

# 論文 損傷スペクトルを用いた RC 建造物の損傷評価法

西尾 淳\*1・今井 究\*2・田嶋 和樹\*3・白井 伸明\*4

**要旨:** 本研究では、建物の 1 次固有周期と建物全体の損傷指標の関係を表す損傷スペクトルを用いた損傷評価法の検証を行った。検証に際しては、東北地方太平洋沖地震において被災した RC 造校舎の損傷状況と損傷スペクトルから得られる損傷指標を比較した。その結果、旧耐震基準で設計された校舎に関しては、損傷指標 DI と実被害状況が良い対応を示した。一方、新耐震基準の校舎においては、実被害状況を過大評価する結果となり、その要因の 1 つとして、設計で想定している建物強度と実強度の差である余剰強度の影響が考えられることを示した。

**キーワード:** 損傷スペクトル, 損傷評価, 地震被害調査, 履歴エネルギー, 塑性率, 固有周期

## 1. はじめに

国内では、既存 RC 造建物の耐震性能を評価する耐震診断<sup>1)</sup>の考え方に基づいて、被災した建物の損傷評価に関する基準<sup>2)</sup>が整備されてきた。さらに、性能評価型設計への移行とともに、損傷評価を新築建物の耐震性能評価に活用するための取り組み<sup>3)</sup>も進められている。これらの損傷評価手法では、RC 部材に残留するひび割れ幅に基づいて部材の残存エネルギー吸収能力を評価し、部材、層および建物全体の損傷程度を推定する。

一方、Bertero ら<sup>4)</sup>によって提案された損傷スペクトルは、建物の 1 次固有周期と建物全体の損傷指標 DI の関係をスペクトル表示したものであり、地震動の周期特性や地盤特性の影響が建物の損傷評価に反映される。任意の地点における観測波または想定される地震波に対して損傷スペクトルを作成すれば、建物の 1 次固有周期から当該地震動に対する建物の損傷程度を推定可能になる。

本研究では、Bertero らが提案する損傷スペクトルを用いた建物全体の損傷評価手法に着目し、その妥当性を検証するとともに、それを発展させた損傷評価手法の構築に取り組む。本報では、損傷スペクトルの検証を行うにあたり、防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net<sup>5)</sup>で観測された東北地方太平洋沖地震の地震動データを活用して損傷スペクトルを作成し、観測点近傍の建物の被害状況を推定する。さらに、観測点近傍の建物の被害調査結果との比較検討を通じて、損傷スペクトルの検証を行う。

## 2. 提案損傷評価手法とその活用

将来的な展望も含め、提案する損傷評価手法のフローを図-1 に示す。損傷評価の第一段階は、地震動によつ

て RC 造建物に生じる損傷程度の概略値を把握することが目的であり、ここでは損傷スペクトルを活用する。例えば、東北地方太平洋沖地震のような大規模地震が発生した際、観測波を用いて即座に損傷スペクトルを計算し、Damage Map を作成することで、地震発生直後にどの地域の被害が顕著であるか把握することが可能となる。同様に、想定地震動に対するハザードマップの整備にも役立てることができ、既存建物や新築建物の簡易安全性評価を行えば耐震診断・補強の優先度を決定する手法の 1 つとして有用である。

損傷評価の第二段階は、第一段階で安全性が懸念される建物に対して、具体的に損傷部位を特定することが目的である。ここでは、建物全体の損傷だけでなく、層や部材の損傷が対象となるため、建物を多質点系モデルや

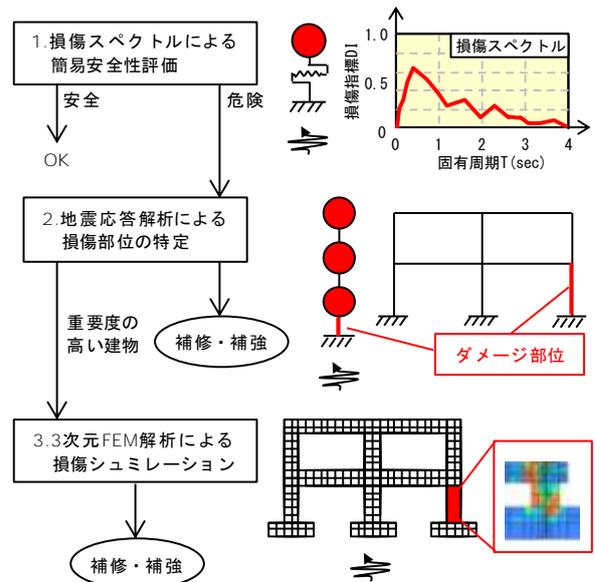


図-1 損傷評価フロー

\*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 株式会社構造ソフト (正会員)

\*3 日本大学 理工学部建築学科助教 (正会員)

\*4 日本大学 理工学部建築学科教授 (正会員)

フレームモデルに置き換えて地震応答解析を行い、層や部材の損傷程度を推定する。これにより、建物中の弱点が明確になるため、補修・補強が必要な部位を特定することができる。

損傷評価の第三段階は、役所、学校、病院など地域において重要度の高い建物が主な対象となるが、建物に生じる損傷状態を詳細に予測することが目的となる。ここでは、3次元FEM解析などの高度な解析技術を活用して、発生が予想される損傷の状態（ひび割れ、圧壊、主筋やあばら筋の降伏など）をシミュレーションで明確にし、建物の安全性を高度に管理する。

本研究は、ここで提案する損傷評価手法の第一段階に関する検討を行うものであり、東北地方太平洋沖地震の建物被害との比較を通じて、損傷スペクトルの妥当性を検証する。

### 3. 損傷スペクトル

#### 3.1 Bertero らの損傷スペクトルの概要

損傷スペクトルは、建物を1質点系モデルに置き換えて、建物の周期 T(sec)と損傷指標 DI(Damage Index)の関係をグラフ化したものである。損傷指標 DI は、無損傷の場合を 0、構造物が崩壊する可能性のある場合を 1 として、定量的かつ連続的に損傷程度を表す。Bertero らは Park ら<sup>6)</sup>の部材損傷指標  $DI_{PA}$  を改良し、最大変形と履歴エネルギー吸収能力の組み合わせによる新たな損傷指標提案している。 $DI_{PA}$  は次式により定義される。

$$DI_{PA} = (u_{max}/u_{mon}) + \beta E_H / (F_y u_{mon}) \quad (1)$$

ここで、 $u_{max}$ ：最大応答変形、 $u_{mon}$ ：単調水平載荷時の限界変形、 $E_H$ ：履歴エネルギー吸収能力、 $F_y$ ：降伏強度、 $\beta$ ：係数である。これに対し、Bertero らは、以下の  $DI_{PA}$  の問題点を指摘している。

- ・弾性応答の場合、損傷指標は 0 となるべきだが、 $DI_{PA}$  は 0 より大きい値になる。
- ・単調水平変形時に終局変形  $u_{mon}$  に達するとき、損傷指標は 1.0 となるべきだが、 $DI_{PA}$  は 1.0 を超える。

Bertero らはこれらの問題点を改良し、建物全体の損傷指標として  $DI_1$  および  $DI_2$  を次式により定義した。

$$DI_1 = [(1-\alpha_1)(\mu-\mu_e)/(\mu_{mon}-1)] + \alpha_1 (E_H/E_{Hmon}) \quad (2)$$

$$DI_2 = [(1-\alpha_2)(\mu-\mu_e)/(\mu_{mon}-1)] + \alpha_2 (E_H/E_{Hmon})^{1/2} \quad (3)$$

ここで、 $\mu$ ：変位塑性率、 $\mu_e$ ：降伏時変形に対する最大弾性変形の比、 $\mu_{mon}$ ：単調水平載荷時の終局塑性率、 $E_{Hmon}$ ：単調水平載荷時の最大エネルギー吸収能力、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ ：定数である。なお、(3)式においてエネルギー項を平方根としている理由は、エネルギーを速度換算するためである。履歴エネルギー  $E_H$  は次式によって速度に換算される<sup>7)</sup>。

$$E_H = MV_H^2/2, \quad (V_H^2 = \sqrt{2E_H/M}) \quad (4)$$

ここで、 $V_H$ ：履歴エネルギーの速度換算値、 $M$ ：質量で

ある。したがって、(3)式は次式のように表現できる。

$$DI_2 = [(1-\alpha_2)(\mu-\mu_e)/(\mu_{mon}-1)] + \alpha_2 (V_H/V_{Hmon}) \quad (5)$$

ここで、 $V_{Hmon} : E_{Hmon}$  の速度換算値である。

#### 3.2 損傷スペクトル作成手法

損傷スペクトル作成手法を図-2 に示す。まず、設計用加速度応答スペクトルを強度低減係数  $R$  で除し、固有周期毎の降伏強度  $F_y$  を算出する。強度低減係数  $R$  は、米国では  $R$  factor（日本における構造特性係数  $D_s$  の逆数）と呼ばれ、構造物の靱性を表す。次に、得られた降伏強度  $F_y$  を用いて復元力特性を設定し、1自由度1質点系モデルにおける地震応答解析を実施する。さらに、単調水平載荷時の履歴エネルギー吸収量  $E_{Hmon}$  を算出し、解析結果に基づいて塑性率スペクトルおよび履歴エネルギースペクトルを作成した後、最後にそれらを利用して損傷スペクトルを作成する。

#### 3.3 損傷スペクトル作成に関するパラメータの設定

損傷スペクトル作成に必要なパラメータは、①設計用加速度応答スペクトル、②強度低減係数  $R$ 、③復元力特性、④単調水平載荷時の終局塑性率  $\mu_{mon}$  である。本節では、これらのパラメータの設定方法について検討する。

##### 3.3.1 設計用加速度応答スペクトル

設計用加速度応答スペクトルは、想定地震動に対する弾性応答スペクトルであり、建物の降伏強度  $F_y$  を決定するために用いる。日本における設計上の想定地震動は、設計法の改定に伴い随時変更されており、建物に適用された設計法によって建物強度が異なると考えられる。そのため、本研究では、1981年の建築基準法施行令改正以降（新耐震基準）とそれ以前（旧耐震基準）を区別し、降伏強度の算出法を変更する。具体的には、新耐震基準で設計された建物に関しては、新耐震基準で用いられる設計用加速度応答スペクトルを適用する。一方、旧耐震

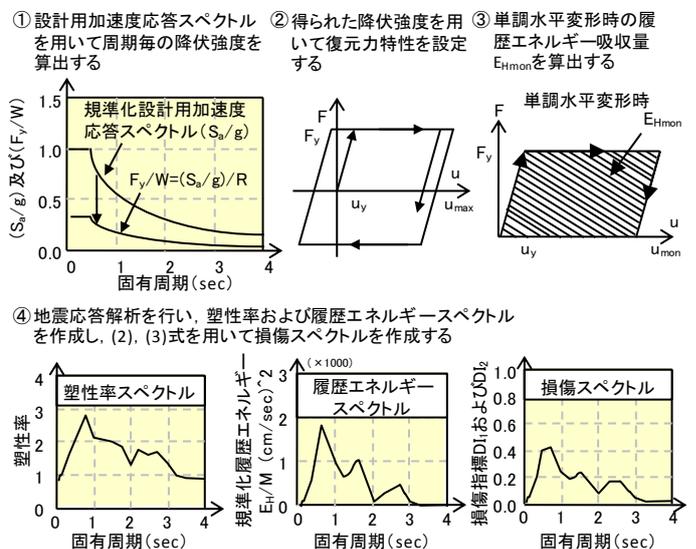


図-2 損傷スペクトル作成手法

基準における建物の設計では、中地震を想定した水平震度 0.2 に対する許容応力度設計が行われており、設計用加速度応答スペクトルが用いられていない。そのため、旧耐震基準の建物に対しては、水平震度 0.2 を基準として、補正係数  $\lambda$  を考慮した次式を用いる。

$$F_y = 0.2W \times \lambda \quad (6)$$

ここで、 $W$ ：建物重量である。

### 3.3.2 強度低減係数 $R$

構造物の耐震性能はエネルギー吸収性能で表現でき、弾性応答構造物と非弾性応答構造物で同等のエネルギー吸収性能を有していれば、同等の耐震性能を持つという考えがある。この考えに基づき、設計用加速度応答スペクトルを降伏強度スペクトルに低減する強度低減係数  $R$  を決定する。

Ishiyama ら<sup>8)</sup>は、既往の研究の多くが損傷を変形のみで表現する塑性率評価型の強度低減係数に関するものであるという点に着目し、累積損傷を考慮した強度低減係数を提案している。本研究では、この累積損傷評価型の強度低減係数  $R$  を採用する。

累積損傷評価型の強度低減係数  $R$  は次式により算出される。

$$R = \frac{\mu_{\text{mon}} - 1}{\Phi} + 1 \quad (7)$$

ここで、 $\mu_{\text{mon}}$ ：単調水平載荷時終局塑性率、 $\Phi$ ：それぞれ硬質、中間および軟弱地盤に対して定義される。

強度低減係数  $R$  は、式中の  $\Phi$  によって地盤条件の影響を考慮する値であり、固有周期  $T$  と単調水平載荷時終局塑性率  $\mu_{\text{mon}}$  の関数で表現される。本研究では、K-NET および KiK-net の観測波を用いて地震応答解析を行うため、観測地点の地盤種別を分類する必要がある。そこで、地盤深さ 30m までの平均せん断波速度(AVS30)に基づく IBC2009<sup>9)</sup>を採用する(表-1)。なお、道路橋示方書<sup>10)</sup>に基づく地盤分類との対応は、概ね表-1 に示すとおりである。また、K-NET のせん断波速度データが不足した場合には、松岡ら<sup>11)</sup>によって提案されたせん断波速度の推定法に従って AVS30 を算出した。

### 3.3.3 復元力特性

Bertero らは、復元力特性に完全弾塑性(EPP)モデルを用いているが、このモデルは構造物の損傷にもかかわらず、加力・除荷時の剛性が変化しないこと、小振幅繰返しの場合には履歴エネルギー消費がないことなどから RC 構造物の復元力特性としては適当ではない。これに対し、図-3 に示す Clough モデルは最大点指向型のモデルであり、除荷時剛性を損傷とともに低下させることができる。このような特徴から、一般的に RC 構造物の復元力特性として良く用いられるため、本研究では Clough モデルを復元力特性として用いた。なお、Clough モデルの除荷時剛性は、塑性率に基づく劣化モデルとして次式

より求めた。

$$K_r = \mu_i^{-\beta} K_0 \quad (8)$$

ここで、 $K_r$ ：除荷時剛性、 $\mu_i$ ：塑性率、 $\beta$ ：除荷時剛性低下係数(本研究では  $\beta=0.78$  を適用)、 $K_0$ ：初期剛性である。

### 3.3.4 単調水平載荷時終局塑性率 $\mu_{\text{mon}}$

単調水平載荷時終局塑性率  $\mu_{\text{mon}}$  は、建物の靱性度合を示す指標であり、単調荷重下で塑性率  $\mu = \mu_{\text{mon}}$  となれば崩壊を意味する。市之瀬ら<sup>12)</sup>は、曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材における載荷履歴の影響を考察しており、単調載荷の耐力低下点の変位が両側繰返し載荷の耐力低下点の変位に比べて約 2 倍となる結果を得ている。また、図-4 に既存 RC 造校舎(旧耐震基準の校舎)における両側繰返し載荷実験<sup>13)</sup>のベースシア-変形関係と損傷スペクトル作成時に設定する復元力特性を示す。本研究では、復元力特性の降伏点を最大耐力と初期剛性の交点として求め、このときの塑性率  $\mu$  を 1 とする。その際、最大耐力の 8 割まで耐力低下した時点の塑性率  $\mu$  は 9.14 となる。そのため、市之瀬らの結果を参考にして、この実大実験の試験体は  $\mu_{\text{mon}}=18$  程度となると推定される。

### 3.3.5 各パラメータが損傷スペクトルに及ぼす影響

本項では、損傷スペクトル作成に必要な強度低減係数  $R$ 、復元力特性、単調載荷時終局塑性率  $\mu_{\text{mon}}$  がそれぞれ損傷スペクトルにどのような影響を及ぼすかを検討する。

表-2 に示すように Base モデルに対して、各パラメータを変化させることで影響度合を確認する。Base モデルのパラメータは Bertero らが用いたものを使用している。なお、設計用加速度応答スペクトルは、新耐震基準の応答スペクトル、地震波は東北地方太平洋沖地震の際に K-NET:FKS003 で観測された EW 方向の記録を用いた。

表-1 地盤分類

IBC2009(International Building Code)			道路橋示方書
Site Class	Soil Profile Name	Soil Shear Wave Velocity $V_s$ (cm/s)	地盤種別
A	Hard Rock	$1524 < V_s$	第一種地盤
B	Rock	$762 < V_s \leq 1524$	
C	Very Dense Soil and Soft Rock	$366 < V_s \leq 762$	第二種地盤
D	Stiff Soil Profile	$183 < V_s \leq 366$	第三種地盤
E	Soft Soil Profile	$V_s \leq 183$	

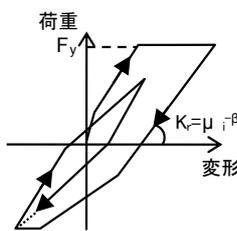


図-3 復元力特性

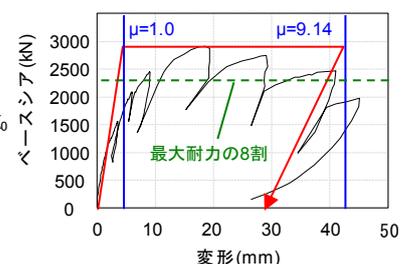


図-4 ベースシア-変形関係

図-5 に各パラメータを変化させた損傷スペクトルを示す。復元力特性を変化させた Case1 は、短周期および 0.5~1.0 秒程度の周期で Base モデルと大きく異なる値となった。強度低減係数 R を変化させた Case2 は、Base モデルのスペクトル形状とは大きく異なった。図-6 に (7) 式から算出した R と R=3.4 の一定値にした場合の固有周期と R の関係を示す。図-6 より、R を一定値とした場合と(7)式を用いた場合では強度低減係数に大きく差が生じるため、降伏強度が大きく異なり、損傷スペクトルに大きな差が生じる。Case3 のように  $\mu_{mon}$  を大きくした場合、(2)、(3)式の変形項とエネルギー項の分母が大きくなり、損傷指標値 DI は小さくなる。そのため、スペクトル形状に大きな差はないが、DI が小さくなる。

#### 4. 東北地方太平洋沖地震における地震被害調査

##### 4.1 地震被害調査概要

東北地方太平洋沖地震により被災した観測点近傍における建物の損傷状況と地震応答解析より算出した損傷スペクトルとの比較を通じて、損傷スペクトルの妥当性を検証する。

被害調査地域は宇都宮(TCGH15)、福島(FKS003)、仙台(MYG013)の周辺とし、RC 造校舎計 16 校の被害調査を行った。表-3 に耐震診断報告書より詳細なデータが入手できた校舎の建物概要を示す。

調査項目は、損傷状況の目視調査と建物の 1 次固有周期を推定するための常時微動計測の 2 つである。常時微動計測では、サーボ型速度計を建物の 1 階に 1 つと屋上に 2 つ設置した。サンプリング周波数は 200Hz とし、15 分間計測を行った。計測したデータは 40.96 秒の区間に切り出し、フーリエスペクトルを求めて複数区間のアンサンプル平均値を計算した。1 次固有周期は、屋上と 1 階のフーリエスペクトル比が卓越する周期を桁行および梁間方向で算出して求めた。

##### 4.2 調査結果の一例

被害調査を実施した学校校舎を 2 つ取り上げて結果を示す。1 つ目は、南棟・西棟・中棟・北棟の 4 棟で構成されており、南棟は表-3 に示す建物 A に該当する。4 棟は、それぞれが Exp.Jt を介して接続されており、西棟のみ RC 造 4 階建であり、他棟は RC 造 3 階建である。いずれも 1959~1963 年に竣工した旧耐震基準の建物である。被害状況はいずれの棟も同程度であり、Exp.Jt 部や壁にひび割れが発生した他、受水槽や配管など建築設備にも被害が発生した。これらの被害状況より、被災度区分<sup>2)</sup>は小破と判断する。また、常時微動計測は南棟で行い、1 次固有周期は桁行方向で 0.17 秒、梁間方向で 0.18 秒となった。この結果は、RC 造の 1 次固有周期略算法<sup>14)</sup>である  $T=0.015H$  ( $=0.16$  秒) と対応した。なお、建物

表-2 各 Case のパラメータ設定

	Base	Case1	Case2	Case3
復元力特性	EPP	Clough	EPP	EPP
強度低減係数 R	R=3.4	R=3.4	(7)式	R=3.4
$\mu_{mon}$	10	10	10	18

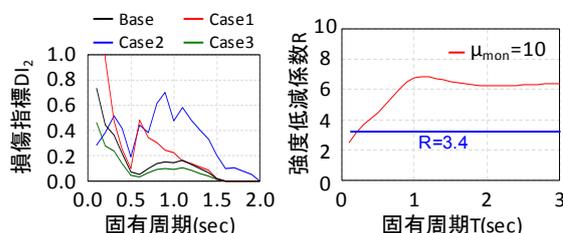


図-5 各 Case における損傷スペクトル

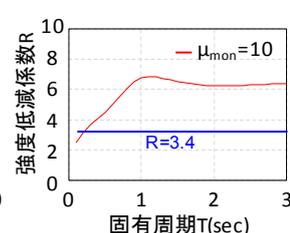


図-6 強度低減係数 R

表-3 被害調査建物概要

建物名	竣工年	階数	スパン数	長辺×短辺長さ(m)
A	1963	3	13×2	54.0×9.5
B	1970	4	7×2	54.5×9.5
C	1974	4	10×4	54.5×19.0
D	1981年以降	4	5×5	43.9×31.3
E	1963	3	15×3	102.0×13.5
F	1968	3	14×2	63.0×9.5
G	1970	3	14×2	60.0×9.5
H	1964	4	17×2	64.9×10.5
I	1972	3	23×2	104.5×9.5
J	1977	3	18×3	81.0×14.5
K	1974	4	20×3	90.0×17.0

高さ H は当該校舎の耐震診断報告書に記載された値を用いた。

2 つ目は、北棟・南棟の 2 棟で構成されており、渡り廊下を介して接続されている。いずれも 1981 年以降に竣工された新耐震基準の建物である。北棟は RC 造 4 階、南棟は 5 階建である。被害状況は、両棟全体に微細なひび割れが分布しており、柱に曲げひび割れや一部の柱の柱脚に圧壊も見られた。被害区分は中破と判断する。また、常時微動計測は北棟で行い、周期は桁行方向で 0.30 秒、梁間方向で 0.27 秒となった。だが、被害を被っているため、固有周期が長くなっている可能性がある。なお、建物 1 層の階高を 3~4m と仮定すると、略算法を用いて、 $T=0.18\sim0.24$  秒と推定できる。以下、この学校の北棟を建物 L とする。

#### 5. 補正係数 $\lambda$ の検討

旧耐震基準で設計された建物 A をファイバーモデルでモデル化し、プッシュオーバー解析を行うことによって建物の降伏強度  $F_y$  を求め、(6)式により係数  $\lambda$  を求める。なお、解析には汎用コード OpenSees<sup>15)</sup>を用いる。

##### 5.1 解析モデルの概要

解析対象である建物 A は、桁行方向 13 スパン、梁間方向 2 スパンであり、垂壁や腰壁、一部袖壁が取り付けられている形状である。解析に必要なデータは、全て耐震診

断報告書より取得した。

図-7 に要素分割図および解析モデルを示す。柱および梁はファイバーモデル、スラブはトラス材を用いてモデル化し、剛床を仮定した。雑壁は曲げ耐力に貢献すると考え、梁や柱の断面に雑壁の断面を含めてモデル化した。境界条件は柱脚を完全固定とした。柱梁接合部および垂壁・腰壁が取り付け柱については、壁のフェイス位置まで弾性体とした。腰壁・垂壁が取り付け柱に関しては、せん断余裕度が1以下となる場合にせん断バネ<sup>16)</sup>を挿入した。

材料構成則を図-8 に示す。コンクリートは引張抵抗を考慮しない材料モデルを適用した。鉄筋は降伏値を折点とするバイリニアモデルを適用し、降伏後の2次剛性は初期剛性の1/100とした。

自重を各層の柱頭に負荷した後、桁行方向に加力を行い、荷重制御によるプッシュオーバー解析を行った。なお、荷重はAi分布を仮定した。

以降の検討においては、解析モデルにおける雑壁の有無をパラメータ (Case1: ラーメン構造, Case2: ラーメン+雑壁) とする。

### 5.2 解析結果および補正係数λの検討

図-9 にベースシア-層間変形角関係を示す。Case1の耐力は約9500kNとなった。この結果は、診断結果におけるベースシア耐力8749.6kNと概ね対応した。これは、耐震診断では腰壁・垂壁の影響を耐力に反映させていないためである。一方、雑壁を考慮したCase2の場合、最大耐力は約15800kNとなり、Case1に比べて非常に大きい値となった。解析によって得られた建物Aの耐力値を(6)式に代入し、補正係数λを算出した結果、Case1ではλ=2.41、Case2ではλ=4.01となった。

ここで、3.3.4で示した既存RC造校舎の実大破壊実験結果を用いて、実験結果の履歴エネルギー量と最大耐力を降伏強度として設定した復元力特性(Cloughモデル)を用いた1質点系モデルの解析結果より得られる履歴エネルギー量を比較する。なお、履歴エネルギー量は、実験結果の最大変形まで考慮した。実験結果の履歴エネルギー量が433kNmであるのに対し、解析結果より得られた履歴エネルギー吸収量は480kNmとなり、実験結果を上回った。そこで、実験結果と復元力特性の履歴エネルギー量が等しくなるような修正係数を導入する。復元力特性の降伏強度を変化させて履歴エネルギー量を算出した結果、修正係数として0.83が得られた。よって、前述した係数λに修正係数を乗じた結果、Case1の場合λ=2.00、Case2の場合λ=3.33となった。

### 6. 実被害状況と損傷スペクトルの対応

まず、旧耐震基準で設計された建物Aを対象として、

被害状況と損傷スペクトルの対応を検討する。建物Aは、梁間方向は耐震壁が多く、全ての階で $I_s=1.2$ 以上と耐震性が高く、南北にはほぼ平行に位置している。一方、桁行方向は1階で $I_s=0.37$ と最も低く、2階および3階の $I_s$ 値はそれぞれ0.49、0.65と目標耐震性能 $I_{s0}=0.7$ を満たしていない。したがって、建物Aの損傷は桁行方向に入力した地震動によって生じる可能性が高いと考えられるため、EW方向の地震波を使用する。建物Aは旧耐震基準の建物であるため、先に求めたλ=3.33 (Case2)を用いて降伏強度 $F_y$ を設定すると、(6)式から $F_y=0.66W$ となる。なお、耐震診断より、1層の桁行方向に対する累積強度指標 $C_t$ は0.44となり、0.66を下回る結果となった。耐震診断では、建物の性能を評価する際に安全側の配慮があるため、このような差が生じたと考えられる。また、 $\mu_{mon}=18$ とした。減衰は降伏による剛性低下に応じて減衰を小さくする瞬間剛性比例型とし、減衰定数はBerteroらと同様に5%を用いた。作成した損傷スペクトルを図-10に示す。建物Aの被災度は小破と区分されるため、損傷指標DIは、表-2に示すParkらの損傷カテゴリより0.1~0.25に対応する。図-10より、建物Aの固有周期0.17秒において、 $DI_1=0.18$ 、 $DI_2=0.19$ となり、損傷スペクトルは実被害と良い対応を示した。次に、新耐震基準の建物である建物Lについて検討する。建物Lは新耐震新基準の建物であるため、設計用加速度応答スペク

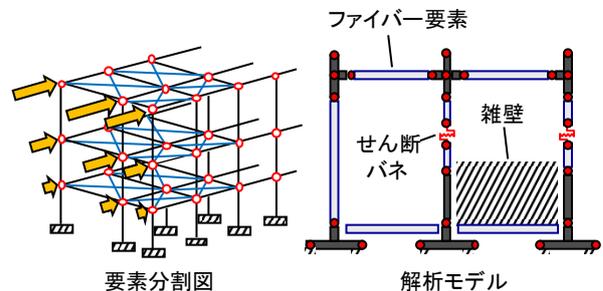


図-7 要素分割図および解析モデル

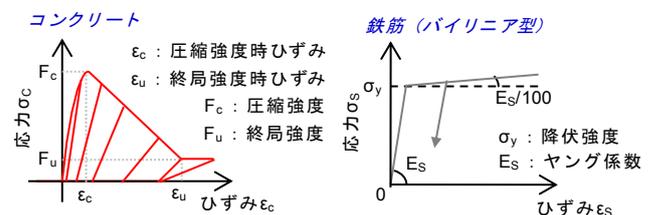


図-8 材料構成則

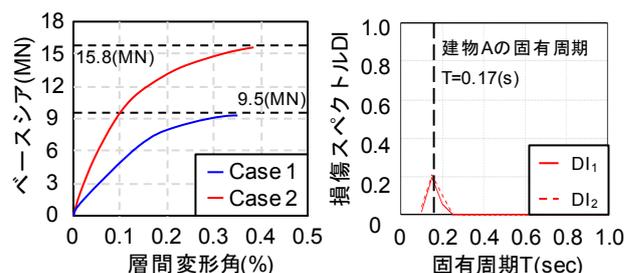


図-9 ベースシア-変形関係 図-10 損傷スペクトル

トルを用いて降伏強度を設定する。また、地震波は、EW および NS の両方向使用し、各方向について損傷スペクトルを作成する。新耐震基準の建物は旧耐震基準の建物(建物 A や実大実験の校舎)と比較して、せん断補強筋量が多く、 $\mu_{mon}$  も大きくなると考えられる。そのため、 $\mu_{mon}=20$  と設定した。作成した損傷スペクトルを図-11 に示す。建物の被災度は中破に区分されるため、DI は 0.25~0.4 に対応する。図-11 より、建物 L の固有周期 0.18~0.24 秒において、EW および NS の地震波における DI<sub>1</sub> および DI<sub>2</sub> はいずれも 1.0 以上となり、崩壊を示す値となった。

損傷指標値が実被害状況を過大評価する要因の 1 つとして、余剰強度<sup>17)</sup>の影響が考えられる。余剰強度とは、設計で想定している建物強度と実強度との差である。余剰強度は、設計段階で設定する材料強度と実強度の違い、非構造部材の影響、拘束効果の影響および様々な安全係数の影響が要因として考えられ、近年では、いくつかの値が提案されており、例えばカナダでは 1.67 が導入されている<sup>18)</sup>。旧耐震基準の建物の損傷評価においては、係数  $\lambda$  を算出する過程において建物の降伏強度  $F_y$  を解析的に評価するため、自動的に余剰強度の影響が組み込まれる。一方、新耐震基準の建物については、設計用加速度スペクトルを用いて建物の降伏強度  $F_y$  を求めるため、余剰強度に関する検討が今後必要となる。

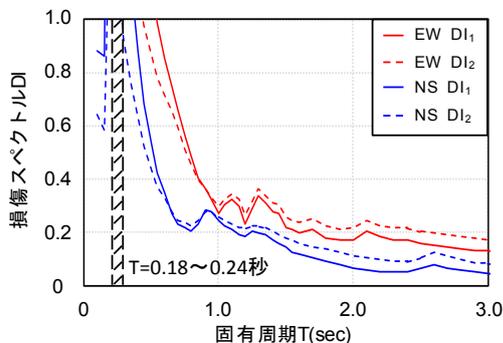


図-11 建物Lに対する損傷スペクトル

## 7. まとめ

- (1) Bertero らが提案した損傷スペクトルを用いた損傷評価手法における各種パラメータについて検討し、それらの設定方法を確立した。ただし、 $\mu_{mon}$  に関しては今後の検討が必要である。
- (2) 旧耐震基準で設計された学校校舎に対して損傷スペクトルにより求めた損傷指標値は、実被害状況と良く対応した。
- (3) 新耐震基準で設計された学校校舎に対して損傷スペクトルにより求めた損傷指標値は、実被害状況を過大評価した。その原因として、余剰強度の影響が考えられる。

## 謝辞

地震被害調査において、仙台市、福島市および宇都宮市の教育委員会、市役所関係者および学校管理者の協力を得た。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.1
- 4) Bozorgnia, Y. and Bertero, V. V.: Damage Spectra: Characteristics and Applications to Seismic Risk Reduction, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.1330-1340, 2003.10
- 5) 防災科学研究所：強震ネットワーク K-NET および KiK-net
- 6) Park, Y. J., Ang, A.H. S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp722-739, 1985.4
- 7) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999
- 8) Philip DE GUZMAN, Mitsumasa MIDORIKAWA, Tetsuhiro ASARI, Yuji ISHIYAMA: EVALUATION OF SEISMIC DESIGN STRENGTH REDUCTION FACTOR CONSIDERING CUMULATIVE DAMAGE AND SITE CONDITIONS, 日本建築学会構造系論文集, No.607, pp.73-80, 2006.
- 9) International Code Council, Inc: International Building Code, 2009.
- 10) 日本道路協会：道路示方書・同解説，耐震設計編，2002.
- 11) 松岡昌，若松加寿江，藤本一雄，翠川三郎：日本全国地形・地盤分類メッシュマップを利用した地盤の平均 S 波速度分布の推定，土木学会論文集, No.794/I-72, pp.239-251, 2005.
- 12) 梅村恒，市之瀬敏勝，松澤敦行：載荷履歴と中子筋の有無が RC 部材の復元力特性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, 2003.
- 13) 横内基ほか：制振補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.145-152, 2005.6
- 14) 荒川利治ほか：実測資料に基づくコンクリート系建築物の減衰性状，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1041-1042, 1998.
- 15) Open System for Earthquake Engineering Simulation <http://opensees.berkeley.edu/index.php>
- 16) K.Tajima, N.Shirai, E.Ozaki, K.Imai: FE Modeling and Fiber Modeling for RC Column failing in Shear after Flexural Yielding, Computational Modeling of Concrete Structures, 737-748, 2010
- 17) Park R. 1996. Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. In proceedings 11th WCEE. IAEE, Acapulco, Mexico. Paper 2130.
- 18) CCBFC(Canadian Commission on Building and Fire Code). 1995. National building code of Canada 1995. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario.