

兵庫県南部地震による変状宅地の動的解析

沖村 孝*・鳥居宣之*・奥西一夫・片山政和**

*神戸大学都市安全研究センター

**神戸大学大学院自然科学研究科院生

要旨

兵庫県南部地震により地盤の沈下、擁壁のはらみ出し等の変状被害が発生した宅地とそのような変状が発生しなかった宅地の両方を対象として、本報では宅地地盤の浅層地盤構造を明らかにするために反射法弾性波探査を実施し、それらより得られる結果を用いて地震応答解析を実施し、解析結果を比較することにより変状被害の発生原因を考察した。

キーワード：兵庫県南部地震，宅地被害，地震応答解析，反射法弾性波探査

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、人口の集中した都市直下で初めて発生した地震となり、家屋の倒壊等により死者6,430名にも達する大きな災害をもたらした。この地震は家屋の全壊、半壊等の損傷のみならず六甲山系における山くずれ等の地盤災害を引き起こした。なかでも、六甲山系山麓に分布する宅地造成地においては石積擁壁の亀裂、はらみ出し等の被害が発生するとともに、宅地そのものが変状する被害も発生した。兵庫県の調べによると被害を受けた宅地は約5,100宅地に達し、うち2,400宅地では安全のために何らかの対策が必要であると判定された。筆者らはこれらの被災宅地を対象として、その特徴を把握するため調査を進めてきている。その結果、これらの被災宅地はいずれも盛土であり、しかも宅地造成等規制法が施行される昭和37年以前に施工された宅地に被害が多いことが明らかになってきている。本報では被災原因を究明するため、被災を受けた宅地と被災を受けなかった宅地を対象として動的応答解析を実施し、両者の間で何が違うかを明らかにすることにより、被災の原因を推定することとした。この研究を進めるためには対象

地の浅層地盤構造を明らかにする必要がある。本研究ではこのために反射法地震探査を実施した。この探査により得られた境界条件、入力条件等を用いて動的応答解析を実施したのでその結果について報告する。

2. 解析対象地

本研究の解析対象地の位置をFig.1に示す。この

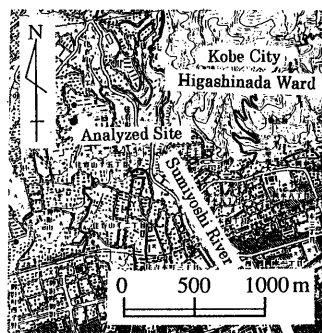


Fig.1 Location of housing land analyzed

場所は、神戸市東灘区内の住吉川左岸に位置する標高150m～200mの六甲山南麓の緩傾斜地にあり、縮尺50,000の1の地質図（通商産業省工業技術院地質調査所、1995）によると、地質は大阪層群である。昭和36年に撮影された空中写真によると、本解析対象地においては既に造成された宅地が判読できる。このため解析対象地とした宅地は、昭和37年に施行された宅地造成等規制法以前に造成された宅地であることが明らかになった。

Fig.2は解析対象地の地形および被害の詳細を示したものである。図中に示した被害は現地調査より確認できたもので、宅地地盤の沈下、石積擁壁のクラックおよびはらみ出しが多数発生している。

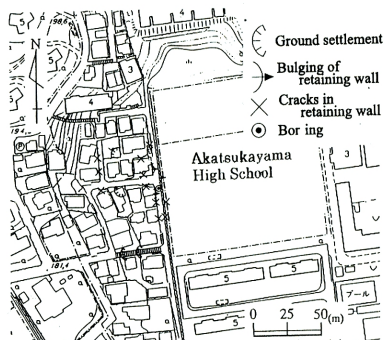


Fig.2 Close-up of housing land analyzed and damaged type

Photo.1は宅地内に生じた変形の結果、レンガ張りに生じた亀裂を示している。また宅地東端の石積擁壁は、はらみ出し量が約0.5mにも達しており、地震動によって宅地地盤が下方へ変状した結果、このような大きなはらみ出しが発生したと考えられる。



Photo.1 Cracks on brick floor and ground settlement in housing land

地震発生後に解析対象地内で実施されたボーリングの柱状図をFig.3に示す。これより解析対象地の宅地地盤は花崗閃緑岩を基盤とし、その上に旧表土

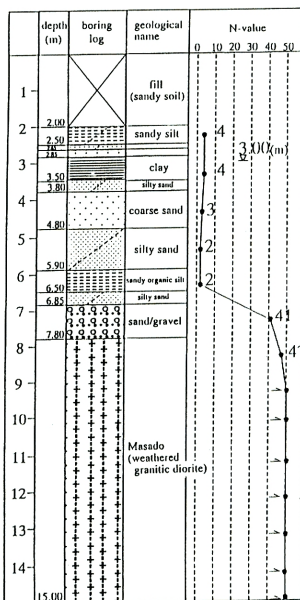


Fig.3 Boring log

層と考えられる粘土、砂、砂礫などが存在し、さらにその上に盛土が施工されていることがわかる。また、N値は旧表土層内の砂混り有機質シルト層までが平均で3であるのに対して、大阪層群と見られる砂礫層で41に急増し、花崗岩閃緑岩の基盤においては50以上を示している。なお、盛土部でのN値は測定されていない。

3. 現地調査結果

Fig.4に本研究で設定した測線を示す。測線A1～B1は変状被害が発生した宅地のアスファルト舗装さ

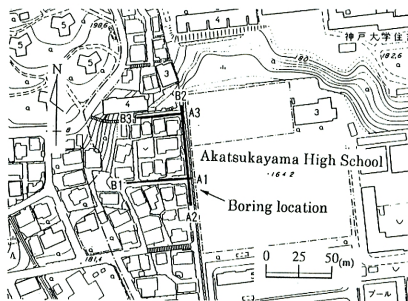


Fig.4 Location map for seismic prospecting survey line

れた道路上に設定したもので測線長は48mである。なお、この測線近傍にはFig.3で示した既存のボーリングが存在しており、後述する探査結果の解釈および地震応答解析の物性値の入力値として、このボーリングから得られるデータを用いた。測線A3-B3は変状被害が発生しなかった宅地のアスファルト舗装された道路上に設定したもので測線長は38mである。しかしながらこの測線にはボーリングデータ等の地盤情報が存在しない。このため既存のボーリングデータを利用できる測線A2-B2（測線長76m）を設定し、測線A2-B2と測線A3-B3との交点における地盤情報を用いて測線A3-B3の浅層地盤構造を求め、これを後述する地震応答解析において用いることとした。

本研究で実施した反射法地震探査における測定条件をTable 1に示す。なお、本研究では振源として板たたき振源を採用した。板たたき振源とは、15×20×150cm程度の本製の板を測線に対して直交する方向に設置し、その板の上から荷重をかけ、測線に対して直交する方向にカケヤによって打撃することにより振源を得るものである。この手法はS波のうち、波動の媒質の粒子が境界面と平行な方向に振動するSH波を発生させる方法である。なお、本研究では探査精度の検証のために同じ探査測線において2回の探査を実施した。

Table 1 Measuring condition for the reflection method of seismic prospecting

No. of Channels	24
Interval of transmitter	1m
Min. offset distance	1m
Interval of receiver	1m
No. of stacks	4
Sampling interval	0.5ms
Sampling time	1024ms

Fig.5に解析の結果得られた深度断面図を示す。この深度断面図は2回実施した探査結果の、それぞれの深度断面図を重ね合わせたものである。既存のボーリングは測線の位置2m付近に位置しているため、この付近の反射波とボーリング柱状図との比較を行った。その結果、前述したN値が2から41に急増するシルト混じり砂と砂礫との境界面からの反射波と考えられる波形が深度約7m付近に確認された。このため、この反射波と連続性の良い反射波を結んで得られた反射面を図中の太線に示す。なお、この反射面以外には、浅層付近ではボーリング柱状図と整合性の良い反射面は確認できなかった。このよう

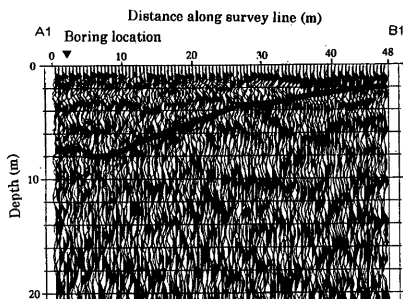


Fig.5 Cross section from seismic prospecting (survey line A1-B1)

に複雑になった原因として、1) 地表付近の浅い部分では表面波や音波などのノイズが大きく、加えてそのノイズの除去が難しかったことと、2) 深度7m付近以外にはN値の差異に起因する速度コントラストの差が大きい部分がほとんどなかったこと、などが考えられる。Fig.5より本研究では、測線A1-B1の地盤構造はFig.5中に示した反射面を境界面とした2層構造であるとした。この2層のうち上位の層はボーリング柱状図より盛土と旧表土と考えられる土層の一部分とからなるため、本研究ではこれを表層と設定した。これに対して下位の層はそれ以深に境界面が確認できないこととボーリング柱状図からN値が41以上と非常に大きいことから、これを基盤と称することとする。なお、速度解析により表層のせん断波速度は平均で $V_s = 130$ (m/s)であった。以上の考察より得られる浅層地盤構造をFig.6に示す。

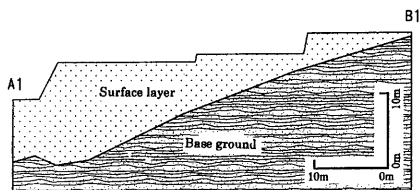


Fig.6 Shallow ground structure (survey line A1-B1)

測線A2-B2においても、得られた探査データの解釈においては測線A1-B1と同様に、探査測線近傍に位置する既存ボーリングから得られた柱状図 (Fig.3参照) を参考とした。このため、測線A1-B1と同様にN値が2から41に急増する深度約7m付近のシルト混じり砂と砂礫との境界面が反射面として得られることが期待された。Fig.7に解析の結果得られた深度断面図を示す。この深度断面図も2回実施し

Distance along survey line (m)

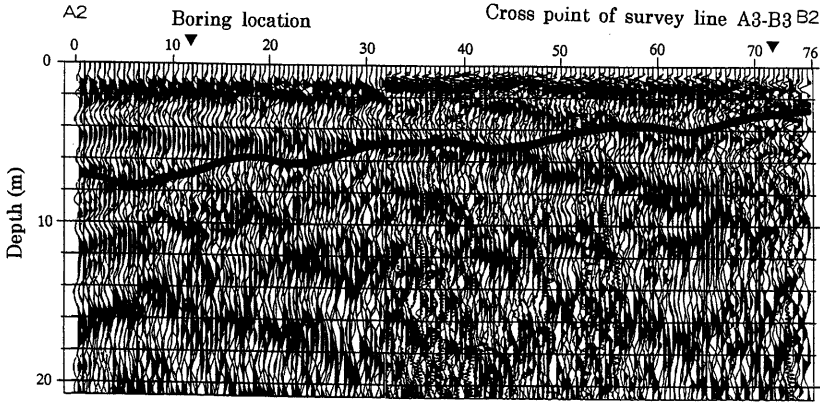


Fig.7 Cross section from seismic prospecting (survey line A2-B2)

た探査結果の、それぞれの深度断面図を重ね合わせたものである。既存のボーリングは測線12m付近に位置するため、測線12mの直下の反射波とボーリング柱状図との比較を行った。その結果、測線A1-B1と同様にN値が2から41に急増するシルト混じり砂と砂礫との境界面からの反射波と考えられる波形が深度約7 m付近に確認された。この反射波と連続性の良い反射波を結んで得られた反射面を图中的太線に示す。この反射面は測線A1-B1の探査結果において定義した表層と基盤との境界面であることが考えられる。なお、測線A1-B1と同様に、この測線においても太線で示した反射面以外には、ボーリング柱状図と整合性の良い反射面は確認できなかった。また、速度解析により表層のせん断波速度は平均で $V_s = 140$ (m/s) となることが明らかになった。

Fig.8に測線A3-B3の解析結果より得られた深度断面図を示す。この深度断面図も2回実施した探査結果の、それぞれの深度断面図を重ね合わせたものである。測線2 mの深度約3 mに、測線A2-B2から得られた表層と基盤との境界面からの反射波と考えられる波形が確認された。この反射波と連続性の良い反射波を結んで得られた反射面を图中的太線に示す。なお、速度解析により測線A3-B3における表層のせん断波速度は $V_s = 140$ (m/s) であった。以上の結果得られる測線A3-B3の浅層構造構造をFig.9に示す。

以上の結果より作成した測線A1-B1のFEMメッシュをFig.10に示す。同様に作成した測線A3-B3

のFEMメッシュをFig.11に示す。それぞれの図において太線で示した部分が表層と基盤との境界である。

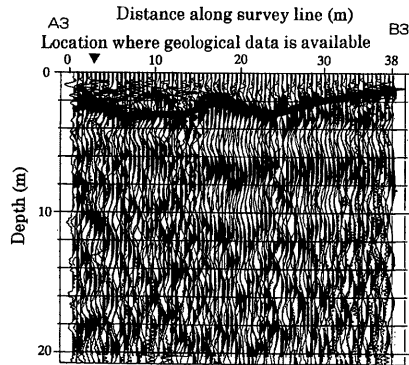


Fig.8 Cross section from seismic prospecting (survey line A3-B3)

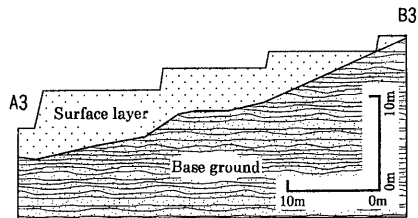


Fig.9 Shallow ground structure (survey line A3-B3)

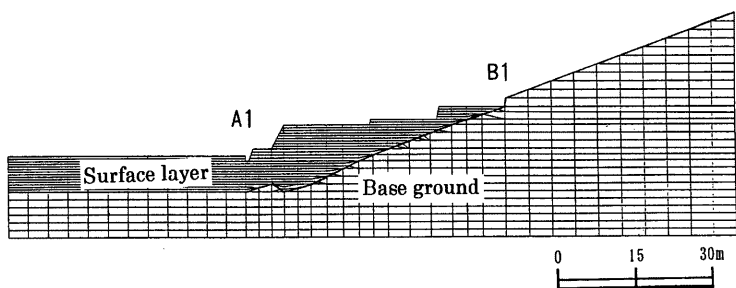


Fig.10 Cross section for FEM analysis (survey line A1-B1)

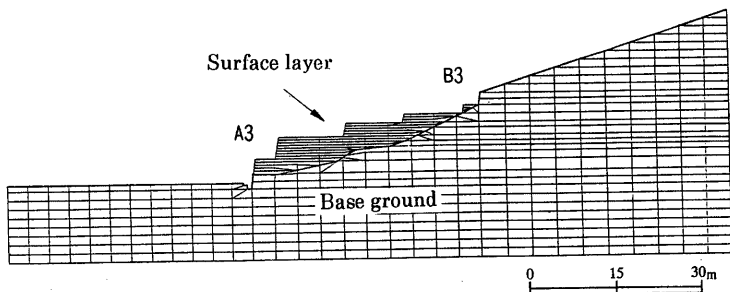


Fig.10 Cross section for FEM analysis (survey line A1-B1)

4. 地震応答解析

本研究では、解析対象地の地震応答解析を行うための手法として、二次元有限要素解析プログラム「Super FLUSH」を用いた。この「Super FLUSH」は全応力解析を行うプログラムであるので、解析過程において間隙水圧の変化を考慮していない。有効応力解析では間隙水圧の変化、つまり、有効応力の変化を応力-ひずみ関係を考慮に入れて解析を行うため、せん断変形についての応力-ひずみ関係のモデル以外に、間隙水圧発生に関するモデルおよび透水モデルも同時に組み込んだ解析を行う必要がある（土木学会編，1989）。これらのモデルの作成は容易でなく、解析に要する計算時間が膨大であるため、多くの地震応答解析では全応力解析が行われている（土木学会編，1989）。また、地震後のように急激な移動を扱うため、本研究ではこの手法を用いた。

「Super FLUSH」における応答計算は複素応答解析法によって行われる。この手法は、複素フーリエ変換によって求めた入力動のフーリエスペクトルと、

解析モデルの伝達関数を乗じることによって求める各節点の応答のフーリエスペクトルに対して複素フーリエ逆変換を行なって応答波形を得るものである。

応答計算の手法には、本手法で用いた複素応答解析法以外にモード合成法や直接積分法などがある。しかし、1) 直接積分法では計算の時間刻みの大きさにより解析が不安定になる場合があるが、複素応答解析法では振動数領域で計算するため、解析が無条件安定となること、2) モード合成法では要素ごとに減衰を定義することは不可能であるが、複素応答解析法では減衰を複素剛性係数として評価することができるため、要素ごとに減衰を定義することができる等により「Super FLUSH」では複素応答解析法を採用している。

「Super FLUSH」では土の応力-ひずみ関係の非線形性は等価線形化法によって考慮している。本研究では、既存の資料などから事前に材料のせん断弾性率および減衰定数のひずみ依存性曲線を設定した。なお、本研究では「Super FLUSH」の演算は「HP9000C クラスワークステーション・モデルC110」を用いて

実行した。

本研究で実施する解析において必要な物性値は、
1) V_s : せん断波速度 (m/s), 2) γ_t : 単位体積重量 (tf/m³), 3) ν : ポアソン比, 4) G_0 : 初期せん断弾性係数 (tf/m²), 5) h_0 : 初期減衰定数, 6) せん断弾性率および減衰定数のひずみ依存性曲線である。以上の物性値を表層と基盤のそれぞれについて設定する。

本研究では2測線は同じ宅地内に隣接していることから、基盤の物性値は同一のものとする。また、表層の物性値のうち本研究で実測できたものは、せん断波速度である。その値は測線A1-B1では $V_s = 130$ (m/s) であり、測線A3-B3では $V_s = 140$ (m/s) であった。これ以外の表層の物性値については、基盤と同様に各測線は同じ宅地内に隣接していること、および前述したせん断波速度が大きく異なっていないことから、各測線で同じ値を用いることとする。以下に基盤と表層のそれぞれについて物性値の決定方法を示す。

・表層

- 1) V_s : せん断波速度 (m/s) : 測線A1-B1では $V_s = 130$ を、測線A3-B3では $V_s = 140$ を用いる。
- 2) γ_t : 単位体積重量 (tf/m³) : 砂質土とし既存の文献 (日本道路公団, 1983) より決定する。
- 3) ν : ポアソン比: 不飽和状態を仮定し、既存の文献 (申, 1989) より砂質土の値を採用した。
- 4) G_0 : 初期せん断弾性係数 (tf/m²) : $G_0 = \gamma_t \cdot V_s^2 / g$ の式により決定する。
- 5) h_0 : 初期減衰定数: 砂質土とし既存の文献 (土質工学会技術普及委員会編, 1989) より決定する。
- 6) せん断弾性率および減衰定数のひずみ依存性曲線: Hardin-Drnevichの式 (土質工学会技術普及委員会編, 1989; 土木学会編, 1990) より決定する。

・基盤

- 1) V_s : せん断波速度 (m/s) : DH級の風化花崗岩として既存の文献 (吉中ほか, 1989; 宅地盛土耐震調査検討委員会, 1996) より決定する。
- 2) γ_t : 単位体積重量 (tf/m³) : DH級の風化花崗岩として既存の文献 (土木学会編, 1990) より決定する。
- 3) ν : ポアソン比: DH級の風化花崗岩として既存の文献 (申, 1989) より決定する。
- 4) G_0 : 初期せん断弾性係数 (tf/m²) : $G_0 = \gamma_t \cdot V_s^2 / g$ の式により決定する。
- 5) h_0 : 初期減衰定数: 既存の文献 (宅地盛土耐震調査検討委員会, 1996) より決定する。
- 6) せん断弾性率および減衰定数のひずみ依存性曲

線: 既存の文献 (宅地盛土耐震調査検討委員会, 1996) より決定する。

以上のようにして決定した物性値をTable 2, Fig. 12, Fig.13に示す。

Table 2 Material constants for dynamic response analysis

	Shear wave velocity (m/s)	Unit weight (tf/m ³)	Poisson's ratio	Initial shear modulus (tf/m ²)	Initial damping constant
Surface layer A1-B1	130	1.9	0.39	3300	0.03
Surface layer A3-B3	140	1.9	0.39	3800	0.03
Base ground	500	2.3	0.2	58700	0.03

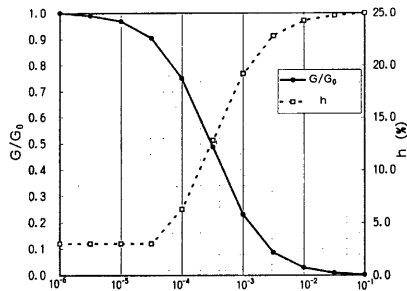


Fig.12 Relationships of shear modulus and damping constant with shear strain (surface layer)

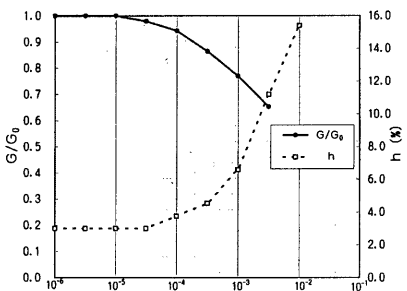


Fig.13 Relationships of shear modulus and damping constant with shear strain (base ground)

5. 地震応答解析結果

本研究では関西地震観測研究協議会が観測を行った神戸大学工学部におけるE-W方向の速度波形記録を用いた。その理由は、本解析対象地と神戸大学工学部は距離にして1.5kmしか離れていないこと、本解析対象斜面が東向きであることのためである。本研究では得られた速度波形をフーリエ変換により加速度波形としたものを用いる。その加速度波形をFig.14に示す。本研究の解析においてはこの地震動を基盤の底面に入力する。なお、本研究では側方境界

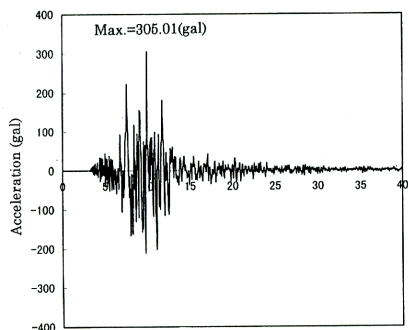


Fig.14 Input acceleration wave

にはエネルギー伝達境界を、底面境界には粘性境界を用いた。

Fig.15に測線A1-B1の最大応答加速度分布を、Fig.16に測線A3-B3の最大応答加速度分布を示す。

両図を比較すると、測線A1-B1、測線A3-B3ともに表層部分における応答加速度は基盤付近に比して増幅されていることがわかる。測線A1-B1の最大値は宅地を構成する斜面（以後、斜面と称す）の最も上部に位置する擁壁の上端部で419galを示す一方、

測線A3-B3の最大値は斜面中段の擁壁の上端部で350galを示した。これは前者に比して約17%小さい値である。この分布と後述するFig.17に示した被害の関係を見ると、擁壁のはらみ出しおよびクラックが発生した場所と大きな応答加速度が出現した場所との対応が見られる。しかしながら被害が発生していない測線A3-B3においても表層付近の応答加速度分布は200-350galが分布しており、最大応答加速度は異なるものの分布傾向としては被害が発生した測線A1-B1と大きな違いは認められない。

一方、Fig.17に測線A1-B1の応答せん断ひずみ分布を、Fig.18に測線A3-B3の応答せん断ひずみ分布を示す。なお、これらの応答せん断ひずみ分布はそれぞれの測線における最大応答加速度が示された時刻における応答せん断ひずみ分布を示している。両図を比較すると、測線A1-B1、測線A3-B3ともに表層と基盤との境界付近に大きな応答せん断ひずみが生じていることがわかる。被害が発生した測線A1-B1の最大値は斜面下端部の表層と基盤との境界付近において約 5.5×10^{-3} を示している。一方、測線A3-B3の最大値は斜面中段の表層と基盤との境界付近

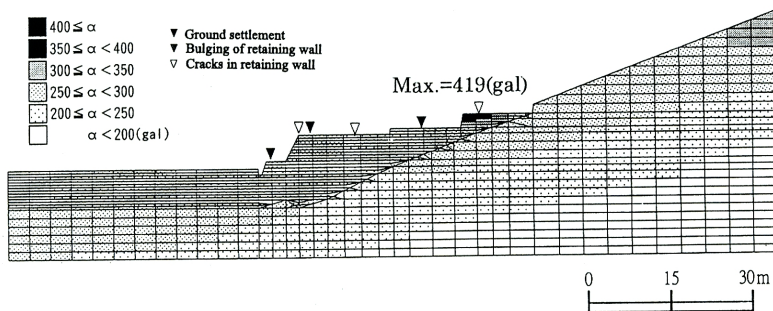


Fig.15 Distribution of maximum acceleration responded (survey line A1-B1)

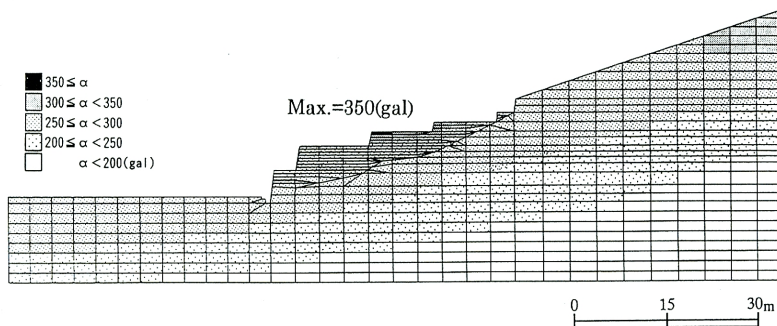


Fig.16 Distribution of maximum acceleration responded (survey line A3-B3)

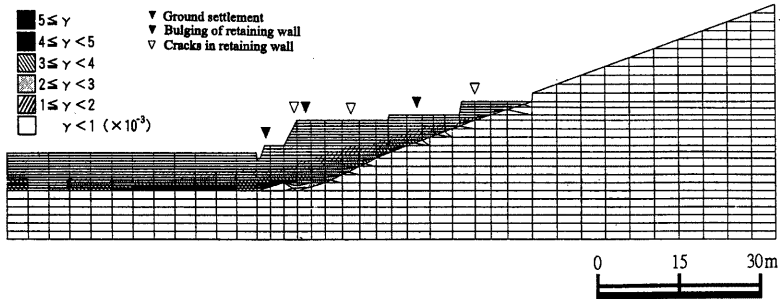


Fig.17 Distribution of maximum shear strain (survey line A1-B1)

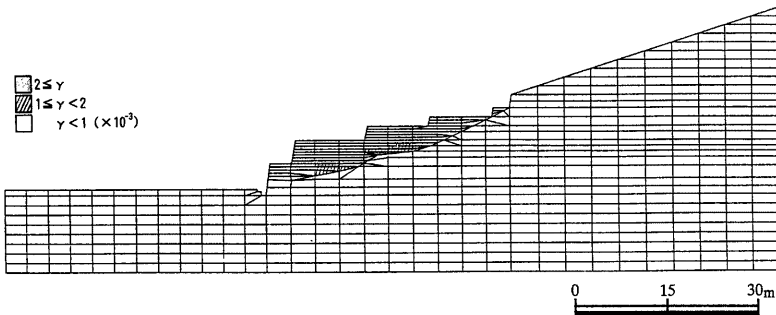


Fig.18 Distribution of maximum shear strain (survey line A3-B3)

で約 2.2×10^{-3} を示した。この付近は前者に比して約60%小さい値である。分布の特徴としては、測線A1-B1においては測線A3-B3には現れていない 3.0×10^{-3} 以上の応答せん断ひずみが広く分布している。

6. 結論

これらの結果から、応答加速度の分布は両測線間に大きな違いは認められないが、応答せん断ひずみでは測線A1-B1では測線A3-B3に比して大きなせん断ひずみが広い範囲にわたって発生していることより、表層と基盤との境界付近で表層土塊の滑動が発生し、これによって測線A1-B1の斜面ののり付付近に発生した大きな擁壁のはらみ出しや、斜面中段で発生した宅地地盤の沈下、ならびに擁壁のクラックが発生したと考えられる。

謝辞

本研究を進めるに際しては、(株)地震工学研究

所の宇高竹和、内田治両氏に多大のご指導、ご協力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 通商産業省工業技術院地質調査所(1995): 1:50,000 地質図「大阪西北部」
- 土木学会編(1989): 動的解析と耐震設計[第2巻], 動的解析の方法, 技報堂出版, pp. 230-247.
- 日本道路公団設計要領, 第1集, 28p.
- 申潤植(1989): 地すべり工学—理論と実践—, 山海堂, pp. 58-59.
- 土質工学会技術普及委員会編(1989): 地震応答解析のための土の動的性質, 土質工学会pp. 45-51.
- 土木学会編(1990): 土の力学(Ⅲ), 新体系土木工学18, 技報堂, pp. 242-256.
- 吉中龍之進, 桜井春輔, 菊池宏吉編著(1989): 岩盤工学会系[1]岩盤分類とその適用, pp. 105-112.
- 宅地盛土耐震調査検討委員会(1996): 第2回委員会, 神戸の被災盛土検証検討結果報告, pp. 1-21.

Dynamic Analysis for a housing land deformed by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake

Takashi OKIMURA* · Nobuyuki TORII* · Kazuo OKUNISHI · Masakazu KATAYAMA**

*Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University

**Graduate Student, The Graduate School of Science and Technology, Kobe University

Synopsis

Many housing lands are damaged in the foot of Rokko Mountains due to Hyogo-ken Nanbu Earthquake. In this report, causes of the damage of housing land are investigated through a dynamic response analysis. For this purpose, seismic prospecting was carried out with reflection method at damaged and undamaged locations to grasp the near-surface ground structure in this area. Then, a dynamic response analysis was performed using the input data obtained by the seismic prospecting. It is suggested that the damage could occur resulting in a sliding of soil mass of the surface layer.

Keyword: Hyogo-ken Nanbu Earthquake; Deformation in Residential Area; Dynamic Response Analysis; Seismic Reflection Survey