



## 地下水浸透流を有する住宅高盛土の地震時安定性評価のための調査と解析

三浦均也<sup>1)</sup>， 森政信吾<sup>2)</sup>， 吉田望<sup>3)</sup>， 千野克浩<sup>4)</sup>， 村田芳信<sup>5)</sup>

- 1) 非会員 豊橋技術科学大学建設工学系，教授 工博  
e-mail : k-miura@tutrp.tut.ac.jp
- 2) 非会員 豊橋技術科学大学建設工学系，研究員 工博  
e-mail : sm004@edu.imc.tut.ac.jp
- 3) 正会員 東北学院大学工学部環境土木工学科，教授 工博  
e-mail : yoshidan@tjcc.tohoku-gakuin.ac.jp
- 4) 非会員 応用地質株式会社中部支社技術一部  
e-mail : chino-katsuhiko@oyonet.oyo.co.jp
- 5) 非会員 NPO 法人地盤防災ネットワーク，代表  
e-mail : y-murata@msc.biglobe.ne.jp

### 要 約

東海地域などの大規模被害地震が発生する可能性が高いと想定される地域では，他の構造物と同様に住宅高盛土の地震時の安定性評価および耐震対策が急務とされている。しかしながら地方自治体においては調査・対策に使うことのできる予算は限られており，低予算で効率的に調査できる手法が求められている。そのため，著者らは豊川市御油の長大な盛土斜面を有する造成地を対象に，既に供用されている宅地盛土の地質構造や地下水浸透を効率的に調査する手法の検討，およびその調査結果に基づいた解析方法と地震時安定評価法を調査研究した。本文では，調査結果を示すとともに，各調査法の適用性および，調査結果を用いた高盛土の安定性評価法および解析結果について考察する。

キーワード： 住宅高盛土，地下水浸透流，地震，安定性評価

### 1. はじめに

大規模な被害地震では道路や住宅などの盛土がしばしば甚大な被害を受けてきた。大きな被害を出し，社会的なインパクトが大きかった1995年兵庫県南部地震<sup>1)</sup>以降を見ても，2004年新潟県中越地震<sup>2)</sup>，2007年能登半島地震<sup>3)</sup>，2007年新潟県中越沖地震<sup>4)</sup>等でも，沢地形に造成された複数の大規模盛土の崩壊が発生した。このことは，これまでの宅地造成工事許可に係る基準や開発許可の基準では地盤災害防止には不十分であった可能性，あるいは，調査と対策が十分に行われていなかった可能性を示唆している。そのため，東海地域などの大規模被害地震の発生可能性が高い地域では，住宅高盛土の地震時の安定性評価ならびに耐震対策必要性の検討が急務とされている。しかしながら地方自治体においては調査・対策に使うことのできる予算は限られているため，低予算で効率的に調査できる手法が求められている。

地震による宅地造成盛土の被害は，盛土の規模や傾斜などの地形的要因のみならず，地質構造，盛土材料の力学的特性さらには造成後の浸透水や地下水位の影響など，いわゆる地盤特性に強く依存する。

また、建物の倒壊に繋がる盛土の被害も、地震衝撃力による斜面崩壊などの破壊によるものから盛土の陥没や沈下といった変形によるものなど多岐にわたる。また、盛土による地震動の増幅特性も建物に損傷を与える主要因として視野に入れる必要がある。

このような背景から、著者らは豊川市御油の長大な盛土斜面を有する造成地を対象に、既に供用された宅地上から盛土の全体的な分布やその特徴を効率的に調査する手法の検討、およびその調査結果に基づいた解析方法と地震時安定評価法を調査研究した。この盛土では、盛土下端の擁壁の水抜き孔から地下水浸透流が恒常的に流出していたことから、地下水位が高く大地震時には盛土が不安定化する可能性が危惧されていた。

本稿では、まず調査研究の対象とした住宅高盛土の概要を示し、地盤調査において実施した、2次元表面波探査、各種動的貫入試験、ボーリングによる標準貫入試験、ボーリング孔を利用したPS検層、長期地下水位観測、および傾斜計による盛土の変位計測の結果について説明し検討することによって、一般的な既存造成宅地へのこれら調査手法の適用について方向性を示す。さらに、これら一連の調査結果に基づいて実施した盛土のすべり安定解析および地震応答解析の結果をもとに、並行して実施した常時微動計測の結果も考慮して、住宅高盛土のすべり安定性、振動特性、変形および液化現象発生の可能性について検討した結果を報告する。全国には研究対象とした豊川御油団地と同規模の住宅高盛土が数多く存在しており、本研究の成果はそのような高盛土の調査解析においても参考になると期待している。

## 2. 対象住宅高盛土の概要

調査研究で対象とした豊川市御油団地は、愛知県豊川市の北西部に位置している。領家変成岩からなる観音山地の外縁に当たり、図1に示すように標高80~95mに造成されたおよそ100,000m<sup>2</sup>の住宅地である。現在、この造成地内には306戸の住宅が建設され500人以上が生活している。造成は1972年に西方に向かって開けた沢地形に周辺の地山を切土して埋め立てる方式で行われ、西端は盛土高さ約30m、長さ約60mの高盛土斜面となっている。盛土材料は比較的風化し易い片麻岩の碎石からなり、当時の施工記録より比較的均質であると考えられる。図2に、現在の地形図と造成前の地形図を比較して示す。それぞれの地形図を比較すると、図3に示すように切盛り範囲を推定でき、盛土の最大厚さは25mに及ぶことが分かる。

盛土は現在まで30数年間で大きな地震動を経験していない。また、数度の豪雨に襲われているが、宅地、盛土斜面ともに安定し、被害は発生していない。盛土斜面の左右両端に設けられた縦排水溝周辺には若干のガリー浸食が見られるが、いずれも顕著ではない。高盛土斜面の舌端部には壁高3m程のコンクリート擁壁が設けられており、この水抜き孔や擁壁の底部から恒常的に盛土内の浸透水が流出している。浸透水の量は、地形図上での集水面積から予想される量よりも明らかに多く、また降雨に対する応答があまり敏感でないことから、この地域における降水のみが地下水の供給源ではなく、周辺の山地形を伏流して浸入する地下水が相当量にのぼると考えられる。なお、盛土の建設に際し、地下水を盛土から排水するための暗渠などの設備は特に設けられていない。



図1 研究対象地の位置





図2 旧地形図との比較

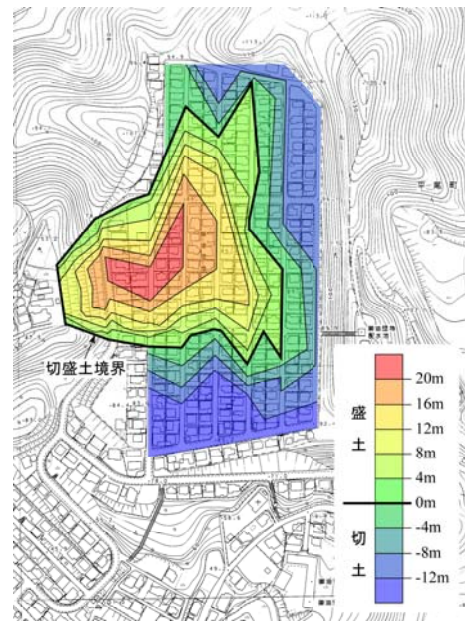


図3 地形図からの切盛り推定図

### 3. 現地調査

ここでは、研究対象とした住宅高盛土の現地調査の概要と調査結果について示し、盛土の構成や強度、特徴について述べる。また、各調査法の適用性や注意点などについても示す。

#### 3.1 調査内容の概要

表1に実施した調査内容を示す。概略調査では、まずこの住宅高盛土の盛土の分布範囲とその状態を評価するため、図4に示す測線に沿って2次元表面波探査を適用した。この探査法は、街路上での計測が可能で住民の交通に与える影響が少ないこと、および深さ20m程度までのS波速度の分布を測線に沿って連続的に迅速に求められることなどの特徴がある。また、高盛土斜面では、小段に沿って探査することで斜面全体の速度分布を測定することが可能である。常時微動計測は、図4に示す盛土上の4地点、および宅地部東側の切土上1地点で実施した。

表1 調査内容

	調査項目	目的
概略調査	2次元表面波探査	S波速度分布から、3次元的な盛土分布(範囲、深さ)を推定する
	常時微動計測	固有振動数から、調査結果の妥当性を検証する
詳細調査	ボーリング調査 (コアボーリング・標準貫入試験・PS検層)	地質構成、地盤強度などの情報を得る
	地下水位・盛土の動態観測 (ボーリング孔を計測井として利用)	地下水位の変動、豪雨や地震による盛土の変動を観測する
	オートマチックラムサウンディング試験	地盤強度の情報を得る。その結果を、標準貫入試験結果の検証、岩盤位置の推定に使用する(標準貫入試験よりも安価で手軽)
	小型動的貫入試験(ミニラム)	

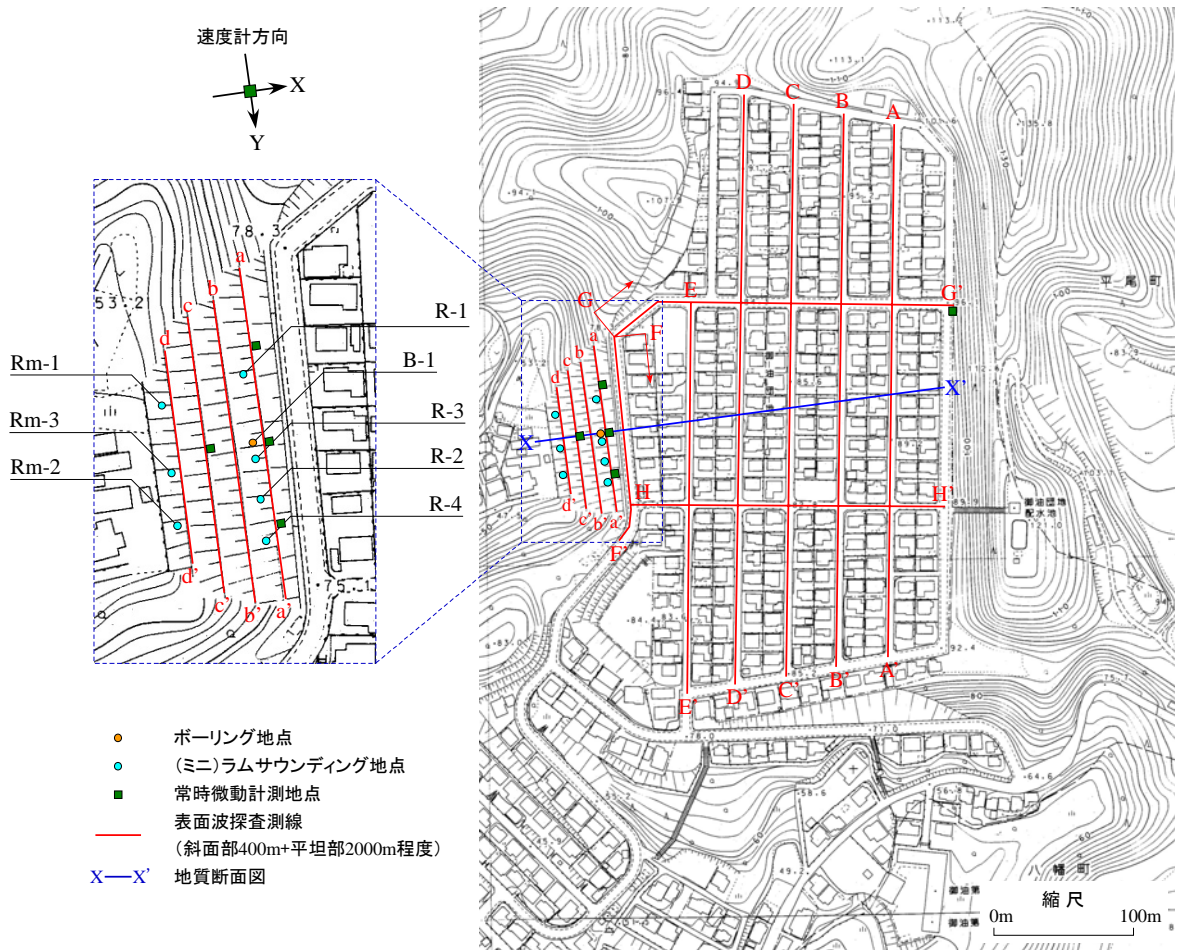


図4 各種調査地点

表2 使用した動的貫入試験の特徴

試験装置	オートマチックラム サウンディング試験	小型動的貫入試験 (ミニラム)
規格・基準	ISO 22476(2002)	—
試験概要	ハンマー63.5 kgf (622 N) 落下高さ 50 cm 20 cm 毎に打撃回数と ロッドトルク測定	ハンマー30.0 kgf (294 N) 落下高さ 35 cm 20 cm 毎に打撃回数と ロッドトルク測定
標準適用深さ	30m	10m
適用限界 $N$ 値	50	30
装置の総重量	870 kgf (8.53 kN)	420 kgf (4.12 kN)
最低作業人数	2名	2名
平均試験速度	30m / 日	20m / 日

詳細調査では、まず高盛土斜面において盛土厚が最大となると思われる場所1地点（図4参照）においてボーリング調査を行い、コアボーリング、標準貫入試験、PS検層を行ったほか、調査後のボーリング孔を地下水位と盛土の変位を動態観測するための計測井とした。また、採取したコア試料の乾燥密度と粒度特性を室内試験により求めた。本来は複数の地点においてボーリング調査できることが望ましいが、費用を抑えるために標準貫入試験よりも安価で手軽に行えるオートマチックラムサウンディング試験<sup>5)</sup>、および小型動的貫入試験（ミニラム<sup>6)</sup>）を、それぞれ高盛土斜面の小段の最上段および最下段において

実施し、深さ方向に連続的に貫入抵抗値 $N_d$ を測定した。動的貫入試験装置の特徴と適用を表2に示す。ここで、 $N_d$ 値は、自然堆積地盤において $N$ 値と等価な値と評価されている<sup>5)</sup>。オートマチックラムサウンディング試験を行った地点のうちの1点はボーリング孔付近に設け、標準貫入試験結果との比較を行った。

### 3.2 2次元表面波探査による盛土評価

2次元表面波探査より得られたS波速度断面図を斜面部と宅地部分に分けて図5, 6に示す。盛土のS波速度 $V_s$ はほぼ一様に200m/s以上を示し、概ね300m/sと盛土としては比較的高い速度を示す。これは宅地地盤として十分な支持層として評価できる値であり、今井の式<sup>7)</sup>により $N$ 値換算すれば、この盛土の $N$ 値は概ね35程度である。

図5のa-a'とd-d'の断面図には、 $N$ 値および $N_d$ 値も重ねて示している。a-a'では、標準貫入試験において $N$ 値50以上が連続し採取試料により確認される岩盤の深さよりも、2次元表面波探査でのS波速度 $V_s = 400\text{m/s}$ 程度（高層ビルなどの免震構造物において工学的地震基盤とみなされるS波速度）により推定される境界の深さの方が浅い傾向を示している。本調査では盛土斜面の幅によって制限されたことによって、2次元表面波探査の測線長を十分に長く確保できなかったことがこの原因の一つと考えられる。これまでの実績によると（参考文献<sup>8)9)</sup>、測線長を探査深度の8倍以上確保することが望ましいようである。したがって、図6に示す住宅部では、一部を除いて十分な測線長を取ることができたと考えている。

図6の断面図には、旧地形図から推定される地山の地表線（青色破線）も示している。多少のずれはあるが、地山標高のラインとS波速度が急変する箇所は比較的良好に対応していると言える。このことから、本調査と同様な調査においては、住宅造成以前の地形図や造成に関する記録を利用できない場合でも、表面波探査によって旧地山と盛土部との境界など地盤の剛性が大きく変化する部分のある程度推定でき、盛土の3次元的形状を把握することができる可能性がある。

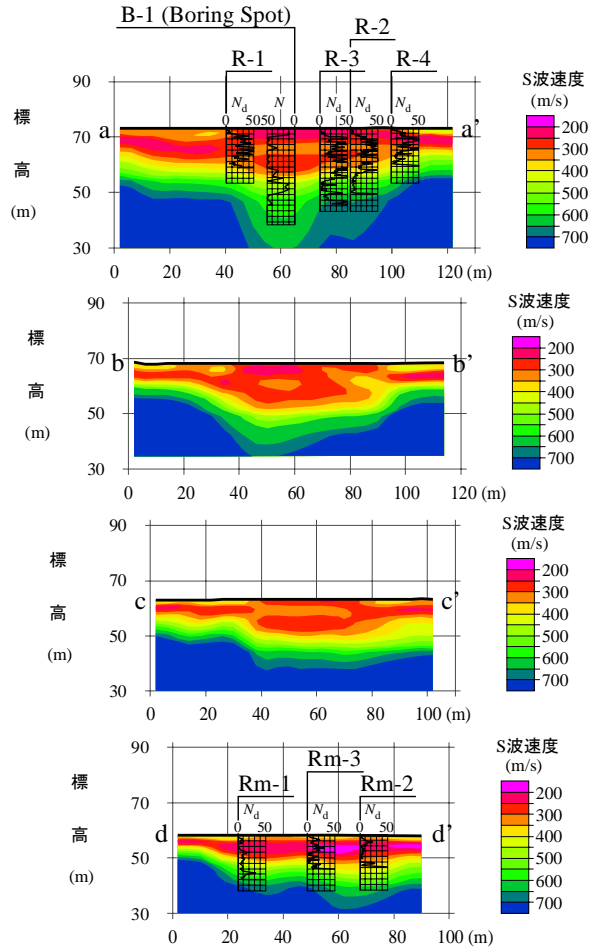


図5 2次元表面波探査によるS波速度断面図（盛土部）

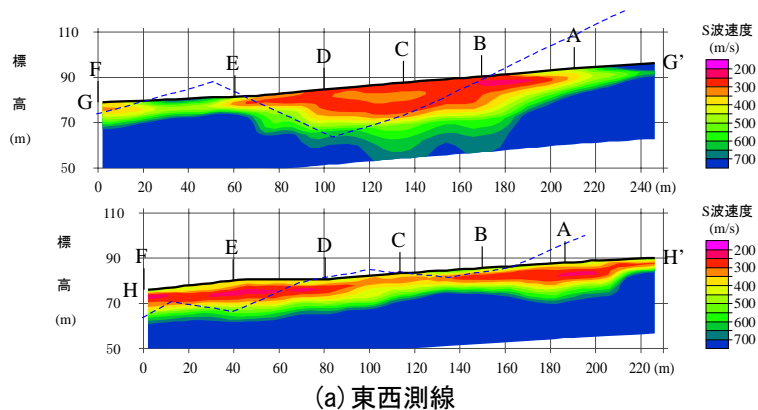
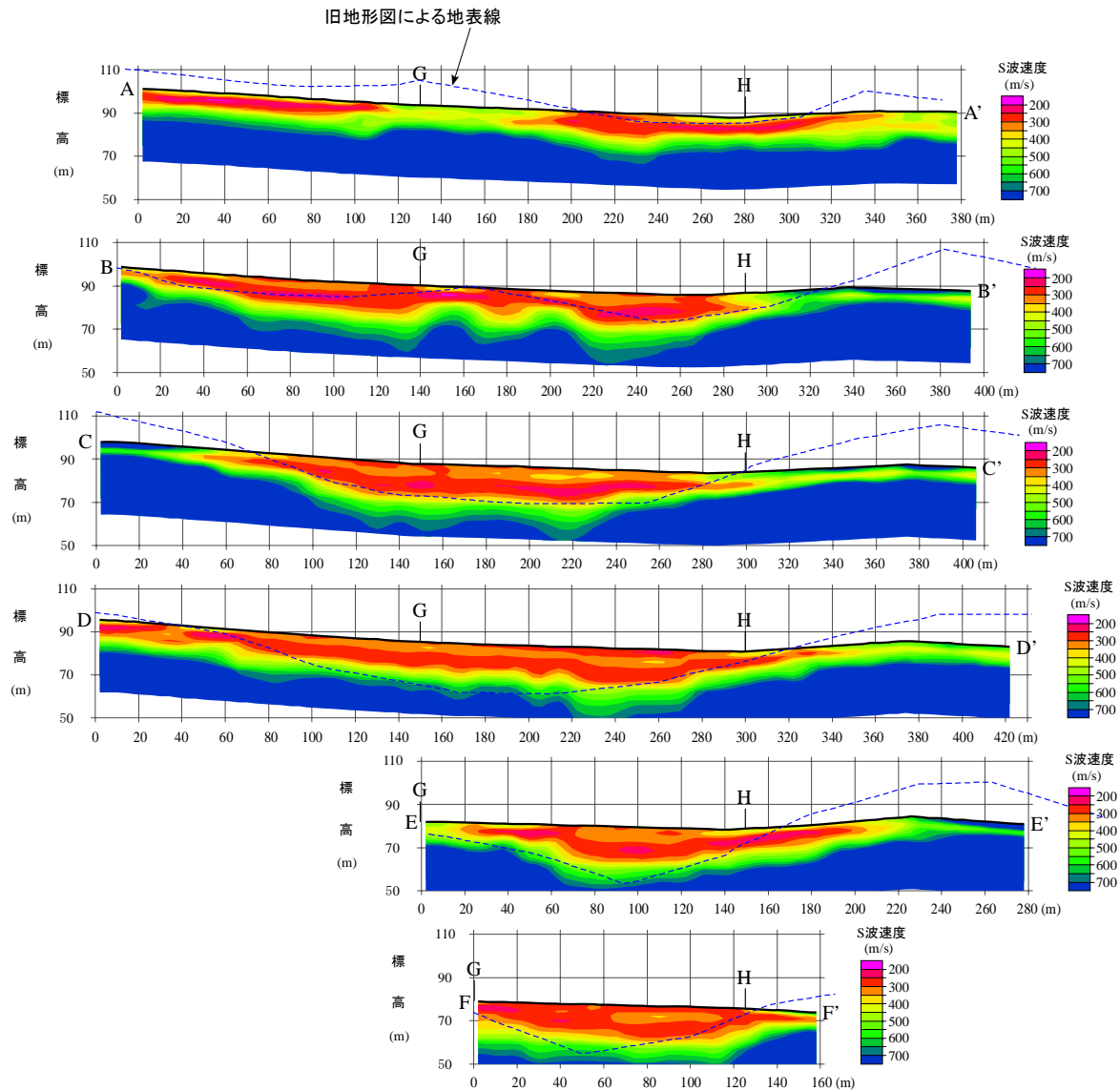


図6 2次元表面波探査によるS波速度断面図（住宅部）





(b) 南北測線

図6 2次元表面波探査によるS波速度断面図(住宅部)

### 3.3 ボーリング調査による地質構造の推定

図7に盛土斜面最上段の小段で実施したボーリング調査の結果を示す。また、その近傍で実施したオートマチックラムサウンディング試験による $N_d$ 値も同図に示す。

盛土は主に礫質土で構成され、厚さは22.7m(盛土の天端から約27m)に及ぶことが確認された。盛土は細粒分の多少と $N$ 値の傾向から3層(B1, B2およびB3)に区分でき、その下位には谷底の堆積物(崖錘堆積物)であるシルトを主体とする地層ならびに砂礫層が厚さ6mほどで分布する。岩盤は深さ28.7m(盛土の天端から約33m)で現れることを確認した。

$N$ 値および $N_d$ 値はともにB1層、およびB2層下部からB3層へと若干低下する傾向を示す。一方、弾性波速度はいずれも深さとともに速くなり、 $V_s$ は盛土層および堆積層で260~380m/s、岩盤で1100m/s、 $V_p$ は地下水位付近の深さ18mを境として浅い部分で430~600m/s、深い部分で1600m/s、岩盤になると3000m/sとなる。このように、PS検層で得られた盛土層の $V_s$ 値は、先に2次元表面波探査から評価した「概ね $V_s=300\text{m/s}$ 」に近い値となった。

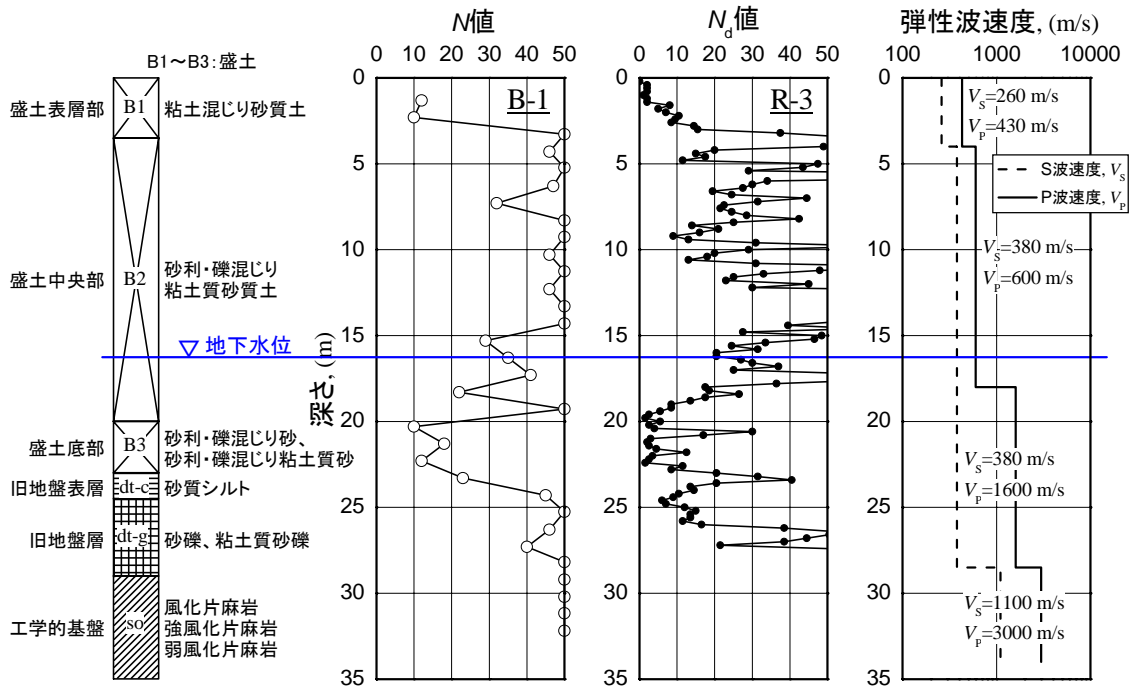


図7 サウンディングおよびPS 検層結果

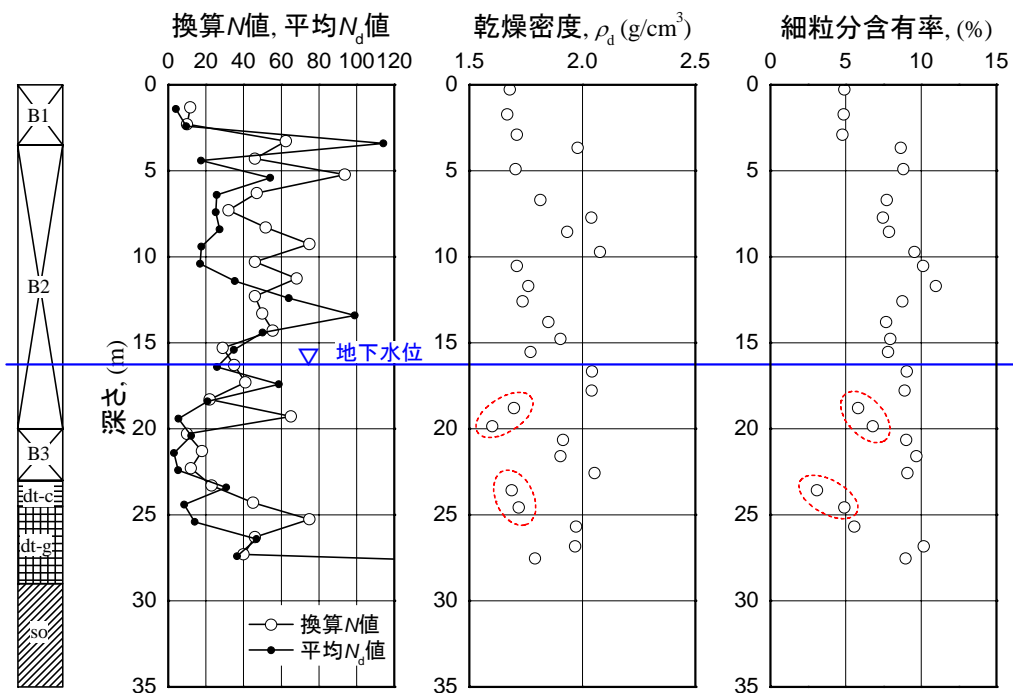


図8 貫入抵抗値と乾燥密度，細粒分含有率の関係

図8には、 $N$  値を 30cm あたりの貫入長に換算した値（換算  $N$  値）と、 $N$  値と同一深さに相当するラムサウンディングによる  $N_d$  値の平均値（平均  $N_d$  値）を深さ方向に比較して示す他、ボーリングコアの乾燥密度と細粒分含有率も示す。乾燥密度、細粒分含有率および貫入抵抗の値が全体的にばらついてるのは、基本的には用いられた盛土は粒度分布が良く礫を多く含んでいる礫質土であるためと考えられる。深さ 19~20m (B2) および 23~25m 付近 (dt-g) (点線囲い) では、周辺と比較して乾燥密度と細

粒分含有率がともに減少しているが、これは、コアの観察からも地下水浸透による吸出しの影響がある程度あったことを示唆している。調査の開始段階ではこのような箇所における貫入抵抗とせん断強度の局所的な低下が懸念され、実際、図8では盛土最下部のB3層で貫入抵抗値の明瞭な低下が見られ、この層を弱層とみなすべきであると考えられた。一方、PS検層や2次元表面波探査では波長に関連した分解能の限界もあり、このような比較的薄い弱層を検知することはできなかった。本調査のような盛土調査では全体の三次元構造を知るのに2次元表面波探査が有効ではあるが、代表的な地点におけるボーリングや貫入試験による調査が必要であると言える。ちなみに、建設時の記録やボーリングコアの観察結果からも、ガラなどの廃棄物が盛土最下部のB3層に埋まっている可能性はないことを確認している。

図9に換算N値と平均 $N_d$ 値の関係を示す。図中2箇所の破線での囲いは、両者の抵抗値の差が大きく、どちらかの試験結果において、貫入ロッドがサイズの大きな礫に当たるいわゆる礫打ちの状態があったことを示唆している。したがって、本研究では礫打ちの影響をできるだけ排除するため、両試験結果のうちより低い方の抵抗値を採用し、各地層の物性を推定することにした。その結果を表3に列挙した。

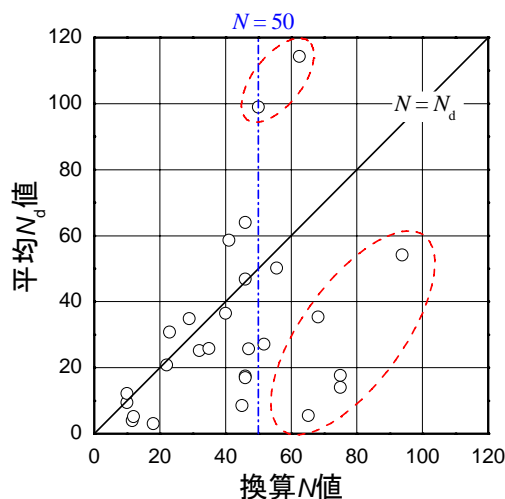


図9 2つの貫入試験による貫入抵抗値の相関

表3 地層別貫入抵抗値

地層	深さ(m)	換算N値	平均 $N_d$ 値	採用値	各層平均
B1	1.4	11.61	4	4	6
	2.4	10	9.5	9.5	
B2	3.4	62.5	114.33	62.5	32
	4.4	46	17.5	17.5	
	5.4	93.75	54.17	54.17	
	6.4	47	25.67	25.67	
	7.4	32	25.17	25.17	
	8.4	51.72	27.17	27.17	
	9.4	75	17.67	17.67	
	10.4	46	17	17	
	11.4	68.18	35.33	35.33	
	12.4	46	64	46	
	13.4	50	99	50	
	14.4	55.56	50.17	50.17	
	15.4	29	34.83	29	
	16.4	35	25.83	25.83	
17.4	41	58.67	41		
18.4	22	20.83	20.83		
19.4	65.22	5.5	5.5		
B3	20.4	10	12.17	10	6
	21.4	18	3	3	
	22.4	12	5.17	5.17	
dt-c	23.4	23	30.83	23	23
dt-g	24.4	45	8.5	8.5	26
	25.4	75	14	14	
	26.4	46	46.83	46	
	27.4	40	36.5	36.5	
So	28.18	300	—	—	—



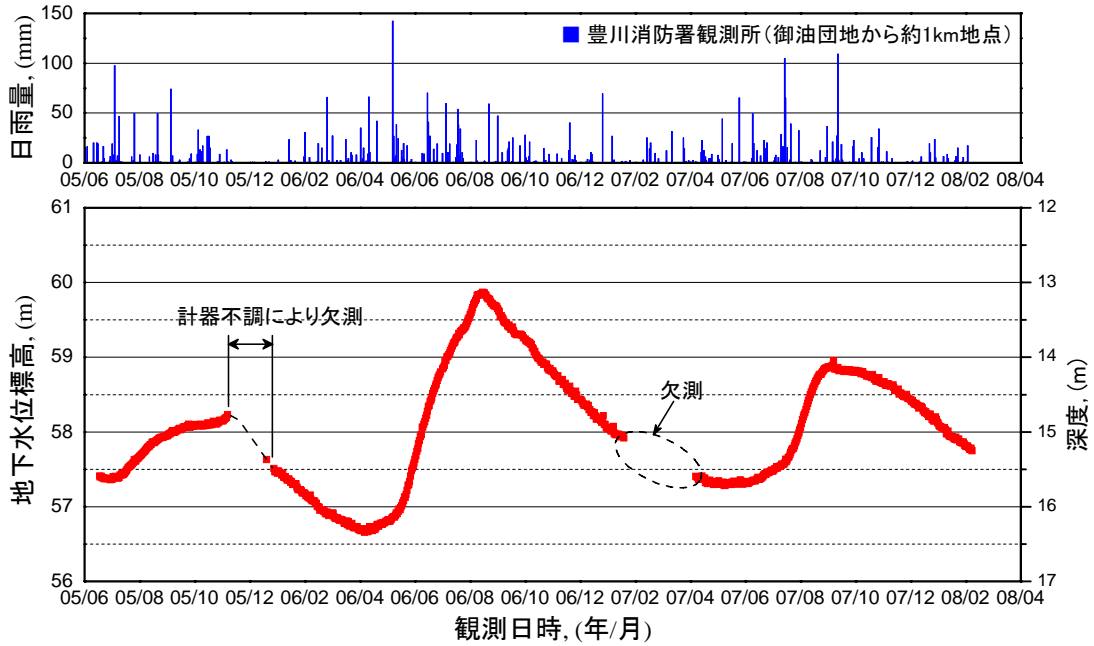


図10 地下水位の変動（盛土斜面上部）

### 3.4 ボーリング孔を利用した盛土の動態観測

図10には、ボーリング孔を利用した長期地下水位観測結果を示す。盛土斜面上部の地下水位は2005年6月以降では、標高57～60m程度（深度13～16m程度）の範囲で変動した。さらに、2006年では4月に最低値を示した後、降雨の多かった5～7月間に徐々に上昇して8月に最高値を示しており、最大水位変動は3m程度に及んだ。

ボーリング孔を利用した孔内傾斜測定による変位観測を2005年8月から数回に渡り実施した。図11に、2005年8月の計測を初期値として、初期値からの差分を示す。観測した盛土の変位は高々1cm以下であり、観測の精度によるばらつきを考慮すると十分小さく有意な変位量ではないと考えられる。観測期間中に震度2の地震が3回発生したが、その前後でも特段の変位は確認されず、現在に至るまで盛土は安定した状態にある。

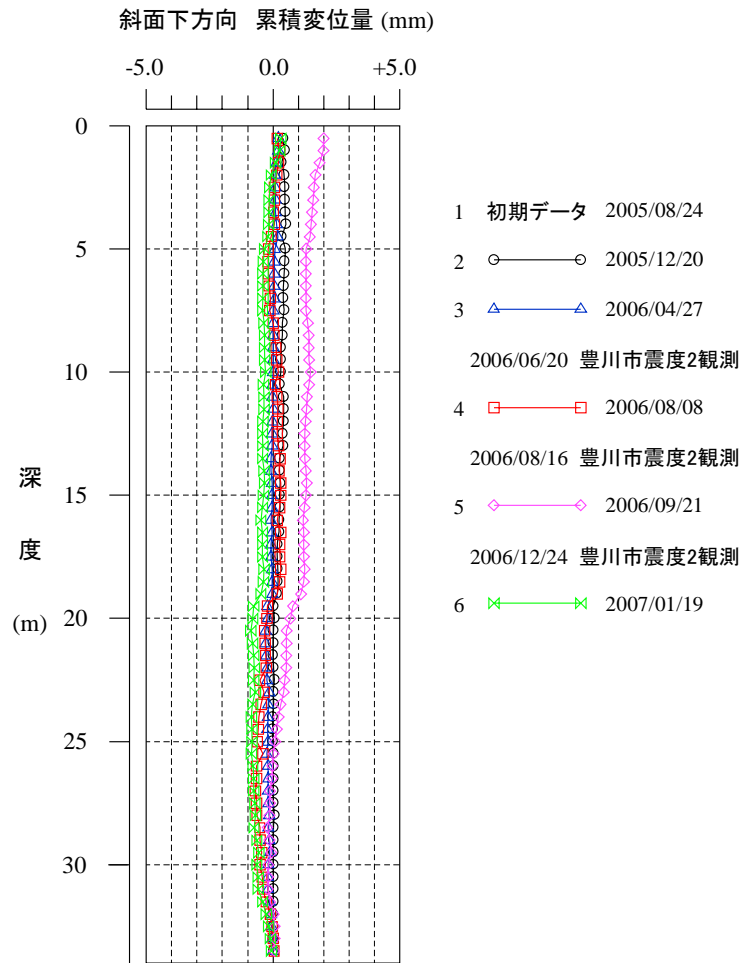


図11 斜面方向への変位状況

### 3.5 常時微動計測による盛土の固有振動数の推定

図12に、斜面部のボーリング地点および宅地部の切土上の点における常時微動計測の結果を示す。図には、フーリエ解析により求めた3成分（水平2成分、鉛直1成分）の速度振幅のスペクトルを示す。どちらの地点においても鉛直方向（z方向）には明瞭な卓越周期が認められないが、これは鉛直方向の固有振動数が十分に高く、計測範囲を超えているためである。一方、水平成分については比較的是っきりした固有振動数が見られ、斜面部では固有振動数は3.3~4.0Hzの範囲、切土地盤上では6~8Hzの範囲にある。

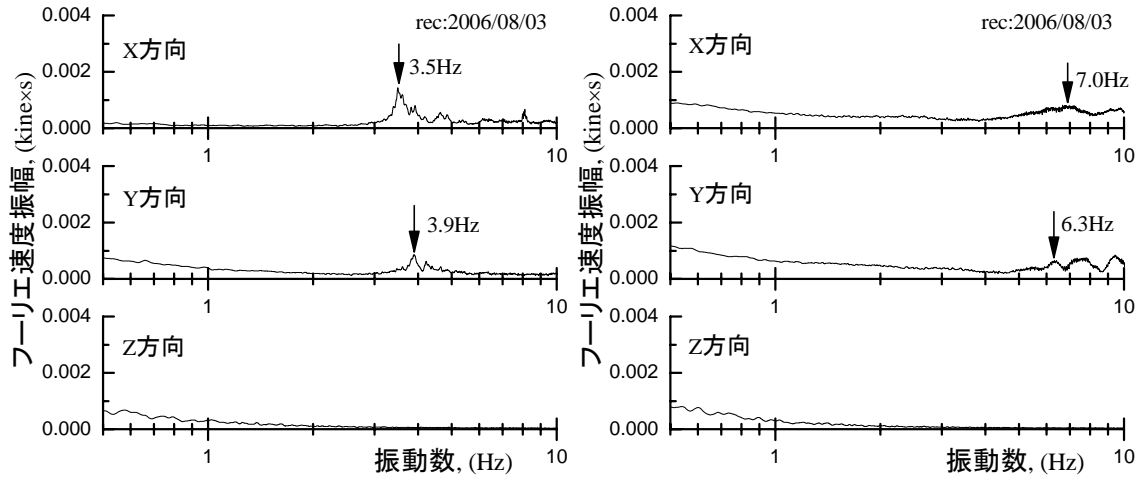


図12 常時微動計測結果（左：盛土ボーリング地点，右：宅地部切土上）

## 4. 住宅高盛土の安定解析

ここからは、上述した調査結果に基づいて行った住宅高盛土のすべり安定解析および地震応答解析の結果を示し、住宅高盛土のすべり安定性、振動特性、変形および液状化現象発生の可能性について検討する。

### 4.1 盛土の地震時すべり安定性の検討

#### 4.1.1 解析方法および解析条件

盛土の地震時すべり安定解析を、盛土厚さが最大となる盛土中央断面について行った。ボーリング調査および表面波探査結果から推定した盛土中央の地質断面図を図13に示す。

表4に解析に用いた地盤の力学特性を示す。ボーリングにより採取した試料についての物理試験の結果から土粒子の比重  $G_s = 2.65$  と飽和度  $S_r = 20\%$  が代表値として得られているので、これにより湿潤密度を算定した。また、土質の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  は  $N$  値より次式<sup>10)11)</sup>により算定した。

$$\begin{aligned} \text{粘性土} : c &= N / 16 \times 98 (\text{kN/m}^2), & \phi &= 0 \\ \text{砂質土} : c &= 0, & \phi &= \sqrt{20 \times N} + 15 \end{aligned} \quad (1)$$

図14に想定するすべり面を示す。盛土本体部分（B2層）は  $N$  値が示唆するように密度が十分に高いが、盛土下部（B3層）および旧地山の表土（dt-c層）はせん断強度が低く、これらの層に沿ったすべり面でのすべりが最も不安定になる可能性がある。そのため、通常の円弧すべり面に加え、これら2層それぞれを通過する2種類の非円弧すべり面についても検討した。非円弧すべり面の背面部分はCoulombの土圧論に基づいた主動崩壊面（水平面から  $45^\circ + \phi/2$ ）とし、結果として仮想的な鉛直背面に主動土圧が作用している状態に等価なものとなっている。

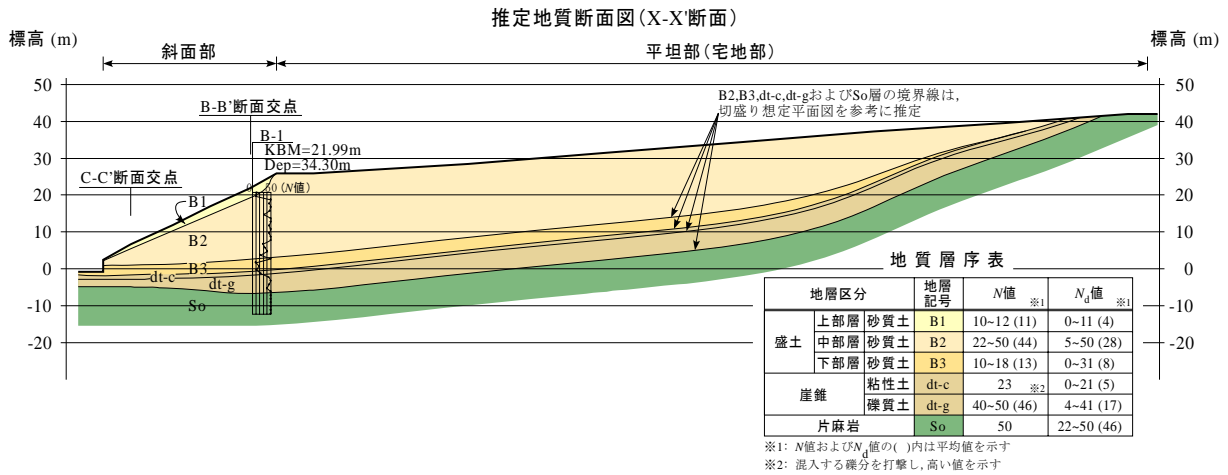


図13 盛土中央における推定地質断面図

表4 すべり安定解析で採用した土質の力学的性質および強度特性

	土質	乾燥密度 測定値 $\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	間隙比 $e$	飽和密度 $S_r=100\%$ $\rho_{sat}$ (kg/m <sup>3</sup> )	湿潤密度 $S_r=20\%$ $\rho_t$ (kg/m <sup>3</sup> )	採用 N 値	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (deg)
盛土表層部 (B1)	粘土混じり 砂質土	1,810	0.464	—	1,870 (1,900)	6	0	26.6
盛土中央部 (B2)	砂利・礫混じり 粘土質砂質土	1,930	0.373	2,200 (2,200)	1,960 (2,000)	32	0	40.5
盛土底部 (B3)	砂利・礫混じり 砂	1,910	0.387	2,190 (2,200)	—	6	0	26.0
旧地盤表層 (dt-c)	砂利・礫混じり 砂質シルト	1,850	0.432	2,150 (2,200)	—	23	140.9	0
旧地盤層 (dt-g)	砂礫	2,010	0.318	2,250 (2,200)	—	26	0	37.9

※( )は解析に採用した密度の値

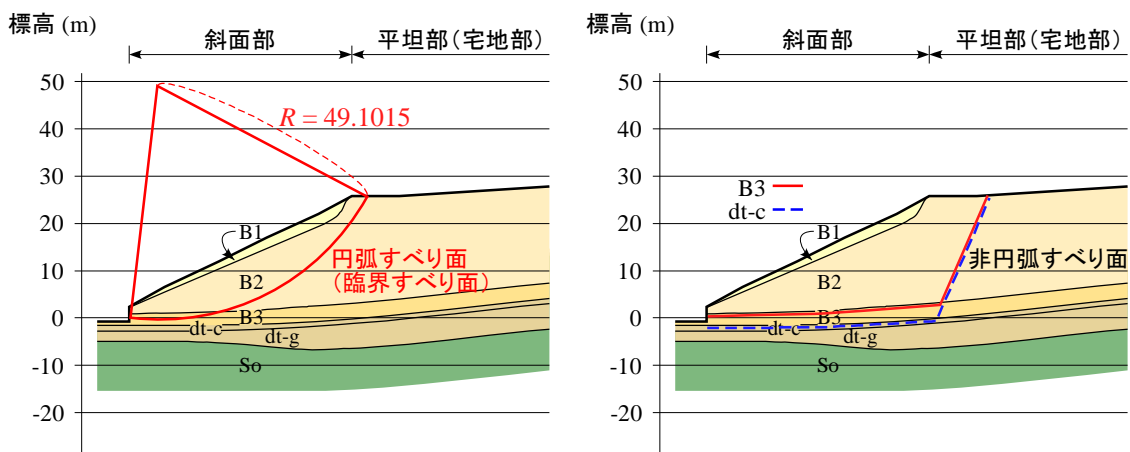


図14 すべり安定解析で用いた円弧すべり面と非円弧すべり面

解析には円弧すべり面に対して Bishop 法<sup>12)</sup>および非円弧すべり面に対して修正 Janbu 法<sup>13)</sup>を採用し、水平震度  $k_h$  と地下水位をパラメータとして安全率を計算した。円弧すべり面は各パラメータに対して安全率が最小となる形状（円弧の中心，半径）を探索した。地下水位は，2 年半に及ぶ観測結果から標高 60m を上限として年に 3，4m 変動していると考えられるため，解析では 57，60，63m の 3 通りを検討した。また水平震度は，レベル 2 の地震力を考慮する場合に最も厳しい値である 0.25<sup>14)</sup> を最大値として検討した。

#### 4.1.2 解析結果

図15は，地下水位の標高を標準の60mとした場合の，3種類のすべり面に対する水平震度と安全率の関係を示している。円弧すべり面では，水平震度  $k_h = 0$  に対して安全率は  $F_s = 1.9$  弱であるが， $k_h = 0.25$  では  $F_s =$  約1.1まで低下している。非円弧すべり面では，水平震度の増加に伴い急激に安全率が低下しているが，解析条件の範囲では円弧すべり面のすべり安全率が最小となっている。

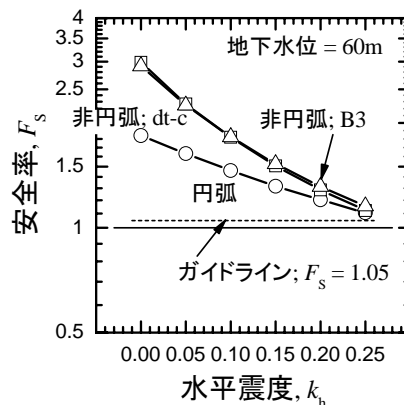


図15 地下水位標高 60m の場合の各すべり面に対する安全率の比較

図16では，地下水位をパラメータとした安全率と水平震度との関係を，それぞれのすべり面について比較している。参考のために，地下水浸透流の影響を算定式から除いた結果も破線で示している。宅地造成地における盛土の耐震性照査に関する指針では，レベル2地震に対しては水平震度 0.25 で安全率が 1.05 以上となることを求めている<sup>14)</sup>。この住宅高盛土では，今後水位が 3m 程度上回って標高が 63m となることがあっても，どのすべり面においてもすべり安全率は 1.05 以上を保つことが分かる。したがって，想定地震動に対して，すべりにより盛土が大きな変形を生じる可能性は小さいといえる。

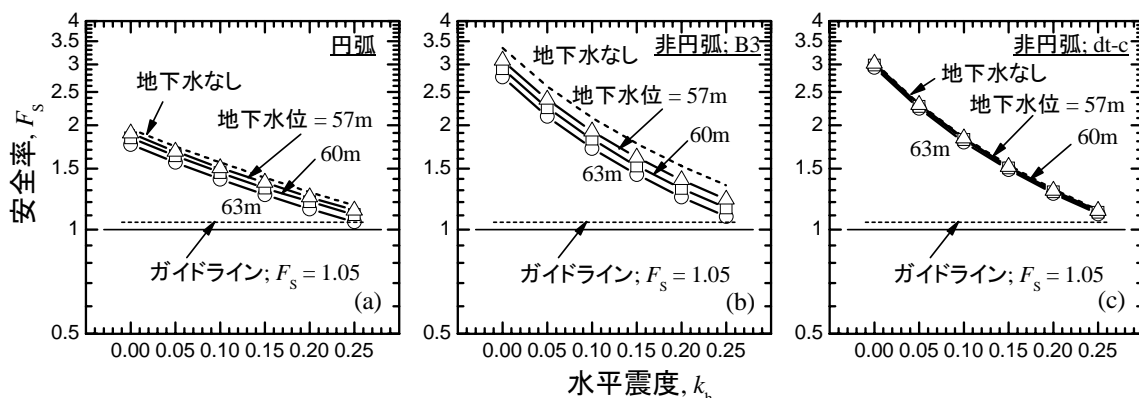


図16 各すべり面に対する安全率  
(左：円弧，中央：非円弧B3，右：非円弧dt-c)



## 4.2 盛土の地震時振動特性および液状化可能性の検討

### 4.2.1 解析方法および解析条件

調査研究の対象の盛土は沢地形に埋め立てられたものなので、地点によって盛土の厚さなど地質構成が大きく異なっており、各地点で振動特性が大きく異なることが考えられる。そのため、盛土斜面のボーリング地点における地盤を成層地盤でモデル化し、盛土中央の層（B2層）の厚さをパラメトリックに変化させることによって各地点の地質に対応させ1次元3方向地震応答解析を行った。解析には振動解析プログラム DYNES3D<sup>15)</sup>を使用した。解析は全応力非線形解析で、せん断変形には双曲線モデルを採用した。本調査研究では、不攪乱試料の採取やそれについての液状化試験を実施できなかったため、液状化現象とそれによる非線形挙動を直接的には考慮しなかった。そのため、地表の加速度は大きめの値となり安全側の評価となっているが、一方、変位量に関しては過小評価している可能性がある。

入力地震波には、東南海地震を中心とした4種類（東南海地震、東海・東南海地震、東南海・南海地震、東海・東南海・南海地震）の想定地震動を用いた。この想定地震動に対しては工学的基盤からの入力振動が与えられており、中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」及び「東南海・南海地震等に関する専門調査会」において検討された地震波のデータを内閣府中央防災会議が公開しているものである<sup>16)</sup>。基盤入力地震動の性質を以下に簡単に示す（中央防災会議資料<sup>16)</sup>）。地震動波形計算を実施するにあたっては、対象地域を約1kmの大きさにメッシュ分割し地盤モデルを作成した。強振動波形データは該当するメッシュでの工学的基盤における南北方向、東西方向、及び上下方向の代表的な加速度波形であり、想定震源域から発生する地震波の波形計算では、初期位相に対し想定東海地震においては21ケースの、それ以外においては5ケースの乱数を与えて波形計算を行い、波形の振幅スペクトルを算出して、その平均スペクトルに最も近い波形となっている。

図17に、ボーリング地点（B2層厚16m）における土質柱状図のモデルを示す。地下水水位は、これまでの観測結果の最大値である標高60m（深さ13.4m）としている。B1～dt-g層の地盤パラメータはボーリング柱状図とPS検層の結果をもとに決定した。基盤（So層）の弾性波速度 $V_s$ 、 $V_p$ については「中央防災会議資料<sup>16)</sup>」によった。前述のように、標準貫入試験では深いところ（B3層およびdt-c層）で $N$ 値が小さくなる傾向が現れPS検層では現れなかったため、その違いが解析結果に与える影響を評価するために、これらの層の $V_s$ の値を $N$ 値から次式<sup>17)</sup>により換算したケースの解析も行った。以下ではこのようなケースを、弱層を考慮したモデルと呼ぶことにする。

$$\begin{aligned} \text{粘性土：} & V_s = 100N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \\ \text{砂質土：} & V_s = 80N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \end{aligned} \quad (2)$$

この1次元3方向地震応答解析では、B2層厚を0m～20mに変化させて行った。表5に解析に使用したモデルパラメータをまとめて示す。ここで括弧内の数値は $N$ 値の低下を $V_s$ に反映させることによって弱層を考慮したモデルのパラメータである。

盛土の液状化可能性は、「道路橋示方書<sup>17)</sup>」に記載されている液状化評価法の砂に対するものを用いた簡易判定法で行い判断した。この方法は、液状化に対する抵抗率 $F_L$ を以下の計算式により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化すると判定するものである。

$$F_L = R/L \quad (3)$$

ここに、 $R$ は動的せん断強度、 $L$ は地震時せん断応力比である（道路橋示方書<sup>17)</sup>参照）。対象とする想定

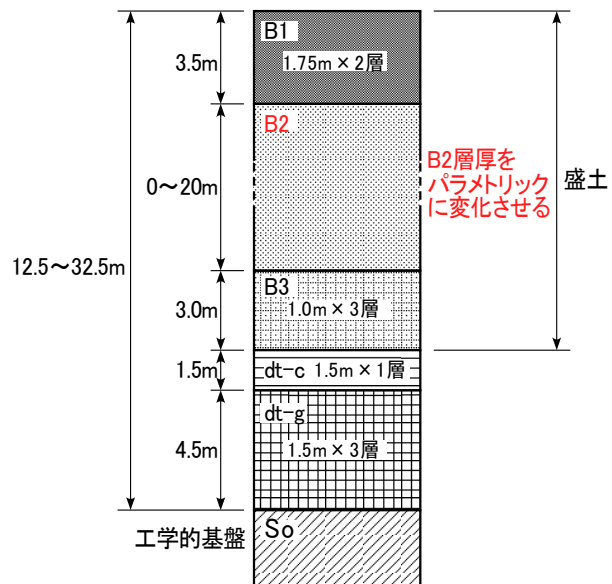


図17 土質柱状図モデル  
(ボーリング地点はB2=16m)

地震に基づいて、ここではプレート境界型巨大地震（タイプI地震動）としての計算方法を採用した。地震時せん断応力比 $L$ については本調査における地震応答解析より得られる最大繰返しせん断応力 $\tau_{max}$ をその深度での有効上載圧で除して算定した。この液状化の検討で対象としたのはボーリング地点（B2層厚16m）で、地下水位はこれまでの水位観測における最大水位をさらに3m上回った場合を想定した（この条件での地震応答解析を別途追加で実施した）。

表5 DYNES3Dによる解析に用いた地盤パラメータ

地層	層厚 (m)	湿潤密度 $\rho_t$ (kg/m <sup>3</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	剛性率 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング率 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (deg)
B1	3.50	1,900	260	430	$1.2 \times 10^5$	$2.9 \times 10^5$	0.21	0	26.6
B2	0~20.00	2,000	380	600	$2.8 \times 10^5$	$6.4 \times 10^5$	0.17	0	40.5
					$3.1 \times 10^5$				
B3	3.00	2,200	380 (145)	1,600	$3.1 \times 10^5$ ( $4.6 \times 10^4$ )	$8.1 \times 10^5$	0.47	0	26.0
dt-c	1.50		380 (284)		$3.1 \times 10^5$ ( $1.7 \times 10^5$ )			140.9	0
dt-g	4.50		380		$3.1 \times 10^5$			0	37.9
So	16.56	2,300	700	2100	$1.1 \times 10^6$	—	—	0	40.5

※( )は弱層を考慮した場合の $N$ 値から換算した値

#### 4.2.2 解析結果

基盤入力地震動は、複数の地震が連動する場合に地震の継続時間が長くなる傾向があるが、4種類の想定地震についても調査研究対象の豊川市御油では想定東南海地震の影響が支配的で、パワー・スペクトルや応答スペクトルにはほとんど有意な差が見られなかった。また、地表面の振動および加速度や変位、ひずみの深さ方向分布にもほとんど差が見られなかった。ボーリング地点（B2層厚16m）における加速度時刻歴から算定した計測震度も、およそ $I=5.3$ で大きな変化は見られなかった。よって、以下では想定東南海地震に絞って検討する。

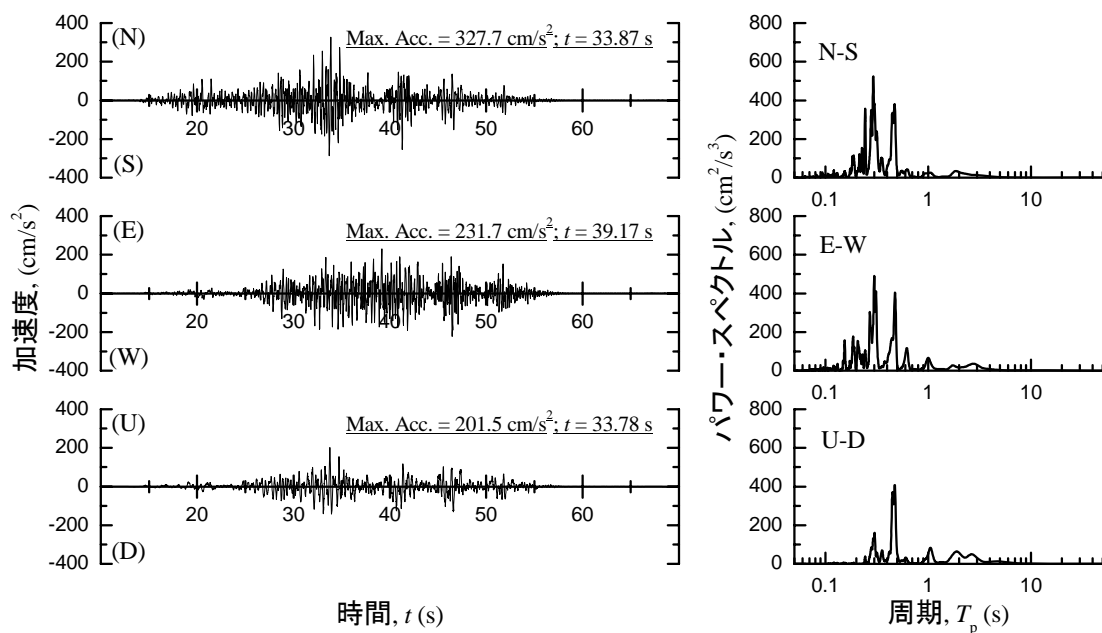


図18 想定東南海地震の工学的基盤複合波形とパワー・スペクトル

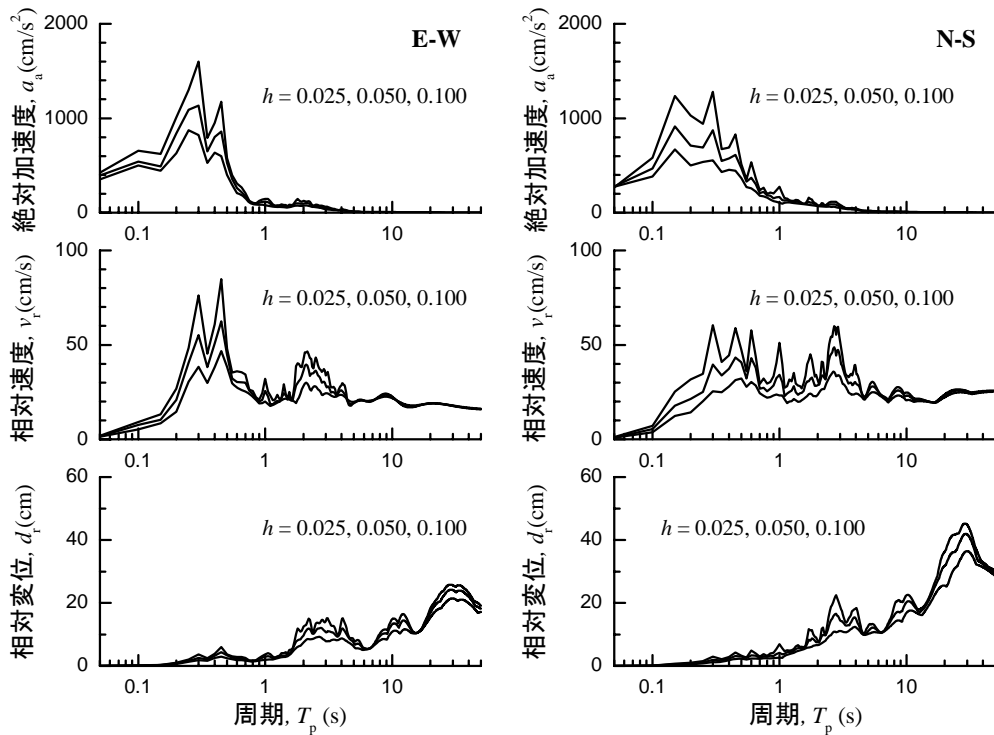


図 19 想定東南海地震の応答スペクトル

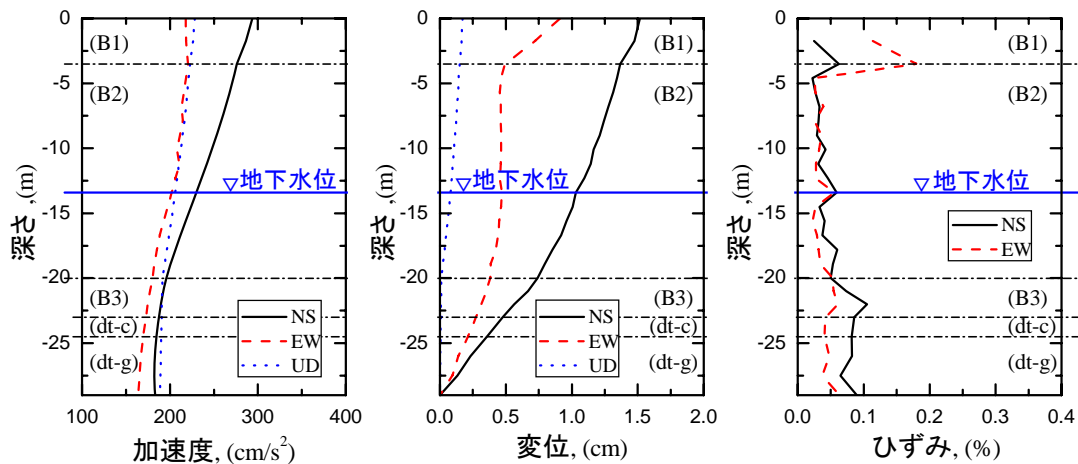


図 20 B2 層厚 16m の場合の最大加速度，変位，ひずみ分布

図 18, 19 に、想定東南海地震波形とそのパワー・スペクトル、および応答スペクトルを示す。また、ボーリング地点の地盤に対応する、B2 層が 16m の条件における解析結果を図 20 および図 21 に示す。図 20 では、NS 方向には加速度の増幅が見られるが、その他の方向にはほとんど見られていない。残留変位は NS 方向が最も大きい、その量は 1.5cm 程度である。また、最大せん断ひずみは 0.2% 以下である。このような変形の量は通常の盛土の危険度評価においては問題になる大きさではないと考えられる。

図 21 は、盛土下部層 (B3 層) と地山表層 (dt-c 層) の弱層を考慮したモデルの解析結果を示している。図 20 と比較すると、想定東南海地震では弱層の影響は顕著でないことが分かる。最大加速度、最大変位の増加は見られず、最大せん断ひずみは弱層で若干大きくなるものの 0.4% を超えないレベルである。したがって、想定地震によって盛土全体の安定性が損なわれるとは考えにくい。

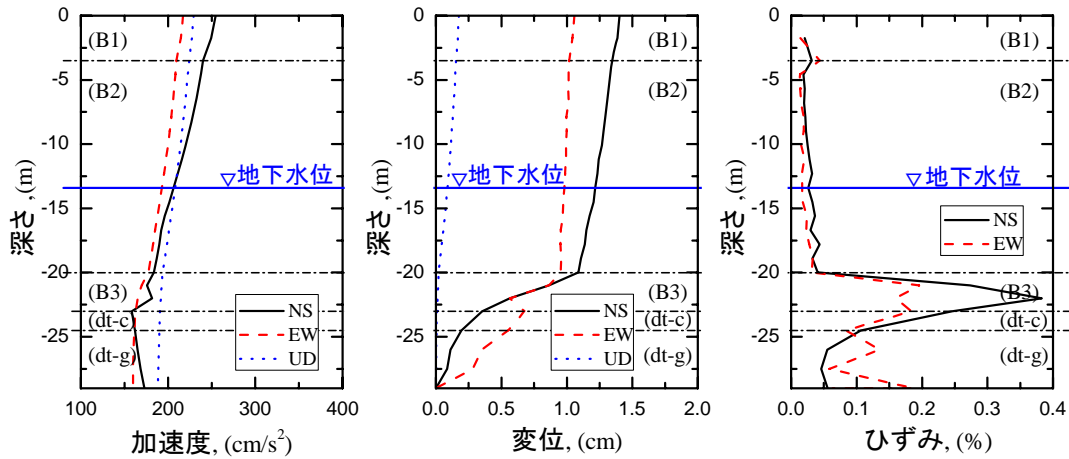


図 21 弱層を考慮した解析モデル(B2 層厚 16m)の最大加速度, 変位, ひずみ分布

図 22 は, 盛土中央層 (B2 層) の厚さが異なる場合の地表面の振動特性をまとめたものである。上述した解析結果からも予想できるが, B2 層の厚さが加速度, 変位, 計測震度に及ぼす影響はほとんど見られない。したがって, 想定地震によって住宅などの建築物への被害が局所的に集中する可能性はほとんどないと考えられる。

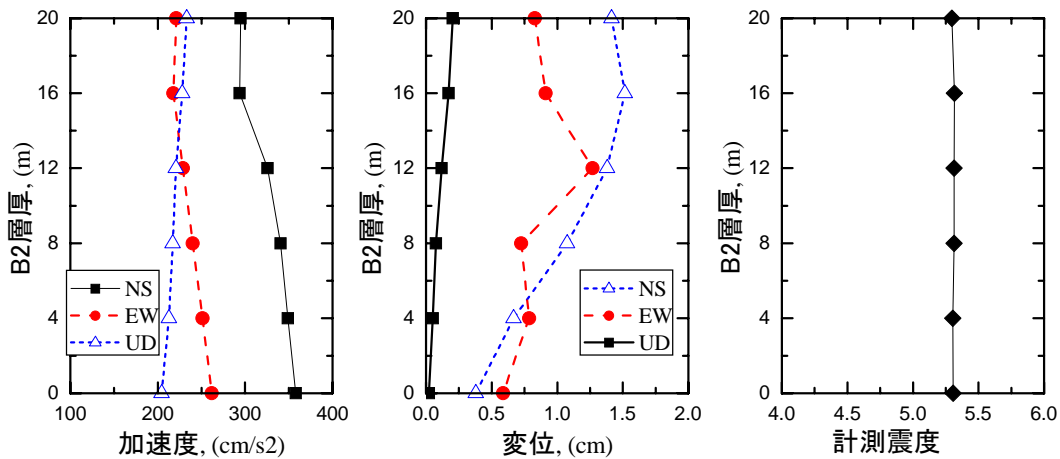


図 22 盛土厚の違いによる最大加速度, 変位, 計測震度の変化

#### 4.2.3 盛土の液状化判定

図 23 は, 前述の判定法に基づいて計算した液状化抵抗率  $F_L$  値の深さ方向の分布を示したものである。深度 20m までの範囲では  $F_L$  値は 1.0 以上となっている。深度 20m 以深では, 比較的剛性や強度が低い盛土下部層 (B3 層) で僅かに 1.0 を下回っていて, 何らかの影響を受ける可能性がある。ただし, このボーリング地点での条件では, 液状化現象のメカニズムからしても実際に 20m よりも深い箇所でも液状化が発生した例は極めて希であること<sup>18)</sup>, また, 仮に液状化が発生したとしても盛土全体や地表面にまでその影響が及ぶことは考えにくい。盛土斜面を下っていき B2 層が薄くなると,  $F_L$  値が低い弱層付近 (B3 層) は浅くなるのが懸念されるが, 盛土は V 字状の谷に造成された比較的透水性の良い礫質土であること, 弱層を含む部分は細粒分含有率が低いことなどから一種の排水層として機能することが期待できること, を考え合わせると, 想定地震により盛土で液状化が発生し, 盛土の機能や安定性が大きく損なわれる可能性は低いと予想できる。



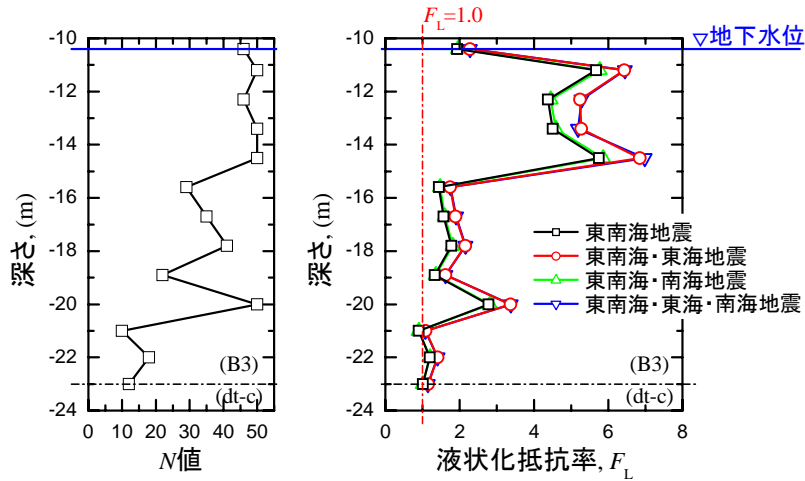


図 23 液状化抵抗率の深度分布

#### 4.3 地形の影響を考慮した盛土の地震時振動特性の検討

##### 4.3.1 解析方法および解析条件

盛土の地形効果を考慮した振動特性および変形について検討するために、盛土の中央断面について 2 次元 1 方向の非線形全応力解析を行った。解析プログラムは STADAS<sup>19)</sup>を用い、材料特性は DYNES3D による地震応答解析で使用したものと同様とした。非線形せん断変形特性は双曲線モデルで表現し、体積弾性係数は一定とみなした。また、先に示した地震応答解析と同様に、液状化現象による間隙水圧の蓄積や非線形挙動は考慮していない。

盛土中央断面の解析モデルを図24に、解析に使用した地盤パラメータを表6に示す。強度定数 $c$ および $\phi$ はすべり安定解析で用いた値と同様である。地下水位はボーリング地点において標高60mとし、図示のように分布していると仮定した。入力地震波は、中央防災会議による想定東南海地震のNS成分とした。これは、1次元3方向地震応答解析において、加速度応答、変位応答がともにNS方向で他の成分よりも際立って大きかったためである。

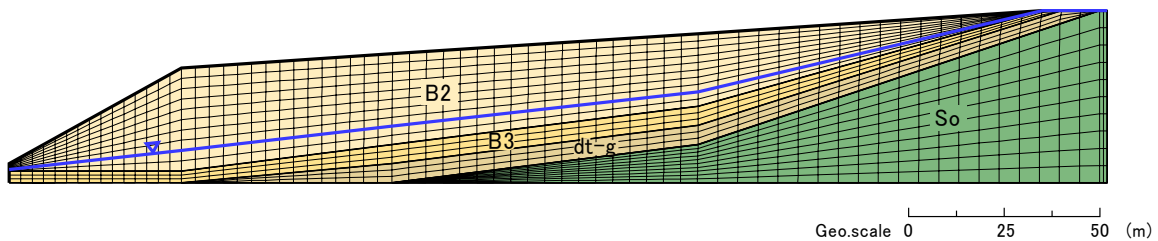


図 24 盛土中央断面の解析モデル

表 6 STADAS による解析に用いた地盤パラメータ

地層	湿潤密度 $\rho_t$ (kg/m <sup>3</sup> )	S 波速度 $V_s$ (m/s)	P 波速度 $V_p$ (m/s)	剛性率 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング率 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (deg)
B1	1,900	260	430	$1.2 \times 10^5$	$2.9 \times 10^5$	0.21	0	26.6
B2	2,000		600	$2.8 \times 10^5$	$6.4 \times 10^5$	0.17	0	40.5
B3	2,200	380	1600	$3.1 \times 10^5$	$8.1 \times 10^5$	0.47	0	26.0
dt-c							140.9	0
dt-g							0	37.9
So	2,300	700	2100	$1.1 \times 10^6$	$8.3 \times 10^6$	0.42	0	0

#### 4.3.2 解析結果

図 25 に、解析モデルの地震終了時の残留変形を示す。変形量は盛土の寸法に対して 250 倍に拡大して示している。盛土は地震動により斜面側へ一様に沈下を伴いながら変形している。斜面肩で変位量が最大となり 4.6cm、また沈下量も同地点で最大の 1.0cm となっているが、この程度の変形は盛土上の道路や家屋に被害を与えるレベルではなく、また地中の埋設管などへの影響も軽微と考えられる。したがって、被害は発生するにしてもかなり限定されたものになると考えられる。

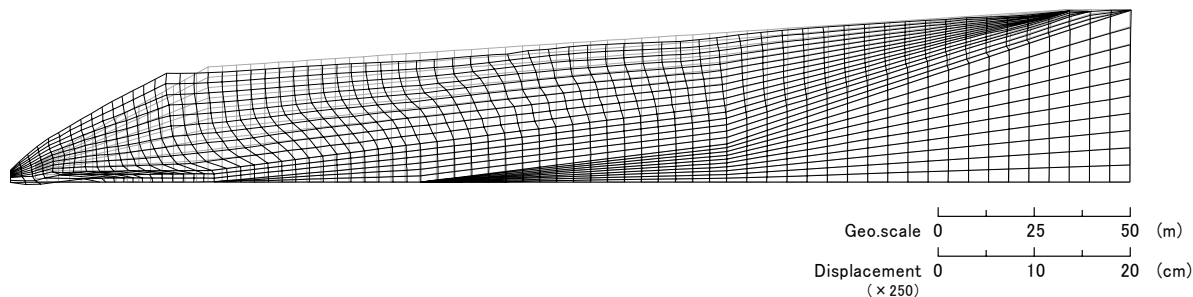


図 25 地震終了時の残留変形

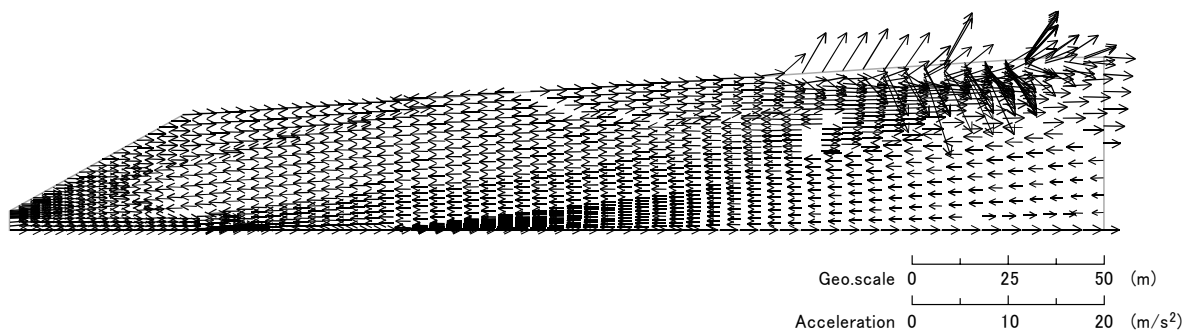


図 26 地震動による最大加速度分布

図 26 は、解析で得られた最大加速度をベクトル表示したものである。盛土の層厚が最大となる斜面肩での最大加速度ベクトルはほぼ水平で 250Gal 程度であり、成層地盤での地震応答解析の結果を上回らなかった。住宅地の奥で盛土層が薄くなる部分、つまり盛土と切土の境界付近では加速度の鉛直成分が局所的に大きくなっているが、これは境界条件と要素分割による計算上のもので、本質的なものではない。この地点での加速度の局所的な増加はある程度見られるかも知れないが、成層地盤を想定した 1 次元 3 方向地震応答解析で得られた値をそれほど上回らないと考えられる。

#### 5. おわりに

本調査研究では、豊川市御油における住宅高盛土において一連の地質調査によって盛土の地質構造を明らかにし、地震時における危険度を評価するために必要な基礎資料を得ることができた。盛土材料が礫質土であることも理由の一つであるが、不攪乱試料の採取やそれについての室内試験が実施できず、液状化特性や非線形な変形特性については十分に検討することができなかった。しかし、調査の枠組みにおいて可能な種々の解析を実施することによって、地震時における盛土のすべり安定性、振動挙動、変形および液状化発生の可能性を検討した。以下に、各種調査手法の適用結果および、各種解析結果について整理する。

## 【調査結果】

- 1) 2次元表面波探査では、格子状に実施した複数の探査によって得られたS波速度断面から沢地形に造成した盛土の3次元的な全体構造をよく捉えることができ、また良好な宅地地盤であることが定量的に評価できた。ただし、盛土斜面横断方向などでは測線長が十分に取れない場合もあり、探査精度には注意し、ボーリングや貫入試験との比較検討を重視する必要がある。
- 2) 標準貫入試験によるN値と動的貫入試験による $N_d$ 値の両方に、貫入抵抗がスパイク状に増大する挙動が見られた。これは盛土材の礫に貫入ロッドが当たる、いわゆる礫打ちの影響と考えられる。本研究では、この影響を除去して盛土の物性を適切に評価する方法として、N値と $N_d$ 値を比較してより小さな貫入抵抗値を解析に用いることを試みた。礫打ちの影響による過大な抵抗値を合理的に修正するための一つの方法として、複数の貫入試験結果からより小さな抵抗値を用いることは有効と考えている。
- 3) 盛土の最深部すなわち旧地山との境界では、複数の貫入試験で局所的な貫入抵抗の低下が認められた。不攪乱試料の採取やより詳細な室内試験は実施できなかったため原因を明確にすることはできなかったが、その上下ではボーリングにより採取した試料に細粒分含有率の低下も見られたことから、地下水浸透流による細粒分の流失がある程度影響していると想像できる。
- 4) ボーリング孔で実施したPS検層では、概ね2次元表面波探査で得られたS波速度と等しい結果が得られた。一方、このような弾性波による探査では、貫入抵抗N値および $N_d$ 値に見られた局所的な低下(変化)を把握することはできなかった。本調査研究のように、盛土と原斜面との境界付近ではPS検層に表れていなくても局所的に剛性や強度が低下している可能性もあり、広域的な多次元的な弾性波による探査と、詳細な地盤構造を捉えられるボーリングや貫入試験を併用することが重要であると考えられる。

## 【解析結果】

- 5) 2次元極限平衡法により、盛土中央断面における地震時すべり安定解析を行い、円弧すべり面および弱層を考慮した2種類の非円弧すべり面について検討した。円弧すべり面で安全率が最低となったが、地下水位が観測期間の最大値を3m上回った状態でレベル2地震が発生した場合でも、盛土の安全率は1.05を下回らないという結果から、想定地震により盛土に大きな変形が生じる可能性は低いと考えられる。
- 6) 盛土を成層地盤でモデル化した1次元3方向地震応答解析(DYNES3D;非線形全応力解析)を行い、盛土の地震時における振動挙動を検討した。盛土地盤が比較的健全であることから、地震動の増幅はほとんど見られず、地盤内のせん断ひずみも0.2%を上回らなかった。盛土層厚の影響についても検討したが、顕著な影響は見られなかった。また、弱層を考慮してS波速度をN値から換算し直して解析したが、計測震度に数%の上昇が見られる程度で、弱層におけるせん断ひずみも0.4%を上回らなかった。盛土の地形効果を考慮して盛土中央断面について2次元地震応答解析(STADAS;非線形全応力解析)も行ったが、顕著な変形や加速度の増幅は見られなかった。これらの結果より、想定地震により盛土全体が不安定になったり、住宅地で局所的に被害が集中したりする可能性は低いと考えられる。
- 7) 「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」が定める方法に従って、地震応答解析の結果をもとに盛土の液状化判定を行った。地下水位が計測期間中の最高水位より3mほど上昇した場合、ボーリングを実施した代表的な地質構造では、深さ20m付近の弱層付近(B3層)で液状化抵抗率 $F_L$ 値が1.0をわずかに下回った。盛土はV字型の谷に造成されていること、調査結果よりその弱層が一種の排水層としての機能を持っていると期待できることなどからも、想定地震において液状化現象により盛土の機能や安定性が損なわれる可能性は低いと予想できる。

## 謝 辞

この住宅高盛土の調査研究は東三河地域防災研究協議会が豊川市の要請を受けて実施したものである<sup>20)</sup>。実施するに当たっては豊川市の消防本部防災対策課および建設部土木課から資料の提供を受け、調査に当たっては格段の配慮を賜った。記して深甚なる感謝の意を表す。本調査研究の対象地域の地震時危険度評価および防災対策に役立つのみならず、一般の住宅高盛土の耐震性評価法の研究・開発に寄与すると期待している。

## 参考文献

- 1) 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（解説編），地盤工学会，1996
- 2) 土木学会・地盤工学会合同調査団：平成16年新潟県中越地震 土木学会（第1次）・地盤工学会合同調査団 調査速報（Ver.1.0，2005年1月11日），土木学会，2005
- 3) 土木学会・地盤工学会：2007年能登半島地震被害調査報告書，2007
- 4) 八嶋厚，沢田和秀，村田芳信：2007年新潟県中越沖地震 災害調査報告資料，  
<http://www.jiban.or.jp/organi/bu/somubu/19niiyatachuetsu/gifudaijaku.pdf>，2007
- 5) 田村昌仁，平田茂良，山本明弘，荘司泰敬：オートマチックラムサウンディングと標準貫入試験の比較，第41回地盤工学研究発表会，pp.171-172，2006
- 6) 伊藤義行，小川重之，岩崎智久，村田芳信，佐藤 将：小型オートマチックラムサウンディング試験による地盤評価，第37回地盤工学研究発表会，pp.103-104，2002
- 7) Imai, T. : P- and S-Wave Velocities of the Ground in Japan, Proceedings of IX-th ICSMFE, Vol.2, pp.257-260, 1977
- 8) 林宏一：表面波を用いた地下浅層部の探査，非破壊検査，Vol.53, No.5, pp.254-259, 2004
- 9) 林宏一，鈴木晴彦，斎藤秀樹：人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用，応用地質技術年報，No.21, pp.9-39, 2001
- 10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，1997
- 11) 北沢五郎，北山謙三郎，鈴木好一，大河原春雄，大崎順彦：東京地盤図，技報堂，1959
- 12) Bishop, A.W. : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotech. Vol.5, pp7-17, 1955
- 13) Janbu, N. : Earth pressure and bearing capacity calculation by Generalized Procedure of Slices, The 4th ICSMFE, Vol.2, pp.207-212, 1957
- 14) ぎょうせい：宅地防災マニュアルの解説，1998
- 15) 吉田望：DYNES3D, A computer program for dynamic response analysis of level ground by effective stress-nonlinear method, <http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/>
- 16) 中央防災会議「東南海，南海地震等に関する専門調査会」，  
[http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index\\_nankai.html](http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index_nankai.html)
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002
- 18) 吉見吉昭：砂地盤の液化化（第二版），技報堂，1991
- 19) Yoshida, N. (1993): STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada
- 20) 三浦均也：平成18年度研究報告書 地震時における急傾斜地の危険度評価法の調査研究，東三河地域防災研究協議会（研究提案市：豊川市），2007

（受理：2008年10月8日）  
（掲載決定：2009年7月28日）



# **Soil Investigation and Stability Analysis of a High Rise Fill Embankment for Seismic Hazard Evaluation**

MIURA Kinya <sup>1)</sup>, MORIMASA Shingo <sup>2)</sup>, YOSHIDA Nozomu <sup>3)</sup>,  
CHINO Katsuhiko <sup>4)</sup> and MURATA Yoshinobu <sup>5)</sup>

1) Professor, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

2) Research Fellow, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

3) Member, Professor, Tohoku Gakuin University, Dr. Eng.

4) OYO Corporation

5) NPO, Network for the Action against Geo-Hazards

## **ABSTRACT**

Seismic slope stability of a high-rise fill embankment was thoroughly investigated. The high-rise fill embankment was constructed on a ravine with mountain stream for the development of a housing lot thirty-five years ago. Since the fill embankment is located in the middle part of Japan, a seismically active area, possible failure during earthquake has been carefully examined through geotechnical surveys, field and laboratory tests, and calculations of vibration behavior and slope stability for two years. In this paper, we present the applicability of these survey and analysis methods to assess a failure risk of fill embankments as well as the results of the investigation and calculation conducted in this study.

*Key Words: Earthquake, High Rise Fill Embankment, Seepage Flow, Earthquake, Stability Evaluation*