度	飽和度	繰り返し過程						中越地震相当のせん断抵抗率	単調載荷過程												
					振せん断力	せん断応力比	せん断ひずみ	せん断強度比	せん断抵抗力	せん断剛性								γ <sub>L</sub> (変曲点)						
										G <sub>0i</sub> (0.1%)		G <sub>1</sub> (1.0%)	G <sub>1</sub> (変曲点)	G <sub>1</sub> 近似式	G <sub>1</sub> (F <sub>L</sub> )	G <sub>2</sub> (回復後)	G <sub>2</sub> 近似式	G <sub>2</sub> (F <sub>L</sub> )	試験値	解析に用いた				
(kN/m <sup>2</sup> )										(%)		(kN/m <sup>2</sup> )												
Bg	1	1.751	94.2	100							4500			7.0σ <sub>F<sub>L</sub></sub> G <sub>1</sub> =0.20σ <sub>cc</sub>	3.5	σ <sub>30σ<sub>F<sub>L</sub></sub></sub> G <sub>2</sub> =100.8σ <sub>F<sub>L</sub></sub>	116.5	27.47	35.3					
	2	1.767	95.1		15.62	0.44	4.73		0.70			1454												41.2
	3	1.752	94.3		8.83	0.25	0.33		1.24			1564												44.3
	4	1.753	94.3		15.53	0.44	16.94	0.31	0.70			55	36								130		7.64	1.0
	5	1.753	94.3		11.30	0.32	11.27		0.97			198	130								143		2.30	3.7
	1	1.765	95.0	80							9750			2.03σ <sub>F<sub>L</sub></sub> G <sub>1</sub> =82.0σ <sub>F<sub>L</sub></sub>	241.1	σ <sub>30σ<sub>F<sub>L</sub></sub></sub> G <sub>2</sub> =68.8σ <sub>F<sub>L</sub></sub>	570.6	10.60	2.56					
	2	1.767	95.1		14.91	0.42	5.99		1.21			1813												51.4
	3	1.762	94.8		28.59	0.81	18.03		0.63			223	94											2.7
	4	1.769	95.2		8.83	0.25	0.05	0.51	2.04			2080												58.9
	5	1.764	94.9		21.18	0.60	80.70		0.85			363	319								772		2.32	

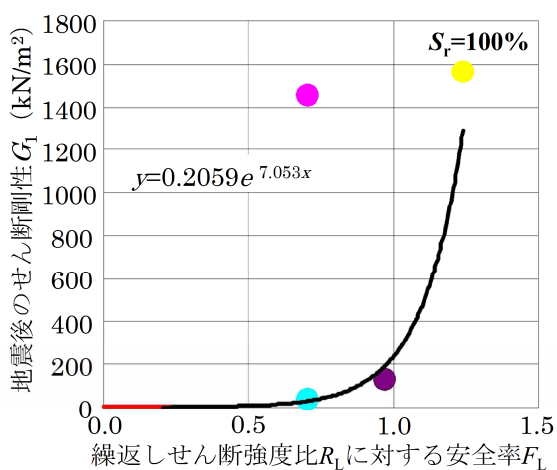




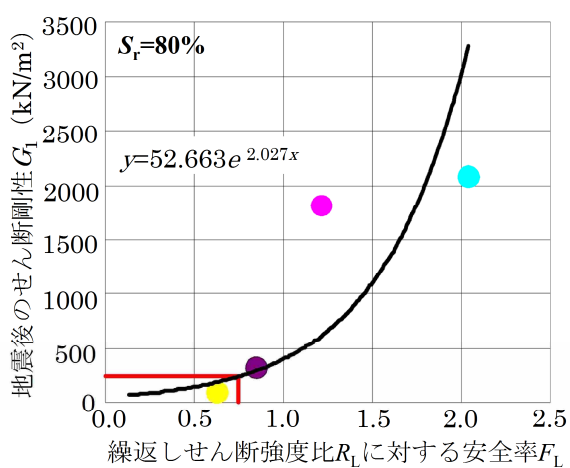
(a) 応力～ひずみ曲線（飽和）



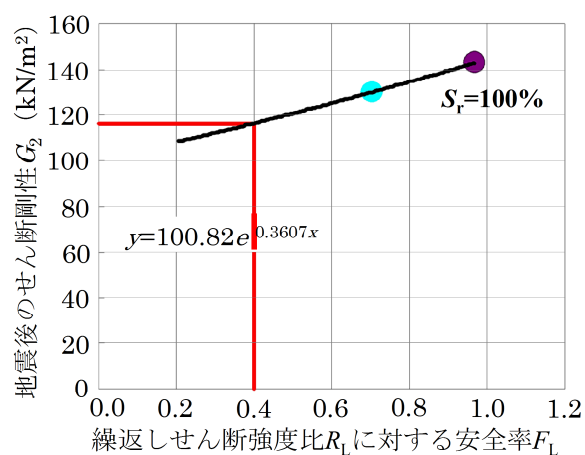
(b) 応力～ひずみ曲線 ( $S_r=80\%$ )



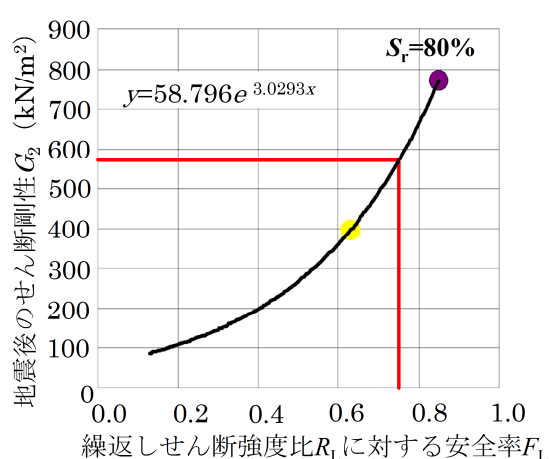
(c) せん断剛性  $G_1$  の近似（飽和）



(d) せん断剛性  $G_1$  の近似 ( $S_r=80\%$ )



(e) せん断剛性  $G_2$  近似（飽和）



(f) せん断剛性  $G_2$  の近似 ( $S_r=80\%$ )

図-5.7 中越地震における  $F_L$  に対するせん断剛性の算出

試験の結果から、不飽和条件のせん断応力は、上に凸の静的載荷とほぼ変わらない応力～ひずみ関係となり、図-5.5 に示す「流動化しない場合の  $\tau$ - $\gamma$  関係」となるケースが多くなる。また、不飽和条件のせん断剛性も高くなっていることがわかる。特に、 $G_1$  のせん断剛性が顕著に高くなっている。このことは、 $G_1$  のひずみ領域は流動に伴う変形に相当することから、不飽和状態にすることで、地震動後の流動化に伴うひずみ量が大幅に減少し、盛土の変形量が小さくなることが考えられる。また、地震後も静的載荷と変わらない応力～ひずみ関係となることから、ニューマーク法など静的な土質定数を用いた安定計算による変位量に近くなるため、静的強度による安定検討も適用可能となる。

### (3) 検討ケース

検討ケースとして、盛土内に地下水位が無いケースと地質調査時の観測水位のケース、その中間として地下水位を 1.5m としたケースについて実施した。それぞれのケースのモデルを図-5.8 (a), (b), (c) に、解析に用いたパラメータを表-5.5 示す。

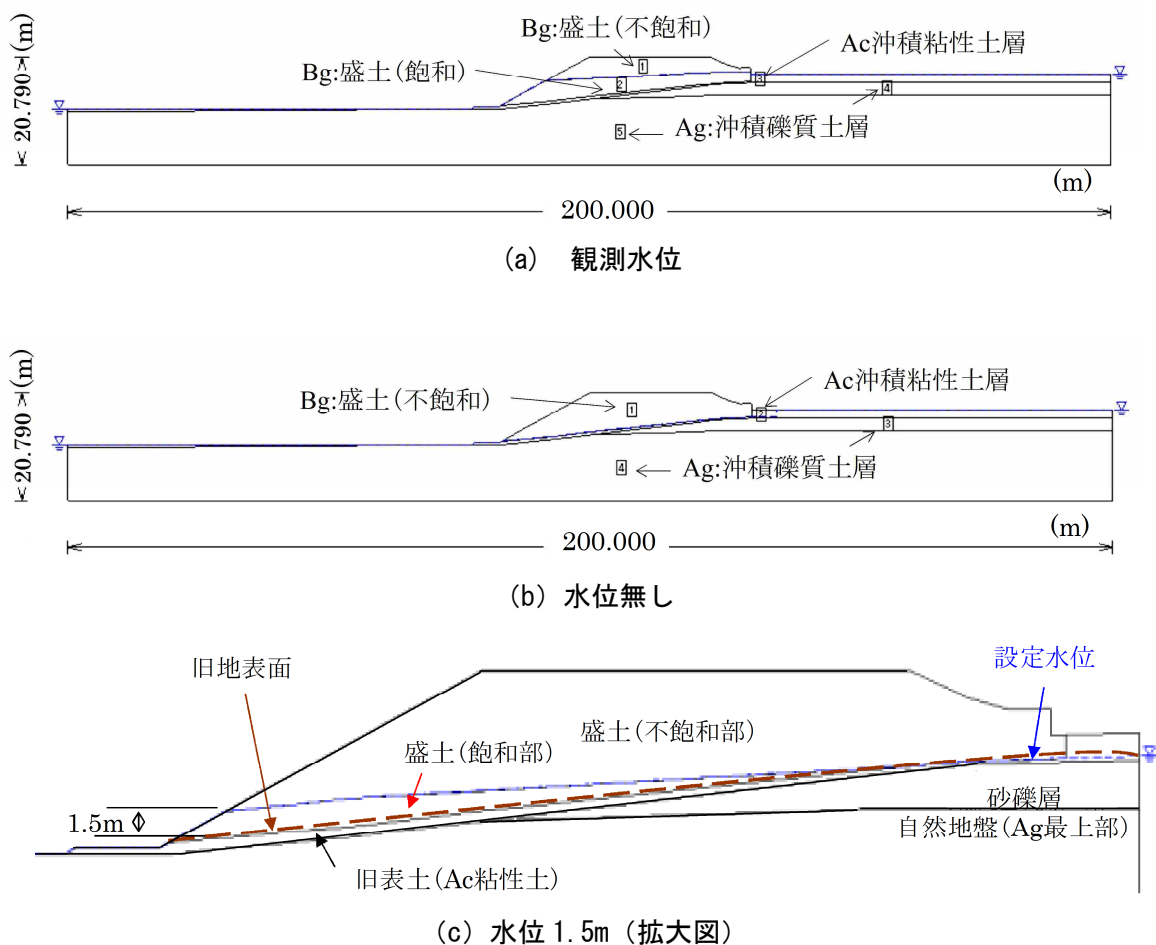


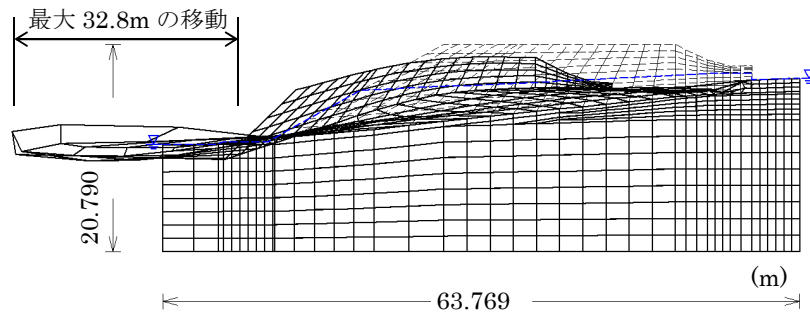
図-5.8 解析モデル

表-5.5 静的自重変形解析に用いたパラメーター一覧

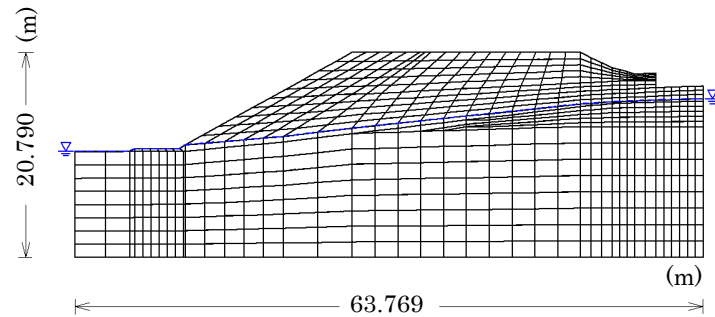
モデル 地盤番号	地層 区分	変形 特性	非線形 特性	平均 $N$ 値 ( $N_i$ )	湿潤 密度 $\rho_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	地震前の せん断剛 性 $G_{0i}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン 比 $N$	基準 剛性 $k$	液状化要素				剛性低 下要素 $G_3/G_{0i}$	備 考
									$G_1/G_{0i}$	$G_2/G_{0i}$	$\gamma_L$	$F_L$		
1 (不飽和)	Bg	弾性	応力依存 液状化 剛性	6.7	2.111	9750	0.33	10384	0.025	0.059	2.56	0.75		De95%,Sr80%
2 (飽和)		液状化		6.7		4500		4792	0.001	0.026	27.47	0.40		De95%,Sr100%
3	Ac	剛性 低下	応力依存 剛性	4.5 (5.6)	1.4※	5895	0.33	5895					0.965	※推定値
4	Ag			35.5 (44.4)	1.979	46737	0.33	46737					0.965	試験より推定
5	Ag	連成	線形 弾性	67.4 (62.3)	1.979	20.45	0.33							基盤層

#### (4) 解析結果

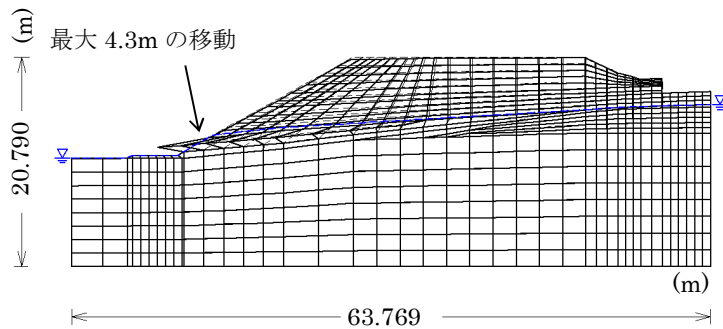
静的自重変形解析による変形量を図-5.9 に示す。



(a) 観測水位



(b) 水位無し



(c) 水位 1.5m

図-5.9 解析結果 (変形図)

盛土内に地下水が分布していない場合 (b) では、地震に伴う剛性低下が比較的少ないため大きな変位はない。盛土内に地下水位が存在した場合 (a) では、地下水以深で剛性低下に伴い流動化する。地下水位より上位の不飽和部の盛土は、形状を保ったまま、旧地形面の傾斜に沿って移動する。また、旧地形面の傾斜は  $5^{\circ}$  程度であるものの、傾斜の影響により、谷側に大きく変位し、液状化した盛土では最大 **32.8m** 側方移動し、不飽和部の盛土は、**14m** 程度移動する結果が得られた。盛土内の地下水位を **1.5m** とした場合 (c) では、不飽和部の盛土は傾斜に沿って下り線側へ移動するが、上り車線側に向かうほど変位は小さくなる。盛土は最大 **4.3m** の側方移動を生じ、不飽和部の盛土は、下り線のり肩部で **34cm**、上り線のり肩部で **11cm** 谷方向へ移動する結果が得られた。

これらの結果から、関越自動車道堀之内地区における盛土の変状・崩壊箇所は、地震発生時の地下水位の状況が明確でないものの、地震前からの多量の降雨によって残留した盛土内の地下水の影響が少なからずあり、さらに、地震力を繰返し受けたことによって大きな崩壊に至ったものと推察される。

### 5.2.3 関越自動車道堀之内地区の再現解析のまとめ

山間部における緩やかな傾斜地盤上の盛土の被災箇所について、ニューマーク法による検討を試みたが、観測水位まで上昇すると **3m** を超える変位量となった。ただし、降伏加速度は **43gal** とかなり低い地震動で変位し始めている。ニューマーク法は、すべりの形状を路肩からの円弧とするなど想定の部分が多く、あくまでも概略的な評価であることによると考えられる。

また、静的自重変形解析の結果では、観測水位では最大 **38.2m** 側方移動し、上部の不飽和の盛土部も **14m** 移動している。また、盛土内水位を **1.5m** とした場合は、**4.3m** 側方移動し、上部盛土ののり肩で **34cm** まで小さくなる。定量的な評価は難しいまでも、盛土の崩壊状況から推察すると、盛土下部付近は飽和状態に近い状態で、大きな地震力によって盛土材料の強度が低下し、傾斜地盤下方に崩壊したことは再現できたものと考えられる。

また、ニューマーク法や静的自重変形解析のどちらにおいても、水位の影響により変形量が大きく異なることから、盛土の排水対策がいかに重要であるかが明確となった。

## 5.3 東名高速道路牧之原地区の再現解析

### 5.3.1 二次元地震応答解析結果を用いた残留変形解析

4.2.2 節に示したとおり、崩壊原因として盛土下部に使用された泥岩がスレーキングにより強度低下していたことや、水の集まりやすい地形であったことを明らかにした。

特に、比較的小さな地震動で当該盛土のみが崩壊したことは、地形的な要因が大きいと考えられるため、本節では、二次元地震応答解析を実施し地盤が傾斜していることにより生じる反射波などの影響を検証することとした。また、地形や盛土物性の違いによる影響を確認するため、ケーススタディーとして、盛土材料がスレーキングした状態の泥岩と新鮮な泥岩の2ケース、および地盤形状が異なるケースを想定し、残留変形解析を実施した。

#### (1) 検討ケース

ケース1は被災原因を究明する目的で、4.2.2 節 図-4.11 の被災前の断面に対して、今回の地震動を作用させた条件での盛土の挙動を検討した。盛土内水位は、4.2.2 節(2)ボーリング調査結果で示した計測水位とした。

ケース2は泥岩の風化による影響を調べるために実施した。このため、泥岩のスレーキングが進行せず、脆弱化による盛土内水位は形成されない前提で、盛土下面に設定した。また、泥岩塊が脆弱化しない条件であるため砂礫と同様の強度であったと仮定して解析した。

ケース3は基盤の形状が地震時の挙動に与えた影響を検討するために行った。このため、基盤を水平地盤とし、基盤上に風化泥岩が盛土され、さらにその上部に砂礫で盛土した断面を設定した。盛土内水位は基盤からの水の供給が無いと考え、風化泥岩の下部に設定した。なお、盛土断面の寸法はケース1、2と同じとした。表-5.6 および、図-5.10 に検討を行ったケースと検討断面を示す。

表-5.6 検討ケース<sup>7)</sup>

ケース	目的	内容	検討断面	地盤形状	泥岩	水位	地震動
1	崩壊の再現	被災箇所の条件を再現し、断面内の地震時における揺れおよびすべり変位量を検証	被災前横断	被災箇所と同じ形状	風化状態	観測水位(高水位)	今回の地震動
2	泥岩風化の影響検討	被災箇所の断面ではあるが、地下水位が盛土下面にあり、すべて砂礫で盛土された場合での地震時における揺れおよびすべり変位量の検討	被災前横断	被災箇所と同じ形状	砂礫相当	盛土下面(低水位)	今回の地震動
3	地盤形状の影響検討	地盤が水平であった場合の地震時における揺れおよびすべり変位量の違いの検討	被災前横断を水平に仮定	水平地盤	風化状態	盛土下面(低水位)	今回の地震動

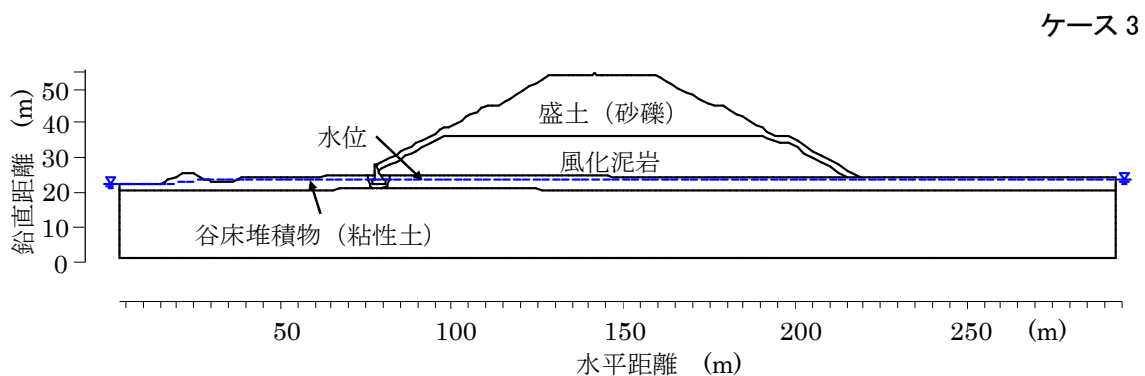
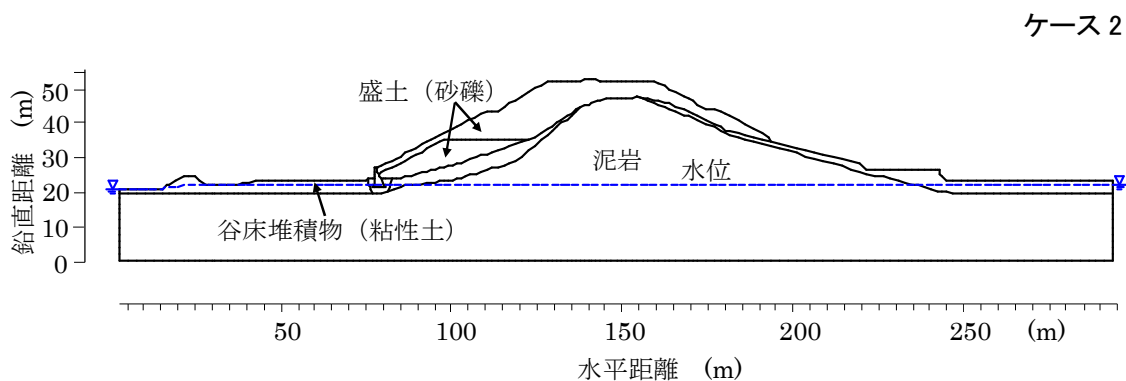
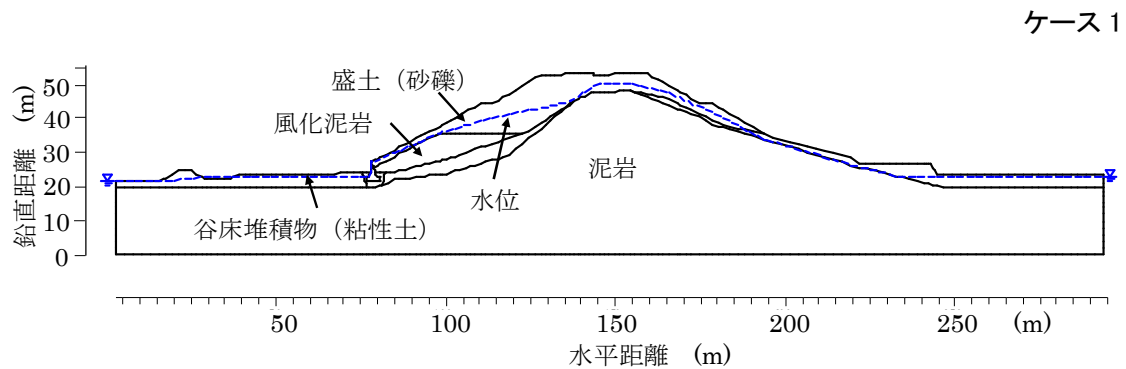


図-5.10 検討モデル<sup>7)</sup>

## (2) 解析に用いる定数の設定

各ケースともに以下に述べる手順で解析を行った。

### ① 基盤入力波形の設定

高速道路にて計測された地震記録のうち、被災箇所にもっとも近いものは被災箇所から西へ約 10km 離れた菊川 IC に中日本高速道路が設置している地震計の地表での記録である。

菊川 IC の地表水平最大加速度は、 $488\text{cm/s}^2$  (E-W 方向) である。そこで、この地表で記録された波形を用いて、1 次元地震応答解析 (Advanced FLUSH)<sup>8)</sup> によって、GL-6.2m の基盤に波を引き戻した。

地震計が設置してある菊川 IC の層構成は、表層に 2m の厚さで  $N$  値が 4 の砂質ロームが堆積し、その下部に  $N$  値が 5 で 2.1m の厚さのシルト質ローム、 $N$  値が 30 で 2.1m の厚さの砂礫が続く、GL-6.2m からは泥岩の基盤となっている。今回の地震の震央からの距離



は被災箇所と菊川 IC とで大差なく、また、両地点の基盤である泥岩も同程度のせん断波速度であると考えられるため、この波形を地震応答解析に用いる基盤入力波形とした。観測波を図-5.11 に、引戻した解放基盤動を図-5.12 に示す。1 次元応答解析の結果、最大加速度は  $434\text{cm/s}^2$  となった。

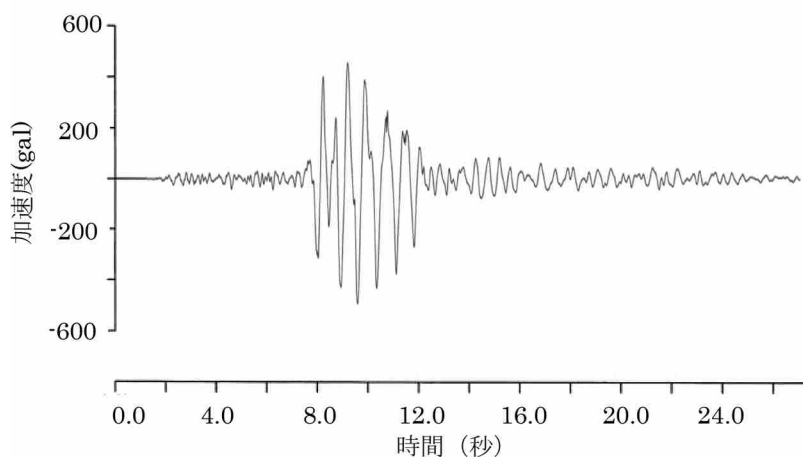


図-5.11 菊川 IC の観測波

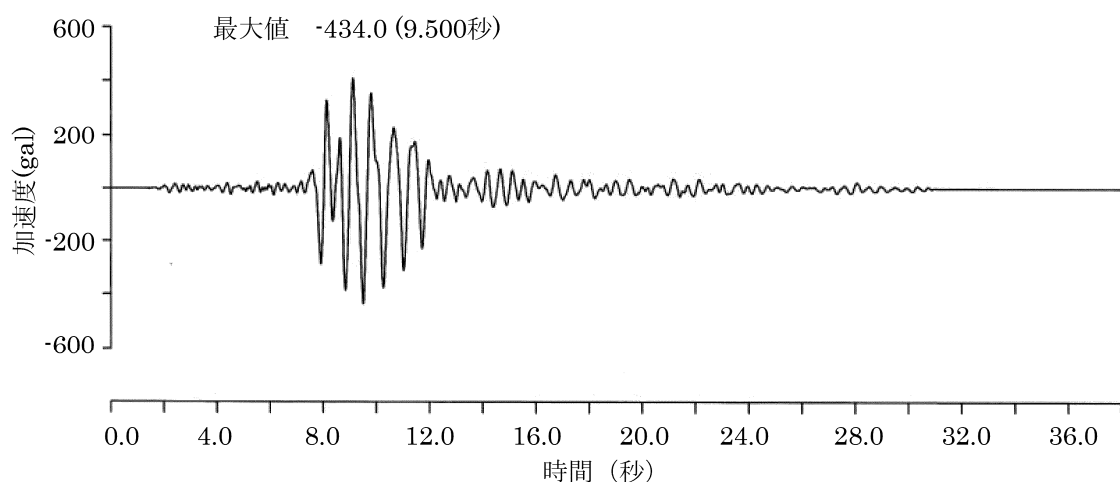


図-5.12 菊川 IC の基盤引き戻し波

## ② 解析に用いる土質定数の設定

各ケースの解析用に設定した土質定数等の一覧を表-5.7 に示す。谷床堆積物および盛土内水位以下の風化泥岩の粘着力及び内部摩擦角は、ボーリング調査で得られた乱れの少ない試料を用いた三軸圧縮試験（圧密非排水  $\overline{\text{CU}}$  条件）での値を用いた。段丘礫は、せん断抵抗角を  $25^\circ$  と仮定し、粘着力は地震前の安全率を 1.05 として、逆計算を行い設定した。盛土内水位より上の風化泥岩は、不飽和状態であることを考慮し、圧密非排水条件で実施した三軸圧縮試験の有効応力の内部摩擦角が  $30.5^\circ$  であったことを参考に、少し安全性を考慮し  $25^\circ$  と設定した。コンクリートの値は一般値を用いた。

単位体積重量は被災後の調査において室内試験を行った試料に関してはその値を用い、現場で RI 密度試験を行ったものに関してはその試験値を用いた。

表-5.7 検討に用いた土質等の定数<sup>7)</sup>

	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角(°)	せん断波速度 (m/s)	せん断剛性 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	塑性指数	平均粒径 (mm)	$G, h$ 特性曲線
泥岩	20	200	0	680	944000	0.3			線形弾性
谷床堆積物(粘性土)	19.6	55	0	280	157000	0.33	18		風化泥岩試験値
盛土(風化泥岩)・ 地下水位上	19.55	0	25	210	88000	0.33	25		風化泥岩試験値
盛土(風化泥岩)・ 地下水位下	19.55	40	0	210	88000	0.33	25		風化泥岩試験値
盛土(砂礫)	19.85	50	25	220	98000	0.33		0.2	安田/山ロモデル <sup>8)</sup>
コンクリート	24	20000	0		10040000	0.17			線形弾性

### (3) 検討手順

#### ① 初期応力解析

地震発生前に断面内に加わっていた初期応力を有限要素法により解析した。解析は当該箇所地層の堆積や盛土の構築などの経時変化を再現する盛りたて解析を行った。解析順序を以下に示す。

- 1) 泥岩層(基盤)生成
- 2) 谷床堆積物生成
- 3) 盛土のり尻の擁壁施工
- 4) 下部盛土(泥岩)の施工(定数:スレーキング前の状態)
- 5) 上部盛土(砂礫)の施工
- 6) 盛土完成
- 7) 盛土内水位上昇
- 8) 下部盛土(泥岩)の強度低下(定数:スレーキング後の状態)

初期応力解析では表-5.7のうち、単位体積重量、せん断剛性、ポアソン比の値を用いた。また、表中のせん断剛性  $G$  は PS 検層の結果から求めている。ただし、この値は微小ひずみ時のせん断剛性  $G_0$  であり、初期応力解析では盛土および谷底堆積物である程度のひずみが発生するため  $10^{-3}$  程度のひずみを想定したせん断剛性を把握しておく必要がある。通常、微小ひずみ時のせん断剛性に比べて  $10^{-3}$  程度のひずみでの  $G$  は  $1/2$  程度である<sup>8)</sup>。そこで、基盤の泥岩とコンクリートを除く地盤及び盛土材に関しては表中のせん断剛性を  $1/2$  にし、さらに弾性係数  $E$  に変換して初期応力解析に用いた。泥岩とコンクリートに関しては表に示すせん断剛性そのものを弾性係数に変換して解析に用いた。なお、ポアソン比に関しては、試験を行っていないため一般的な値を用いた。

## ② 地震応答解析

初期応力解析を行ったものと同じ有限要素モデルに対し、2次元地震応答解析(Advanced FLUSH)を行った。この解析では Lysmer ら<sup>9)</sup>と同じように土の応力～ひずみ関係は等価線形化法によって表し、イテレーションによって適切なひずみの等価せん断剛性と減衰比を考慮することとした。境界条件は、側方については、半無限境界とし盛土幅の3倍となる340mを確保した。底面境界は下方逸散減衰を考慮した粘性境界とした。地震動は、(3)①で検討した解放基盤動をモデルの底面に水平方向に入力した。そして、各要素に地震時に加わる応力の時刻歴を求めた。

地震応答解析では、表-5.7のうち、単位体積重量、せん断剛性、平均粒径、 $G$ 、 $h$ 特性曲線が必要である。 $G$ 、 $h$ 特性曲線は、4.2.2節(6)図-4.19に示す試験結果を用いた。谷床堆積物(粘性土)も同様な性質を持っていると考え、同じ試験結果を用いた。

盛土(砂礫)は安田・山口の式<sup>10)</sup>で推定した。また、基盤泥岩、コンクリートでは大きなひずみは発生しないため、せん断剛性そのものを用いて線形弾性材料として扱った。

## (4) すべり変位量の解析

すべり変位量の解析については、ニューマークによって提案された平面すべり上の剛体の滑動変位を求める方法<sup>11)</sup>を、スライス法により求めた円弧すべり面に適用した方法<sup>12)</sup>が提案されており、地震時の変位量照査として一般化されている。

この手法は、鉛直方向の等価震度の影響は小さいと仮定して水平方向の等価震度の時刻歴を、すべり土塊に作用させ降伏震度を求め、降伏震度を超過した時間分すべり土塊が滑動することで、変位量を求めるものである。このため、今回の事例のように、特殊な傾斜地形である場合、基盤表面での反射波の影響により鉛直方向の応答加速度が無視できないレベルに達し、図-5.13の概念図に示すように水平方向のみの評価では適切な滑動変位量が評価できない可能性が考えられる。

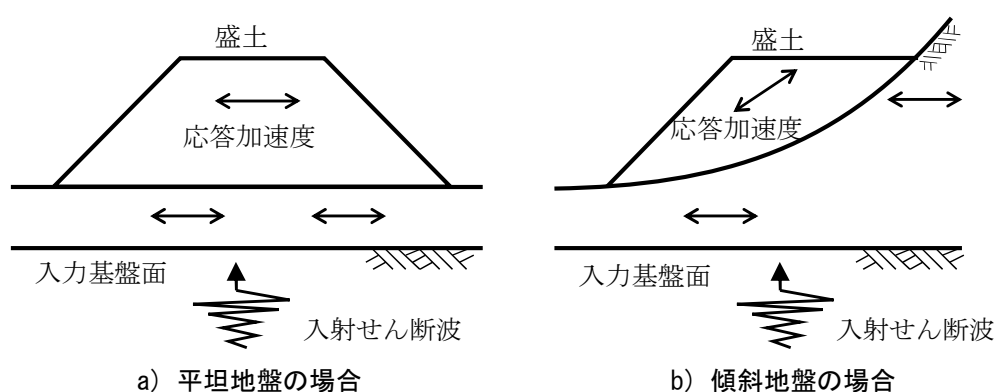
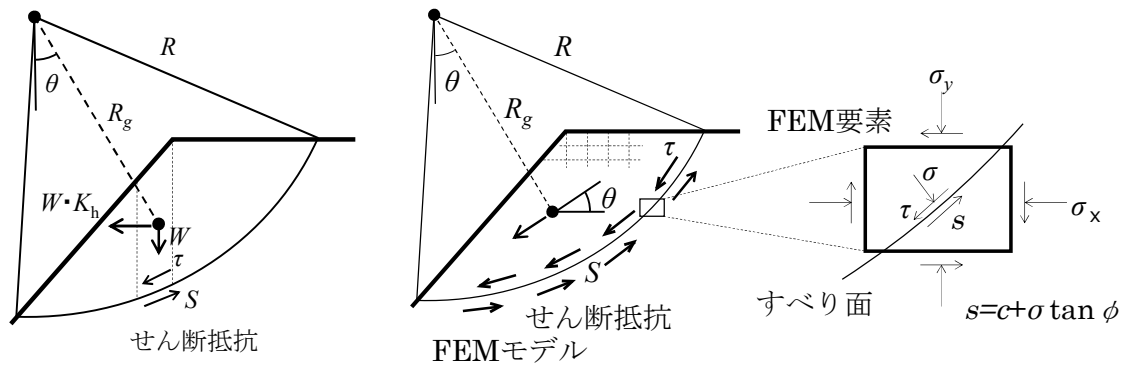


図-5.13 地震時応答加速度の概念

滑動土塊に作用するモーメント  $M_D, M_R$  の時刻歴はすべり計算から求めることになるが、本論文では、初期応力解析および地震応答解析とも同じメッシュの FEM で行っていることと、鉛直地震動の被災への影響を検討する必要があるため、建設直後の初期応力状態および、盛土内水位上昇、脆弱岩盛土の強度低下を有限要素法により経時的な応力状態の変化を再現した後、地震応答解析によりすべり面上のせん断応力の時刻歴を求めることにより、すべり面上の滑動量を求める新たな評価方法（図-5.14(b)）を考案した。この方法により、鉛直方向に生じる応答加速度をすべり面方向に作用させることで、地盤の形状による変位量の違いが評価可能となると考えられる。



(a) 等価水平震度によりせん断応力を求める方法

(b) 地震応答解析によりせん断応力を求める方法

図-5.14 すべり変位量解析の概念図

すべり変位量の解析は、初期応力解析で求めた断面内各メッシュにおける地震前応力に、地震応答解析で求めた地震によってさらに加わる応力の時刻歴を加え合わせた上で、すべり面を設定し、そのすべり面に時々刻々加わる応力を求め、すべり面に沿った変位量を求めた。用いたプログラムは ARCF/Win である。

すべり変位量の算定方法を以下に示す。

土塊重量  $W$  と地震時慣性力  $k \cdot W$  による滑動モーメント  $M_D$  が盛土又は地盤のせん断抵抗  $s$  による抵抗モーメント  $M_R$  を上回れば土塊は超過モーメントの作用により回転運動を始める。その時、土塊重心点の回転運動はニュートンの角運動量保存則（土塊の角運動量の時間変化率は作用しているモーメントの総和に等しい）により次式で表される。

$$\frac{W}{g} \cdot R_g^2 \cdot \frac{d^2\theta}{dt^2} = M_d - M_r$$

$$= R \sum \tau \cdot \ell - R \sum s \cdot \ell \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- $\theta$  : 土塊重心点と円弧中心を結ぶ線が鉛直方向となす角,  $W$  : 土塊重量,  $g$  : 重力加速度,
- $M_d$  : 土塊に作用する滑動モーメント,  $M_r$  : 土塊に作用する滑動モーメント
- $\tau$  : すべり面上のせん断応力,  $s$  : すべり面上のせん断抵抗
- $R_g$  : 土塊重心点と円弧中心を結ぶ線の長さ,  $R$  : すべり面半径,  $\ell$  : 要素すべり面長

(1)式にすべり面安全率の定義式

$$F_s = \frac{\sum s \cdot \ell}{\sum \tau \cdot \ell} \dots\dots\dots (2)$$

を代入すれば、土塊重心点の滑動回転加速度は次式で表される。

$$\frac{d^2\theta}{dt^2} = \frac{g}{W} \frac{M_d}{R^2} (1 - F_s) \dots\dots\dots (3)$$

重心点の回転角の時刻歴は、地震時すべり計算による安全率  $F_s$  と滑動モーメント  $M_d$  の時刻歴が得られていれば(2) 式を数値積分することにより求めることができる。

数値積分にニューマークの  $\beta$  法を用いると、時刻  $t$  における中心角  $\theta_t$  とその時間微分係数  $\dot{\theta}_t$ ,  $\ddot{\theta}_t$  および時刻  $t+\Delta t$  の  $\ddot{\theta}_{t+\Delta t}$  より時刻  $t+\Delta t$  の中心角  $\theta_{t+\Delta t}$  と微分係数  $\dot{\theta}_{t+\Delta t}$  が次式で与えられる。

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \Delta t \ddot{\theta}_t + \gamma \Delta t (\ddot{\theta}_{t+\Delta t} - \ddot{\theta}_t) \dots\dots\dots (4)$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \Delta t \dot{\theta}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\theta}_t + \beta \Delta t^2 (\ddot{\theta}_{t+\Delta t} - \ddot{\theta}_t) \dots\dots\dots (5)$$

ここに  $\beta$  と  $\gamma$  は数値積分の精度を定めるパラメータで一般値は

$$\beta=0.3025 \quad , \quad \gamma=0.6$$

である。(2)式による数値積分は、 $F_s$  が初めて 1 を下回る時を  $t=0$  とし、初期条件を  $t=0$  で、 $\dot{\theta}_t = 0$ ,  $\theta_t = \theta_0$  として、 $\ddot{\theta}_{t+\Delta t}$  を(2)式より定め、 $\Delta t$  後の  $\ddot{\theta}_{t+\Delta t}$ ,  $\theta_{t+\Delta t}$  を逐次求めてゆく。積分は中心角速度  $\dot{\theta}$  がゼロに戻るまで続け、次に  $F_s$  が 1 を下回ったら再び全地震継続時間後の回転角  $\Delta\theta = \theta - \theta_0$  を求める。土塊重心点とすべり面上の滑動量  $D$  はこの回転角  $\Delta\theta$  から

$$D_g = R_g \cdot \Delta\theta \dots\dots\dots (6)$$

$$D_r = R \cdot \Delta\theta \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

$D_g$  : すべり土塊重心点の滑動量

$D_r$  : すべり面上の滑動量

で求まる。

この解析には表-5.7 のうち、単位体積重量、粘着力、内部摩擦角が必要である。谷床堆積物、風化泥岩（地下水位以下の飽和したもの）については、粘着力と内部摩擦角に関して三軸圧縮試験を行っているので、その試験値をもとに定数を設定した。

## (5) 解析結果

### ① ケース 1 の解析結果（崩壊箇所の再現解析）

図-5.15(a), (b)にケース 1 の地震応答解析結果を示す。まず、最大水平加速度分布を見ると、盛土内下部で大きく増幅しており、最大で 770gal の加速度が発生している。

最大鉛直加速度は盛土のり肩部で特に大きく、最大で 570gal となった。基盤を水平方向に揺すっているにも関わらずこのように大きな鉛直加速度が発生するのは、硬い泥岩の凸状基盤上に盛土されており、水平方向に揺すられても盛土内には鉛直方向の揺れが発生したものと考えられる。

この鉛直加速度はいわゆる P 波の入力によって生じたものではなく、基盤入力 S 波の地表境界部における複雑な屈折と反射の結果（特殊境界波）として生じており、S 波と同様の周期を有していることから、地盤が傾斜していることによる反射波は、盛土のすべりに与える影響が大きいと考えられる。

ケース 1 では実際に滑ったすべり面(想定すべり面)に沿ってすべり変位量を計算してみた。図-5.15(c), (d), (e)にすべり面の形状、安全率および変位量の時刻歴を示す。なお安全率は、安定側の値は変位量に影響しないことから、 $F_s=2.0$  以上の値は評価していない。

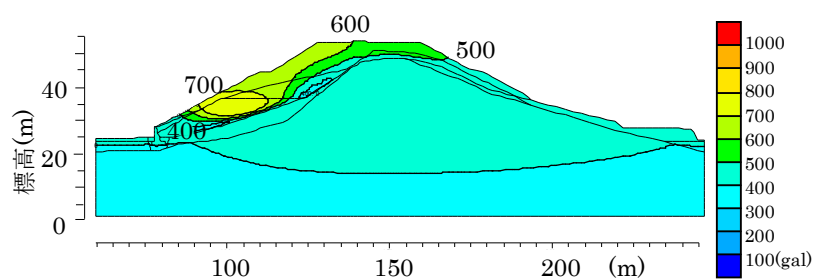
すべり安全率は 3.5 秒を過ぎたところから 7 回ほど 1 を下回った。そのたびに変位が発生し、最終的にその累積は 1.98m との結果となった。これだけ大きな変位量は、盛土が滑ってしまったということに対応しており、実際の大きなすべり現象を説明することができた。

### ② ケース 2 の解析結果（泥岩の風化がすべりに与えた影響の検討）

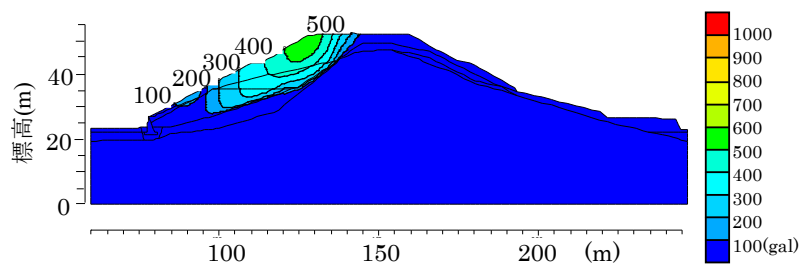
ケース 1 では地下水位が盛土内にあって泥岩の盛土材が風化していた場合を設定しているのに対し、ケース 2 では地下水位が盛土下面にあって泥岩の盛土材も風化していない場合を想定している。図-5.16(a), (b)に地震応答解析結果を示す。地震応答は図-5.16(a), (b)に示したケース 1 の結果とほぼ似た結果となり、最大水平加速度では盛土内下部で大きく増幅し、最大で 750gal となった。また、最大鉛直加速度も盛土のり肩部で大きくなり、最大で 520gal となった。図-5.16(c), (d), (e)にすべり面の形状、安全率および変位量の時刻歴を示すが、すべり変位量は 0.13m に留まった。

このように地震時の揺れはケース 1 と同程度になったにも関わらず、すべり変位量は大きく異なった。したがって、泥岩の盛土材が風化せず地下水位が低い場合、今回の地震動程度ではほとんど変状は発生しなかったのではないかと推測される。

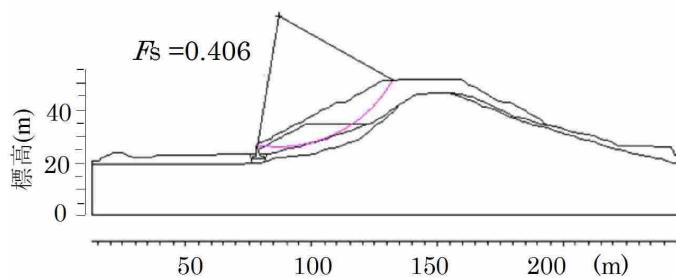




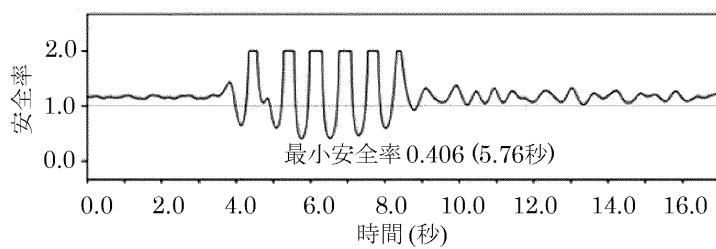
(a) 水平加速度分布



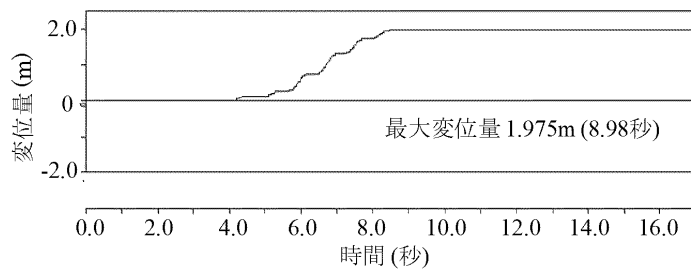
(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面

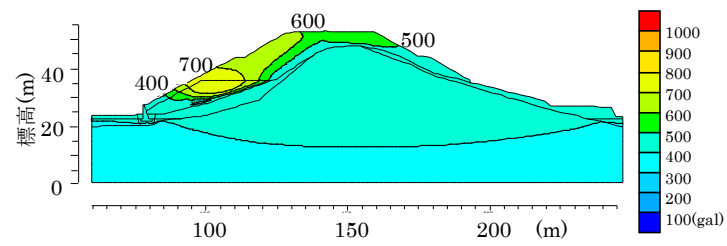


(d) 安全率の時刻歴

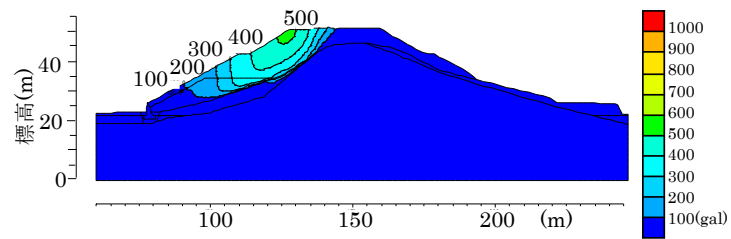


(e) すべり変位量の時刻歴

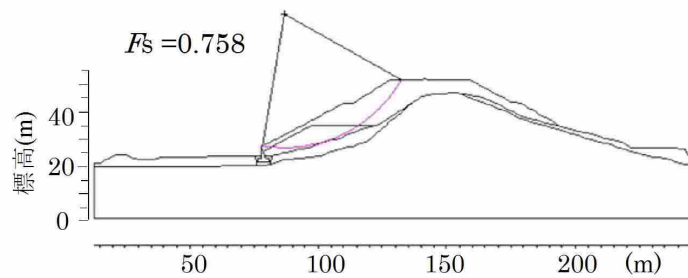
図-5.15 ケース 1 再現解析の結果 <sup>7)</sup>に加筆



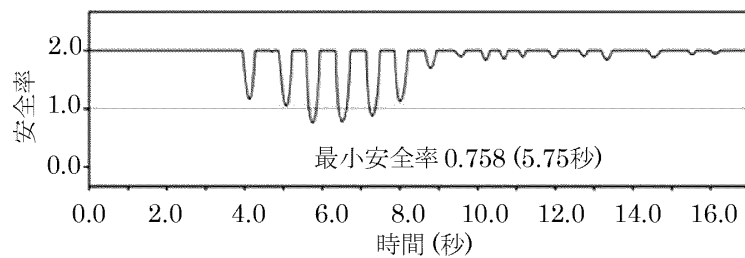
(a) 水平加速度分布



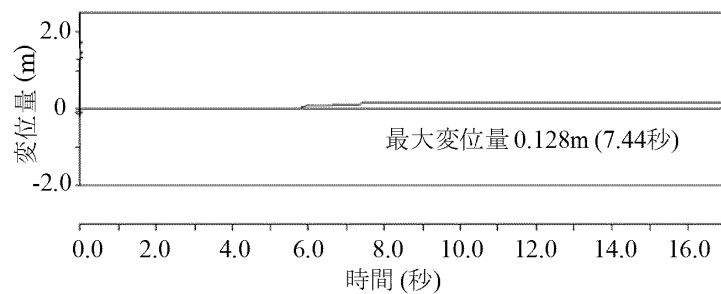
(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面



(d) 安全率の時刻歴



(e) すべり変位量の時刻歴

図-5.16 ケース 2 泥岩風化の影響検討の結果 <sup>7)</sup>に加筆

### ③ ケース 3 の解析結果（基盤の形状がすべりに与えた影響の検討）

図-5.19(a), (b)にケース 3 の地震応答解析結果を示す。のり面下部で 550gal 程度の水平加速度が発生しているが、盛土中央から天端にかけては 300～400gal 程度と、ほとんど増幅しない結果となった。さらに盛土内の鉛直加速度はのり面の勾配による表面境界での屈折や反射の影響により発生するものの、最大でも 190gal で盛土内のほとんどの領域で 100gal を下まわった。これらの値は基盤が凸状になっているケース 1 における水平、鉛直加速度に比べて半分程度である。そして盛土内で発生する加速度が小さいため、想定すべり面に対する安全率は 1 を下回らず、すべり変位量もゼロとなった。

このように、もし基盤が凸状でなければ盛土内で発生した加速度や応力が大きくなかったと考えられ、基盤が凸状になっていたことも今回の被災に影響を与えたと推察できる。

### 5.3.2 東名高速道路牧之原地区の再現解析のまとめ

幹線道路である東名高速道路の盛土が崩壊し、大きな社会的影響を与えた。また、高速道路盛土の耐震性という観点からも大きな注目を浴びた。

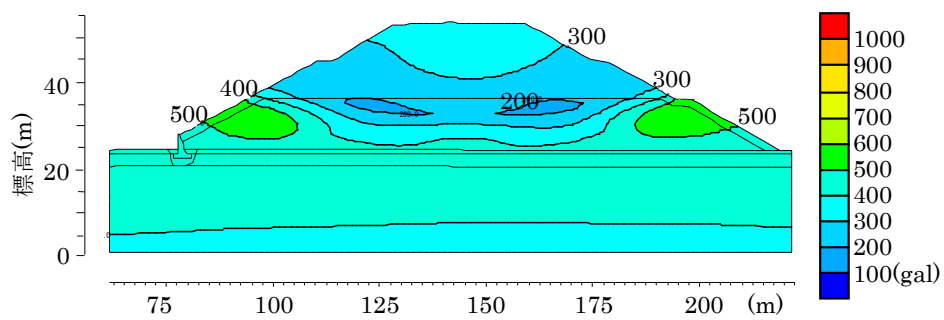
本節では、崩壊盛土箇所の地震動の影響を検証するため、泥岩の風化状態、地下水位、支持地盤の形状を変えて比較検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 現地踏査の結果、元地形が集水地形であり、かつ湧水も多いことが確認され、盛土材料の物理特性および力学特性を確認したところ、建設当時は健全であった盛土材が劣化していたことが判明した。
- 2) 風化した状態の泥岩と盛土下部も砂礫とした場合との地震時における揺れおよびすべり量の比較を行った結果、地震時の揺れは同程度であったが、風化した状態での変位量はかなり大きい結果となった。
- 3) 地盤が水平であった場合において地震応答解析を実施した結果、安全率が 1 を下回らなかった。このことから、特殊な支持地盤形状により盛土の応答が増幅し、すべり変位量が大きくなったことが推察できた。

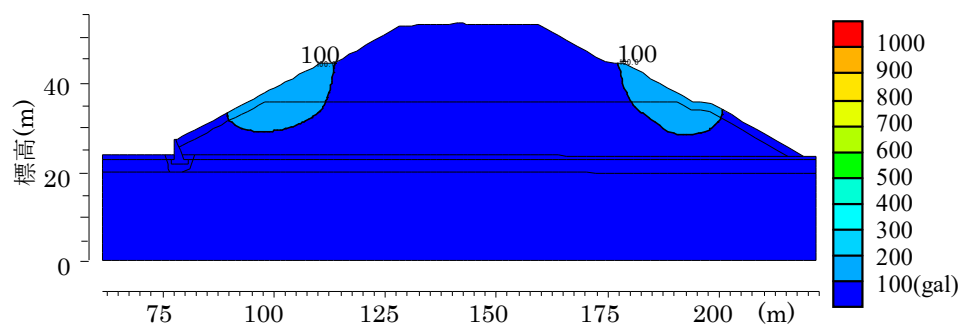
特に、FEM 地震応答解析を用いることで支持地盤形状により鉛直加速度が増幅することが確認でき、当該箇所の地盤形状による崩壊要因を突き止めることができた。

当該現場の崩壊要因は、盛土内の高水位、盛土材料の劣化と地盤形状による要因が重なり崩壊に至ったものと考えられる。

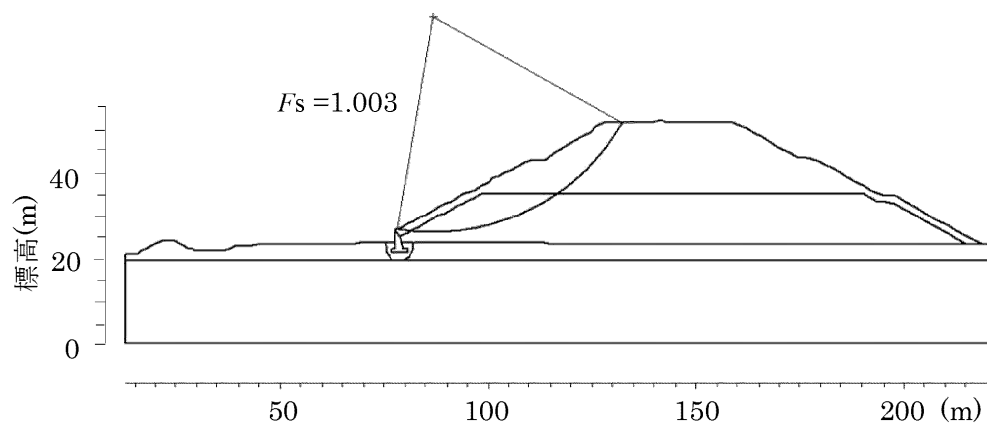
現段階では、複雑な地形における地震動の影響や、風化で状態が変化する盛土材の強度評価や動的変形特性等は、十分に把握されているとはいえない。また、盛土材料によっては、地震動の作用に伴う過剰間隙水圧の上昇を考慮した解析も必要になると考えられる。今後適切な地震時の変形予測手法、供用から長期間経過した盛土の物性変化も踏まえ、既設盛土の地震時の地震時の変形特性を評価していくことも必要であると考えられる。



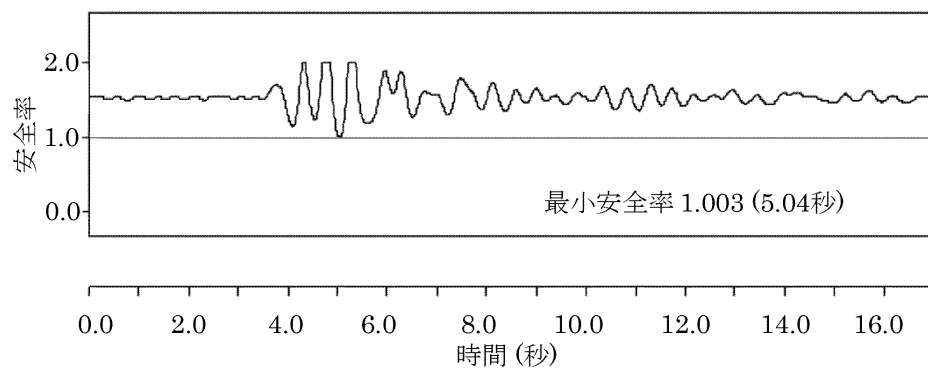
(a) 水平加速度分布



(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面



(e) すべり変位量の時刻歴

図-5.17 ケース 3 地盤形状の影響検討の結果<sup>7)</sup>

## 5.4 常磐自動車道那珂地区の再現解析<sup>13)</sup>

### 5.4.1 ニューマーク法による残留変形解析

東北地方太平洋沖地震における再現解析は、常磐自動車道那珂地区の盛土崩壊を対象とした。当該箇所を選定した理由は、前節までの傾斜地盤上の盛土ではなく、比較的平坦な地盤において、支持地盤の変形を伴わない盛土部のみの崩壊であったためである。地震時の安定性を評価するため、常時 1 ケース、地震時 2 ケース（震度法およびニューマーク法）で円弧すべり計算を実施した。解析モデルを図-5.18 に示す。ニューマーク法に用いる地震動は、直近の那珂市役所にて設置している地震計の観測波形で最も加速度が大きい N-S 成分を使用した（図-5.21）。なお、これらのケースはいずれも盛土内に水位は無いものとして計算している。検討に用いた土質定数を表-5.8 に、計算結果を表-5.9 に示す。

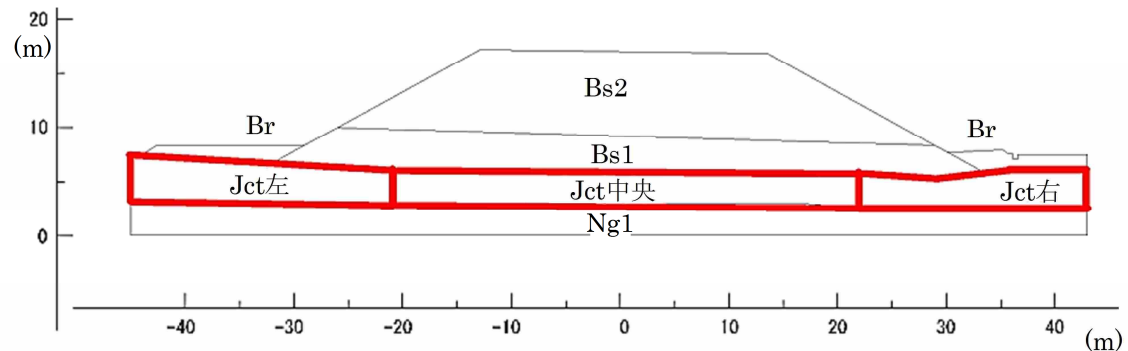


図-5.18 解析モデル

表-5.8 検討に用いた土質定数

土層	単位体積湿潤重量(kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)	備考
Bs2 盛土 (砂質土)	18.0	13.0	35.0	CD 強度 (全応力)
Bs1 盛土 (砂質土)	18.0	0.0	37.0	CU 強度 (有効応力)
Br 盛土 (砂質土)	18.0	0.0	30.0	推定値
Jct 洪積層中央 (粘性土)	14.0	73.0	0.0	UU 強度 (全応力)
Jct 洪積層右・左 (粘性土)	14.0	33.0	0.0	UU 強度 (全応力)
Ng1 (礫質土)	18.0	0.0	40.0	推定値

※ 土質試験結果より設定

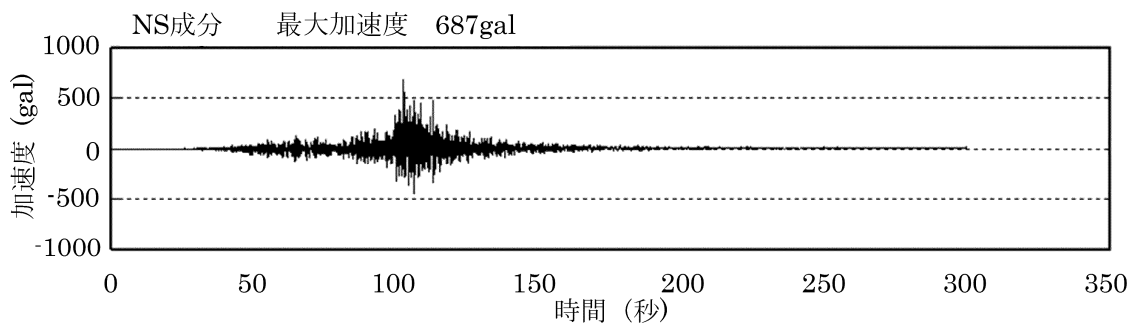


図-5.19 那珂市役所の観測波

表-5.9 常時・地震時における安定・変形解析結果 <sup>14)※</sup>

条件	常時	震度法	ニューマーク法
		水平震度 $k_h$	那珂市役所地震計 観測データ
		0.16	
安全率	1.63	1.16	—
滑動変位量	—		72mm

※盛土内に水位はないものとして計算

表-5.9 より常時および地震時ともに、必要安全率を満足し、ニューマーク法による地震時形量も約 70mm とわずかであり、実際の崩壊規模とは大きく異なる結果であった。

#### 5.4.2 過剰間隙水圧を考慮した安定計算

盛土内の過剰間隙水圧の上昇による影響を検討するため、道路土工—軟弱地盤対策工指針 3)を参考にすべての盛土部の過剰間隙水圧比を 1.0, 0.7, 0.3 と設定したケースと、Bs2 層を 0.7, Bs2 層以外を 0.5 としたケースについて安定検討を実施した。計算結果を表-5.10 に示す。いずれの条件においても安全率 1.0 を下回ることが確認された。また、Bs2 層と Bs2 層以外の過剰間隙水圧比に差をつけたケースにおいて、発生する崩壊線が図-5.20 のとおり盛土天端からのり面中腹あたりを通過し、実際の被災状況に近い結果となった。

表-5.10 過剰間隙水圧比の差による安全率 <sup>14)</sup>

条件	過剰間隙水圧比 ( $u_e/\sigma_v'$ )				
	Bs2 層				
	1.0	1.0	0.7	0.3	0.7
	Bs2 層以外				
	1.0	0.5	0.7	0.3	0.5
安全率	0.22	0.56	0.49	0.83	0.25

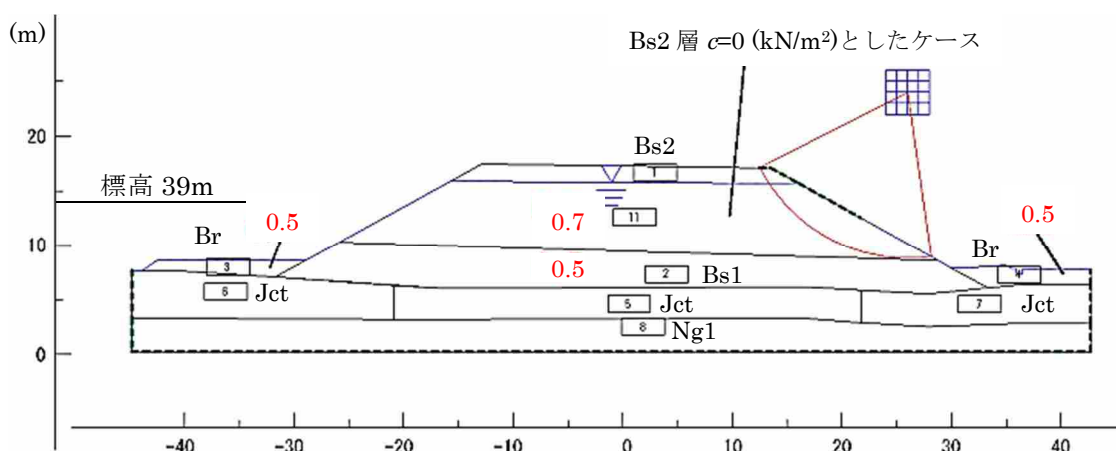


図-5.20 最小円弧算定結果 (Bs2 層 0.7, Bs1 層 0.5 としたケース)



4.2.3 節の現地調査および試験結果では、標高 39m 付近に粘性の高い高含水比の砂質ロームが介在していた。安定計算の結果と照らし合わせると、高含水比の砂質ロームが不透水層となり、その上にある砂質土（Bs2 層）が長期の盛土内へ表面水の浸透により飽和近くまで含水比が上昇し、その高含水状態のときに、繰返しの地震動が作用し盛土材料が軟化し大規模な崩壊に至ったと仮定することで、崩壊形状と現地調査の結果および安定計算の結果と整合する。各ケースの最小安全率とその時に円弧について図-5.21 に示す。

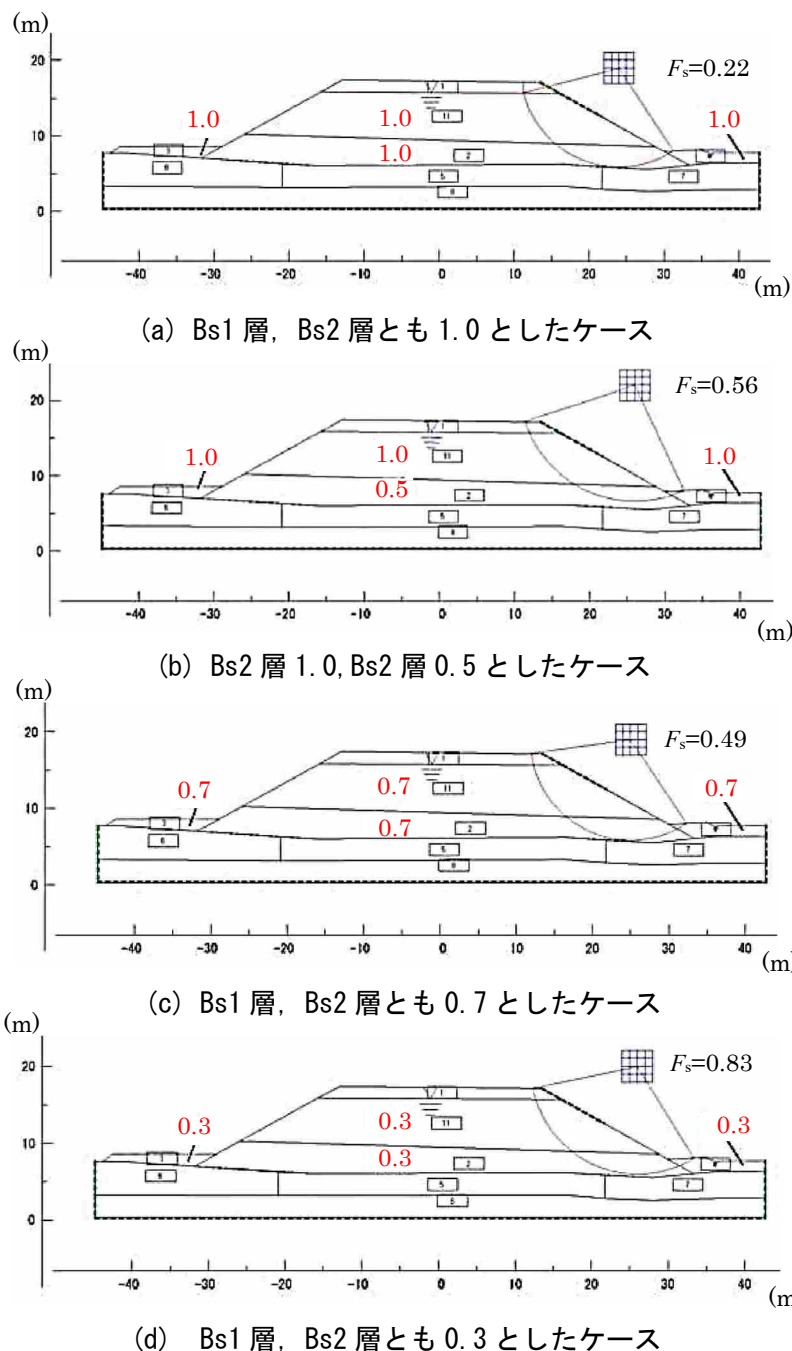


図-5. 21 盛土内の過剰間隙水圧比の違いによる最小安全率となる円弧の比較

### 5.4.3 静的二次元 FEM による自重変形解析

#### (1) 条件設定

地盤の変形に伴う崩壊では無いものの、過剰間隙水圧の上昇に伴う、盛土材料の剛性低下により崩壊したと想定されるため、静的二次元 FEM による自重変形解析 (ALID) により、変形量の検証を行った。また、崩壊しなかった断面も比較のため推定を行った。崩壊箇所の解析モデル図を図-5.22 に、解析に用いた土質定数を表-5.11 に示す。

設定水位については、舗装や中央分離帯未舗装部や横断管などから長年の水の供給により、盛土全体に滞水層が形成されていたと想定したケース (ケース①) と、流末側である下り線側に集中して滞水していたと想定したケース (ケース②) の 2 ケース実施した。

水位設定の概念を図-5.23 に、水位を設定したモデル図を図-5.24 に示す。入力地震動は、5.4.1 節で採用した那珂市役所観測波 (NS 成分、最大加速度 690gal) を用いた。

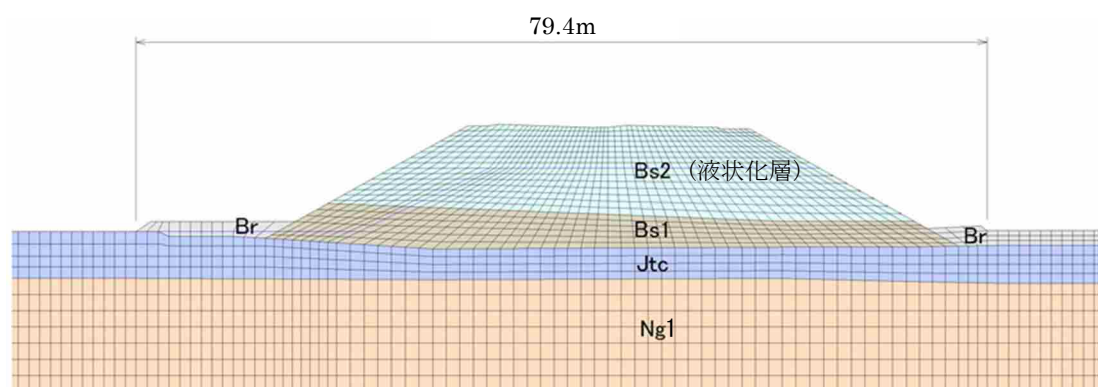


図-5.22 解析モデル (崩壊箇所 STA. 374+00)

表-5.11 静的自重変形解析に用いた土質定数一覧<sup>14)</sup>

地層	変形特性	非線形 タイプ	湿潤単位 体積重量 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポア ソン比 $\nu$	平均 $N$ 値 (回)	変形係数 $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断弾 性係数 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断 抵抗角 $\phi$ ( $^\circ$ )	ダイレ タンシ ー角 $\phi$	繰返し 三軸強 度比 $R_L$	細粒分 含有率 $F_c$ (%)
Bs2	液化化要素	MC/DP弾塑性モデル	18.0	0.33	6.6	18480	6950	12.8	35	10	0.273	35.0
Bs1	非排水変形	MC/DP弾塑性モデル	18.0	0.33	17.0	47600	17900	0	37.9	12.9	—	30.0
Br	非排水変形	MC/DP弾塑性モデル	18.0	0.33	5.0	14000	5270	0	30	5	—	30.0
Jtc	非排水変形	線形弾性	14.5	0.33	3.7	10360	3900	—	—	—	—	—
Ng1	非排水変形	線形弾性	20.0	0.33	50.0	140000	52640	—	—	—	—	—

※ $E=2800N(\text{kN/m}^2)$ とし $G=E/2(1+\nu)$ を算定

※平均  $N$  値は、B1-1、B1-2、B1-3 における各層の標準貫入試験結果より設定

(Br 層については、試験値が無いためスウェーデン式サウンディング試験結果から  $N$  値 5 程度とした)

※細粒分含有率  $F_c$  は B1-1、B1-2、B1-3 の平均値とした (Br 層は試験値が無いため 30%程度とした)

※ $c, \phi$  は、Bs1 層は B1-3 の三軸圧縮(CU)試験、Bs2 層は B1-3 の三軸圧縮(CD)試験結果より設定

※MC/DP 弾塑性モデルは、降伏基準にモール・クーロン式、塑性ポテンシャルにドラッカー・プラガー式を適用したモデルである。このモデルは土質定数があれば必ずみレベルに応じた剛性低下を解析に反映できるメリットがある。

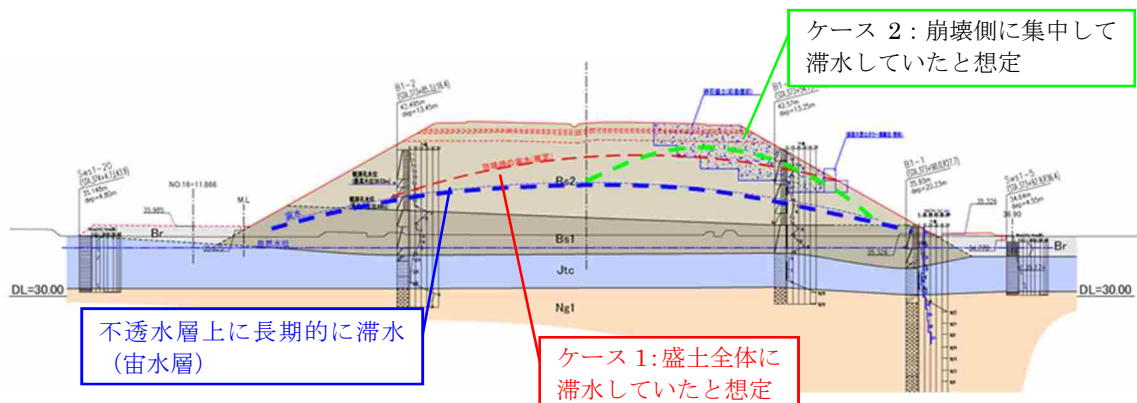


図-5.23 水位設定の概念図（崩壊箇所）

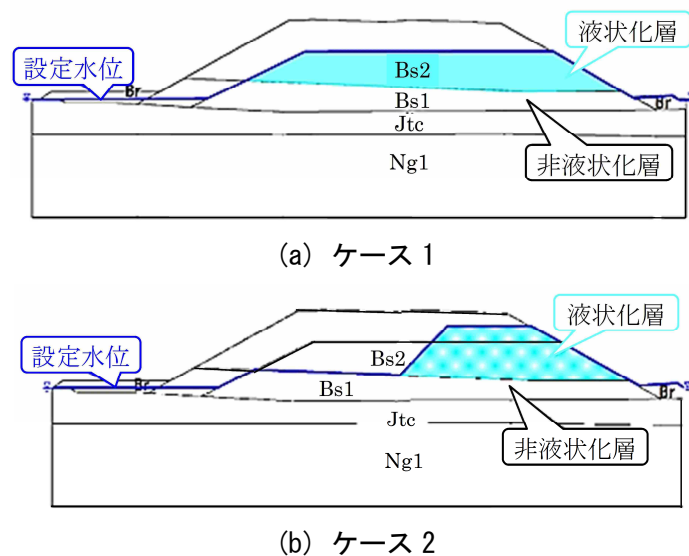
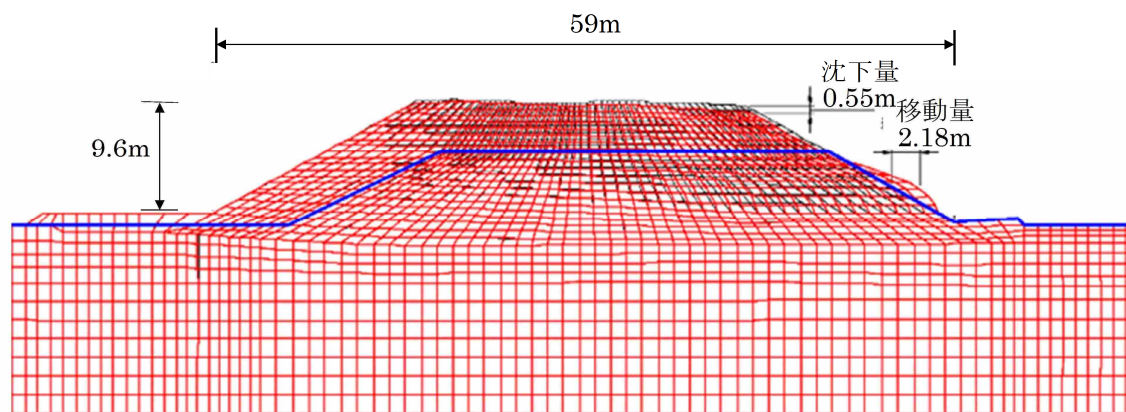


図-5.24 設定水位モデル図

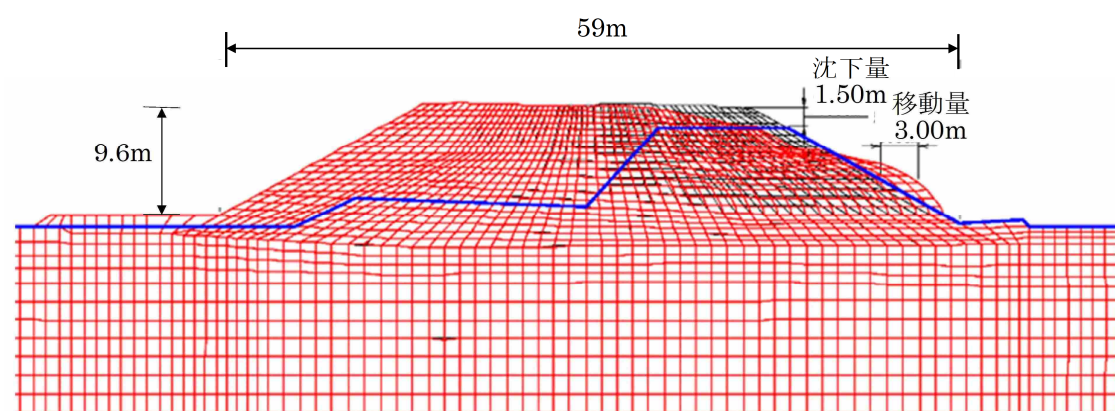
## (2) 解析結果

図-5.25 に崩壊箇所の水位ケース 1, 2 での解析結果を示す。なお, 図中の黒線が地震前の形状で赤色が地震後の変形量を示している。変形の形状は, 崩壊したのり面側の水位を高く設定した「水位ケース 2」が, 実際の被災後の盛土の状態に非常に近い結果となった。

この結果から, 当該盛土の崩壊箇所付近は, かなり高い位置に地下水位が存在し, 地震動が作用した事により盛土内の過剰間隙水圧が上昇し, 盛土の崩壊につながったものと考えられる。



(a) ケース①



(b) ケース②

図-5.25 解析結果（変形図）

#### 5.4.4 常磐自動車道那珂地区の再現解析のまとめ

当該区間の盛土が崩壊に至った要因を以下にまとめる。

- 1) 崩壊した南側のり面に細粒分含有率の高い粘性土層が介在していた。
- 2) 粘性土層の上部に地震動により過剰間隙水圧の上昇しやすい砂質土が盛土されていた。
- 3) 下層の粘性土層が不透水層となり、上部の砂質土層が高含水となった。
- 4) 地震動は、南北方向に強く揺れたことから、含水比の高い南側の砂質土層の間隙水圧が上昇し、盛土材料の剛性が低下し崩壊に至ったと推察される。

今回の盛土崩壊は、過去の被災事例のように基礎地盤の変形や、傾斜地盤上の盛土で集水しやすいことによる要因とは異なり、緩い縦断勾配において路面等から雨水が浸透し、盛土材料が地震により剛性低下しやすい材料が使用され、また盛土の一部に粘性土が介在したことにより、浸透水が粘性土層の上部で滞水していたところに大きな地震動が加わったことで、盛土内の過剰間隙水圧が上昇し、崩壊に至ったものと考えられる。

一方で、自重変形解析の結果では、水位を低くすることで本線の沈下量が 1.5m から 0.5m と 3 分の 1 にまで減少したことから、地震動によって過剰間隙水圧が上昇しやすい材料を用いた盛土においては、宙水を含む、盛土内の滞水層から確実に排水する対策が求められる。

## 5.5 まとめ

大規模に崩壊した盛土に関して、再現解析、盛土材料や水位、地形条件などを変えたケーススタディを実施し、以下の知見を得た。

### ① 盛土材料および盛土内水位の影響

- 1) ニューマーク法を用いた場合、関越自動車道堀之内地区のように、盛土内水位を設定し解析すると大きな変位量が推定される。しかし、その場合の降伏加速度は小さな値となる可能性があり、実態の挙動を再現できているとは言い難く、あくまでも概略的な評価として捉える必要がある。
- 2) 第4.4節および本章で明らかにしたように、盛土材料によっては繰返し載荷後のせん断強度が低下するものがある。この場合、地震時の過剰間隙水圧を考慮して地震時の安定計算を行うことが考えられるが、既設盛土を対象とした場合、どの部分に過剰間隙水圧を設定すべきか、その過剰間隙水圧比をどのように設定するかによって安全率が大きく異なり、場合によっては過大な対策工が必要となる恐れがある。過剰間隙水圧の上昇を考慮する範囲や、過剰間隙水圧比の設定にあたっては、慎重な判断が必要となる。
- 3) 建設時には固結した泥岩であった盛土が、風化により脆弱化した場合においては、同じ地震動であってもかなり大きい変位量となり、盛土の安定上注意が必要である。
- 4) 静的自重変形解析においても、盛土内水位の設定の違いが変形量推定に大きく影響することがわかった。

### ② 地形的な影響

- 1) 支持地盤形状により盛土の応答が増幅し、一部区間のみが崩壊する場合がある。この場合、FEM 地震応答解析を実施することで支持地盤形状による影響が確認でき、優先的に対策すべき盛土が選定できる。
- 2) 比較的、良好な地盤で静的自重変形解析による地盤の変形を考慮する必要が無い盛土であっても、地震動により繰返し応力が作用することで盛土材料の強度低下が懸念される場合においては、静的自重変形解析を適用することで、盛土の変形量が概ね予想できる。

### ③ 知見から導かれた合理的な対策工

実際の被害は、盛土内浸透水や盛土材料、地形などの要因が重なり大規模な崩壊に至ったと考えられる。既設盛土において耐震性を向上させるために、盛土材料を置き換えることはそのボリュームから現実的ではなく、水抜き対策を基本として実施することが、解析の結果からも効果的と考える。

一方、盛土内のどこに滞水しているのかを事前に把握することは難しく、湧水の状況や植生等により滞水状況を推定していることが実情である。そのため、地震動によって過剰間隙水圧が上昇しやすい材料を用いた盛土においては、宙水を含む、盛土内の滞水層を確実に排水する対策が求められる。また、泥岩など脆弱化により透水性や強度が低下する材料の場合、水抜き対策のみでは効果が限定的となることが想定され、スレーキング後の強度設定など慎重な検討が必要となる。

## 参考文献

- 1) 吉村雅宏, 藤岡一頼: 中越地震における高速道路盛土の変状分析, 基礎工, Vol.35, No.2, pp.76-80, 2007.
- 2) (社)地盤工学会 新潟県中越地震災害調査委員会: 2004 年新潟県中越地震災害調査報告書, (社)地盤工学会, pp.180-197, 2007.
- 3) 道路土工-軟弱地盤対策工指針, (社)日本道路協会, p.81, 1986.
- 4) “各種データ・資料 震度と加速度”, 国土交通省 気象庁,  
<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/comp.htm>. (参照 2021-10-2).
- 5) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 6) 土木研究所資料 第 4332 号 河川堤防の液状化対策の手引き: (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム, p.9-10, 2016.
- 7) 中村洋丈, 横田聖哉, 菅浩一, 安田進, 太田秀樹: 東名牧之原地区における盛土のり面災害の動的変形特性, 第 55 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 205-212, 2010.
- 8) “2 次元 FEM による応答解析 ADVANF/win”, 株式会社地盤ソフト工房,  
[http://www.jibansoft.com/catalog/advanf\\_fig001.htm](http://www.jibansoft.com/catalog/advanf_fig001.htm). (参照 2021-12-27).
- 9) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B.: FLUSH-A computer program for approximatic 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 10) 安田進・山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp.539-542, 1985.
- 11) Newmark. N. M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, 5th Rankin Lecture, Geotechnique, No.2, 1965.
- 12) 堀井克己, 舘山勝, 内田吉彦, 古関潤一, 龍岡文夫: ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測, 第 32 回地盤工学会発表会発表講演集, pp.1895-1896, 1997.
- 13) 藤岡一頼, 横田聖哉, 日下寛彦, 広瀬剛: 東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析, 日本地震工学論文集, 第 16 巻, 第 1 号, pp.285-308, 2016.
- 14) 安部哲生, 横田聖哉, 日下寛彦, 金田和男: 東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の地震被害について-常磐自動車道 那珂地区-, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.959-960, 2012.



## 第6章 盛土耐震対策方法の提案

### 6.1 検討の背景

長期にわたり盛土の機能を確保するためには、盛土内には、極力、雨水や地下水といった水を浸入させないことまた、盛土内に水が浸入した場合は、盛土外へ速やかに排出させることが重要と考える。さらに、第3章および第4章で述べたように、盛土内の過剰間隙水圧の上昇が盛土材料の強度低下を引き起こすことを確認した。しかし、盛土内のどの場所に滞水しているかを事前に把握することが難しいため、過剰間隙水圧が上昇する場所の設定如何においては、盛土の安定性の評価が大きく変わってしまうことが懸念される。

これまで、盛土内へ浸入してきた水（以下、「盛土内浸入水」という。）を排除させる対策として水抜きボーリング工などが用いられてきた。しかしながら、盛土自体は通常は不飽和土であり、また、盛土内浸入水も宙水となることがあるため、盛土内浸入水を効率よく盛土外へ排出できる対策とは言えなかった。そのため、面的に確実に滞水層内の水を排除するため、盛土をスリット状に掘削しそのスリットを砕石で置き換える工法（以下「砕石縦排水工」という。）を実施している（図-6.1および図-6.2参照）<sup>1)</sup>。

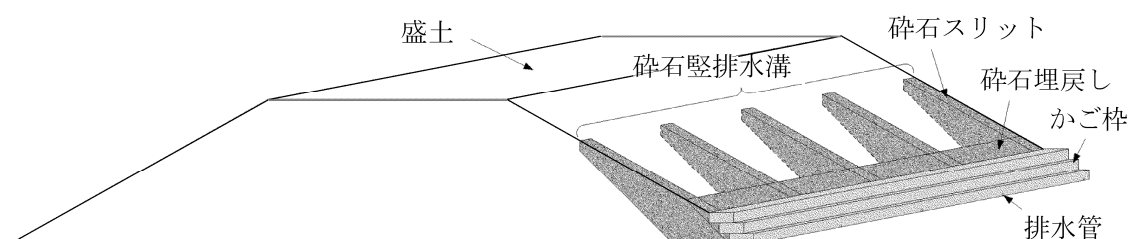


図-6.1 砕石縦排水工の模式図



図-6.2 砕石縦排水工の施工後の状況



砕石豎排水工の特徴として、バックホウや砕石、ふとんかごなど比較的汎用性の高い機械および材料で施工でき、特殊な施工機械を必要としないことが挙げられる。また、スリット状に掘削することで盛土内に浸透した水や宙水などを確実に排除できると考えられ、簡易に施工可能で、水抜き対策としても非常に有効な工法である。砕石豎排水工の施工状況を図-6.3に示す。

砕石豎排水工による盛土の補強（機能回復）効果として、以下の効果を期待している。

- 1) 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果
- 2) 既設盛土材の一部を砕石などの良質材へ置き換えることに伴う盛土補強効果
- 3) 砕石豎排水工による盛土材の含水比低下に伴う盛土補強（機能回復）効果

本章では、現地調査、模型実験によりこれら効果を検証し、評価したうえで簡易的な設計方法を提案した。



(a) スリット部掘削



(b) スリット部砕石投入

(c) ふとんかご設置

図-6.3 砕石豎排水工の施工状況

## 6.2 砕石縦排水工に期待する効果と検証方法

砕石縦排水工に期待される効果と効果検証方法を、表-6.1に整理した。

表-6.1 砕石縦排水工の期待する効果と検証方法

番号	期待する効果	効果検証項目	効果検証方法	備考
①	盛土内水位低下効果	①降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果	① <b>実現場試験</b> ：現地水位観測井により、砕石縦排水工の施工前後の盛土内水位の差異を計測する。	6.4 節で詳述
		②盛土内浸入水を排除し、盛土内水位を下げる効果	② <b>模型実験</b> ：盛土模型背面に水位を与え湛水させ、砕石縦排水工の有無による定常水位の差を測定する。 ② <b>遠心実験</b> ：加振前の模型背面から水位を与え湛水させた状態で、間隙水圧計により水位測定する。	
		③地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果	③ <b>遠心実験</b> ：加振後の過剰間隙水圧の変化を、間隙水圧計により測定する。	
②	かご枠による補強効果	①かご枠による押え盛土効果	①② <b>遠心実験</b> ：かご枠のみの対策工のケースの実験を実施し、無対策および、かご枠＋砕石スリットとの変形量等の比較を実施する。	6.5 節で詳述
		②砕石(かご枠内)のせん断強さによる安定度向上効果		
	砕石スリットによる補強効果	①砕石スリット設置による押え盛土効果	① <b>遠心実験</b> ：砕石スリットのみの対策工のケースの実験を実施し、無対策および、かご枠＋砕石スリットとの変形量等の比較を実施する。	
		②砕石(砕石スリット)のせん断強さによる安定度向上効果	②砕石スリット自体の <u>せん断強さによる安定度向上効果は小さい</u> (解析上、 $\phi$ 材で土被りが小さい)ため、考慮しない。	
③	砕石縦排水溝周辺の含水変化効果	①砕石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加	①② <b>実現場試験</b> ：現位置試験・サンプリング試料を用い砕石縦排水工の施工前後の含水比、強度等の比較を実施する。	6.6 章で詳述
		②盛土内浸入水排除による盛土材の含水上昇に伴う強度低下抑制	①② <b>模型実験</b> ：模型上面に散水させ砕石スリットの有無によるスリット周辺の含水比の変化を測定する。	

### ① 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果

盛土内の水位低下効果として、以下の事項が想定される。

- 1) 降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に滞水させない効果
- 2) 盛土内浸入水を排除し、盛土内水位を下げる効果
- 3) 地震時に発生する砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果

これらの効果検証として、(1)実現場にて砕石堅排水工の施工前後の盛土内水位の差異を観測（以下「実現場試験」という。）、(2)土槽内に高さ2.5m、幅4m、奥行き6mの盛土を砕石スリット有り、無しの2ケースを構築し、人工降雨によりスリットの有無により盛土内の水位の変化を測定（以下「模型実験」という。）、(3)1/50スケールの盛土を構築し、盛土背面より注水し盛土内に水位が形成された状態で、遠心力載荷装置により50Gの重力場を設けたうえで加振させ、加振後の過剰間隙水圧の程度を確認（以下「遠心実験」という。）した。

### ② 既設盛土材の一部を砕石などの良質材へ置き換えることに伴う盛土補強効果

砕石堅排水工は、盛土のり尻の一部を砕石および大型かご枠で良質材に置き換えることから、これらの効果を、遠心実験にて加振後の変形量の差異を比較する。なお、遠心実験において、無対策のケース、かご枠と砕石スリットを実施したケース、かご枠と砕石スリットそれぞれ単体での対策工について検証した。

### ③ 砕石堅排水工による盛土材の含水比低下に伴う盛土補強（機能回復）効果

砕石堅排水工は、盛土のり尻の一部を透水性の良い砕石および大型かご枠に置き換えることから、盛土内への浸入水の早期排除および、砕石スリット周辺の盛土材の含水比の低下に伴い、盛土全体の強度回復することが見込まれる。この検証は、実現場試験において砕石堅排水工の施工前後の含水比、および強度比較を行うこと、および模型実験により散水後のスリットの有無によるスリット周辺の盛土材の含水比の変化の有無を検証した。

## 6.3 効果検証実験の概要

### 6.3.1 実現場試験

実現場試験は、平成25年1月に砕石堅排水工が施工される前の平成24年12月に実施した調査結果と比較・検討を行い、砕石堅排水工の施工によって、施工範囲の盛土材料の性状に変化がないか、強度増加が認められるかを検証するために、砕石堅排水工の施工1年後の平成26年1月に実施したものである。

実現場試験のための砕石堅排水工は、東北地方太平洋沖地震にて崩壊した常磐自動車道那珂地区に隣接した箇所に、砕石スリットの間隔による対策効果の違いについて検討するため、砕石スリット間隔を4mとした箇所（以下「4mヤード」という。）および、6mとした箇所（以下「6mヤード」という。）の2種類を施工した（図-6.4および図-6.5参照）。また、ヤード内の調査箇所の位置を図-6.6(a), (b)に示す。また、4mヤードの拡大図を図-6.7に示す。

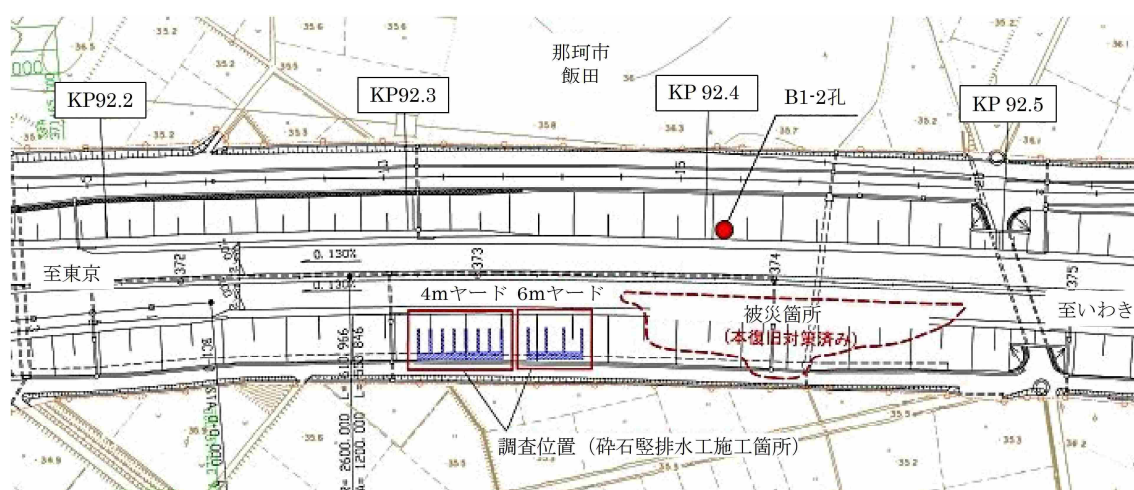


図-6.4 現位置試験位置図

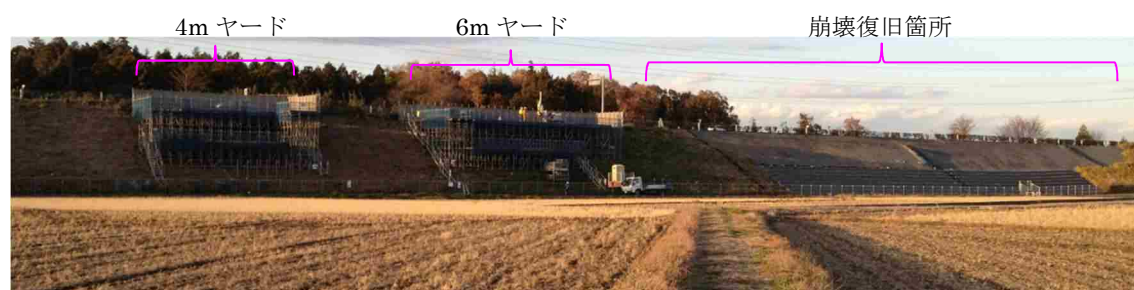


図-6.5 現位置試験実施状況

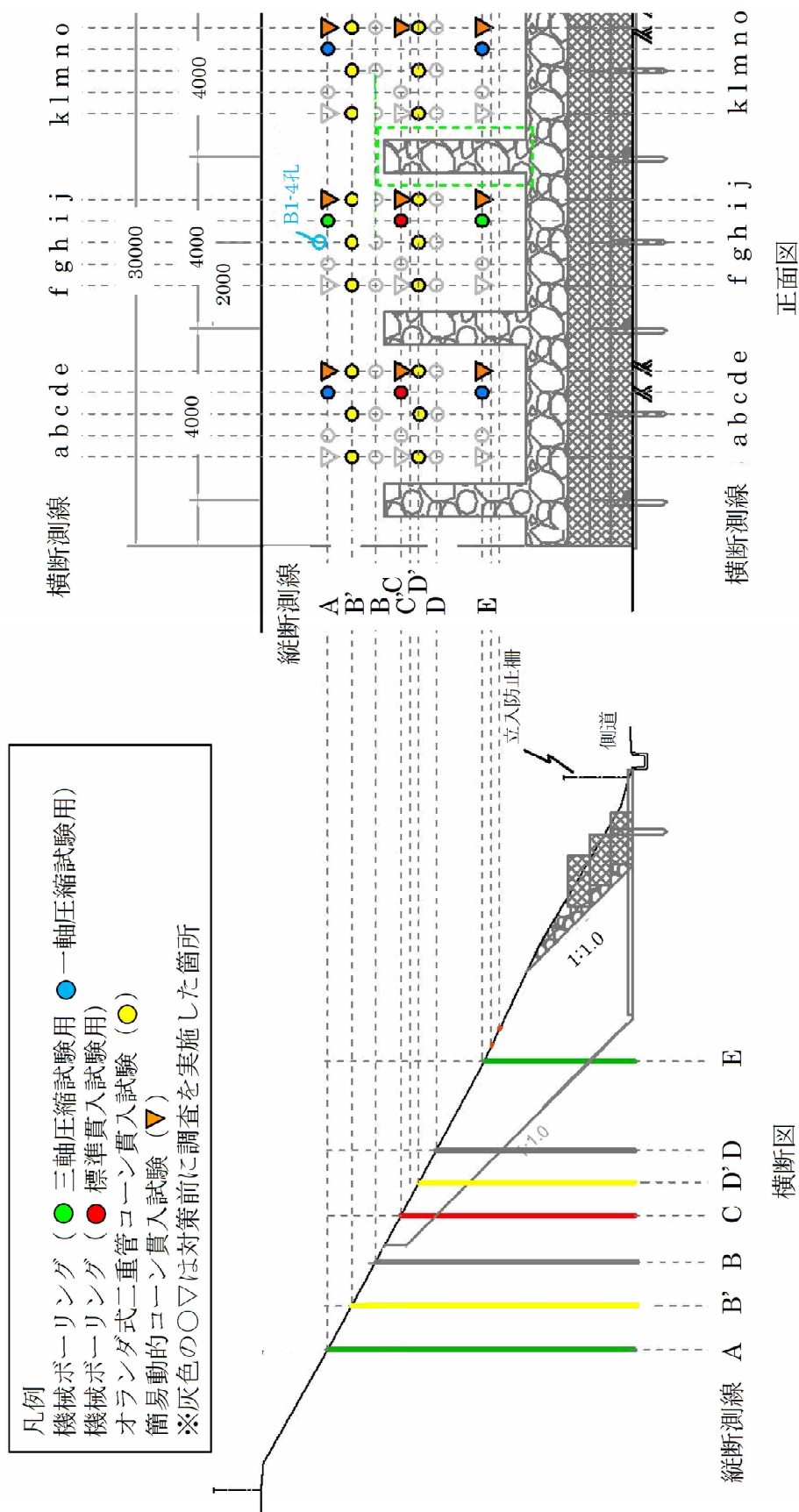


図-6.6(a) 調査位置平面図 (4m ヤード)



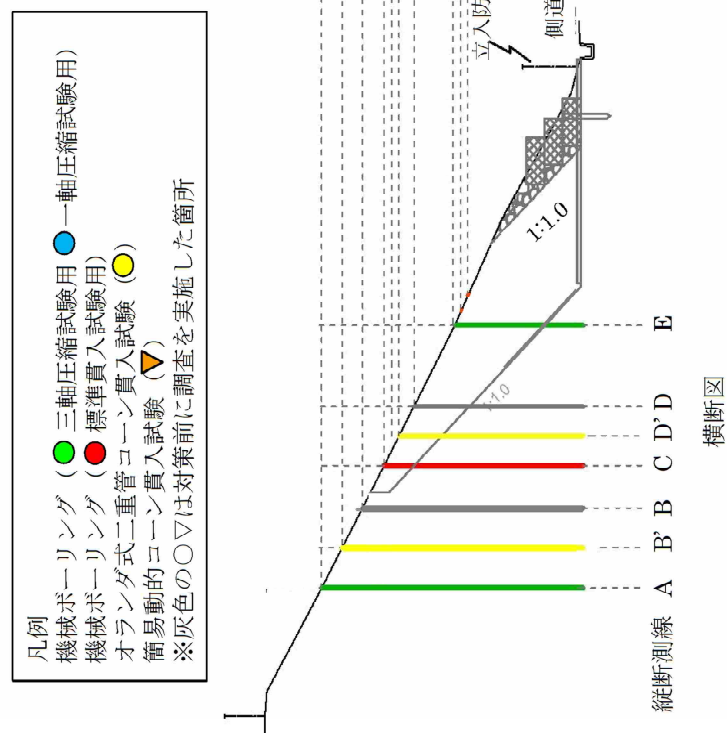


図-6.6(b) 調査位置平面図 (6m ヤード)

施工前の調査は、4m ヤード・6m ヤードにおいて、調査ボーリング・原位置試験・室内土質試験を実施した。

施工後の調査位置は、比較を行うために、盛土材の構成が同様となるように標高を合わせ、さらに碎石スリットの影響を考慮して、スリットからの離れが同様となるように配置した。

実現場調査における試験内容は、施工前後が比較できるよう基本的に同様とした。表-6.2 に実施内容を示す。調査ボーリング実施後、水位観測孔を設置し、水位観測を毎月実施した。

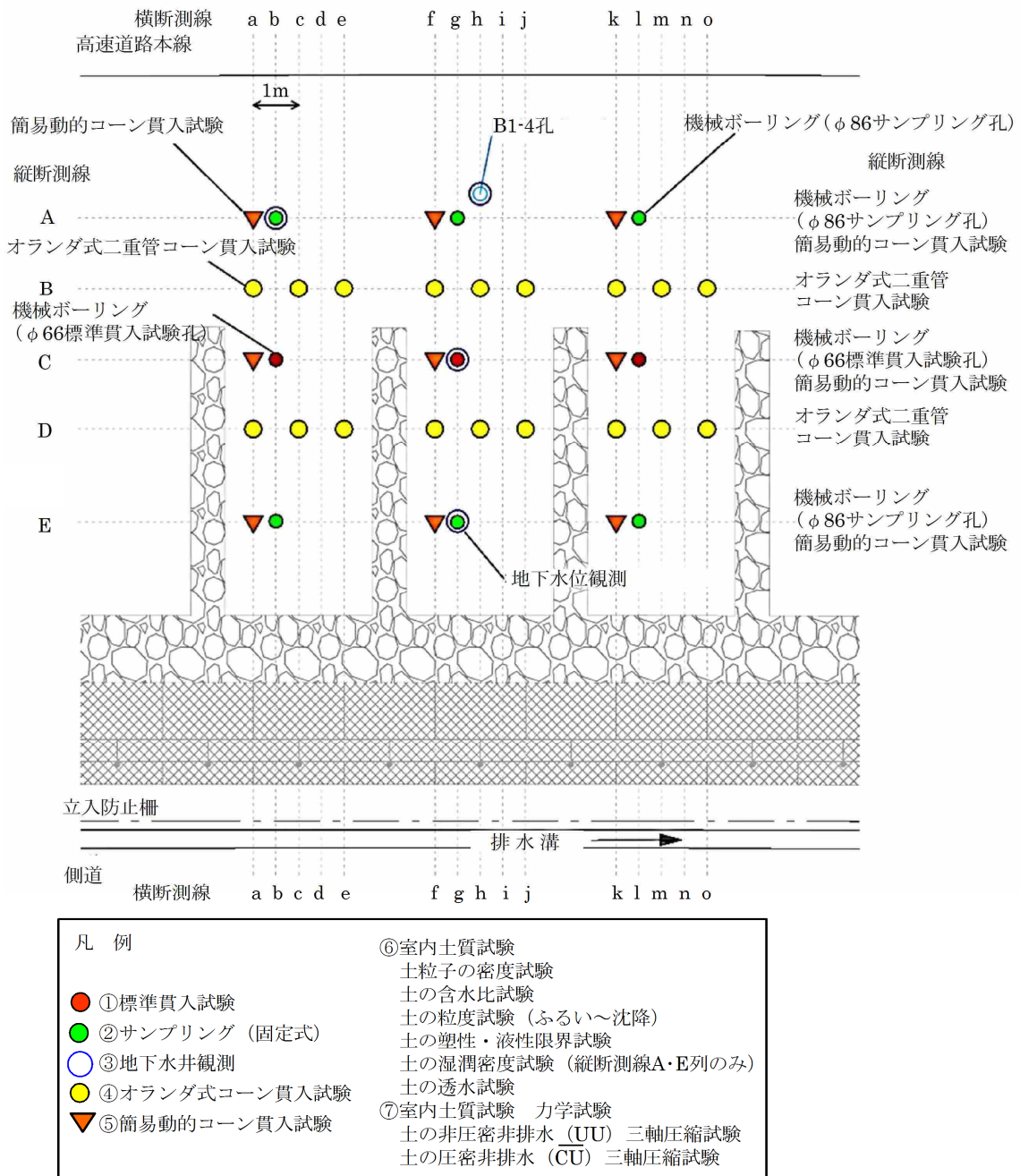


図-6.7 調査位置詳細図 (4m ヤード)



表-6.2 実現場調査実施内容

測線名	H24 年度(施工前調査)	H25 年度(施工後調査)
A 測線	調査ボーリング(サンプリング) 土質試験：物理・三軸 簡易動的コーン貫入試験	調査ボーリング(サンプリング) 土質試験：物理・一軸・三軸 簡易動的コーン貫入試験
B 測線 B'測線	オランダ式二重管コーン貫入試験 (B 測線)	オランダ式二重管コーン貫入試験 (B'測線)：約 25cm 上方
C 測線	調査ボーリング(標準貫入試験) 土質試験：物理 簡易動的コーン貫入試験	調査ボーリング(標準貫入試験) 土質試験：物理 簡易動的コーン貫入試験
C'測線	—	調査ボーリング(サンプリング)： 碎石スリットから距離を変えて 2 箇所 室内土質試験：物理・一軸
D 測線 D'測線	オランダ式二重管コーン貫入試験 (D 測線)	オランダ式二重管コーン貫入試験 (D'測線)
E 測線	調査ボーリング(サンプリング) 土質試験：物理・三軸 簡易動的コーン貫入試験	調査ボーリング(サンプリング) 土質試験：物理・一軸・三軸 簡易動的コーン貫入試験
F・G 測線	—	簡易動的コーン貫入試験： 碎石スリットからの距離を変えた調査

実現場試験を実施した盛土の土質構成を4mヤードについて図-6.8および表-6.3に、6mヤードを図-6.9および表-6.4に示す。盛土の土質は、横断方向にはほぼ水平に各層が分布し、盛土中段付近には、高含水域の層が連続することが確認された。一方、盛土縦断方向では、高含水域の連続性は確認されたものの、起点側の4mヤードでは、盛土の上部にローム質の粘土が分布しており、東北地方太平洋沖地震にて被災した個所に近い終点側の6mヤードでは、中間土に近いものの、全体が砂質土主体の盛土であることが明らかとなった。

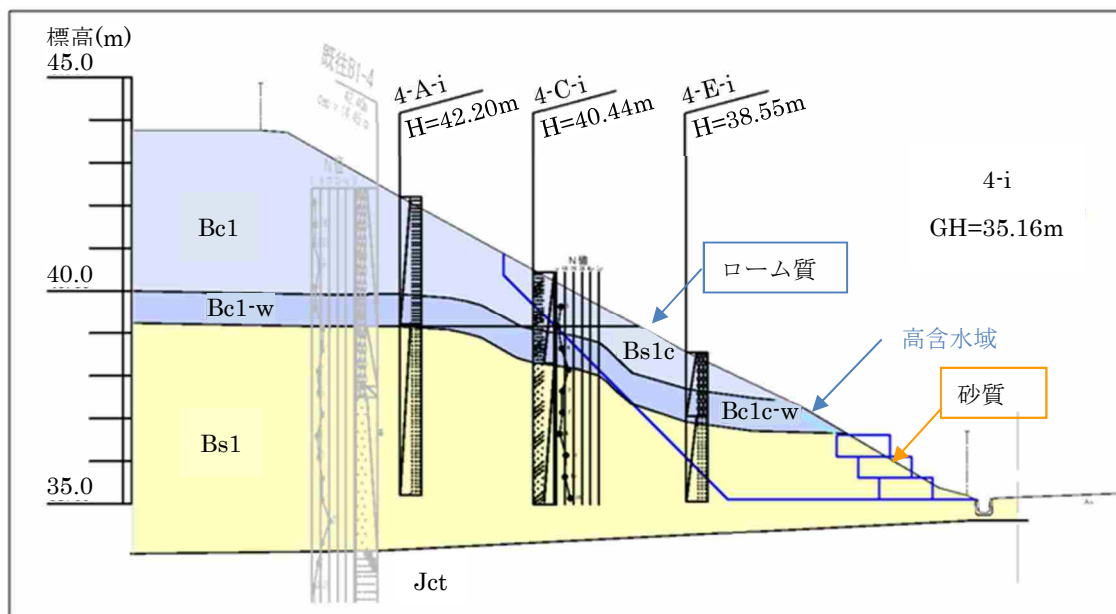


図-6.8 4mヤードの土質断面図(横断面図)

表-6.3 4m ヤードにおける盛土の土質構成

土質記号	主 な 土 質 名	記 事
Bc1 Bs1c	盛土(火山灰質粘性土)	盛土の上半部を構成し、火山灰質の粘性土（ローム）からなり、全体に酸化物、炭化物、軽石、小礫を混入する。所々砂分（微砂～微細砂）が塊状に混入する。層厚4m程度。
Bc1-w Bs1c-w	盛土(火山灰質粘性土)	Bc1直下およびのり面部に位置し、火山灰質の粘性土（ローム）を主体とする。含水やや高い。Bc1と層相が類似。層厚1m程度。
Bs1	盛土(シルト質砂)	盛土の下半部を構成し、シルト質砂などの中間土を主体としている。微砂～細砂主体で若干中砂を混入する。層厚5m程度。
Jtc	基礎地盤(粘土・有機質シルト)	既往調査結果により確認され、最上部に有機質シルトを挟み、以深では粘土を主体としている。（本調査では未確認）

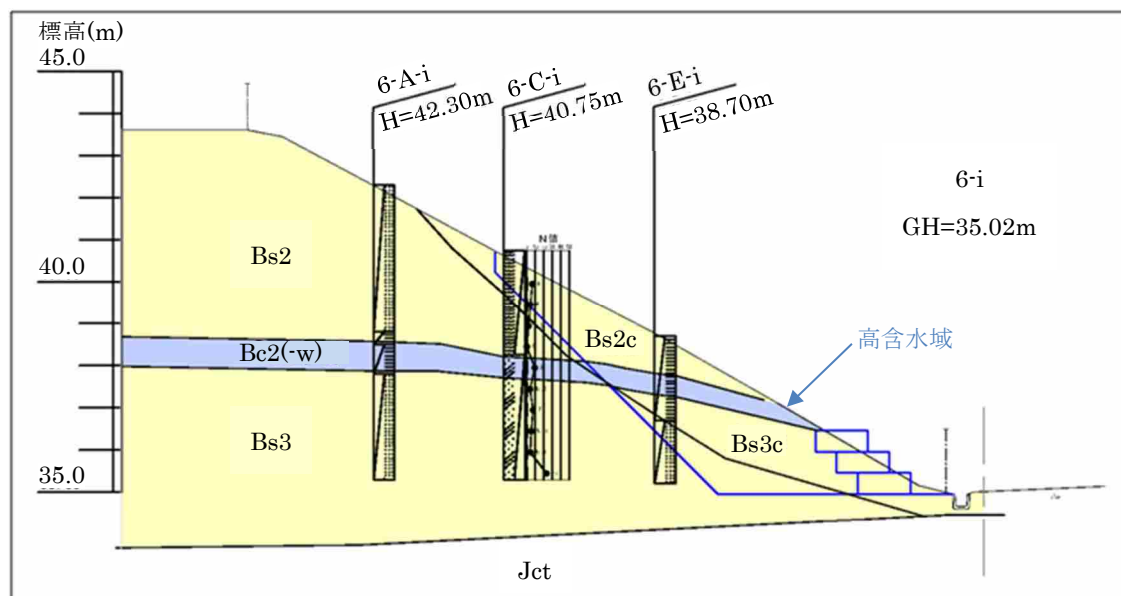


図-6.9 6m ヤードの土質断面図 (横断面図)

表-6.4 6m ヤードにおける盛土の土質構成

土質記号	主 な 土 質 名	記 事
Bs2c	盛土(火山灰質粘性土)	のり面部に分布し、砂混りの火山灰質粘性土を主体としている。炭化物、軽石、小礫等を混入する。層厚は2m程度。
Bs2	盛土(シルト混り砂)	盛土上半部を構成し、微砂～細砂からなる。シルト分を不均一に混入する。層厚は5m程度。
Bc2(-w)	盛土(火山灰質粘性土)	盛土中央部に薄層状に分布し、細砂を若干含む火山灰質粘土を主体とする。層厚は1m未満。
Bs3c	盛土(火山灰質粘性土)	のり面部に分布し、砂混りの火山灰質粘性土を主体としている。層相はBc2, Bs2cと類似。層厚は2m程度。
Bs3	盛土(シルト混り砂・シルト質砂)	盛土下半部を構成し、シルト質砂などの中間土を主体とする。所々ロームをブロック状に混入する。層厚4m程度。
Jtc	基礎地盤(粘土・有機質シルト)	既往調査結果により確認され、最上部に有機質シルトを挟み、以深では粘土を主体としている。(本調査では未確認)

## 6.3.2 模型実験

### (1) 模型実験の概要

盛土模型実験は、盛土材料および締固め度を一定とした実際の盛土形状を模した模型（ $H=2.5\text{m} \times L=6.5\text{m} \times B=4.0\text{m}$ ）を製作し（図-6.10），実寸幅70cmの砕石スリットの有無による側面方向・背面方向の浸潤線の形成状況・含水比変化を把握する目的で、無対策および対策有（砕石スリット有）のそれぞれにおいて、盛土内の含水比変化を計測する実験（散水実験）を実施したあと、盛土内の浸潤線変化を計測する実験（湛水実験）を実施した（図-6.11）。また砕石スリットを設置したケースでは、散水実験による含水比変化測定後に簡易動的コーン貫入試験による盛土強度の測定を実施した。

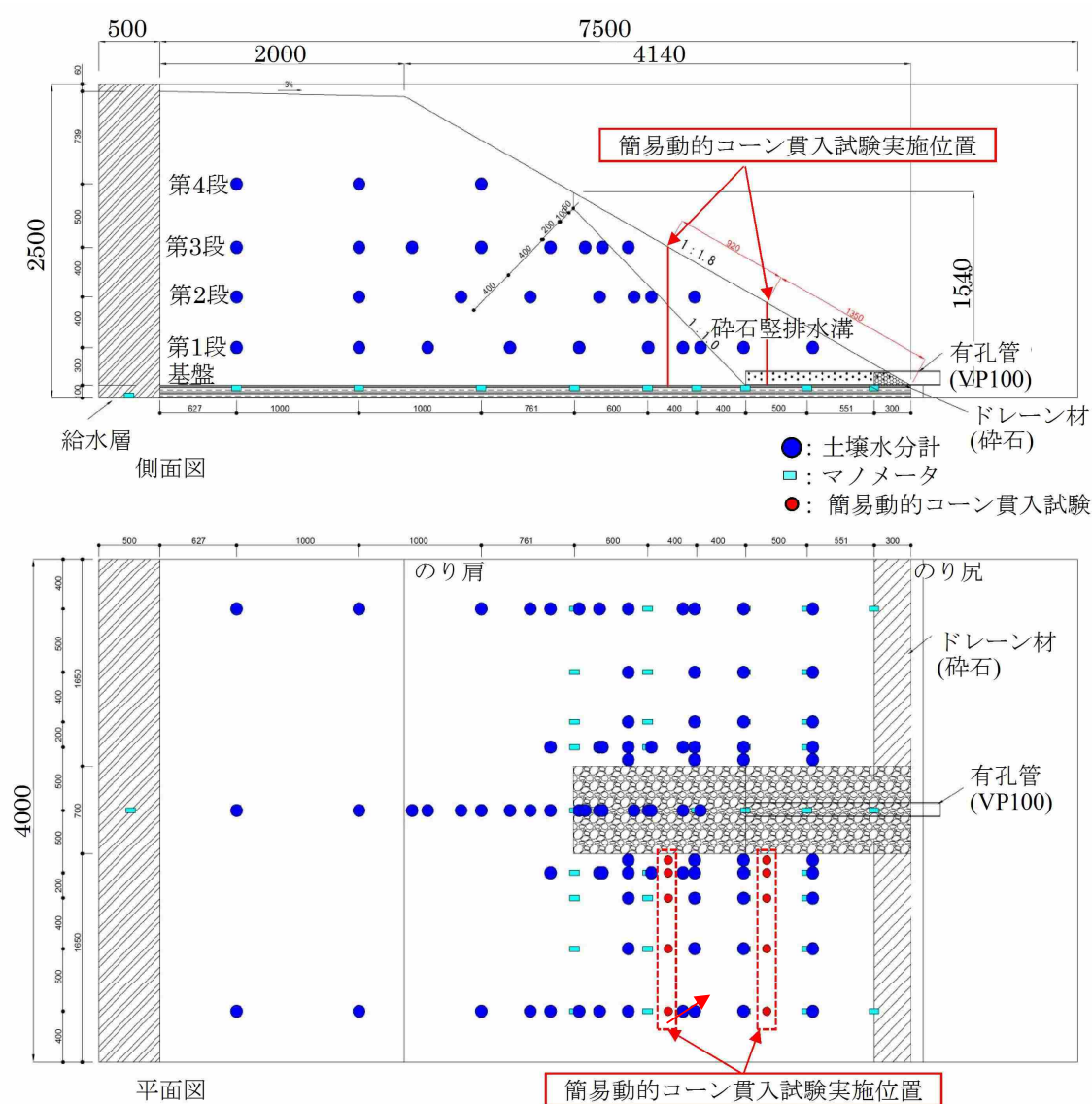


図-6.10 模型実験の平面および断面図

盛土模型には、盛土材として銚田砂（締固め度  $D_c=95\%$ ，空気間隙率  $v_a=15\%$  を目標に製作），碎石スリットには、実際に現地でも使用されている碎石(40-0， $\rho_d=2.0\text{ g/cm}^3$  を目標に製作)を用いた。なお，それぞれの飽和透水係数は銚田砂が $1.57\times 10^{-5}\text{ m/s}$ ，碎石(40-0)で $5.30\times 10^{-4}\text{ m/s}$  と碎石スリットでは1 オーダー透水性が高くなっている。

模型底面には碎石スリット周囲を中心にマノメータを 47 箇所，盛土内には，碎石スリット周囲を密に，含水比を計測するための土壌水分計を107 箇所設置した（図-6.10）。



図-6.11 模型実験の散水状況

## (2) 測定手順

測定手順は図-6.12 に示すとおり，盛土内の含水比変化を計測する実験（散水実験）を実施したあと，盛土内の浸潤線変化を計測する実験（湛水実験）を実施した。また碎石スリットを設置したケースでは，散水実験による含水比変化測定後に簡易動的コーン貫入試験による盛土強度の測定を実施した。

### 1) 含水比変化の確認

降水量  $30\text{ mm/h}$  を 24 時間散水し，土壌水分計の値がほぼ定常状態になった後，散水停止して 1 か月間放置し，その間の含水比の変化を土壌水分計にて計測。変化の範囲および含水比の低下量を確認。

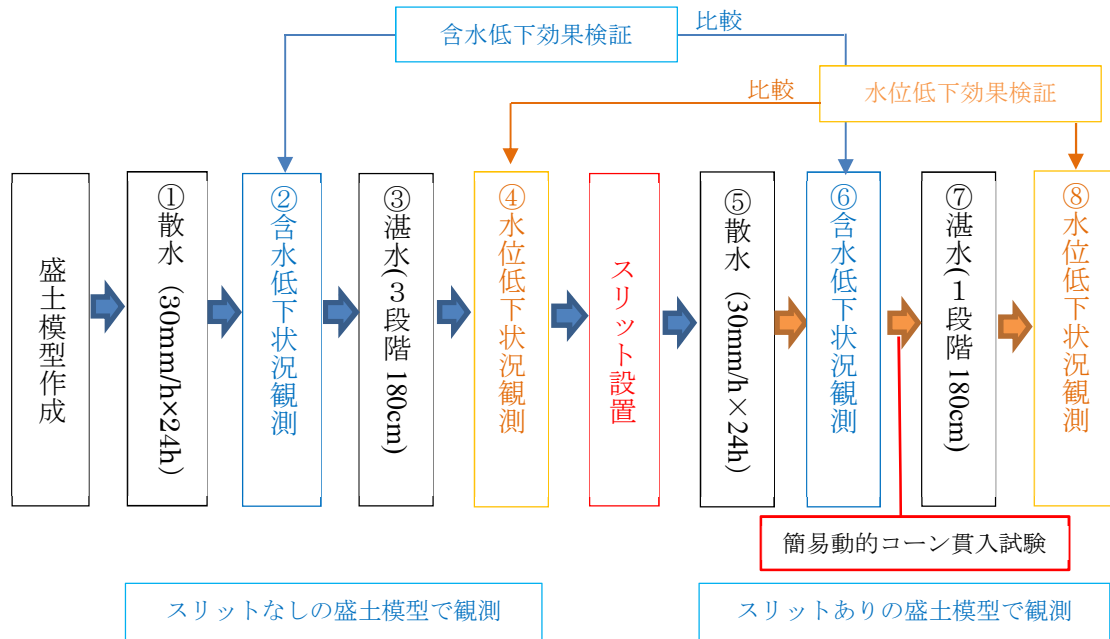
### 2) 盛土内水位変化の確認

盛土のり面付近まで水位線が発達し，かつ浸透破壊を起こさない程度に，背面の給水槽の水位を  $1.2\sim 1.8\text{ m}$  と変化させて湛水し，盛土内の水位変化が  $1\text{ cm/3h}$  以下となった状態で湛水を停止し，2～3 週間マノメータにより盛土内水位（水頭圧）の変化を観測。変化の範囲を確認した。

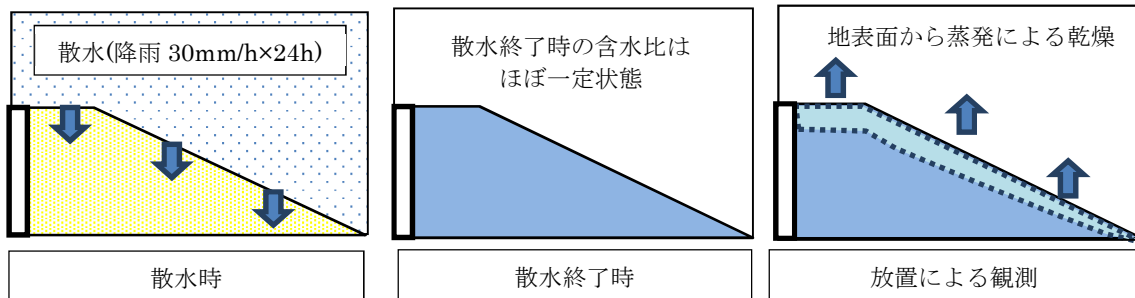
### 3) 強度変化の確認

スリット設置後の含水低下状況を観測した後に簡易動的コーン貫入試験を実施，スリット周囲の  $N_d$  値のスリットからの距離の変化を確認した。

#### ○模型実験の全体フロー



#### ○散水による含水比の変化測定方法



#### ○湛水による盛土内水位の変化測定方法

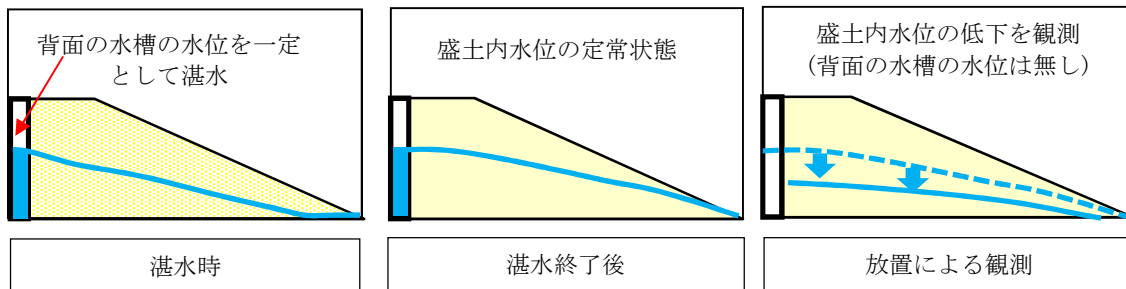


図 6.12 模型実験の実施手順



### 6.3.3 遠心実験

遠心実験は、無対策（ケース1）、かご枠のみ（ケース2）、砕石スリット10m間隔（ケース3）並びに、4m間隔（ケース5）および、砕石縦排水工（砕石スリット4m間隔+かご枠）（ケース 4）の計5ケース実施した（表-6.5参照）。

模型のサイズは、土木研究所で実施した「各種耐震補強工の耐震性を比較した実験」<sup>2)</sup>との比較できるよう、同サイズ（1/50スケール；模型サイズ高さ300mm，幅300mm，奥行き880mm：実スケール高さ15m，幅15m，奥行き44m相当）とした（図-6.14）。計測は、盛土の変位，加速度，間隙水圧，加振中のカメラ撮影を実施した。センサの配置例を図-6.13に示す。

表-6.5 遠心実験のモデルケース

ケース	対策工	締固め度 (%)	給水時間 (分)	加振 タイミング
1	無対策	82.6	420	注水開始から 420 分
2	かご枠のみ	82.4		
3	砕石スリット(10m 間隔)	82.7		
4	砕石スリット(4m 間隔)+かご枠	82.5		
5	砕石スリット(4m 間隔)	82.5		



図-6.13 遠心力载荷模型写真（無対策）

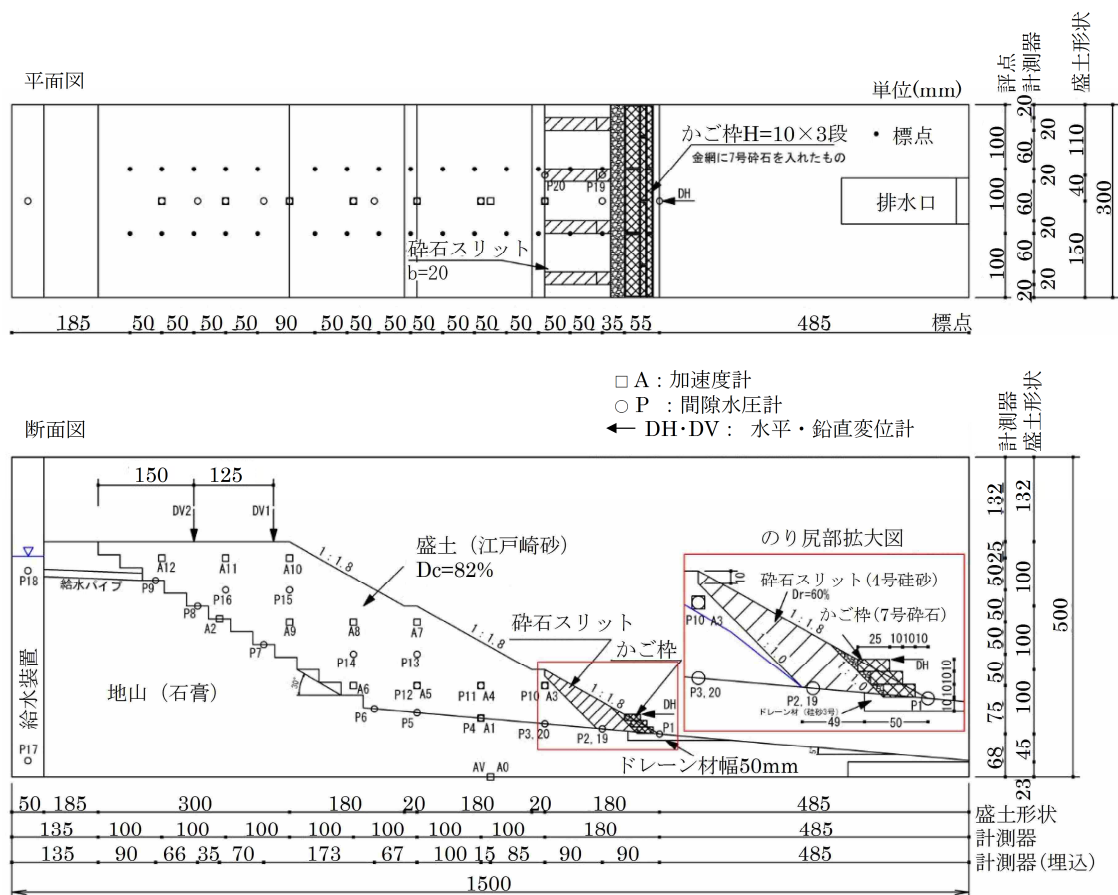


図-6.14 対策工・センサ設置例 (ケース4 : 砕石スリット4m間隔+かご枠)

模型盛土の製作に使用した盛土材は，土木研究所にて実施された実験と同じ江戸崎砂を用い，締固め度は，無対策で変形が大きくなると想定される「突固めによる土の締固め試験方法 (JIS A 1210)」の突固め方法の呼び名Bにより求めた最大乾燥密度 ( $\rho_{dmax}$ ) に対し密度比 ( $D_c$ ) が82%程度となるよう製作した。また，砕石縦排水工の砕石スリット部には砕砂4号を，かご枠には7号砕石を用いた。なお，実験装置は，土木研究所が所有する大型動的遠心力载荷試験装置 (有効回転半径：6.6m) を用いた。各実験ケースでは，遠心力加速度を50Gまで上げた上で盛土背面地山部に配置した給水タンクよりパイプを通じて水の50倍の粘性を持たせたメトロース水溶液を浸透させた。浸透中は給水タンクの水位を一定に保ち，浸透開始から7時間経過した模型盛土内の水位の変動がほぼ落ち着いた段階で加振を実施した。加振は，1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台でのNS成分の加速度波形を採用した。

### 6.3.4 試験に用いた盛土材料の物理特性

遠心実験に用いた盛土材料は、実験場所（土木研究所）で入手可能であることおよび、実験日数を短くできる比較的透水性の良い銚田砂を用いた。また、砕石スリットは、一般的な砕石である粒度調整砕石（M40）を使用した。

実験に際しては、現地での締固めを考慮し、締固め度 $D_c=95\%$ とした。模型製作時の含水比は、空気間隙率 $v_a=15\%$ となるよう含水比 $w=12.3\%$ とした。

遠心実験は、過去に土木研究所による既設道路盛土の対策工に関する遠心力载荷模型実験が実施されており、その対策工との比較・検討も実施できるよう、同じ盛土材料である江戸崎砂とした。締固め度は、加振時に大きな変形量とすべく $D_c=82.5\%$ とした。模型作成時の含水比については、土木研究所の実験に合わせ、 $w=15\%$ とした。

実験に用いた盛土材料の物性特性を表-6.6に示す。

表-6.6 実験に用いた盛土材料の物理特性一覧表

項 目		模型実験		遠心実験		実現場試験
		盛土材	砕石スリット部	盛土材	砕石スリット部	盛土材
		銚田砂	砕石(M40)	江戸崎砂	珪砂4号	シルト質砂
自然含水比 $w_n(\%)$		13.7	2.9	—	—	34.3
土粒子の密度 $\rho_s$		2.678	2.743	2.715	2.654	2.700
粒度組成	最大粒径 (mm)	4.75	37.5	4.75	2.00	9.5
	礫分(%)	0.1	66.9	0.0	0.0	0.9
	砂分(%)	90.0	20.6	89.4	99.9	45.0
	シルト分(%)	9.9	12.5	3.9	0.1	25.8
	粘土分(%)			6.7		28.3
	細粒分含有率 $F_c(\%)$	9.9	12.5	10.6	0.1	54.1
コンシステンシー	液性限界 $w_L(\%)$	NP	—	NP	NP	59.0
	塑性限界 $w_P(\%)$	NP	—	NP	NP	30.5
	液性指数 $I_p(\%)$	—	—	—	—	28.5
突き固め試験	突き固め方法	B-c	B-c	B-c	—	A-c
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.710	2.240	1.631	—	1.445
	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	15.6	7.1	18.1	—	25

## 6.4 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果

### 6.4.1 降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果

降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果については、実現場試験により、対策前後の降雨時の水位上昇について比較することで検証を行った。

#### (1) 実現場試験

現地調査として砕石縦排水工の施工前後で盛土内の水位観測を実施した。しかし、当該地の盛土内には地下水位は存在しておらず、盛土内に浸入した宙水を観測していることがわかった（図-6.15）。スリット施工時の露頭確認の状況を図-6.16に示す。露頭確認では、中段付近に含水比（ $w_n > 50\%$ ）の高い部分が確認され、その部分からの水のしみ出しが確認された。

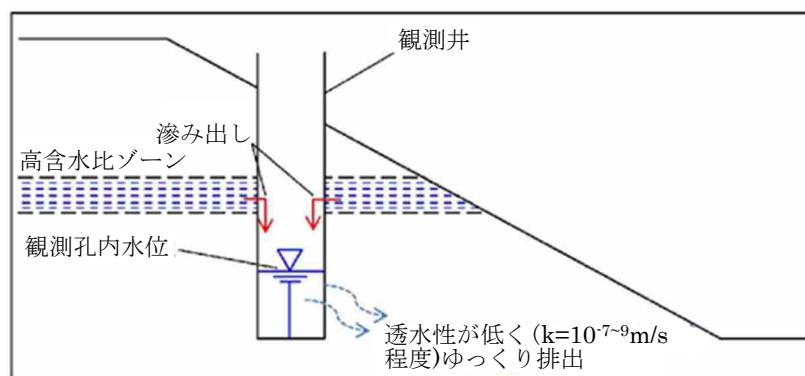


図-6.15 現地での観測水位概念図



図-6.16 開削時の湧水状況

観測井の孔内水位の変化についてスリット間隔 4m ヤードについて図-6.17(a)に、スリット間隔 6m ヤードについて図-6.17(b)に示す。盛土ののり肩近傍で観測された水位（ピンク色）は、路盤・表層改良によって急激な水位変動が収まり、舗装打ち直し効果は明瞭に確認できる。

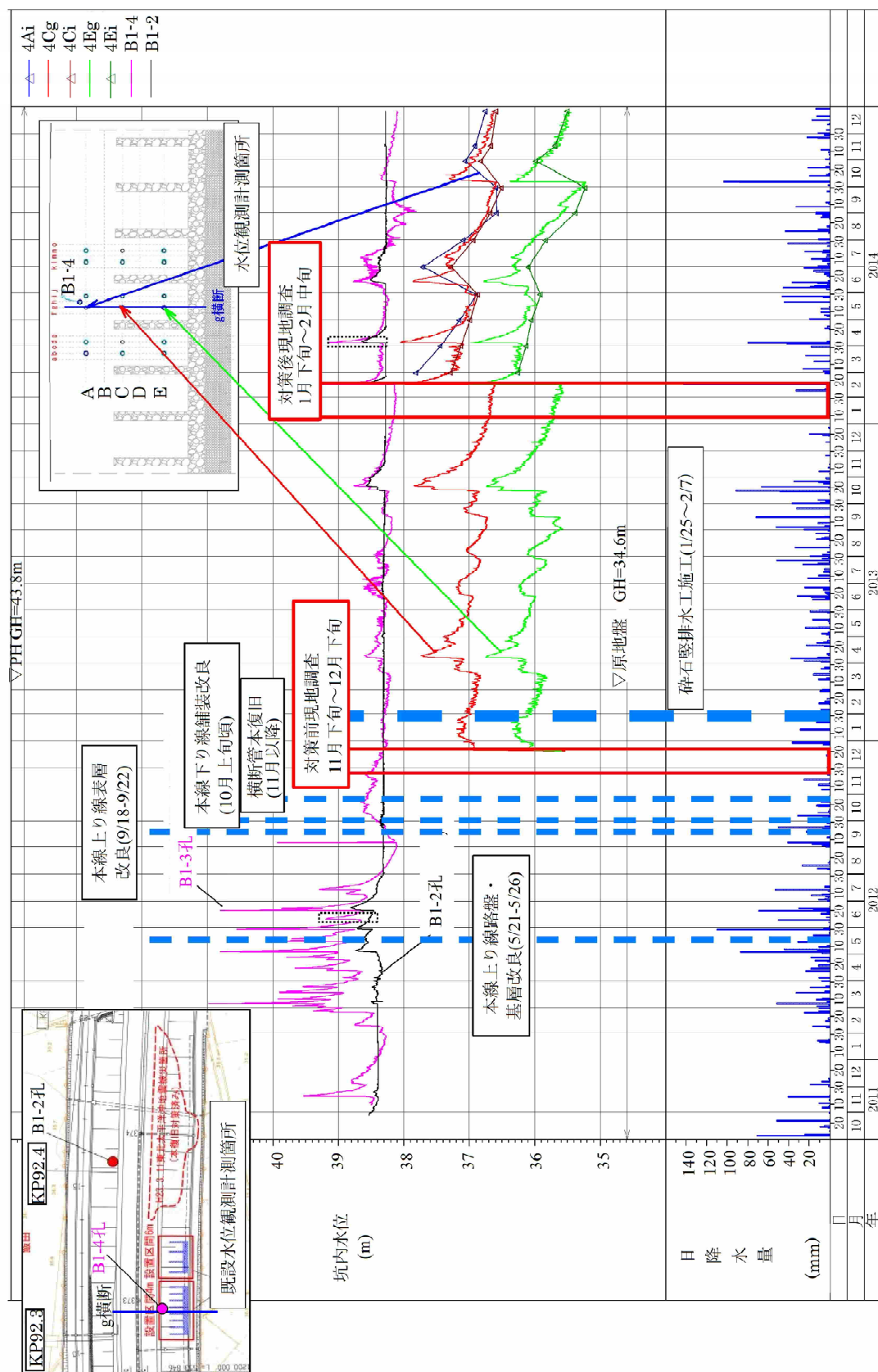


図-6.17(a) 現地水位観測結果(4m ヤード)<sup>3)</sup>





また、比較数は少ないものの、砕石堅排水工施工前後について、降雨後に同程度の水位（図-6.16(a)内の青枠）まで上昇にした観測値に対する時間変化および水位低下勾配を比較した（図-6.18）。図の例では、0.1m/dayの低下速度差がみられたものの、施工前後で降雨前の水頭に差があるため、水位低下速度もその水頭差の影響を受けると考えられ、全体的には明瞭な変化は見られなかった。一方、表-6.7に水位上昇が顕著に見られる60mm/日以上降雨と水位標高を列挙した。表より、同程度の降雨量で比較を行うと、水位標高が2012年5月3日の降雨量87mmで水位40.73mに対して、2013年10月16日には降雨量91.5mmで水位38.61m（図中黄色着色部）、2012年5月29日の降雨量110mmで水位40.55mに対して、2013年10月6日には降雨量103.5mmで水位38.35m（図中青色着色部）と、上昇した水位には2.0m程度の差があり、施工前後で水位上昇を抑制する効果が見られる。

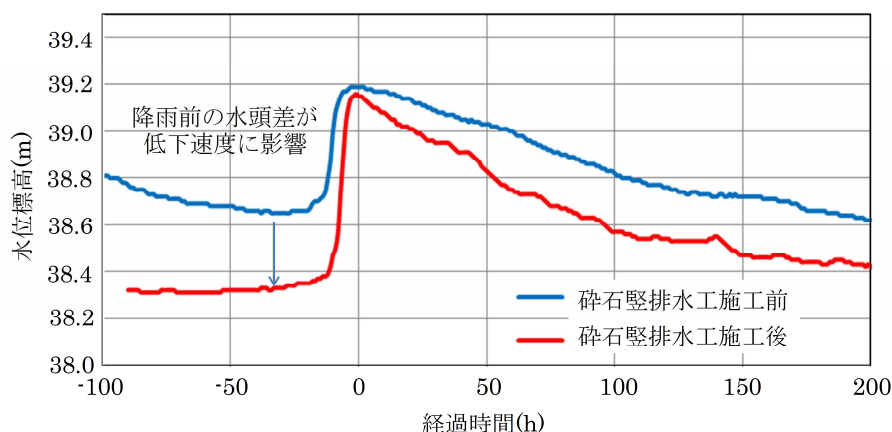


図-6.18 同程度の水位上昇での低下速度比較

表-6.7 60mm/day以上の降雨での水位上昇比較

日付	降雨量 (mm)	水位標高H(m)	備考
2012年5月3日	87.0	40.73	砕石堅排水工 施工前
2012年5月29日	110.0	40.55	
2012年6月19日	69.5	40.8	
2013年9月15日	72.0	38.25	砕石堅排水工 施工後
2013年10月16日	91.5	38.61	
2012年10月20日	66.5	38.67	
2014年2月15日	142.5	39.20	
2014年4月4日	80.0	39.16	
2014年10月6日	103.5	38.35	

## (2) 降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果のまとめ

砕石堅排水工の施工前後で盛土内の水位観測を実施した結果からは、盛土内浸入水の速やかに排除することによる滞水させない効果は認められるものの、スリット有無による差異は小さく、滞水させないことの定量的評価にまでは至らなかった。

#### 6.4.2 盛土内の浸入水を排除し盛土内水位を下げる効果

盛土内の浸入水を排除し盛土内水位を下げる効果について、人工的に水位を設定できる模型実験および遠心実験により、対策工法の有無による盛土内水位の差異を検証した。

##### (1) 模型実験<sup>4)</sup>

模型実験では砕石スリット周囲の水位変化を把握するため、盛土模型背面の給水槽の水位を、砕石スリット部まで浸潤面が発達し、かつ浸透破壊が発生しない程度の1.80m として、無対策および対策有のそれぞれについて湛水し、盛土模型内の水位が定常状態となるまで観測を行い、水位形状の違いを確認した。

図-6.19 は、盛土模型の縦断方向、図-6.20は、図-6.19上のa, b 断面における砕石スリット中心からの距離と水位の関係を示したものである。

砕石スリットを施工することにより、砕石スリット側面の水位が大きく低下していることがわかる。この水位低下の範囲は、スリット側面方向に砕石スリットの中心から1.6m(砕石スリット側面からは1.25m) 程度であった。このことは、常時・地震時の安全率向上に寄与するものと考えられる。

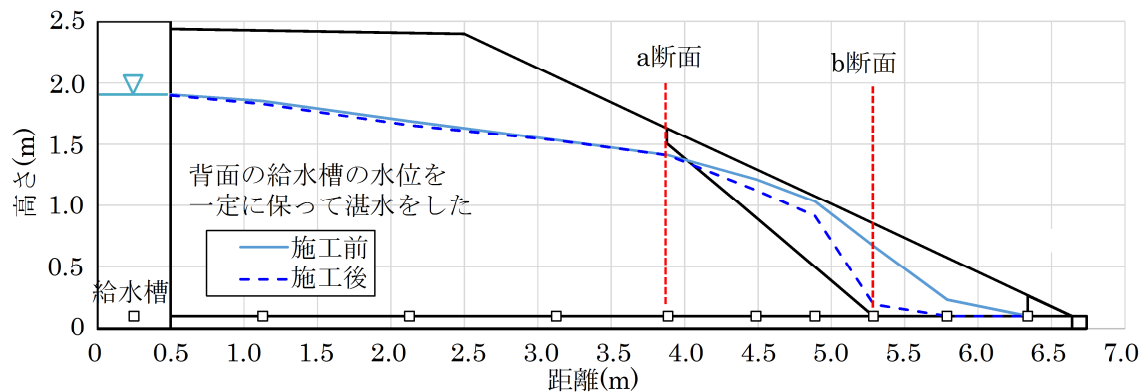
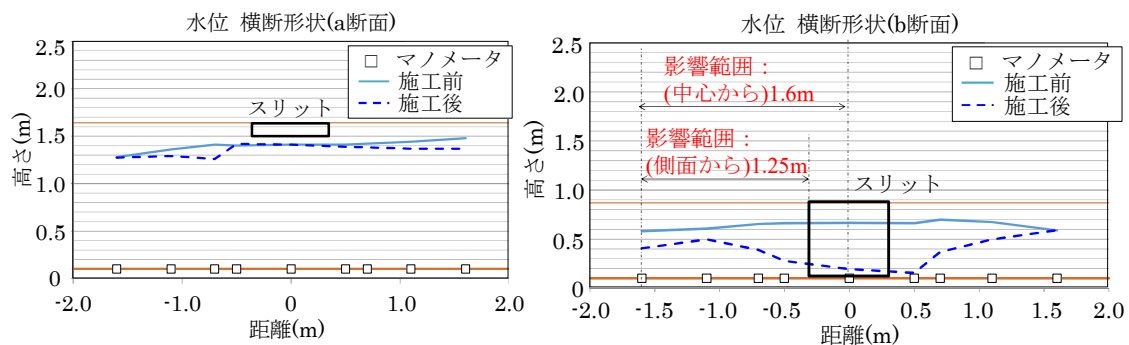


図-6.19 砕石スリット有無による定常水位の比較(盛土横断方向)



(a) a 断面

(b) b 断面

図-6.20 砕石スリット有無による定常水位の比較(盛土縦断方向)

## (2) 遠心実験

同様に、遠心実験では、加振前の湛水過程で間隙水圧計による水位測定を実施した。図-6.21 にスリット近傍の間隙水圧計の設置位置を示す。

かご枠・碎石スリットによる水位低下効果を確認するため、碎石スリット設置位置付近の P2・P3（スリット間中央）と P19～P22（スリット直下）に着目し、加振直前の水圧を表-6.8 にまとめた。

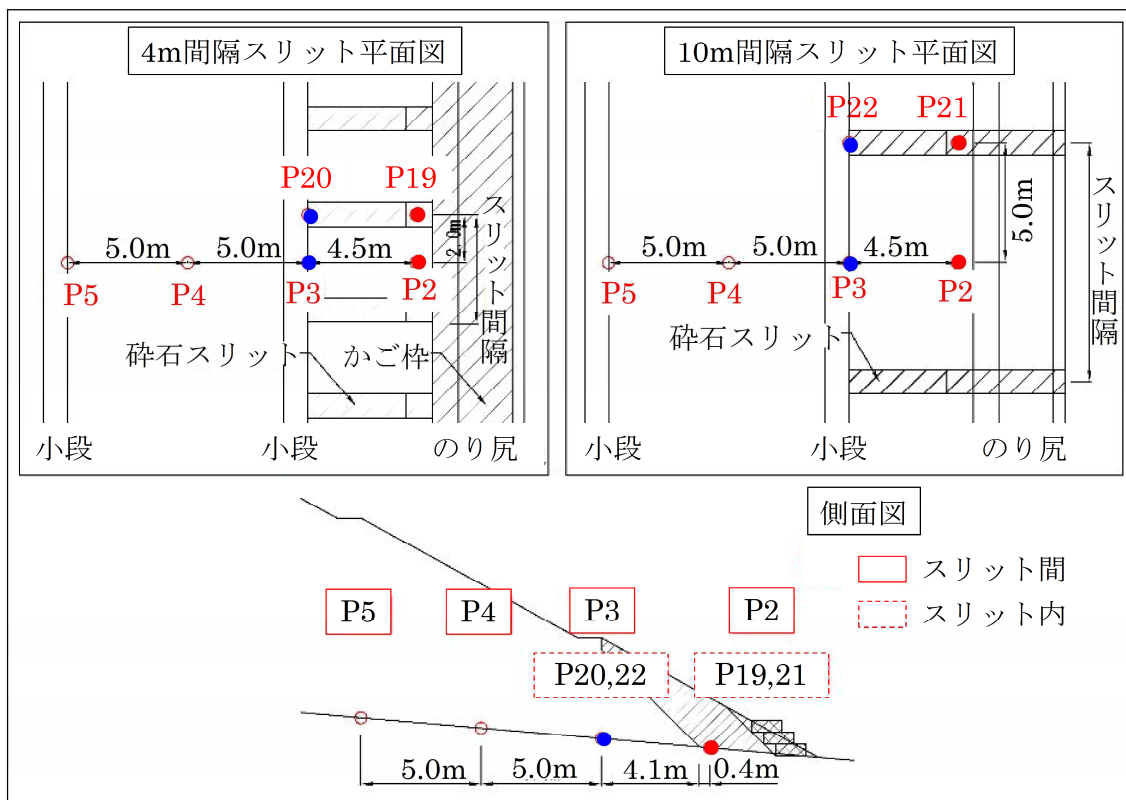


図-6.21 スリット近傍の水圧計設置位置

表-6.8 湛水終了時の間隙水圧計による観測水圧 (kPa) ( ) 実水位換算m

ケース	対策工	スリット間 中央 P2	スリット間背 面 P3	スリット内 P19,P21	スリット背面 P20,P22
1	無対策	15.0 (1.50)	21.6 (2.16)	スリットなし	スリットなし
2	かご枠	8.0 (0.8)	15.1 (1.51)	スリットなし	スリットなし
3	碎石スリット (10m 間隔)	7.7 (0.77)	13.2 (1.32)	5.9(0.59)	14.4(1.44)
4	碎石スリット (4m 間隔)+かご枠	4.9 (0.49)	13.9 (1.39)	6.2(0.62)	17.1(1.71)
5	碎石スリット (4m 間隔)	5.0 (0.50)	14.2 (1.42)	7.5(0.75)	17.7(1.42)

### ① 盛土横断方向の水位比較

のり尻部（スリット間中央下段の P2 部）湛水後 420 分後までの水位変化を図-6.22 に示す。図より無対策時（ケース 1）の水位（黒）が最も高く、次いでかご枠のみ（ケース 2）（黄）・スリット間隔 10m（ケース 3）（緑）となり、スリット間隔 4m（ケース 5）（青）・スリット間隔 4m+かご枠（ケース 4）（赤）が最も低い。その水位は、スリット間隔 4m の場合では 0.5m と、無対策 1.5m の水位に対し 1/3 にまで低下している。スリット間隔 10m の場合は 0.77m と、無対策の 1/2 程度であった。

スリット背面部（スリット間中央下段の P3 部）の水位は、無対策時の水位(黒) が 2.16m に対して、他の工法の水位は 1.32～1.51m と対策工法の効果は見られるものの、対策工種の差による差異は小さい。

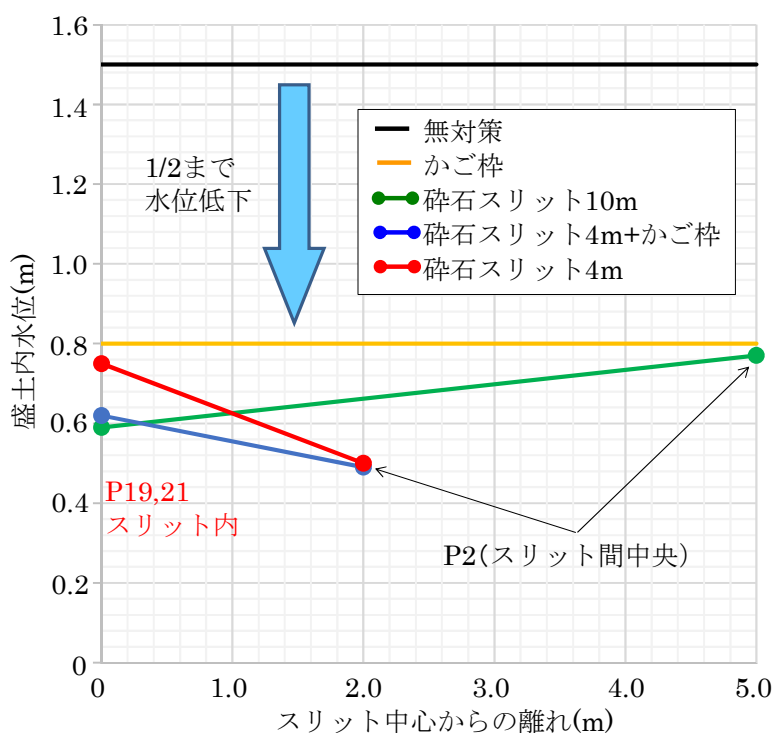


図-6.22 スリット間の水位低下 (P2)

### ② 盛土縦断方向の水位比較

同様に盛土縦断方向の水位変化を図-6.23 に示す。当初は、スリット内にある P19, P21 が最も水位が低下することが想定されたが、スリット間隔 4m（赤、青）ではスリット間中央で 0.49～0.50m とスリット内よりも 0.13～0.25m 低い水位が観測された。

スリット内とスリット間中央の差異の原因は不明であるが、対策を実施すれば、スリット内とスリット間を含む砕石スリット部では水位を無対策より 1/2 程度は低下できる。

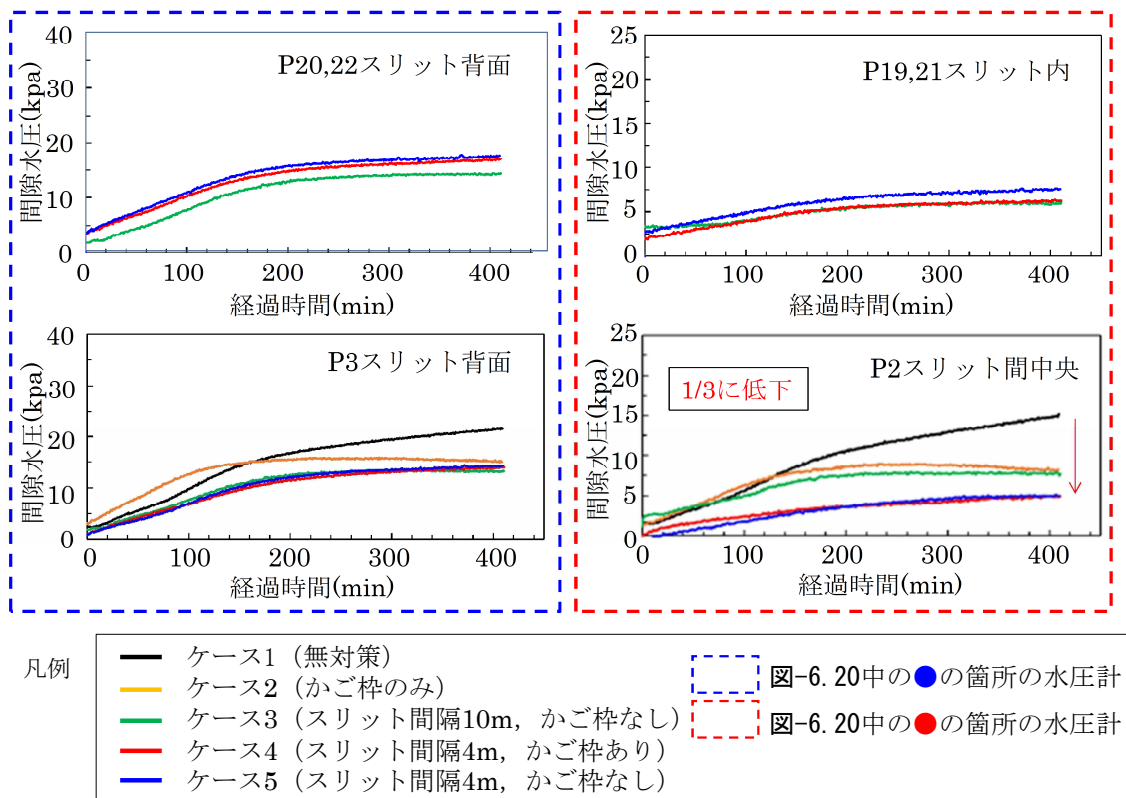


図-6. 23 遠心実験における水位 (水圧)

(1)で述べた模型実験の湛水実験では、スリット内で最も水位が低くなり、縦断方向の影響範囲は、縦断方向に中心から1.6m程度という結果が得られている。一方で遠心実験では、スリット10m間隔でも中央で1/2程度まで低下させられる結果となった。

これは、盛土実験では碎石スリットが1つであるのに対し、遠心実験では複数のスリットがあるため、相乗効果としてスリット間の水位が下がった可能性が考えられる。

### (3) 盛土内の浸入水を排除し盛土内水位を下げる効果のまとめ

実験等により得られた知見を以下に示す。

#### 1) 模型実験 (マノメータ測定)

盛土内に水位を発生させ、碎石スリットの有無による相違を観測した。碎石スリット部ではほぼ底面まで低下させるが、背面の盛土部ではほとんど水位低下効果はない。水位低下の影響範囲は、スリットの側面方向ではおよそ1.5m程度である。

#### 2) 遠心実験 (間隙水圧計測定)

スリット間隔4mでは無対策に比べて、碎石スリット部で1/3程度、側面のスリットとスリットの間でも1/2程度の低下が見込める。

### 6.4.3 地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を消散させる効果<sup>5),6)</sup>

本節では、地震動により盛土内に発生した過剰間隙水圧が、砕石スリットがあることにより消散する効果について、加振した後の盛土内の過剰間隙水圧（加振直前の間隙水圧からの増分）の変化について検証した。なお、間隙水圧計は前節の水圧計を使用している（図-6.21 参照）。

特に、砕石スリット周囲の過剰間隙水圧測定結果に着目し計測結果を整理した。

#### (1) 遠心実験

##### ① スリット内の間隙水圧の変化

砕石スリット下部にあるP19（4m間隔）、P21（10m間隔）の計測結果を図-6.24に示す。砕石スリット部において、加振以降は各地点とも過剰間隙水圧が発生していないことがわかる。

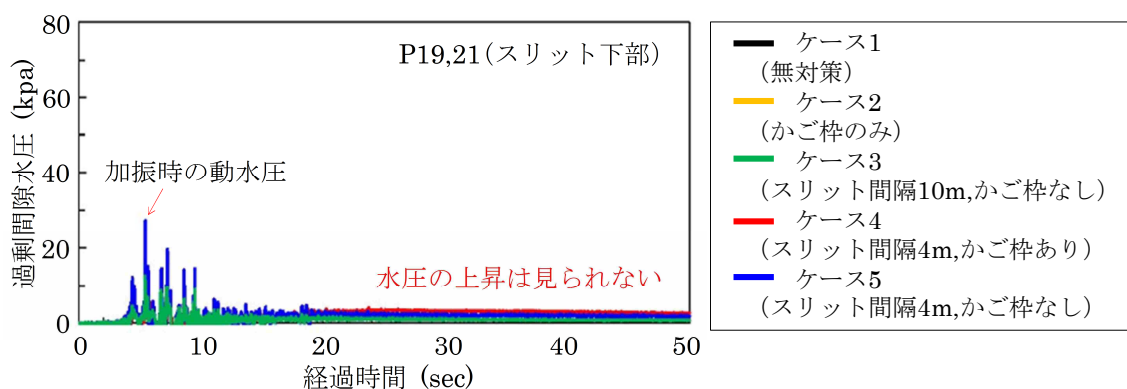


図-6.24 加振後の過剰間隙水圧(砕石スリット内)

##### ② スリット間中央の過剰間隙水圧の変化

砕石スリット間中央部にあたるP2の各ケースの計測結果を図-6.25に示す。

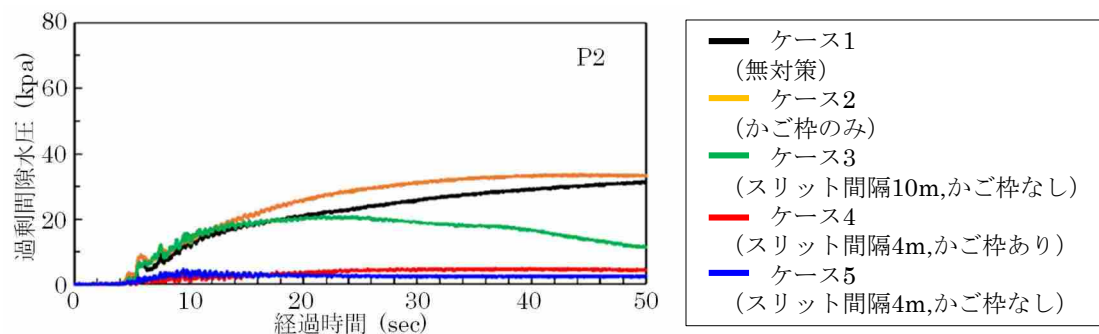


図-6.25 加振後の過剰間隙水圧(砕石スリット間中央)

砕石スリット間中央のP2では、無対策、かご枠のみでは過剰間隙水圧が上昇する。スリット間隔10mでは上昇が途中で止まり、消散に向かっている。スリット間隔4m になると、スリット内のP19 と同様、過剰間隙水圧の発生は抑制されている。



### ③ スリット背後の過剰間隙水圧の変化

図-6. 26に遠心実験における過剰間隙水圧の発生状況の一覧を示す。砕石スリットから離れたP3～P5, P20では、特に対策工による相違は無く、過剰間隙水圧が発生している。

### ④ 過剰間隙水圧の抑制が期待できる範囲

砕石スリットより6.5m (1G場) 離れているP3より地山側ではいずれのケースも過剰間隙水圧が発生している。一方でスリット間隔10mのスリット間中央のP2をみると、過剰間隙水圧は上がり始めたものの、途中で消散に向かっている。過剰間隙水圧の上昇抑制範囲は、スリット中央からの離れ4.5m 程度が境界になると推察する。なお、スリット間隔4mのスリット間中央であるP2 (赤色・青色) は過剰間隙水圧の上昇がみられないことから、スリット中心から2m (スリット側面より1.5m) は抑制効果が大きい範囲といえる。

### ⑤ その他

明確な理由は不明であるが、かご枠を設置したケースではP3より背面側で無対策よりも過剰間隙水圧の上昇がみられる。

## (2) 地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を消散させる効果のまとめ

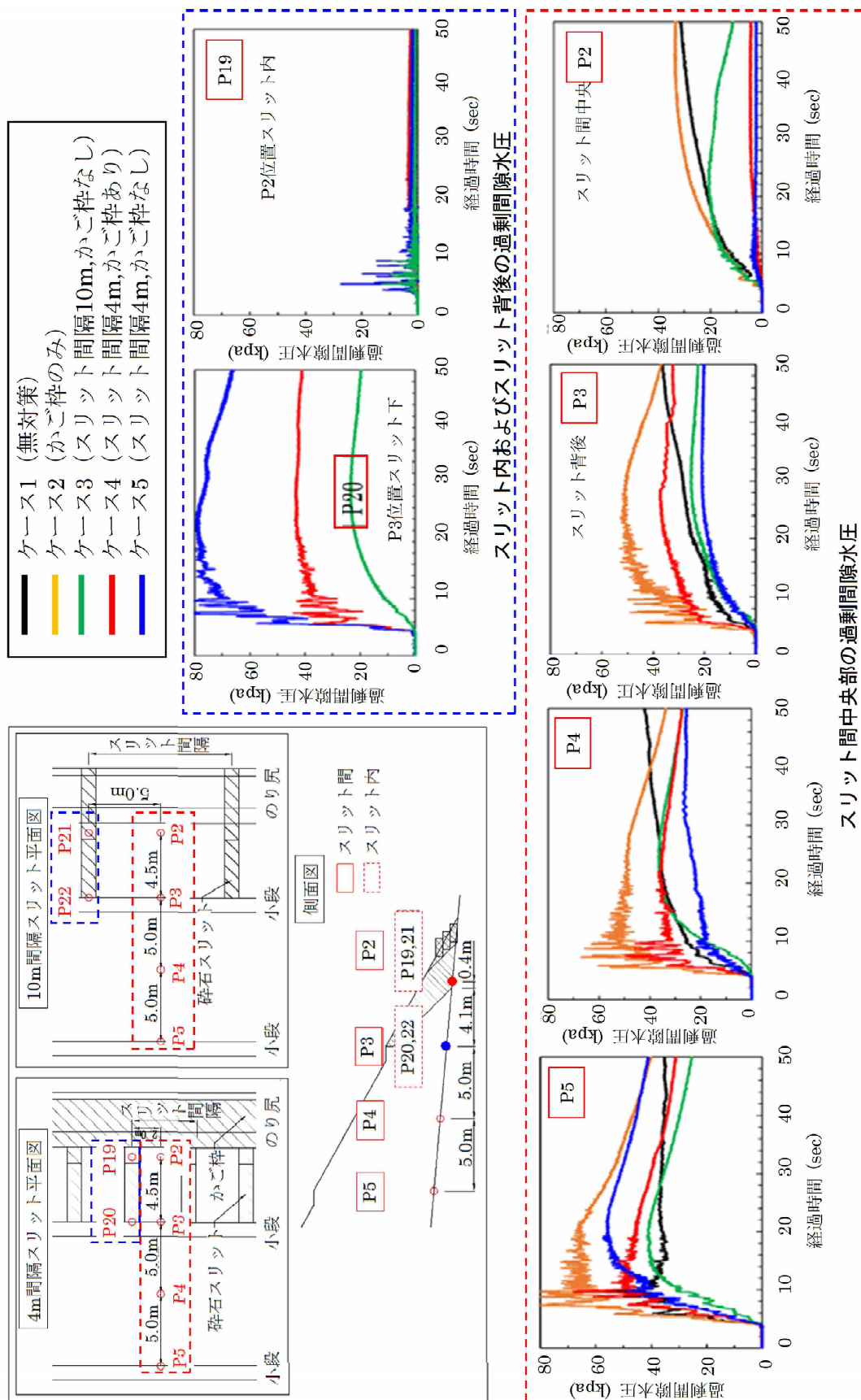
砕石スリットを施工することで地震時の過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果があり、スリット間隔4m ではほとんど過剰間隙水圧は発生しない。

したがって、いわゆる液状化の抑制には砕石スリット間隔が狭いほどよく、今回のモデルでは4m 間隔が非常に有効である。

### 6. 4. 4 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果のまとめ

砕石スリット部の水位を無対策の盛土に対して 1/2 程度まで低下させられる結果が得られた。これにより、地震時の過剰間隙水圧の上昇を抑制することにより、地震時の液状化(過剰間隙水圧の上昇)を抑制する効果があることが確認できた。

このことは、スリット間の盛土材料が仮に飽和状態に近い場合においても、地震時に過剰間隙水圧が上昇しても速やかに消散することを示している。かつスリットが面的に配置されていることから、少なくともスリット近傍の盛土材については、地震に伴う過剰間隙水圧の上昇を考慮しなくてもよくなり、一般的に用いられる静的なせん断強度で地震時の盛土の安定性を評価できると考えられる。



## 6.5 既設盛土材の一部を良質材に置き換えるに伴う補強効果

砕石堅排水工では、のり尻にかご枠、スリットには砕石が用いられている。ここでは砕石堅排水工を施工することにより、これら部材ごとの補強効果を検証する。補強効果としては以下が考えられる。

### 1) かご枠による補強効果

- ・ かご枠敷設による押え盛土効果
- ・ 砕石（かご枠内）のせん断強さによる安定度向上効果

### 2) 砕石スリットによる補強効果

- ・ 砕石スリット設置による押え盛土効果
- ・ 砕石（砕石スリット）のせん断強さによる安定度向上効果

ここでは、これら効果についてそれぞれの対策工の模型を作成し、遠心力載荷模型実験により変位・崩壊形状について検討した。

## 5.6.1 遠心実験

### (1) 変位量

加振後の変位量について、遠心実験により計測を行った。変位計の計測箇所を図-6.27に示す。また、のり肩の沈下量を図-6.28に、のり尻の水平変位量を図-6.29に示す。図より、無対策は最も変位量が大きく、実盛土換算で、のり肩 1.654m、のり尻 3.51m であった。無対策の変位と比較すると、かご枠のみでは、のり肩で 0.5 倍、のり尻で 0.7 倍、スリット有りの場合、のり肩で 0.2~0.5 倍、のり尻で 0.1~0.4 倍と小さくなる。

なお、実験では図-6.30の標準断面に示すように、かご枠に固定のための松杭もしくは単管パイプを設置していないため、実際ののり尻変位量はさらに軽減されることが考えられる。

また、砕石スリット 10m 間隔の変形量が最も小さくなっているが、1回の加振の結果で評価していることや、盛土の締固め度が若干高めであったことが影響している可能性がある。かご枠、スリットにより、変位量が 6 割程度抑制されることがわかる。

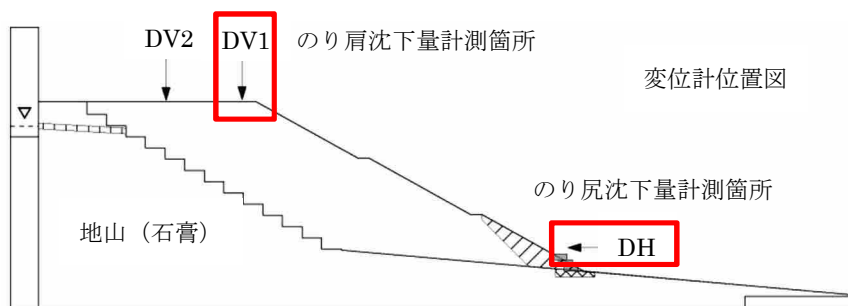


図-6.27 加振後変位の計測箇所

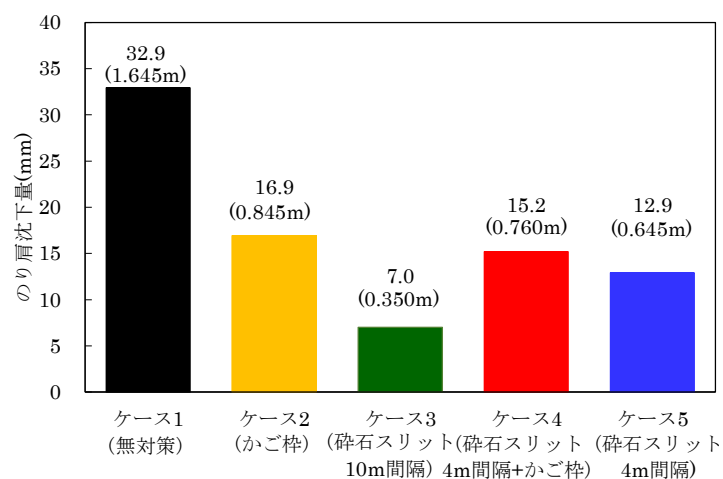


図-6.28 遠心実験によるのり肩沈下量 ( )は実盛土換算変位量

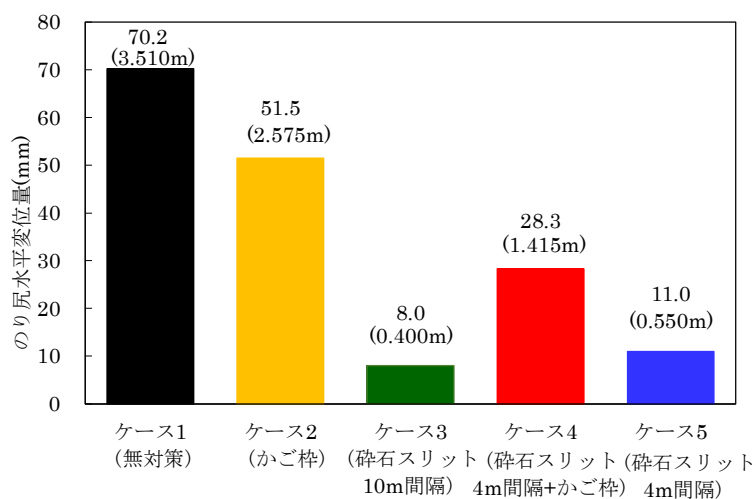
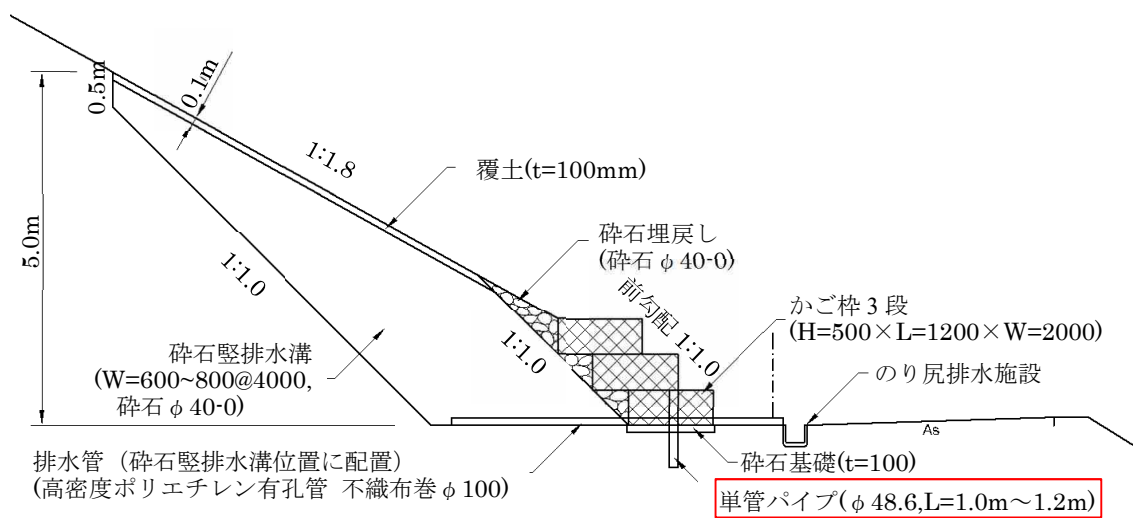


図-6.29 遠心実験によるのり尻沈下量 ( )は実盛土換算変位量



## (2) 崩壊形状

図-6.31(a)～(e)に各ケースの加振直前の水位，加振後の変形状況を示す。無対策のケース図-6.31(a)では，加振時に盛土内で液状化が生じたように緩み，のり面全体が大きく崩壊し，すべり面はのり肩～のり尻および盛土内の地下水位の上面付近を通過するような崩壊形状となった。また，大きく崩壊した後も崩壊したすべり土塊内で小崩壊が生じるなどの崩壊形態が見られた。

かご枠のみのケース2(図-6.31(b))は，かご枠は前面に押し出されたものの，変位量としては全体に抑えられていた。崩壊形態は盛土の深くからかご枠の上部に抜けるような形状でのり面全体に崩壊・変形し，のり面全体にクラックが入っていたものの，変位を抑制する効果が確認された。

砕石縦排水工を設置したケース3(図-6.31(c))とケース5(図-6.31(e))の変形量を比較すると，スリット間隔10mのケース3(図-6.31(c))のほうが小さくなったが，スリット間を中抜けするような変形が見られ，のり尻，下段のり面にクラックが見られた。

スリット間隔が10mから4mに狭くなると，のり面に大きな変状は認められず，のり面の変状は砕石スリットを密に配置することで顕著に抑制できる結果が得られた。

かご枠と砕石スリット4m間隔を併設したケース4(図-6.31(d))の場合は，砕石スリットのみの場合と比較して若干変位量が大きく出たが，砕石スリットを設置した最下段のり面に大きな変状・亀裂は見られず，崩壊形態は砕石スリット4m間隔のケース5(図-6.31(e))と類似していたことから，ケース4の対策効果としては，砕石スリット4m間隔のケース5と同程度とみて問題ないものと考ええる。

加振時の変形を抑制する効果としては，かご枠のみより砕石スリットの方が大きく，のり面の変状も小さい。

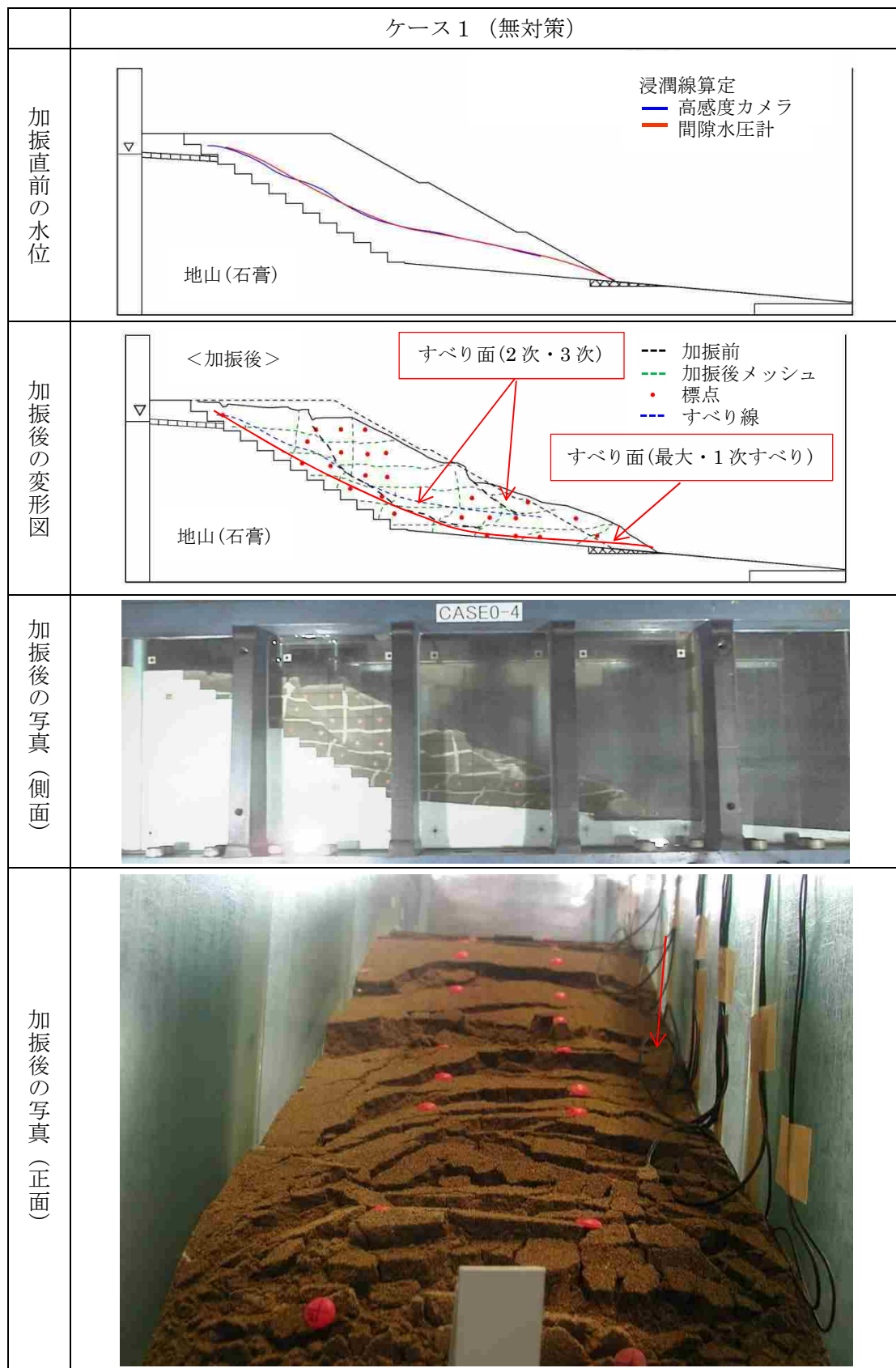


図-6. 31 (a) 対策工と加振直前の水位，加振後の変形状況（無対策）



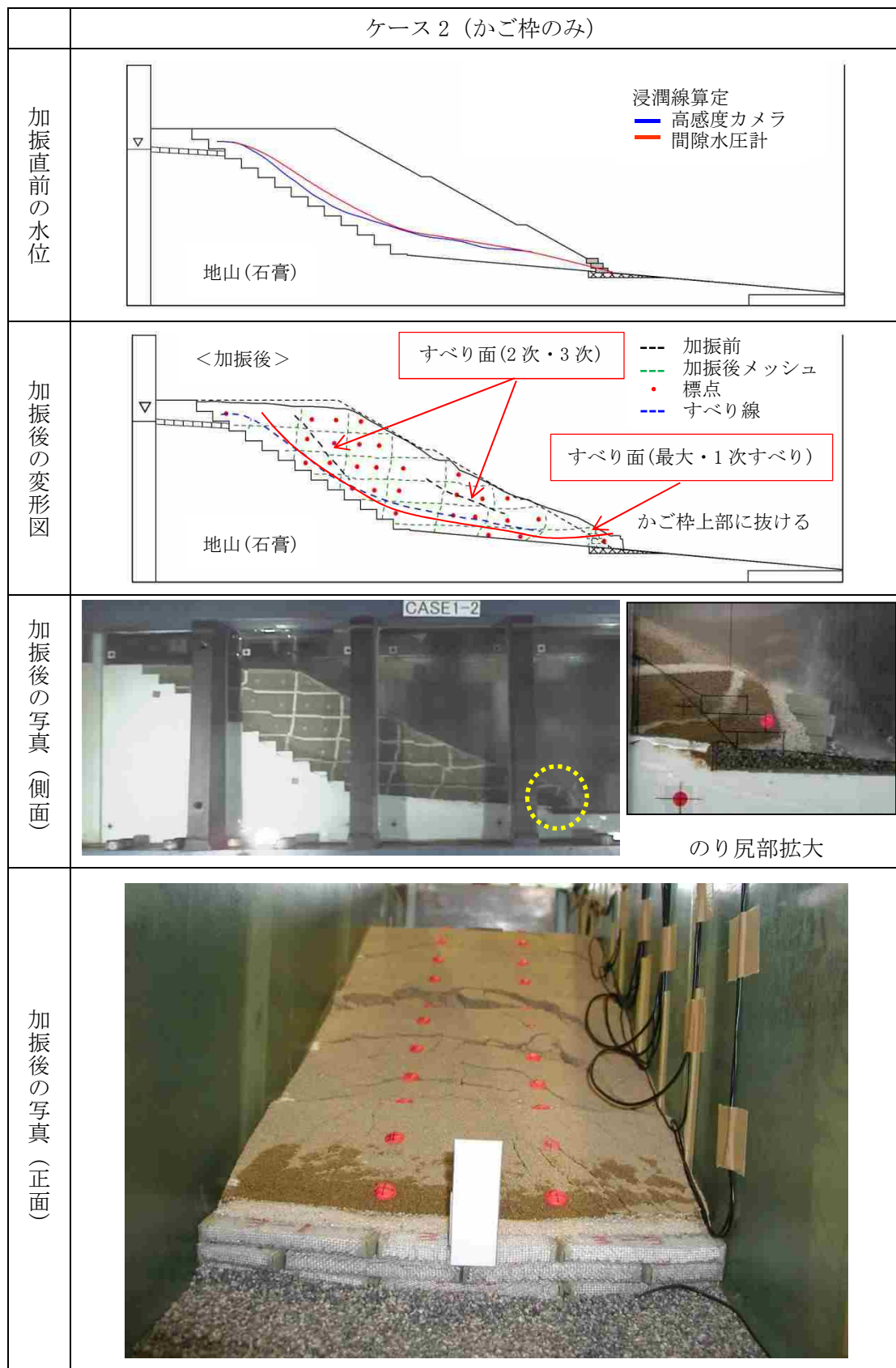


図-6. 31 (b) 対策工と加振直前の水位，加振後の変形状況（かご枠のみ）

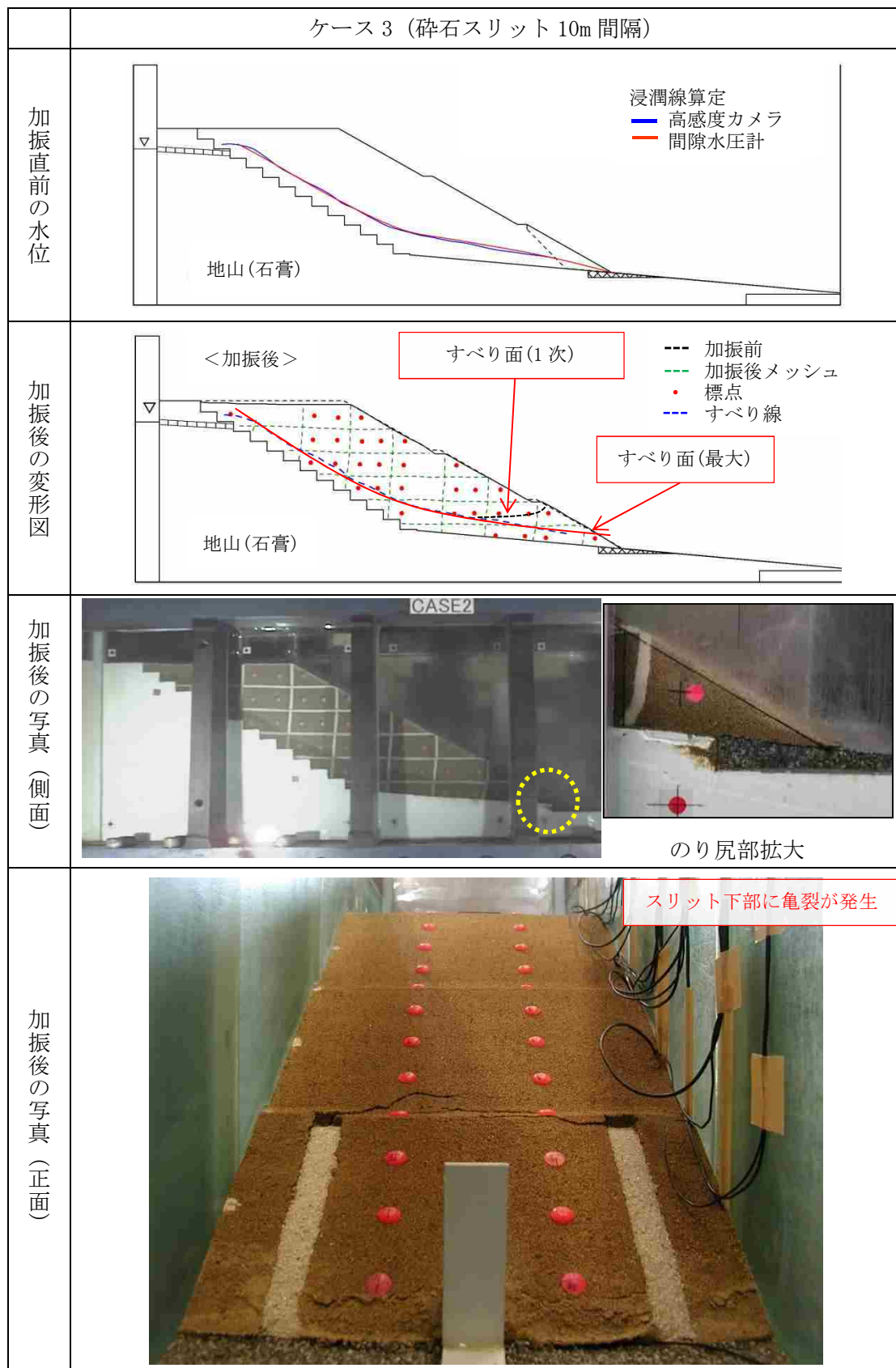


図-6.31(c) 対策工と加振直前の水位，加振後の変形状況（スリット 10m 間隔）

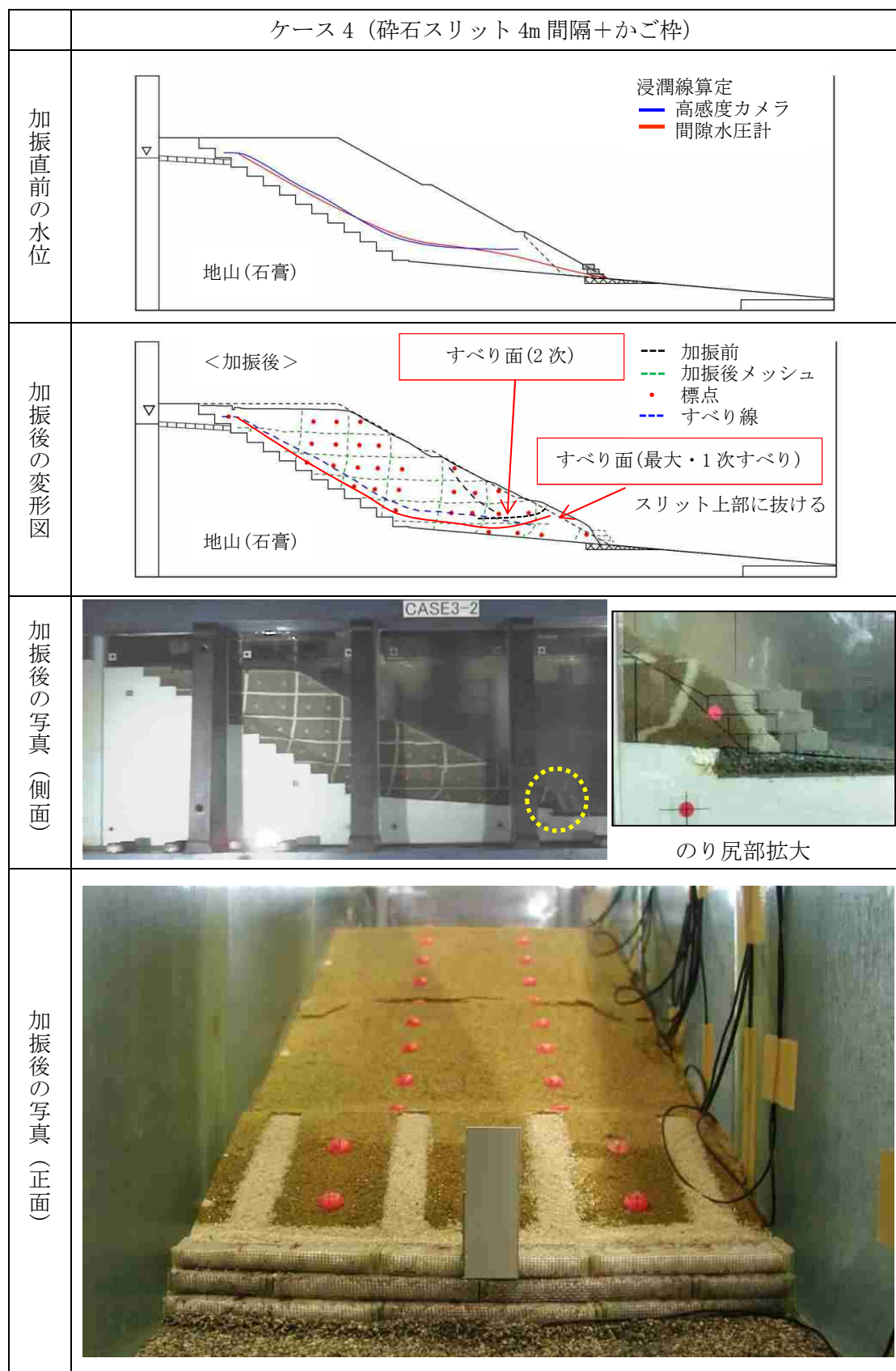


図-6. 31 (d) 対策工と加振直前の水位，加振後の変形状況（スリット 4m 間隔+かご枠）

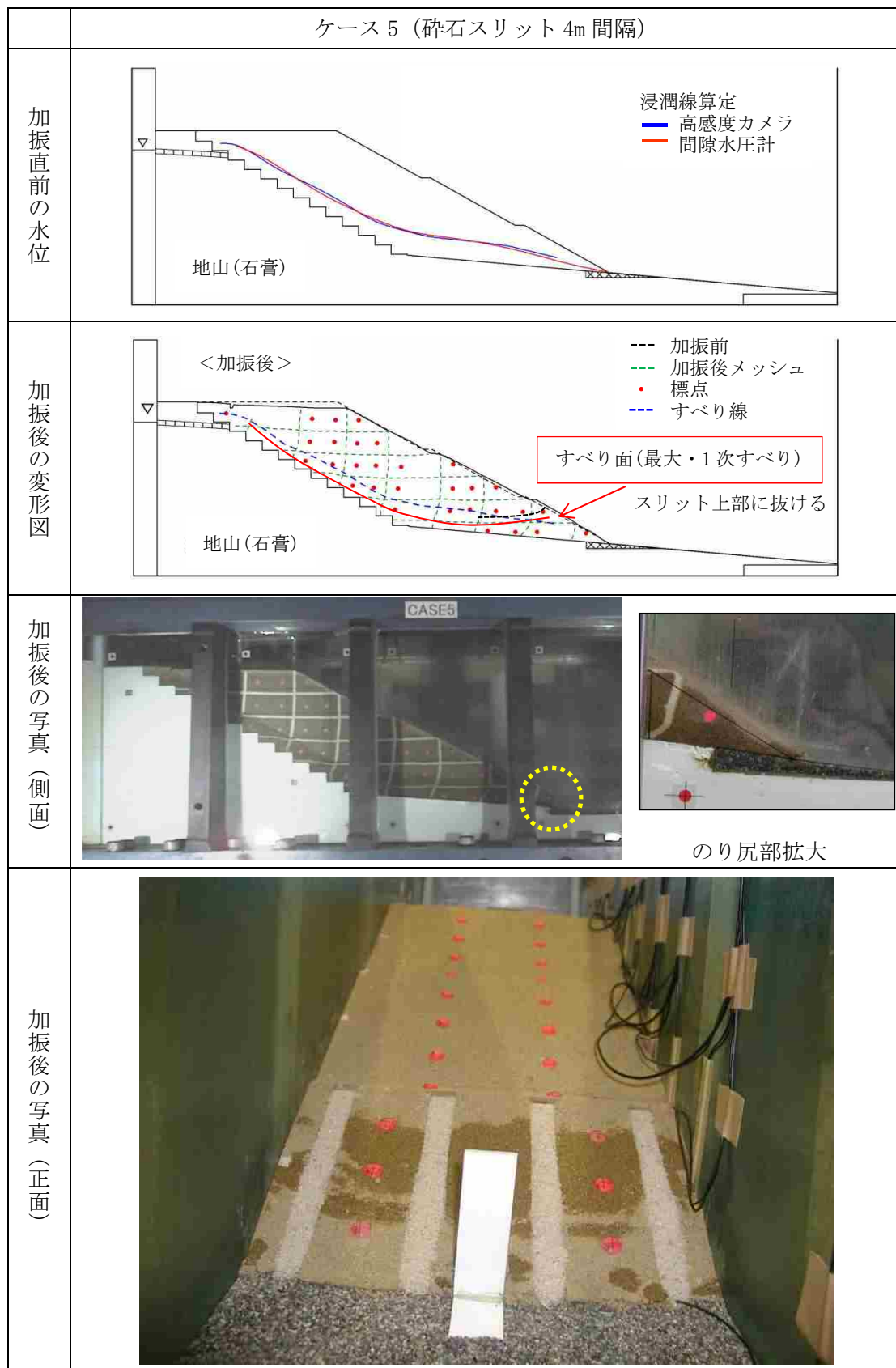


図-6. 31 (e) 対策工と加振直前の水位，加振後の変形状況（スリット 4m 間隔）

### 6.5.2 既設盛土材の一部を良質材に置き換えることに伴う補強効果のまとめ

盛土補強効果として、砕石スリットを施工することで、無対策に比べて最も大きな変位抑制効果が得られた。かご枠のみ、4m および 10m スリットのみ、4m スリット+かご枠のいずれの場合も、変位は 6 割程度に抑制された。

変位量としては、スリット間隔 10m が最も小さい結果となった。ただし、すべり面は、スリット間隔 4m の場合、スリットの間の過剰間隙水圧の上昇が抑制されることで砕石スリットの上部に抜けるような形状となったが、補修可能な変形量であった。

同様に、かご枠のみの場合もかご枠の上部にすべり面が抜ける形状となった。しかし、のり面には大規模なクラックが発生しており、のり面の安定性が懸念される結果となった。

また、スリット間隔 10m では、のり尻部にクラックが入り、また、スリット上部ののり面に円弧上のクラックが観察され、スリット中間部に設置した間隙水圧計の値も上昇していた。これらの事実からスリット間の中抜けが懸念される結果となった。

いずれのケースも対策による耐震性の向上は大きく、特に砕石堅排水工のスリットを設置した場合、スリット部の過剰間隙水圧が上昇しないことから、砕石スリットとスリット間の盛土が、ひとつの盛土体として機能し、スリット背面の間隙水圧が上昇していても、盛土形状を保つことができ、地震時安定性に大きく寄与する結果であったと考えられる。

また、過去から設計要領には、降雨時の安定対策として、湧水の多い片切片盛の区間の盛土のり尻部には、経験的に厚さ 30cm、奥行きは盛土高さの半分以上の幅の粗粒材料を用いた排水層を設け、盛土内の地下水の低下を図ることとしている。

前述の分析および解析により、傾斜地盤上の盛土が大規模な崩壊に至ることが多いことや、盛土内の含水量が多い場合に、間隙水圧の上昇により盛土材料の強度低下が著しくなることなどを明らかにしてきた。さらに、本章の遠心実験の結果から、のり尻の排水性を向上させることで、降雨時の盛土内の地下水の低下による安定性向上のみならず、地震時においても、盛土のり尻部の間隙水圧の上昇を抑制する効果が確認され、実験を通じてのり尻を補強することによる新たな効果が検証できた。

## 6.6 砕石堅排水工により盛土材の含水比が低減することによる補強効果

砕石スリットを施工することにより、その周辺地盤の含水比を低下させる効果として、

- 1) 砕石スリットに面する盛土材の含水比低下に伴う強度増加
- 2) 盛土内浸入水による盛土材の含水比上昇に伴う強度低下を抑制する効果が想定される。以下にその効果について検証する。

### 6.6.1 砕石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加

含水比低下に伴う強度増加の検証は、砕石堅排水工の含水比の変化および強度増加を実現場試験および模型実験によりその効果を確認した。

#### (1) 実現場試験

原位置試験結果及び室内土質試験結果を整理し、施工前後での含水比・強度の変化について、比較検討を行った。

盛土は、施工時に一層毎に水平に締固められることから、土質や密度(締固め度)は、標高(深度)を揃えることで、ほぼ一様であると考えられる。また、標高を合わせることで、土被り圧の影響や、交通荷重の影響もほぼ同様であると考えられることから、砕石堅排水工の施工前後での強度変化は、砕石堅排水工の施工による影響を反映する。

ここでは、原位置試験について施工前後での比較を行った。図6-32に4mヤード、図-6.33に6mヤードでの標準貫入試験、簡易動的コーン貫入試験、オランダ式二重管コーン試験の結果を、各ヤードの中央のブロックについて抜粋して示す。

#### ① 標準貫入試験(N値)の標高分布による比較

標準貫入試験は、試験数を多数かつ密に実施すること、乱した試料を連続でサンプリングすることを目的に、50cm毎に実施した。

N値では、他試験と比較すると強度の小さな凹凸は明瞭に捉えられない。これは、標準貫入試験の打撃エネルギーが大きく、微小な強度変化を捉えきれないこと、貫入量(30cm)で平均化されてしまうことが理由と考えられる。

施工前後の標高分布図を見ると、4mヤードでは施工後の赤線(概ねN値8前後)が、全体的に施工前の黒線(概ねN値6前後)よりも大きくなっている。ただし他試験では、施工前後の有意な差は確認されなかった。したがって、4mヤードでのN値のみが大きいという結果のみでは、盛土自体の強度が増加した断定するまでには至らないと考える。また、6mヤードでは施工前後での変化は確認できない。

#### ② 簡易動的コーン貫入試験( $N_d$ 値)の標高分布による比較

簡易動的コーン貫入試験は、標準貫入試験と比較して打撃エネルギーが小さく、また、10cm毎に結果が得られることから、微細な変化も捉えられると考えられる。

簡易動的コーン貫入試験結果( $N_d$ 値)は、火山灰質粘性土で盛土されている区間は連続性



があり、目立った凹凸も少ない。施工前(黒)と施工後(赤)を比較すると、概ね一致する結果となり、強度増加を示す結果は認められない。

### ③ オランダ式二重管コーン試験( $q_c$ 値)の標高分布による比較

オランダ式二重管コーン試験は、二重管により先端コーンに作用する周面摩擦の影響を除去し、25cmの貫入区間の平均的な貫入抵抗を計測する。全体的な傾向は簡易動的コーン貫入試験と同様であるが、簡易貫入試験は先端コーンが小さく、打撃による貫入のため礫などを避けてしまうのに対し、オランダ式二重管コーンは、礫を静的に押して計測するため、局所的に硬い(強度の高い)箇所をよく捉えている。

施工前(黒)と施工後(赤)の比較では、施工前後とも $q_c$ 値が高い箇所・低い箇所にはばらつきがあり、強度増加を示すような結果は認められなかった。

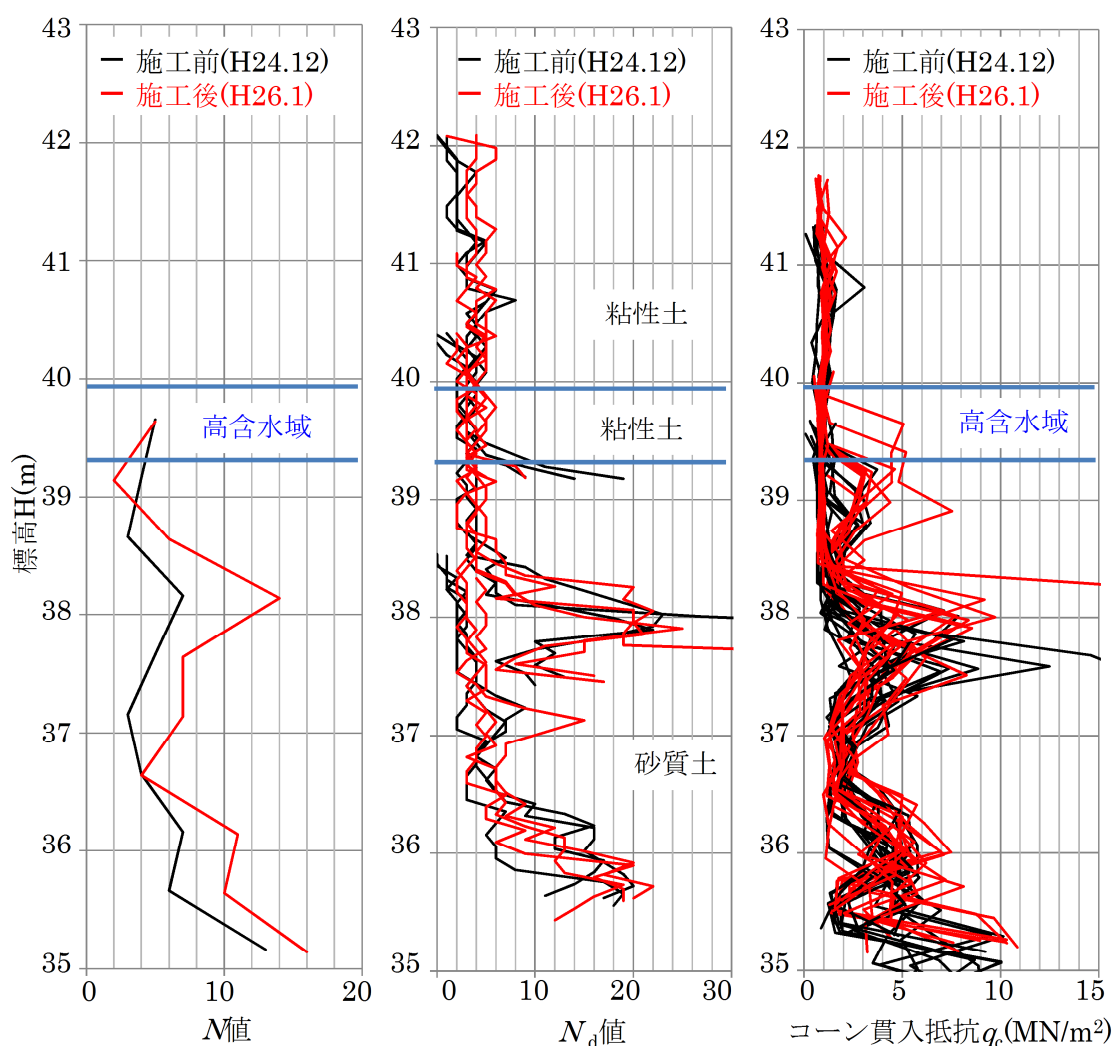


図-6. 32 原位置試験の深度分布図(4mヤード中央)

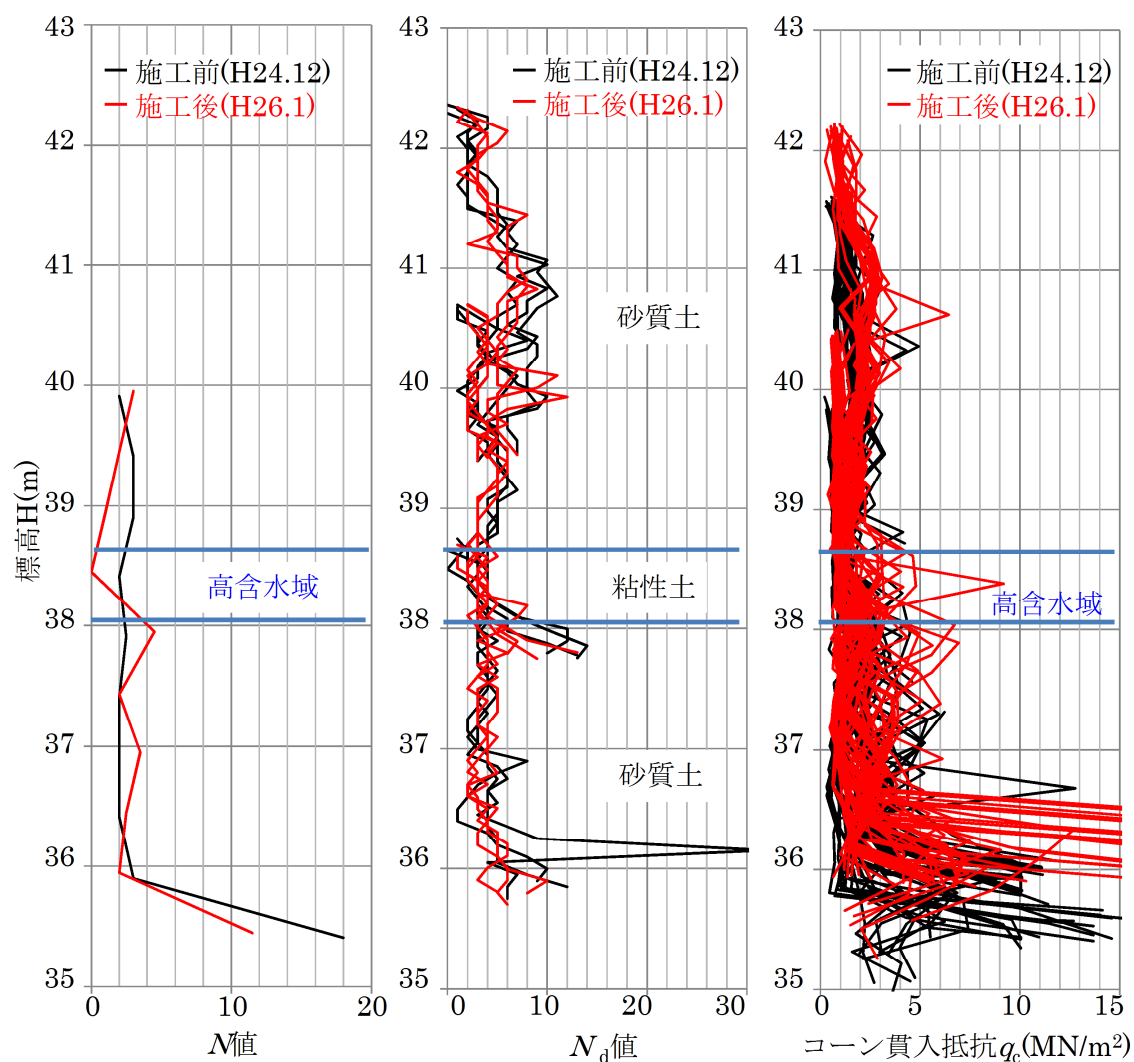


図-6. 33 原位置試験の深度分布図(6mヤード中央)

#### ④ 実現場試験での強度確認のまとめ

実現場試験では、施工後に $N$ 値が大きくなったものも見受けられたが、近傍で実施した各種試験との相関が見られず、施工前後で盛土の強度が増加したと明確に示す結果は認められなかった。また、施工前後でサンプリングされた乱れの少ない試料にて実施した室内土質試験値を、標高を合わせて盛土材の土質や密度(締固め度)の変化を確認した。しかし、強度と同様に、砕石堅排水工の施工による含水比や密度の変化は微細であり、高速道路建設時の土質および締固め度のばらつきの範囲内に埋没し、明確に値が変化したとは判断することができなかった。

## (2) 模型実験

### ① 強度確認試験

模型実験では、盛土材料および密度が一定の状態となっていることから、砕石スリット設置前後の強度増加の確認や、含水比の変化に対する値のばらつきは小さくなると考えられる。そこで、砕石スリットからの離れを 50mm～1250mm と変化させて簡易動的コーン貫入試験を実施した（図-6.34）。

結果を表-6.9 および図-6.35 に示す。いずれの砕石スリットからの離れも、 $N_d$  値としての深度方向の凹凸は相関が見られ、その強度変化をとらえていると考えるが、スリットからの距離との関係は不明瞭である。

含水比の変化は、散水後 30 日放置すると、砕石スリットからの離れ 50mm で含水比は 13.1%，350mm 離れで 13.9%，1250mm 離れで 13.9%と、最大で 0.8%程度の差が測定されている。

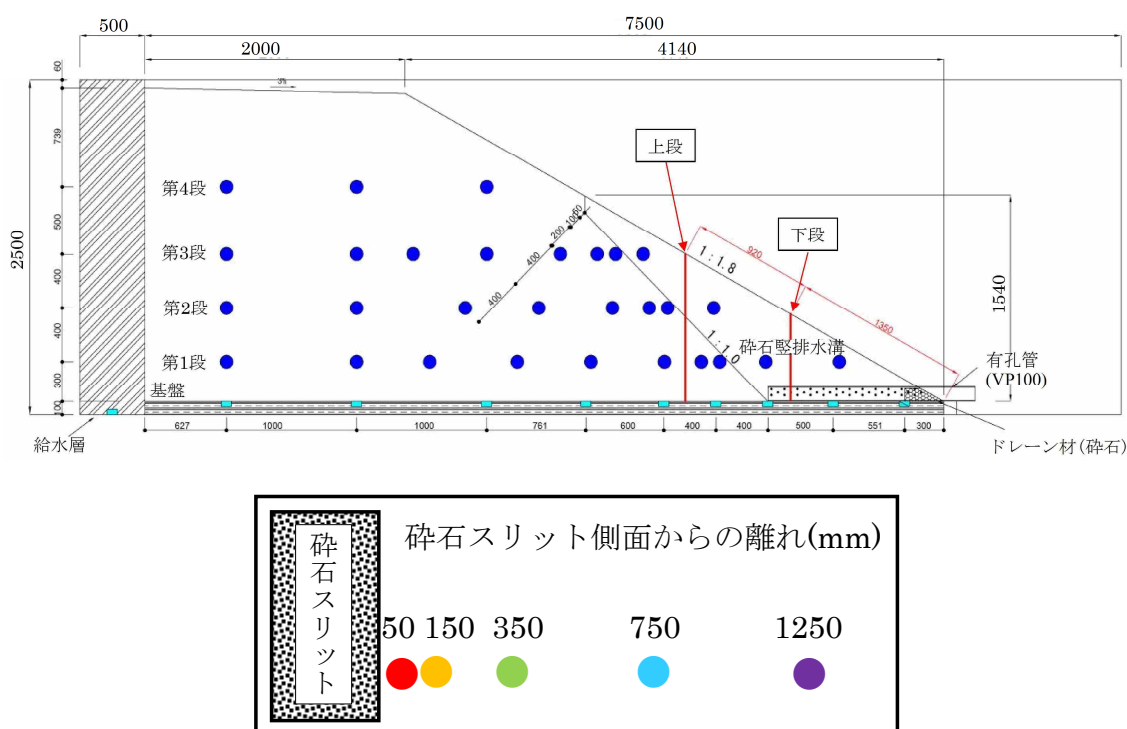


図-6.34 砕石スリット側面での簡易動的コーン試験位置

表-6.9 砕石スリット側面での簡易動的コーン試験結果

スリットからの離れ	50mm	150mm	350mm	750mm	1250mm
1m あたりの打撃回数(上段)	94 回	96 回	101 回	82 回	74 回
0.6m あたりの打撃回数(下段)	30 回	35 回	33 回	31 回	28 回
含水比 %	13.1	13.8	13.9	14.1	13.9

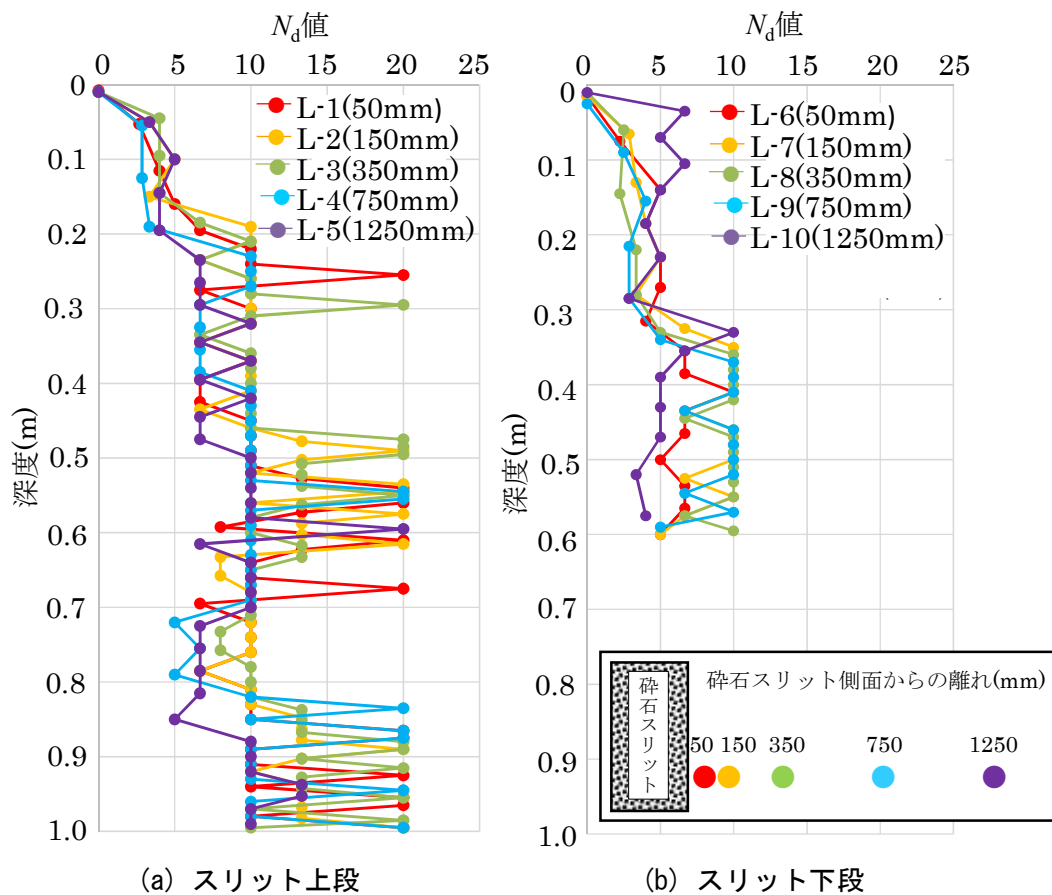


図-6.35 砕石スリット側面での簡易動的コーン試験結果

図-6.36にスリットからの離れと1m貫入に要する打撃回数を整理した。図より、スリット近傍ほどわずかに強度が上がる傾向が見られた。

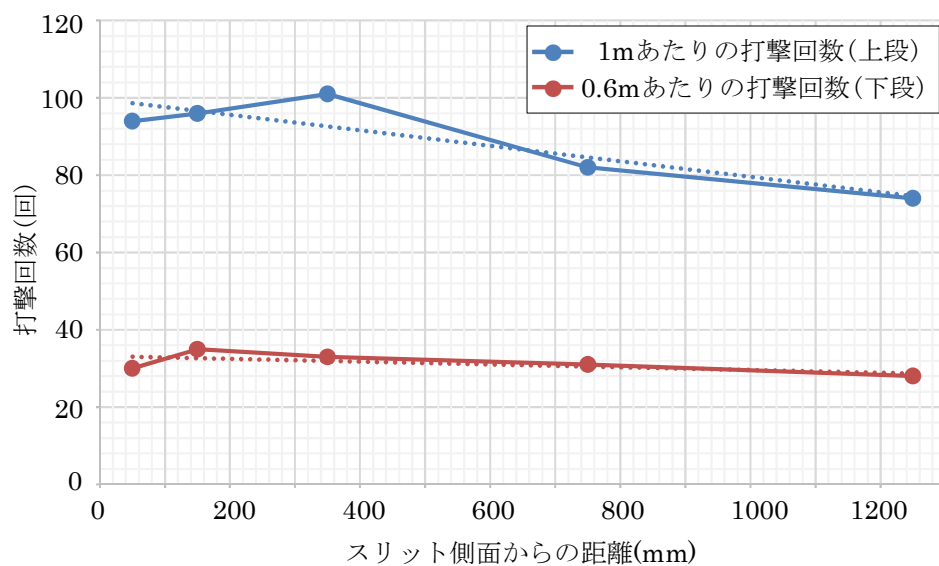


図-6.36 砕石スリットからの距離と打撃回数の関係

$N_d$ 値としては、スリットからの離れや深度で明瞭な変化は認められなかった。試験区間を長くし、スリットからの距離ごとの総打撃回数で比較すると、スリット近傍ほど増加する傾向がみられた。

## ② 含水比低下の確認

模型実験により、土壌水分計による含水比の低下を下記の期間で観測した。

無対策 : 散水8月12日～8月13日 観測9月12日までの30日間

スリットあり : 散水11月6日～11月7日 観測12月7日までの30日間

無対策時と碎石スリット施工時から30日後における含水比の差分を、碎石スリットの影響による含水比の変化としてまとめた(図-6.37)。

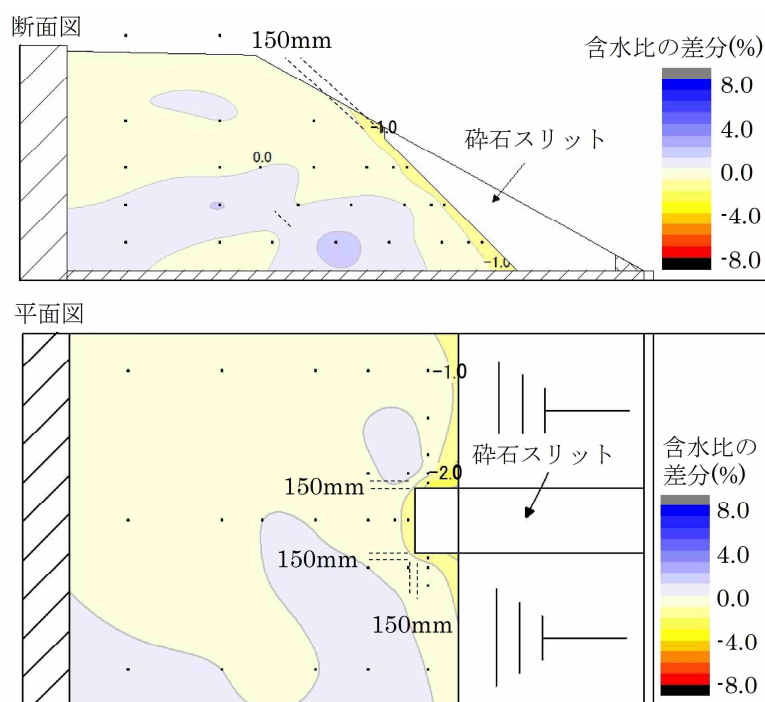


図-6.37 盛土実験の含水比コンター(30日後差分)

スリットの有無による30日後の含水比が1%低下した範囲は、背面と側面に150mmと局部的であり、大幅な含水比の低下は確認できなかった。

## (3) 碎石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加に関するまとめ

模型実験においては、碎石スリットに近いほど総打撃回数が増加する傾向が確認でき、若干の強度増加が認められた。

含水比の低下は、碎石スリットに接する150mm程度の範囲において、1%程度と限定的な効果に留まった。

### 6.6.2 盛土内浸入水排除による強度低下抑制効果

前節では、実現場試験により砕石堅排水工の強度変化について整理したが、明瞭な効果が見出せなかった。また、現地のサンプリング試料を用い、密度および含水比の変化を確認したが、明瞭な変化は見出せなかった。本節では、含水比低下に伴う強度低下の抑制効果を検証する目的で、実現場試験および模型実験により確認した。

#### (1) 保水性試験

盛土内の含水比が大きく低下しなかった原因として、含水比が高い盛土材であっても不飽和土であることから、盛土材のサクションによる保水力が大きく、透水性の良い砕石材でも、盛土内浸入水を排出させるだけの力がなかったものと推測される。

安部ら<sup>7)</sup>は、同じ個所の盛土材を用いて保水性試験を実施しており、試験結果を図-6.38に示す。盛土材の保水性試験は、脱水過程・吸水過程ともに吸引法（水頭型）により実施している。

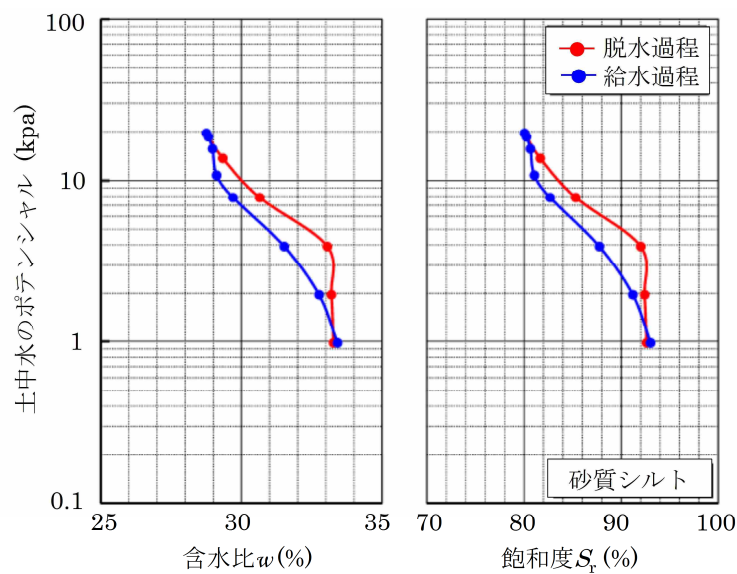


図-6.38 水分特性曲線図<sup>7)</sup>

この結果から、自然状態では含水比が概ね 29～33%の範囲、飽和度 80～92%の範囲内となることを意味し、この値より高い水分量であれば砕石スリットより排水可能であると考えられる。また、概念的に含水比や飽和度が乾燥側に近いほど、間隙水圧の上昇が抑制されると想定される。併せて、保水性は細粒分により異なると考えられるため、評価は細粒分含有率により整理した。



## (2) 実現場試験<sup>8)</sup>

実現場試験における、砕石堅排水工の対策前後の含水比の変化について、細粒分含有率ごとに整理した結果を、4m ヤードについて図-6.39 に、6m ヤードについて図-6.40 に示す。なお、図中には保水性試験を実施し得られた水分特性曲線の含水比の範囲を示している。また、水分特性曲線の乾燥側の下限値の含水比と原点を結んだ線を図中に実線で示した。

ここで、凡例中の「4Eb」とは 4m ヤードでの縦断側線 E、横断側線 b における含水比という意味である。具体の試験箇所は、図-6.6 (a), (b) に示している。

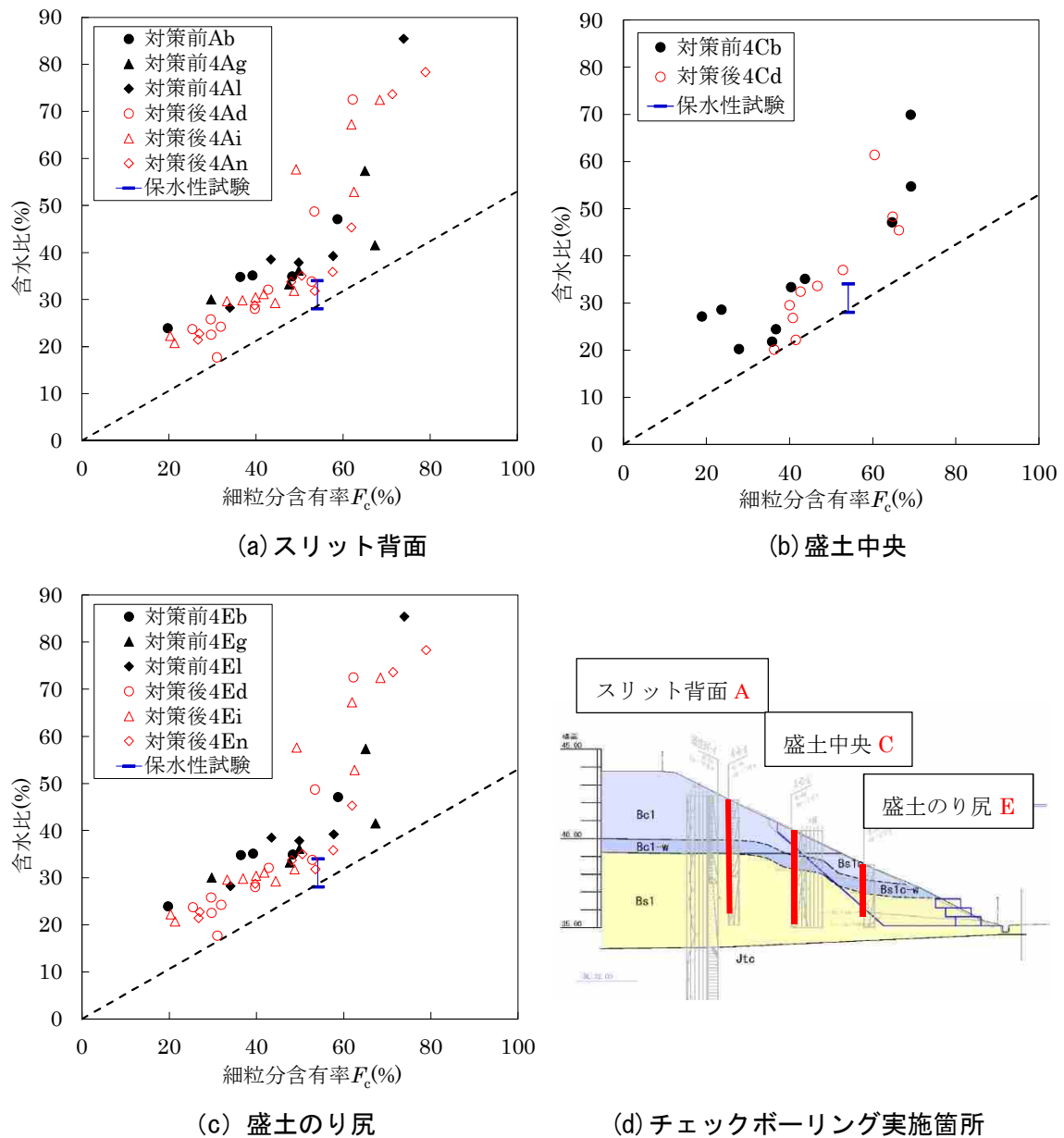


図-6.39 対策前後の含水比の変化 (4m ヤード)

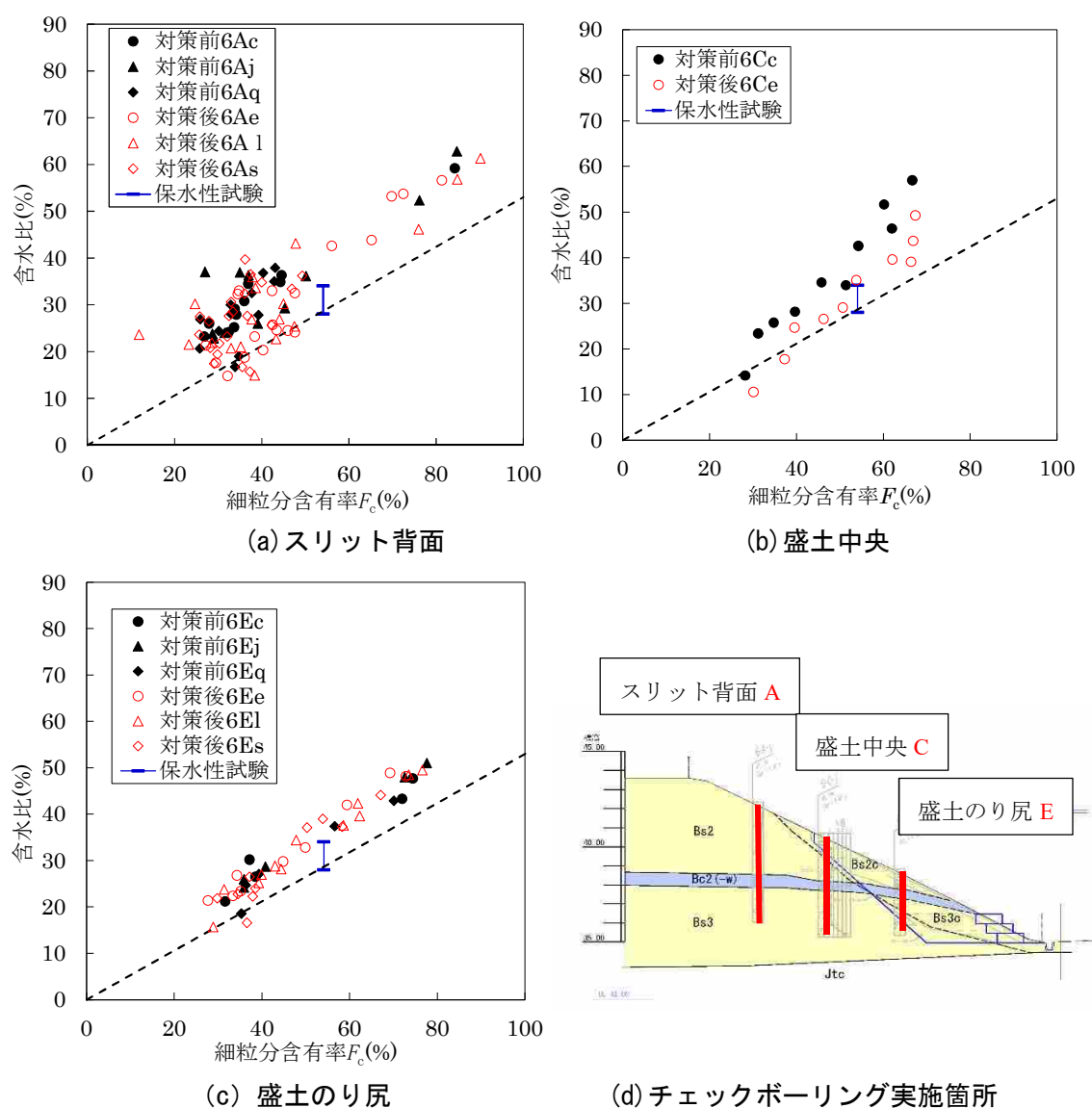


図-6.40 対策前後の含水比の変化 (6m ヤード)

図より、崩壊箇所周辺の盛土内の含水比は、全体的に水分特性曲線の湿潤側の含水比よりも高い傾向であった。また、対策実施後も保水性曲線の湿潤側の含水比の付近までの低下に留まり、これ以上の含水量の低下は見込めないと考えられる。

4m ヤードの碎石スリット間で、細粒分含有率が 50%以下の範囲で含水比の低下が見られる。6mヤードの含水比の変化は見られないが、施工前の段階で、すでに含水比はある程度のところに落ち着いていたとも考えられる。また、細粒分の多い高含水比の層が少ないことから宙水の形成も発生しづらいことが予想される。

碎石スリット背面部においては、どちらのヤードも含水比の変化は特に見られないことがわかった。このことから、スリット間において、間隙水圧の上昇しやすい細粒分の少ない材料は、碎石縦排水溝周辺の含水の低下により、過剰間隙水圧の上昇による強度低下が抑制されると考えられる。

また、実現場試験では、密度増加や強度増加は確認できなかったが、図-6.41 に対策前後の細粒分含有率と乾燥密度との関係で整理した。図より、概ね細粒分含有率が 50%以下の盛土材料は、含水比の低下に伴い乾燥密度も増加していることが判明した。このことは概念的には密度の増加によりせん断強度も増加していることが予想される。

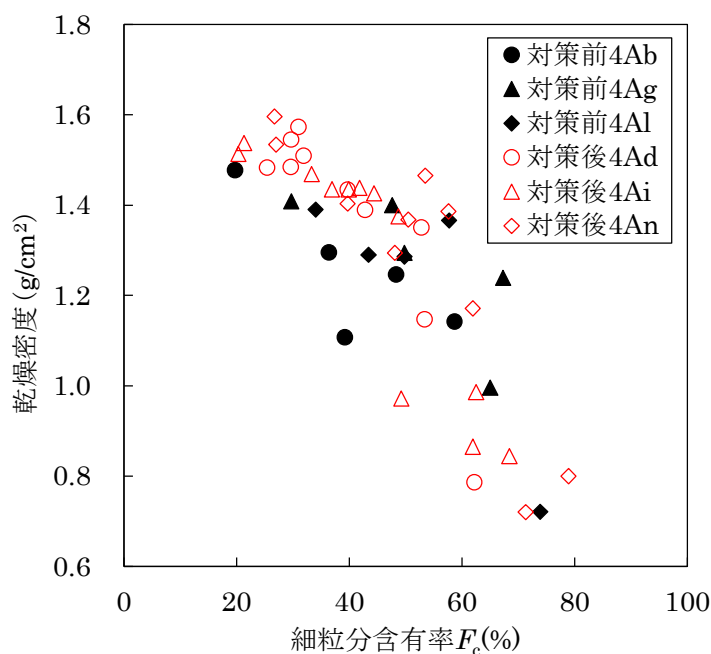


図-6.41 対策前後の乾燥密度の変化

また、実現場試験では含水比が、図-6.39、図-6.40 内の実線よりも乾燥側となることはほとんど無かった。このことから、あらかじめ水分特性曲線を把握することにより、長期的に収斂していくと思われる盛土の含水比の範囲を求めることができる。現地の盛土がこの上限を超える含水比であった場合には、耐震性向上を目的とした水抜き対策等の効果が期待できると考えられる。そのため、水分特性曲線を把握することは、今後の盛土の健全度を評価する上で有益であると考えられる。

### 6.6.3 含水比の低減による補強効果のまとめ

実現場試験では、施工前後で盛土の強度が増加したと明確に示す結果は認められなかった。模型実験では、碎石スリットに近いほど総打撃回数が増加する傾向が確認でき、若干の強度増加が認められた。含水比は、実現場試験にて、スリット間の細粒分含有率が50%以下の盛土材料において低下することが確認された。このことは、掘削時に確認された宙水も排除できたことが想定でき、含水比の低下により過剰間隙水圧の上昇しづらくなり剛性低下が抑制され则认为られる。遠心実験の結果も踏まえると、碎石堅排水工により明確な強度増加は確認できないものの、盛土内の含水比が低下し過剰間隙水圧を発生させない（剛性低下しない）効果が期待できると考えられる。

## 6.7 砕石豎排水工に期待する効果のまとめ

一連の試験の結果から、以下に盛土内水位低下効果、過剰間隙水圧消散効果、盛土補強効果のそれぞれについて確認されたことをまとめ、対策効果について検討した結果を列記する。また、整理した結果を表-6.10に示す。

### ① 盛土内水位低下効果

現地盛土には、降雨等による宙水は存在しているものの、盛土内水位は存在しておらず、対策効果はわからなかった。降雨等による浸入水の排除効果は確認できたが、定量的な評価は困難であった。

模型実験および遠心実験の結果、盛土内水位低下効果は、無対策と比較して砕石スリット有では、水位が大きく低下した。特に砕石スリット内の水位は、無対策で1.5m に対して、かご枠のみでは0.8m、スリット間隔10m では0.77m と半減し、スリット間隔4m では0.5m と無対策の1/3 にまで低下した。

上記の結果より、砕石豎排水工を設置したことに伴う盛土内水位低下は、スリット部では無対策に比べて1/3 程度まで低下が見込める。また、スリット間の低下範囲は、4m スリットの場合、少なくとも平均1/2 の低下は見込むことができると考える。

### ② 過剰間隙水圧消散効果

地震時の過剰間隙水圧消散効果は、砕石スリット内では過剰間隙水圧が発生せず、砕石スリット間では、無対策、かご枠のみでは過剰間隙水圧が上昇するものの、スリット間隔10m では途中で上昇が止まり、消散に向かっている。さらに、スリット間隔4m になると、スリット内と同様、過剰間隙水圧の発生は大きく抑制された。

したがって、過剰間隙水圧の上昇、いわゆる液状化の抑制には砕石スリット間隔が狭いほど効果が高く、今回のモデルでは4m 間隔が非常に有効であった。

### ③ 盛土補強効果

砕石豎排水工では、のり尻にかご枠、スリット部には砕石を用いる。ここでは、砕石豎排水工を施工することによる、これら部材の補強効果を遠心実験結果に基づいて述べる。

#### 1) 加振後変位量

- ・無対策ではのり肩で1.654m、のり尻で3.51m の変位が認められた。
- ・無対策の変位と比較すると、かご枠のみでは、のり肩で0.5 倍、のり尻で0.7 倍、スリットを設置した場合のり肩で0.2~0.5 倍、のり尻で0.1~0.4 倍と小さくなる。

#### 2) 崩壊形状

- ・無対策ではのり面全体が大きく崩壊し、すべり面はのり肩~のり尻と地下水位の上面付近に大きな円弧の形状となった。
- ・かご枠のみは全体に変形し、のり面全体にクラックが入るが、変位を抑制する効果がある。

- ・スリット間隔10m では、スリット間が中抜けするような変形が見られ、のり尻にクラックが見られる。
- ・スリット間隔4m ではのり面に大きな変状は認められない。
- ・加振時の変形を抑制する効果としては、かご枠のみより砕石スリットの方が大きく、のり面の変状も小さい。

盛土補強効果として、砕石スリットにより無対策に比べて大きな変位抑制効果が得られた。かご枠のみ、4mスリットのみ、4mスリット+かご枠のいずれの場合も、変位は6割程度に抑制された。

各ケースのすべり面の形状は、スリット間隔4mの場合、スリットの間の過剰間隙水圧の上昇が抑制されることで、砕石スリットの上部に抜けるような形状となったが、補修可能な変形量であった。同様にかご枠の場合も、すべり面はかご枠の上部に抜ける挙動を示したが、のり面には大規模なクラックが発生しており、のり面の安定性が懸念される結果となった。また、スリット間隔10m では、のり尻部にクラックが入り、また、スリット上部ののり面に、円弧上のクラックが観察され、スリット中間部に設置した間隙水圧計の値も上昇していたことを考慮すると、スリット間の中抜けが懸念される結果となった。

以上の結果から、対策工を講じた際のすべり面は、対策工によって異なることが確認された。安定検討の際は、各対策によってすべり面の形状を設定することが望ましく、特に地震時の安全率検討には、スリット周辺での過剰間隙水圧が上昇しにくくなることから、地震時のすべり面は砕石スリット部を通過しない条件とすることが可能となる。

表-6. 10 砕石堅排水工に期待する効果と検証結果

番号	期待する効果	効果検証項目	効果検証結果
①	盛土内水位低下効果	①降雨時の浸透水を速やかに排除し、盛土内に浸入させない効果	<b>実現場試験</b> ：盛土内浸入水の排除効果について、定量的な評価はできなかった。
		②盛土内浸入水を排除し、盛土内水位を下げる効果	<b>模型実験</b> ：砕石堅排水溝により砕石スリット内の水位は底面付近まで、スリット間は 1.5m 幅が影響を受けて低下する(スリット部以外は変化が少ない)。
		③地震時に砕石スリット周辺の過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果	<b>遠心実験</b> ：砕石スリット間隔が 4m 程度で、砕石スリット部の水位を無対策と比べ 1/2 低下させる。 スリットの周囲 4m 程度まで、スリット周辺で生じる地震時の過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果がある。
②	かご枠による補強効果	①かご枠による押え盛土効果	<b>遠心実験</b> ：かご枠敷設により、すべり面がかご枠の上に抜ける形状に変化する。 変位量は無対策の 6 割程度に低減されるが、のり面に多数クラックが入る。
		②砕石(かご枠内)のせん断強さによる安定度向上効果	
	砕石スリットによる補強効果	①砕石スリット設置による押え盛土効果	<b>遠心実験</b> ：スリット間隔が 4m のモデルでは、砕石スリット設置により、地震時の崩壊形状は砕石スリットの上を通る形状に変化する。のり面にクラックは見られない。 他のモデルでは、のり尻を通過する円弧となり、のり面やのり尻にクラックが入る。 変位量は無対策の 4 割（ケースによっては 2 割）まで低減される。
		②砕石(砕石スリット)のせん断強さによる安定度向上効果	砕石スリット自体の <u>せん断強さによる安定度向上効果は小さい</u> (解析上、 $\phi$ 材で土被りが小さい)ため考慮しない。
③	砕石堅排水工周辺の含水低下効果	①砕石スリットに面する盛土材の含水低下に伴う強度増加	<b>実現場試験</b> ：乾燥密度・含水比等、強度に大きく影響する試験値にばらつきがあり、含水低下などの変化は明瞭には認められない。
		②盛土内浸入水排除による盛土材の含水上昇に伴う強度低下抑制	<b>模型実験</b> ：砕石スリット周辺で含水比が低下するものの、影響範囲は小さい。30 日放置の場合、含水比 1%程度低下（スリット周辺 15cm）した。



## 6.8 安定解析による効果検証

砕石縦排水工の対策効果として見込まれる効果として(1)盛土内水位低下効果、(2)砕石縦排水工周辺の含水低下、(3)かご枠による補強効果、(4)砕石スリットによる補強効果について検証した。本設では、試験や実験にて検証された効果を定量的に評価することを目的に、各ケースのモデルについて、すべり安定解析を行い、安全率の増分として評価することとした。

### 6.8.1 検証結果を踏まえた解析条件

これまでの検討結果を踏まえ、砕石縦排水工の設計方針をまとめる。なお、この解析は、最も効果の発揮できる砕石スリット間隔4mを前提としている。

#### (1) 盛土内水位の設定

砕石縦排水工の効果として水位低下効果を見込み、砕石スリット部（スリット内及びスリット間を含む）の水位を当初水位の1/2とする（図-6.42）。ただし、スリット背面の盛土内については、水位低下量が少ないことから、変化させないこととする。

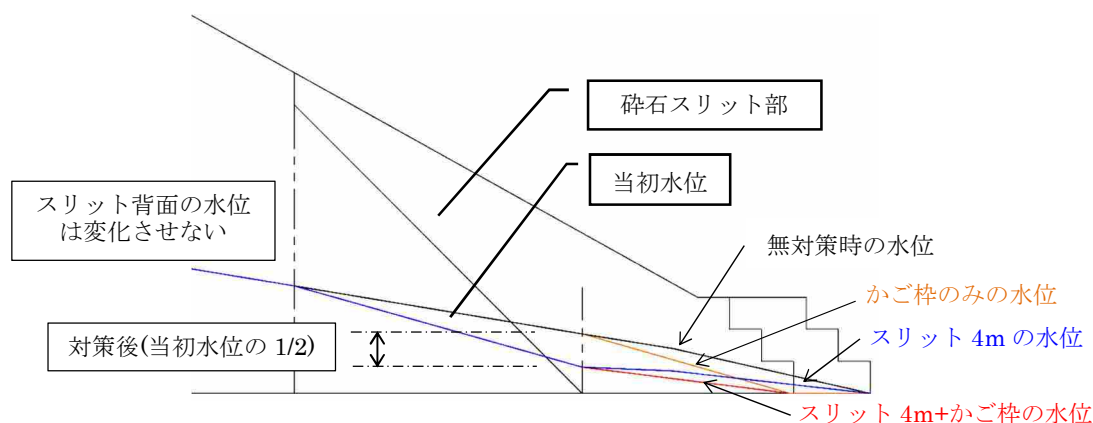


図-6.42 水位設定概念図

#### (2) 地震時の安定解析

砕石縦排水工の効果として、地震時の過剰間隙水圧の抑制効果が認められる。そのため、地震時に流動化せずに砕石スリットのブロックとして滑動を抑制する。

したがって、地震時の安定解析の際には、砕石スリット部にはすべり線が通過しないような設定を行うこととした（図-6.43）。ただし、のり面表層部のすべりについてはスリット施工による安定性効果は見込めないため、表層すべりについては別途検討する必要がある。

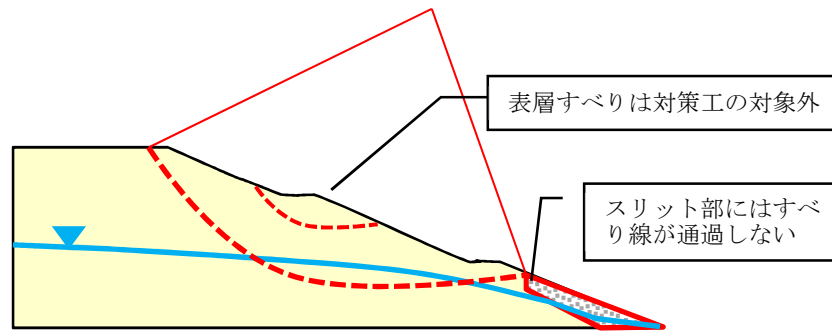


図-6.43 地震時のすべり安定解析の考え方

### (3) 土質定数の設定

砕石縦排水工の効果として、砕石スリット周辺の盛土の含水を低下させる効果がある。その効果は模型実験で検証した結果、含水比が1%低下する範囲は砂質土の場合で砕石スリットの側面・背面に接する15cmであった。

含水比を低下させることは、すなわち強度を増加させることとなる。そのため、砕石スリット周辺の地盤定数は強度増加を見込んだ定数に変更する必要がある。

この定数は、砕石スリット周辺部について含水比—せん断強度の関係式より強度増加させ、砕石スリット周辺部、砕石部および原盛土の強度を体積配分した複合材として設定する。

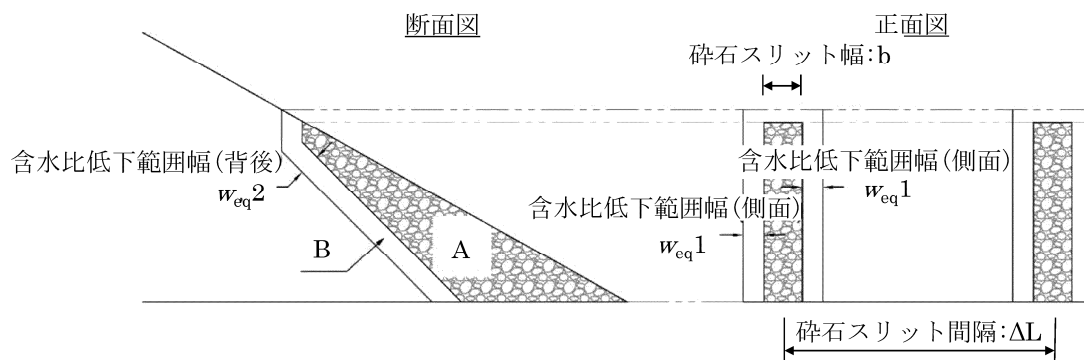


図-6.44 複合材の考え方(砕石スリット模式図)

- ・盛土材料の諸定数：単位体積重量： $\gamma_{t1}$ ，粘着力： $c_1$ ，内部摩擦角： $\phi_1$
- ・含水比低下範囲の諸定数：単位体積重量： $\gamma_{t2}$ ，粘着力： $c_2$ ，内部摩擦角： $\phi_2$
- ・砕石スリットの諸定数：単位体積重量： $\gamma_{t3}$ ，粘着力： $c_3$ ，内部摩擦角： $\phi_3$

とし、砕石スリット設置部(図-6.44 のA部)の等価な複合強度など(添字 eq)は、以下のよう設定した。

- ・複合単位体積重量： $\gamma_{teq}$

$$\gamma_{teq} = \{ \gamma_{t1} \times (\Delta L - (b + 2 \times w_{eq1})) + \gamma_{t2} \times 2 \times w_{eq1} + \gamma_{t3} \times b \} \div \Delta L \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、含水比低下範囲の含水低下量は、重量が変わるほど大きくないものとして、

$$\gamma_{t1} = \gamma_{t2} \text{ とし,}$$

$$\gamma_{teq} = \{ \gamma_{t1} \times (\Delta L - b) + \gamma_{t3} \times b \} \div \Delta L \quad \dots\dots\dots (2)$$

・複合粘着力： $c_{eq}$

$$c_{eq} = \{ c_1 \times (\Delta L - (b + 2 \times w_{eq1})) + c_2 \times 2 \times w_{eq1} + c_3 \times b \} \div \Delta L \quad \dots\dots\dots (3)$$

・複合内部摩擦角： $\phi_{eq}$

$$\phi_{eq} = \{ \phi_1 \times (\Delta L - (b + 2 \times w_{eq1})) + \phi_2 \times 2 \times w_{eq1} + \phi_3 \times b \} \div \Delta L \quad \dots\dots\dots (4)$$

## 6.8.2 安定解析

上記の解析条件を踏まえ、ニューマーク法による地震時安定解析、修正フェレニウス法による常時および地震時の安定解析を実施した。

### (1) 解析条件

ニューマーク法を実施するに当たり、遠心力載荷模型実験結果で対策工毎に崩壊形態が異なる結果となっていることを踏まえ、すべり円弧が通過する範囲を図-6.45に示すように制限することとした。また、入力地震動は遠心実験と同じ神戸海洋気象台での NS 成分の加速度波形を採用した。

- 1) 碎石スリット 4m 間隔：すべり円弧は碎石スリット範囲を通過しない。
- 2) かご枠：すべり円弧はかご枠を通過しない。
- 3) すべり円弧は盛土内水位面付近の深い箇所を通過する。

また、地下水位については、それぞれの水圧計観測結果による水位を用いた。

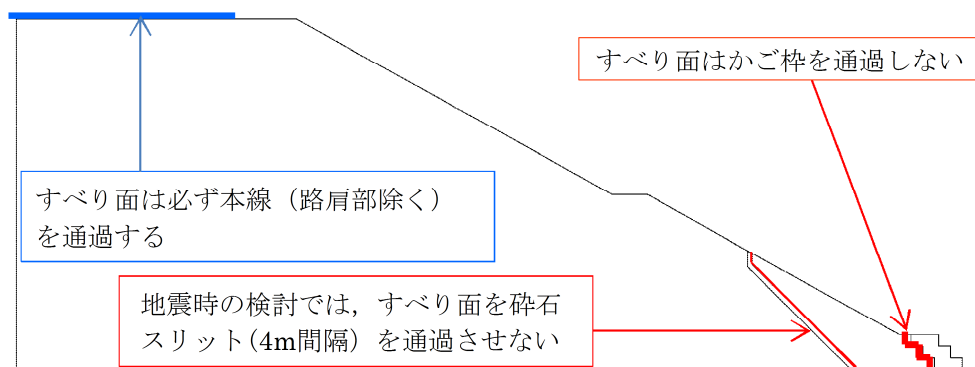


図-6.45 すべり面の設定方法

### (2) 地盤定数の設定

解析に用いた地盤定数は、室内土質試験結果から設定した。なお、今回の安定解析においては、図-6.43におけるBについて、江戸崎砂の含水比低下の影響範囲が不明な点、地下水位低下によるせん断強さへの影響のほうが大きい点などから碎石スリット周辺の土質定数の補正は実施していない。安定解析で設定した地盤定数を表-6.11に示す。

表-6.11 解析に用いた地盤定数

土質区分・材料	飽和単位 体積重量 $\gamma_{sat}(kN/m^3)$	湿潤単位 体積重量 $\gamma_t(kN/m^3)$	粘着力 c ( $kN/m^2$ )	せん断抵抗角 $\phi$ ( $^\circ$ )	適用
江戸崎砂	18.00	15.30	0.30	32.50	試験値 三軸圧縮 (CD)試験
碎石スリット	19.00	19.00	0.00	40.00	一般値
碎石スリット 複合材 (4m間隔)	18.19	18.19	0.34	33.91	計算値
碎石スリット 複合材 (10m間隔)	18.08	18.08	0.31	32.70	計算値
かご枠	19.00	19.00	0.00	35.00	一般値
石膏 (模型の基盤)	19.00	19.00	150.00	0.00	

### (3) 安定解析結果

崩壊形状を参考にすべり面を設定し、すべり安定解析を実施し、常時および地震時の安全率およびニューマーク法での変位量について検討した。

ニューマーク法で滑動量を計算した結果、遠心実験による変位量より小さい値となった。これは、遠心実験は締固め度 82%程度で製作したが、三軸圧縮試験での締固め度は 85%で作製し圧密させている関係から、せん断強さが高めの値となっていることが要因の一つと考えられる。また、遠心実験では、盛土内水位以深では液状化により泥濘化するなど、体積変化を伴う変形は、すべり土塊を固体として扱うニューマーク法では表現できないことなどが考えられる。

安全率の変化は、無対策は常時 1.2、地震時 0.8 であるのに対して、かご枠を設置した場合では、常時 1.4、地震時 1.0 弱、碎石スリット 10m および 4m 間隔では、常時 1.3、地震時 0.9 となった。かご枠による効果は、すべり面がかご枠を通過しないことにより上昇したものであり、碎石スリットの対策効果は、複合材とした碎石スリット部の強度増加によるものである。

崩壊形態が類似する、碎石スリット 4m 間隔+かご枠と碎石スリット 4m 間隔のみのケースでは、常時・地震時の安全率に若干の差が出たが、これは盛土内水位の差によるものと推察する。

滑動量は、無対策 1.4m に対して 0.3m～0.5m と 0.2～0.4 倍に抑制される結果となり、実験結果と比較して碎石スリット 10m 間隔では変位量が相対的に大きくなり、碎石スリット 4m 間隔 (かご枠併設も含む) の変位量が小さくなる結果となった。

表-6.12 および図-6.46 に実験結果と解析結果の比較を、図-6.47 (a)～(e) には各ケースの実大スケールでの解析結果図を示す。

表-6.12 遠心力载荷実験結果と計算変位量の比較

ケース	対策工	遠心力载荷模型実験 加振後残留変位(m)				ニューマーク法による 安定計算結果		
		のり肩沈下		のり尻変位		安全率 $F_s$		滑動量 (m)
		変位量 (m)	無対策を 1とする	変位量 (m)	無対策を 1とする	常時	地震時 $K_h=0.2$	
1	無対策	1.645 (32.9)	1.00	3.51 (70.2)	1.00	1.208	0.772	1.436
2	かご枠	0.845 (16.9)	0.51	2.575 (51.5)	0.73	1.353	0.964	0.544
3	砕石スリット (10m 間隔)	0.350 (7.0)	0.21	0.400 (8.0)	0.11	1.331	0.942	0.545
4	砕石スリット (4m 間隔)+かご枠	0.760 (15.2)	0.46	1.415 (28.3)	0.40	1.388	0.984	0.268
5	砕石スリット (4m 間隔)	0.645 (12.9)	0.39	0.550 (11.0)	0.16	1.325	0.939	0.268

( ) は 50G 場での変位量

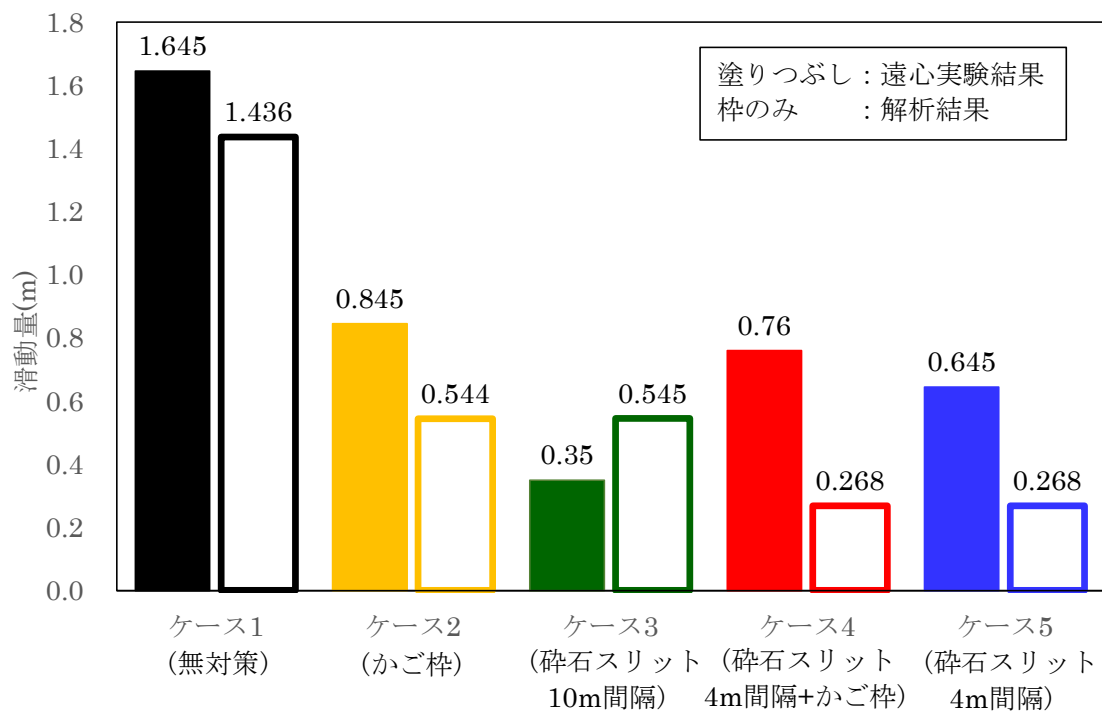


図-6.46 遠心力载荷実験結果と計算変位量の比較

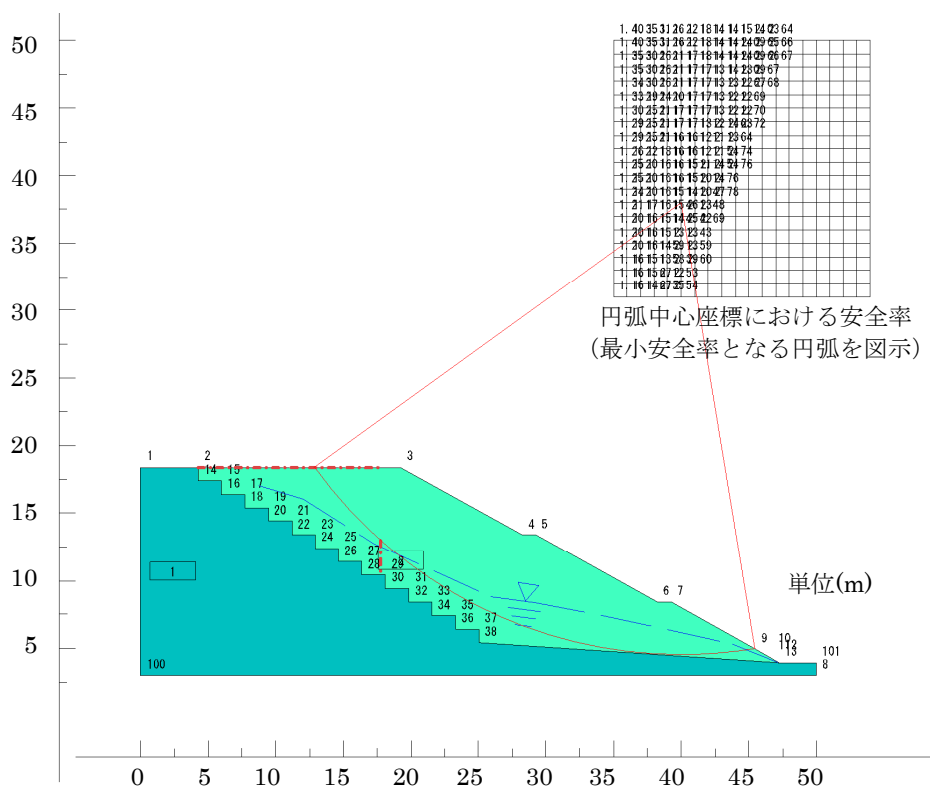


図-6.47(a) ニューマーク法による滑動計算時のすべり面（無対策）

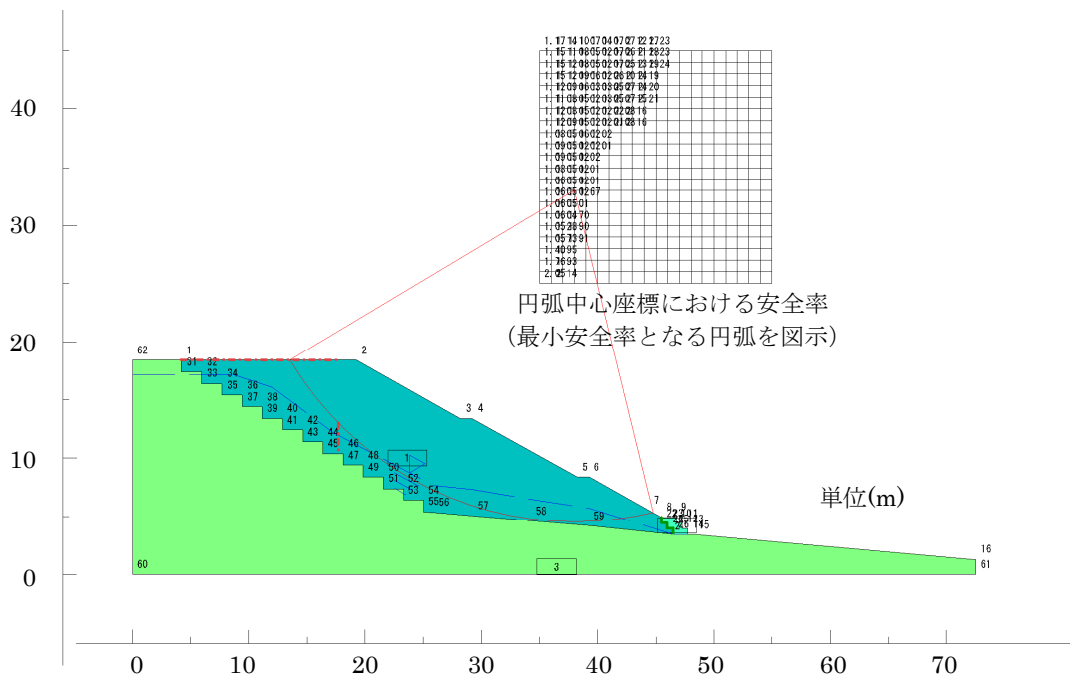


図-6.47(b) ニューマーク法による滑動計算時のすべり面（かご枠）

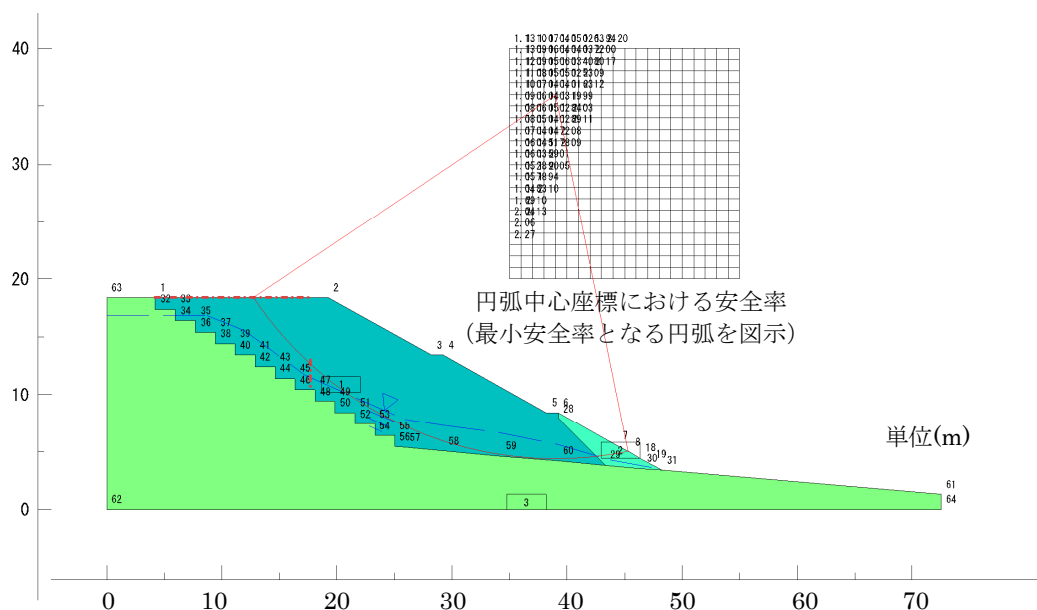


図-6.47(c) ニューマーク法による滑動計算時のすべり面（スリット間隔 10m）

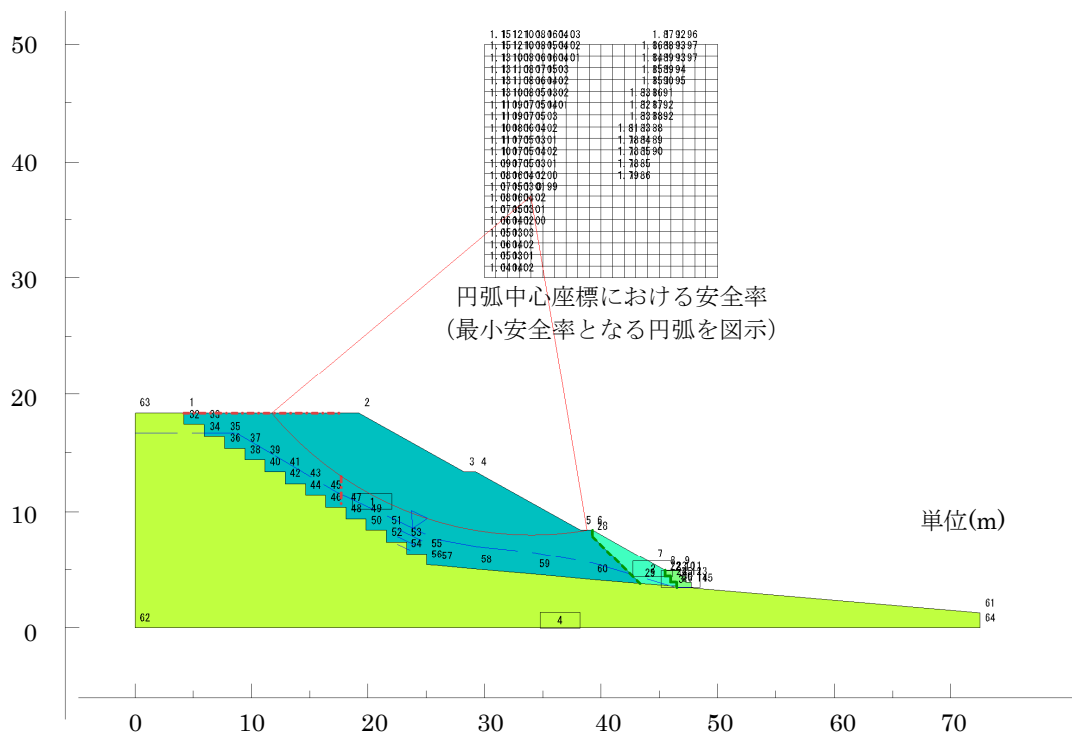


図-6.47(d) ニューマーク法による滑動計算時のすべり面（スリット間隔 4m+かご枠）





## 6.9 砕石堅排水工による対策効果のまとめ

盛土内浸入水を確実に排水する対策として、砕石堅排水工に着目し、実現場試験、模型実験および遠心実験により、盛土内水位低下効果、過剰間隙水圧消散効果、盛土補強効果について検証を行った。以下に明らかとした知見を示す。

- 1) 盛土内水位低下効果については、実現場試験では、対策することにより降雨等による浸入水の早期排除効果が確認できた。また、模型実験および遠心実験では、砕石スリットを設置することで砕石スリットが無い場合と比べて1/3程度まで水位が大きく低下した。これらの知見から、盛土内浸入水は確実に排除可能であると判断し、安定検討では、無対策の水位の1/2まで低下することを考慮できることとした。また、盛土内に介在している宙水は、詳細な調査を実施しても確実に把握することは難しいが、砕石堅排水工により面的に対策することで、宙水も確実に排除できる効果も期待できる。
- 2) 地震時の過剰間隙水圧消散効果については、遠心実験において、砕石スリットを設置することにより、スリット内はもとより、砕石スリット間においても、過剰間隙水圧の発生が大きく抑制されることを確認した。特に、スリット間隔4mの場合の抑制効果が顕著であった。

今まで、透水性の良い材料でのり尻を補強することは、盛土内水位の低下や押え盛土など、常時または降雨時の安定対策として適用されていたが、本研究により新たな効果として地震時において盛土材料の過剰間隙水圧上昇の抑制にも寄与することが検証できた。さらに砕石スリットを実施することにより、スリット間の盛土材も含め一体の「補強体」として挙動することから、地震時のすべり安定に大きく寄与することが明らかとなった。この知見を基に、過剰間隙水圧抑制効果として、安定検討では、のり尻補強部（砕石スリット部）には円弧が通過しない条件とすることで、遠心実験と同じ条件でニューマーク法により残留変形解析を実施したところ、概ね実験での滑動量に近似した結果となった。したがって、過剰間隙水圧が消散する前提であれば、特殊な動的試験を実施することなく、汎用性のある静的な強度を用い、ニューマーク法にて対策効果を検証できることになる。

- 3) 盛土補強効果として、砕石スリットを設置することにより、無対策と比べて6割程度と大きく変位抑制できることが確認できた。一方、常時や降雨時の盛土の安定に対しては、スリット周辺部の水位を下げる効果とかご枠の補強効果にほぼ支配される。これは、スリット内の置換えが砕石であることから、「せん断強さ」の増加効果は薄いことや、砕石スリット周辺の含水比の低下は、非常に局所的で低下量も少ないことが一連の検証にて確認された。そのため、常時の安全率としては、これら全体を含んだものとして、0.5～3.6%（安全率で0.05）程度の上昇にとどまっている。

なお、これらの知見を盛り込んだ技術基準の改定原案を、研究の責任者として作成し、高速道路3会社への意見照会、各社の社内稟議を経て、平成28年の設計要領に「既設盛土の補強」のひとつとして掲載している<sup>9)</sup>。

## 参考文献

- 1) 安部哲生, 長尾和之, 桑原幸雄, 吉原健一: 砕石縦排水溝による既設盛土内浸入水の排除効果, 高速道路と自動車, Vol.55, No.5, pp 28-32, 2012.
- 2) 佐々木哲也, 榎本忠夫, 加藤俊二: 3.2 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査, 国立研究開発法人 土木研究所, 平成 22 年度 プロジェクト研究・重点プロジェクト研究 研究成果報告書, pp.1-19, 2010.
- 3) 長尾和之, 安井敏洋, 天野将大, 鈴木雄吾, 安部哲生: 砕石縦排水工による既設高速道路盛土の盛土内浸入水の排除効果, 第 49 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1037-1038, 2014.
- 4) 濱田泰治, 藤岡一頼, 安部哲生, 新井寿和, 三嶋信夫, 塚本将康: 砕石縦排水工の対策効果についてーその 1: 盛土模型実験ー, 第 50 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1099-1100, 2015.
- 5) 安部哲生, 新井寿和, 藤岡一頼, 塚本将康, 濱田泰治, 三嶋信夫: 砕石縦排水工の対策効果についてーその 2: 遠心力模型実験ー, 第 50 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1101-1102, 2015.
- 6) 安部哲生, 田久勉, 藤岡一頼: のり尻排水による既設盛土の補強, 第 31 回日本道路会議, 4020, 2015.
- 7) 安部哲生, 小林一, 三嶋信雄: 既設盛土の保水性と補強対策について, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, III-178, pp.355~356, 2014.
- 8) 藤岡一頼, 横田聖哉, 日下寛彦, 広瀬剛: 東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析, 日本地震工学論文集, 第 16 巻, 第 1 号, pp.285-308, 2016.
- 9) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第 1 集土工【保全編】, pp.3-26~3-27, 2020.

## 第7章 結論

### 7.1 本研究により得られた知見

高速道路ネットワークの整備は、物流を中心に地域経済の活性化に大きく寄与するとともに、地方部における広域的な医療サービスを享受する機会を支え、災害等で幹線道路が途絶した場合の広域的な迂回ルートとなるなど、国民生活の質や安全の向上にも大きく貢献してきた。東北地方太平洋沖地震においても、「くしの歯作戦」が遂行され、内陸を縦走する東北自動車道および国道4号線を早期に復旧したことによりくしの軸となり、震災翌日には沿岸部に通じる「くしの歯」を啓開することが可能となった。この事例のように、地震等の災害時において、高速道路が果たす役割は大きなものとなっている。

高速道路会社は、高速道路が災害時に緊急・支援物資の輸送路としての重要な役割を担っていることから、事業継続計画（BCP）を策定し、被災後24時間以内に最低限の緊急交通路を確保することとしている。高速道路会社は、このBCPを実現するため復旧資材の確保や防災訓練などを実施し、有事に備えている。

しかしながら、新潟県中越地震や東北地方太平洋沖地震、熊本地震など近年の地震被害は、耐震補強が進捗している橋梁部に比べ、土工部の被害が顕在化してきている。その理由として、土工構造物は、その延長が膨大であること、および比較的修復性が高いこと、これまでの経験を基にした標準のり面勾配や、密実な締固め、適切な排水処理によりある程度の外力に対して安定を確保できると考えられてきたことなどから、積極的に耐震対策を実施せず、事後復旧を主としていた。

そこで、過去の地震被害を詳細に調査したところ、盛土材が高含水状態であったことによる繰返しの地震動に伴い、間隙水圧が上昇し、崩壊につながったこと、および傾斜地盤上の盛土において、地震動の応答値が増幅し崩壊に至ったことが明らかとなった。

一方、地震時の照査法は、大規模地震動に対して、円弧すべり面を仮定した震度法や、滑動変形量を算出できるニューマーク法が一般的に用いられるが、これらの手法は、過剰間隙水圧が上昇し、盛土材料の剛性が低下する場合には適用できないため、盛土材が高含水である場合において、通常静的強度により安定計算を実施した場合、危険側の評価となりかねない。逆に、盛土の変形量を効率的に抑制できる対策としては、過剰間隙水圧の上昇を抑制できる水抜き対策が有効であるが、盛土内の滞水箇所を的確に抽出し排水することは困難である。そこで、盛土をスリット状に掘削し碎石層に置き換えることで、面的に排水可能な対策工（碎石堅排水工）について着目し、その効果を現地調査や模型実験などにより検証を行った。

検証の結果、盛土内水位の低下が確認でき、また、遠心実験の結果においても、補強部については、間隙水圧の上昇を抑制でき、地震時の変形量が大幅に改善できることが確認された。間隙水圧の上昇を抑制できることによって、ニューマーク法による残留変形量解析が適用でき、対策工を実施したことによる安定性評価も確認できることとなった。

なお、砕石堅排水工は、降雨時の盛土内排水にも有効であるため、大規模修繕事業の対策工のひとつとして技術基準に盛り込まれている。

**第1章**は、本研究の背景と目的を示すとともに、本論文の構成について述べた。

**第2章**では、過去の盛土の耐震設計に関する国、鉄道、高速道路の技術基準の変遷や地震防災の考え方を整理した。

大規模地震に、高速道路が緊急・救援物資の輸送路としての役割を果たすため、各高速道路会社は事業継続計画（BCP）を策定し、24時間以内に緊急交通路を確保することとしている。しかし、目標時間に緊急交通路を確保できるかは、あらかじめ被害を想定し、その想定に基づき事前対策の必要性、事後対策による対応などについて検証しておく必要がある。しかし、現状では、土工構造物の被害を精度良く予測しておくことは難しい。

そこで、過去の土工に関する技術基準の整理を行い、盛土の耐震性の課題について述べるとともに、大規模地震時の変状の予測の精度向上およびその対策工の検討が不可欠であることを示した。

第2章において、具体的に得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 盛土は、標準のり面勾配を適用した範囲において、適切な排水対策と、密実な盛土施工により、地震時を含め安定が確保できると考えられていた。ただし、この考え方は間違っていないものの、結果的には排水対策等の不足によって被害が生じている可能性がある。
- 2) 耐震性の照査にあたっては、震度法やニューマーク法などにより安定性を確認することが可能であるが、土質定数等の設定如何により大きく結果が異なり、安全側に判断すると過大な対策となることや、危険側に判断すると実際の地震時に大きな変状に至る可能性がある。また、これらの安定計算は、地震動による過剰間隙水圧の上昇に伴う剛性低下を考慮できない（考慮すると過大な変形量となりやすい）課題がある。さらに詳細な解析により安定性を検討することも可能であるが、盛土の延長は膨大で、すべての盛土を詳細な解析により評価することは現実的でない。したがって、安定検討する盛土は、ある程度崩壊リスクの高い盛土に限定すべきである。
- 3) 対策工としては、盛土の補強、水抜き等が考えられるが、地震動に抵抗できる補強対策を実施することは、対策費用の面から、すべての盛土に適用することは難しい。また、水抜きボーリングによる水抜きは、盛土内の滞水箇所または水みちを適切に把握し、効果を発揮できるのかが不明確であり、経験的に対策していることが実態である。

**第3章**では、過去の高速道路における地震被害について整理を行い、地震時の盛土の変状の特徴を俯瞰的に整理した。その結果、大規模に崩壊した箇所については、盛土内の含水量が多いこと、盛土に比較的細粒分が多く地震動により過剰間隙水圧が上昇しやすい材料が使用されていること、また、大規模な崩壊は傾斜地盤上の盛土に集中しており、過去の経験から得られた、「安定計算が必要な盛土の条件」に留意する必要が改めて検証できた。

第3章において、具体的に得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 地震による土工構造物の被害の範囲は、地震の規模にもよるが、直下型の地震よりもプレート型の地震での被害が広範囲となる。直下型地震での被害延長は概ね 50km 程度で、特に被害の著しい区間の延長は概ね 25km 程度である。一方事例が少ないもののプレート型地震での被害の範囲は、地震の規模により大きく異なり、マグニチュード 7.4 で 120km 程度、マグニチュード 9.0 で 350km 以上に及んでいる。

また、直下型地震は大規模な盛土崩壊などが発生することに比べ、プレート境界型の被害は比較的軽微となる傾向がある。ただし、軟弱地盤や旧河川の箇所では、地震動の継続時間や地震動波形など地震動の繰返し特性にも強く影響し、地盤内の間隙水圧の上昇により液状化など地盤の変形に伴う盛土の陥没、沈下が発生するため、注意が必要である。

- 2) 盛土の被害について、直下型地震においては、傾斜地盤上の集水地形における盛土や、傾斜地盤に堆積した軟弱地盤上の盛土など、地盤条件や水の影響によるものがほとんどである。特に、中越地震においては、地震の規模が M6.8 と大きいことや、震源が高速道路の直近 (1km 以下) であること、最大 M6.5、震度 6 強レベルの余震が数回連続して起きていること、地震の前の集中的な降雨の影響などにより、被災箇所が多数に及んだと考えられる。

また、駿河湾を震源とする地震においては、比較的小規模な地震動により崩壊に至った。これは傾斜地盤上の盛土であることに加え、現場の盛土は泥岩を用いており、スレーキングによる強度低下および、透水性の低下により地下水位が上昇していたことが考えられ、集水地形で、泥岩等スレーキングしやすい材料を用いた盛土は、特に注意が必要である。

- 3) 路面の段差、クラックは、直下型、プレート型のどちらタイプの地震においても、橋梁・カルバートボックスなどの構造物の取付け部、切盛境部など、地盤の剛性が異なる箇所、盛土のり肩部において発生している。
- 4) ブロック積などの擁壁やカルバートボックスなどの構造物については、目地の開きやウイングの損傷などが見られるものの、緊急交通路としての安全性を阻害した事例はない。交差道路や側道などが重要な路線であるなど、これら構造物の損傷により隣接施設に甚大な被害を与えることが想定されない限り、一般的には大規模な補強は必要ないと考えられる。

これらの被害の状況から、大規模な盛土崩壊を軽減させるためには、間隙水圧の上昇を抑制するために排水を中心とした対策や、傾斜地盤上の盛土での補強対策と間隙水圧の上昇抑制対策を選択的に実施すべきと考えられる。

また、構造物取付け部の段差被害については、クラックシールや段差修正などにより修復可能なレベルであり、これらの被害を軽減するための対策費用および箇所数から考えて、一律に対策することは不合理であると考えられる

第4章では、高速道路盛土が過去の大規模地震により大規模に崩壊した事例について、定量的に評価するため現地においてボーリング調査などにより盛土材料の物性値や地下水位などの状況を詳細に調査した。また、地震による傾斜地盤の影響を評価するため、2004年新潟県中越地震および2007年中越沖地震での被害データを基に、地形的な影響について分析した。

さらに、詳細調査などでサンプリングした被災箇所の盛土材料について、動的強度試験などの試験を実施し、盛土材料が地震時にどの程度の強度低下を引き起こすのか、また、盛土材料のコンシステンシーや締固め度、飽和度などによる強度特性の違いについて検証した。

調査は、新潟県中越地震での関越自動車道堀之内地区、駿河湾を震源とする地震での東名高速道路牧之原地区、および東北地方太平洋沖地震での常磐自動車道那珂地区の3箇所を対象とした。現地調査やボーリング調査などの調査から、いずれの崩壊も、盛土内への水の侵入が影響しており、盛土の耐震性能を評価するうえで、水による影響は無視できないことを指摘した。

盛土材料に関しては、関越自動車道堀之内地区、常磐自動車道那珂地区においては、比較的細粒分の多い砂質土を用いている。これらの材料は、静的な三軸圧縮試験の結果では比較的せん断強度は高いものの、盛土内の含水比が高い場合においては、地震動により過剰間隙水圧が上昇に伴い有効応力が減少し、盛土材料のせん断剛性が低下したことにより崩壊に至ったことが考えられる。

第4章において、具体的に得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 塑性指数を調べることにより、概略の繰返しせん断強度比を推定できる可能性があり、塑性指数が30程度以上であれば、地震によるせん断強度の低下は少ないといえる。
- 2) 不飽和条件と飽和条件では動的特性が大きく異なり、不飽和条件の盛土のせん断剛性はかなり高いことが判明した。一方、不飽和条件においても、 $F_L$ が1.0付近となるとせん断剛性が低下することから、かなり大きな地震動においては不飽和土であっても盛土の強度が低下する。
- 3) 不飽和条件においては、締固め度が高くなるほど繰返しせん断応力比 $R_L$ が大きく、塑性指数が大きい材料ほど $R_L$ は大きくなる傾向が見られる。
- 4) 盛土材料の動的特性は、安田・稲垣らが提唱した関係式に近い挙動を示すことから、特に盛土内に水位が存在する場合において、同式により変形量を算定することが可能となる。
- 5) 盛土形状としては、片切片盛区間がもっとも被災規模が大きくなる。また両盛土区間においては、路面段差が顕著となるなどの傾向が見られる。
- 6) 地山勾配と被災規模には関連性があり、地山勾配が急になるほど被災規模が大きくなる傾向が見られる。また、逆に地山勾配が緩いと大規模な被害が少なくなる。

盛土の耐震性は、十分に締固めたうえで適切な排水対策を行うことで、かなり向上すると考えられる。特に傾斜地盤上の盛土は、大規模な崩壊に繋がるリスクが高いことから、より丁寧な施工が求められる。



また、既設の盛土に対しては、排水対策を行うことで地震動により発生する間隙水圧の上昇を抑制し、盛土の変形量を抑制できる可能性が高いことが明らかとなった。

第5章では、前章において指摘した傾斜地盤の影響や盛土内の水の影響などについて、ニューマーク法や簡易計算式、残留変形解析が、どの程度実現象を再現できるのかを、大規模に崩壊した盛土において検証した。また、飽和度の影響、地形や材料の違いによる盛土変形量の差異についても検証した。解析の結果、盛土内の含水量の違いにより、地震時の安定性が大きく異なることが判明した。特に、盛土の変形量を低下させるためには、過剰間隙水圧を抑制することが有効であることが明確となった。また、傾斜地盤上の盛土では、地盤の形状によってのり肩部の加速度が増幅され、大きな地震動が作用していたことが確認できた。

第5章において、具体的に得られた知見は以下のとおりである。

- 1) ニューマーク法や静的自重変形解析のどちらにおいても、盛土内水位の影響により変形量が大きく異なる。
- 2) ニューマーク法において、盛土内水位を設定して解析を行うと大きな変形量となり実際の変形量に近い値となるが、降伏加速度が小さい値で滑動が始まる場合があり、実態の挙動を表現できているとは言い難く、あくまでも概略的な評価として捉える必要がある。
- 3) 繰返し載荷後にせん断強度が低下する盛土材料の場合、地震時の過剰間隙水圧を考慮し地震時の安定計算を行うことが考えられるが、既設盛土を対象とした場合、どの部分に過剰間隙水圧を設定すべきか、その過剰間隙水圧比をどのように設定するかによって、計算結果が大きく異なる。安全率が低く設定されると、過大な対策工が必要となる恐れがあり、評価にあたっては慎重な判断が必要となる。
- 4) 建設時には固結していた泥岩盛土が風化により脆弱化した場合は、同じ地震動であっても、風化した状態での変位量はかなり大きい結果となり、盛土の安定上注意が必要である。
- 5) 特殊な地盤形状により盛土の応答が増幅し、一部区間のみが崩壊する場合が想定される。この場合、FEM 等による地震応答解析を併用することで地盤形状による影響が確認でき、優先的に対策すべき盛土が選定できる。
- 6) 地震により繰返し応力が作用することで盛土材料の強度低下が懸念される場合においては、静的自重変形解析を適用することによって、概ねの盛土変形量が予想できる。

地震時の実際の被害は、盛土内の過剰間隙水圧の上昇や地形的な条件などいくつかの要因が重なり大規模な崩壊に至ると考えられる。既設の盛土の耐震性を向上させるためには、水抜き対策を基本として実施することが、解析の結果から効果的と考えられる。

一方で、盛土内のどこに滞水しているのかを事前に把握することは難しく、湧水の状況や植生等により推定していることが実情である。そのため、過剰間隙水圧が上昇しやすい材料を用いた盛土においては、宙水を含む、盛土内の滞水層を確実に排水する対策が求められる。

また、泥岩など、脆弱化し透水性や強度が低下する材料の場合、水抜き対策のみでは効果が限定的となることが予想され、慎重な検討が必要となることが今後の検討課題となる。

第6章では、過剰間隙水圧の発生を抑制させるための対策として「砕石堅排水工」に着目し、模型実験などにより対策効果を検証した。従来盛土内へ浸入してきた水を排除させる対策として水抜きボーリング工などが用いられてきたが、通常、盛土自体は不飽和土であり、また、盛土内浸入水も宙水となる場合があり、盛土内浸入水を確実に盛土外へ排出できる対策とはいえないことが課題であった。砕石堅排水工は、スリット状に掘削し砕石に置き換えることで盛土内に浸透した水や宙水などを確実に排除できると考えている。

砕石堅排水工による盛土の補強（機能回復）効果として、以下の効果を期待している。

- 1) 盛土内水位の低下による盛土補強（機能回復）効果
- 2) 既設盛土材の一部を砕石などの良質材へ置き換えることに伴う盛土補強効果
- 3) 砕石堅排水工による盛土材の含水比低下に伴う盛土補強（機能回復）効果

砕石堅排水工の効果について、現地調査、模型実験により検証した結果、水位低下や過剰間隙水圧の抑制が確認され、遠心実験においても、地震時の変形抑制効果が確認できた。

また、間隙水圧を抑制できることから、震度法やニューマーク法などに基づく比較的簡易な設計方法が適用できることを示した。

第6章において、具体的に得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 砕石堅排水工による盛土内水位の低下による補強効果は、スリット間の水位低下が確認できたが、盛土全体の水位を低下させる効果は小さいことが確認された。ただし、のり尻付近に設置された砕石スリットにおいて、地震時の過剰間隙水圧の消散効果という新たな効果が判明し、地震時のすべり安定に大きく寄与することが明らかとなった。
- 2) 砕石堅排水工の施工により良質材に置き換える効果は、かご枠や砕石スリットを設置することで、すべり面がかご枠上部に抜ける形状となり、補強効果が確認できた。かご枠については、せん断剛性が高いことによる効果が支配的であると考えられるが、砕石スリットにおいては、過剰間隙水圧が上昇しない効果により、盛土材のせん断強さが低下しなかったことが確認された。
- 3) 盛土材の含水比低下による効果は、本来盛土材の有する保水力以上に含水比を低下させることは、自然の排水状態では難しいが、細粒分含有率が概ね50%以下の盛土材に関しては、スリット間の含水比低下が確認できた。これは、面的に排水対策を実施したことにより、盛土内の宙水が適切に排水されたと考えられる。
- 4) 常時の安定に対しては、スリット内の水位を下げる効果とかご枠の効果にほぼ支配されるが、安全率としては、これらの効果を考慮しても、0.5～3.6%（安全率で0.05）程度の効果である。
- 5) 降雨時においては、模型実験において水位低下が確認でき、また面的に盛土内の滞水箇所への排水対策が可能となるため、水位低下を考慮して安定性を照査できる。
- 6) 過剰間隙水圧が消散する前提であれば、特殊な動的試験を実施することなく、汎用性のある静的な強度を用い、ニューマーク法にて対策効果を検証できる。

これらの知見は、平成 28 年 8 月の設計要領<sup>1)</sup>に既設盛土の補強対策として記載された。また、大規模修繕事業においても、砕石堅排水工を降雨対策として盛土の補強を実施しているところであり、地震時や降雨時の被害軽減が期待され、災害時の迅速な高速道路ネットワークの確保に貢献できると考えている。

## 7.2 今後の課題と展望

今後の課題と展望を以下に示す。

地震の土工構造物への被害は、盛土の崩壊、構造物との剛性差による路面段差が多い。路面段差については、砕石や土のう設置など人海戦術で復旧可能であるが、中越地震においては 294 箇所に補修が必要な損傷が、東北地方太平洋沖地震においても 400 箇所以上の段差が発生している。筆者らは東北地方太平洋沖地震の実績を整理し、段差発生箇所と段差量は震度と相関があることを報告している<sup>2)</sup>。この相関性は、常田ら<sup>3)</sup>が、中越地震や能登半島地震の段差発生量を整理した結果と近似している。このことから、震度予測に基づき段差発生箇所、段差量が推定可能であると考えられる。

また、中村ら<sup>4)</sup>は、中越地震の被災状況に基づき、数量化理論Ⅰ類を用いて、盛土高、地形分類、表層地質、地盤の傾斜、構造物の有無の評価項目を用いカテゴリー分析により一次スクリーニングを実施している。さらに、一次スクリーニングで抽出された盛土を重点盛土として、ニューマーク法を用い盛土高さと残留変形量との関係を整理し、さらに傾斜角、盛土内水位により補正を行うことで、概略の変形量を予測する手法を考案している。また、これらの検討で算出された全体の補修必要量に対して、中越地震の復旧実績を基に、目標時間内に修復可能かシミュレートする方法を提案している。

今後は、盛土の変形量に段差発生量を加味し、大規模地震による被害予測の精度向上を図るとともに、補修が必要な復旧量を算出し、24 時間以内に緊急交通路を確保する目標に対して復旧可能かを検証し、実現困難と予測される場合は、予測震度が大きい地域から優先的に、段差抑制対策を実施することを提案していかなければならない。

また、今後の土工構造物の維持管理に際して、これらカテゴリーごとの評価点をベースに、点検結果や調査結果を蓄積するとともに、対策工を実施したことによる安定性の変化をモニタリングする技術開発など、点検、診断、措置、記録のメンテナンスサイクルを確実に推進していくことで、道路土工構造物の性能向上を図っていかなければならない。

## 参考文献

- 1) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第1集土工【保全編】, pp.3-26~3-27, 2020.
- 2) 藤岡一頼, 横田聖哉, 日下寛彦: 東北地方太平洋沖地震における高速道路路面の段差分析, 土木学会第71回年次講演会, I -314, pp.627-628, 2016.
- 3) 常田賢一, 小田和弘: 道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.857-873, 2009.
- 4) 中村洋丈, 横田聖哉, 吉村雅宏: 高速道路盛土の地震災害マネジメントにおける他申請評価手法の構築, 土木学会論文集 F4 (建設マネジメント), Vol.69, No.2, pp.156-175, 2013.

## 謝 辞

本論文をまとめるにあたり、指導教官として終始多大なご指導を賜った、岐阜大学工学部社会基盤工学科八嶋厚教授に深謝いたします。また、同学科能島暢呂教授、並びに同学科沢田和秀教授には、審査委員として適切なご助言を賜りました。ここに深謝の意を表します。

本論文は、筆者が株式会社高速道路総合技術研究所に在籍した研究成果が骨子となっています。一連の研究を通して、懇切丁寧にご指導いただくとともに、研究の方向性をお示しいただいた、東京電機大学安田進名誉教授に深謝いたします。安田先生のご指導がなければ論文としてまとめることはできませんでした。

また、終始暖かくご指導並びに激励いただきました、応用地質株式会社技師長吉村雅宏様、ライト工業株式会社大窪克己様、東日本高速道路株式会社技術本部総合技術センターエキスパート横田聖哉様をはじめ高速道路総合技術研究所の諸先輩方、同僚の皆様に対し深甚なる謝意を表します。

砕石堅排水工を着想され、評価方法について多大なご指導をいただいた、川崎地質株式会社参与三嶋信雄様、並びに主任研究員として筆者と砕石堅排水工の対策効果検証に粘り強く取り組んでいただいた、高速道路総合技術研究所土工研究室長の安部哲生様におかれましては、大きな研究成果に結びつけることができました。ここに深謝の意を表します。

調査・解析にあたり、ご尽力いただいた川崎地質株式会社濱田泰治様、株式会社エイト日本技術開発佐伯宗大様をはじめ関連された皆様にご協力をいただいたことを銘記してお礼申し上げます。

最後に、本論文としてまとめるまでの経験を与え、育てていただいたすべての組織および関係者の皆様に対して、お礼申し上げます。これまで筆者をあたたく励まし続けてくれた皆様に深い感謝の意を表して謝辞と致します。