

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

Seismic performance evaluations with accumulated damages due to aftershocks

木村 至伸*・竹之内 徹**・河野健二***・久保 直哉****
Yukinobu KIMURA, Toru TAKENOUCHI, 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) 九鉄工業(株) (〒802-0032 北九州市小倉北区赤坂3丁目6-2)

*** 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)

Since the damage of structure increases by the effect of the aftershock, it is necessary to clarify the accumulated damage on the performance-based design due to earthquake. Because the damage of the structure may be closely related to the earthquake input energy, it is important to carry out the accumulated damage assessment by means of the energy evaluation. In this present study, by applying the target performance due to demand strength spectra with the damage index, it is examined with cumulative damages which are given by aftershocks for the earthquake performance evaluation of the structure. It is shown that seismic performance evaluation is closely related to accumulative damage estimation due to aftershocks.

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

キーワード: 性能照査型設計法, 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において、本震発生後に多くの余震が発生した。特に、本地震の特徴としては、本震発生以降1時間以内でM6以上の余震が3回発生したほか、M5以上の余震も多く発生したことである。気象庁の発表¹⁾に依れば、M4以上の余震が発生した積算回数は100回を超えており、近年発生した兵庫県南部地震(1995年, M7.3)の約50回、鳥取県西部地震(2000年, M7.3)の約20回、宮城県北部地震(2003年, M6.4)の約15回程度に比べ、非常に多い地震であったことが分かる。この一連の地震動により、各地で発生した斜面崩壊等の地盤災害が拡大し、地盤の変形や土砂の移動に起因した構造物全体系としての被害が発生した。また、RC橋脚の段落し部の損傷やラーメン高架橋のせん断破壊等の被害も認められたが、幸いにも道路橋に関しては支保部や伸縮継手の損傷等が発生した程度で、構造物としての機能を長期間失うような被害は認められなかった。一方、木造構造物について余震の影響により損傷が拡大したことが知られており、村田ら²⁾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³⁾。

一方、構造物の損傷評価に関しては、構造部材が許容できる吸収エネルギーと密接に関係していることから、地震入力エネルギーと関連付けた損傷指標を用いた検討が行われている。Parkら⁴⁾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。Parkらが提案した損傷指標Dに関しては、鉄筋コンクリート橋脚について検討されている。三上ら^{5,6)}は、構造物の損傷指標として多く引用されているParkら⁴⁾の損傷指標Dの問題点を明らかにした上で、新たな損傷指標を提案し、その指標に基づいた損傷制御震度スペクトルを提案している。しかしながら、これらの多くは1自由度振動系を対象として検討されている。

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、Parkらが提案した損傷指標Dを目標性能とした必要強度スペクトルを作成し、余震による累積的な損傷が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討を行った。

2. 解析手法

2.1 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、図-1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-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-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、 m_b, m_0 は上部構造および基礎の質量、 J_0 は基礎に関する回転慣性モーメント、 k_b, k_r は上部構造のバネ定数および基礎と地盤間の並進バネ定数と回転バネ定数、 c_b, c_r は上部構造の減衰係数および基礎と地盤間の並進減衰係数と回転減衰係数である。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。 V_{s1}, V_{s2} 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。

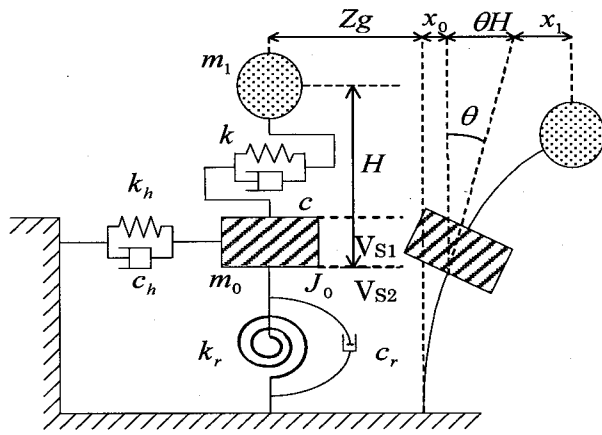


図-1 構造物-基礎-地盤系の解析モデル

この3自由度系構造物に対する運動方程式は以下のように表される。

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

ここで $[M]$ 及び $[C]$ 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、 $[K(t)]$ 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 β 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。

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

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

$$[\tilde{K}(t)]\{\Delta x\} = \{\tilde{\Delta F}\} \quad (3)$$

ここで、

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + \left(\frac{4}{\Delta t^2}\right)[M] + \left(\frac{2}{\Delta t}\right)[C] \quad (4)$$

$$\{\tilde{\Delta F}\} = \{\Delta F\} + [\tilde{M}]\left\{\left(\frac{4}{\Delta t^2}\right)\{\dot{x}\} + 2\{\ddot{x}\}\right\} + [\tilde{C}]\{2\{\dot{x}\}\} \quad (5)$$

これより、それぞれの時間増分に対するの応答量は、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、

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

となる。ここで、節点の増分量 $\{\Delta R_e\}$ は

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

表-1 Park らの損傷指標と損傷程度との関係⁴⁾

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

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 法を用いて求めている。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 $\{\dot{x}\}^T dt$ 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。

$$\int_0^t \{\dot{x}\}^T [M] \{\ddot{x}\} dt + \int_0^t \{\dot{x}\}^T [C] \{\dot{x}\} dt + \int_0^t \{\dot{x}\}^T [K(t)] \{x\} dt = - \int_0^t \{\dot{x}\}^T \{F\} dt \quad (8)$$

すなわち、

$$E_K + E_D + E_H = E \quad (9)$$

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。

2.2 Park らの損傷指標⁴⁾

構造物の損傷評価に関しては、Park ら⁴⁾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、構造物の塑性率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。

$$D = \frac{x_M}{x_u} + \frac{\beta}{Q_y x_u} \int dE \quad (10)$$

ここで、 x_M : 最大応答変位、 x_u : 終局変位、 Q_y : 降伏耐力、 dE : 消費エネルギーの増分、 β : 部材の断面特性等に依存した正の係

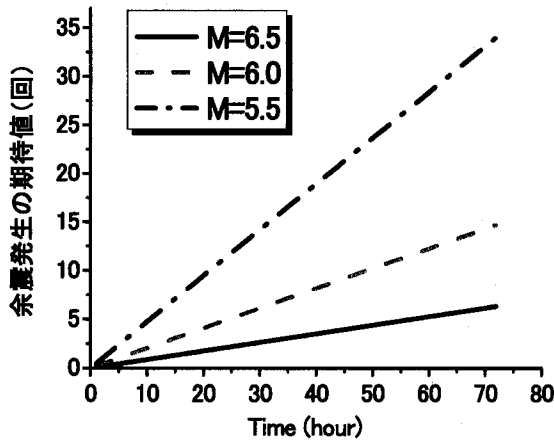


図-2 余震発生期待値

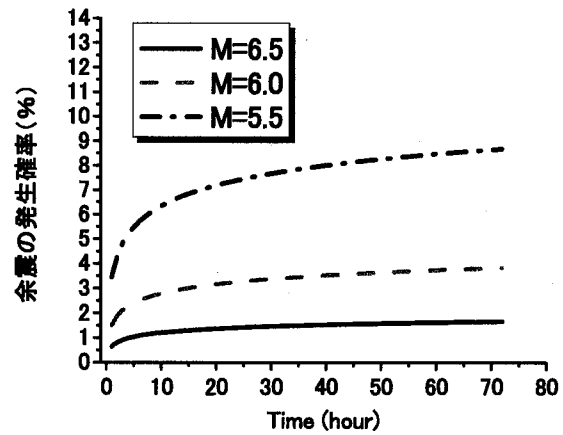


図-3 余震の発生確率

数であり、本研究においては既往の研究^{7,8)}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⁹⁾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。また、構造物の損傷を目標性能とした検討も行われている。損傷指標の目標値に関しては表-1に示した損傷指標と損傷程度との関係から求めた。現行の道路橋の耐震設計に関する目標性能は、対象とする設計地震動に対して、耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能、耐震性能2：地震後に機能が短期間で回復でき、補修を必要としない、耐震性能3：地震によって構造物全体が崩壊しないレベルの3段階に分類されている¹⁰⁾。これより耐震性能1に関してはL1地震動を、耐震性能2及び耐震性能3についてはL2地震動を対象としていることになる。これらの分類を参考に、本解析で目標とする損傷指標は、 $D=0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 1.0$ とし、特に、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。

2.3 終局変位じん性率及び許容塑性率の設定

本研究においては、Parkらの損傷指標 D を目標性能とした必要強度スペクトルの算出を試みているため、式(10)の設定が重要になる。特に、式(10)中の終局変位の設定は、非常に重要な値である。ここでは、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁰⁾に従い、曲げ破壊型と判定されたRC橋脚を対象にした次式により算出した。

$$\mu_a = 1 + \frac{x_u - x_y}{\alpha x_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (11)$$

ここで、 x_y , x_u はそれぞれ降伏変位、終局変位、 μ_u は終局変位じん性率を、 α は安全係数を表す。ここでは、耐震性能2を検討する場合には $\alpha=1.5$ 、耐震性能3を検討する場合には $\alpha=1.2$ としている。また、「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」を考えると、RC橋脚で一般的な許容塑性率 $\mu_a=5$ 程度を確保する必要がある。このことから、本研究では終局じん性率 $\mu_u=7$ を検討対象とした。

2.4 余震の確率評価指標¹¹⁾

地震調査研究推進本部の地震調査委員会では、余震に関する

2つの性質に着目して余震活動の予測を行っている。1つは、改良大森公式(MO式)によって表される「余震の数は本震直後に多く、時間とともに次第に少なくなっていく」という性質であり、余震数 $v(t)$ は次式によって示される。

$$v(t) = \frac{K}{(t+c)^p} \quad (12)$$

K, p, c は余震活動の特徴を規定するMO式のパラメータで、実際の余震活動を最もよく説明するように決められる。

もう1つは、Gutenberg-Richterの法則と呼ばれる「一定の地域、一定の時間においてはマグニチュード M (以下 M とする)が大きな地震ほど発生度数が小さい」という性質で、Gutenberg-Richter式(GR式)と呼ばれる。地震規模が M から $M+dM$ の間にある余震数を $n(M)$ とすると、次式によって示される。

$$\log n(M) = a - bM \quad (13)$$

a, b は定数であり a は余震活動全体の活発さを表すパラメータである。また、 b は全余震中の小さい地震と大きい地震の数の比と関係が深く、これが大きい場合には大規模の地震が相対的に少ないことを意味している。

余震の確率評価手法としてはMO式とGR式の組み合わせにより余震活動の発生確率を推定した。余震の発生期待値は次式で示される。

$$N(T_1, T_2) = K \exp\{-\beta(M - M_h)\} A(T_1, T_2) \quad (14)$$

ここで、 K ：余震活動の激しさを表すパラメータ、 β ：全余震中の小さい地震と大きな地震の数の比に関するパラメータ、 M ：マグニチュード、 M_h ：検知限界値である。また、余震発生確率は次式で示される。

$$Q = 1 - \exp\left[\frac{-K e^{-\beta(M - M_h)}}{1-p} \left\{ \frac{1}{(T_2+c)^{p-1}} - \frac{1}{(T_1+c)^{p-1}} \right\} \right] \quad (15)$$

ここで、 p ：余震が時間的にどのように減衰していくかを表すパラメータ、 T_h, T_2 ：経過時間、 c ：本震発生直後の複雑な様相を補正する値である。これらにより求めた余震発生期待値と発生確率を、図-2および図-3にそれぞれ示す。これらの図から、本震発生後3日以内にM6.5の余震が発生する確率は約1.5%、

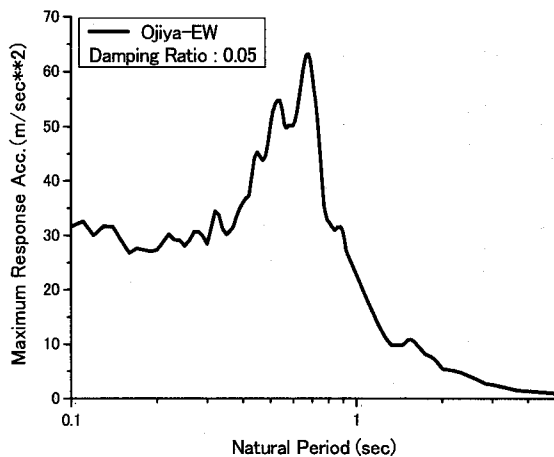


図-4 加速度応答スペクトル

表-2 本研究で用いた余震発生期待値

	M6.5	M6.0	M5.5
時間(hour)	期待値(回)	期待値(回)	期待値(回)
3	0(0)	0(0)	1(1)
12	1(1)	2(1)	5(3)
24	2(2)	4(2)	11(7)
72	8(6)	14(8)	33(19)

M6.0およびM5.5の余震が発生する確率は、それぞれ約4%と9%である。日本の内陸部でM6.0以上の地震が発生する確率は、普段の状態では0.01%程度であり、これに比べるとかなり大きな発生確率であることが分かる。よって、本震後に発生する余震が、構造物の被害に及ぼす影響について検討しておくことは重要であることが分かる。

3. 入力地震動および模擬地震動の設定

本研究では、2004年10月に発生した新潟県中越地震において、防災科学技術研究所「K-NET」により小千谷市で観測された東西方向波 (Ojiya-EW) を用いて検討を行った。この地震波の観測地点はⅡ種地盤に分類され、最大地震加速度は1307galである。図-4にOjiya-EWについての加速度応答スペクトルを示す。この図より、固有周期約0.6から0.8秒にかけて卓越周期を有していることが分かる。

本研究では、本震-余震型の累積的な損傷について検討を行うため、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。ここでの模擬地震動は上述した余震の確率評価手法によって求めた発生期待値を基に余震の回数を決定し模擬地震動を作成した。本研究では、本震発生3時間後、12時間後、24時間後(1日後)、72時間後(3日後)に関する影響について検討を行った。表-2に、本研究で用いた本震発生後のM6.5、M6.0、M5.5における余震の発生期待値を示す。括弧内の数値は、設定Mの余震発生回数を示している。例えば、12時間後についてはM5.5以上の余震が発生する回数は5回であるが、これはM6.0およびM6.5以上の余震が発生する回数を含んでいるため、M5.5の余震が発生する回数は3回である。

余震の時刻歴地震加速度に関しては、K-NETにより得られた時

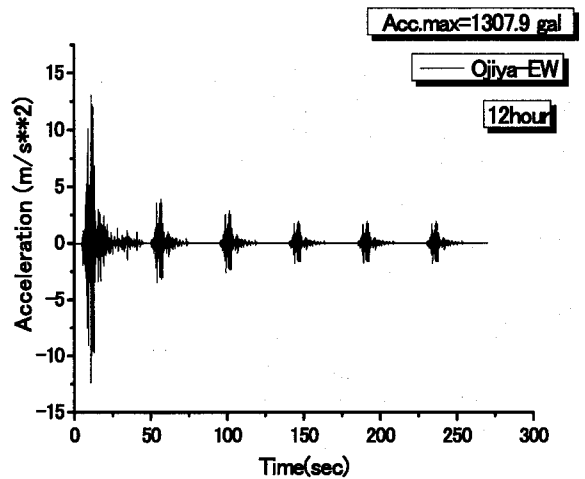


図-5 余震の影響を考慮した模擬地震動

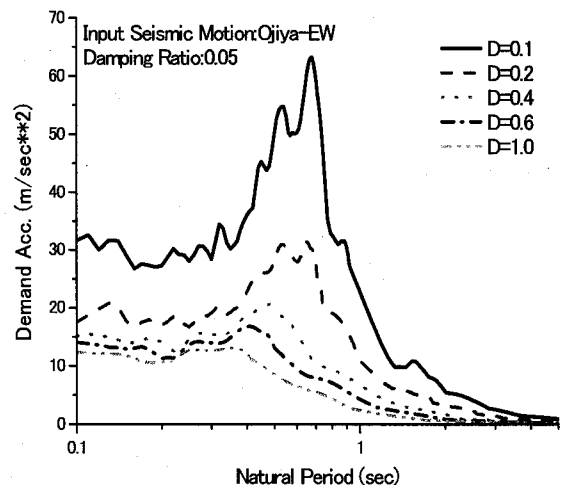


図-6 必要強度スペクトル (Ojiya-EW)

刻歴地震加速度に対し1次元重複反射理論を用いて基盤面まで引き戻し、基盤面入力加速度を算出した。本研究においては、本震と余震のスペクトル特性は同一と仮定し検討を行った。また、余震発生位置により、構造物の応答に及ぼす影響は異なるため、発生地点からの距離も重要な要因となる。そこで、距離減衰式によって得られた最大加速度になるよう振幅調整を行い、再び地表面で観測される地震動として設定した。

経験的地震動評価法では、距離減衰式と呼ばれるマグニチュードと震央距離、地盤種別などの関数で地震動が表される。パラメータが少なく、実際上どこにでも適用できることが特徴であるが、少ないパラメータで表現するため複雑な地震動波形そのものの表現が難しく、最大値や応答スペクトルの評価に用いられる。本研究では、加速度を求める手法として福島・田中式¹²⁾を用いて検討を行った。福島・田中式は次式によって示される。

$$\log A = 0.51M - \log(R + 0.006 \cdot 10^{0.5M}) - 0.0033 \cdot R + 0.59 \quad (13)$$

ここで、 A ：標準的地盤の最大加速度(gal)、 M ：マグニチュード、 R ：震央距離(km)を表す。図-5に、本震発生後12時間までの余震発生を考慮した模擬地震動の一例を示す。最初に本震

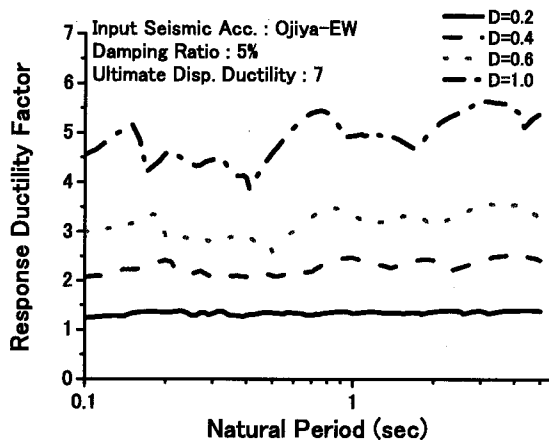


図-7 応答塑性率スペクトル

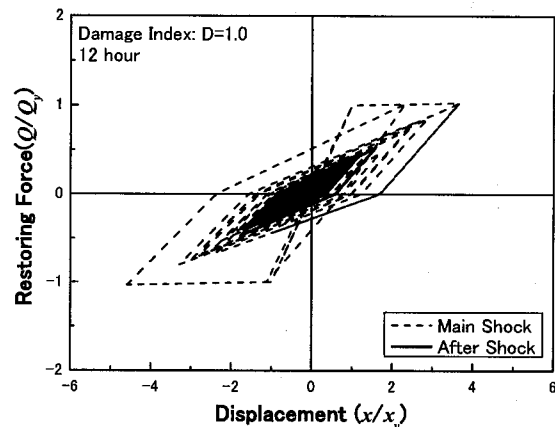


図-8 履歴応答曲線 (12 時間後)

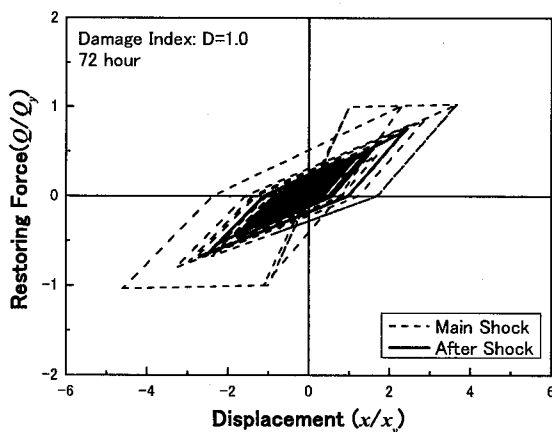


図-9 履歴応答曲線 (72 時間後)

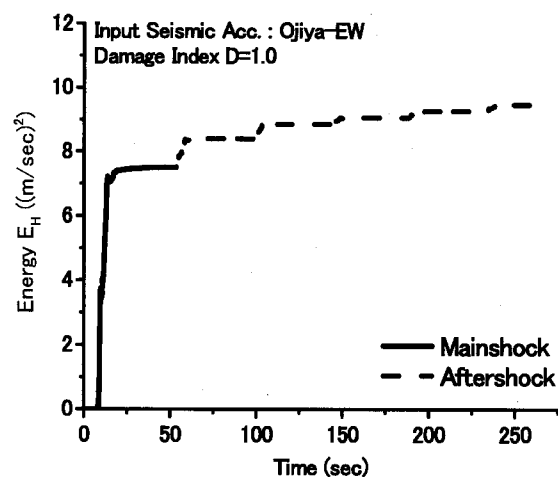


図-10 ひずみエネルギー時刻歴収支 (12 時間後)

(Ojiya-EW) が発生し、その後、M6.5 の地震動が 1 回、M6.0 が 2 回、M5.5 が 3 回発生した場合の模擬地震動である。この図では、余震の規模が大きい順に示しているが、一般的に、余震の規模、発生順については不明確であるため、これらに関する不規則性も考慮した。

4. 解析結果および考察

この節では、基礎-地盤系を SR モデルで考慮した 3 自由度振動系（以下：動的相互作用系）の必要強度スペクトルから得られる結果を用いて、構造物の損傷に及ぼす動的相互作用の影響について検討を行う。構造物の非線形特性については、Tri-Linear 型復元力特性モデルを用いて評価を行った。基礎地盤のバネ剛性及び減衰は、弾性波動を対象として算出しているため、地盤の非線形特性は考慮していない。ここでの目標性能は Park らの損傷指標を用い $D=0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 1.0$ としている。本研究では、特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った。

4.1 必要強度スペクトルおよび応答塑性率スペクトル

まず、本震のみによる影響について検討を行う。図-6 に、必

要強度スペクトルを示す。また、図中には構造物の損傷が小さく、ほぼ弾性とみなせる損傷指標 $D=0.1$ の場合についても示している。この図より、地震後の構造物の損傷を評価することによって構造物の必要強度がかなり低減されることがわかる。また、対象とする構造物の目標性能を耐震性能 2 レベルで耐震設計をする場合には $0.2 \leq D < 0.4$ の領域内で、目標性能を耐震性能 3 レベルで耐震設計を検討する場合には $0.4 \leq D < 1.0$ の領域内で必要強度の設定を検討すれば良いことがわかる。また、目標となる損傷指標が $D > 1.0$ の場合には、構造物は崩壊とみなされることから、 $D=1.0$ で示したラインが各地震動に対する必要強度の限界値である。

次に、目標となる損傷指標を満足した際の応答塑性率について検討を行う。図-7 は Ojiya-EW についての応答塑性率スペクトルを示している。ここでは上述したように、許容塑性率 5 程度を確保するように検討した結果である。この図より、 $D=0.2$ の場合に全体的に約 1.4 程度を示していることが分かる。また、 $D=0.4$ の場合には約 2.0 から約 2.5 程度の応答塑性率を示していることが分かる。また、 $D=0.2$ 及び $D=0.4$ の場合については、構造物の固有周期による相違は微小であることが分かる。しかしながら、 $D=0.6$ の場合には約 2.5 から約 3.5 程度、 $D=1.0$ の場合には約 4.0 から最大で約 5.5 程度の応答塑性率を示し、構造物の固有周期により応答塑性率が異なることが分かる。これらの図から、 $D=0.2$

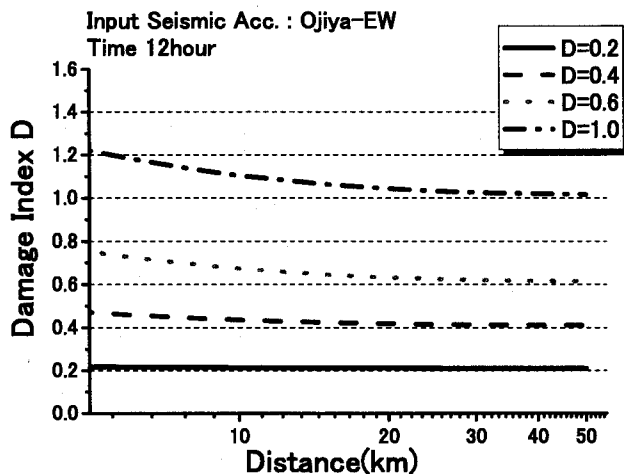


図-11 震央からの距離による損傷評価 (12 時間)

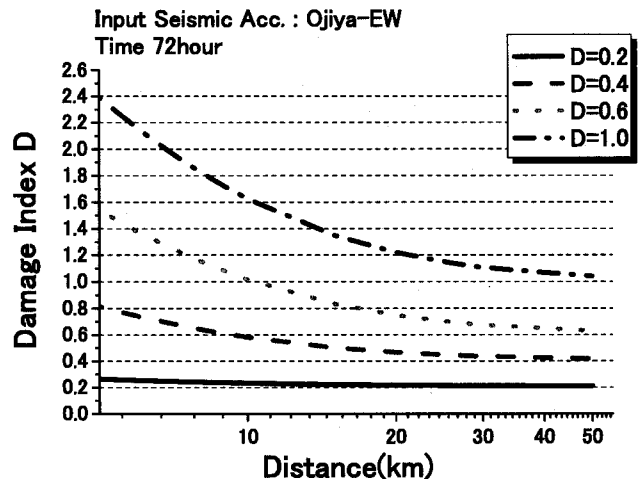


図-12 震央からの距離による損傷評価 (72 時間)

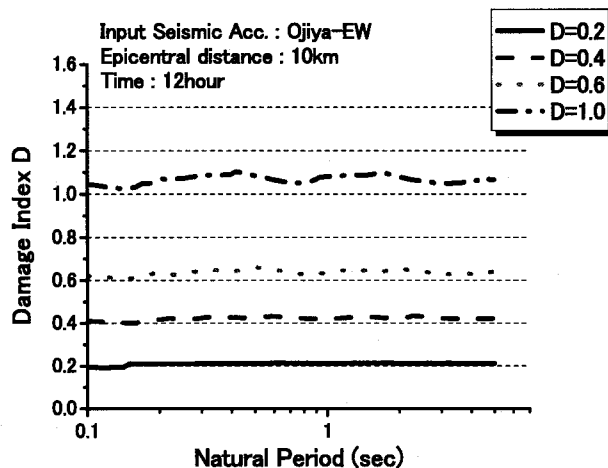


図-13 震央距離 10km における損傷評価 (12 時間)

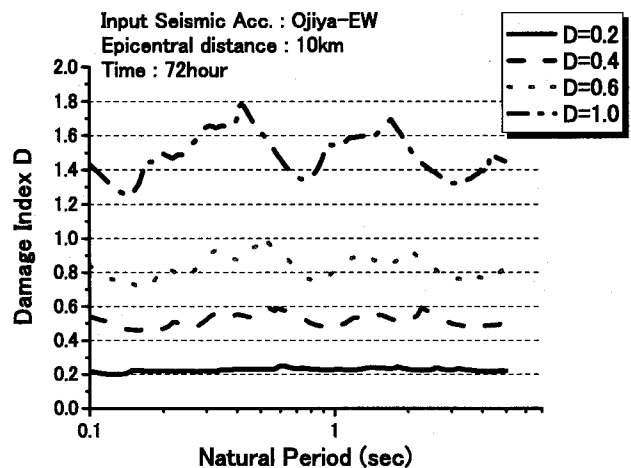


図-14 震央距離 10km における損傷評価 (72 時間)

から $D=0.4$ の範囲で応答塑性率は入力地震動の振動特性に依らず、構造物の固有周期による相違が小さいことが分かる。また、 $D=1.0$ の場合には構造物の固有周期により応答塑性率にバラツキが認められるようになる。この要因としては、式 (10) に示した損傷評価が、構造物の最大応答変位 (応答塑性率) と履歴エネルギーの両方を含むためである。これらの結果は、耐震性能 2 程度を対象とする場合には応答塑性率のみの評価で検討可能であるが、耐震性能 3 のレベルを対象とする際には、履歴エネルギーの評価を加えた検討が必要であることを示している。

4.2 余震が及ぼす累積的な影響について

次に、余震発生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、表-2 に示した余震の発生期間に対する検討を行う。構造物の損傷は、構造部材が吸収したエネルギーと関連していると考えられるため、履歴応答曲線を用いて検討を行った。図-8 および図-9 は、構造物の固有周期 0.5 秒、目標性能 $D=1.0$ とした場合の本震発生 12 時間後、72 時間後における復元力特性をそれぞれ示したものである。12 時間後の場合には、 $M_{6.5}$ が 1 回、 $M_{6.0}$ が 1 回、 $M_{5.5}$ が 3 回発生するものとし、72 時間後の場合には、 $M_{6.5}$ が 6 回、 $M_{6.0}$ が 8 回、 $M_{5.5}$ が 19 回発生するものとして設定した。この図より、余震を考慮した場合には最初の本震を

受けた際に最大変形を示し、その後の余震に関しては最初に起こった履歴内で非線形挙動を示していることが分かる。12 時間後と 72 時間後を比較すると、構造物が示す最大変形に相違は認められないものの、余震による履歴曲線に着目すると 12 時間後の場合が 72 時間後に比べて小さい履歴応答を示している。このことより、12 時間後の場合におけるエネルギー吸収量が小さいことがわかる。つまり、余震発生回数の増加に伴い構造物の損傷が拡大する可能性が高くなることが分かり、規模の大きな余震に関しては、構造物の全吸収エネルギー量を増加させる影響を有していることがわかる。

このことを明確にするために、図-10 に本震発生後 12 時間におけるひずみエネルギーに着目した時刻歴エネルギー収支を示す。実線部分が本震によるエネルギー吸収を示し、破線部分が余震によるエネルギー増加を示している。この図より、余震による累積的な影響を受けて、ひずみエネルギーの増加が認められることが分かる。

4.3 損傷評価に着目した検討

図-11 および図-12 は、縦軸に損傷指標 D を、横軸に震央からの距離をとった場合の損傷指標についてそれぞれ示している。これらの値は、余震の影響を考慮しない場合には目標とする損傷

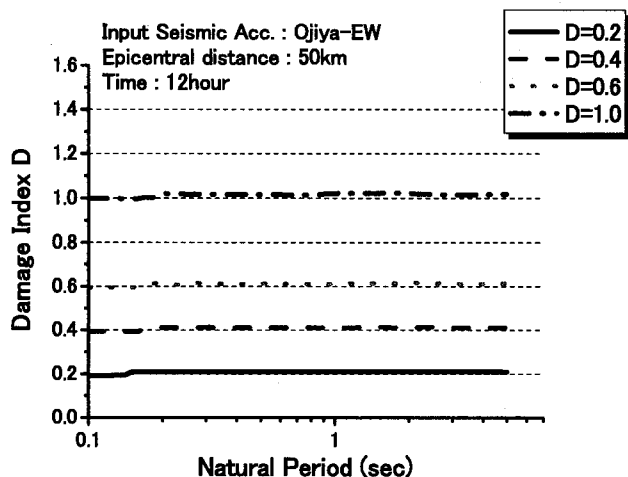


図-15 震央距離 50km における損傷評価 (12 時間)

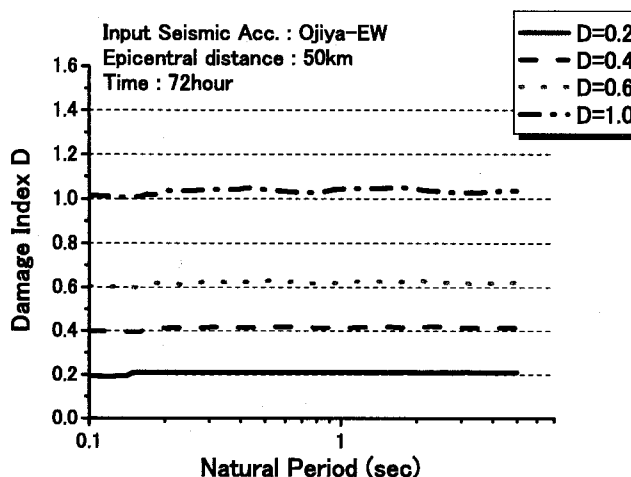


図-16 震央距離 50km における損傷評価 (72 時間)

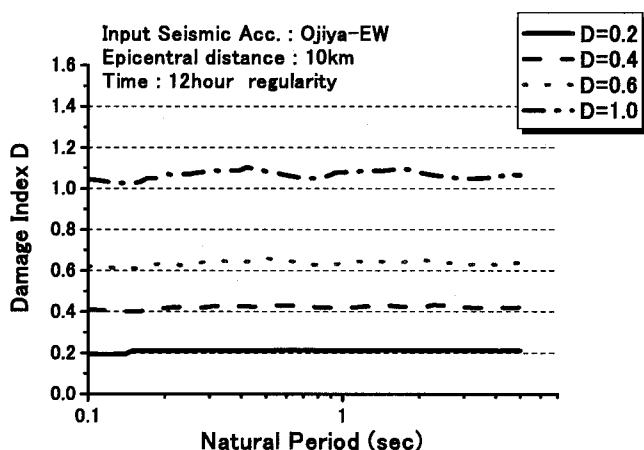


図-17 余震が規則的に発生した際の損傷評価

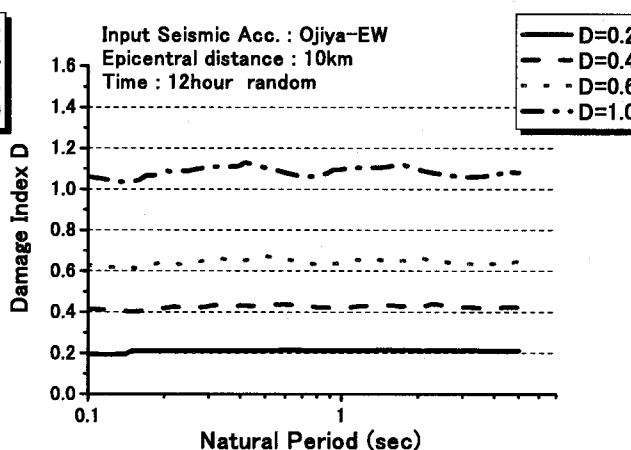


図-18 余震が不規則に発生した際の損傷評価

指標に一致した値となる。12 時間後、72 時間後ともに震央からの距離が近いときで損傷指標 D が大きな値を示し、距離が離れたいくにつれ目標とした本震のみの損傷指標に漸近していくことが分かる。12 時間後においては、震央からの距離が 25km において余震の影響が現れることが分かる。72 時間後まで、余震の影響を考慮する場合には、震央から 50km 離れた地点においても、構造物の損傷を増加する可能性があり、これらの影響を把握しておく必要がある。このことは、4.2 で示した余震発生回数や発生した余震の規模に大きく依存する。本研究では、余震の地震動を距離減衰式の加速度から求めているために距離減衰式の特性が表れている。このことから、震央の近くでは余震による損傷が大きく構造物に与える影響も大きいことが分かる。しかし、距離減衰式は過去の観測記録に基づく地震から得られたデータにより求められたのであり経験式である。地震データとして震央距離 10 km 以内の近傍では地震データが少なく、距離減衰式としての精度が低下してしまうために、72 時間後において 10km 以内では急激に大きな値が得られているのではないかと考えられる。72 時間後における距離 10km 以下をみると目標とする損傷指標 $D=0.6$ において $D=1.0$ を超える値と示していることが分かる。このことから、震央距離 10km 地点における損傷指標に着目した検討を行う。

図-13 および図-14 は、震央からの距離 10km 地点における 12 時間と 72 時間後における損傷評価をそれぞれ示している。図

図-13 より、12 時間後においては余震発生回数が少ないため、損傷評価に及ぼす影響が小さいことが分かる。図-14 に示す 72 時間後については、 $M6.5$ の余震が 6 回発生するため、構造物が受けるひずみエネルギー量が増加し、この累積的な損傷を受けて損傷指標が増加傾向にあることが分かる。しかしながら、損傷指標が小さい場合には、いずれのケースにおいても構造物の固有周期に依存せず、ほぼ一定の値を示していることが分かる。72 時間後では目標とする損傷指標 $D=0.6$ の場合において $D=1.0$ 程度の値にまで増加している場合が認められることが分かる。 $D=1.0$ が崩壊のラインであることから、構造物を設計する上で余震を考慮した設計をすることが重要であると考えられる。

図-15 および図-16 に、震央からの距離 50km 地点における 12 時間と 72 時間後における損傷評価をそれぞれ示す。図-13 および図-14 に示したように、10km 地点においては余震の発生回数、余震の発生規模により大きな影響が現れることを示した。しかしながら、震央から 50km 離れた地点においては、目標性能の設定や余震発生期間に依存せず、いずれのケースにおいても余震の影響が認められないことが分かる。この要因としては、入力地震動の最大加速度の影響が要因として考えられる。本研究においては、距離減衰式によって得られた最大加速度になるよう振幅調整を行い、再び地表面で観測される地震動として設定した。そのため、50km 地点での入力地震波の最大地震加速度が小さく、構

造物の損傷に影響が現れなかったと考えられる。余震の規模が M6.5、震央距離が 10km 地点での最大地震加速度は約 390gal であったが、同規模で震央距離が 50km 地点での最大地震加速度は約 107gal であった。その他の余震規模においても、50km 地点での最大地震加速度は 10km 地点の最大加速度の 20%程度から 30%程度であり、入力地震波自体が非常に小さいものとなる。そのため、構造物の損傷を拡大させる影響を示さなかったと考えられる。

4.4 発生する余震の規模の不規則性について

これまで、発生する余震の規模が最大なものから順に発生すると仮定し検討を行ってきた。しかしながら、一般的に、余震が発生する規模については不明確であるため、表-2 に示した規模の余震が不規則に発生する場合について検討を行う。

図-17 および図-18 は、震央距離 10km、本震発生 12 時間後における余震発生規模の不規則性を考慮した場合の比較について示している。これらの図から、余震発生規模の不規則性は構造物の損傷評価にほとんど影響を及ぼさないことが分かる。この要因としては、上述したように、余震の影響は構造物の最大応答変位に影響を及ぼさず、累積的なエネルギー増加に影響を及ぼすためである。つまり、式 (10) に示した Park らの損傷評価は、構造物の最大応答変位に関する第 1 項と、ひずみエネルギーに関する第 2 項の線形和であるため、余震の累積的なエネルギー増加は第 2 項に影響を及ぼす。よって、構造物の損傷の拡大もこれに起因したものであり、最終的なエネルギー増加量に依存することが分かる。しかしながら、本震後の補修を考える場合には、発生する余震の規模により構造物の損傷状況は異なるため、さらなる検討が必要であり、今後の検討課題である。

5. まとめ

本研究では、確率評価手法を用いて余震を推定し、本震と余震を受ける構造物の損傷評価について必要強度スペクトルを用いて検討を行った。確率評価手法に関しては、Gutenberg-Richter の法則と改良大森公式の組み合わせにより余震の発生確率を推定した。また、履歴応答曲線や損傷指標を用いて余震を考慮した際の損傷の影響、震央距離と損傷の関係、発生する余震規模の不規則性を考慮した際の損傷における影響について検討を行った。本研究から得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 耐震性能 2 を対象とした場合の応答塑性率については、約 2.5 以下であり、入力地震波および構造物の固有周期による影響は小さい。一方、耐震性能 3 を対象とした場合の応答塑性率は、全体的に許容塑性率を下回るものの、入力地震波や構造物の固有周期によるバラツキが顕著である。このことより、耐震性能 2 程度を対象とする場合には応答塑性率のみの評価で検討可能であるが、耐震性能 3 のレベルを対象とする際には、履歴エネルギーの評価を加えた検討が必要である。
- 2) 余震に関しては、入力地震動の振動特性に依らず、構造物の損傷を増大させる影響を有することが分かる。このこと

は、損傷指標が大きくなるにつれ明確に認められる。これらの影響を把握しておくことは、耐震性能照査を行う際に重要なことであると考えられる。

- 3) 震央距離と損傷指標 D の関係においては、全ての経過時間において震央からの距離が近い側で損傷指標 D が大きな値を示し、距離が離れていくにつれ目標性能に漸近していく。特に、震央距離 25km 以内においては、余震の影響が大きく現れる。これは、入力地震波の最大加速度を評価する距離減衰式に大きく依存するものである。よって、余震の影響を評価する際には、距離減衰式の特性を把握しておくことが重要である。
- 4) 発生する余震の規模に関する不規則性については明確な影響が認められなかった。しかしながら、本震後の補修を考える場合には、発生する余震の規模により構造物の損傷状況は異なるため、さらなる検討が必要であり、今後の検討課題である。

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、I-675, pp.1347-1348, 2005.9
- 3) 片岡俊一：2003 年十勝沖地震の最大余震による強震動、土木学会第 59 回年次学術講演会、I-777, pp.1551-1552, 2004.9
- 4) 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
- 5) 三上卓、平尾潔、笹田修司、澤田勉、成行義文：「レベル 2 地震動に対する設計震度スペクトルに関する一研究」、第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.3061-3066, 1998.11
- 6) 三上卓、平尾潔、成行義文、澤田勉、笹田修司：「レベル 2 地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究」、土木学会、構造工学論文集 Vol.45A, pp.809-818, 1999.3
- 7) Cosenza, E., Manfredi, G. & Ramasco, K. 1990. An evaluation of the use of damage functional in earthquake-resistant design, Proc. 9th Eur. conf. earthquake eng., Moscow, 9, pp.303-312
- 8) Fajfar, P. 1992. Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：余震の確率評価手法について、地震調査委員会関係報告書、pp.16-20, 1998.4
- 12) 福島美光、田中貞二：最大加速度の平均的距離減衰に関する一考察、地震学会講演予稿集、1987.2, pp.125

(2007 年 4 月 12 日 受付)