## 余震の影響を考慮した簡易推定損傷評価法に関する基礎的研究

Approximate estimation on the accumulated damage of SSI system due to aftershocks

木村 至伸\*, 中村 ゆかり\*\*, 河野健二\*\*\*, 久保 直哉\*\*\*\*
Yukinobu KIMURA, Yukari NAKAMURA, Kenji KAWANO, Naoya KUBO

\*博(工) 鹿児島大学助教 工学部海洋土木工学科(〒890-0065 鹿児島市郡元 1 丁目 21-40) \*\* 修(工)日本工営株式会社(〒102-8539 東京都千代田区麹町 5-4)

\*\*\* 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元1丁目21-40) \*\*\*\*鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元1丁目21-40)

It is well known that important aftershocks are generally caused by large scale earthquakes. Since the damage of structure may be closely related to earthquake input energy, it is essential to evaluate accumulated energy on the structure due to aftershocks. Therefore, in order to perform the reliable performance-based design of the structure, it is important for the nonlinear response situation to perform the damage evaluations due to both the main shock and the aftershock. In this present study, the appropriate estimation on the accumulated damage of SSI system due to aftershock is examined. It is indicated that the accumulated damage estimation is closely related to the hysteresis energy of the structure due to aftershocks. It is shown that the proposed estimation method can be effectively evaluated accumulative damage due to aftershocks.

**Key Words:** performance-based design, approximate estimation, accumulative damage, input seismic energy

キーワード:性能照査型設計法、推定評価法、累積的損傷、入力地震エネルギー

## 1. はじめに

2004 年 10 月に発生した新潟県中越地震の特徴として は、本震発生後に多くの余震が発生したことが挙げられ る. 気象庁の発表 <sup>1)</sup>に依ると、新潟県中越地震発生後に M4 以上の余震が発生した積算回数は 100 回を超えてい る。これは、近年発生した兵庫県南部地震(1995年、 M7.3) , 鳥取県西部地震 (2000 年, M7.3) , 宮城県北 部地震 (2003年, M6.4) 等の発生回数に比べ数倍程度で あり、非常に多い地震であったことが分かる. この余震 の影響を受けて、木造構造物の損傷が拡大したことが報 告されている. 村田ら<sup>2)</sup>は,地震動の累積が木造構造物 の破壊に及ぼす影響について検討し、本震-余震の連続 が木造構造物の損傷拡大に大きく影響することを示して いる。しかしながら、土木構造物に関するこれらの検討 は非常に少なく、余震等の累積的に発生する地震動が構 造物の損傷評価に及ぼす影響については不明確であると 言える. 特に、現行の性能照査型設計法においては、地 震時および地震後の機能について明確にする必要があり、 これらの影響について検討しておくことは重要なことと 考える.

このような背景の下、著者らは構造部材の吸収エネル ギーと地震入力エネルギーを関連付けた Park and Ang3) の損傷指標を用いて、余震の影響を考慮した構造物の損 傷評価について検討を行ってきた455. これらの検討では、 余震による影響を累積的な損傷と捉え、構造部材の吸収 エネルギー増加量に着目して検討を行った. これらの結 果より、余震の発生によってひずみエネルギーは累積的 な増加傾向を示し、これにより構造物の損傷が増大する 可能性があることを示した. また, 余震による累積的な 損傷評価と震央距離や発生する余震規模の不規則性との 関係性についても示している. しかしながら、これらの 検討は、特定の入力地震動に対する時刻歴応答解析結果 であり、結果を得るために、かなりの時間を必要とする ため損傷評価法について改善する余地があると思われる. また、地震後の復旧作業を行う際には、二次的な災害を 防ぐ意味でも、余震による累積的な損傷を推定しておく ことは極めて重要であり、これらを簡易的に推定する手 法の確立が望まれる.

そこで本研究では、基礎-地盤系を並進(Sway)運動 と回転(Rocking)運動を考慮した SR モデルを用いた 3 自由度振動系を対象に、余震の影響を簡易に推定するた

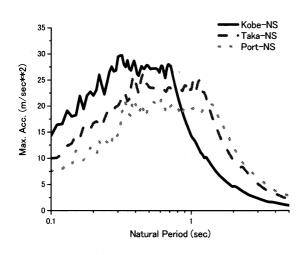


Fig.1 入力地震動の加速度応答スペクトル

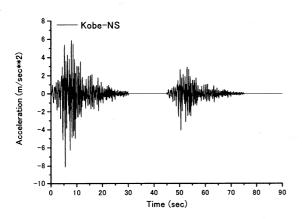


Fig.2 模擬地震動(入力強度比:50%)

めに、損傷制御型設計に基づいた必要強度スペクトルの 算出から得られるひずみエネルギー増分量に着目し、余 震の本震に対する入力強度比を用いた簡易推定評価式の 算出を試みた.加えて、この評価に基づいた累積的損傷 に関する簡易推定評価法について検討を行った.

# 2. 余震の影響を考慮した模擬入力地震動の設定

入力地震動は、レベル2地震動の TYPE II 地震動を対象とし、各地盤種の代表波について検討を行った。第 I種地盤については神戸海洋気象台記録 NS 成分波(Kobe-NS)、第 II種地盤については JR 西日本鷹取駅NS 成分波(Taka-NS)、第 III種地盤については神戸ポートアイランド地盤上で観測された地震波(Port-NS)を用いた。Fig.1 に、これら代表波の加速度応答スペクトルを示す。Kobe-NS については、0.3 秒から 0.8 秒付近まで、Taka-NS については、0.4 秒から 1.0 秒付近まで、Port-NSについては、0.5 秒から 1.5 秒付近までの範囲で卓越周期を有していることが分かる。

本研究では、余震の累積的な損傷について検討を行う

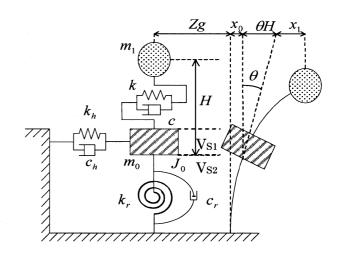


Fig.3 構造物-基礎-地盤系の解析モデル

ため、本震後に発生する余震を考慮した模擬地震動を設定する必要がある。新潟県中越地震では M6 以上の余震が1時間以内に3回発生し、最大余震に関しては、本震の最大加速度よりも大きな最大加速度を観測した地点が認められた。しかしながら、本震と余震の震源地が離れていたこともあり、多くの地点では余震の最大加速度は本震の約50%以下であった。ここでは、本震が発生した後に余震が1波発生するものとして検討を行った。さらに、本震と余震のスペクトル特性は同一と仮定し、余震の最大加速度については本震に対する最大加速度の比、つまり、入力強度比(%)として振幅調整を行い、余震の影響を考慮した模擬地震動を設定した。

このような余震の特性を想定して本研究では、入力強度比については、本震に対して10%から50%までを検討対象とした。Fig.2 に、Kobe-NSを用いた際の模擬地震動設定の一例を示す。これは、余震の入力強度を本震に対する50%として設定したものである。このように、本震後にある入力強度を有する余震が発生した場合の影響について検討を行った。

## 3. 解析手法

## 3.1 運動方程式及び地震入力エネルギー

本研究では、構造物の地震時挙動が 1 次振動モードに支配されることを考慮し、Fig.3 に示すような解析モデルを用いて検討を行っている。これは、上部構造物を 1 自由度振動系で表し、基礎一地盤系と構造物の動的相互作用を容易に取り入れるために、基礎一地盤系を並進(Sway)運動と回転(Rocking)運動からなる SR モデルで表した 3 自由度振動系モデルである。ここで、図中の $m_0, m_1$ はそれぞれ基礎および構造物の質量、 $k, k_n, k_r$ はそれぞれ構造物のばね定数と基礎の並進および回転方向ばね定数である。 $c, c_h, c_r$ はそれぞれ同様に構造物の減衰係数と基礎の並進および回転方向減衰係数である。また、 $J_0$ は基礎の回転モーメント、H は基礎の回転中心からの

高さである. 基礎を支持する地盤については, 基礎周辺 地盤と基礎の支持地盤からなる2層構造として検討する. Vs1,Vs2 は上層地盤のせん断波速度および下層地盤のせん断波速度をそれぞれ表している. 本研究では, 構造物 の非線形化に伴う損傷の評価を対象としており, 地盤は 線形域で応答するものとしている. 構造物の非線形特性 はトリリニアモデルで表した.

この3自由度系構造物に対する全体の運動方程式は以下のように表される.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K(t)]\{x\} = \{F\}$$
 (1)

ここで[M]およい[C]は、それぞれ質量、減衰マトリクスであり、{F}は、地震力による外力ベクトルである。また、[K(n)]は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスであり、時間ステップ毎に逐次計算している。入力地震動に対して、構造物の応答が非線形性を有する場合、時間領域での直接積分法が用いられる。そこで、Newmark の $\beta$ 法( $\beta$ =0.25)を用いて時刻毎の応答を表し、剛性等の時間依存性を考慮すると、次式に示すように増分法を用いて運動方程式が求められる。

$$[M]\{\Delta \ddot{x}\} + [C]\{\Delta \dot{x}\} + [K(t)]\{\Delta x\} = \{\Delta F\}$$
 (2)

式(2)に対して増分法を適応すると、応答の増分 $\{\Delta x\}$ に関して以下の式が得られる.

$$[\widetilde{K}(t)]\{\Delta x\} = \{\Delta \widetilde{F}\}\tag{3}$$

ここで,

$$[\widetilde{K}(t)] = [K(t)] + (\frac{4}{\Delta t^2})[M] + (\frac{2}{\Delta t})[C] \tag{4}$$

$$\{\Delta \widetilde{F}\} = \{\Delta F\} + [\widetilde{M}] \{(\frac{4}{\Delta r^2})\{\dot{x}\} + 2\{\ddot{x}\}\} + [\widetilde{C}](2\{\dot{x}\})$$
 (5)

これより、それぞれの時間増分に対しての応答量は、式(3)により求められる.以上より得られる結果を用いて、各要素の節点力に関しての評価を行う.

時刻 $t+\Delta t$  における任意の要素の変位応答が $\{\Delta x_e\}$  だけ増分すると、節点力 $\{R_e\}$ が $\{\Delta R_e\}$ だけ増分する。すなわち、

$$\left\{R_e + \Delta R_e\right\} = \left[K_e(t) + \Delta K_e\right] \left\{x_e + \Delta x_e\right\} \tag{6}$$

となる. ここで、節点の増分量 $\{\Delta R_a\}$ は

$$\{\Delta R_e\} = \left[\Delta K_e\right] \{x_e\} + \left[K_e(t)\right] \{\Delta x_e\} + \left[\Delta K_e\right] \{\Delta x_e\}$$
(7)

のようになる.  $\{\Delta R_e\}$ と $\{\Delta x_e\}$ は、それぞれ微小項を表している. ここでは、1 次の微小項のみに注目し、 $[\Delta K_e]$ { $\Delta x_e\}$ については2 次の微小項となるため無視する. 式(6)のように表された時刻毎の応答の増分量は修正 Newton Raphson 法を用いて求められる. ここでの上部構造物の重量は1.0MN、高さ 10m、初期減衰定数 5%と設定している.

式(1)についてエネルギーの釣合式を考える. 両辺に  $\{dx\}=\{\dot{x}\}dt$ をかけて時刻tまで積分すると, 時刻tまでのエネルギーとして次式が得られる.

$$\int_{0}^{\pi} \{\dot{x}\}^{T} [M] \{\ddot{x}\} dt + \int_{0}^{\pi} \{\dot{x}\}^{T} [C] \{\dot{x}\} dt + \int_{0}^{\pi} \{\dot{x}\}^{T} [K(t)] \{x\} dt = -\int_{0}^{\pi} \{\dot{x}\}^{T} \{F\} dt$$
(8)

すなわち,

$$E_K + E_D + E_H = E \tag{9}$$

ここで、 $E_K$ : 運動エネルギー、 $E_D$ : 減衰エネルギー、 $E_H$ : ひずみエネルギー、E: 地震による構造物の全エネルギーであり、地震入力総エネルギーを表す。 ひずみエネルギーについては、構造物の振動が継続している間では、弾性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギーの和である。 構造物の振動終了時までに累積する塑性ひずみエネルギーは、履歴復元力によって吸収され、その量は復元力特性の履歴面積で与えられる。よって、地震動を受ける構造物が弾塑性応答をした場合、振動終了時には塑性ひずみエネルギーが支配的となる。

## 3.2 Park and Ang の損傷指標 D<sup>3)</sup>

構造物の損傷評価に関しては、Park ら ³)によって地震による構造物の損傷を定量的に評価することを目的とした指標が提案されてきた。Park らは、多くの実験結果を統計的に処理し、繰り返し荷重を受けるRC構造物の崩壊に関する照査基準として損傷指標Dを用いることを提案した。損傷指標Dは、構造物の変形性能と履歴エネルギーの線形結合として定義されており、次式によって与えられる。

$$D = \frac{x_M}{x_n} + \frac{\beta}{Q_n x_n} \int dE$$
 (10)

ここで、 $x_M$ :最大応答変位、 $x_u$ :終局変位、 $Q_v$ :降伏

Table 1 Park の損傷指標と損傷程度との関係<sup>3)</sup>

Parkの損傷度	損傷の程度
0~0.1	わずかな損傷~ まばらなひび割れ
0.1~0.2	軽微な損傷~ 小さなひび割れ
0.2~0.4	中程度の損傷~ ひび割れ・剥離
0.4~1.0	大被害~ 圧破・鉄筋の座屈
1.0~	崩壊~ 全体的·部分的崩壊

耐力,dE:消費エネルギーの増分, $\beta$ :部材の断面特性等に依存した正の係数であり,本研究においては既往の研究  $^{6,7}$ を参考にして 0.15 とした.この指標に関する研究として,鈴木ら  $^8$ は,Park らの指標を用いて RC 橋脚における地震時被害を予測する指標を提案し,実際の被害状況との検証を行っている.損傷指標の目標値に関しては Table 1 に示した損傷指標と損傷程度との関係から求めた.現行の道路橋に関する耐震性能  $^9$ を参考に,本研究では目標とする損傷指標を,D=0.1,0.2,0.4,0.6,1.0 とし,0.2 から 0.4 の間が耐震性能 2 に,0.4 から 1.0 の間が耐震性能 3 に対応するものとして検討を行った.また,許容塑性率を「橋脚が崩壊するような致命的な損傷に対しての安全性が確保される塑性率」と考え,RC 橋脚の一般的な値 5 について検討を行った.

#### 3.3 余震の影響を考慮した簡易推定損傷評価法

ここでは、余震による構造物の損傷を推定するための評価法について述べる。後述するように2章で設定した模擬地震動においては、余震による変形が本震による最大変形を超えないこと、また、余震の影響は構造部材のひずみエネルギーに依存する。このことから、式(10)の消費エネルギーを本震によるひずみエネルギーと余震によるひずみエネルギーの総量として評価し、以下のように示す。

$$D' = \frac{x_M}{x_u} + \frac{\beta}{Q_y x_u} (E_{H-main} + E_{H-after})$$
 (11)

ここで、 $E_{H-main}$ : 本震によるひずみエネルギー、 $E_{H-after}$ : 余震によるひずみエネルギーを表す. 余震によるひずみエネルギーは本震によるひずみエネルギーに対する比として表せるとすると、式(11)は以下のように表される.

$$D_{pre} = \frac{x_M}{x_n} + \frac{\beta}{Q_v x_n} \{ E_H (1 + \xi) \}$$
 (12)

ここで、とは本震に対する余震のひずみエネルギー比

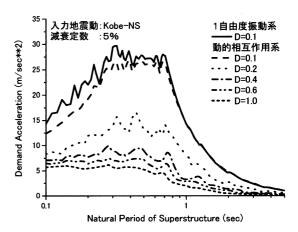


Fig.4 必要強度スペクトル (Kobe-NS)

である. 本研究では、余震のひずみエネルギー増分は、 余震の入力強度に依存すること、また、構造部材のひず みエネルギーは履歴応答曲線の面積で評価できることか ら、余震のひずみエネルギー比に対する簡易推定評価を、 下記に示す二次関数を用いて検討した.

$$\xi = a + b \cdot \zeta + c \cdot \zeta^2 \tag{13}$$

ここで、 $\zeta$ は余震の本震に対する入力強度比を、a,b およびc は、解析結果から得られる係数である。本研究では、本震に対する余震の入力強度比に着目し、これに依存する簡易推定評価式 $\xi$ を算出することを目的とする。

#### 4. 解析結果および考察

この節では、目標とする損傷指標を満足するよう設計された3自由度振動系を対象に、余震の発生が構造物の 損傷評価に及ぼす影響について検討を行う。本研究では、 構造物の非線形特性はトリリニアモデルで表しており、 本震後の履歴形状は、初期剛性が低下した状態のトリリニアモデルを用いて解析を行った。構造物の非線形地震 応答解析に関しては Newmark の β 法を用い、減衰定数を 0.05、剛性比を 0.05、時間刻みを 1/1000 秒として解析を 行った。

## 4.1 必要強度スペクトルによる検討

Fig.4 は、入力地震動として Kobe-NS を入力した場合の必要強度スペクトルを示している。図中には、1 自由度振動系において構造物の損傷が比較的小さいと評価される D=0.1 の場合についても示している。1 自由度振動系と動的相互作用系の D=0.1 の場合について比較を行うと、Kobe-NS を入力した場合には、構造物の短周期側において動的相互作用の影響を受け、両者の所要加速度に相違が認められる。これら動的相互作用の影響は、構造物の固有周期が長くなるにつれ、認められなくなること

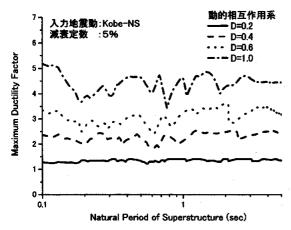


Fig.5 最大応答塑性率(Kobe-NS)

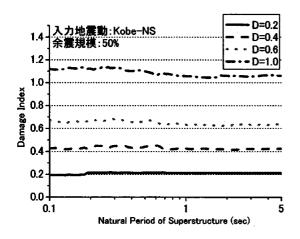


Fig.6 余震の影響を考慮した損傷評価 (Kobe-NS)

が分かる. また, これらの図から動的相互作用系においても, 構造物の損傷を許容することで所要加速度がかなり低減されることが分かる. 耐震性能2で構造物の設計を検討する際には0.2≦D<0.4 の領域内で, 耐震性能3で構造物の設計を検討する際には0.4≦D<1.0 の領域内で所要加速度を設定すればよいことになる.また, D=1.0の場合は, 構造物は崩壊とみなされるため, 動的相互作用系における所要加速度の下限値となることが分かる.

また、本研究では許容塑性率を設定し検討しているため、目標性能を満足した場合の最大応答塑性率が許容塑性率内であるか検討しておくことは重要なことである。Fig.5 に、Kobe-NS に対して目標性能を満足した場合の最大応答塑性率を示す。目標性能として D=1.0 とした場合についてみると、上部構造物の固有周期全領域において、最大応答塑性率は5以下であり、許容塑性率を満足していることが分かる。また、これらの図より構造物の固有周期や入力地震動の振動特性に依らず、一定の値を示していることが分かる。しかしながら、大きな構造物の損傷度を許容する場合には、構造物の固有周期により相違が認められるようになる。この要因としては、式(10)に示

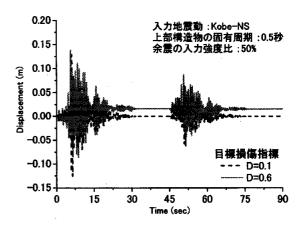


Fig.7 時刻歷変位応答(Kobe-NS)

した Park らの損傷指標が、構造物の変形と履歴吸収エネルギーの線形結合として定義されていることである. つまり、構造物の変形・損傷が小さい場合には履歴吸収エネルギーは小さいため、損傷指標への影響度は小さい. 一方、構造物の損傷が大きい場合には履歴吸収エネルギーも大きく、損傷指標への影響度は顕著となる. これらのことから、構造物の損傷が小さい場合には、構造物の最大応答塑性率で耐震性能評価を行うことが可能であるが、損傷が大きい場合には、構造物の最大応答塑性率と履歴吸収エネルギーに着目した総合的な評価が必要であることが分かる.

## 4.2 Parkらの損傷評価による余震の影響

次に、余震の影響を考慮した模擬地震動を用いて、余 震が構造物の損傷に及ぼす影響について検討を行う. こ こでは、式(10)に示した Park らの損傷指標を用いた非線 形応答解析結果について検討を行う.

Fig.6 に、入力地震動として Kobe-NS を用い、余震の入力強度比を 50%と設定した場合の損傷指標の増加について示す。この値は、余震の影響がなければ目標とした損傷指標に一致した値となる。この図より、構造物の目標性能が D=0.2 の場合では、余震の影響を考慮した場合の損傷評価が構造物の固有周期に依らず目標性能と同様の値を示しており、余震の影響が小さいことが分かる。一方、目標性能を増加させた場合には、余震の影響は構造物の固有周期に依らず全体的に構造物の損傷評価を増大させることが分かる。このことから、例えば耐震性能2 で設計された構造物が本震の影響を受けた状態で、大きな強度を有する余震が作用した場合には、その影響で構造物の損傷が拡大する可能性があることを分かる。

次に、余震の影響が構造物の損傷評価に及ぼす影響を明確にするために、時刻歴応答解析結果に着目した検討を行う。Fig.7 は、上部構造物の固有周期を0.5 秒、余震の入力強度比を50%とし、Kobe-NS に対する模擬地震動を作用させた場合の時刻歴応答変位を、目標性能の比較として示している。この図より、本震による応答変位が

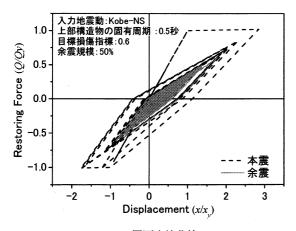
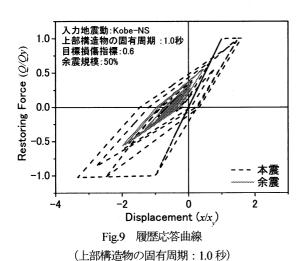


Fig.8 履歴応答曲線 (上部構造物の固有周期:0.5秒)



表れた後に、余震の影響が表れていることが分かる. D=0.1 の場合には、構造物の損傷程度が小さいため残留変位はほとんど認められない. しかしながら、D=0.6 の場合には、構造物の損傷は比較的大きいことから、非線形性の影響が顕著に認められ、残留変位が発生していることが分かる. また、余震の入力強度比が50%の場合においても余震による最大応答変位は本震による最大応答変位を超えていない. このことから、本研究で対象とした余震規模における構造物の最大応答変位は、本震の入力強度に依存することが分かる.

次に、履歴応答曲線に着目した検討を行う。Fig.8 は、目標性能 D=0.6 を対象に、余震の入力強度比を 50%、上部構造物の固有周期を 0.5 秒とした場合の履歴応答曲線を示している。Fig.9 は Fig.8 と同様に、上部構造物の固有周期が 1.0 秒の場合における履歴応答曲線を示している。これらの図より、本震によって履歴応答は最大変位を示し、その後に発生する余震による応答塑性率は、上部構造物の固有周期が 0.5 秒の場合に約 1.8 程度、1.0 秒の場合には履歴応答曲線の負側で約 2.0 程度であり、いずれの場合も本震の最大応答塑性率に対して約6割程度

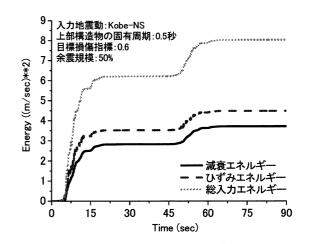


Fig.10 時刻歴エネルギー収支(Kobe-NS)

であることから、常に本震による履歴曲線の内部で履歴 を示していることが分かる. つまり、余震による構造物 の変形が、本震による変形量を超えない限り、このひず みエネルギーの増分量が構造物の損傷評価の増大に起因 すると考えられる.

次に、時刻歴エネルギー収支について検討を行う. Fig.10 は、目標性能 D=0.6、余震の入力強度比を 50%、上部構造物の固有周期を 0.5 秒とした場合の減衰、ひずみ、総入力エネルギー収支を示している. この図より、45 秒付近までは本震による影響を受けて、各種エネルギーが増加していることが分かる. その後、各種エネルギーは余震の影響を受けて増加していることが分かる. 図には示していないが、この各種エネルギー増加量は余震の入力強度に依存するものである. また、本震のひずみエネルギーは構造物の復元力特性に依存するため、余震によるひずみエネルギーは対する比として表すことが可能であると考えられる.

#### 4.3 余震の影響に対する簡易推定評価について

これまで述べてきたように、余震の影響はひずみエネルギーの増分量として評価可能であり、また、この増分量は余震の入力強度に依存していると考えられる。よって、ここでは、余震の発生に伴うひずみエネルギー増分量を、余震の強度を本震に対する入力強度比を用いた推定式として算出することを目的とする.

Fig.11 は,入力地震動として Kobe-NS,上部構造物の固有周期を 0.5 秒,目標性能を D=0.6 とした場合における本震に対する余震のひずみエネルギー増分比(図中: $E_{H-affel}/E_{H-nain}$ )を,余震の入力強度比に着目して示したものである.また,図中の破線は,後述する余震によるひずみエネルギー増分量に対する簡易推定評価式を示している.この図より,余震の入力強度比が増加するにつれ,余震のひずみエネルギーが増加していることが分かり,

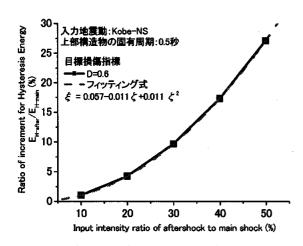


Fig.11 余震の入力強度によるひずみエネルギー増分量

Table2 ひずみエネルギー増分の簡易推定評価式

上部構造	造物の固有周期0.5sec
D=0.2:	$\xi = 0.459 - 0.058 \zeta + 0.009 \zeta^{2}$
D=0.4:	$\xi = 0.261 - 0.037 \zeta + 0.010 \zeta^{2}$
D=0.6:	$\xi = 0.057 - 0.011 \zeta + 0.011 \zeta^{2}$
D=1.0:	$\xi = -0.208 + 0.029 \zeta + 0.011 \zeta^{2}$
	*ここでとは余震の入力強度(%)

その形状は2次関数的な増加傾向であることが分かる. これは、本研究では本震による損傷を反映した状況で余 震を与えているため、初期剛性が低下した状態の履歴応 答曲線に依存することが要因として考えられる.つまり, 変形に関しては余震の入力強度に依存し線形的に増加し、 履歴ループに関しては2次関数的に増加するためである. これらのことから、ここでは式(13)に示したように2次 関数を用いて、余震によるひずみエネルギー増分量の簡 易推定評価式を算出した。この図より、本研究で示した 簡易推定評価式は、余震によるひずみエネルギー増分を 精度良く評価していることが分かる. Table 2 は、入力地 震動として Kohe-NS, 上部構造物の固有周期を 0.5 秒と した場合のひずみエネルギー増分の簡易推定評価式を、 本研究で対象とした目標性能毎に示したものである。こ の表から、余震の本震に対する入力強度比が分かれば、 ここに示す簡易推定式を用いることで、目標とする損傷 指標に対する余震のひずみエネルギー増分量が推定可能 となる。さらに、これらの値を用いて、余震による構造 物の損傷拡大を推定することが可能であると考えられる.

この簡易推定式を用いて、余震が構造物の損傷評価に 及ぼす影響について検討を行った. Fig.12 は、式(10)で示 した Park らの損傷指標を用いた結果と、ここで示した簡 易推定評価法による損傷評価の比較を示したものである。 このように、余震によって構造物の変形が本震による最 大変形を超えない場合には、累積的なひずみエネルギー 増分量を推定しておくことで、余震発生による構造物の

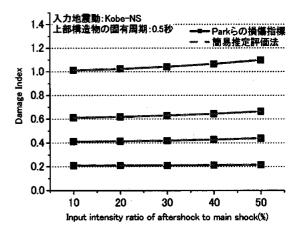


Fig.12 簡易推定評価法による損傷評価

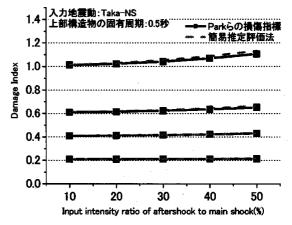


Fig.13 簡易推定評価法の有効性(Taka-NS)

損傷について予測することが可能となる. これらの情報を提供することは、本震後の復旧作業に対して有益になると考えられる. しかしながら、この簡易推定評価式は、構造物の固有周期や目標損傷指標に依存するため、これらの影響について検討しておくことが重要となる.

#### 4.4 簡易推定評価法の有効性について

これまでは、第 I 種地盤用の代表波である Kobe-NS を用いて、余震が構造物の損傷評価に及ぼす影響、さらに余震による損傷状況の簡易推定評価法について検討を行ってきた。この Kobe-NS による検討から得られた簡易推定評価法の有効性について検討を行うために、異なる振動特性を有する余震が発生した場合の構造物の損傷評価に簡易推定評価法を用い、式(10)から得られる Park らの損傷指標と比較を行った。

Fig.13 および Fig.14 は、入力地震動として Taka-NS および Port-NS を用い、余震の影響を考慮した場合の Park らの損傷指標と、本研究で示した簡易推定評価法の比較をそれぞれ示したものである。これらの図より、いずれの地震動を用いた場合においても、目標とする損傷指標が小さい場合には、損傷評価法による相違は認められず、簡易推定評価法の有効性が確認できる。目標とする損傷

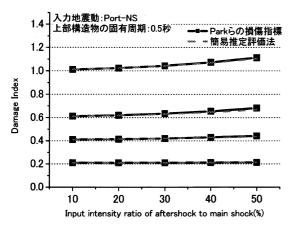


Fig.14 簡易推定評価法の有効性(Port-NS)

指標が大きい場合には、これらの損傷評価法による相違が認められるようになる. Taka-NS を用いた際の簡易推定評価法においては、Park らの損傷指標よりも大きな損傷を推定しており、安全側の評価を行っていることが分かる. この場合の推定誤差は約2%である. 一方、Port-NSを用いた場合においては、簡易推定評価法による値はPark らの損傷指標よりも下回っており、余震の影響について危険側に評価していることが分かる. しかしながら、その誤差は約0.6%程度であり、非常に小さいと判断できる. このように、両者の損傷評価の相違は非常にわずかであり、本研究で示した簡易推定評価法は、振動特性の異なる地震動に対しても、全体的に余震による構造物の損傷について推定可能であることが分かる.

#### 5. まとめ

本研究では、動的相互作用系を対象に、余震によるひずみエネルギー増分量について余震の入力強度比をパラメータとした簡易推定評価式を算出した。本研究から得られた結果を要約すると以下のようになる.

- 1) 第 I 種地盤用の代表波である Kobe-NS による簡易 推定評価式を用いた余震による累積的損傷に関す る簡易推定評価法は、余震による損傷評価に有効 であることを示した.
- 2) 余震による影響で、構造物の最大変形が本震による最大変形を超過しない場合には、ひずみエネルギーの増分量を推定することで、余震による損傷拡大を推定できる.これより、余震に伴う損傷評価の推定は余震の入力強度比の2次多項式によって評価可能である.
- 3) 余震による損傷拡大の評価は、本震が作用した際 のひずみエネルギーと、検討対象とする余震の本 震に対する入力強度比から推定可能である.これ

らの値は、本震に対する設計段階で得ることが可能であるため、比較的容易に推定可能である.

4) 簡易推定評価法においては、入力地震動の振動特性による影響はあまり認められず、定量的な範囲で構造物の損傷評価が可能である。これにより、非常に簡便な方法で余震の影響を検討することが可能であり、地震後の復旧作業に対して有用な情報を提供できると考えられる。

# 今後の課題

ここで示した簡易推定評価法をより有効なものとするためには、構造物の固有周期に対する影響や損傷指標の簡易推定値と実構造物の損傷拡大状況との定量化について、また、本震による損傷を受けた後の構造物の履歴特性についての検討が必要である.加えて、余震は発生規模や発生回数などの不確定要因を多く含むため、これらの影響を考慮した簡易的推定評価法を確立する必要があり、今後の課題である.

## 参考文献

- 1) 気象庁 HP: (http://www.jma.go.jp/jma/index.html)
- 2) 村田晶, 北浦勝, 宮島昌克:新潟県中越地震における 余震が木造構造物の被害拡大に及ぼした影響, 土木学 会, 第 60 回年次学術講演会講演概要集, I-675, pp.1347-1348, 2005.9
- Park.Y.-J., and Ang. A.H.-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, April 1985
- 4) 木村至伸,河野健二:前・余震の影響を考慮した構造物の損傷評価に関する基礎的研究,土木学会,第61回年次学術講演会講演概要集,I-434,pp.865-866,2006.9
- 5) 木村至伸, 竹之内徹, 河野健二, 久保直哉: 余震による累積的損傷を考慮した耐震性能評価に関する基礎的研究, 土木学会, 応用力学論文集, Vol.10, pp.1063-1070, 2007.8
- 6) Cosenza,E. Manfredi,G. & Ramasco,K.: An evaluation of the use of damage functional in earthquake-resistant design, Proc.9<sup>th</sup> Eur. conf. earthquake eng., Moscow, 9, pp.303-312, 1990
- 7) Fajfar,P.: Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848, 1992
- 8) 鈴木基行,井林康,藤原稔,尾坂芳夫:RC橋脚の 地震時被害と地震動及び構造特性との関連性,構造 工学論文集,土木学会,Vol.44A,pp.651-658,1998.3
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 2002.3

(2008年4月14日 受付)