

高盛土(道路)の地震時安定検討
(ニューマーク法技術資料)

2019年12月

エターナルプレザーブ株式会社

目 次

1. はじめに	1
2. 高盛土の安定検討の基本方針（NEXCO）	1
3. 地震時安定計算の手順（NEXCO）	2
3.1 盛土性能の設定（許容変位量）	2
3.2 対象断面の選定	4
3.3 地形，地質，水位，盛土構造などの設定	4
3.4 土質定数の設定	4
3.5 地震動の設定	7
3.6 安定計算	8
3.6.1 盛土高 30m 未満（地表面波を用いたニューマーク法）	9
3.6.2 盛土高 30m 以上（地震応答解析+ニューマーク法）	12
3.6.3 不整形地盤上の盛土（地震応答解析+ニューマーク法）	17
4. ジオシンセティックスを用いた対策工	19
ジオシンセティックスを用いた高盛土の地震時安定対策例	23
参考資料Ⅰ：許容変位量の設定	29
参考資料Ⅱ：盛土材(路体)の締固め	33

1. はじめに

盛土の性能評価にあたっては、すべりに対する盛土の安全性の評価とともに、近年は盛土の残留変形量の定量的な予測が必要になってきている。盛土の変形量予測手法のうち解析的手法に関しては数多くの既往研究がある（表-1.1）が、平成 21 年改訂の NEXCO 設計要領 第一集 土工編では、高盛土の地震時安定計算はニューマーク法により算定することが基本とされている。また、平成 22 年に改訂された盛土工指針でも性能評価の考え方が導入され、地震時残留変形解析法としてニューマーク法が紹介されている。ここでは、高盛土の地震時安定検討として、「NEXCO 設計要領 第一集 土工編 第 6 章高盛土・大規模盛土」（平成 26 年 7 月）に準拠したニューマーク法についてまず述べる。

対策工の検討にあたっては、ジオシンセティックスによる補強効果において「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成 19 年 1 月（3.1.2 盛土の性能照査法 解 3.1.1）」に準拠し、且つ「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版 平成 25 年 12 月」に準拠してそれらについて述べる。

表-1.1 盛土の変形計算法

分類	解析手法
極限釣合い法を応用した変形解析	・ ニューマーク(Newmark)法 ・ 個別要素法 ・ 不連続変形法
FEM に基づく残留変形解析	・ 弾塑性 FEM 解析 ・ 非線形 FEM 解析 ・ 累積変形解析
その他の残留変形解析	・ ラグランジアン粒子有限差分法 ・ 流動要素法

2. 高盛土の安定検討の基本方針（NEXCO）

高盛土の安定検討にあたっては、盛土材料、基礎地盤の状況、盛土形状、地形、地下水、降雨、地震等の条件を十分に考慮する必要がある。

一般盛土：経験をもとに標準勾配，締固め基準の設定を行い，排水・善良な施工により
安定性が確保

高盛土：万一崩壊した場合の影響が大きいため，安定検討を実施

- ・ 安定計算の結果がすべてではなく，類似盛土や試験盛土の実績，災害事例など総合的な判断が必要
- ・ 土質の変化，施工方法により安定性が大きく変わることがあるので，施工状況を把握することが重要

表-2.1 高盛土に必要な耐震性

レベル1地震動 (供用期間中に発生する確率が高い地震動 例:宮城県沖地震、日本海中部地震)	レベル2地震動 (供用中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動 例:兵庫県南部地震)
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修理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、地震後に短期間で車両の通行が可能であること。

3. 地震時安定計算の手順 (NEXCO)

計算フローを図-3.1 に示す。

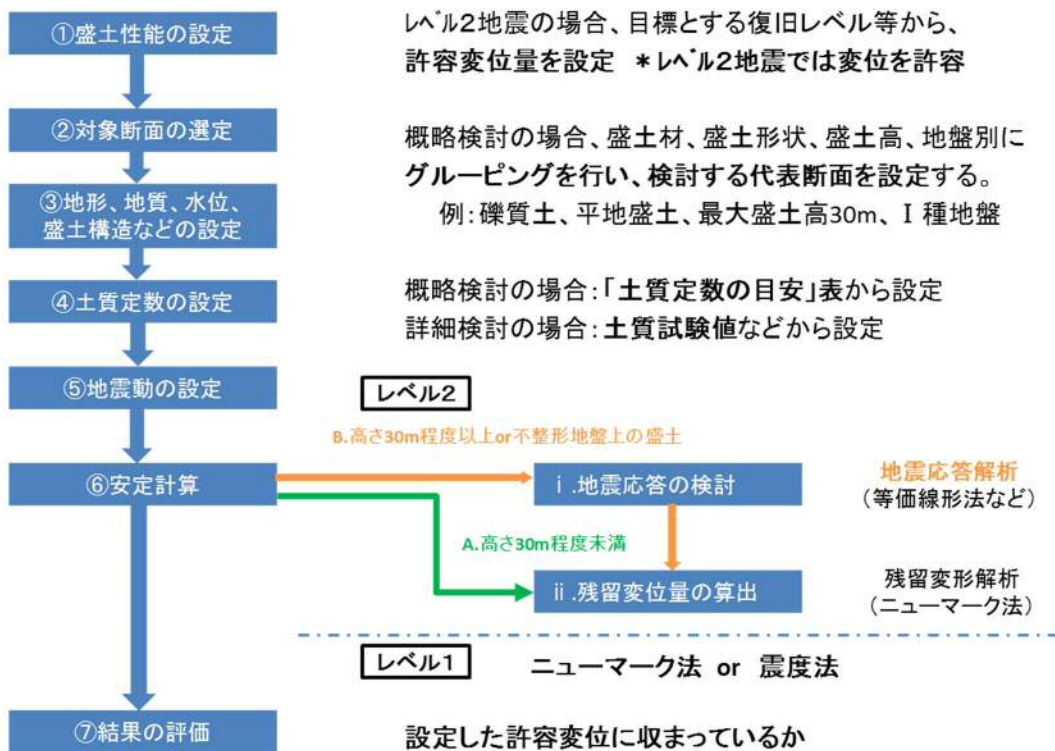


図-3.1 高盛土の地震時安定計算フロー

3.1 盛土性能の設定（許容変位量）

高盛土の現地条件，路線全体を考慮した地震後における復旧体制，通行車両の機能確保などを総合的に勘案し，設定する．

【許容変位量の設定】

ここでは，許容変位量を設定するに際して，参考となる考え方を以下に示す．なお，詳細については参考資料 I を参照されたい．

(i)過去の地震被害と復旧時間

(地震時安定検討の解説：(株)高速道路総合技術研究所，平成 21 年 10 月 15 日)

- ・過去の地震事例によれば，盛土の地震被害が「**30cm～100cm 程度**」であれば，緊急車両が概ね 1 日以内に通行可能

(ii)道路盛土の耐震性能の評価基準

(道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察：常田賢一・小田和弘，土木学会論文集 C Vol.65, No.4, 857－873, 2009.11)

中越地震における被害特性，同地震及び宮城県北部地震における応急復旧，交通解放のための管理・運用の実態及び段差走行実験の結果に基づいて，被災した道路盛土に対する常時の通行機能の難易の視点から，道路盛土の耐震性能の評価基準を提示している．ランク区分は 4 段階あり，ランク 2 は，路面に発生する段差が 2～3cm 以上 20～25cm 以下で，すべり面の発生は車道部でなく，路肩あるいはのり面内に止まる状態で，「通行機能は低下するが，その確保は比較的容易」とし，ランク 3 は，**段差が 20～25cm 以上 50cm 以下で，上下車線のいずれか一方の車線にすべり面が出現する状態**で，「通行機能が低下し，その確保がやや困難」としている．

(iii)応急復旧のための判定

(道路震災対策便覧(震災復旧編)：日本道路協会，平成 19 年 3 月)

被災パターンと被災度を分類し，応急復旧の判定基準を示している．平地盛土の被災パターンⅡ型（盛土のすべり崩壊または亀裂，段差の発生が道路車線まで及ぶもの）で，被災度 B（中被害：盛土が部分的に崩壊し，道路車線の一部に走行性の支障がある場合）は，**亀裂幅 30cm 以下または段差量 50cm 以下**としている．

3.2 対象断面の選定

全ての断面で検討するのは現実的に困難なため、安定計算上最も不利となる検討対象の代表断面を選定する。

- ・断面選定のポイント：対象区間の様々な盛土をグルーピングし、代表断面を選定
(1)盛土材料 (2)地形状況 (3)地盤状況 など → **最大の盛土高**で検討

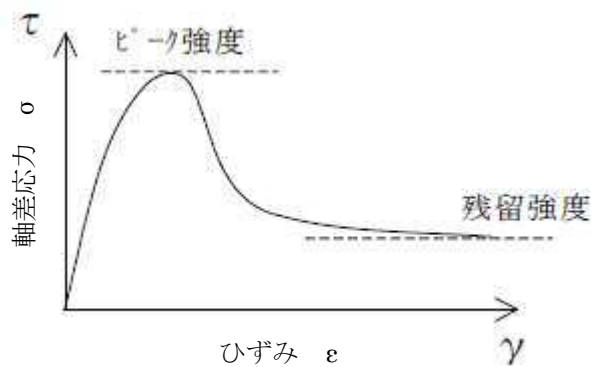
3.3 地形、地質、水位、盛土構造などの設定

上記を踏まえて、安定計算に用いる断面のモデル化（検討断面の設定）

3.4 土質定数の設定

【土質定数の設定にあたっての基本的考え方：ピーク強度と残留強度】

盛土の強度には地震が発生した場合、ひずみの増加に伴って、ピーク強度、残留強度（応力-ひずみの関係）がある。安定検討で用いる従来の土質定数は、盛土材料の持つ強度からすると低いことから、地震時検討では実際の盛土が持っている強度を適切に評価する。



砂の場合の設計強度の目安

ピーク : $\phi = 40^\circ$

残留 : $\phi = 35^\circ$

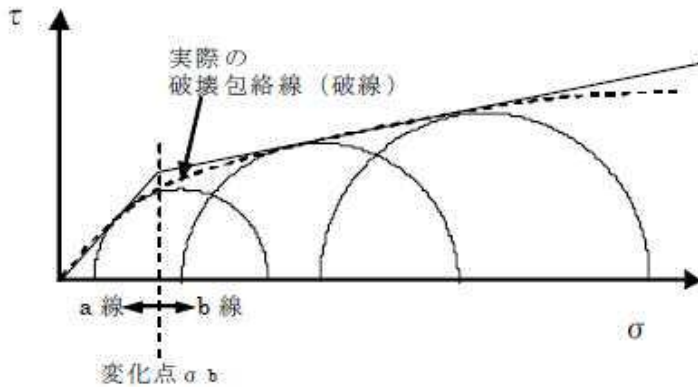
従来 : $\phi = 30^\circ$

図-3.2 ピーク強度と残留強度の設定方法

なお、安全側の設計として、従来の強度定数を用いる場合もある。

【土質定数の設定にあたっての基本的考え方：拘束圧に応じた強度定数】

図-3.3 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。



c, φ の設定(砂礫の例)

	c°-φ強度or(残留強度)	
	Cpeak (kN/m ²)	φpeak (°)
a線	0	45
b線	55	35
σ _b	183kN/m ²	

図-3.3 モール円の概念図

$$\sigma_b = \frac{c_b - c_a}{\tan \phi_a - \tan \phi_b}$$

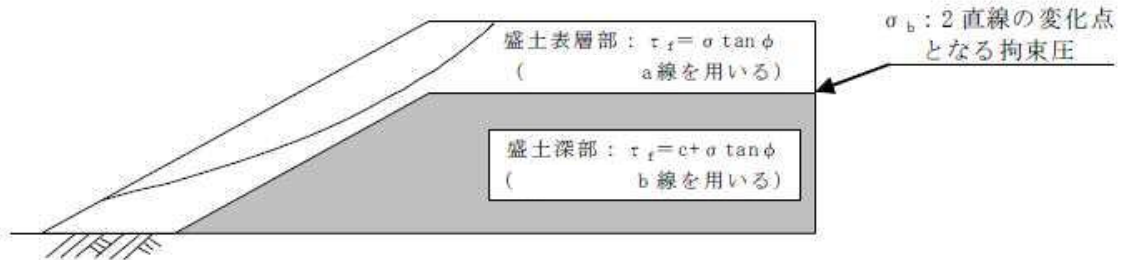


図-3.4 高盛土のせん断強度の設定

$$\sigma_b = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_v \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、σ_b : 2直線の変化点における拘束圧 (kN/m²)

K₀ : 静止土圧係数 (K₀=0.5)

σ_v : 盛土表面からの有効上載圧 (kN/m²)

なお、安全側の設計として、上記の区分を行わない場合もある。

【検討に必要な土質定数】

高盛土の安定検討に用いる土質定数（表-3.1）は、原則として土質試験結果等を参考に決定する。ただし、現地の状況で土質試験が実施できない場合、概略検討を行う場合は、「土質定数の目安」表（表-3.2）を用いてもよい。

表-3.1 必要な土質定数

	必要な土質定数	必要な試験など
(1)ニューマーク法	<ul style="list-style-type: none"> ・湿潤密度(γ_t) ・c、ϕ (ピーク強度、残留強度) (拘束圧低い:a線、高い:b線) 	<ul style="list-style-type: none"> ・土質試験 or ・土質定数の目安表 ・三軸試験 or ・土質定数の目安表
(2)地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・湿潤密度(γ_t) ・間隙比(e) ・初期剛性(G_0) ・$G-\gamma$(せん断剛性-ひずみ) ・静的ポアソン比(ν) ・動的ポアソン比(ν_d) ・せん断速度(V_s) 	<ul style="list-style-type: none"> ・土質試験 ・三軸試験 ・ねじりせん断試験 ・PS検層 (標準貫入試験N値) ・既往の試験結果など

表-3.2 地震時安定検討に用いる盛土材の「土質定数の目安」表

分類	代表材料	湿潤密度 ρ_s 注2) (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_{peak} (kN/m^2)	ϕ_{peak} (度)	C_{res} (kN/m^2)	ϕ_{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}	不攪乱試料の試験等の 結果より設定
			b線	75	30	-	-			
			変化点	$\sigma=155$ (kN/m^2)		-				
礫質土	砂礫	20	a線	0	55	0	40	排水 強度	{Sm-R}	不攪乱試料の試験等の 結果より設定
			b線	8	45	-	-			
			変化点	$\sigma=18$ (kN/m^2)		-				
礫質土	粘土質礫	19	a線	0	45	0	40	排水 強度	{G} {GS} {GF}	攪乱試料の試験結果より設 定。ベDESTAL下にてア リ ングのある試験装置を使用
			b線	10	38	5	35			
			変化点	$\sigma=46$ (kN/m^2)		$\sigma=36$ (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	$\sigma=144$ (kN/m^2)		$\sigma=163$ (kN/m^2)				
砂質土	まさ土	19	a線	0	45	0	40	排水 強度	{S} {SG} {SF}	不攪乱試料の試験等の 結果より設定
			b線	30	35	25	30			
			変化点	$\sigma=100$ (kN/m^2)		$\sigma=95$ (kN/m^2)				

* NEXCO 設計要領第 1 集 P6-18

3.5 地震動の設定

【レベル1：水平震度(震度法) or 地震動波形(ニューマーク法)】

(i) 震度法の場合：設計水平震度の標準値(k_{ho})

地盤種別	I種	II種	III種
中規模地震動	0.08	0.10	0.12

(ii) ニューマーク法の場合：道路橋示方書V耐震設計編のレベル1地震動を使用

地盤種別	地震名	マグニチュード	記録場所
I種	S53 宮城県沖	7.4	開北橋周辺
II種	S43 日向灘	7.5	板島橋周辺
III種	S58 日本海中部	7.7	津軽大橋周辺

【レベル2：地震動波形 (ニューマーク法)】

道路橋示方書V耐震設計編の兵庫県南部地震の地震波を使用する。

安定検討に用いるのは、レベル2地震動のタイプII(内陸直下型地震を想定)を使用する。

	波形名称	原波形	Amax(gal)
I種地盤用波形	II-I-1	神戸海洋気象台(NS成分)	812
	II-I-2	神戸海洋気象台(EW成分)	766
	II-I-3	阪神高速道路猪名川架橋予定地(NS成分)	780
II種地盤用波形	II-II-1	JR西日本鷹取駅構内(NS成分)	687
	II-II-2	JR西日本鷹取駅構内(EW成分)	673
	II-II-3	大阪ガス糞合供給所構内(N27W成分)	736
III種地盤用波形	II-III-1	阪神高速道路東神戸大橋周辺地盤上(N12W成分)	591
	II-III-2	ポートアイランド(NS成分)	557
	II-III-3	ポートアイランド(EW成分)	619

安定計算では、検討断面の地盤種別を選定し、選定地盤の3波形により計算する。

残留変位量は、3波形における正と負の結果の平均値とする。

3.6 安定計算

盛土が高い(30m 程度以上)場合や、地盤が不整形の場合、地震動が増幅されるので、「地震応答解析」を実施し、増幅した地震波を算出した後に、ニューマーク法を適用する。

表-3.3 安定計算手法

	レベル1地震動	レベル2地震動	
盛土形状	すべての高盛土	1) 盛土高 30m程度未満 (平地地盤)	2) 盛土高 30m程度以上 3) 不整形地盤上 の高盛土 (傾斜地盤)
安定計算手法	【震度法による 円弧すべり】 (安全率で照査) または 【ニューマーク法】 (変形量で照査)	【ニューマーク法】 (変形量で照査)	【地震応答解析】 + 【ニューマーク法】 (変形量で照査)

3.6.1 盛土高 30m未満（地表面波形を用いたニューマーク法）

【ニューマーク法とは】

震度法を用いた円弧すべりでは、安全率が 1.0 を確保されているかを照査する。

一方、ニューマーク法では地震波を入力し、破壊形態を円弧すべりと仮定して、土塊の回転による残留変位量（滑動変位量）を算出する。安全率 1.0 を瞬間的に下回った場合の地震動を変位量として評価する。

【円弧すべり線の設定】

すべり線は、降伏震度が最小となるようなすべり円弧を想定するとともに、地震後の修復性や車両通行の機能確保などの観点から、図-3.5 に示すような、法肩から路肩範囲内に発生するすべり線は無視し、路肩より盛土の内側を通るすべり線を想定する。なお、粘性土などで粘着力を考慮する場合は、テンションクラックを考慮する必要がある。

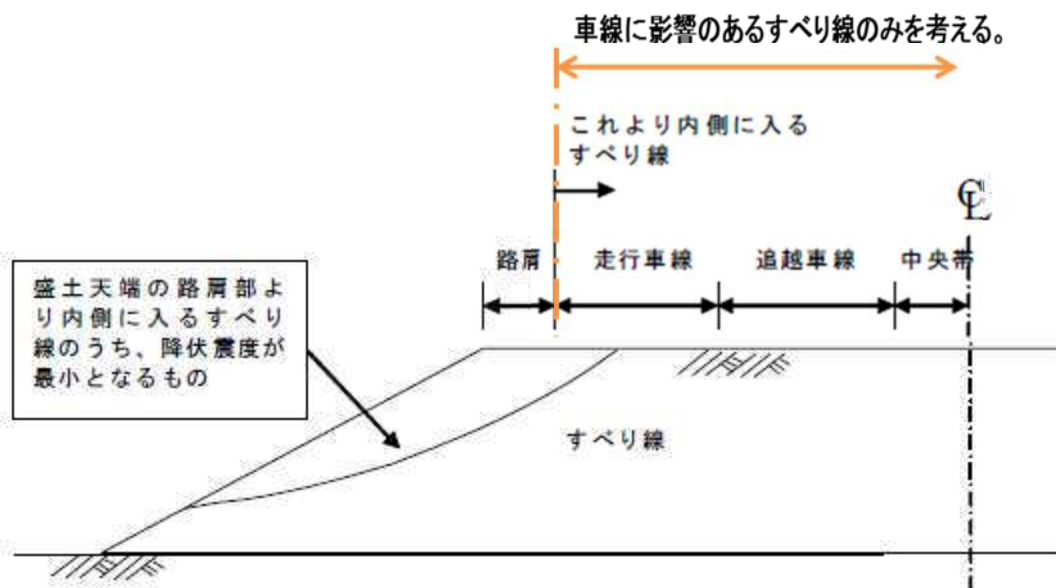


図-3.5 すべり線の設定方法

【降伏震度の算出】

円弧を仮定したすべり計算で、安全率が 1.0 となる水平震度を求める。これを降伏震度 k_y という。

降伏震度の算定方法を図-3.6 に示す。なお、実務的には水平震度 k_h を仮定し（例えば、0.2）、最小安全率の円弧すべり面を求め、このすべり面を用いて k_h を変化させ、 $F_s=1.0$ となる降伏震度 k_y を求める。

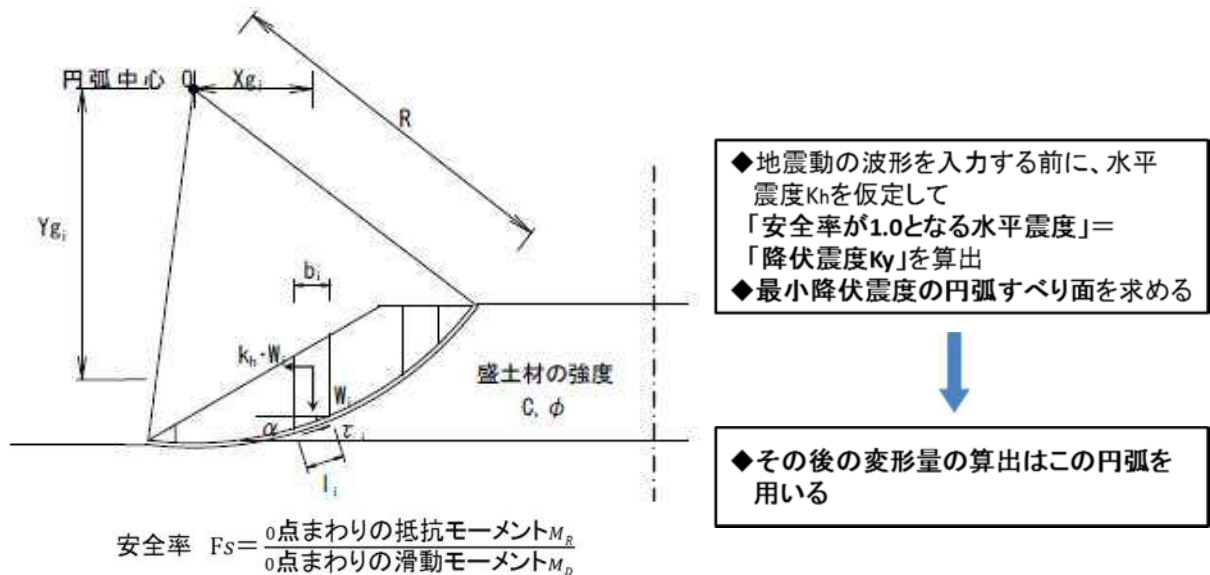


図-3.6 降伏震度の算出

【設計地震動】

地震動による盛土の揺れ方は、「盛土の高さ」、「地形の状況」により変わる。盛土が高くなると、揺れも大きくなる傾向にある。しかし、高さが30m程度までの盛土の残留変位量は、試算により入力地震動として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たとして、設計要領では入力地震動として地表面波形を用いている。(NEXCO 設計要領 P6-24~25)

【すべり土塊の回転加速度、回転速度、回転角の算出】

ニューマーク法を用いた残留変形量の算定にあたっては、円弧の回転モーメントに対する釣合い式として以下の手順で計算する。

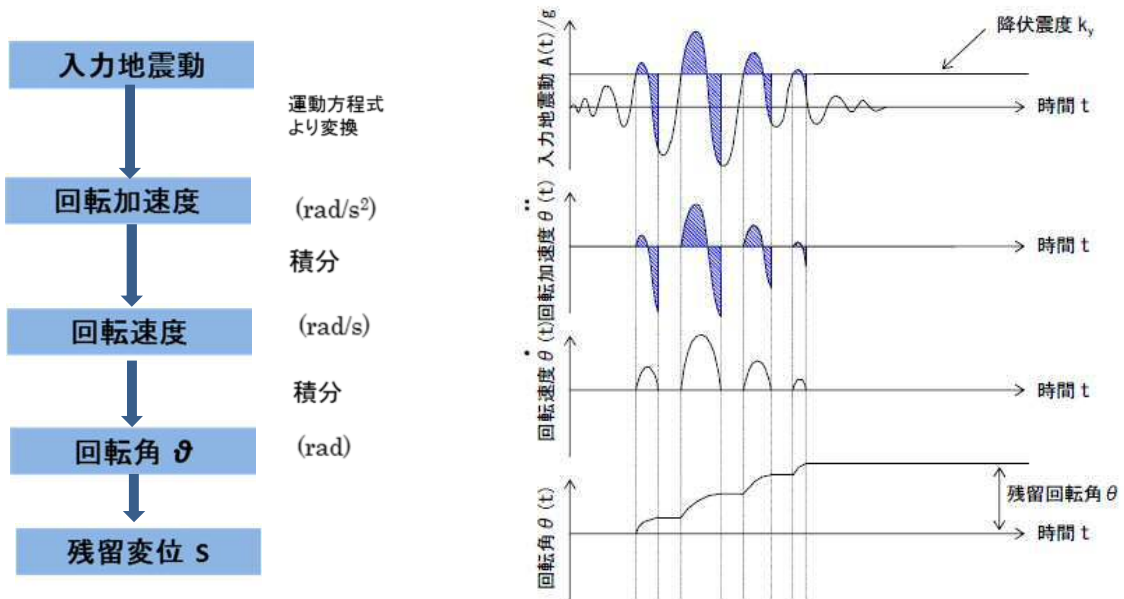
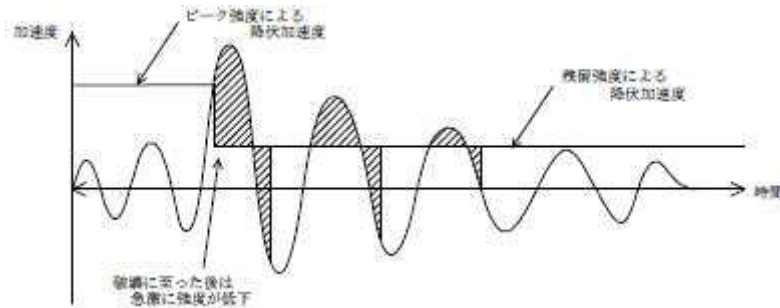


図-3.7 すべり土塊の回転加速度、回転速度、回転角の算出

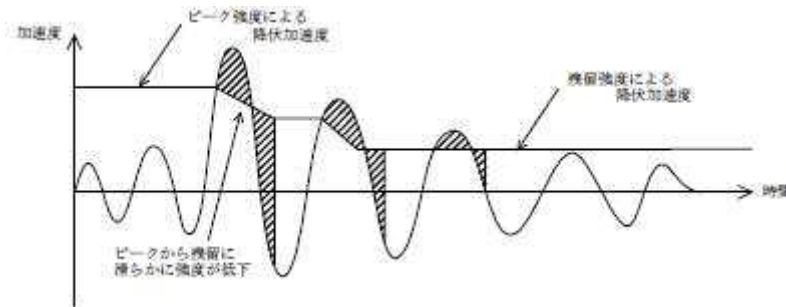
【盛土材のせん断強度の設定】

設計要領の盛土材強度は、ピーク強度・残留強度を考慮し、降伏加速度は下記のようになる。

(i) 一般的な盛土材の場合（粒径が小さい）

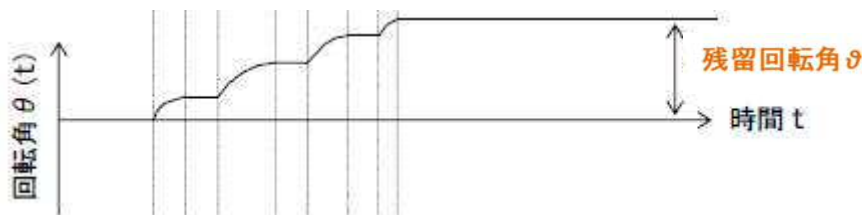


(ii) 岩塊のような場合（粒径が大きい）



【残留変位量の算出】

残留回転角から、円弧半径をかけて、残留変位量を算出する。



$$S = R \times \theta$$

S: 残留変位量
R: すべり円弧半径
θ: 残留回転角

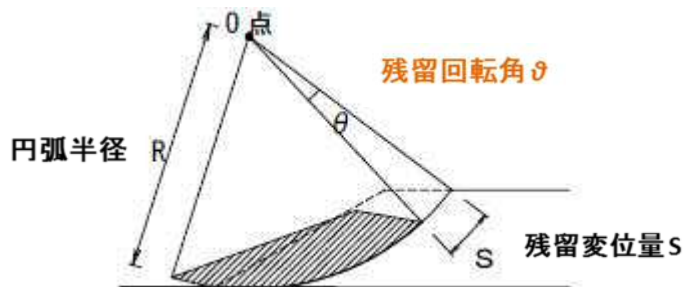


図-3.8 残留変位量の算出

3.6.2 盛土高 30m以上（地震応答解析+ニューマーク法）

【地震応答解析とは】

地震応答解析とは、地震時における盛土や基礎地盤の応答値（地震動の増幅度）を算定する手法である。代表的な手法として、1次元 SHAKE, 2次元 FEM 応答解析 FLUSH などがある。なお、弊社では SoilWorks の動解析（2次元等価線形）を使用している。

【地震応答解析を合わせたニューマーク法の流れ】

地震応答解析を用いたニューマーク法による残留変位量の算定フローを以下に示す。

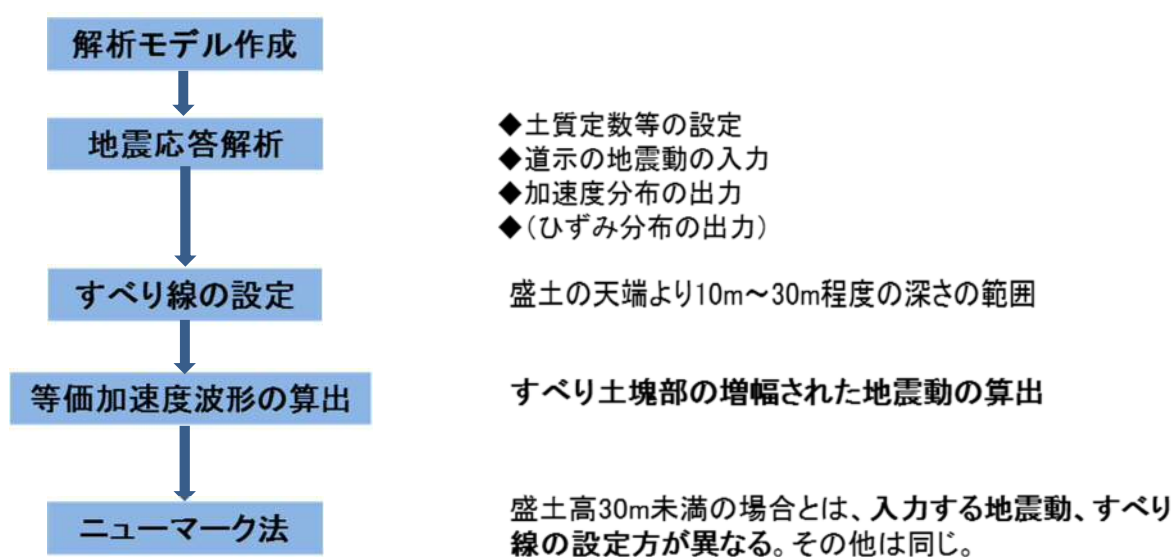


図-3.9 地震応答解析を合わせたニューマーク法の計算フロー

【地震応答解析に必要な入力値】

(i) 初期せん断剛性 G_0 の算出

土は非線形性が強く、応力-ひずみ関係には直線部分がほとんどないが、立上り時の剛性を微小ひずみ時のせん断剛性（初期せん断剛性 G_0 ）と呼ぶ。

初期せん断剛性 G_0 の算出は、盛土の2次元FEMによる自重解析を行い(図-3.10参照)、要素ごとの拘束圧 p を算出し、式(3.2)~式(3.4)を用いて求めることを標準とする。この時の盛土材のポアソン比は 0.33 としてもよい。

◆砂質土

$$G_0 = 900 \frac{(2.1 - \nu)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{98} \right)^{0.4} \times 98 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、 B ：均等係数 U_c から決まる係数 ($B=0.85$)

p ：平均主応力 (kN/m^2)

e ：間隙比（一般に締固め度 90%程度で、 $e=0.635$ ）

◆ローム

$$G_0 = 10000(\nu)^{0.29} \quad (\text{kN/m}^2) \dots \dots \dots (3.3)$$

◆砂礫

$$G_0 = 45800(\nu)^{0.45} \quad (\text{kN/m}^2) \dots \dots \dots (3.4)$$

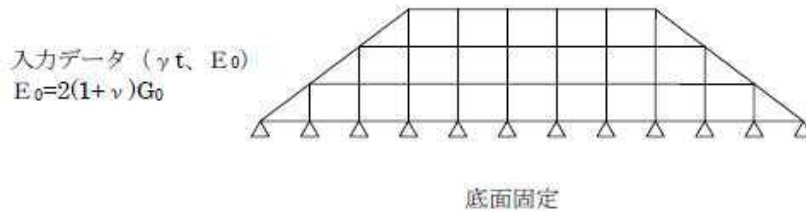


図-3.10 二次元 FEM による自重解析の各要素の設定例

(ii) $G-\nu$ 及び $h-\nu$ の関係

盛土材料は、ひずみの小さい間から非線形性(動的変形特性)をしめすので、地震応答解析では非線形性の考慮は必須である。三軸試験やねじりせん断試験から得られた応力-ひずみ関係より、ひずみに応じたせん断定数 G と等価減衰定数 h を使用する。

やむを得ず、試験が実施できない場合は、図-3.11 に示す既存の試験結果を用いてよい。また、同図は 1 深度における試験結果であることから、拘束圧の影響は式(3.5)及び式(3.6)に示すように土木研究所の拘束圧依存式を反映して補正してよい。

$$\text{補正後 } G(\nu) = \text{実測 } G(\nu, p) \times \left(\frac{\text{土研 } G(\nu, p)}{\text{土研 } G(\nu, p_m)} \right) \dots \dots \dots (3.5)$$

$$\text{補正後 } h(\nu) = \text{実測 } h(\nu, p) \times \left(\frac{\text{土研 } h(\nu, p)}{\text{土研 } h(\nu, p_m)} \right) \dots \dots \dots (3.6)$$

ここに、 p ：求めたい深度の拘束圧 (kN/m^2)

p_m ：試験時の拘束圧 (kN/m^2)

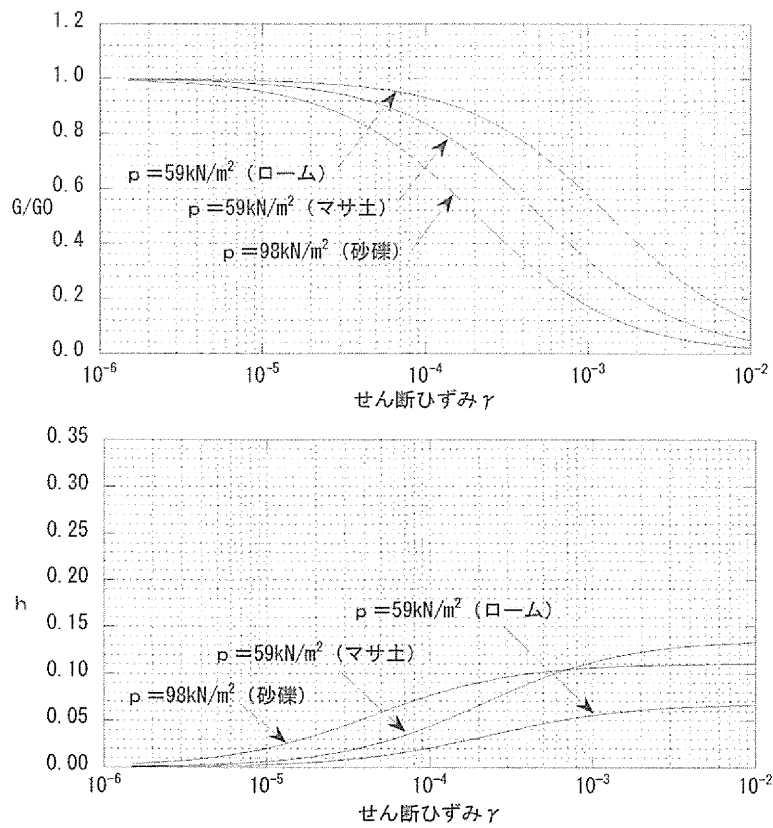


図-3.11 盛土材のせん断剛性低下率と減衰定数のひずみ依存特性の例

(iii) 動的ポアソン比

動的ポアソン比 ν_d は PS 検層結果より求めるが、データが得られていない場合には表-3.4 の値を用いてよい。

表-3.4 動的ポアソン比の概略値

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

【設計地震動】

盛土高が 30m 以上になると、地震動が増幅するため、増幅の影響を考慮する必要がある。ニューマーク法で用いる設計地震動は、道路橋示方書の地震動(地表面波)を地震応答解析し、それによって求められた等価加速度波形を用いる。

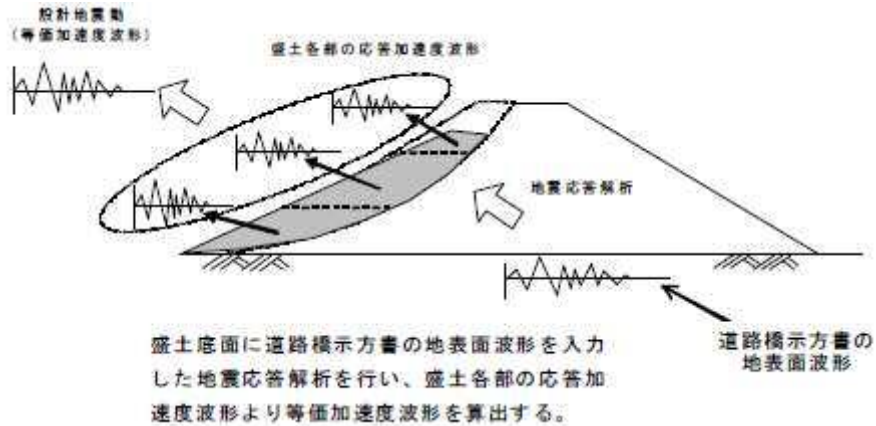


図-3.12 地震応答解析による盛土の応答加速度波形の算定

【円弧すべり線の設定】

盛土の応答加速度分布等を考慮して、すべり線を定める。このときのすべり線は図-3.13に示すように、円弧の上端は路肩より内側（走行車線側）を通り、かつ盛土の天端より 10～30m 程度の範囲でいくつか設定する。

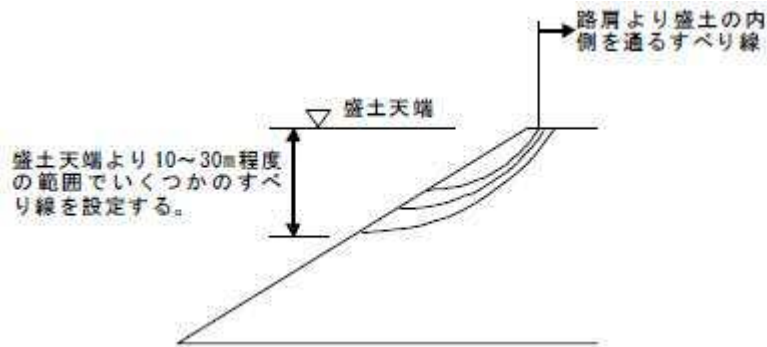


図-3.13 すべり線の設定方法

【等価加速度波形及び残留変位量の算定】

地震応答解析により得られた各接点の応答加速度波形データから，図-3.13 で設定したすべり土塊に含まれる接点の応答加速度波形のみを抽出し（図-3.14），各応答加速度波形を式(3.7)により等価加速度を算出する．

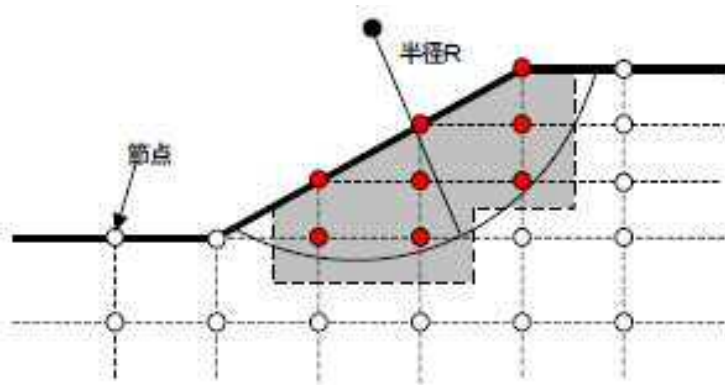


図-3.14 等価加速度波形の算定

$$\text{等価加速度} = \frac{\sum(M_{(i)} \times A_{cc(i)})}{\sum M_{(i)}} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここに， (i) : 図-3.14 により抽出した各接点の質量

$cc(i)$: 図-3.14 により抽出した各接点の応答加速度波形

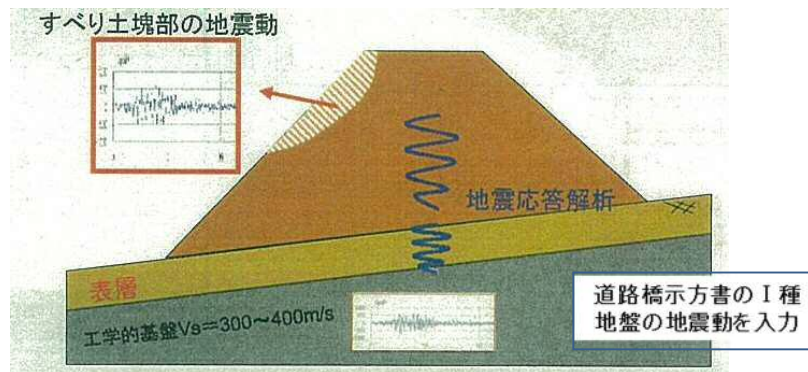
得られた等価加速度波形とすべり線を用いて，3.6.1 と同様にニューマーク法により残留変位量を算定する．

3.6.3 不整形地盤上の盛土（地震応答解析+ニューマーク法）

不整形地盤上の盛土については、「3.6.2 盛土高 30m 以上」と設計地震動が異なるが、その他は同様の方法で残留変位量を算出する。

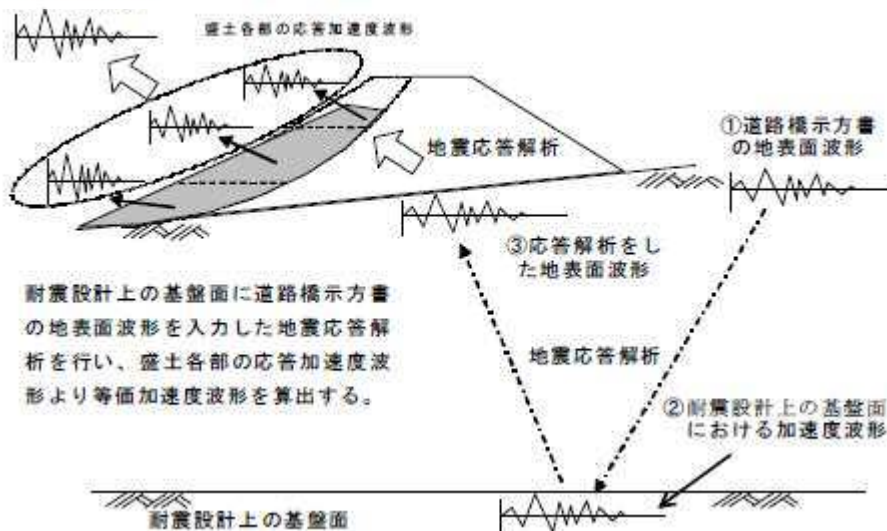
【設計地震動】

不整形地盤上の盛土は、表層地盤から地震動増幅の影響を考慮する必要があるが、ニューマーク法で用いる設計地震動は道路橋示方書の I 種地震動(地表面波)を工学的基盤に入力し、表層及び盛土部の地震応答解析を行い、それによって求められた等価加速度波形を用いる。なお、不整形地盤など地盤条件が複雑である場合や詳細に安定性を検討する必要がある場合には、耐震設計上の基盤面における加速度波形を設計地震動として用いてよいものとした。地震応答解析の概念を図-3.15(a)と(b)に示す。



(a) 「地震時安定検討の解説：(株)高速道路総合技術研究所，H21.10.5」より

設計地震動 (等価加速度波形)



(b) 「NEXCO 設計要領」より

図-3.15 地震応答解析(傾斜地盤など不整形地盤上の高盛土の例)

【地震応答解析に必要な入力値】

(i) 初期せん断剛性 G_0 の算出

盛土部については、盛土底面に地表面波形を入力する場合と同様である。

現地盤部については、式(3.8)により算出する。ただし、盛土直下地盤は、拘束圧の増加を考慮して、補正する。

$$\sigma_0 = \frac{\gamma t}{g} \cdot s^2 \quad (\text{kN/m}^2) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.8)$$

ここに、 γt : 単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

V_s : せん断弾性波速度 (m/s) (N 値からの推定可)

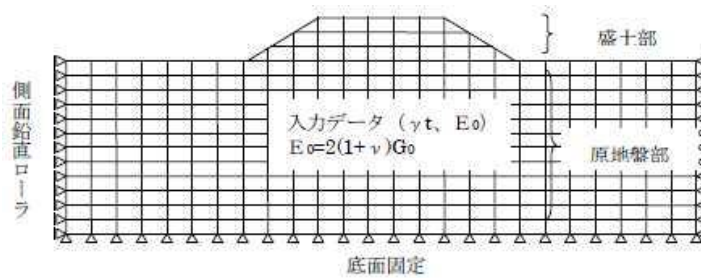
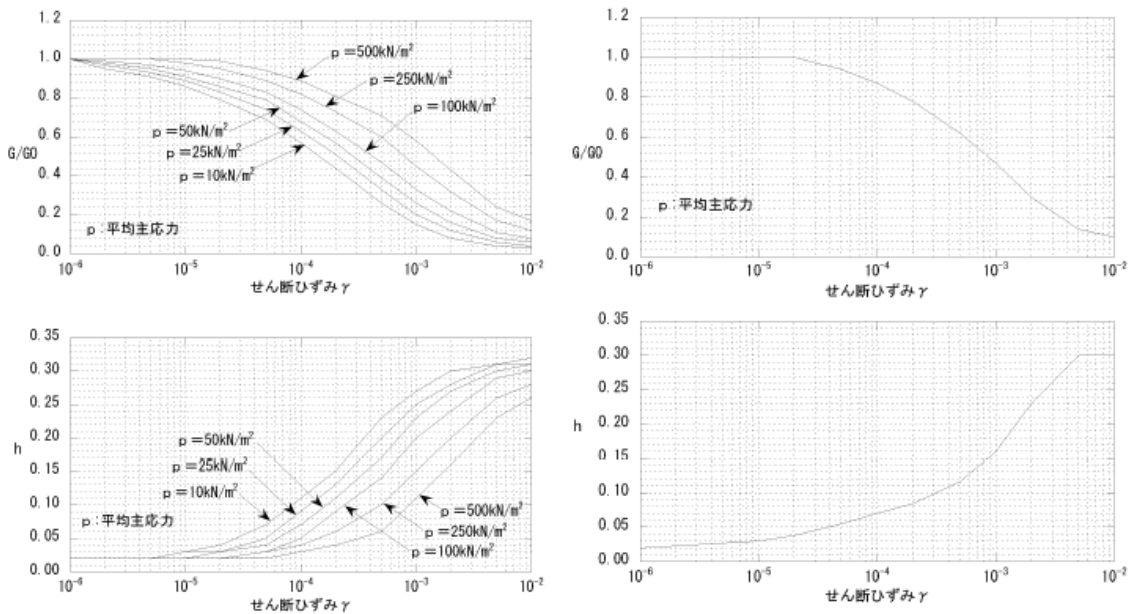


図-3.16 二次元 FEM による自重解析の各要素の設定例

(ii) $G-\gamma$ 及び $h-\gamma$ の関係

ひずみ依存特性は、動的変形特性試験の結果を採用するのを原則とするが、やむを得ず試験が実施できない場合は、図-3.11 及び図-3.17 に示す既存の試験結果を用いてよい。また、拘束圧の影響は、盛土底面に地表面波を入力する場合と同様に補正する。



(a) 砂質土

(b) 礫質土

図-3.17 盛土材のせん断剛性低下率と減衰定数のひずみ依存特性の例

4. ジオシンセティックスを用いた対策工

残留変位量が目標とする許容変位に収まらない場合には、何らかの対策が必要になるが、ここではジオシンセティックスを用いた対策工について述べる。

なお、対策工の検討については、ジオシンセティックスによる補強効果において「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成 19 年 1 月 (3.1.2 盛土の性能照査法 解 3.1.1)」に準拠し、且つ「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版 平成 25 年 12 月」に準拠し、その対策工にて残留変位量が許容値以内に収まるかどうかを確認する。

ジオシンセティックスを用いた対策工の検討フローを図-4.1 に示す。

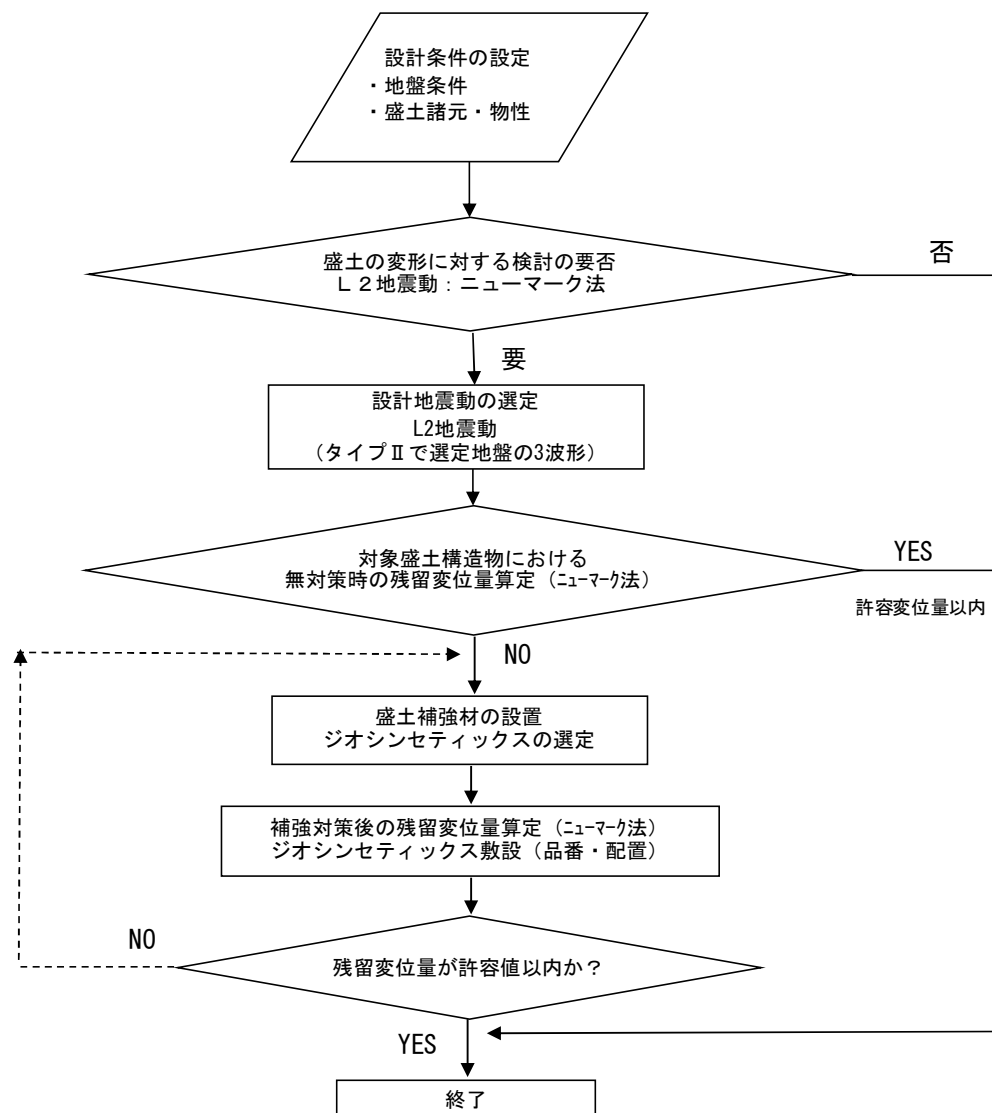


図-4.1 ジオシンセティックスを用いた対策工の検討フロー

【ジオシンセティックスによる補強効果】

ジオシンセティックスによる補強効果は、ジオシンセティックスが図-4.2に示すように、すべり線に沿って変形するとみなし、引張力Tによる抵抗モーメントの増分を考える。これに基づき、地震時における補強盛土の安定は式(4.1)を用いて照査する。

$$s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_h M_{RK} + R \sum T}{M_{DW} + k_h M_{DK}} \dots \dots \dots (4.1)$$

ここに、 s : 円弧すべりにおける安全率 (地震時)

M_R : 抵抗モーメント

M_D : 起動モーメント

M_{RW} : 自重による抵抗モーメント

M_{RC} : 粘着力による抵抗モーメント

M_{RK} : 地震抵抗力による抵抗モーメント

M_{DW} : 自重による滑動モーメント

M_{DK} : 地震慣性力による滑動モーメント

k_h : 水平震度

R : 円弧半径

T : ジオシンセティックスの引張力

各項はそれぞれ次式で与えられる。

$$M_{RW} = \sum (\quad) \cos \alpha \tan \phi$$

$$M_{RC} = \sum \cdot$$

$$M_{RK} = h \quad M_{RK} = h \sum W \sin \alpha \tan \phi$$

$$M_{DW} = \sum g$$

$$M_{DK} = h \quad M_{DK} = h \sum g$$

ここに、 g, g : スライス重心座標

c, c : 円弧中心座標

W : スライス重量

c : 土の粘着力

ϕ : 土のせん断抵抗角

b : スライス幅, l : すべり面の長さ, α : すべり面との角度

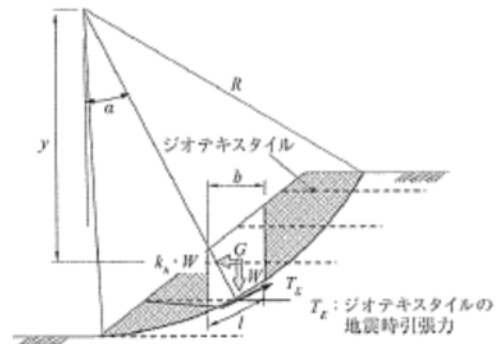


図-4.2 ジオシンセティックスの補強効果

降伏震度 y は、 $M = D \quad R = 0$ を満足する h として得られる。

$$y = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW} + R \sum T}{M_{DK} + M_{RK}} \dots \dots \dots (4.2)$$

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。

$$-J\ddot{\theta} + DW + DKH - RW - RKH - RC - \Sigma = 0 \dots\dots\dots(4.3)$$

ここに、 θ ：回転角

J ：慣性モーメント

であり、

$$J = \Sigma(G + 1/\frac{2}{G}) \dots\dots\dots(4.4)$$

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各加速度は(4.5)式、または静的 F_s を用いて(4.6)式で表される。

$$\ddot{\theta} = (h - y)(DK + RK)/ \dots\dots\dots(4.5)$$

$$\ddot{\theta} = \{h(DK + RK) - (s - 1)DW\}/ \dots\dots\dots(4.6)$$

【ジオシンセティックスの敷設間隔】

ジオシンセティックスの敷設間隔は、小段、小段から天端の間及び小段の間ごと（5mの小段の場合は2.5mピッチ）に設置することを標準とする。これは「補強盛土の一体化効果」を期待したものである。なお、小段ごとに敷設する場合には、天端部分から最上段の小段を通るすべりの残留変位量を確認しなければならない。

【ジオシンセティックスを用いた対策工の残留変位量の算出手順】

上記を踏まえたニューマーク法による土塊の残留変位量の計算手順を以下に示す。

- (i) 上記の敷設間隔からジオシンセティックスの敷設枚数と引張強度を設定する。ここでは、引張強度は同一強度に、敷設長は盛土全幅に設定する。
- (ii) 式(4.1)によって、水平震度 k_h を仮定し（例えば、0.2）、最小安全率の円弧すべり面を求め、このすべり面（臨界すべり面）を用いて k_h を変化させ、 $F_s=1.0$ となる降伏震度 k_y を求める。
- (iii) 計算に用いる入力加速度波形を設定する。
- (iv) 臨界すべり面の回転変位量は、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る。具体的には、式(4.5)と式(4.7)を用いて回転加速度 $\ddot{\theta}$ を、以降、逐次的に式(4.8)を用いて回転速度 $\dot{\theta}$ を、式(4.9)を用いて回転角 θ を計算し、臨界すべり面に対する円弧半径 R からすべり土塊の残留変位量 δ ($=R \cdot \theta$) を算出する。
- (v) 残留変位量が目標とする許容変位に収まらない場合には、上記の(i)～(iv)を繰り返して実施する。

$$\text{(回転加速度)} \quad \ddot{\theta}_{t+\Delta t} = \frac{1}{J} \Delta \ddot{\theta}_{t+\Delta t} \quad (\text{rad/s}^2) \dots\dots\dots(4.7)$$

(回転速度) $\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta$ (rad/s) (4.8)

(回転角) $\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t \cdot \Delta t + \frac{1}{6}(2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta^2$ (rad) (4.9)

【ジオシンセティックスの敷設長の設定】

ジオシンセティックスの敷設長は、残留変位量が目標とする許容変位量に収まるまで、トライアル計算し、敷設長を決定する。同一敷設長を標準とする。(但し、安定した地山上の腹付け盛土では、ジオシンセティックスの敷設長を全て同一とするのが困難となることがあるが、残留変位量が許容変位量に収まるか確認した上で、適切な敷設長を設定すると良い。)

ここで、すべり線と交差するジオシンセティックスの抵抗力は、式(4.10)に示すようにジオシンセティックスの設計引張強さ(地震時： T_{AE})と交差位置から奥部のジオシンセティックスを定着部とみなし、その定着長に応じた引抜き抵抗力(地震時： T_{PE})との小さい方を、そのジオシンセティックスが発揮できる引張強さ(地震時： T_{availE})として代表させる。

$$availE = \min(T_{AE}, T_{PE}) \dots \dots \dots (4.10)$$

ジオシンセティックスの定着部での引抜き抵抗力は、式(4.11)または式(4.12)より、地震時の引抜き安全率を考慮して算出する。

(i) 引抜き試験等からジオシンセティックスと土の摩擦係数を求める場合

$$PE = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)L_{eE}}{F_{SE}} \dots \dots \dots (4.11)$$

(ii) 土のせん断強度からジオシンセティックスと土の摩擦係数を推定する場合

$$PE = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)L_{eE}}{F_{SE}} \dots \dots \dots (4.12)$$

ここに、

- F_{SE} : 地震時の引抜きに対する安全率 (=1.2)
- c^* : 引抜き試験による見掛けの粘着力 (kN/m²)
- ϕ^* : 引抜き試験による見掛けのせん断抵抗角 (°)
- α_1, α_2 : 補正係数
- σ_v : ジオシンセティックスと土の接触面における鉛直応力 (kN/m²)

なお、ニューマーク法は性能設計(変形照査)であり、許容変位量に収まっていれば、全段のジオシンセティックスをすべり線の奥部に定着させる必要はない。

ジオシンセティックスを用いた高盛土の地震時安定対策例

ここでは、平地地盤上の高盛土（盛土高さ：20m）における、レベル 2 地震時の安定検討例を紹介する。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（平成 26 年 7 月）」及び「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版（平成 25 年 12 月）」に準拠して行う。

1. 盛土性能の設定（許容変位量）

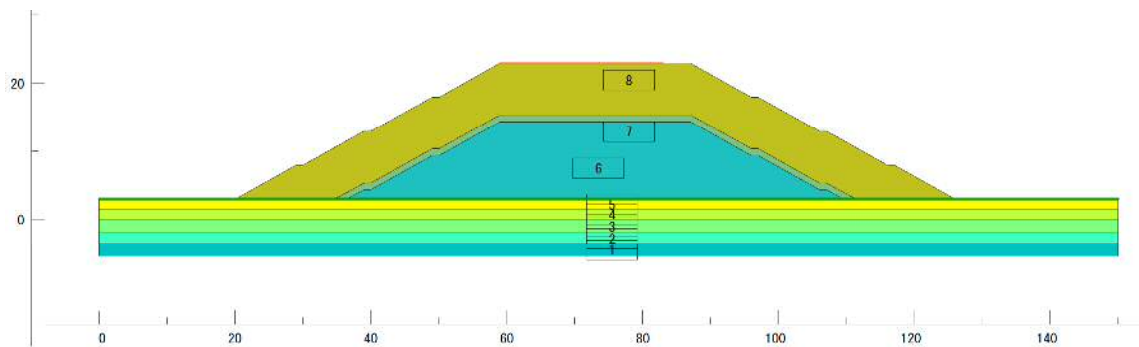
許容変位量を 30cm に設定する。

2. 対象断面の選定

最大盛土高の断面を選定する。

3. 地形、地質、水位、盛土構造などの設定

検討断面を例図-1 に示す。盛土高さは 20m、法勾配は 1 : 1.8、天端幅は 28m である。小段は高さ 5m の 3 段で、幅は 1m である。基礎地盤はⅡ種地盤である。



例図-1 検討断面図

4. 土質定数の設定

盛土材は山砂とし、土質定数は NEXCO 設計要領の「土質定数の目安」表から、ピーク強度及び残留強度を例表-1 のように設定した。

例表-1 盛土材の土質定数

材 料	湿潤密度 (kN/m^3)	破壊規準 線区分	ピーク強度		残留強度	
			c (kN/m^2)	ϕ (度)	c (kN/m^2)	ϕ (度)
山砂	19	a 線	0	40	0	35
		b 線	20	35	20	30
		変化点	$\sigma = 144(\text{kN/m}^2)$		$\sigma = 163(\text{kN/m}^2)$	

5. 地震動の設定

道路橋示方書V耐震設計編の兵庫県南部地震のⅡ種地盤用3波形(Ⅱ-Ⅱ-1~3)を使用する。

6. 安定計算(無対策時)

盛土高さが20mであることから、「地震応答解析」を実施せずに、ニューマーク法により残留変位量を算出する。

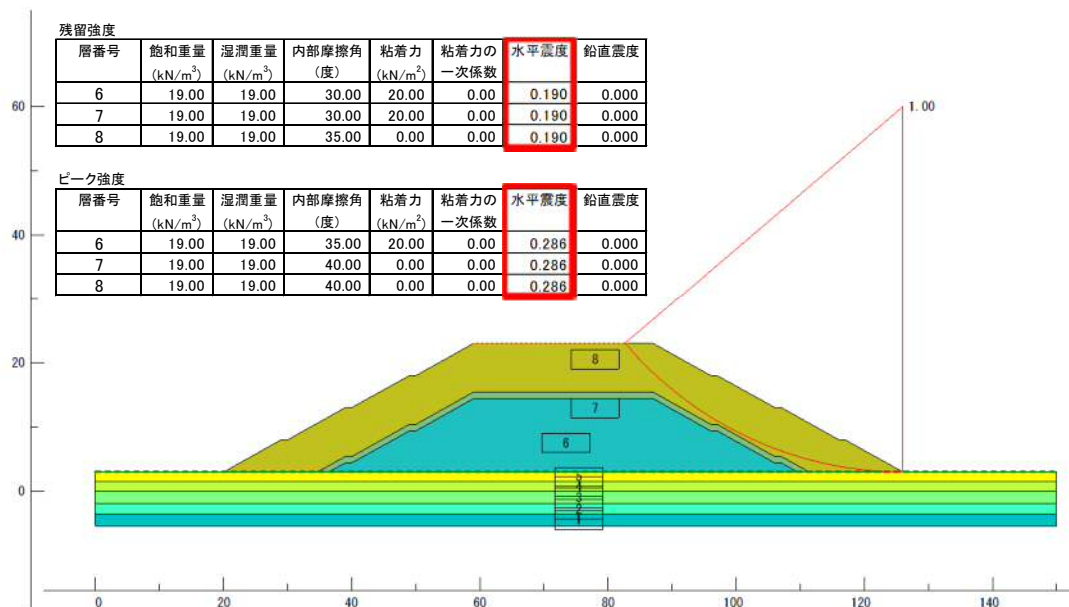
【円弧すべり線の設定】

車道部をすべり範囲とし、法肩から4mはすべり範囲の対象外とした。

【降伏震度の算出】

上記のすべり範囲の条件で、水平震度 k_h を0.2と仮定し、最小安全率の円弧すべり面を求める。このすべり面を用いて k_h を変化(計算ピッチ:0.001)させ、 $F_s=1.0$ (許容範囲: $|F_s-1.0| \leq 0.001$)となる降伏震度 k_y を求める。なお、スライス幅は2.0mとした。

降伏震度の算出結果を例図-2に示す。



例図-2 降伏震度の算出

ここで、降伏震度から降伏加速度を以下のように求める。

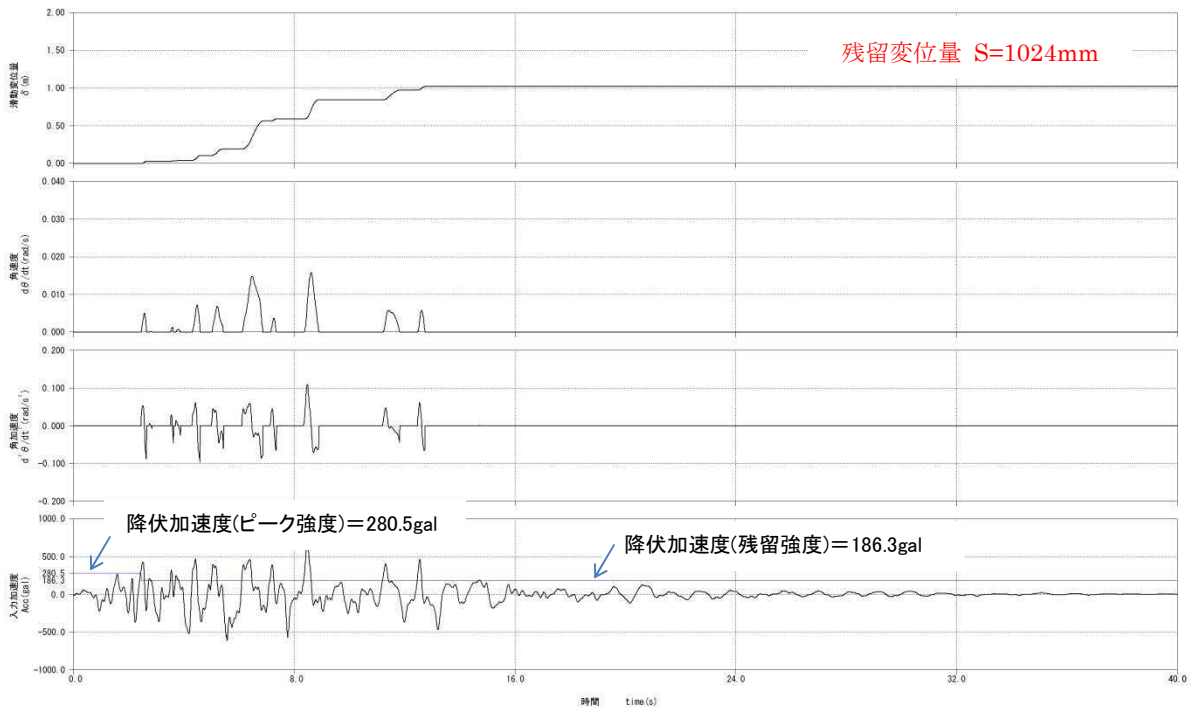
ピーク強度による降伏加速度: 降伏震度(0.286) × (±980.665) = ±280.5 (gal)

残留強度による降伏加速度: 降伏震度(0.190) × (±980.665) = ±186.3 (gal)

【すべり土塊の回転加速度、回転速度、回転角及び残留変位量の算出】

道路橋示方書V耐震設計編の兵庫県南部地震のⅡ種地盤用3波形(Ⅱ-Ⅱ-1~3)を使用し、前項のピーク強度及び残留強度による降伏加速度(正負)を用いて回転加速度を求め、順次回転速度、回転角及び残留変位量を算出する。

算出例として、波形Ⅱ-Ⅱ-1(JR西日本鷹取駅構内NS成分)の正の結果を例図-3に示す。



例図-3 残留変位量の算出(波形Ⅱ-Ⅱ-1の正)

残留変位量の算出結果をまとめて、例表-2に示す。例表-2より、3つの地震波に対する残留変位量(正負のうちの大きい方)の平均値は998mmとなり、許容変位量である300mmを満足しないため、対策が必要となる。

例表-2 残留変位量の算出結果一覧

降伏震度	正 負	残留変位量 (mm)			
		Ⅱ-Ⅱ-1	Ⅱ-Ⅱ-2	Ⅱ-Ⅱ-3	平均
ピーク強度 0.286 (±280.5gal)	正	1024	928	833	998
残留強度 0.190 (±186.3gal)	負	1108	945	941	

7. 安定計算（ジオシンセティックスを用いた対策工）

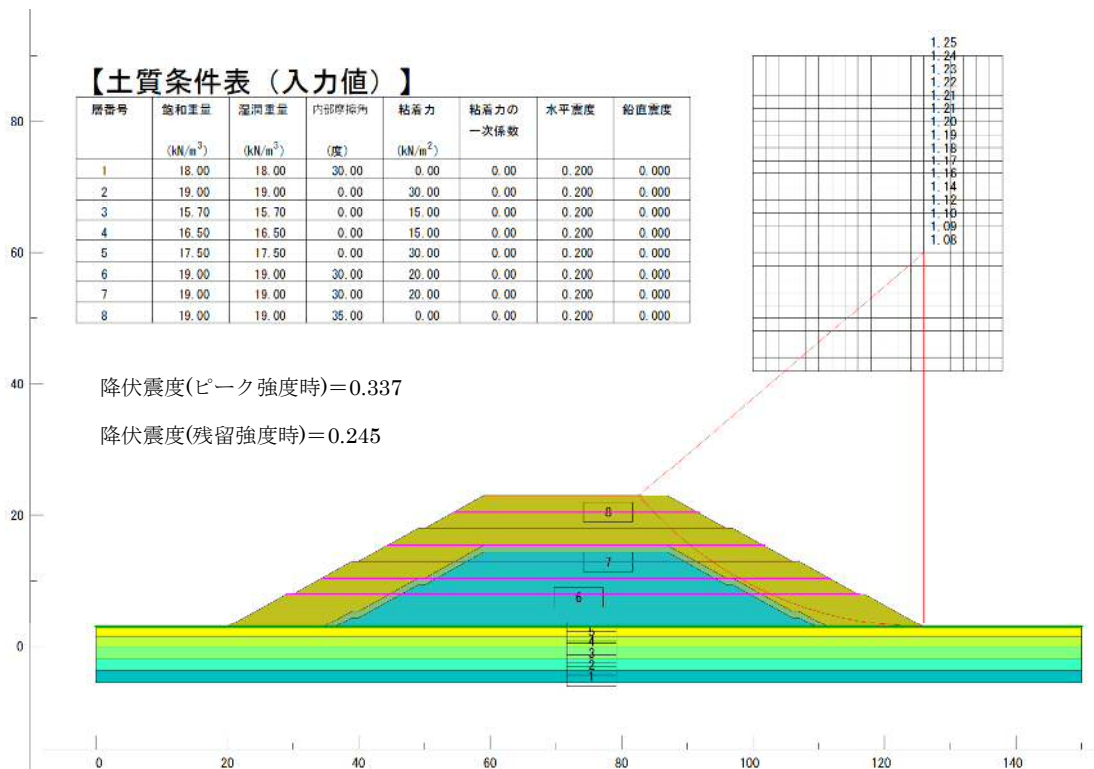
無対策時の残留変位量が目標とする許容変位量に収まらないため、ここではジオシンセティックスを用いた対策工を検討する。

【ジオシンセティックスの敷設間隔】

ジオシンセティックスの敷設間隔は、標準である小段及び小段の間ごと(高さ 5m の小段であるから 2.5m ピッチ)に設置する。

【ジオシンセティックスを用いた対策工の残留変位量の算出】

- (i) 上記の敷設間隔からジオシンセティックスを1段目の小段より上部に2.5mピッチで、例図-4に示すように、6段を盛土全幅に敷設する。なお、ジオシンセティックスの引張強度は、製品基準強度 $T_{max}=50\text{kN/m}$ (地震時設計強度 $T_{AE}=41\text{kN/m}$)の同一強度に設定した。
- (ii) 無対策時と同じすべり範囲の条件で、水平震度 k_h を 0.2 と仮定し、最小安全率の円弧すべり面(臨界すべり面)を求める。このすべり面を用いて k_h を変化(計算ピッチ: 0.001)させ、 $F_s=1.0$ (許容範囲: $|F_s-1.0| \leq 0.001$)となる降伏震度 k_y を求める。なお、スライス幅は 2.0m とした。

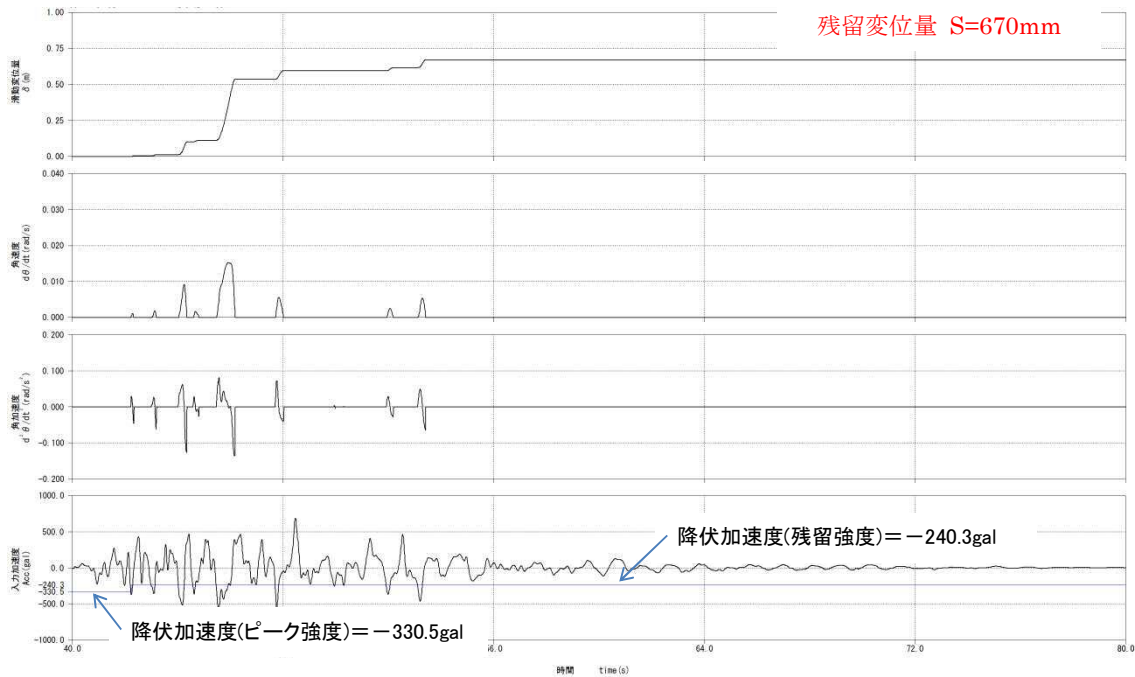


例図-4 検討断面と降伏震度

- (iii) 入力加速度波形は無対策と同様に、道路橋示方書V耐震設計編の兵庫県南部地震のII種地盤用3波形(II-II-1~3)を使用する。

(iv) 無対策時と同様に、残留変位量を算出する。

算出例として、波形Ⅱ-Ⅱ-1 (JR 西日本鷹取駅構内 NS 成分) の負の結果を例図-5 に示す。



例図-5 残留変位量の算出(波形Ⅱ-Ⅱ-1の負)

製品基準強度 $T_{max}=50\text{kN/m}$ (地震時設計強度 $T_{AE}=41\text{kN/m}$) のジオンセティックスを6段敷設した場合の残留変位量の算出結果を例表-3に示す。残留変位量の平均値は 553mm となり、許容変位量である 300mm を満足しない。

(v) 引張強度を上げて、製品基準強度 $T_{max}=100\text{kN/m}$ (地震時設計強度 $T_{AE}=83\text{kN/m}$) のジオンセティックスを6段敷設した場合の残留変位量を同様に算出する。

残留変位量の算出結果を例表-3に示す。残留変位量の平均値は 297mm となり、許容変位量である 300mm を満足する。

例表-3 残留変位量の算出結果一覧

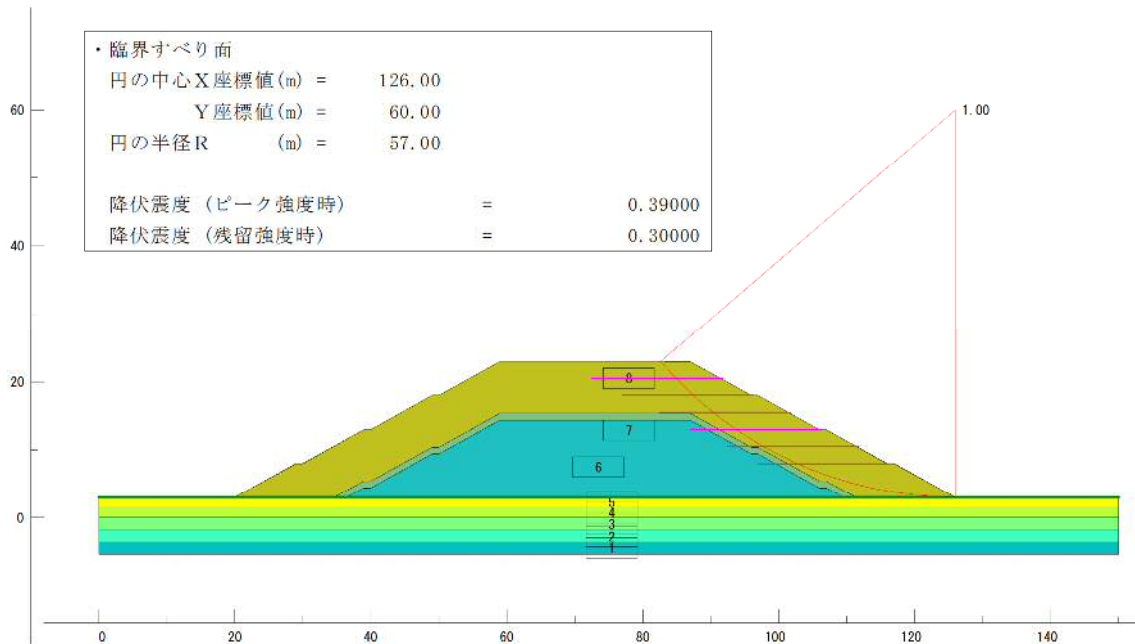
ジオンセティックス規格	正 負	残留変位量 (mm)				
		Ⅱ-Ⅱ-1	Ⅱ-Ⅱ-2	Ⅱ-Ⅱ-3	平均	判定
$T_{max}=50\text{kN/m}$ 全幅敷設×6段	正	554	491	461	553	NG
	負	670	457	498		
$T_{max}=100\text{kN/m}$ 全幅敷設×6段	正	283	259	258	297	OK
	負	375	220	194		

【ジオシンセティックスの敷設長の決定】

前項の全幅敷設時の臨界すべり面を参考にジオシンセティックスの敷設長を設定し、その時の残留変位量を算出する。必要最小限の敷設長をトライアルで求め、残留変位量が許容変位量内の最適な敷設長を決定する。

残留変位量の算出結果を例表-4に示す。残留変位量の平均値は敷設長18mで335mm、敷設長19mで297mmとなり、許容変位量である300mmを満足する敷設長は19mとなる。

なお、ジオシンセティックスの敷設長が19mの臨界すべり面を例図-6に示す。



例図-6 臨界すべり面（敷設長：19m）

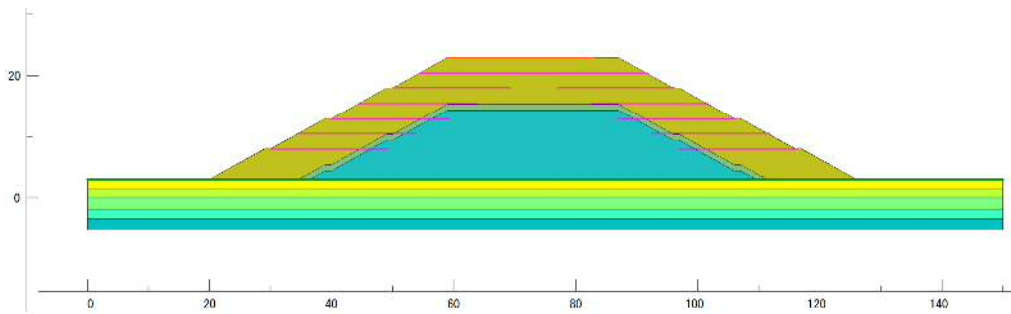
例表-4 残留変位量の算出結果一覧

ジオンセティック規格	正 負	残留変位量 (mm)				
		II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均	判定
Tmax=100kN/m L=18m×6段	正	322	293	285	335	NG
	負	427	252	262		
Tmax=100kN/m L=19m×6段	正	283	259	258	297	OK
	負	375	220	194		

【ジオシンセティックスを用いた対策工】

平地地盤上の高盛土（盛土高さ：20m）における，レベル2地震時の安定対策工として，製品基準強度 $T_{max}=100\text{kN/m}$ (地震時設計強度 $T_{AE}=83\text{kN/m}$) のジオシンセティックスを6段（小段及び小段の間ごと）に2.5mピッチ）敷設する．

対策工の断面図を例図-7に示す．なお，ジオシンセティックス敷設長の合計は，例表-5に示すように227mとなる．



例図-7 対策工断面図

例表-5 ジオシンセティックス敷設長の合計

	1 段目 (最下段)	2 段目	3 段目	4 段目	5 段目	6 段目 (最上段)	合計
敷設長(m)	38	38	38	38	38	37	227

参考資料 I : 許容変位量の設定

ここでは、許容変位量を設定するに際して、参考となる考え方を以下に示す。

(1) 過去の地震被害と復旧時間

(地震時安定検討の解説：(株)高速道路総合技術研究所，平成 21 年 10 月 15 日)

過去の地震での盛土被害と復旧に要した時間を参考表 I-1 に示す。

参考表 I-1 過去の地震での盛土被害と復旧に要した時間

発災年	地震名	路線名	上下	被害状況	復旧に要した時間	
					緊急車両 通行可能	一般車両 通行可能
S53.6	宮城県 沖	東北道	泉～大和	盛土の沈下(30cm 以下と思われる)	不明	約 62h
			福島飯坂～国見	橋台との段差(30cm 程度)	不明	約 47h
H16.10	中越	関越道	六日町～小出	最大 50cm	約 19h	約 138h
			小出～長岡	最大 100cm (平均 30cm)	約 19h	約 13 日
		北陸道	柏崎～長岡	最大 60cm (平均 10cm)	約 19h	約 76h
H19.7	中越沖	北陸道	長岡～柏崎	最大 50cm (平均 10cm)	4h	26h
			柏崎～米山(上り)	最大 40cm (平均 10cm)	4h	26h
			柏崎～米山(下り)	最大 30cm (平均 10cm)	4h	28h
			米山～柿崎	最大 30cm (平均 15cm)	4h	56h

- ・過去の地震事例によれば、盛土の地震被害が「**30cm～100cm 程度**」であれば、緊急車両が概ね 1 日以内に通行可能

(2) 道路盛土の耐震性能の評価基準

(道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察：常田賢一・小田和弘，土木学会論文集 C Vol.65, No.4, 857-873, 2009.11)

中越地震における被害特性，同地震及び宮城県北部地震における応急復旧，交通解放のための管理・運用の実態及び段差走行実験の結果に基づいて，被災した道路盛土に対する常時の通行機能の難易の視点から，道路盛土の耐震性能の評価基準を参考表 I-2 に提示する。ここで，通行機能とは車両の通行の容易性あるいは走行速度である。また，評価項目は車両の走行性に直接関係する以下の 3 項目とする。

- i) 道路の段差高：すべり破壊あるいは沈下に伴う路面の不連続な不陸や段差の高さで評価する。段差高が大きい方が車両の走行性に与える影響が大きいとする。
- ii) すべり破壊面の出現位置：すべり面の盛土表面の出現位置で評価する。すべり破壊が天端の奥深くまで及ぶ方が車両の走行性に与える影響が大きいと考える。

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

次に、上記の各評価項目に基づく耐震性能の評価水準は、以下の4ランクとする。

- i) ランク 1：路面に発生する段差は常時の補修水準の 2～3cm 以下であり、すべり破壊、天端の不均一な沈下が発生しない状態。応急復旧は不要であり、常時の通行機能が確保できる。
- ii) ランク 2：路面に発生する段差は常時の補修水準を超えるが、大型あるいは小型の緊急車両あるいは一般車両が「停止的走行(0～10km/h)」あるいは「徐行走行(15～20km/h)」により通行できる 20～25cm 以下であり、すべり面の発生は車道でなく、路肩あるいはのり面内に止まり、天端の沈下はやや不均一な形状を示す状態。緊急復旧により比較的容易かつ早期に復旧できるが、復旧しなくとも規制速度下の「停止的走行」あるいは「徐行走行」による暫定的な交通解放により通行が確保できる。
- iii) ランク 3：路面に発生する段差は 20～25cm 以上、50cm 以下と比較的大きい、上下車線のいずれか一方の車線にすべり面が出現する、天端の沈下形状も不均一性がやや大きい状態。応急復旧は比較的長時間がかかり、また規制速度下の通行機能の確保は困難であるため通行止めが必要である。
- iv) ランク 4：路面に発生する段差は 50cm を超える、上下の両車線にすべり面が出現する、天端の沈下形状も不均一性が大きい状態。応急復旧は困難であり、本復旧のために長時間が必要とされるため通行止めが必要である。

ここで、段差量の 2～3cm は道路の維持管理基準に相当させている。また、25cm は段差走行実験の結果に基づいている。さらに、50cm は中越地震における段差量の分布に基づいて最大値に近い値とした。

参考表 I - 2 道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分

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

(3) 応急復旧のための判定

(道路震災対策便覧(震災復旧編)：日本道路協会，平成19年3月)

応急復旧のための判定は，応急復旧の調査の結果に基づき道路盛土区間の被災度を判定し，応急復旧，本復旧を含めて何らかの復旧を必要とするか否か，さらに，復旧を必要とする場合には，通行規制の影響及び二次災害の防止との関係から，応急復旧を実施する必要があるか否かの判定を行うものである。

1) 被災度判定

道路施設の被災度は，道路の走行機能から見た被災の程度と，構造としての安定性から見た被災の程度とが複合したものであり，道路盛土の場合も両者が完全に独立したものではない。すなわち，厳密に見ると盛土の長い区間に渡って沈下したとしても，不陸がそれほど大きくなければある程度の走行性が確保される場合もあるが，一般的に走行性が損なわれるような被害が発生した場合には，盛土構造としての安定度も低下していると判断される。よって，道路盛土における被災度は，盛土本体の安定性と道路の走行性から評価され，次のように区分される。

A：大被害（盛土が全面的に崩壊するか，損傷規模が道路車線の大半におよび走行が不可能な場合）

B：中被害（盛土が部分的に崩壊し，道路車線の一部に走行性の支障がある場合）

C：小被害（盛土のごく一部に変状が認められるが，走行性に支障がない場合）

D：（盛土に特に異常が認められない場合）

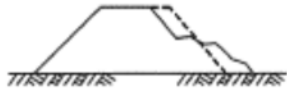
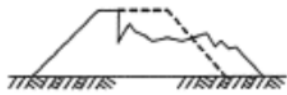



被災度判定を行う場合は，上述の安定性と走行性を支配する亀裂及び段差の位置，深さ，沈下量，形状等の諸量を，被災パターンに分けて判定することが合理的であり，参考表 I-3 のような分類が考えられる。ここでは，亀裂の生じた位置及び形状により被災パターンを分類し，亀裂の大きさ及び段差量により被災度を区分した。このような分類により，被害の発生機構を推定し，また道路盛土としての機能低下の程度を把握することができ，その後の復旧工法の選定に役立てることが可能になる

2) 応急復旧の判定基準

上記の被災度判定により，適切な交通規制の見直し措置及び応急復旧実施の判断を行う必要がある。参考表 I-4 は，被災度に応じた交通規制措置，応急復旧に対する一応の目安を示したものである。

参考表 I-3 平地盛土の被災パターンと被災度分類

(1) 被災パターン分類表

被災パターン	被災模式図	被害形態
I型		のり面の流出、崩壊または亀裂の段差の発生が道路車線まで及ばず、のり層にかざられるもの。
II型		盛土のすべり崩壊または亀裂、段差の発生が道路車線まで及ぶもの。
III型		破壊が基礎地盤におよび盛土形状が原型をとどめないもの。
IV型		盛土の一律な沈下に伴って、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亀裂を起こしたもの。

(2) 被災度分類表

被災パターン	被災度	被災度の説明
I	B	亀裂幅 15cm 以上または段差量 20cm 以上
	C	亀裂幅 15cm 未満、かつ段差量 20cm 未満
II	A	亀裂幅 30cm をこえ、かつ段差量 50cm をこえたもの
	B	亀裂幅 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

参考表 I-4 被災度に応じた交通規制及び応急復旧の目安

被災度	被害程度	通行規制措置	応急復旧の目安
A	大被害	全面通行止め	迂回路、仮設道路（仮設橋）
B	中被害	車線規制	被災パターンに応じて土留対策の上、盛土・舗装等
C	小被害	走行注意表示 または規制無し	必要に応じて土砂充てん・舗装等

注) 被災度 A～C のすべてにおいて、雨水および湧水に対する排水対策が必要

参考資料Ⅱ：盛土材(路体)の締固め

盛土の路体材料の締固め基準について、道路土工 盛土工指針と NEXCO の例を参考表Ⅱ-1 に示す。

(道路土工 盛土工指針：日本道路協会，平成 22 年 4 月)

(設計要領 第一集 土工編：NEXCO，平成 26 年 7 月)

参考表Ⅱ-1 路体材料の締固め

		盛土工指針	NEXCO
締固め度	粘性土	空気間隙率 $v_a \leq 10\%$ 飽和度 $S_r \geq 85\%$	$V_a \leq 13\%$ ($20\% \leq -75 \mu m < 50\%$) $V_a \leq 8\%$ ($50\% \leq -75 \mu m$)
	砂質土	$D_c \geq 90\%$ (A,B 法)	$D_c \geq 92\%$
	岩塊	試験(モデル)施工により決定	
仕上り厚さ	土砂	30cm 以下	
	岩塊	試験(モデル)施工により決定	

*NEXCO の D_c 及び V_a は，RI 計器で測定した 15 点の平均値である。

【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) 設計要領 第一集 土工編：NEXCO，平成 26 年 7 月
- 3) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：日本道路協会，平成 24 年 3 月
- 4) 地震時安定検討の解説：(株)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 15 日
- 5) 道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察：常田賢一・小田和弘，土木学会論文集
C Vol.65,No.4,857-873,2009.11
- 6) 道路震災対策便覧(震災復旧編)：日本道路協会，平成 19 年 3 月
- 7) ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版：
土木研究センター，平成 25 年 12 月