2007年能登半島地震における K-NET 穴水・JMA 輪島の 強震記録から推定した粘性土地盤の非線形性状

NONLINEAR BEHAVIOR OF COHESIVE SOILS ESTIMATED FROM STRONG MOTION RECORDS AT K-NET ANAMIZU AND JMA WAJIMA IN THE 2007 NOTO-HANTO EARTHQUAKE

鈴木 比呂子*, 時松 孝次**, 新井 洋***, 翠川 三郎****

Hiroko SUZUKI, Kohji TOKIMATSU, Hiroshi ARAI
and Saburoh MIDORIKAWA

Strain-dependent shear moduli of cohesive soils at K-NET Anamizu and JMA Wajima were estimated using the strong ground motions recorded in the 2007 Noto-Hanto Earthquake. The estimated shear moduli of the soils are in good agreement with those measured in the laboratory for the soil samples obtained from the sites, when the generated pore water pressure is taken into account. The pore pressure ratios induced by the main shock were estimated to be 0.4 at Anamizu and 0.3 at Wajima, suggesting that not only the cyclic shearing but also pore water pressure generated during earthquake shaking could have strong effects on the shear modulus reduction of cohesive soils.

Keywords: the 2007 Noto-hanto earthquake, strong motion records, nonlinear behavior, laboratory test, cohesive soil

2007 年能登半島地震, 強震記録, 非線形挙動, 室内試験, 粘性土

1. はじめに

2007 年 3 月 25 日に発生した能登半島地震（気象庁マグニチュード M6.9）では、震源に近い輪島市、志賀町、穴水町で震度 6 弱から震度 6 強が観測され¹⁾、多くの人的被害、構造物被害が生じた²⁾。公開された強震記録のうち、防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET 観測点の穴水（K-NET 穴水）³⁾、気象庁強震観測点の輪島（JMA 輪島）¹⁾での記録は、最大速度 1m/s レベルに達し、その加速度フーリエスペクトルの卓越周期は、小地震に比べて 2 倍程度長くなり、表層地盤が非線形化したことを示唆している。

表層地盤の非線形性状は、地震動の増幅特性、および、構造物の被害に影響を及ぼすことから、その特性を明らかにすることは重要である（例えば⁴⁾⁵⁾）。Abdel-Ghaffar, Scott⁶⁾はアースダムの堤頂と基礎で観測された地震記録から、田蔵ら⁷⁾、國生ら⁸⁾、風間ら⁹⁾は地表および地中で観測された地震記録から、ダム材料もしくは表層地盤の非線形性状を検討している。これらの手法が地中および地表での観測記録を必要とするのに対し、時松、翠川¹⁰⁾¹¹⁾は表層で観測された地震記録から等価せん断剛性を推定し、さらに、重複反射理論により地盤のひずみレベルを決定する手法を提案している。時松、関口¹²⁾は、2004 年新潟県中越地震および余震で観測された表層の地震記録より表層地盤の非線形性を推定し、その推定結果が原位置調査で採取した試料を用いた室内試験結果とも矛盾しないこと、表層を占める高有機質土、シルト質粘土の非線形特性が地震動に影響を及

図1 震央と強震観測点の位置関係

ぼしたことを示している。また、1995 年兵庫県南部地震時に得られた鉛直アレー記録に基づく検討⁸⁾⁹⁾では、本震時に間隙水圧上昇により砂地盤のせん断剛性が時間とともに低下したこと、本震から数分後の余震においても、上昇した間隙水圧の影響によりせん断剛性の低下が認められたことが報告されている。

粘性土地盤についても、砂質土と同様に、地震時の非線形性状が間隙水圧上昇の影響を受ける可能性が考えられる。しかし、この問題について、実地震記録を用いて検討した例は見あたらない。前述の K-NET 穴水、JMA 輪島の表層地盤は有機質粘土、シルト質粘土を多く含み、これらの地点での大振幅の強震記録はこの問題を検

* 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
助教・博士(工学)

** 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
教授・工博

*** 建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)

**** 東京工業大学大学院総合理工学研究科
人間環境システム専攻 教授・工博

Assistant Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

討するためのかっような材料であるといえる。そこで、本論文では、2007 年能登半島地震における強震記録をもとに、時松、翠川の手法¹⁰⁾¹¹⁾を適用し、両地点における表層粘性土地盤の非線形形状の経時変化を推定する。さらに、原位置試験より採取した地盤試料を用

いて繰り返し三軸試験を行い、試験より得られたせん断剛性比-せん断ひずみ関係と強震記録より算定した値を比較し、地震時の粘性土地盤の間隙水圧上昇が非線形形状に与える影響について検討する。

2. K-NET 穴水と JMA 輪島における地盤特性と強震記録

2. 1 強震観測点における地盤特性

強震記録が得られている K-NET 穴水、JMA 輪島は本震の震央(北緯 37 度 13.2 分、東経 136 度 41.1 分)¹⁾からそれぞれ 19km³⁾、27km¹⁾の距離に位置している(図 1)。K-NET 穴水の地震計が設置されている穴水町の大町西児童公園は、小又川、山王川に形成された穴水平野に位置し、砂質沖積層、泥層で覆われている。一方、JMA 輪島の地震計が設置されている輪島地方合同庁舎は輪島平野に位置している。輪島平野は、海岸平野である輪島沖積地、谷底平野である河原田平野、大谷平野からなり、砂礫層の上部を泥層、砂層で覆われている。

K-NET 穴水、および JMA 輪島の地震計設置地点における表層地盤特性を検討するために、両地点で、ボーリング、標準貫入試験、PS 検層(JMA 輪島のみ)を実施した。ボーリングはそれぞれ 19m、40m まで貫入させ、固定ピストン式シンウォールサンプラーにより地盤試料を採取した。

図 2、3 に、観測地点で実施したボーリング調査より得られた地盤構造、標準貫入試験値(N 値)、S 波速度(V_s)、密度(ρ_t)分布を示す。なお、これらのうち K-NET 穴水の S 波速度、密度は、防災科学技術研究所による既往の調査結果¹³⁾によるものである。K-NET 穴水では、深度 16m 以浅に有機質粘土、シルト質粘土が卓越し、 $V_s=60 \sim 130\text{m/s}$ 、それ以深には砂礫、礫岩があり、 $V_s=300\text{m/s}$ 程度である(図 2)。一方、JMA 輪島では、深度 25m までシルト質粘土、深度 31m まで礫混じり細砂が卓越し、 $V_s=60 \sim 240\text{m/s}$ 、それ以深は砂礫、砂岩層で $V_s=360\text{m/s}$ 以上である(図 3)。

K-NET 穴水、JMA 輪島において、それぞれ深度 16m 以深、31m 以深の N 値が 50 以上となる砂礫、礫岩、砂岩層を基盤と仮定し、重複反射理論に基づいて求めた基盤と表層の増幅率を図 4 に示す。なお、表層の S 波速度は図 2、3 に示す値を用いている。算定した増幅率は、K-NET 穴水では周期 0.7s、JMA 輪島では周期 0.8s 付近にピークを持つ。これらの周期は能登半島地震前に観測されている小地震時の卓越周期と概ね対応している(図 6)。

2. 2 両地点で得られた強震記録

図 5 に K-NET 穴水、JMA 輪島で観測された本震の加速度記録、加速度記録より 0.1~40Hz のバンドパスフィルターを用いて FFT

図 2 K-NET 穴水の地盤構造

図 3 JMA 輪島の地盤構造

図 4 弾性時の基盤と表層の増幅率

により周波数領域に変換したのち積分して算出した速度の時刻歴を示す。K-NET 穴水の加速度、速度は EW 成分でより大きく、その最大値は 8m/s^2 , 1m/s 程度である (図 5(a)-(d))。JMA 輪島の加速度、速度は NS, EW 成分で同程度であり、最大値はそれぞれ、 4.5m/s^2 , 1m/s 程度である (図 5(e)-(h))。なお、以降では両地点の速度振幅が大きい EW 成分を検討対象とする。

図 6 に両地点の本震および本震前の地震、余震 (K-NET 穴水のみ) の EW 成分記録の加速度フーリエスペクトル (バンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウで平滑化)、表 1 にそれらの地震における地表の最大加速度を示す。両地点とも、小地震 (最大加速度 1.0m/s^2 レベル) のフーリエスペクトルのピーク周期は $0.7\sim 0.8\text{s}$ 程度であり、図 4 に示す弾性時増幅率のピーク周期と対応している。加速度レベルの増加にともなってフーリエスペクトルのピーク周期は延び、本震では小地震と比べて 2 倍程度となっている。スペクトルピークの

形状は小地震では鋭いが、加速度レベルの増加とともに鈍くなる傾向が見られる。これらのことは、本震時において地盤剛性が著しく低下し、減衰が増加した可能性を示唆している。また、K-NET 穴水の本震では、加速度フーリエスペクトルのピーク周期が 1.0s , 1.5s 付近と 2 つ存在する (図 6(a))。小地震では、そのような傾向は見られないことから、本震時において、時間の経過とともに地盤剛性が変化した可能性が推察される。

3. K-NET 穴水と JMA 輪島における非線形性状の経時変化

地震時の地盤の非線形性状の経時変化を検討するため、両地点の本震加速度記録 EW 成分を用いて、加速度フーリエ振幅ランニングスペクトルを算出した。ここでは、幅 8 秒のウィンドウを 2 秒または 5 秒ステップでずらして加速度時刻歴を取り出した。図 5(b)(f) 上端に示す▼印はウィンドウ幅中央の時刻であり、時間ウィンドウ

図 5 K-NET 穴水, JMA 輪島における本震時の加速度および速度の時刻歴

図 6 本震前の地震, 本震, 余震の加速度フーリエスペクトル

図 7 本震の加速度フーリエスペクトルの時間変動

を代表する時刻である。図 7 は算出したフーリエスペクトルの一部であり、凡例は図 5 の時刻と対応している。K-NET 穴水でのスペクトルのピーク周期は、加速度の最大振幅が現れる時刻 2～8 秒にかけて 1.0s から 1.4s に増加し、振幅が減少する時刻 20 秒以降に 0.9s 程度まで回復している（図 7(a)）。JMA 輪島のスペクトルのピーク周期も同様の傾向を示し、加速度振幅の増加にともない時刻 10 秒付近では 1.7s に延びた後、加速度振幅の減少とともに時刻 20 秒以降では 1.1s まで小さくなる（図 7(b)）。

以上に見られた傾向を詳細に検討するため、時松、翠川の手法¹⁰⁾¹¹⁾を用いて、ウィンドウ幅 8 秒、2～5 秒ステップで取り出した加速度記録から各時刻におけるせん断剛性比と有効せん断ひずみを算定した。表層と基盤の S 波速度のコントラストが高い地盤では、地表で得られた強震記録から地盤の非線形性がある程度の精度で推定可能である。ここで、層厚 H の表層と基盤からなる 2 層地盤を仮定すると、表層地盤の S 波速度 V_s は地震記録（加速度記録）の卓越周期 T_p を用いて次式で表せる。

$$V_s = \frac{4H}{T_p} \quad (1)$$

微小ひずみ時における地盤の卓越周期を T_0 、そのせん断剛性を G_0 とすれば、表層地盤のせん断剛性比は次式で与えられる。

$$\frac{G}{G_0} = \left(\frac{T_0}{T_p} \right)^2 \quad (2)$$

また、任意の時間 t 、深さ z における地盤のせん断ひずみ γ は次式で与えられる。

$$\gamma(t, z) = \left\{ v(t + z/V_s) - v(t - z/V_s) \right\} / 2V_s \quad (3)$$

表 1 加速度記録の最大値

K-NET 穴水		JMA 輪島	
年月日	最大加速度	年月日	最大加速度
2004/10/23	0.4 (m/s ²)	2000/6/7	0.6 (m/s ²)
2006/12/26	0.1 (m/s ²)	2004/11/8	0.1 (m/s ²)
2007/3/25 (Main shock)	7.8 (m/s ²)	2007/3/25 (Main shock)	4.4 (m/s ²)
2007/3/28 a	0.8 (m/s ²)		
2007/3/28 b	0.1 (m/s ²)		

ここで、 $v(t)$ は地表の加速度記録を積分して得られる速度波形であり、(3)式より求まるせん断ひずみ γ も時刻歴で得ることができる。速度波形から推定されるせん断ひずみの最大値 $\gamma_{\max}$ から、次式により各深度の有効せん断ひずみ γ_{eff} が与えられる。

$$\gamma_{\text{eff}} = \alpha \gamma_{\max} \quad (4)$$

ここに、 α は文献 10) に倣い 0.85 とした。これは、地震波などの不規則波を対象としたせん断剛性比の評価では $\alpha = 0.65$ とすることが多いが、本論文では地震波を幅 8 秒で取り出しており、全記録を対象とする場合よりその値が大きいと考えられるためである。

図 8 は、本研究におけるせん断剛性比および有効せん断ひずみの算定方法を示している。表層地盤の強震記録からウィンドウ幅 8 秒で取り出した加速度記録より、加速度フーリエスペクトル、速度時刻歴を算出する。次に、加速度フーリエスペクトルからピーク周期 (T_p) を読み取り、(2)式、または(1)(3)(4)式よりせん断剛性比と有効せん断ひずみを推定する。なお、せん断ひずみを求める深度は表層中央（深度 $H/2$ ）とする。このプロセスを取り出した各加速度記録に対して行い、各時刻におけるせん断剛性と有効せん断ひずみを算出した。K-NET 穴水、JMA 輪島の地盤は、表層と基盤の 2 層からなるとし、層厚 H 、初期 S 波速度 V_{s0} 、卓越周期 T_0 は、それぞれ $H=16\text{m}$ 、 $V_{s0}=90\text{m/s}$ 、 $T_0=0.71\text{s}$ または、 $H=31\text{m}$ 、 $V_{s0}=155\text{m/s}$ 、 $T_0=0.80\text{s}$ と仮定した。仮定した初期 S 波速度を図 2、3 内に破線で示す。

図 9 に K-NET 穴水、JMA 輪島における本震時 EW 成分から推定したせん断剛性比 G/G_0 、有効せん断ひずみ γ_{eff} の時刻歴を示す。両地点ともに震動開始からせん断ひずみが増加し、せん断剛性比が低下する傾向が見られ、時刻 5～15 秒では K-NET 穴水で $\gamma_{\text{eff}}=1.3\%$ 、JMA 輪島で $\gamma_{\text{eff}}=0.7\%$ となり、 G/G_0 はいずれの地点でも 0.25 程度となる。特に、K-NET 穴水では、時刻 6～8 秒の間に、せん断ひずみ γ_{eff} の変化が 0.8% から 1.3% であるのに対し、せん断剛性比 G/G_0 は 0.50 から 0.25 に激減している（図 9(a)(b)）。その後、せん断ひずみが減少すると、両地点におけるせん断剛性比は 0.6 程度まで回復している。

図 10 に推定した G/G_0 、 γ_{eff} 関係を示す。両地点の G_0 の平均値は K-NET 穴水で 16.8MN/m^2 、JMA 輪島で 42.0MN/m^2 である。図中●は図 9 に示す時刻 10 秒程度までの早い時刻、○はそれ以降の時刻である。K-NET 穴水では、時刻 6～8 秒の間のせん断剛性比の著し

図 8 本研究におけるせん断剛性比と有効せん断ひずみ関係の経時変化算定手法

い低下が認められる。その後、せん断ひずみの減少とともにせん断剛性比は回復する。ただし、その経路は、震動開始直後の時刻 10 秒までとは明らかに異なり、同レベルのせん断ひずみに対するせん断剛性は半分以下となる（図 10(a)）。JMA 輪島においても、せん断ひずみの減少にともなうせん断剛性比の回復の経路は、震動開始直後のせん断ひずみの増加にともなうせん断剛性比の低下の経路を下回る傾向があるものの、両者の差は K-NET 穴水に比べて小さくなる（図 10(b)）。

両サイトの地盤の変形特性を検証するため、既往の¹²⁾室内試験結果から得られている有機質粘土（ピート）および砂質シルトの G/G_0 - γ 関係を図 10 に比較して示す。JMA 輪島の推定結果は、砂質シルトの試験結果と概ね対応しているものの、せん断ひずみが減少する時刻 10～20 秒以降は試験結果を下回る傾向にある（図 10(b)）。一方、K-NET 穴水の推定結果は、時刻 2～6 秒の間は有機質粘土と対応するが、時刻 10 秒以後は砂質シルトよりも強い非線形性を示すようになる（図 10(a)）。せん断ひずみの増加過程、減少過程において既往の室内試験結果との対応が異なり、急激な剛性低下も見られることから、地震時に地盤内で間隙水圧が上昇した可能性が示唆される。また、剛性低下の傾向は JMA 輪島と K-NET 穴水で異なることから、両地点の間隙水圧の変化にも違いがあった可能性がある。

なお、原位置で測定された S 波速度（図 2, 3）を用いた等価線形解析によると、本震時の有効せん断ひずみの平均値、最大値は K-NET 穴水で、0.39%、0.74%、JMA 輪島で、0.17%、0.27%となり、

本解析で用いた S 波速度一定の仮定での値 0.32%、0.48%（K-NET 穴水）、0.13%、0.22%（JMA 輪島）より、せん断ひずみが S 波速度の小さい層に集中する結果、最大値が大きくなる傾向となった。しかし、平均値の差は、図 10, 15 などの log スケール上にプロットして議論する範囲においては、問題ないものと考えられる。

4. 室内試験から求めた動的変形特性

強震記録に基づく算定結果で特徴的に見られたせん断剛性比-有効せん断ひずみ関係の経路の変化について、より詳細に検討するため、両サイトにおいてサンプリングにより土試料を採取し、採取した試料を用いて繰り返し三軸試験を実施した。試験に用いた試料は、K-NET 穴水の 10.0～10.8m 地点、JMA 輪島 12.0～12.8m 地点のもので、それぞれ表層の地層を多く占めている有機質粘土、およびシルト質粘土である（図 2, 3）。

試験は等方圧密で、軸差応力振幅制御の条件で行った。まず、採取した試料を円筒形（高さ 100mm、径 50mm）に形成し、飽和した後、拘束圧 60kN/m^2 （K-NET 穴水）、 80kN/m^2 （JMA 輪島）で等方圧密した。その後、非排水条件のもと、各供試体に対しひずみの小さい方から大きい方へ 12 段階で漸増させるステージ方式により載荷し、ひずみが 2%程度まで達した後、非排水のままで載荷荷重を 11 段階で漸減させた。各ステージにおける載荷波形は 0.1Hz の正弦波 11 サイクルとした。なお、漸増載荷ステージ間では排水し、漸減載荷ステージ間では非排水とした。試験中、軸ひずみ、軸差応

図 9 本震時のせん断剛性比、有効せん断ひずみの時刻歴

図 10 本震時におけるせん断剛性比と有効せん断ひずみの関係

図 11 繰り返し三軸試験における軸差応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧比

力、拘束応力、間隙水圧を計測した。

図 11 に、両サイトの試料について、軸差応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧比の履歴を示す。ひずみの増加とともに間隙水圧比が上昇し、両サイトで 0.5 程度に達している（図 11(c)(f)）。漸減荷重過程は、非排水で行ったため、漸増荷重過程で蓄積された間隙水圧比が一定の値を保っている。

図 12 は、せん断剛性、片振幅せん断ひずみ、減衰定数の算出方法を示したものである。軸差応力 σ_d と軸ひずみ ε の傾きからヤング率 E を推定したのち、ポアソン比 $\nu=0.5$ と仮定してせん断剛性 G 、片振幅せん断ひずみ γ を算出する。

図 13 に、実験における各ステージの 10 サイクル目の応力ひずみ関係から算出したせん断剛性比（▲▼）、過剰間隙水圧比（△）、減衰定数と片振幅せん断ひずみとの関係を示す。漸増荷重過程のせん断剛性比（▲）はせん断ひずみの増加とともに低下し、せん断ひずみが 10^{-1} レベルに達すると、K-NET 穴水で 0.2、JMA 輪島で 0.1 程度となる（図 13(a)(c)）。K-NET 穴水、JMA 輪島の試料はそれぞれ有機質粘土、シルト質粘土であることを考慮すると、シルトの非線形性が有機質粘土の非線形性より強いことを示唆しており、既往の論文¹²⁾とも対応する。また、図 9 より最大有効せん断ひずみが 1.3% 程度（K-NET 穴水）、0.7% 程度（JMA 輪島）であったことから、対応する過剰間隙水圧比（△）は、それぞれ 0.4（図 13(a)）、0.3（図 13(c)）となり、K-NET 穴水の方が、JMA 輪島より地震時の間隙水圧上昇が大きかった可能性が示唆される。

漸減荷重過程のせん断剛性比（▼）は、ひずみレベルの減少とともに徐々に回復するが、漸増荷重過程のせん断剛性比より小さく、微小変形時で 0.6~0.7 程度である。この値は、その時点の有効応力比 0.5 の n 乗（ $n=0.4\sim0.7$ ）程度となっており、地震時に過剰間隙水圧が上昇した場合の粘性土のせん断剛性比も、土材料の室内試験結果より経験的に言われているように、有効応力比の n 乗（ $n=0.4\sim0.7$ 程度）にほぼ比例することたとえば¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾を示唆している。なお、減衰定数は、漸減荷重過程において、漸増荷重過程よりやや大きくなる傾向が見られるが、両者の差は小さい（図 13(b)(d)）。

図 14 は、漸減荷重過程のせん断剛性を、その最終ステージにお

図 12 せん断剛性、片振幅せん断ひずみ、減衰定数の算出

けるせん断剛性（K-NET 穴水で 3.3MN/m^2 、JMA 輪島で 8.1MN/m^2 ）で基準化した値を漸増荷重過程のせん断剛性比と比較して示したものである。漸減荷重過程と漸増荷重過程での傾向に大きな差異は認められない。したがって、有効応力ごとの微小変形時のせん断剛性で基準化することで、大ひずみ履歴を受けて間隙水圧が上昇した後の試料の動的変形特性も、統一的に評価できる可能性が示唆される。

なお、図 13(a)(c)に示す室内試験時の初期せん断剛性は、原位置の S 波速度から推定した値（図 10）に比べて小さくなっている。これは、攪乱試料と不攪乱試料（凍結サンプリング）を用いて室内試験を実施した既往の研究などから指摘されているように¹⁷⁾、サンプリング時の乱れの影響の可能性も考えられる。しかし、初期せん断剛性で基準化された図 13 の関係は、同種の土試料の既往の室内試験結果（図 10）とよく対応している。また、大ひずみ履歴を受けて間隙水圧が上昇した後の試料について、有効応力ごとの微小変形時のせん断剛性で基準化された G/G_0 - γ 関係も、大ひずみ履歴を受ける前の G/G_0 - γ 関係と大きな違いが認められない（図 14）。したがって、少なくとも、今回対象とした土試料に関する限り、初期せん断剛性（微小変形時のせん断剛性）で基準化された G/G_0 - γ 関係に与える乱れの影響は大きくないと推察される。

室内試験から求めた G/G_0 - γ 関係と本震時の強震記録より算定し

図 13 室内試験より算定した減衰定数，せん断剛性比と片振幅せん断ひずみの関係

図 14 基準化したせん断剛性比の比較

た $G/G_0-\gamma_{eff}$ 関係を図 15 に比較して示す。図中の実線，破線はそれぞれ実施した室内試験結果の漸増载荷過程，漸減载荷過程の値である。本震時の K-NET 穴水における急激なせん断剛性の低下，および，その後のせん断剛性の変化は室内試験結果の漸増载荷過程および漸減载荷過程の傾向とそれぞれ良く対応している（図 15(a)）。すなわち，本震時において，まず，せん断ひずみの増加とともに地盤内の間隙水圧上昇，急激なせん断剛性の低下が生じ，次に，せん断ひずみは減少し始めたが，上昇した間隙水圧によりせん断剛性が小さくなったと推察される。

一方，JMA 輪島におけるせん断剛性比は，せん断ひずみ増加過程においては漸増载荷過程と概ね一致するものの，その後のせん断ひずみ減少過程では漸減载荷過程での値をやや上回る傾向にある（図 15 (b)）。これは，強震記録より算定した JMA 輪島のせん断ひずみが室内試験結果より下回るためと考えられる。すなわち，JMA 輪島において，●，○で示すせん断剛性比に K-NET 穴水ほど顕著な

違いが見られないこと，算定されるせん断ひずみが K-NET 穴水より小さいことなども併せて考慮すると，図 10，13 に関連して考察したように，地震時の間隙水圧の上昇，および，それにとまうせん断剛性の低下が K-NET 穴水の地盤に比べて小さかった可能性が示唆される。

5. まとめ

地震時における表層粘性土地盤の非線形性状を評価するため，2007 年能登半島地震において 1m/s レベルの地震動を観測した K-NET 穴水，JMA 輪島の地表強震記録から表層地盤の等価せん断剛性比-有効せん断ひずみ関係の経時変化を算定した。また，算定結果を原位調査で採取した試料を用いた繰返し三軸試験結果と比較し，次の結論を得た。

1) K-NET 穴水，JMA 輪島の強震記録から求めた $G/G_0-\gamma_{eff}$ 関係において，せん断ひずみの増大にともないせん断剛性比は著しく低下

図 15 本震時におけるせん断剛性比と有効せん断ひずみの関係と室内試験結果の比較

した。その後、せん断剛性比はせん断ひずみの減少とともに回復するが、その値はせん断ひずみ増加過程と比較して小さくなった。この傾向は、K-NET 穴水において顕著に見られた。

- 2) K-NET 穴水, JMA 輪島強震観測サイトの採取試料を用いて実施した繰り返し三軸試験において、繰り返しひずみの増加とともに過剰間隙水圧比が上昇し、0.5 に達した。上昇した間隙水圧の影響で、大ひずみを受けた後(漸減荷重過程)の試料のせん断剛性比は、大ひずみを受ける前(漸増荷重過程)と比較して著しく小さかった。
- 3) K-NET 穴水, JMA 輪島の採取試料に対する室内試験から得られた漸増荷重過程、漸減荷重過程の G/G_0 - γ 関係は、強震記録から推定した関係とよく一致した。このことから、本震時のせん断剛性の変化が、大ひずみせん断履歴にともなう間隙水圧の上昇に引き起こされたと推察される。ただし、JMA 輪島における算定結果は、室内実験の漸増荷重過程のせん断剛性比の低下傾向とよく一致するものの、漸減荷重過程の値をやや上回る傾向が見られた。これは、ひずみレベルが K-NET 穴水より小さいことなどから、本震時の地盤内の間隙水圧の上昇とそれにともなうせん断剛性の低下が小さかったためと考えられる。
- 4) 地震記録と室内試験結果から推察される K-NET 穴水, JMA 輪島の地震時の間隙水圧比は 0.4 および 0.3 程度であった。このことは、シルト質粘土や有機質粘土においても、地震時に間隙水圧上昇によりせん断剛性低下が生じる可能性を示唆している。

本論文で対象としたのは 2 サイトの粘性土のみであり、本論文での結果と考察については、今後、さらに多くの事例について検証する必要がある。

謝辞

本研究で用いた強震記録は、防災科学技術研究所 K-NET および気象庁の提供による。K-NET 穴水での原位置地盤調査は、第 3 著者が当時所属していた防災科学技術研究所防災システム研究センター「地震動予測・地震ハザード評価手法の高度化に関する研究プロジェクト」(プロジェクトディレクター: 藤原広行主任研究員)との共同研究の一環として行われた。また、原位置地盤調査を実施するにあたっては、穴水町役場、気象庁輪島測候所、東京工業大学三

浦弘之助教にご協力いただいた。関係機関に記して感謝します。

参考文献

- 1) 気象庁: 強震波形 (平成 19 年 (2007 年) 能登半島地震), http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/070325_noto/index.html (参照 2007.4.5)。
- 2) 石川県庁: 能登半島地震に関する情報について, <http://www.pref.ishikawa.jp/kenmin/earthquake.htm> (参照 2009.5.12)。
- 3) 防災科学技術研究所: 強震ネットワーク K-NET (能登半島地震の強震動) <http://www.k-net.bosai.go.jp/cgi-bin/k-net/news/newnews.cgi?860.new+> (参照 2007.4.5)。
- 4) 時松孝次, 新井洋, 関口徹: 2004 年新潟県中越地震時に表層地盤の非線形震動増幅特性が小千谷の木造住宅被害に与えた影響, 日本建築学会構造系論文集, 620 号, pp. 35-42, 2007.10。
- 5) 新井洋, 森井雄史, 山田真澄, 清水秀丸, 林康裕: 2007 年能登半島地震の震源域における最大地動速度の評価と木造住宅被害の要因分析, 日本建築学会構造系論文集, 624 号, pp. 227-234, 2008.2。
- 6) Abdel-Ghaffar, A. M. and Scott, R. F.: Shear moduli and damping factors of earth dam, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. GT12, pp. 1405-1426, 1979.12。
- 7) 田蔵隆, 清水勝美, 佐藤正義, 広瀬利光, 小山和夫: 非線形震動に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定, 第 19 回地震工学研究発表会講演概要, pp. 93-96, 1987.7。
- 8) 國生剛治, 佐藤清隆, 松本正毅: 1995 年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性, 土と基礎, Vol. 43, No. 9, pp. 39-43, 1995.9。
- 9) 風間基樹, 柳沢栄司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 547/III-36, pp. 171-182, 1996.9。
- 10) Tokimatsu, K. and Midorikawa, S.: Nonlinear soil properties estimated from strong motion accelerograms, Proceedings of International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp. 117-122, 1981.4。
- 11) 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形状, 日本建築学会構造系論文集報告集, 388 号, pp. 131-136, 1988.6。
- 12) 時松孝次, 関口徹: K-NET・JMA 小千谷の強震記録に見られる土の非線形形状と室内試験から求めた動的変形特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, 603 号, pp. 63-68, 2006.5。
- 13) 防災科学技術研究所: 強震ネットワーク K-NET (観測点穴水の土質図), <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/pubdata/sitegif/ISK005.gif> (参照 2007.4.5)。
- 14) 石原研一: 土質力学の基礎, 鹿島出版会, 303, 1976。
- 15) 日本建築学会基礎構造運営委員会: 液状化地盤における基礎設計の考え方, pp. 29-45, 1998.9。
- 16) 真島正人: 繰り返し荷重を受ける粘性土の動的変形特性-その 1, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp. 649-650, 1985.6。
- 17) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.: Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 53-64, 1986.3。

(2009 年 6 月 3 日原稿受理, 2009 年 8 月 19 日採用決定)