

兵庫県南部地震における被災盛土の動的安定性に関する研究

輔信捷三¹⁾・柳原和憲²⁾・松井 保³⁾・鳥居 剛⁴⁾・黒田修一⁵⁾

¹⁾住宅・都市整備公団 (〒536 大阪市城東区森之宮一丁目6番85号)

²⁾正会員 住宅・都市整備公団 (〒562 箕面市小野原東六丁目2番1号)

³⁾正会員 工博 大阪大学工学部教授 (〒565 吹田市山田丘2-1)

⁴⁾正会員 工修 (株)建設企画コンサルタント (〒550 大阪市西区靱本町3-5-25)

⁵⁾正会員 工修 (株)建設企画コンサルタント (〒169 東京都新宿区大久保 2-1-9)

兵庫県南部地震で変状を生じた宅地盛土を対象に、ボーリングなどの一般的な調査による土質判別情報やN値等を用いて、普通に考えられる範囲の強度定数や剛性を設定し、震度法によるすべり安定計算と等価線形化法による地震応答解析を行った。応答解析による被災盛土の天端加速度は近在地点の観測値と概ね一致し、動的な安全率は1以下となった。また、すべり安定計算による安全率が1となる水平震度は、応答解析により求めた等価瞬間水平震度に概ね一致した。限られた地盤情報から平均的な物性値を設定して行った計算・解析によっても、被災状況のある程度説明できることが分かった。

Key Words: residential embankment, earthquake, slope stability, seismic response analysis, lateral seismic intensity

1. はじめに

1995年1月17日午前5時46分に発生した兵庫県南部地震は、宅地盛土にも多くの被害をもたらした。この被害は、古い時代に造成された宅地、原地形が谷地形である所の盛土、地下水位の高い盛土、という立地条件が重なった所に多いことが指摘されている¹⁾。

盛土の耐震設計は、通常、震度法によってなされるが、大規模で重要な盛土では、有限要素法による応答解析も行われる。こうした計算・解析の適用に当たっては、どの程度地震時の挙動を表現できるか、また、震度法と応答解析の結果の相互の関係はどのようなものであるのかを知っておくことが重要と考えられる。また、既設盛土の耐震性の評価においては、十分な地盤情報を得ることが難しい箇所もあることから、物性値の精度と計算・解析の結果との関係も知っておくことが必要と考えられる。

本報告は、このような視点から、兵庫県南部地震で変状を生じた宅地盛土を対象に、ボーリングなどの一般的な調査情報から、通常考えられる物性値を設定して、震度法によるすべり安定計算と等価線形化法による地震応答解析を行い、限られた地盤情報にもとづくこれらの計算・解析結果が被災状況をどの程度説明できるのかについて調べたものである。

2. 被災状況

対象とした宅地盛土の位置は図-1に示すとおりで、神戸大学の東北東約2km、新神戸変電所の東約1.2kmにある。地盤変状は図-2に示すように、西北西に通る市道に沿う左右ののり面に生じている。その規模は市道の延長190m、両幅で50mの範囲である。主な変状は、左右の盛土ののり肩よりおよそ20mの位置にすべりの頭部があり、亀裂と20~40cmの沈下が、また、のり尻の石積み擁壁には押し出しが生じ、市道には多数の亀裂が入り50cm程度の隆起が認められた。

図-3および表-1は図-2のA-A断面の土層構成を表している。震災後にボーリングが行われ、盛土高さは7m程度、宅盤の亀裂の位置や変状状況から花崗岩の基盤に沿うすべりと想定されている。また、盛土材料は主にまさ土であること、N値は3~6と小さいこと、盛土と基盤の間には沢地性の堆積物や植物を混入したシルトからなる旧表土層のあることなどがわかっている。すべり面はこの旧表土層か、その上下の層境界付近と想定される。ボーリングは震災の数ヶ月後に行われ、盛土内には地下水位は認められなかった。前年は濁水であったことから、地震時においても地下水位は盛土内に上昇していなかったと推定される。



図-1 検討位置

表-1 地盤構成と土質

地盤構成	土質性状	N 値
盛土	礫径1~3cmの角礫を含むシルト質砂よりなる。最大盛土厚さ7m.	3~6
旧表土層	粘土、砂混りシルト、砂質シルトよりなる。層厚は0.5~1.2m.	5~7
花崗岩	D~CL級岩盤を呈す。DL.33~34m以深よりCL級となる。	45以上

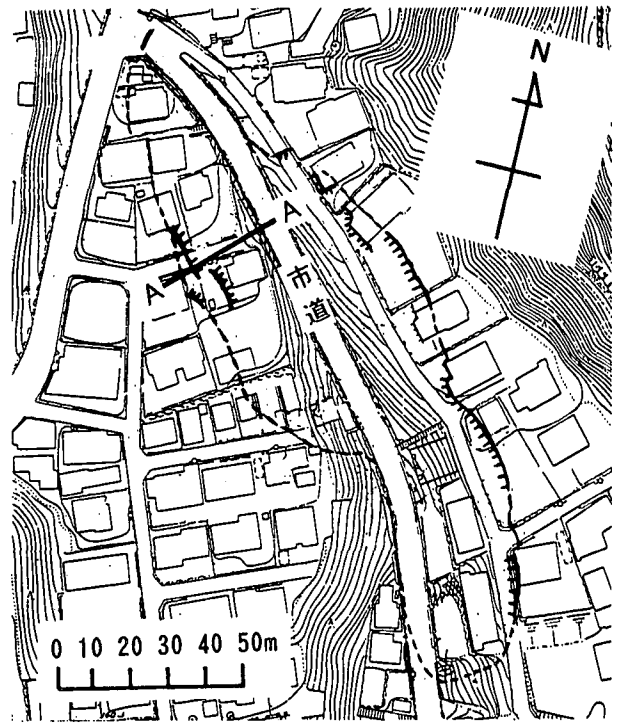


図-2 被災状況平面図²⁾

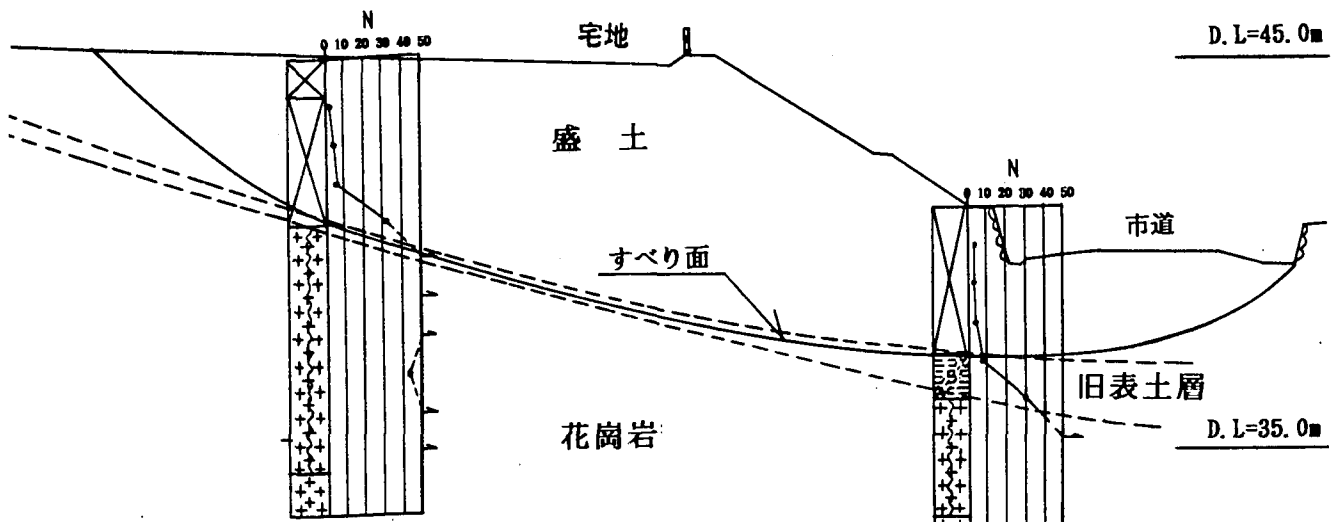


図-3 検討断面〔文献2〕に加筆

3. 物性値の設定

計算・解析はA-A断面を対象とした。表-2に震度法と応答解析に用いた物性値を示す。以下に変状を生じた盛土と旧表土層の物性値の設定根拠を示すが、これらの物性値は、土性とN値より既存資料に示された平均的な値として設定した。

①強度定数 c , ϕ

盛土材はまさ土主体であることから、砂質土として大崎の式より ϕ を 25° と設定した。また、 c は既存資料³⁾を参考に 2 tf/m^2 と設定した〔資料3〕

には c は 3 tf/m^2 以下とあり、 $1 \sim 3 \text{ tf/m}^2$ の範囲の値をもつとして、 2 tf/m^2 と設定〕。旧表土層はシルト質の粘性土であることから、 ϕ を 0 、強度増加率 m を 0.25 （道路土工指針より）として c を求めた（土被り厚が 5 m 以上で 3.0 tf/m^2 、 5 m 未満で 2.0 tf/m^2 ）。

② V_s

盛土および旧表土層の V_s はN値と V_s の一般的な関係式⁴⁾より求めた。また、 V_s より初期せん断剛性率 G_0 を求めた。

$$V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (\text{砂質土: 盛土 } N=3)$$

表-2 解析物性値

項目	盛土	旧表土	D岩盤	C ₁ 級岩盤
γ_s (tf/m ³)	1.8	1.8	2.2	2.4
c (tf/m ²)	2.0	2.3	—	—
ϕ (度)	25	0	—	—
V _s (m/s)	115	180	350	700
G ₀ (kgf/cm ²)	256	583	2750	12000
ポアソン比 ν	0.45	0.45	0.35	0.3
初期減衰定数	0.03	0.03	0.03	0.03
等価減衰定数	0.05	0.03	0.02	0.00

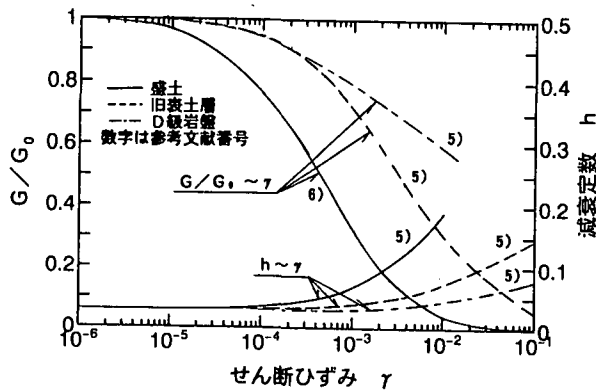


図-4 動的物性値のひずみ依存性関係

$$V_s = 100 \cdot N^{1/3} \quad (\text{粘土: 旧表土層 } N=6)$$

③ $G/G_0 \sim \gamma$ 関係, $h \sim \gamma$ 関係

盛土および旧表土層のせん断剛性率のひずみ依存性 ($G/G_0 \sim \gamma$ 関係) と減衰定数のひずみ依存性 ($h \sim \gamma$ 関係) は図-4 に示す関係を用いた。これらの特性は既存資料に土質別に図示された値の平均値を取ったものである。

④ その他

動的ポアソン比は通常用いられる一般的な値とした。減衰は図-4 に示す材料の持つ履歴減衰の他に、地震時には盛土と基盤の境界面でエネルギー減衰が生じるので、この減衰を等価減衰として履歴減衰に上乘せした。等価減衰は5~15%程度とされている⁷⁾ので、ここでは5%とした。

4. 震度法による検討

震度法ではすべり面の形状が非円弧なので、安全率の算定には簡便法を非円弧に適用した計算式を用いた。図-5 はすべり安全率 F_s が1.0 となるときの水平震度〔限界水平震度と称する〕 k_{bc} と盛土の強度定数との関係を示している。図中のハッチは既存資料にもとづく強度定数の取り得る範囲である。

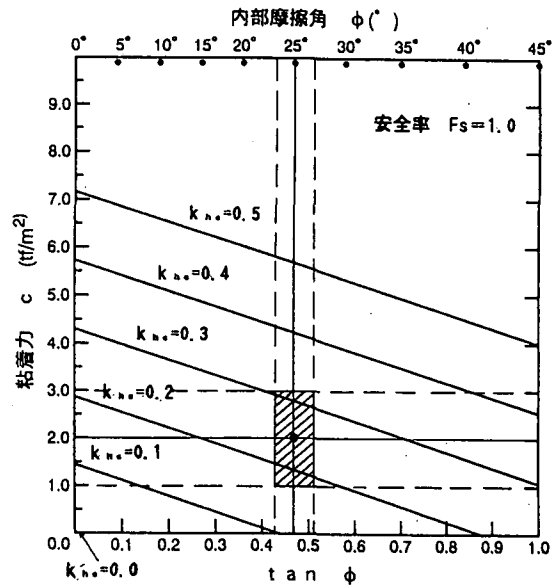


図-5 限界水平震度と盛土の強度定数との関係

図に示すように設定した盛土強度 [$c=2\text{tf/m}^2$, $\phi=25^\circ$] における限界水平震度は0.25であり、地震時にはこの程度の水平震度が作用したと考える。また、 $c=1.0\text{tf/m}^2$ では $k_{bc}=0.18$ 、 $c=3.0\text{tf/m}^2$ では $k_{bc}=0.31$ であった。

5. 応答解析による検討

応答解析は等価線形化法〔FLUSH〕による周波数領域〔15Hzまで〕の解析を行った。入力地震波は神戸大学での観測波形のEW成分を用いた〔最大加速度305gal〕。これは、神戸大学が検討地点に近く検討地点と同様に推定断層の北側に位置すること、花崗岩の岩盤内で計測された値で検討地点の基盤と類似していること、などを考慮したものである。また、斜面の方向を考慮してEW成分を用いた。

図-6 は最大応答加速度分布を示したもので、盛土のり肩の加速度は626galであった。隣接の新神戸変電所における盛土表面の最大加速度の観測値⁸⁾は584galで、解析値はそれに近く、解析による盛土の応答特性は実際の状況のある程度シミュレートできたと考えられる。

図-7 は動的応力と静的応力を合成して求めたすべり安全率⁷⁾ F_s と等価瞬間水平震度⁷⁾ k_{bc} 〔すべり面内の土塊に働く水平慣性力の平均値に等価な水平震度〕との関係を示している。図中の○印は解析の時間ステップ毎の安全率と等価瞬間水平震度との関係であり、実線〔-△-〕は震度法による安全率と水平震度との関係である。応答解析による限界等価瞬間水平震度〔安全率が1.0 となる等価瞬間水平

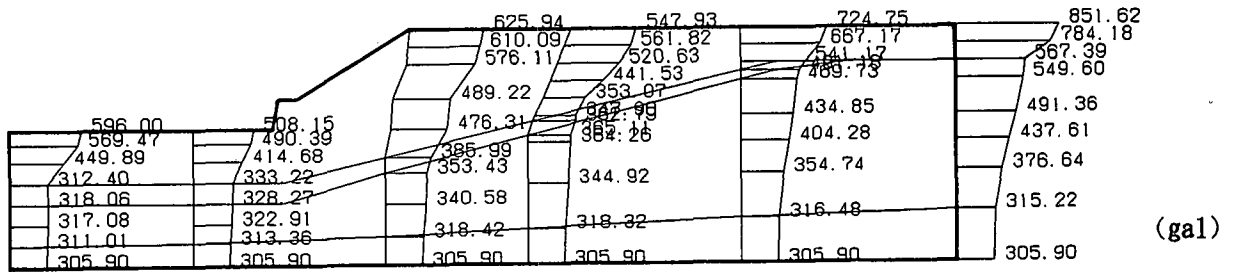


図-6 最大応答加速度分布

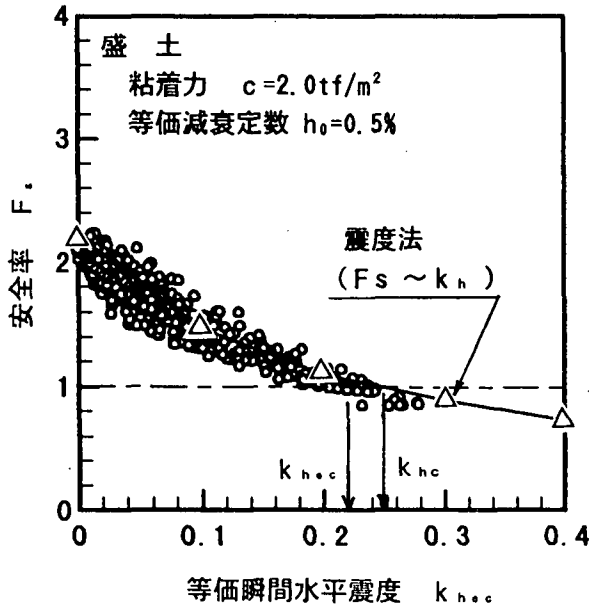


図-7 安全率と等価瞬間水平震度の関係

震度) $k_{h.o.c}$ は0.22であり、震度法による限界水平震度にはほぼ一致している。図に示すように両手法の安全率と水平震度の関係が概ね一致することから、等価瞬間水平震度は震度法の水平震度とほぼ同じ効果(慣性力)を表すと考えられよう。

表-3には震度法の結果と応答解析の結果をまとめて示した。また、同表には参考として、盛土の等価減衰定数が10%と15%になった場合のり肩の最大応答加速度と限界等価瞬間水平震度、等価減衰定数が5%で盛土の c が 1.0 tf/m^2 と 3.0 tf/m^2 の場合の限界等価瞬間水平震度および新神戸変電所の最大加速度の観測値から野田・上部の式を用いて推定した水平震度も併記した。これによると、盛土の等価減衰定数が大きくなると盛土天端の最大応答加速度は小さくなるが、限界等価瞬間水平震度は5%の場合とほとんど変わっていない。これは、安全率が1.0となる時刻が盛土の天端と下面の相対変位が大きくなる時で、天端の加速度が最大となる時刻とずれており、この時の加速度分布が減衰定数の大小によってあまり変わらないことを示すものであろう。

表-3 最大加速度と水平震度の推定値

項目	盛土の粘着力 tf/m^2	震度法	応答解析			新神戸変電所
			減衰定数 5	減衰定数 10	減衰定数 15	
水平震度	1.0	0.18	0.19	—	—	0.28*
$k_{h.o.c}$	2.0	0.25	0.22	0.23	0.23	
$k_{h.o.c}$	3.0	0.31	0.26	—	—	
最大水平加速度	—	—	626 gal	518 gal	448 gal	584 gal

* 野田・上部の式 ($k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3}$) より推定

6. 結論

応答解析による被災盛土天端の最大加速度が近在地点の観測値と概ね一致し、動的な安全率は1以下となった。また、すべり安全率が1.0となる水平震度は応答解析により求めた等価瞬間水平震度と概ね一致した。限られた地盤情報から平均的な物性値を設定して行った計算・解析によっても被災状況のある程度説明できることが分かった。

参考文献

- 1) 沖村他：兵庫県南部地震における宅地地盤被害の原因(その1), 建設工学研究所報告, No. 38-B, PP. 85-96, 1996
- 2) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書(資料編vol.2), 地盤工学会, PP. 601-604, 1996. 10
- 3) 日本道路公団：設計要領第1集, 道路厚生会, P. 28, 1988
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, P. 43, 1996. 12
- 5) 土木学会編：動的解析と耐震設計第1巻 地震動・動的物性, PP. 102-111, 1986. 6
- 6) 緒方他：礫を含んだ不攪乱土の動的変形特性, 第17回土質工学研究発表会, PP. 1609-1612, 1982
- 7) 渡辺ら：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価の一考察, 大ダム, No. 97, PP. 25-38, 1981
- 8) 濱田他：1995兵庫県南部地震液状化、地盤変位及び地盤条件, 地震予知総合研究振興会, 1995