# 盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響 に関する一考察

三好 忠和<sup>1</sup>·常田 賢一<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 西日本高速道路エンジニアリング関西株式会社 道路技術部(〒567-0032 茨木市西駅前町5-26) E-mail:t\_miyoshi@w-e-kansai.co.jp <sup>2</sup>正会員 大阪大学 教授 大学院工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail:tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

2009年に発生した駿河湾を震源とする地震により、東名高速道路において盛土のり面が崩壊し、通行止めを余儀 なくされた.これを契機として、被災盛土と類似の盛土に対する盛土のり面緊急点検が実施され、NEXCO 西日本で も特に危険性の高い盛土については詳細調査・耐震性評価を行ってきている.その際、残留変位量による耐震性評 価はニューマーク法によっているが、一般的に安全側とみなされている設計地震動が用いられている.しかし、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて設計地震動が見直され、地震動は継続時間が長く、最大加速度も大き くなった.そのため、従来の安全側と見なされていた地震動よりも残留変位量の増加が懸念される.

以上のことから、本研究は、タイプの異なる地震動について、地震応答解析およびニューマーク法により耐震性 評価を行い、残留変位量に与える影響素因について検討し、従来の設計条件の課題・問題点について考察した.

Key Word : road embankment, seismis design, sliding, safety factor design, performance-based design

# 1.はじめに

2009 年 8 月 11 日に発生した駿河湾を震源とする地震 (以下,駿河湾地震)により,東名高速道路牧之原サー ビスエリア付近において,盛土のり面が崩壊した.この 影響により,東名高速道路は通行止めを余儀なくされ, 社会的に大きな影響を与える事態となった.この事態を 受け,「東名高速道路牧之原地区 地震被害検討委員会」 が発足し,原因究明がなされた.

その被災原因は、「盛土下部に使用された泥岩が、長年の水の作用により強度低下するとともに、透水性が低下した.その結果、盛土内の水位が上昇し、今回の地震が誘因となって崩壊した」と推定されている<sup>1)</sup>.

この結果を受け、被災盛土と類似の盛土箇所として、 下記条件に該当する盛土の抽出が行われ、盛土のり面緊 急点検が実施された.

- ・スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可 能性のある盛土(盛土材料に関する条件)
- ・沢埋め部等の水の集まり易い地形条件に造成された 盛土(地形に関する条件)
- ・盛土のり尻からの高さが 10m を上回る盛土 (盛土高

さに関する条件)

その後,2011年3月11日に発生した東北地方太平洋 沖地震を受け、盛土材料に関する条件の除いた2条件に 該当する盛土についても、盛土のり面緊急点検が実施さ れた.

盛土のり面緊急点検の結果,詳細調査が必要と判定された盛土のり面については,ボーリング調査等を実施し,耐震性の検討を行ってきた.また,東海・東南海・南海 地震などの大規模地震に備え,重要拠点のある盛土の耐 震性についても調査・検討が進められている.このよう に,大規模地震対策は社会的にも関心が高く,早急な耐 震性の評価と対策の実施が望まれる.

盛土は一般に、標準のり面勾配を適用することにより、 安定していると考えられるので、安定検討を行う必要は ない<sup>2)</sup>とされている.標準のり面勾配・盛土材料の締固 め基準を設定し、排水処理や品質・施工管理を適切に行 うことにより、盛土の安定性が確保できると考えられて きた.ただし、盛土材料や盛土周辺地盤が標準的な条件・ 仕様を満たさない場合は、安定検討を実施することにな っている.

他方、地震時の盛土の安定性については、盛土や周辺

地盤の特性から大きな被害が想定される場合に照査を行う<sup>3</sup>ことになっており,設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法を用いるのが一般的である.しかし,近年の新たな設計の流れとして性能設計が求められるようになり,直接的に構造物の残留変形を評価する機会が増えている.残留変形解析手法には,大別して動的照査法と静的照査法がある.前者にはニューマーク法<sup>4</sup>や動的弾塑性有限要素法,後者には静的自重変形解析法<sup>5</sup>が挙げられる.

NEXCO 西日本管内では,盛土のり面緊急点検結果を 受け,詳細調査・地震時の安定性検討・対策効果の評価 に至るまでの手順(図-1)を定め,耐震性の評価を行っ ている.本文では,筆者らがこれまでに行った盛土のり 面の耐震性評価について,対策効果の大きい事例を紹介 し,現在の検討手法に関する課題や問題点について考察 する.

## 2. 耐震性評価の流れ

2009 年 8 月に発生した駿河湾地震を受け、2009 年 12 月から類似の盛土について、地山の地形、地下水および 盛土材料の観点から盛土の性状を確認するため、盛土の り面緊急点検を実施した.2009 年から 2011 年に実施し



図-1 耐震性評価実施手順

た盛土のり面緊急点検の結果,以下の条件ののり面を要 詳細調査箇所とした.

- ・のり面からの湧水や浸み出しあり(常時・降雨後)
- ・簡易動的コーン貫入試験より平均 Nd≦10
- ・地表からの 10cm 毎累積平均 Nd 値>10 の値となる 深さより、盛土内水位が高い

詳細調査が必要と判定された盛土箇所以外ののり面 については、通常監視箇所(湧水がない盛土)または重 点監視対象箇所(湧水がある盛土)として引き続き監視 を行っている.

詳細調査では、対象盛土の撹乱試料を再構成した供試体を用いてCU三軸圧縮試験を実施した.対策工として盛土内地下水排除工法<sup>の</sup>を想定していることから、CU三軸 圧縮試験は飽和と不飽和の2条件で行った.

耐震性と対策効果の評価手順を図-2 に示す.対象盛土 の調査・試験結果を整理し,地震応答解析および残留変 位量算定(ニューマーク法)を実施した.ここで,高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛 土は,地表面とは異なる応答が予想されることから,残 留変位量を求めるための盛土の等価加速度波形<sup>の</sup>を地震 応答解析により算出した.一方,これら以外の盛土につ いては,盛土部の応答が地表面と類似<sup>の</sup>と見なし,地表 面の地震動を用いた.

対策効果については、湧水や浸み出しのある現状の盛 土(飽和状態)を対象に盛土内地下水排除工を実施した 盛土(不飽和状態)での残留変位を算定し、現状の状態 と比較・評価する.

耐震性評価における盛土の要求性能は、災害時に高速 道路が担う役割を考慮すると、容易に損傷の修復が行え ることが重要である.許容変位量については、明確な基 準値はなく、盛土の構造形状・周辺への影響・道路の社 会的役割を総合的に勘案して定めるものである.**表-1**に 盛土の要求性能に対する限界状態の一例を示す.

本検討では性能2を目標とし、道路盛土の損傷を速や かに修復できる許容変位量として、これまでの災害復旧 の実績から lm と定めている.

要求性能	盛土の限界状態					
性能1	盛土の変形・損傷が盛土の機能を確保できる得る 限界の状態ー健全性を損なわない					
性能 2	盛土の変形・損傷が修復を容易に行い得る限界の 状態ー機能の回復が速やかに行える					
性能3	盛土の変形・損傷が隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態-過大な変形や損傷が					
	生じない					

表-1 盛土の要求性能に対する限界状態<sup>®</sup>



図-2 耐震性と対策効果の評価手順

# 3. 検討方法

#### (1) 想定する盛土の状態

「盛土のり面緊急点検」において抽出された盛土は, 基本的にはスレーキング性の脆弱な材料を用いた盛土で あるため,図-3に示すような状態にあると考えられる. 1)施工時の状態

盛土の施工時には、最適含水比付近の含水比で、締固 め度 Dc=90%以上となるように施工されており、比較的 高いせん断強度を有していたと考えられる.

# 2)現状の状態

降雨等による盛土内の含水量の変化("乾・湿"の変化)が繰返し、その影響により"スレーキング"が進行したこと、盛土内の含水量が施工当初より増加したこと等の影響により、強度が低下した状態にあると考えられる.



図-3 施工時から現状までの状態変化の概念



図-4 耐震性評価において想定する状態

耐震性評価においては、図-4および下記に示す二つの 状態を想定する.

### 3) "対策前"の状態

現状の盛土時の状態は、図-4の「2)現状の状態」にあ ると考えられるが、今回実施する耐震性評価では、想定 される最も条件の悪い状態として、現在の状態からさら に含水量が増え、飽和状態に至った状態を想定する(図 中の「3)"対策前"の状態」).この状態を想定し、室内 試験用の供試体を作成し、材料試験を実施するとともに、 その試験結果を用いた耐震性評価を行う.

# 4) "対策後"の状態

"現状"の状態から,盛土に対して地下水排除工を実施し、含水量を減らす対策を行った場合を想定する(図中の「4)"対策後"の状態」).この状態を室内試験用の供試体で作り出し、その供試体について材料試験を実施するとともに、その試験結果を用いた耐震性評価を行う.

#### (2) 等価加速度波形の算定

高さ 30m 程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地 盤上の盛土では、盛土部や地盤の地震時挙動が複雑とな り、応答加速度の局部的な増幅、のり肩とのり尻で応答 加速度が大きく異なる場合がある.このような盛土では、 地震応答解析により等価加速度波形を算定し、ニューマ ーク法を行う際の地震動波形として用いる.以下にその 算定手順を示す.なお、地震応答解析を実施していない 断面については、盛土の地震時応答の影響を考慮せず、 地表面波形をニューマーク法を行う際の地震動波形とし て用いる.





#### 1) すべり円弧の選定

繰り返し円弧計算により,降伏震度や安全率が最小と なる円弧など,残留変位量が最大となる可能性がある複 数のすべり円弧を選定する.

2)応答加速度波形の抽出

地震応答解析で得られた各節点の応答加速度波形デ ータから、上記で定めたすべり円弧に含まれる節点のも のを抽出する(図-5).

3) 等価加速度の算定

抽出された各応答加速度波形を時刻毎に式(1)にした がって処理する.ニューマーク法においては、すべり土 塊の慣性力を考慮するため、各節点が分担する質量によ る加重平均とする.

等価加速度 = 
$$\frac{\sum(M_{(i)} \times Acc_{(i)})}{\sum M_{(i)}}$$
 (1)

ここで,

#### (3) 設計地震動

レベル2地震動を考慮した地震時安定計算に用いる設計地震動は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成24年3月(以下、道路橋示方書と呼ぶ)」においてプレート境界型地震を想定したレベル2地震動(タイプI)と、内陸直下型地震を想定したレベル2地震動(タイプI) II)が与えられている.「設計要領第一集 土工編」には、「タイプIIの地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから、タイプIIの地震動を設計地震動として用いることとする.」とあり<sup>9</sup>、地震応答解析に用いる地震動波形は、道路橋示方書に示されるレベル2地震動(タイプII)の標準加速度波形が用いられている.

しかしながら、2011年の東北地方太平洋沖地震を受け、 レベル2地震動(タイプI)の標準加速度波形が見直され、旧波形に比べて継続時間が長く、最大加速度も大き くなっている.このため、従来のタイプIの地震動より も、降伏震度を超える波形が増え、さらに継続時間も長 くなることから,残留変位量が増大することが想定される.すなわち,従来は大過なく使われてきた設計条件では十分とは言えず,タイプIの地震動における検討も必要となる.

よって,設計地震動の違いが残留変位量に与えるの影響を明らかにすることを目的に,レベル2地震動(タイプI)およびレベル2地震動(タイプII)を用いた耐震性評価を行った.

#### 4. 対象盛土と検討条件

#### (1)対象盛土の概要

本研究での検討対象とした盛土のり面は,以下に示す 3箇所の盛土とした.

- ・御坊の盛土
- ・紀ノ川の盛土
- ・吹田の盛土

御坊の盛土は、これまでに詳細調査および耐震性評価 を実施した盛土の中で、残留変位量が許容変位量を超え た盛土である.他の盛土のり面は残留変位量が小さい等 の事由ため、本検討対象には含まなかった.紀ノ川の盛 土は大規模地震における災害時進出拠点である紀ノ川サ ービスエリアの盛土であることから、吹田の盛土は吹田 管制棟のある盛土であることから検討対象とした.

対象盛土の平面図および断面図を図-6~図-8 に示す. 図-6 に示す「御坊の盛土」は阪和自動車道塩谷トンネ







図-6 対象盛土の平面図および断面図(御坊の盛土)

ル南坑口付近にあり,南約 400m にある王子川の支流と なる小さな沢地形を横断する形で盛土した構造となって いる.最大盛土高さは約 22m である.対象地周辺は四万 十累帯の音無川帯にあたり音無川層群が分布する.音無 川層群は砂岩・泥岩の互層からなり,硬質な状態である. 本盛土は谷埋めの両盛土で,盛土材料は砂岩由来では岩 塊状,頁岩由来では細片砂礫〜粘性土から構成されてい る.地下水位の変動に伴ってスレーキングが発生し,粘 土化が進んでいる.盛土本体では透水性の高い箇所と低 い箇所があり,宙水状態に帯水する場合がある.集水地 形のため,降雨時に地下水は大きく上昇する.盛土のり 面の小段およびのり尻で常時湧水が認められるが,小段 の湧水は排水マットからの流動によるものが主体である.

図-7 に示す「紀ノ川の盛土」は阪和自動車道紀ノ川サ ービスエリアにあり、丘陵地帯の南向き斜面に位置する. 地質は和泉層群の砂岩を基盤に、崖錐層が堆積している. 対象盛土のり面は、サービスエリア改良工事により拡張 された比較的新しい盛土のり面で、地下排水工により盛 土内地下水の排水機能が高い.ボーリング調査時に豪雨 があったが、翌日には盛土内の地下水位が低下し、孔内 水位は観測されなかった.盛土の形態は傾斜地盤上の盛 土で、いわゆる腹付け盛土に相当する.盛土の高さは約 22m~26m である.盛土材料は硬質の礫を含む砂礫で構 成されている.調査結果より盛土内の地下水位は確認さ れていない.







図-7 対象盛土の平面図および断面図(紀ノ川の盛土)





断面図

図-8 対象盛土の平面図および断面図(吹田の盛土)

図-8に示す「吹田の盛土」は大阪平野北部に広がる千 里丘陵を開削・盛土して造成された地域にあり,吹田ジ ャンクション改良工事により造成された比較的新しい盛 土である.千里丘陵を構成する地質は,第三紀鮮新世~ 第四紀更新世の大阪層群で,未固結の礫・砂・粘土およ びそれらの互層により構成されている.吹田管制棟の大 部分は洪積砂層に位置し,検討対象である盛土のり面は 谷部に堆積した沖積層上に造成されている.盛土の高さ は約5mで,その下部には約6m程度の古い盛土が旧地 形を形成している.盛土の形態は傾斜地盤上の盛土であ る.盛土材料は粘土分を含む砂が主体である.地下水位 は盛土と地山との境界付近に分布しており,丘陵地では 第1洪積砂層内に見られる.降雨時での盛土のり面から の湧水は見られなかった.

#### (2) 検討条件

対象盛土に対し,詳細調査で実施した室内土質試験結 果より,盛土の耐震性評価を行うための盛土および地盤 の各定数を設定した.盛土の強度定数については,撹乱 試料を再構成した供試体を用いてCU三軸圧縮試験を実



表-2 CU三軸圧縮試験結果一覧

表-3 各盛土の地盤定数一覧

			湿潤単位 体積重量 γt (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c' (kN/m²)	<b>内部摩擦角</b>	粘着力 c <sub>cu</sub> (kN/m²)	<b>内部摩擦角</b>	内部摩擦角 (補正値)	備考		
	砂混じり礫質粘土	Bσ	20.7	-	-	22. 9	19.4	13.2	Sr=100%		
御坊	(盛土)	DS	20.7	-	-	90. 9	21.0	14.4	Sr=87%		
144-491	細粒分質砂質礫	Ag	19.0	0.0	35.0	-	-	-			
	砂岩・泥岩互層	0af	21.0	500.0	0.0	-	-	-			
	粘性土質礫質砂 (盛土)	f	18.3	3.7	30.9	-	-	-	Sr=100%		
				7.6	34. 9	-	-	-	Sr=65%		
紀ノ川	玉石混じり砂礫	dt	20. 9	0.0	32. 0	-	I	-			
	粘性土	Ac1	20.3	0.0	0.0	I	I	I			
	砂岩	Ss	21.0	500.0	0.0	-	-	-			
	粘性土質礫質砂	BK1	DV 1	RK 1	18.8	3. 2	26.5	-	-	-	Sr=100%
	(盛土)		10.0	3.9	31.1	-	I	I	Sr50%		
1/2 日	玉石混じり砂礫	BK 2	10 1	0.0	30.4	-	I	-	Sr=100%		
吹田	(盛土)	DKZ	19.1	3.8	33.4	I	I	I	Sr50%		
	砂	As(上)	19.2	-	-	0.0	30.0	-			
	粘土	Ac	19.0	-	-	90.0	0.0	-			
							: ‡	采用した対象限	盛士の強度定数		

施し、せん断定数を設定した. 盛土を構成する土質により、「排水し難い層」と「排水しやすい層」に区分し、前者は CU 強度を、後者は CD 強度を用いた. 排水条件の区分は、細粒分含有率 FC と塑性指数 Ip の関係から以下のように設定した.

・排水しやすい材料:

FC≦35%もしくは、FC>35%かつIp≦15の材料・排水し難い材料:上記以外の材料

#### a) 三軸圧縮試験結果の整理

盛土内地下水の影響によりスレーキングしやすい盛 土材料の強度が低下するとともに、水位の上昇そのもの が盛土の強度低下をもたらす.そのため、盛土内地下水 を排除することは有効な対策の一つとされており、不飽 和状態での強度を用いて算定した残留変位量により対策 効果の評価を行う.

不飽和のCU三軸圧縮試験は、地盤工学会基準に従って 実施しており、サクション圧を測定することで、C'、φ' を求めている.一般的に飽和度が下がれば、粘着力が増 大する.内部摩擦角については、粘着力に比べて飽和度 の影響は小さいが、飽和度が下がれば大きくなる傾向が 見られる<sup>10</sup>.

表-2 に各盛土のCU三軸圧縮試験結果を示す. 御坊の盛 土は「排水し難い層」で,非排水強度とした. 紀ノ川お よび吹田の盛土は「排水しやすい層」で,排水強度とし た.

御坊の盛土では、飽和度が下がれば $C_{cu}$ は増大するが、  $\phi_{cu}$ は飽和度の影響があまり見られない。紀ノ川および 吹田の盛土では、C'は飽和度の影響が小さいが、 $\phi$ ' は飽和度が下がれば大きくなる。

三軸圧縮試験結果から、盛土内の飽和度を下げること

により、盛土のり面のせん断抵抗が増大し、盛土の安定 性および耐震性が向上することが推察される.

#### b) 地盤定数

詳細調査結果より設定した各盛土の地盤定数を表-3 に示す.なお、 $\phi_{CU}$ は等方応力状態における試験結果で あるため、「排水し難い材料」である御坊の盛土について は、式(2)に示すように原位置における異方応力状態を反 映した $\phi_{CU}$ \*に補正した.

$$\phi_{\rm CU} *= \tan^{-1} \Big[ \{ (1 + 2K_0)/3 \} \tan \phi_{\rm CU} \Big]$$
 (2)

ここで,

#### c) 地震応答解析モデル

紀ノ川および吹田の盛土は、傾斜地盤など不整形地盤 上の盛土のため、地震応答解析により等価加速度波形を 算定する.両盛土の地震応答解析モデル図を図-9~図-10 にそれぞれ示す.各層のせん断速度 Vs は PS 検層結果に



図-9 地震応答解析モデル(紀ノ川の盛土)



図-10 地震応答解析モデル (吹田の盛土)







基づき設定した.なお、御坊の盛土は平坦な地形上に造成された盛土高さが約22mの盛土のため、地震応答解析を実施していない.

また,各層の変形特性は「土木研究所資料」<sup>11),12</sup>を参考 に図-11 に示すように設定した.地震応答解析に用いる 入力地震動は,道路橋示方書にあるレベル2地震動(タ イプI)およびレベル2地震動(タイプII)のI種地盤地 震動とした.図-12 に地震応答解析に用いる入力地震動 の一例を示す.

### 5. 解析結果

# (1) 地震応答解析結果

#### a) 紀ノ川の盛土

紀ノ川の盛土の地震応答解析の1例を図-13に示す. 図-13はレベル2地震動(タイプII)のII-I-1地震動における最大加速度分布と最大せん断ひずみ分布を示す.また,このケースでの等価加速度波形を図-14に示す.

最大加速度分布からは、のり肩や小段に大きな加速度 が発生していることがわかる.最大ひずみ分布からは、 地山に接する盛土下部に大きなひずみが発生しているこ とがわかる.



(a) 最大加速度分布図







#### b) 吹田の盛土

吹田の盛土の地震応答解析の1 例を図-15 に示す.図 -15 はレベル2 地震動(タイプ I)の I-I-1 地震動におけ る最大加速度分布と最大せん断ひずみ分布を示す.また, このケースでの等価加速度波形を図-16 に示す.

最大加速度分布からは、のり肩や小段に大きな加速度 が発生しているころがわかる.地中においても地層が凸 状の最上部で比較的大きな加速度が発生している.最大 ひずみ分布からは、新しい盛土下部の層境付近に大きな ひずみが発生していることがわかる.後述するすべり円 弧については、のり尻付近のすべり円弧が通っていると ころに比較的大きいひずみが発生している.



(5) 取入(5,90)为前因





#### (2) 残留変位量算定結果

高さ 30m 程度以上の高盛土や紀ノ川および吹田の盛 土のような傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は、応答加 速度が局部的に増幅する場合がある.そのため、ニュー マーク法により残留変位量を算定する際には、地震応答 解析により求めた等価加速度波形を入力地震動として用 いる.一方で、高さ 30m 程度までの盛土の残留変位量は、 地表面波形を用いた場合と応答加速度波形を用いた場合 とが同等であることが確認されており<sup>7</sup>、御坊の盛土は このケースに当る.







図-17 入力地震動の加速度応答スペクトル

ニューマーク法による残留変位量の算定には、御坊の 盛土ではI種地盤の地表面波形を、紀ノ川および吹田の 盛土では前項で求めた等価加速度波形を用いる.ニュー マーク法に用いた入力地震動の加速度応答スペクトルを 図-17 に示す. 図には道路橋示方書にあるレベル 2 地震 動(タイプI)およびレベル 2 地震動(タイプII)のI種 地盤地震動の標準加速度応答スペクトルも併記している. 図中の凡例ではタイプI標準またはタイプII標準として いる.また地震動を示す記号は、道路橋示方書の地震動 の呼び名に対応する(紀ノ川および吹田の盛土は地震応 答解析に用いた入力地震動の呼び名).

御坊の盛土における入力地震動は標準加速度波形な ので、標準加速度応答スペクトルと合致する. 紀ノ川お よび吹田の盛土は、地震応答解析により求めた等価加速 度波形であるため、以下に述べる特徴がみられる. 等価 加速度波形は、固有周期Tが0.4~2sec の加速度応答スペ クトルが増幅され、標準加速度応答スペクトルを超えて いる. Tが0.4sec より短い周期の加速度応答スペクトル は標準加速度応答スペクトルより小さく、2sec より長い 長周期では標準加速度応答スペクトルと変わらなかった.

#### a)御坊の盛土の耐震性

御坊の盛土での残留変位量算定結果を表-4 および図 -18 に示す.タイプ I の地震動の 3 波およびタイプ II の 地震動の 3 波についてニューマーク法によるすべり円弧 解析を行い,それぞれ 3 波の平均により残留変位量を求 めた.他の 2 盛土についても同様に求めた.

御坊の盛土は飽和状態および自然状態ではタイプ I の 地震動のほうが残留変位量が大きく算出された.なお, いずれの地震動においても許容変位量を大きく超過して いる.本盛土は飽和状態での降伏震度が0.038 と小さく, タイプ I の地震動のように継続時間が長い地震動では, すべり変位量が累積され,残留変位量がタイプ II の地震 動より大きくなったと考えられる.

不飽和状態では、せん断強度が増加し、降伏震度が 0.474 と大きくなり、タイプ I およびタイプ II の地震動い ずれも許容変位量を下回っている.不飽和の状態では、 タイプ II の地震動のほうが残留変位量が大きく算定され た.

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると, 飽和度の差が小さいにも関わらず,残留変位量の差が大 きい.これは,飽和度が下がると C<sub>CU</sub>が増大することに 起因する.C<sub>CU</sub>の増大はすべり面全体において一様に強 度が増加することを示しており,その結果,降伏震度が 0.038 から 0.474 に増大し,時刻毎におけるすべり変位量 が小さくなったと考えられる.

#### b)紀ノ川の盛土の耐震性

紀ノ川の盛土での残留変位量算定結果を表-5 および 図-19 に示す. 紀ノ川の盛土の残留変位量は,飽和状態 および不飽和状態においても地震動のタイプにかかわら ず許容変位量を下回った.本盛土の降伏震度は,飽和状 態で0.195,不飽和状態で0.221 であり,残留変位量は飽 和・不飽和ともにタイプ II の地震動がタイプ I の地震動 より大きく算定された.飽和状態での降伏震度 0.195 は 御坊の盛土の飽和状態での降伏震度ほど小さくないこと から,タイプ I の地震動の時刻毎におけるすべり変位量 が小さくなり,タイプ I の地震動の継続時間の影響が表 れなかったと考えられる.

表-4 残留変位量算定結果一覧(御坊の盛土)

■タイプ I								
試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs			
	1- I -1	0.038	489.2					
Sr=100%	1- I -2	0.038	462.6	481.47	1.079			
	1-I-3	0.038	492.6					
Sr=87%	1- I -1	0.474	0.0					
	1- I -2	0.474	2.3	1.00	2.112			
	1-I-3	0.474	0.7					

■タイプⅡ

試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs
Sr=100%	1- I -1	0.038	284.8		1 070
	1-1-2	0.038	281.9	250.50	1.079
	1-1-3	0.038	184.8		
Sr=87%	1- I -1	0.474	2.7		
	1-I-2	0.474	2.7	2.33	2.112
	1-I-3	0.474	1.6		







図-18 残留変位量算定結果(御坊の盛土)

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると, 飽和度による残留変位量の差は、御坊の盛土に比べて小 さい. C' は飽和度の影響が小さく, φ' は飽和度が下 がれば大きくなる. 。 に対して、すべり面の強度の増 加は土被り圧に依存するため、C'の影響に比べて () の影響は小さい. このことが、飽和度による残留変位量 の差が小さい理由と考えられる.

## c) 吹田の盛土の耐震性

吹田の盛土での残留変位量算定結果を表-6 および図 -20 に示す、吹田の盛土の残留変位量は、飽和状態では

表-5 残留変位量算定結果一覧(紀ノ川の盛土)

■ カ ノ プ ፣

試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs			
	1- I -1	0.195	60.1					
Sr=100%	1- I -2	0.195	49.9	53.57	1.515			
	1-I-3	0.195	50.7					
	1- I -1	0. 221	42.1					
Sr=65%	1- I -2	0. 221	40.0	39.97	1.595			
	1- I -3	0, 221	37.8					

■タイプΠ

試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs		
Sr=100%	1- I -1	0.195	96.4				
	1- I -2	0.195	78.9	75.57	1.515		
	1- I -3	0.195	51.4				
Sr=65%	1- I -1	0. 221	79.2				
	1- I -2	0. 221	64.9	62.43	1.595		
	1- I -3	0. 221	43.2				



図-19 残留変位量算定結果(紀ノ川の盛土)

タイプⅠの地震動がタイプⅡの地震動より大きく、どち らも許容変位量を超えていた. このときの降伏震度は 0.134 と、御坊の盛土よりは大きいが、紀ノ川の盛土より は小さい.

不飽和状態では、降伏震度は 0.268 となり、残留変位 量は許容変位量を下回った. 地震動タイプの比較では、 タイプ II の地震動がタイプ I の地震動より,残留変位量 は大きく算定された. 飽和状態での降伏震度 0.134 は御 坊の盛土の飽和状態での降伏震度より大きく、紀ノ川の 盛土の飽和状態での降伏震度より小さいことから、タイ

表-6 残留変位量算定結果一覧 (吹田の盛土)

■タイプ I								
試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs			
	1- I -1	0.134	206.6					
Sr=100%	1-I-2	0.134	146.0	166.17	1.327			
	1-I-3	0.134	145.9					
Sr=50%	1- I -1	0.268	42.4					
	1- I -2	0.268	31.8	36.10	1.702			
	1- I -3	0.268	34.1					

<u>■タイプ</u> ]	■タイプⅡ								
試験条件	入力地震動	降伏震度	残留 変位量 (cm)	3波平均 (cm)	常時 安全率Fs				
	1- I -1	0.134	151.2						
Sr=100%	1- I -2	0.134	145.4	135.67	1.327				
	1-I-3	0.134	110.4						
Sr=50%	1- I -1	0.268	53.4						
	1- I -2	0.268	56.7	50.73	1.702				
	1-I-3	0.268	42.1						





図-20 残留変位量算定結果(吹田の盛土)

プIの地震動の継続時間の影響は、御坊の盛土ほど大き くないが、紀ノ川の盛土より影響が見られる.このため、 飽和状態での残留変位量は、タイプIIの地震動よりタイ プIの地震動の方が大きく算定されたと推察される.

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると, 飽和度による残留変位量の差は,御坊の盛土に比べて小 さいが,紀ノ川の盛土に比べて大きい.飽和度による  $C'・\phi'の影響は、紀ノ川の盛土と同様の傾向が見られ$ る.飽和状態と不飽和状態での降伏震度の差が紀ノ川の盛土に比べて大きいことが、飽和度による残留変位量の差がやや大きくなった要因と考えられる.

# 6. 残留変位量と影響素因との相関について

#### (1) 降伏震度との関係

円弧すべり計算において降伏震度は、強度・地震加速 度・のり面の規模・地下水の状態等に依存している.こ こでは、降伏震度 ky と残留変位量δとの相関性について、 地震動のタイプ別にまとめた.

図-21 に降伏震度 ky と残留変位量 δ の関係を示す.降 伏震度が小さい範囲では、タイプ I の地震動がタイプ II の地震動より残留変位量は大きく算定され、かつ許容変 位量を超過している.降伏震度が大きい領域では逆に、 タイプ II の地震動がタイプ I の地震動より残留変位量は 大きく算定される.タイプ I の地震動とタイプ II の地震 動で同じ残留変位量となるときの降伏震度を kyc、その

残留変位量を $\delta$  cy と定義すると, kyc は 0.1694 で,  $\delta$  yc は 100.8cm と推定される.

この kyc と  $\delta$  yc 付近を拡大して表示したものを図-22 に示す.ここで、タイプ I の地震動とタイプ II の地震動 において残留変位量が許容変位量である 100cm となる降 伏震度を、それぞれ ky<sub>(1)100</sub>、ky<sub>(II)100</sub> とする. 今回の検討 ケースでは、許容変位量付近で地震動タイプによる残留 変位量の大きさが逆転している.残留変位量が  $\delta$  yc より 大きくなる場合、すなわち盛土のり面の降伏震度が kyc より小さい場合には、タイプ II の地震動のみでの検討で は残留変位量を小さく見積もることになる. タイプ I の 地震動での検討もあわせて必要となることがわかる.

残留変位量が許容変位量と等しくなる ky<sub>(1)10</sub>, ky<sub>(II)10</sub> は, kyc<ky<sub>(1)100</sub><ky<sub>(II)100</sub> となっており, 今回のケース ではタイプ II の地震動が安全側となっている.

許容変位量については明確な基準値はなく、ここでは Imに設定しているが、要求性能2として50cmを許容変 位量に提案している事例<sup>13</sup>がある.本検討より許容変位 量が小さく設定すると、残留変位量はタイプ II の地震動 の方が大きく算定される.



図-21 降伏震度と残留変位量の関係



図-22 降伏震度と残留変位量の関係(拡大表示)

盛土の設計または対策工の検討では、残留変位量が許 容変位量を上回らないように設計することから、許容変 位量を下回るようなケースでは、タイプ II の地震動を用 いると残留変位量が大きく算定されていることになり、 従来の検討方法でも安全側であると推定される.ただし、 kyc, ky<sub>(II)100</sub>, ky<sub>(III)100</sub>は今回の検討ケースにおける値であ って、今後サンプル数を増やして信頼性を向上させる必 要がある.

#### (2) すべり安全率との関係

近年新たな設計の流れとして性能設計が用いられる ようになり、一方では従来の安全率との相関性化<sup>14,15)</sup> の試みもなされている.常田らはニューマーク法に用い る入力地震動と従来の円弧すべり法に用いる震度との相 関化のため、地震動波形を震度に換算する方法<sup>15)</sup>を提案 している.ここでは、SI値から換算する方法を用いて設 計震度を同定し、地震時の安全率を求める.この地震時 安全率と残留変位量との関係から、地震動のタイプによ る残留変位量への影響について述べる.

本検討に用いた地震動波形から換算した設計震度と 各ケースでの地震時安全率を表-7 に示す. SI 値を用いて 地震動波形を震度に換算する方法については、参考文献 を参照されたい.タイプ I およびタイプ II の地震動の標 準加速度波形の設計震度は、それぞれ 0.23,0.25 であっ た.等価加速度波形から換算した設計震度は、最大加速 度が増幅されており、標準波からの設計震度より大きく なった.地震時安全率と残留変位量との関係を図-23 に 示す.この図からは、許容変位量を満たす安全率から設 計や対策工の検討を行う場合、タイプ II の地震動で許容 変位量を満たす条件では、タイプ I の地震動で許容変位 量を超え、危険側の検討になることが懸念される.



以上のことから,許容変位量付近での設計や検討では, タイプIとタイプIIの地震動の両方で検討することが必 要である.ただし,定性的には,残留変位量が小さい 場合(降伏震度が大きい場合)は、タイプIIの地震動だ けでも安全側であるが,定量的に地震動の使い分けを判 断することは困難である.今後は、タイプIの地震動の 残留変位量がタイプIIの地震動を上回る状態を表す指標 の定量化が課題である.

# 7. まとめ

駿河湾地震(2009年)を受けて実施した盛土のり面緊 急点検から抽出された危険な盛土のり面と重要拠点のあ る盛土のり面について,耐震性の評価を行った.「設計要 領第一集 土工編」では、レベル2地震動(タイプII) が設計地震動として用いられている.しかしながら,道 路橋示方書の改訂により、レベル2 地震動(タイプI) の標準加速度波形が見直され,残留変位量がタイプIIの 地震動を用いる場合よりも大きくなることが懸念された.

そこで、タイプ I とタイプ II の地震動を用いて耐震性 評価を行い、残留変位量と影響素因との相関を明らかに し、以下の知見が得られた.

- 1)地震応答解析により求めたすべり円弧の等価加速度波 形を加速度応答スペクトルで表した.その結果,標準 加速度波形と比較して,固有周期Tが0.4secより短い 周期では小さくなり,0.4~2secでは増幅されて大きく なった.Tが2secより長い長周期では標準加速度波形 と変わらなかった.
- 2)降伏震度が小さい範囲では、タイプIの地震動がタイ プ II の地震動より残留変位量は大きく算定され、か つ許容変位量を超過している.
- 3)タイプIの地震動とタイプIIの地震動で同じ残留変位 量となるときの降伏震度をkyc,そのときの残留変位

対象盛土	地震動タイプ	SI値(kine)	k <sub>h</sub>	飽和条件	地震時安全率Fs	残留変位量(cm)
御坊	タイプI	129.7	0.23	<u> </u>	0.726	481.47
	タイプII	148.6	0.25	<u></u>   不飽和	0.706	250.50
紀ノ川	タイプ(等価加速度)	144.9	0.25		0.904 0.948	53.57 39.97
	タイプII(等価加速度)	169.6	0.27		0.872 0.915	75.57 62.43
吹田	タイプ(等価加速度)	181.6	0.28		0.769 0.979	166.17 36.10
	タイプII(等価加速度)	193.1	0.29		0.756 0.963	135.67 50.73

表-7 設計震度と地震時安全率・残留変位量算定結果一覧

量を $\delta$  cy と定義すると, kyc は 0.1694 で,  $\delta$  yc は許容 変位量に近い 100.8cm と推定された. 残留変位量が許 容変位量 100cm より小さくなる降伏震度では, タイプ II の地震動を用いると残留変位量が大きく算定されて いることになり, 従来の検討方法でも安全であること を確認した.

- 4) 地震動波形から設計震度を同定し、地震時安全率と残 留変位量の関係に地震動のタイプが与える影響を明 らかにした。その結果、許容変位量を満たす安全率か ら設計や対策工の検討を行う場合、タイプⅡの地震動 で許容変位量を満たす条件では危険側の設計になる 場合がある。
- 5)許容変位量付近での検討では、降伏震度や地震時安全 率から定量的に地震動の使い分けを判断するのは困 難であり、タイプ I とタイプ II の地震動の両方を用い ることが必要となる.
- 6) 上記 3) は本検討ケースでの kyc,  $\delta$  yc からの考察であ り、今後サンプル数を増やして  $\delta$  yc と許容変位量との 関係を確認する必要がある.
- 7) タイプⅠの地震動の残留変位量がタイプⅡの地震動の 残留変位を上回る状態を表す指標の定量化が、今後の 課題である.

**謝辞**:本研究の実施に際し,実盛土の各種データを提 供頂いた西日本高速道路株式会社 関西支社の関係者の 皆様には,多大なるご協力を頂きました.ここに関係各 位に感謝を申し上げます.

#### 参考文献

- 中日本高速道路(株):東名高速道路牧之原地区地震災害検討 委員会報告,2009.
- 東日本高速道路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株):設計要領 第一集 土工編, p.210, 2012.
- (社) 日本道路協会:道路土工一盛土工指針, p.120, 2010.
  Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and
- embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 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) 秋田剛,常田賢一:既設道路盛土の安定性向上のための排水 パイプの適用性の検証,平成24年度近畿地方整備局研究発表 会,防災・安全部門, No.22, 2012.
- 7) 文献2)のpp.623-625
- 8) 文献3)の p.90
- 9) 文献2)の p.622
- 10) 魚谷真基,常田賢一,村上考輝,小西貴士:一面せん断試験 による飽和度と排水せん断強度の関係,第48回地盤工学研究 発表会,No.428, pp.855-856, 2013.
- 11) 建設省土木研究所:土木研究所所報153号 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II) 一広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性-,1980.
- 12) 建設省土木研究所:土木研究所資料 1504 号 沖積粘性土の動 的変形特性ーせん断剛性率のヒズミ依存性-, 1979.
- 13) 常田賢一,小田和広,中平明憲:道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発,新道路技術会議,道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4, 2008.
- 14) 常田賢一,寺西弘一:道路盛土の地震時のすべり安全率とすべり変形量の相関付けの検討,第13回日本地震工学シンポジウム,GO26-Sat-AM-6, pp.3101-3108, 2010.
- 村上考輝,常田賢一,三好忠和:実盛土におけるすべり変位 量と安全率の相関化,第48回地盤工学研究発表会,No.113, pp.225-226,2013.

# STUDY ON EFFECTS OF SEISMIC GROUND MOTION ON SLIDING RESIDUAL DISPLACEMENT OF ROAD EMBANKMENTS

# Tadakazu MIYOSHI, Ken-ichi TOKIDA

A road embankment at Tomei Expressway was collapsed by the 2009 Suruga Bay Earthquake, and the highway was stopped for about 5 days. Based on the investigation results on the reasons relating to the above collapse, the urgent inspections and seismic assessments on the highway embankments managed by West Nippon Expressway Co. Ltd. have been conducted. Because the seismic design ground motions were revised newly considering the ground motions with the long duration time and the large amplitude of accelerations recorded in the 2011 Off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, the above seismic assessments were necessary in detail to investigate the effects of the former and newly revised seismic ground motions.

Then the seismic assessments at 3 different road embankments from the view of the performance-based design were conducted to estimate the sliding residual displacements induced by the 6 different seismic ground motions with use of Newmark Sliding Block Method. As the results, the effects on the sliding residual displacements induced by the different type of seismic ground motions are discussed, and the engineering notes to apply the seismic ground motions for the appropriate seismic design of road embankments can be indicated.