



## 2001年芸予地震の強震記録に基づく 地盤増幅度に対する地盤の非線形性の影響

藤本一雄<sup>1)</sup>、翠川三郎<sup>2)</sup>

1) 正会員 東京工業大学人間環境システム専攻、助手 博士(工学)

e-mail : kazu@enveng.titech.ac.jp

2) 正会員 東京工業大学人間環境システム専攻、教授 工博

e-mail : smidorik@enveng.titech.ac.jp

### 要約

地盤の非線形性が地盤増幅度に及ぼす影響を評価するために、2001年芸予地震の本震および余震等による広島市での地震記録から地盤特性を求め、それぞれを比較した。その結果、本震時の地盤特性には地盤の非線形性の影響がみられることを確認した。芸予地震における最大振幅に対する増幅度を地盤のひずみレベルごとに整理し、これに1989年ロマブリータ地震および1994年ノースリッジ地震における強震記録からの結果を加えて検討したところ、最大加速度に対する増幅度は、表層地盤の有効ひずみが $3 \times 10^{-4}$ 程度を越えると顕著に低下するが、最大速度に対する増幅度は、有効ひずみが $1 \times 10^{-3}$ 程度までは地盤の非線形性の影響がほとんどみられないことを確認した。

キーワード： 地盤特性、非線形性、強震記録、2001年芸予地震

### 1. はじめに

東海地震、東南海地震、南海地震などの大地震の発生が懸念されており、これらの地震により広域での被害が発生することが予想されている<sup>例えは<sup>1)</sup></sup>。地震による被害を予測するためには地震動強さの分布を適切に評価することが必要となり、そのためには各地での表層の地盤特性の評価が重要となる。広域での地盤増幅度を簡便に推定する手法として、国土数値情報の地形分類・標高等のデータから経験的に地盤の平均S波速度を推定し、これを介して地盤の増幅度を評価するものがある<sup>2)</sup>。この手法で用いられている地盤の増幅度評価手法<sup>3)</sup>は、1987年千葉県東方沖地震での観測記録に基づくもので、地表から深さ30mまでの地盤の平均S波速度から最大振幅に対する増幅度を求めるものである。ただし、用いられた観測記録は最大加速度で約 $200\text{cm/s}^2$ 以下、最大速度で約 $20\text{cm/s}$ 以下であり、大きな地盤ひずみを生じさせるような大振幅の記録はほとんど含まれていない。

近年、強震観測網の拡充により大振幅の強震記録が得られるようになり、これらの記録の解析から強震時の地盤特性には地盤の非線形性の影響がみられる場合があるとの指摘がある<sup>4)</sup>。このため米国のNEHRPの基準<sup>5)</sup>では、文献6)の結果などを踏まえて、地盤の平均S波速度と基準地盤での加速度レベルから地盤の非線形性の影響を考慮した地盤増幅度の推定手法を提案している。ただし、この手法は基準地盤での最大加速度が約 $100\text{cm/s}^2$ 以下の1989年ロマブリータ地震での観測記録に主に基づいており<sup>7)</sup>、それ以上の振幅レベルについては非線形応答解析の結果に基づいている。そこで、大加速度レベ

ルでの NEHRP の手法の適用性を検討するため、より大振幅の記録を含む 1994 年ノースリッジ地震の観測記録による増幅度を NEHRP の手法による推定値と比較し、両者に大きな違いのないことが確認されている<sup>8)</sup>。ただし、文献 8) で用いている記録は平均 S 波速度が 200m/s 以上の比較的硬質な地盤でのものが大部分であり、NEHRP の手法の軟弱地盤での適用性については十分な保証が得られているわけではない。このように地盤の非線形性の影響についていくつかの見解が示されているものの、地盤の非線形性の影響は強震動予測のためには避けがたい問題であることは広く認識されている<sup>9), 10)</sup>。したがって、比較的振幅レベルの小さな観測記録に基づいた既往の地盤増幅度評価手法の大振幅レベルでの適用性を検討しておくことは重要であると考えられる。

2001 年 3 月 24 日に発生した芸予地震( $M_j$  6.7)により、震央から約 40km 離れた広島市では最大で震度 5 強が観測された。広島市の臨海部には軟弱な埋立地が広がっており、このような軟弱地盤での大きな振幅レベルの観測記録は、地盤の非線形性の影響を検討する上で貴重なデータであると考えられる。本研究では、2001 年芸予地震の本震および余震等による広島市での地震記録から地盤特性を求め、これらを弱震時と強震時と比較することにより地盤の非線形性状について検討し、この結果を踏まえて地盤の非線形性が地盤増幅度に及ぼす影響を評価することを目的としている。

## 2. 地震観測点および地震記録の概要

### 2.1 地震観測点の概要

図 1 に広島市の地形分類<sup>11)</sup>を示す。広島市の低地は、市内をほぼ南北に流れる太田川とその支流により形成された上流側の扇状地と下流側の三角州に区分され、三角州のさらに下流側は 17 世紀以降の埋め立てによるものである。また、これら低地の下底に横たわる基盤岩は、広島湾を取り囲む山地を構成する花崗岩と連続している<sup>12)</sup>。

地震観測点を図 1 に重ねて示す。広島市地震情報ネットワーク(SKB, MNR, YNP, HKP, SNN, USD, KRK, HKK)では、市内各区の地表に地震計が設置されており、SKB では鉛直アレー地震観測が行われている。詳細については文献 13)を参考にされたい。その他に、防災科学技術研究所による K-NET 広島観測点(KNT)、港湾地域強震観測による広島-G 観測点(PAR)で強震観測が行われている。これら観測点の地震計は、屋外にある専用の上屋ないし地震計小屋の内部に設置されており、これらの記録は自由地盤でのものとみなせる。

### 2.2 地震観測点の地盤条件

各観測点の地盤柱状図を図 2 に示す。なお、KNT では工学的基盤までの調査がなされていないため、付近の土質柱状図が示されている。図 2 より、臨海部にある観測点(SKB, MNR, KNT, PAR, YNP)では、表層に S 波速度が約 100~200m/s の軟弱な層があり、深さ 30~40m 程度で工学的基盤に相当する砂礫

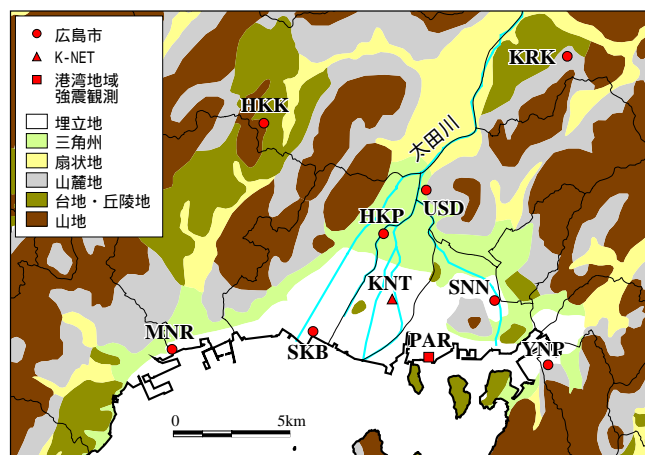


図 1 広島市の地形と地震観測点

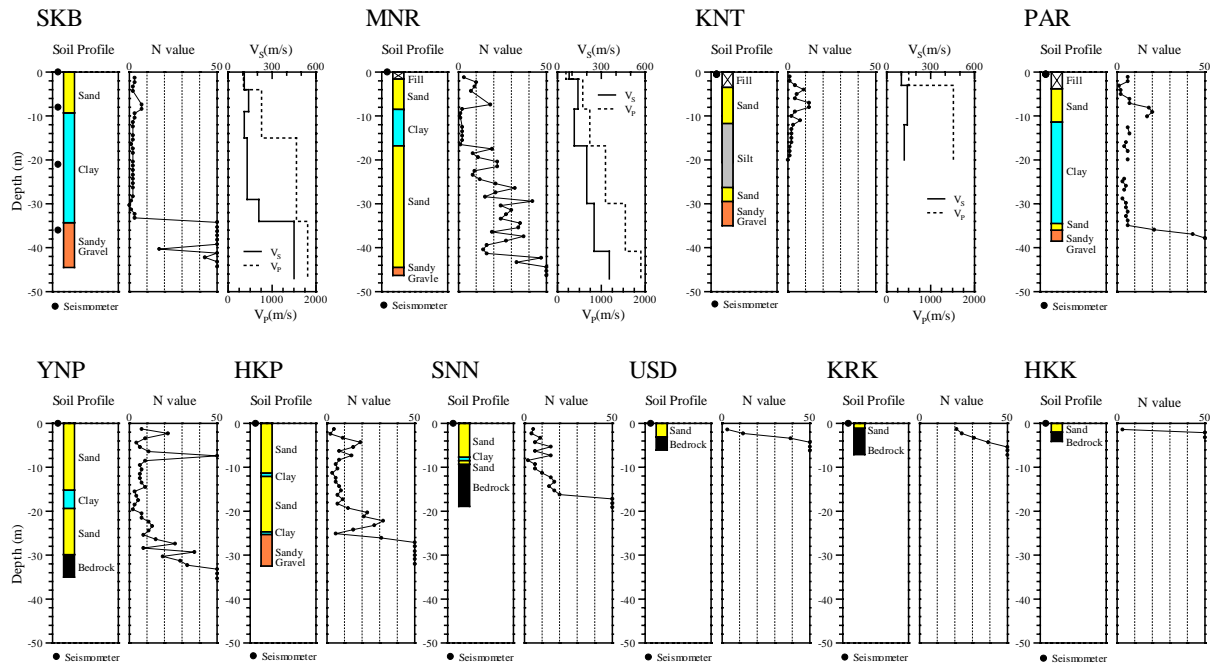


図2 地震観測点の地盤柱状図

表1 地震の諸元および地震観測点での最大加速度・最大速度

Origin Time (yyyy/mm/dd)(hr:min)	Latitude (°)	Longitude (°)	$M_J$	Focal Depth (km)	Site									
					SKB	MNR	KNT	PAR	YNP	HKP	SNN	USD	KRK	HKK
					Peak Ground Acceleration ( $cm/s^2$ )									
					Peak Ground Velocity ( $cm/s$ )									
2001/03/24 15:27	34.129	132.696	6.7	46	188.8	216.7	251.1	240.3	148.2	258.7	208.2	443.9	266.6	195.7
					18.64	22.96	17.50	17.55	13.72	30.69	9.41	12.07	8.35	7.79
2001/03/25 19:19	34.031	132.732	4.4	47	12.2	17.9	14.0	22.7	12.4	11.1	14.6	8.6	14.4	4.5
					0.38	0.77	0.47	0.48	0.35	0.35	0.51	0.21	0.39	0.15
2001/03/26 02:16	33.951	132.703	3.9	44	11.4	13.3	11.7	16.0	7.5	6.4	13.5	5.7	4.5	2.8
					0.42	0.41	0.35	0.49	0.24	0.30	0.40	0.14	0.12	0.07
2001/03/26 05:40	34.114	132.712	5.0	46	27.7	63.3	35.4	82.4	23.5	32.2	62.0	45.3	23.8	17.0
					1.23	2.40	1.48	1.84	0.97	1.29	1.53	0.74	0.57	0.57
2001/04/03 21:14	33.791	132.020	4.4	64	12.2	21.0	12.6	9.5	11.3	15.6	12.8	6.0	5.9	3.2
					0.49	0.84	0.60	0.48	0.54	0.63	0.42	0.18	0.15	0.16

層ないし岩盤に達している。これらのやや北部にある観測点(HKP, SNN)では堆積層の厚さは10~20m程度となり、さらに北部の観測点(USD, KRK, HKK)では岩盤がほぼ露頭している。

各観測点での微小ひずみ時の地盤特性を評価するために常時微動測定を行った。常時微動のH/Vスペクトル比<sup>14)</sup>における卓越周期は、臨海部の観測点(SKB, MNR, KNT, PAR, YNP)では約0.7~1.1秒であるが、やや北部の観測点(HKP, SNN)では約0.3~0.6秒となり、さらに北部の観測点では、USDにおいて周期0.2秒付近にピークがみられるが、KRK, HKKでは明瞭なピークを確認することができない。

### 2.3 地震記録

図1に示した10観測点において地表記録が得られている地震は、芸予地震を含む5地震である。これらの地震の諸元ならびに各観測点での最大加速度振幅および最大速度振幅を表1に示す。ここでの最大振幅は、水平2成分のうち大きい方の値である。表1より、ほぼ全ての地震においてHKKでの最大振幅が最も小さい値を示していることがわかる。また、臨海部にある観測点での最大加速度は、芸予地震時にはHKKでのそれとほぼ同じないしやや大きい程度であるが、その他の地震の場合にはHKKに比べて約3~5倍大きな値を示している。

### 3. 鉛直アレー記録にみられる地盤の非線形性状

SKB では鉛直アレー地震観測が行われており、地震計は GL-0m、GL-8m、GL-21m および GL-36m に設置され、GL-36m の地震計は S 波速度 450m/s の砂礫層上部に位置する(図 2 の黒丸参照)。表 1 に示した 5 地震のうち、地中記録が得られているのは芸予地震および 4 月 3 日の地震である。なお以下では、芸予地震を強震(Strong-motion)と呼び、4 月 3 日の地震ならびにその他の 3 地震を弱震(Weak-motion)と呼ぶこととする。GL-36m の地震計での最大加速度は、強震時には約  $120\text{cm/s}^2$ 、弱震時には約  $4\text{cm/s}^2$  である。

本サイトでの地中記録に対する地表記録の水平成分のスペクトル比から地盤の伝達関数を求め、これを弱震時と強震時と比較することにより、地盤の非線形性状について検討する。図 3 に伝達関数(GL-0m/GL-36m)を示す。弱震時と強震時の伝達関数を比較すると、両者の 1 次モードの増幅度はほとんど変わらないが、周波数約 4Hz 以上での増幅度は強震時に大きく低下しており、これは地盤の非線形化に伴う地盤の減衰の増大によるものと考えられる。また、1 次モードの振動数が強震時にやや低振動数側に移行しており、これは地盤の非線形化による地盤の剛性低下に対応するものと推察される。

まず、このサイトでの PS 検層による速度構造に基づいて 1 次元重複反射理論から伝達関数(GL-0m/GL-36m)を計算し、これを観測記録による伝達関数とともに図 4(a)に示す。なお計算では、観測記録のピーク振動数および振幅レベルを説明するために、PS 検層による最表層(深さ 0~4m)の S 波速度(110m/s)を 70m/s に変更した速度構造モデルを用いている。つぎに、この速度構造と図 5 に示した既往の室内試験結果<sup>15)</sup>による平均的な  $G \sim \gamma$  の関係を用いて、芸予地震による地中(GL-36m)の記録を入射波とする等価線形解析から計算した伝達関数を、観測記録による伝達関数とともに図 4(b)に示す。2 次モード程度までは計算値により観測値をおおむね再現できている。図 4(b)に示した計算結果による強震時の地盤各層の有効ひずみとせん断剛性比の関係を図 5 に示す。これから、SKB では強震時に表

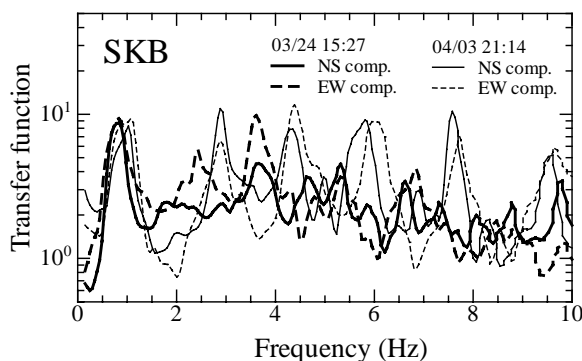


図 3 弱震時と強震時における伝達関数の比較

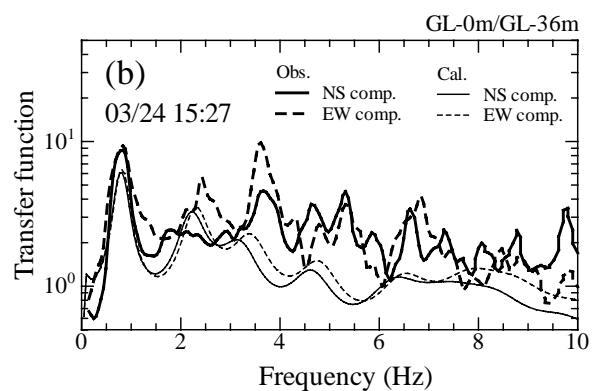
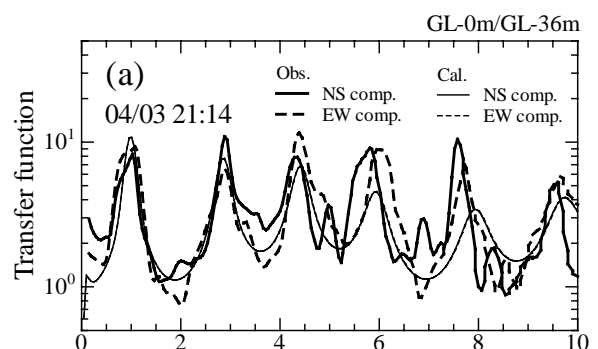


図 4 観測値と計算値による伝達関数の比較

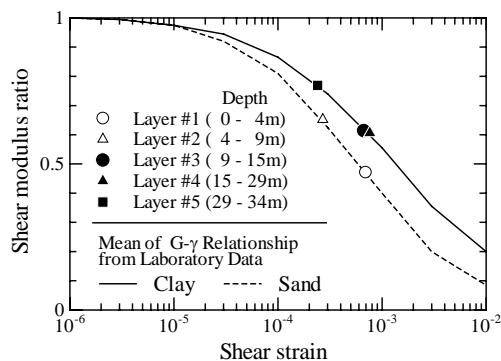


図 5 強震時の有効ひずみとせん断剛性比の関係

層の有効ひずみが  $7 \times 10^{-4}$  程度まで増加し、せん断剛性が微小ひずみ時の 70%程度まで低下していたものと推定される。

#### 4. 地表記録のスペクトル比にみられる地盤の非線形性状

SKB 以外の観測点では地中記録がないため、基準観測点での地表記録に対する各観測点での地表記録の水平成分のスペクトル比(以下、水平動スペクトル比)を求め、これを弱震時と強震時で比較することにより、各観測点での地盤の非線形性状について検討する。なお基準観測点としてはHKKを採用することとした。これは、最大振幅値がほとんどの地震で最も小さく、常時微動のH/Vスペクトル比が明瞭なピークを持たないためである。なお、SKBでの地盤の伝達関数(GL-0m/GL-36m)と水平動スペクトル比(SKB/HKK)を比較し、両者のピーク振動数がほぼ一致することを確認している。

各観測点での水平動スペクトル比を図6に示す。同図には、強震時の水平動スペクトル比(太線)、弱震時の水平動スペクトル比の平均値(細線)、常時微動のH/Vスペクトル比の卓越振動数( )が示されている。図6より、SKB, MNR, KNT, PAR, YNP, HKPでは、弱震時の水平動スペクトル比のピーク振動数と常時微動のH/Vスペクトル比の卓越振動数がほぼ一致していることがわかる。一方、強震時のピーク振動数は、弱震時のそれに比べてやや低振動数側に移行しており、これは地盤の非線形化に伴う地盤の剛性低下によるものと考えられる。また、強震時と弱震時のスペクトル比の値を比較すると、強震時には1次モードに比べて高次モードのそれがより大きく減衰しており、これは地盤の非線形化に伴う地盤の減衰の増大によるものと考えられる。

地盤の非線形性状をより定量的に評価するために、(1)式により常時微動の卓越周期( $T_0$ )と各地震の水平動スペクトル比の卓越周期( $T$ )から表層地盤のせん断剛性比( $G/G_0$ )を推定し<sup>4)</sup>、(2)式により最大地動速度( $V_{max}$ )と表層のS波速度( $V_{S0}$ )から表層地盤の有効ひずみ( $\gamma_{eff}$ )を推定した<sup>16)</sup>。

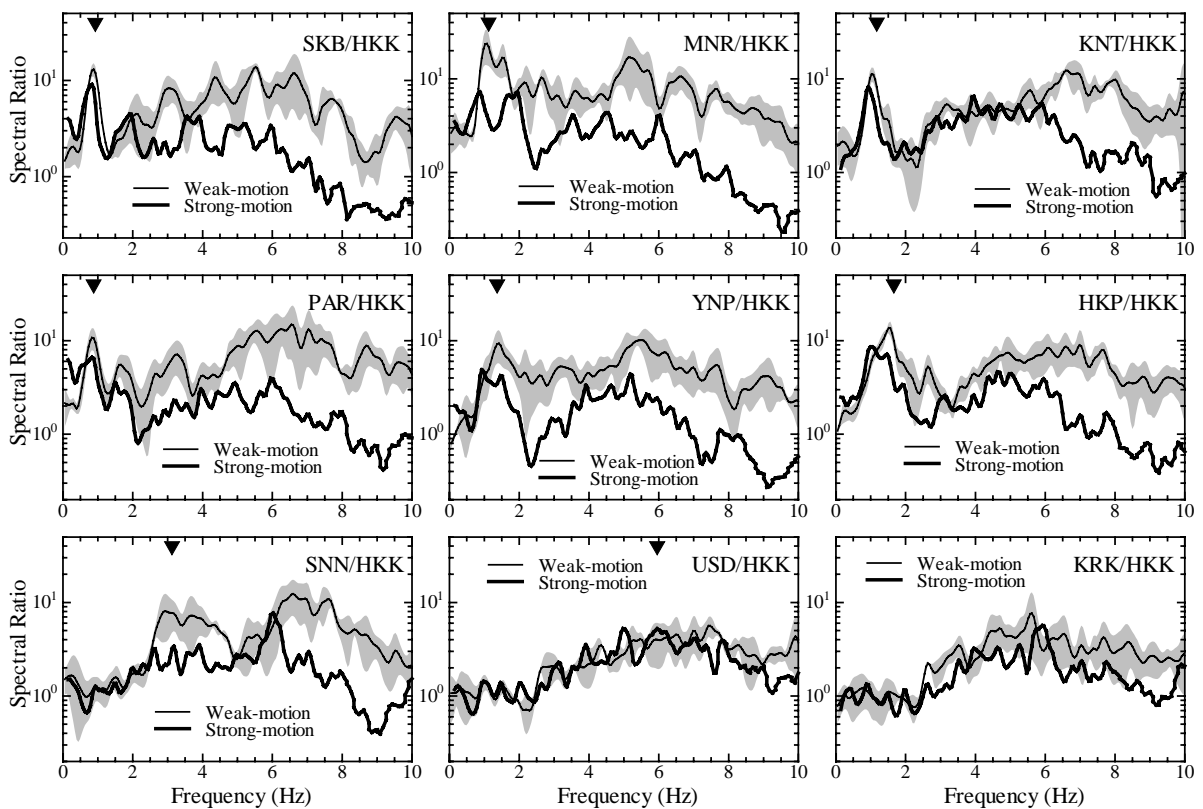


図6 弱震時と強震時における水平動スペクトル比の比較

表 2 地震観測点の地盤の卓越周期、基盤までの深さ、表層の S 波速度、地盤の平均 S 波速度

Site	SKB	MNR	KNT	PAR	YNP	HKP	SNN	USD	KRK	HKK
Predominant Period (sec)	1.08	0.89	0.85	1.14	0.73	0.60	0.32	0.17	-	-
Depth to Bedrock (m)	34	44	30	36	30	25	9	3	-	-
Shear-wave Velocity of Surface Layer (m/s), $V_{S0}$	125	162	(141)	(126)	(164)	(167)	(113)	(71)	-	-
Average Shear-wave Velocity (m/s), $AVS$	115	143	(141)	(126)	(164)	(187)	(279)	(383)	-	(750)

括弧内の数値は推定値

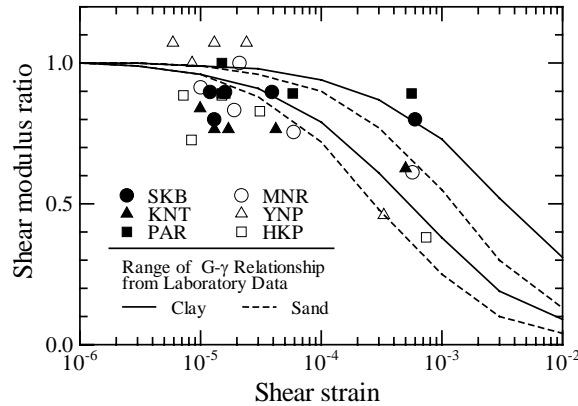


図 7 地震記録から推定された有効ひずみとせん断剛性比の関係

$$G/G_0 = (T_0/T)^2 \quad (1)$$

$$\gamma_{eff} = 0.4(V_{max}/V_{S0}) \quad (2)$$

(2)式において、PS 検層がなされていない観測点での表層の S 波速度は、表層と基盤からなる 2 層地盤を仮定し、工学的基盤ないし岩盤までの深さと常時微動の卓越周期から 4 分の 1 波長則により推定している。2 層地盤に置き換えた場合の各観測点での表層の S 波速度を表 2 に示す。

図 7 には、地震記録から推定された有効ひずみとせん断剛性比の関係を示す。同図には、既往の室内試験結果<sup>15)</sup>による  $G \sim \gamma$  の関係の範囲も示されている。SKB での強震時の有効ひずみ(約  $6 \times 10^{-4}$ )およびせん断剛性比(約 0.8)は、前述の等価線形解析の結果とおおむね一致している。このことは、ここで用いた(1), (2)式による推定値が近似的に妥当であることを示すものと考えられる。図 7 より、強震時のせん断剛性比は、表層部分に粘土の占める割合が高い観測点(SKB, KNT, PAR)では約 0.6~0.9 であるのに対して、砂質土が卓越する観測点(MNR, YNP, HKP)では約 0.4~0.6 と小さめの値を示しており、この傾向は既往の室内試験結果<sup>15)</sup>と良好な対応を示す。図 7 から、せん断剛性比が低下し始める有効ひずみは  $3 \times 10^{-4}$  前後と読みとれる。これは、既往の強震記録に基づく有効ひずみとせん断剛性比の関係を整理した結果から地盤の非線形性の影響が現れ始めると指摘されている地盤のひずみレベル( $3 \times 10^{-4}$  前後)<sup>9)</sup>と対応している。

## 5. 地盤増幅度に対する地盤の非線形性の影響

### 5.1 地盤の平均 S 波速度と地盤増幅度の関係

ここまでの検討から、強震時における地盤特性は、地盤の非線形性の影響によりピーク振動数が低振動数側に移行し、高振動数成分がより大きく減衰していたことを確認した。このような地盤の非線

形性が地盤増幅度に及ぼす影響をあらかじめ評価しておくことは、今後より適切な地震動強さの分布を予測する上で重要であると考えられる。地盤の増幅度を簡便に評価するために、地表から深さ 30m までの地盤の平均 S 波速度( $AVS$ )から地盤増幅度( $AF$ )を推定する経験式が提案されている<sup>3)</sup>。

$$\log AF_A = 1.35 - 0.47 \log AVS \pm 0.18 \quad (3a)$$

$$\log AF_V = 1.83 - 0.66 \log AVS \pm 0.16 \quad (3b)$$

なお、 $AF$  の添字  $A$  および  $V$  により、それぞれ最大加速度および最大速度に対する増幅度を表している。(3)式は、1987 年千葉県東方沖地震での観測記録から基準地盤に対する距離減衰式を求め、これに対する観測値の比を増幅度と定義し、これと各観測点での地盤の平均 S 波速度の関係から求められたものである。このとき用いられたデータの最大速度は約 2~20cm/s、地盤の平均 S 波速度は約 200~500m/s であることから、(2)式より有効ひずみは  $2 \times 10^{-5} \sim 4 \times 10^{-4}$  程度と概略見積もられる。このひずみの範囲は、地盤の非線形性の影響が現れ始めるひずみレベル(約  $3 \times 10^{-4}$ )<sup>9)</sup>を下回るものが大部分であり、(3)式では地盤の非線形性が地盤増幅度に及ぼす影響は検討されていない。そこで、大きなひずみレベルでの(3)式の適用性を検証するために、表 1 に示した 5 地震それぞれに対して各観測点での増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係を求め、これを地盤のひずみレベルごとに整理することとした。

まず基準観測点 HKK での地盤の平均 S 波速度は、PS 検層結果が得られていないため、本サイト周辺で花崗岩がほぼ露頭している KiK-net 観測点(HRS07, HRS08, HRS12)での平均値を参考にして 750m/s とした。HKK 以外の観測点での地盤の平均 S 波速度は、深さ 30m までの S 波速度が得られている観測点(SKB, MNR)では PS 検層結果から計算し、その他の観測点については表 2 に示した 2 層地盤に置き換えた場合の表層の S 波速度から計算している。このとき、深さ 30m 未満において砂礫層ないし岩盤が現れる観測点(HKP, SNN, USD)については、砂礫層および岩盤の S 波速度をそれぞれ 450m/s および 750m/s と仮定し、これが深さ 30m まで続くものとして地盤の平均 S 波速度を求めている。各観測点での地盤の平均 S 波速度を表 2 の最下段に示す。

地盤の増幅度は、基準観測点 HKK での最大振幅に対する各観測点での最大振幅の比とした。ただし、HKK とその他の観測点は約 7~16km 離れているため、各地震ごとに HKK までの震源距離に対する各観測点までの震源距離の比を地盤の増幅度に掛け合わせることで距離の補正をしている<sup>7)</sup>。また、基準観測点 HKK での  $AVS$  は 750m/s であるが、(3b)式では  $AVS$  が約 600m/s の地盤を基準としている。そこで、(3b)式の  $AVS$  に 750m/s を代入すると  $AF_V$  は 0.86 と求まるため、各観測点での最大速度に対する増幅度( $AF_V$ )は、その値を 0.86 倍することにより、(3b)式での基準地盤( $AVS$  が約 600m/s)に対する増幅度に換算している。

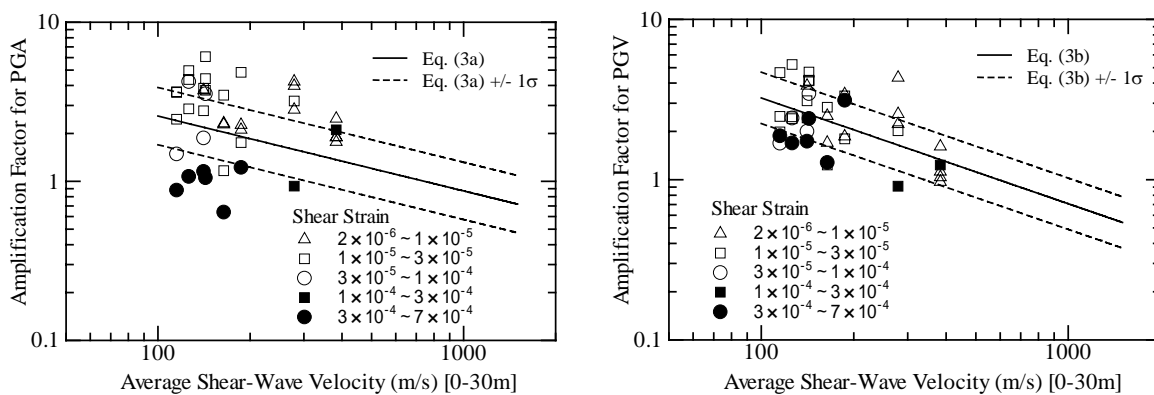
表 3 には、地盤上の観測点および基準観測点での最大加速度、最大速度、震源距離、増幅度、地盤の平均 S 波速度および有効ひずみを示す。有効ひずみの範囲は、弱震時には約  $2 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-4}$ 、強震時には約  $1 \sim 7 \times 10^{-4}$  である。有効ひずみは、(2)式に表層の S 波速度を代入すべきところを、ここでは地盤の平均 S 波速度を代入して求めている。これは、後述するカリフォルニアでの事例では各観測点での地盤の平均 S 波速度しか利用できなかったため、本研究による芸予地震での結果とカリフォルニアでの事例に基づく結果を比較する際、両者の整合性をはかるためである。なお、表 3 に示した有効ひずみは、表層の S 波速度から推定した有効ひずみ(図 7 参照)に比べて最大で 1 割程度小さめの値を示すものもあるが、全般的には両者に大きな違いはみられない。

表 3 に示した地盤の平均 S 波速度と地盤増幅度の関係を、有効ひずみのレベルごとに図 8 に示す。図 8(a)に示した最大加速度に対する増幅度の関係をみると、有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  未満のときの増幅度( , , )は、(3a)式に対してやや高めの値を示すものもあるが両者はおおむね一致している。一方、有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  以上での増幅度( )はおおむね 1 であり、(3a)式に対してかなり小さめの値を示している。これに対して、図 8(b)に示した最大速度に対する増幅度の関係では、有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  未満のときの増幅度( , , )と  $3 \times 10^{-4}$  以上での増幅度( )の相違はほとんどみられず、両者は(3b)式とおおむね良好な一致を示している。

表3 広島市での地震記録における増幅度と地盤の平均S波速度

Soil site					Reference site					AF <sub>A</sub>	AF <sub>V</sub>	eff
Site	HD	Amax	Vmax	AVS	Site	HD	Amax	Vmax	AVS			
2001/03/24 15:27												
SKB	59	188.8	18.64	115	HKK	64	195.7	7.79	750	0.88	1.88	6.5E-04
MNR	61	216.7	22.96	143	HKK	64	195.7	7.79	750	1.05	2.41	6.4E-04
KNT	58	251.1	17.50	141	HKK	64	195.7	7.79	750	1.16	1.74	5.0E-04
PAR	56	240.3	17.55	126	HKK	64	195.7	7.79	750	1.07	1.69	5.6E-04
YNP	54	148.2	13.72	164	HKK	64	195.7	7.79	750	0.64	1.28	3.3E-04
HKP	60	258.7	30.69	187	HKK	64	195.7	7.79	750	1.22	3.13	6.6E-04
SNN	56	208.2	9.41	279	HKK	64	195.7	7.79	750	0.93	0.91	1.3E-04
USD	60	443.9	12.07	383	HKK	64	195.7	7.79	750	2.11	1.24	1.3E-04
2001/03/25 19:19												
SKB	66	12.2	0.38	115	HKK	73	4.5	0.15	750	2.46	1.98	1.3E-05
MNR	69	17.9	0.77	143	HKK	73	4.5	0.15	750	3.74	4.17	2.2E-05
KNT	66	14.0	0.47	141	HKK	73	4.5	0.15	750	2.78	2.43	1.3E-05
PAR	64	22.7	0.48	126	HKK	73	4.5	0.15	750	4.37	2.40	1.5E-05
YNP	62	12.4	0.35	164	HKK	73	4.5	0.15	750	2.32	1.70	8.5E-06
HKP	68	11.1	0.35	187	HKK	73	4.5	0.15	750	2.27	1.86	7.5E-06
SNN	64	14.6	0.51	279	HKK	73	4.5	0.15	750	2.82	2.57	7.3E-06
USD	68	8.6	0.21	383	HKK	73	4.5	0.15	750	1.77	1.12	2.2E-06
2001/03/26 02:16												
SKB	69	11.4	0.42	115	HKK	76	2.8	0.07	750	3.66	4.66	1.5E-05
MNR	71	13.3	0.41	143	HKK	76	2.8	0.07	750	4.42	4.68	1.1E-05
KNT	68	11.7	0.35	141	HKK	76	2.8	0.07	750	3.74	3.86	9.9E-06
PAR	66	16.0	0.49	126	HKK	76	2.8	0.07	750	4.96	5.23	1.6E-05
YNP	65	7.5	0.24	164	HKK	76	2.8	0.07	750	2.28	2.50	5.9E-06
HKP	71	6.4	0.30	187	HKK	76	2.8	0.07	750	2.11	3.42	6.4E-06
SNN	67	13.5	0.40	279	HKK	76	2.8	0.07	750	4.24	4.33	5.7E-06
USD	71	5.7	0.14	383	HKK	76	2.8	0.07	750	1.89	1.61	1.5E-06
2001/03/26 05:40												
SKB	60	27.7	1.23	115	HKK	66	17.0	0.57	750	1.49	1.69	4.3E-05
MNR	63	63.3	2.40	143	HKK	66	17.0	0.57	750	3.55	3.45	6.7E-05
KNT	59	35.4	1.48	141	HKK	66	17.0	0.57	750	1.87	2.01	4.2E-05
PAR	58	82.4	1.84	126	HKK	66	17.0	0.57	750	4.24	2.42	5.8E-05
YNP	56	23.5	0.97	164	HKK	66	17.0	0.57	750	1.17	1.23	2.4E-05
HKP	61	32.2	1.29	187	HKK	66	17.0	0.57	750	1.75	1.80	2.8E-05
SNN	58	62.0	1.53	279	HKK	66	17.0	0.57	750	3.20	2.02	2.2E-05
USD	61	45.3	0.74	383	HKK	66	17.0	0.57	750	2.48	1.04	7.7E-06
2001/04/03 21:14												
SKB	97	12.2	0.49	115	HKK	102	3.2	0.16	750	3.62	2.48	1.7E-05
MNR	94	21.0	0.84	143	HKK	102	3.2	0.16	750	6.09	4.14	2.3E-05
KNT	99	12.6	0.60	141	HKK	102	3.2	0.16	750	3.85	3.11	1.7E-05
PAR	98	9.5	0.48	126	HKK	102	3.2	0.16	750	2.86	2.47	1.5E-05
YNP	100	11.3	0.54	164	HKK	102	3.2	0.16	750	3.48	2.83	1.3E-05
HKP	101	15.6	0.63	187	HKK	102	3.2	0.16	750	4.85	3.33	1.3E-05
SNN	101	12.8	0.42	279	HKK	102	3.2	0.16	750	3.99	2.22	6.0E-06
USD	103	6.0	0.18	383	HKK	102	3.2	0.16	750	1.90	0.97	1.9E-06

Site: 観測点名、HD: 震源距離(km)、Amax: 最大加速度(cm/s<sup>2</sup>)、Vmax: 最大速度(cm/s)、AVS: 地盤の平均S波速度(m/s)、AF<sub>A</sub>(AF<sub>V</sub>): 最大加速度(最大速度)に対する増幅度、eff: 有効ひずみ



(a) 最大加速度振幅

(b) 最大速度振幅

図8 地盤の平均S波速度と最大振幅に対する増幅度の関係



## 5.2 カリフォルニアでの強震記録による地盤増幅度との比較

前述の結果は限られた数のデータによるものであるため、これにカリフォルニアでの強震記録から地盤の増幅度について検討している事例<sup>7), 8)</sup>を加えてさらに検討することとした。表4に、1989年ロマプリータ地震の本震によるサンフランシスコならびに1994年ノースリッジ地震の本震によるロサンゼルスでの地盤上の観測点および基準観測点での最大加速度、最大速度、震源距離、増幅度、地盤の平均S波速度および有効ひずみを示す。表4に示した増幅度には、前項と同様にして基準観測点での地盤の平均S波速度による補正ならびに震源距離による補正がなされている。なお、有効ひずみの範囲は、ロマプリータ地震、ノースリッジ地震ともに約 $1\sim 8\times 10^{-4}$ である。表4に示した地盤の平均S波速度と地盤増幅度の関係を、図8に示した芸予地震での関係とともに図9に示す。同図において、芸予地震の本震および余震等でのデータは丸印、ロマプリータ地震の本震でのデータは三角印、ノースリッジ地震の本震でのデータは四角印で示されており、有効ひずみが $1\times 10^{-4}$ 未満、 $1\sim 3\times 10^{-4}$ および $3\times 10^{-4}$ 以上の場合にはそれぞれ白色、灰色および黒色の印で示されている。

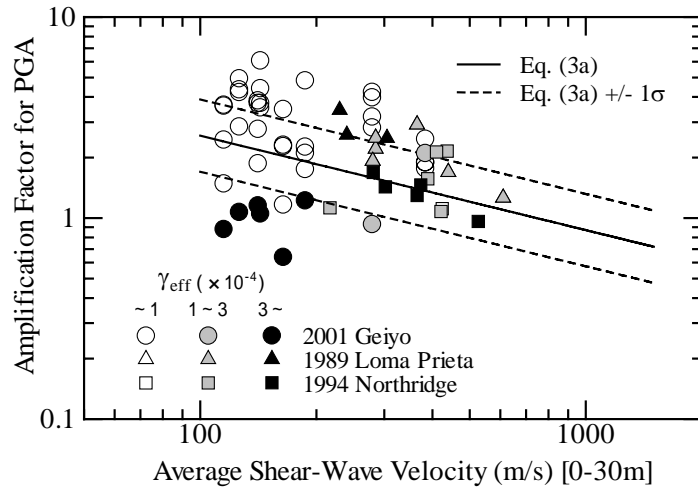
図9(a)に示した最大加速度に対する増幅度の関係をみると、有効ひずみが $1\times 10^{-4}$ 未満の増幅度( , )は、(3a)式に対してやや高めの値を示すものの、両者はおおむね良好な一致を示している。これに対して、有効ひずみが $3\times 10^{-4}$ 以上の増幅度( , )は、有効ひずみが $1\times 10^{-4}$ 未満の増幅度( , )および $1\sim 3\times 10^{-4}$ の増幅度( , )に対して全般的に小さい値を示しており、特に平均S波速度が200m/s程度以下の地盤において顕著であり、これは地盤の非線形性の影響によるものと考えられる。ただし、ロマプリータ地震でのデータについては、有効ひずみが $3\times 10^{-4}$ 以上であっても増幅度がやや高めの値を示しているように見える。これらのデータには、サンフランシスコ湾岸地域の高い塑性指数を示す軟弱な粘性土地盤(ベイマッド)上の観測点での結果が含まれている。一般に塑性指数が高くなるにつれて地盤の非線形性の影響は現れにくくなることが指摘されており<sup>17)</sup>、このためロマプリータ地震での増幅度は大きく低下しなかったことが可能性として考えられる。

一方、図9(b)に示した最大速度に対する増幅度の関係をみると、有効ひずみが $1\times 10^{-4}$ 未満の増幅度( , )、 $1\sim 3\times 10^{-4}$ の増幅度( , )および $3\times 10^{-4}$ 以上の増幅度( , )は、ともに地盤の平均S波速度が小さくなるにつれて高くなっており、地盤の非線形性の影響はほとんどみられない。また、これら芸予地震、ロマプリータ地震およびノースリッジ地震での増幅度は、それぞれ(3b)式と良好な一致を示している。以上より、本研究による芸予地震での地盤の平均S波速度と地盤増幅度の関係は力

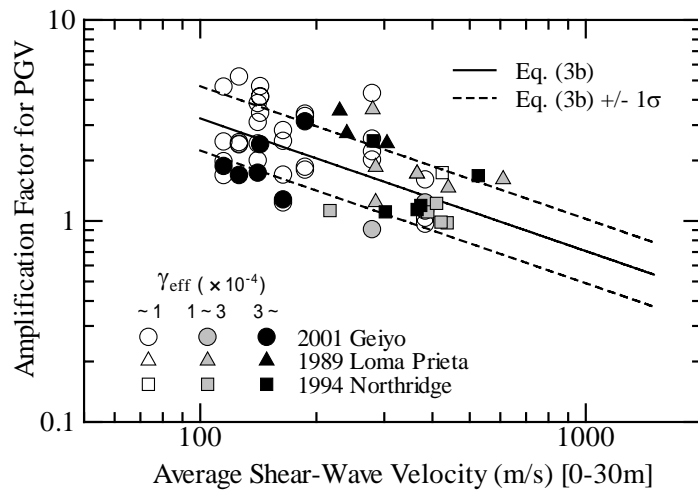
表4 カリフォルニアでの地震記録における増幅度と地盤の平均S波速度

Soil site				Reference site				AF <sub>A</sub>	AF <sub>V</sub>	eff	Ref.		
Site	HD	A <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	AVS	Site	HD	A <sub>max</sub>					V <sub>max</sub>	AVS
<i>1989 Loma Prieta earthquake</i>													
BKL	100	113	21.0	610	PIE	94	98	12.3	710	1.26	1.61	1.4E-04	7
RCH	109	139	17.5	440	PIE	94	98	12.3	710	1.69	1.46	1.6E-04	7
HWB	74	187	11.3	365	CSH	73	77	7.2	525	2.92	1.72	1.2E-04	7
OOF	93	241	34.1	305	PIE	94	98	12.3	710	2.50	2.43	4.5E-04	7
FRE	58	181	10.4	285	CSH	73	77	7.2	525	2.21	1.24	1.5E-04	7
MSL	57	121	10.4	285	CSH	73	44	4.7	525	2.51	1.86	1.5E-04	7
MUR	73	125	15.7	280	CSH	73	77	4.7	525	1.92	3.59	2.2E-04	7
EMT	98	237	36.3	240	PIE	94	98	12.3	710	2.59	2.73	6.1E-04	7
OHW	96	322	48.0	230	PIE	94	98	12.3	710	3.45	3.54	8.3E-04	7
<i>1994 Northridge earthquake</i>													
JFPG	19	507	91	526	PCD	24	386	33	880	0.96	1.68	6.9E-04	8
UCG	23	328	21	437	MSM	20	187	23	650	2.15	0.98	1.9E-04	8
L01	54	75	10	424	ANB	65	53	4	828	1.11	1.74	9.9E-05	8
BVA	23	164	21	421	MSM	20	187	23	650	1.08	0.99	2.0E-04	8
WVAS	24	312	25	410	MSM	20	187	23	650	2.13	1.22	2.4E-04	8
WVAN	24	229	23	389	MSM	20	187	23	650	1.57	1.11	2.3E-04	8
JFP	19	770	65	373	PCD	24	386	33	880	1.46	1.19	6.9E-04	8
VSP	16	811	73	365	PCD	24	386	33	880	1.29	1.14	8.0E-04	8
CCN	24	209	23	302	MSM	20	187	23	650	1.43	1.11	3.0E-04	8
NRG	14	454	52	281	BCY	26	138	9	828	1.68	2.50	7.4E-04	8
PMG	56	162	15	217	LPK	51	181	15	556	1.12	1.13	2.7E-04	8

Ref.: 地震記録および地盤の平均S波速度データの出自 ( 数字は参考文献の番号)、その他の凡例は表3に同じ



(a) 最大加速度振幅



(b) 最大速度振幅

図9 地盤の平均S波速度と最大振幅に対する増幅度の関係の比較

リフォルニアでの事例によるそれと調和的であり、地盤増幅度に対する地盤の非線形性の影響は、最大加速度に対する増幅度には顕著に現れるが、最大速度に対する増幅度にはほとんどみられないことがわかる。

このような最大加速度と最大速度に対する増幅度において、地盤の非線形性の現れ方に相違がみられたことは以下のように説明できる。図6から弱震時と強震時の地盤特性を比較すると、1次モード付近(約1~2Hz)では両者の増幅度に大きな相違はみられないが、高次モード(約3Hz以上)では強震時における増幅度が明らかに小さくなっている。また、最大速度および最大加速度と関連の良い周期領域はそれぞれ周期0.5~2秒(0.5~2Hz)および0.1~0.3秒(3~10Hz)程度との指摘があり<sup>18)</sup>、これらの周期帯域はそれぞれ図6における地盤特性の1次モードおよび高次モードの周期帯域にほぼ対応している。このことから、最大速度に対する増幅度は、弱震時と強震時で地盤特性の1次モードの増幅度に大きな違いがなかったために地盤の非線形性の影響がほとんどみられず、最大加速度に対する増幅度では、地盤特性における高次モードの増幅度が強震時に大きく減衰したため地盤の非線形性の影響が顕著に現れたものと解釈できる。

以上、既往の地盤増幅度評価手法<sup>3)</sup>の大きなひずみレベルでの適用性について検証するために、表層

地盤の有効ひずみが  $10^{-6} \sim 10^{-3}$  程度の範囲にある観測記録を用いて、地盤の平均 S 波速度と地盤増幅度の関係を有効ひずみのレベルごとに整理した。その結果、最大加速度に対する増幅度は、表層地盤の有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  程度を越えると地盤の非線形性の影響により顕著に低下することを確認した。このため、(3a)式を有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  程度を越えるデータに適用した場合、特に平均 S 波速度が 200m/s 程度以下の地盤での増幅度を過大評価する可能性が考えられる。一方、最大速度に対する増幅度には地盤の非線形性の影響がほとんどみられなかったため、(3b)式については、表層地盤の有効ひずみが用いたデータの範囲である  $1 \times 10^{-3}$  程度までは適用可能であると判断される。

## 6. 結論

地盤の非線形性が地盤増幅度に及ぼす影響を評価するために、まず 2001 年芸予地震の本震および余震等による広島市での地震記録を用いて、鉛直アレー記録から地盤の伝達関数を求め、地表記録からは基準観測点に対する水平動スペクトル比を求め、これらの地盤特性を弱震時と強震時と比較した。その結果、強震時における地盤特性は、地盤の非線形性の影響によりピーク振動数が低振動数側に移行し、高振動数成分がより大きく減衰していたことを確認した。つぎに芸予地震における最大振幅に対する増幅度を地盤のひずみレベルごとに整理し、これに 1989 年ロマプリータ地震および 1994 年ノースリッジ地震による強震記録からの結果を加えて検討した。その結果、1) 最大加速度に対する増幅度は、表層地盤の有効ひずみが  $3 \times 10^{-4}$  程度を超えると地盤の非線形性の影響により顕著に低下すること、2) 最大速度に対する増幅度は、有効ひずみが  $1 \times 10^{-3}$  程度までは地盤の非線形性の影響がほとんどみられないことを確認した。

## 謝 辞

本研究では、広島市地震情報ネットワーク、防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net、港湾地域強震観測による地震記録および地盤調査資料を使用させて頂いた。中電技術コンサルタント株式会社の古川智氏には広島市地震情報ネットワークに関する貴重な情報を頂いた。東京工業大学の盛川仁助教授には広島市内の地盤調査資料に関する情報を頂いた。東京工業大学翠川研究室の Rodriguez Victor 君、三浦弘之君には広島市での常時微動測定にご協力を頂いた。記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 中央防災会議：東海地震に関する専門調査会報告(平成 13 年 12 月 11 日)，2001.
- 2) 翠川三郎、松岡昌志：国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価、物理探査、Vol.48、No.6、1995、pp.519-529.
- 3) Midorikawa, S., M. Matsuoka, and K. Sakugawa: Site effects on strong-motion records observed during the 1987 Chiba-ken-toho-oki, Japan earthquake, Proc. of the 9th Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.3, 1994, pp.85-90.
- 4) 時松孝次、翠川三郎：地表で観測された強震記録から推定した表層地盤の非線形性状、日本建築学会構造系論文報告集、No.388、1988、pp.131-137.
- 5) Building Seismic Safety Council: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (1994 Edition) Part 1 - Provisions, FEMA-222A, 1995, 290p.
- 6) Borchardt, R. D.: Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification), Earthquake Spectra, Vol.10, No.4, 1994, pp.617-653.
- 7) Borchardt, R. D. and G. Glassmoyer: On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco bay region, California, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.82, No.2, 1992, pp.603-641.
- 8) Borchardt, R. D.: Empirical evidence for acceleration-dependent amplification factors, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.92, No.2, 2002, pp.761-782.

- 9) 翠川三郎：強震時にみられる地盤特性の非線形性、地震、第2輯、Vol.46、1993、pp.207-216.
- 10) Aki, K.: Local site effects on weak and strong ground motion, Tectonophysics, No.218, 1993, pp.93-111.
- 11) 国土庁土地局国土調査課：土地分類図（広島県）1972.
- 12) 建設省計画局、広島県、広島市：広島地区の地盤 都市地盤調査報告書 第5巻、1964.
- 13) 佐々木康、小西宏之、古川 智、久保田博章、渡辺修士：広島市地震情報ネットワークシステムについて、第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集、2000、pp.59-66.
- 14) 中村 豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定、鉄道総研報告、Vol.2、No.4、1988、pp.18-27.
- 15) 今津雅紀、福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性、第21回土質工学研究発表会講演集、Vol.1、1986、pp.509-512.
- 16) Tokimatsu, K., S. Midorikawa, and Y. Yoshimi: Dynamic soil properties obtained from strong motion records, Proc. of the 12th Int'l Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, 1989, pp.2015-2018.
- 17) Kramer, S. L.: Equivalent linear model, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., New Jersey, 1996, pp.230-240.
- 18) 小林啓美、長橋純男：重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅、日本建築学会構造系論文報告集、No.210、1973、pp.11-22.

(受理：2002年7月20日)  
(掲載決定：2003年1月7日)

## **Nonlinearity of Site Amplification Inferred from Strong Motion Records during the Geiyo Earthquake of March 24, 2001**

FUJIMOTO Kazuo<sup>1)</sup> and MIDORIKAWA Saburoh<sup>2)</sup>

- 1) Research Associate, Department of Built Environment, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
- 2) Professor, Department of Built Environment, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

### **ABSTRACT**

Nonlinearity of site amplification is examined by using the ground motion records of the 2001 Geiyo earthquake and subsequent smaller events. Comparisons of the site amplifications calculated from the weak and strong motion records show the nonlinear soil behavior during the main shock. The analysis of the amplification factors derived from the records of the Geiyo earthquake together with those of the 1989 Loma Prieta and 1994 Northridge earthquakes indicates that the effect of nonlinearity on peak ground acceleration becomes significant with the strain level in surface soils being larger than approximately  $3 \times 10^{-4}$  however the nonlinear effect on peak ground velocity is not apparent up to the strain level of about  $1 \times 10^{-3}$ .

*Key Words: Site Amplification, Nonlinearity, Strong Motion Record, 2001 Geiyo Earthquake*