# 高盛土の地震時安定性の照査

## (株) クレアテック/東京都市大学 吉川研究室

盛土構造物は,鉄道/道路施設についての代表的な構造形式であり,多くの設計/施工事例がある.このような盛土構造物の耐震設計に際しては,経験的な標準のり面勾配や締固め基準を採用することにより、十分な地震安定性が確保できると考えられる。一方、高速道路に採用される高盛土については,被災時の復旧性および道路機能阻害などを勘案し,さらに詳細な安定検討を実施する必要がある。

高盛土の地震時安定検討においては、想定する地震動に応じて、地震後の修復性や車両通行性の観点 から、ある程度の塑性変形(残留変位)を許容するものとしている。ただし、盛土の安定計算には多く の仮定や不確定要素を含むことから、計算結果の評価にあたっては個々の現場条件を十分に考慮するこ とが重要である。

本文は、高盛土の概要について述べ、『NEXCO 設計要領第一集 土工編 第6章 高盛土・大規模盛土 (2009.07)』において規定された高盛土の地震時安定検討の手法を紹介するとともに、検討事例を呈示 するものである。

## 目 次

1. 高	盛土の概要	2
1.1.	高盛土の種類と形式	2
1.2.	高盛土の地震時被災例	3
2. 地	1震時安定検討の考え方と手法	6
2.1.	安定検討の基本方針	6
2.2.	安定検討のフロー	7
2.3.	設計用土質定数の設定	8
2.4.	設計地震動の設定	10
2.5.	残留変位量の算定	10
3. 地	]震時安定検討事例	15
3.1.	概要	15
3.2.	初期応力解析	15
3.3.	動的解析(等価線形解析)	17
3.4.	ニューマーク法における適用波形	20
3.5.	ニューマーク法による残留変位量の算定	22
参考文	*献	24

## 1. 高盛土の概要

### 1.1. 高盛土の種類と形式

道路においては一般的に、15m 程度以上の盛土高さに対して「高盛土」と定義される。小段の高さと しては 5m程度が通常であるため、3 段程度以上の道路盛土は高盛土とみなされる場合が多い。高盛土 は低・中盛土に比べて、万一崩壊した場合の復旧に要する期間および道路機能の阻害レベルが大きくな るため、その安定検討にあたっては慎重に行う必要がある。なお、このことは、1 箇所あたり 50 万 m<sup>3</sup> 以上の盛土となる「大規模盛土」においても同様である。

高盛土は、図 1.1 に示すように、一般的に路床、路体、基礎地盤、のり面保護工等の要素により構成 され、原地盤の地形条件に応じて平地部盛土および片切り片盛りに大別される。



図 1.1 高盛土の主な構成要素<sup>1)</sup>

一方で、図 1.2 に示すように、テールアルメ工法、ジオテキスタイル工法、RRR 工法などの補強盛土 や、発泡ビーズ混合軽量土、発泡スチロールブロックなどの軽量盛土などが適用される場合があり、こ れらの工法には以下のような特徴がある。

- ・ のり面を急勾配化することが可能となる
- ・ 土質材料の強度不足を補い、耐震性が高めることが可能となる
- ・ 盛土を軽量化することにより、軟弱地盤に対しても有効となる

ただし、通常の盛土と比較して変状や損傷が生じた場合の修復性に劣るものもあり、高盛土における適 用に当たっては変状や損傷が生じた場合の修復方法等について検討しておく必要がある。



補強盛土工法 2)



軽量盛土工法<sup>3)</sup>

#### 図 1.2 各種盛土工法の例

## 1.2. 高盛土の地震時被災例

### (1) 東名高速道路の事例

平成22年8月11日午前5時ごろ、駿河湾を震源とする地震が発生し、東名高速道路の牧之原サービ スエリア付近で上り線の路肩部分が崩落した。盆休みの帰省とUターンの混雑期を迎えるなか、上下線 とも5日間通行止めとなった(写真1.1)。



写真1.1 東名牧ノ原インター付近の崩壊状況<sup>4)</sup>

盛土の崩壊原因としては、以下に示すように複数の要因が重なって発生したことが報告されている。

- 地形要因:当該地は、道路横断方向が凸、道路縦断方向に凹の地山形状で水が集まりやすい地形で あった
- 地質要因:盛土下部に使用された泥岩は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 下した状態であった
- 降水要因:降雨により盛土内の地下水位が上昇しやすい状況にあった
- 地震要因:今回の静岡県沖地震が誘因となり崩落が発生した

図 1.3 に、崩壊状況および復旧断面図を示す。復旧対策工としては当初、上り線の盛土部の安全性確 保を目的として、のり肩及び走行車線部へH鋼を打ち込むこととしていたが、これらのH鋼の打ち込み 作業が困難となったため中止し、のり尻でのH鋼および大型土のうを利用した盛土工法へ変更した。



図 1.3 崩壊状況及び復旧断面図<sup>4)</sup>

### (2) 能登有料道路の事例

平成19年3月25日午前9時ごろ、能登半島沖を震源とする地震が発生し、能登有料道路・能越自動 車道において高盛土の大規模崩壊が多数発生した。通行車両(137名)は別所岳サービスエリアへ避難 したが、一時孤立状態となった(写真1.2)。



写真 1.2 能登有料道路穴水町付近の崩壊状況<sup>5)</sup>

盛土の崩壊原因としては、以下に示すように複数の要因が重なって発生したことが報告されている。 地質要因:場所によっては高い地下水位によって圧密の進行が妨げられた

- 降水要因:長期間にわたる降雨の盛土内への浸透により盛土材が脆弱化した
- 地震要因:地震動により盛土に大きな慣性力が作用するとともに、盛土内の過剰間隙水圧が急激に 上昇し、せん断抵抗力が減少したことにより崩落が発生した



写真1.3および図1.4に、復旧状況および復旧対策工の概念図を示す。

写真1.3 能登有料道路穴水町付近の復旧状況<sup>5)</sup>



図1.4 復旧対策工の概念図<sup>5)</sup>

能登有料道路が第一次緊急輸送道路であることを踏まえ、同レベルの地震に対しても再び被災するこ とがないように、以下の方針で復旧を実施した。

① 盛土下部からのり尻部までの靭性を向上させ、安定化と耐震化を図る

→ 補強盛土工および改良土による路体盛土工

② 地下水の速やかな排出および地下水流入の遮断により、盛土の不安定化を抑制する

→ 暗渠排水工、盛土内水平排水工および地表水遮断工

③ 崩土の有効活用および搬出土砂の抑制と、盛土安定化を同時に図る

→ 押さえ盛土工

## 2. 地震時安定検討の考え方と手法

## 2.1. 安定検討の基本方針

盛土は、これまでの長年にわたる経験をもとにした標準のり面勾配や盛土材料の締固め基準の設定を 行い、それらを踏まえた適切な排水処理や入念な品質・施工管理を行うことにより安定性が確保される とされてきた。表 2.1 および表 2.2 に、これらの一例について示す。

表 2.1 盛土材料および盛土高さに対するのり面標準勾配の例<sup>1)</sup>

盛土材料	盛土高(m)	勾 配	摘要
粒度の良い砂 (S)、礫および	5 m以下	1:1.5~1:1.8	基礎地盤の支持力が十分
細粒分混じり礫(G)	$5\sim 1.5\mathrm{m}$	1:1.8~1:2.0	にあり、浸水の影響のな
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1:1.8~1:2.0	い盛土に適用する。
岩塊(ずりを含む)	1 0 m以下	1:1.5~1:1.8	()の統一分類は代表
	$1.0 \sim 2.0 \mathrm{m}$	1:1.8~1:2.0	的なものを参考に示す。
砂質土(SF)、硬い粘質土、	5 m以下	1:1.5~1:1.8	標準のり面勾配の範囲外
硬い粘土(洪積層の硬い粘質	$5 \sim 1.0  {\rm m}$	1:1.8~1:2.0	の場合は安定計算を行
土、粘土、関東ロームなど)			う。
火山灰質粘性土 (V)	5 m以下	1:1.8~1:2.0	

表 2.2 締固め基準値の例 6)

基 淮 名	河川土工マニュアル	道路土工一施工指			
区分	河 川 堤 防	路休		路	床
空気間隙率 (Va)に よる基準値	<ul> <li>砂質± {SF}</li> <li>25%≤74µm&lt;50%</li> <li>Va≤15%</li> <li>粘性±{F}</li> <li>2%<va≤10%< li=""> </va≤10%<></li></ul>	・砂質土 Va≦15% ・粘性土 Va≦10%			-
備考	施工含水比の平均が 90%の締 固め度の得られる含水比の範囲 の内 Wopt より湿潤側にあるこ と。	同左		施工含水比の平均 付近にあること。少 90%の締固め度の得 水比の範囲の内にある	が Wopt なくとも られる含 ること。

[凡例]Wopt:最適含水比

一方、高速道路などの重要幹線道路においては、高盛土及び大規模盛土に対してニューマーク法による地震時変形解析が新たに義務付けられることになった<sup>7)</sup>。具体的には、想定される地震動に応じて、 表 2.3 に示すように地震時の修復性や車両通行性の観点から塑性変形(残留変位)を許容することとし ている。

レベル1地震動	レベル2地震動					
小規模なクラック程度を許容し、地震後において	塑性変形をある程度許容し、地震後に短期間で車					
も軽微な補修程度で速やかに機能を維持すること	両の通行が可能であること。					
が可能であること。						

表2.3 高盛土に必要な耐震性

とくにレベル2地震動においては、土構造物は

・RC 構造物や鋼構造物と比較して補修が容易であること

・大崩壊や大沈下を防止すれば短期間のうちに機能回復が可能なこと

などから、地震後に残留する塑性変形をある程度許容し、短期間に修復可能となるような耐震性を設定 しているところに特徴がある。これまで主として震度法のみであった盛土構造物の検討手法に対して性 能照査を行うことが多くなり、今後は標準的な手法となるものと考えられる。

#### 2.2. 安定検討のフロー

図 2.1 に、高盛土の安定検討フローを示す。盛土の安定計算(土質調査、土質試験を含めて)にはさ まざまな仮定や不確実性を含んでおり、今なお多くの実験的・解析的な研究がなされている。したがっ て、安定計算はあくまでも安定検討の一手段として認識し、周辺の道路などにおける施工実績や災害事 例等の調査資料も含めた総合的な安定検討を実施する必要がある。



図 2.1 高盛土の安定検討フロー<sup>7)</sup>

## 2.3. 設計用土質定数の設定

### (1) ニューマーク法

高盛土の安定計算に用いる土質定数の設定方法は、常時と地震時において異なる。これは、常時においては極限つりあい法による計算手法を採用しているのに対して、高盛土のレベル2地震動に対する変位量の算定手法として、地震応答解析を併用したニューマーク法を用いていることによる。ニューマーク法においては、密実で安定した高盛土においてはピーク強度が発揮されるとともに、一旦すべりが発生した場合はせん断強度がピーク強度から残留強度に低下することを前提としている(図 2.2)。



図 2.2 ピーク強度と残留強度の設定

ここでとくに留意すべき点は、砂質土および砂礫のように排水が良好な盛土材料については、土質定数の設定において拘束圧の依存性を考慮することである。一般的に、排水強度の破壊基準線は図 2.3 に 示すように拘束圧  $\sigma_b$ を境にして 2 つの直線で近似することが可能であることから、盛土材料のせん断 強度(c、 $\phi$ )については、図 2.4 のように拘束圧の大きさによって 2 つの盛土領域に設定する。拘束圧 は盛土の 2 次元 FEM 初期応力解析(自重解析)により推定する。



図 2.3 排水強度の破壊基準線の近似



図 2.4 せん断強度の設定(砂質土および砂礫)

なお、現地の状況などにより土質試験を行うことができない場合や概略的な検討を行う場合には、表 2.4 を参考とすることができる。

	( 14 miles	湿潤密度		t°-7	強度	残留	強度	70.0000	At 1.17	and the second se	
分類	代表材料	ρ <sub>t</sub> <sup>(±2)</sup> (t/m <sup>3</sup> )	破壞墨準 線区分 <sup>注3)</sup>	C <sub>peak</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	φ <sub>peak</sub> (度)	C <sub>res</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	φ <sub>res</sub> (度)	通度定数 の区分	統一分類記号	備考	
			a線	0	45	0	40	416 1		・不慣乱試料の試験等の	
	礫	2.0	b線	75	30	—	-	排水 盐 由	{Rm}	結果より設定	
岩石質材料			変化点	σ=155	kN/m <sup>2</sup>	-	-	2,122			
(岩塊盛土)			a線	0	55	0	40			・不慣乱試料の試験等の	
	礏	2.0	b線	8	45	-	-	] 排水	${Sm-R}$	結果より設定	
			変化点	σ=18l	cN/m <sup>2</sup>	-	-	1.4.0			
			a線	0	45	0	40		{ <b>G</b> }	・撹乱試料の試験結果	
	砂礫	2.0	b線	55	35	10	35		$\{GS\}$	より設定 ・ペデスタル下にヘアリング	
1961 FFF			変化点	σ=183	kN/m²	o=721	kN/m <sup>2</sup>		{GF}	のある試験装置を使用	
床具工	41. 1 FFF		a線	0	45	0	40	AUL 1.	(0)		
	枯土質 一碰	1.9	b線	10	38	5	35	排水   強度	(G) {GC}	<ul> <li>・回去の三輪上稲試験</li> <li>・結果より設定</li> </ul>	
			変化点	σ=46l	xN/m <sup>2</sup>	o=361	kN/m <sup>2</sup>	52472		AND THE REAL	
			a線	0	40	0	35	+11-1-	(0)		
	山砂	1.9	b線	20	35	20	30	排水 端度	(SF)	<ul> <li>・適去の二軸圧縮試験 結果より設定</li> </ul>	
			変化点	σ=144	kN/m²	σ=163	kN/m <sup>2</sup>		(51)		
	まさ土		a線	0	45	0	40	+1114	<b>{S</b> }	<ul> <li>・不撹乱試料の試験等の</li> </ul>	
		1.9	b線	30	35	25	30	排示 強度	${SG}$	結果より設定	
动性士			变化点	σ=100	kN/m <sup>2</sup>	σ=951	κN/m²		${SF}$		
PML			a線	0	50	0	37	+1112	{S}	操制性的小性脉体用	
	しらす	1.5	b線	75	35	30	33	拼小 強度	{SG}	・視乱武科の試験檔果	
			変化点	σ=153	kN/m <sup>2</sup>	o=288	kN/m <sup>2</sup>		(SF)		
	Nrte 1 Fee		a線							ha i te - tek ar kering be	
	枯士寅 砂	2.0	b線						[SC]	・個々に二軸圧縮試験寺 を実施し検討する。	
			変化点							COCKED DON'T DE	
粘性土		1.4	-	40	35	30	30	非排水 強度	{ <b>V</b> }	<ul> <li>・不撹乱試料の試験等の 結果より設定</li> </ul>	
(細粒土)	粘土	1.4	-	20	35	10	30	非排水 強度	{C}	<ul> <li>過去の三軸圧縮試験</li> <li>結果より設定</li> </ul>	
			a線	0	35	0	35		{G}		
脆弱岩	泥岩	1.7	b線	30	20	20	20	非 排 水	(GF)	<ul> <li>・過去の三軸圧縮試験</li> <li>結果上り設定</li> </ul>	
2				変化点→	o=891	xN/m <sup>2</sup>	σ=591	κN/m <sup>2</sup>	2/12	{SF}	

表 2.4 高盛土の地震時安定検討に用いる盛土材の土質定数の目安<sup>7)</sup>

## (2) 地震応答解析

ニューマーク法により高盛土の滑動変位量を求めるにあたり、盛土下の原地盤を含めた全体モデルに 対して地震応答解析(等価線形)を行うことにより高盛土に入力する地震波形を設定する。盛土材の動 的変形特性については、土質試験結果を採用するのを原則とするが、データが得られない場合において は、図 2.5 に示す既存の試験結果を参考にすることができる。



図 2.5 では同一深度のみの試験結果が示されていることから、拘束圧の変化による動的変形特性の影響については、土木研究所の拘束圧依存式を反映して補正してよい(3.3(2) 参照)。

初期せん断弾性係数 Goは、盛土の 2 次元 FEM 自重解析を行い、盛土中央部付近における平均主応 力 p を算出することにより、以下のように設定する。

①砂質土  

$$G_0 = 900B \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\frac{p}{98})^{0.4} \times 98$$
 (kN/m<sup>2</sup>)  
ここにB:均等係数Ucから決まる係数(B=0.85)  
p:平均主応力(kN/m<sup>2</sup>),  
e:間隙比(一般に締固め度90%程度で、e=0.635)  
②ローム  
 $G_0 = 10000(p)^{0.29}$  (kN/m<sup>2</sup>)  
③砂礫  
 $G_0 = 45800(p)^{0.45}$  (kN/m<sup>2</sup>)

なお、動的ポアソン比vaは PS 検層結果により求めるが、データが得られていない場合は、表 2.5 を 用いてよい。

表 2.5	動的ポアソン比の概略値 <sup>7)</sup>
12 2.0	

		盛土材		
	砂質土	砂礫	ローム	
動的ポアソン比vd	0.45	0.33	0.45	

### 2.4. 設計地震動の設定

高盛土において地震応答解析を行う場合は、高盛土の基礎地盤の種別に応じて道路橋示方書に示された地表面におけるタイプII加速度波形を設計地震動として採用する。ここでの地盤種別は、道路橋示方書V耐震設計編「4.5 耐震設計上の地盤種別」によるものとする。

#### 2.5. 残留変位量の算定

#### (1) 地震応答解析

地震応答解析は、ニューマーク法における入力地震動を設定する目的で行う。まず、盛土すべり面を 図 2.6 に示すような方法により、盛土天端より 10~30m程度の深さの範囲で、検討者自身があらかじめ いくつか設定しておく。次に、図 2.7 に示すように、耐震設計上の基盤面に道路橋示方書の地表面波形 を入力した地震応答解析を行い、すべり土塊に含まれる節点における各加速度応答波形のみを抽出して、 次式により等価加速度波形を算出する。

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

ここで、M(i):図2.7(b)により抽出した各節点の質量

Acc(i):図 2.7(b)により抽出した各節点の応答加速度波形



### (2) ニューマーク法

ニューマーク法においてはまず、図 2.6 において設定したそれぞれのすべり面に対して、安全率が Fs =1.0 となる降伏震度(降伏加速度) $k_y$ を求める。その後、地震応答解析により得られた等価加速度波 形をもとにして、図 2.8 のように、降伏震度 $k_y$ を超える等価加速度に対して数値積分を行っていくこと により、すべり土塊の残留回転角 $\theta$ を算出する。なお、個々のイベントに対する回転加速度 $\ddot{\theta}$ の積分は、 回転速度 $\dot{\theta}$ がゼロになるまで、すなわち土塊のすべりが完全に停止するまでの時間領域に対して、それ ぞれ行う。



図2.8 すべり土塊の回転角 θ の算出

残留変位量 S は、残留回転角  $\theta$  および円弧半径 R から (図 2.8)、以下のように得ることができる。 残留 (滑動)変位量 S=R× $\theta$ 

なお、道路橋示方書においては、地盤種別に3種類の波形が示されていることから、残留変位量Sは、 この3波形を用いて算定した値の平均値とする。

## 【ニューマーク法の定式化】

以下に、ニューマーク法の詳細について紹介する。円弧すべり面法において、斜面の地震時安全率 F<sub>s</sub> は、下式のように求まる<sup>8)</sup>。

$$F_S = \frac{M_R}{M_D} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_h M_{RK}}{M_{DW} + k_h M_{DK}}$$

- ここに、*Fs* : 円弧すべりにおける安全率
  - M<sub>R</sub> :抵抗モーメント
     M<sub>D</sub> :起動モーメント
     M<sub>RW</sub> :自重による抵抗モーメント
     M<sub>RC</sub> :粘着力による抵抗モーメント
     M<sub>RK</sub> :地震抵抗力による抵抗モーメント
     M<sub>DW</sub> :自重による滑動モーメント
     M<sub>DK</sub> :地震慣性力による滑動モーメント
     k<sub>h</sub> :水平震度

各項はそれぞれ次式で与えられる。

$$M_{RW} = R \sum (W - b \cdot u) \cos \alpha t an \emptyset$$

$$M_{RC} = R \sum c \cdot l$$

$$M_{RKH} = -k_h M_{RK} = -k_h R \sum W \sin \alpha t an \emptyset$$

$$M_{DW} = \sum x_g W$$

$$M_{DKH} = k_h M_{DK} = k_h \sum y_g W$$
ここに、R : 円弧半径
$$x_g, y_g : スライス 重心座標$$

$$W : スライス 重量$$

$$c : 粘着力$$

$$\emptyset : ± の内部摩擦角$$

$$b : スライス幅$$

$$l : すべり面の長さ$$

$$\alpha : すべり面との角度$$

降伏震度 $k_y$ は、 $\Delta M = M_D - M_R = 0$ を満足する $k_h$ として得られる。

$$k_{y} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}}$$

円弧すべり土塊の運動方程式はダランベールの原理より次式で与えられる。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{DKH} - M_{RW} - M_{RKH} - M_{RC} = 0$$
ここに、 $\theta$ :回転角

であり、

$$J = \sum (J_G + \frac{1}{g} W R_G^2)$$
ここに、 $J_G$ : 重心回りの極慣性モーメント  
 $R_G$ : スライス重心と円弧中心の距離  
 $g$ : 重力加速度

これより降伏震度における角加速度 $\ddot{\theta}$ は、以下のように表すことができる。  $\ddot{\theta} = \frac{(k_h - k_y)(M_{DK} + M_{RK})}{I}$ 

あるいは、

$$\ddot{\theta} = \frac{\{k_h \cdot (M_{DK} + M_{RK}) - (F_S - 1) \cdot M_{DW}\}}{J}$$

なお、臨界すべり面の回転変位量0は、以下に示すように、入力加速度に対して線形加速度 法により逐次計算して求められる。

$$\begin{aligned} \ddot{\theta}_{t+\Delta t} &= \frac{1}{J} \Delta M_{t+\Delta t} \\ \dot{\theta}_{t+\Delta t} &= \dot{\theta}_t + \frac{1}{2} \left( \ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t} \right) \Delta t \\ \theta_{t+\Delta t} &= \theta_t + \dot{\theta}_t \cdot \Delta t + \frac{1}{6} \left( 2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \end{aligned}$$

## 3. 地震時安定検討事例

## 3.1. 概要

ここでは、傾斜した不整形地盤上の高盛土(最大盛土高さ 40m程度)における、レベル 2 地震時に おける安定検討事例について紹介する。検討にあたっては、『NEXCO 設計要領第一集 土工編 第6章 高盛土・大規模盛土 (2009.07)』<sup>7</sup>(以下、「要領」)をもとにして行う。

図 3.1 に、高盛土の検討断面について示す。なお、本事例は架空のものである。



# 図 3.1 高盛土の検討断面図

## 3.2. 初期応力解析

初期応力(自重)解析におけるメッシュ図を図 3.2 に示す。



図 3.2 解析メッシュ図

盛土部(砂質土)における初期せん断弾性係数 G<sub>0</sub>は、「要領」における砂質土の式によって求める。 原地盤(土砂、軟岩)の初期せん断弾性係数 G<sub>0</sub>は、PS 検層により得られているせん断波速度 Vs より 算出する。また、初期応力解析における盛土の平均主応力 p は、盛土中心での中央深度の値を一律して 与える。

(盛土部)

$$G_{0} = 900 \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^{2}}{1 + e} \cdot \left(\frac{p}{98}\right)^{0.4} \cdot 98 \ \left(kN/m^{2}\right)$$

ここに、B: 均等係数Uc から決まる係数(B=0.85) p: 平均主応力(kN/m<sup>2</sup>) e:間隙比(一般に締固め度 90%程度で、e=0.635)

(土砂部、軟岩)

$$G_0 = \frac{\gamma t}{g} \cdot Vs^2 (kN/m^2)$$
  
ここに、 $\gamma t$ : 単位体積重量  $(kN/m^3)$   
 $g: 重力加速度 (m/s^2)$   
 $V_s: せん断弾性波速度 (m/s)$ 

表 3.1 に、上式および土質調査データ等に基づき、初期応力解析において設定した土質定数について示 す。

	$\gamma$ $(kN/m^3)$	$\sigma v'$ $(kN/m^2)$	p (kN/m <sup>2</sup> )	Vs (m/s)	$G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	ν
盛土	19.5	292.5	195	-	142269	378435	0.33
土砂B,G	18.0	—	_	150	41327	119847	0.45
土砂A	20.0	-	-	300	183673	532653	0.45
軟岩C	22.0	-	-	500	561224	1627551	0.45

表 3.1 初期応力解析における土質定数

図 3.3 に、初期応力(自重)解析により得られた鉛直応力(σv)の結果を示す。



### 3.3. 動的解析(等価線形解析)

### (1) 入力定数

初期応力解析結果をもとにして、図 3.4 に示すように盛土体を拘束圧 p のレベルに応じて 3 つのゾーン(上部から順に盛土 1、盛土 2、盛土 3)に区分した。また、動的解析において設定した定数を表 3.2 に示す。



図 3.4 盛土のゾーン区分

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma v'$ $(kN/m^2)$	p (kN/m <sup>2</sup> )	Vs (m/s)	$G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	動的 ν
盛土1	19.5	100.4	66.9	-	92750	0.45
盛土2	19.5	308.8	205.9	_	145396	0.45
盛土3	19.5	487.5	325.0	-	174527	0.45
土砂B,G	18.0	_	_	150	41327	0.45
土砂A	20.0	_	_	300	183673	0.45
軟岩C	22.0	_	-	500	561224	0.45

表3.2 動的解析における定数

#### (2) 動的変形特性

地盤の動的変形特性( $G/G_0 \sim \gamma$ および $h \sim \gamma$ )については、盛土部については「要領」に記載されているもののうち、砂質土に最も近いと判断される「マサ土」のひずみ依存特性を用いるものとする。これを拘束圧 p ごとに「要領」にしたがい、土木研究所の拘束圧依存式を反映させて補正する。

補正後 G/G<sub>0 (γ)</sub> =実測 G/G<sub>0 (γ</sub>,p=pm) × (土研 G/G<sub>0 (γ</sub>,p) / 土研 G/G<sub>0 (γ</sub>,p=pm))
 補正後 h<sub>(γ)</sub> =実測 h<sub>(γ</sub>,p=pm) × (土研 h<sub>(γ</sub>,p) / 土研 h<sub>(γ</sub>,p=pm))
 ここに p:求めたい深度の拘束圧(kN/m<sup>2</sup>)
 pm:試験時の拘束圧(kN/m<sup>2</sup>)

また、土砂部については、土木研究所による沖積砂質土のひずみ依存特性を用いた。図 3.5 に、盛土 部および土砂部に対して設定した動的変形特性を示す。



図3.5 動的変形特性(盛土部および土砂部)

## (3) 動的解析モデル

図 3.6 に動的解析モデルにおける底面および側面における境界条件を示す。地震波形は基盤面(粘性 境界)において入力するものとする。



図 3.6 動的解析モデル図

## (4) 設計地震動

動的解析に用いる設計地震動波形(基盤入力)を図 3.7 に示す。地震波形は道路橋示方書に示されているレベル2タイプⅡ地震動の3波(T2-I-1、T2-I-2、T2-I-3)とする。



図 3.7 設計地震動波形(基盤入力)

#### (5) 動的解析結果

図 3.8 に、動的解析(等価線形解析)から得られる水平方向最大応答加速度コンター図を示す。いず れの波形に対しても、水平方向最大加速度は盛土天端付近において 1200gal 程度の発生が認められる。



図 3.8 水平方向最大応答加速度コンター図

## 3.4. ニューマーク法における適用波形

地震応答解析により得られた各節点の応答加速度データをもとにして、図 3.9 に設定したすべり土塊 に含まれる全節点の応答加速度波形を抽出し、時刻毎に下式によって等価加速度を算出する。得られた 等価加速度は、3.5 節におけるニューマーク法による検討において用いられる。ここでは、すべり面と して、すべり高さが 20m、30m 程度およびのり尻付近を通る最大すべり面の 3 タイプを設定する(円 弧 20m、円弧 30m、円弧最大)。

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

ここに、M(i):各節点の質量

Acc(i):各節点の応答加速度波形



図 3.9 円弧すべり面の設定(すべり高さ: 20m、30m、最大すべり面)

すべり高さ 20m のケースにおけるすべり土塊内の等価加速度(ニューマーク法における適用波形) を、図 3.10 に示す。



図 3.10 等価加速度(円弧 20m のケース)

## 3.5. ニューマーク法による残留変位量の算定

#### (1) 解析モデル

図 3.11 に、ニューマーク法による残留変位量の解析モデルを示す。



図 3.11 ニューマーク法による解析モデル

#### (2) 土質定数の設定

ニューマーク法による検討に用いる土質定数は、盛土部については試験値がないことから表 2.4 に記載されているもののうち、マサ土のものを用いる。ここでは、図 2.3 および表 2.4 に示されているマサ 土の a 線と b 線の平均的な変化点を  $\sigma_b$ =97.5kN/m<sup>2</sup>とし、下式に示すように地表面から h=7.7m の深 さを区分線とした。なお、静止土圧係数 K<sub>0</sub>=0.5、単位体積重量  $\gamma_t$ =19kN/m<sup>3</sup>とする。

$$\sigma_{b} = 97.5 = \frac{1 + 2K_{0}}{3}\gamma_{t}h = \frac{2}{3} \times 19 \times h \quad \Rightarrow \quad h = 7.7m$$

表 3.3 に、ニューマーク法による検討に用いる土質定数(単位体積重量、ピーク強度および残留強度) を示す。等価加速度が降伏震度 ky に達した後は土塊にすべりが発生し、地盤の強度はピーク強度から残 留強度に低下することから、その時点において図 3.12 に示すように、降伏震度 ky もあわせて低下する ことになる。

		ピーク	7強度	残留強度		
地層名	$(kN/m^3)$	C <sub>peak</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{ m peak} \ (^\circ)$	C <sub>res</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{\rm res}$ (°)	
盛土(まさ土a線)	19	0	45	0	40	
盛土(まさ土b線)	19	30	35	25	30	
土砂B,G	18	0	36	0	36	
土砂A	20	70	34	70	34	
軟岩C	22	300	35	300	35	

表 3.3 ニューマーク法における土質定数

## (3) 解析結果

図 3.12 に、ニューマーク法による残留変位量の解析結果を、すべり高さ 20m のケース(T2・I-1、正 方向)について示す。なお、等価加速度波形の正負(±)方向のそれぞれの入力に対して残留変位量を 算定するものとする。



図 3.12 残留変位量の時刻歴図(円弧 20mのケース、T2-I-1、正(+)方向)

## (4) まとめ

以上の解析結果から得られた残留変位量の一覧を表 3.4 に示す。表 3.4 より、3 つの地震波に対する 滑動変位量を平均した残留変位量の最大値は、「円弧 20m のケース」において 539mm となる。

計色田凯	降伏震度			残留変位量(mm)						
刘豕门灿				T2-I-1		T2-I-2		I –3	平均	
円弧20m	ピーク強度 0.345 (3:	38.3gal)	(+)	355	(+)	576	(+)	596	520	
	残留強度 0.245 (24	40.3gal)	(-)	445	(-)	434	(-)	323	539	
円弧30m	ピーク強度 0.325 (3)	18.7gal)	(+)	302	(+)	239	(+)	366	914	
	残留強度 0.220 (2)	15.7gal)	(-)	224	(-)	273	(-)	193	514	
円弧最大	ピーク強度 0.250 (24	45.2gal)	(+)	554	(+)	487	(+)	495	519	
	残留強度 0.165 (10	61.8gal)	(-)	534	(-)	334	(-)	339	512	

表3.4 残留変位量の結果一覧

高盛土の許容変位量(耐震性能)については、今のところ特に具体的な数値として規定されたものは ない。過去の地震事例によると、盛土の残留変位量が 30~100cm 程度であれば緊急車両がおおむね 1 日以内に通行可能であることが報告されている。また、敷板などの応急仮設工を使用した場合における 緊急車両の通行可能な段差量として、低床トレーラは 30cm 程度、乗用車は 70cm 程度であるとされて いる 9。したがって現状では、算定された残留変位量とこれらの通行可能段差量、盛土高さ、勾配、周 辺の土地利用状況、交通量、想定被害金額および復旧シナリオなどを勘案し、個々の現場状況に応じて 総合的に評価することとしている。

### 参考文献

- 1) 道路土工 盛土工指針、日本道路協会、平成22年4月
- 2) ヒロセ株式会社 http://hokyoudo.seesaa.net/article/87654002.html
- 3) 清水化成品工業株式会社 http://www.sekisuiplastics.co.jp/prdt/eps/example/kakufuku/kakufuku.html
- 4) 中日本高速道路株式会社 http://www.c-nexco.co.jp/info/traffic/traffic\_display.php?id=1495
- 5) 国土交通省北陸地方整備局 http://www.hrr.mlit.go.jp/kanazawa/mb3\_bousai/noto\_jishin/
- 6) RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領(案)、建設大臣官房技術調査室、平成8年8月
- 7) 設計要領第一集 土工編、東日本高速道路株式会社、2009年7月
- 8) 安田進・安達健司、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、pp. 52~53、2010年12月
- 9) 地震時安定検討の解説、株式会社高速道路総合技術研究所、道路研究部土工研究室、平成21年10月