

# 論文 鉄筋コンクリート造地震被災建物の耐震性能

片谷 陽子<sup>\*1</sup>・椋山 健二<sup>\*2</sup>・荒木 秀夫<sup>\*3</sup>・菅野 俊介<sup>\*4</sup>

要旨：中国地方で発生した2000年鳥取県西部地震および2001年芸予地震は記録された震度の割に被害の少ないことが報告されている。その中で被害を受けた建物の耐震性能を調べ、被害発生メカニズムを検証しておくことは重要であると考え、今回の地震で被害を受けたRC造建物について調査、検討を行った。その結果、構造耐震指標と損傷割合の関係は兵庫県南部地震の場合とほぼ同じである、コンクリート強度と建物の損傷割合に相関性がある、保有水平耐力の低い建物ほど損傷割合が大きくなる傾向にあることを確認した。

キーワード：被災RC建物、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震、耐震性能、損傷割合

## 1. はじめに

2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震といずれも震度6を超える地震が中国地方に相次いで発生し、1000Gal以上の地表面加速度も数多く観測された。2つの地震は兵庫県南部地震以後、地震被害軽減を目的として中国地方の各県で実施されている大規模地震被害想定調査の想定通りの地震であったが、人的、物的被害は想定被害よりはるかに小さかった。表-1に2つの地震の概要を示す<sup>1)</sup>。また同表中には兵庫県南部地震の概要も挿入した。2000年鳥取県西部地震では気象庁マグニチュードが兵庫県南部地震を上回り、2001年芸予地震ではモーメントマグニチュードが兵庫県南部地震とほぼ同じ値である。また各市町村で観測された最大加速度は神戸海洋気象台の記録を大きく上回っているにもかかわらず地震被害は桁違いに小さいことがわかる。

このたびの地震で被害を受けたRC造建物の耐震性能を調べ、その被害発生メカニズムを建物側から検証しておくことは重要であり、このことは今後予想される地震に対しての被害軽減に役立つと思われる。そこで本論文では、被害建物の損傷割合と耐震診断による構造耐震指標の関

表-1 地震概要

| 地震名            | 2000年<br>鳥取県<br>西部地震 | 2001年<br>芸予地震  | 兵庫県<br>南部地震       |
|----------------|----------------------|----------------|-------------------|
| 発生日月日          | 2000.10.6            | 2001.3.24      | 1995.1.17         |
| 発生時間           | 13:30                | 15:28          | 5:46              |
| 震源緯度           | 北緯 35.3              | 北緯 34.1        | 北緯 34.6           |
| 震源経度           | 東経 133.4             | 東経 132.7       | 東経 135.0          |
| 震源深さ           | 11km                 | 51km           | 17km              |
| 気象庁 M          | 7.3                  | 6.7            | 7.2               |
| モーメント M        | 6.4                  | 6.8            | 6.9               |
| 最大震度           | 6 強                  | 6 弱            | 7 (旧震度)           |
| 最大加速度<br>(Gal) | 1482<br>(日野町)        | 1121<br>(河内町)  | 881 (神戸<br>海洋気象台) |
|                | 922<br>(KiK-net)     | 832<br>(K-NET) |                   |
| 死者             | 0                    | 2              | 6310              |
| 全半壊家屋          | 921                  | 130            | 20万以上             |

係について兵庫県南部地震の場合と比較しながら検討した。また、被害建物から得られたコンクリート強度と損傷割合の関係についても調査した。さらに、調査建物の中から用途、形状など似ている文教建物を各地震2棟ずつ選び出し、静的解析を行い保有水平耐力と損傷割合の関係についても比較検討した。

\*1 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (正会員)  
 \*2 広島大学大学院助手 工学研究科社会環境システム専攻 博士(工学)(正会員)  
 \*3 広島大学大学院助教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博(正会員)  
 \*4 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博(正会員)

## 2. 建物概要および被害概要

表 - 2 に本論文で対象とした文教施設, 庁舎, 病院および集合住宅の計 15 棟に関する建物概要を示す。同表中には被害程度が軽微の建物 B や建物 C のデータも含まれている。階数は全て 2 階 ~ 4 階である。E, G, J は同一敷地内にある複数の建物である。推定震度は建物所在地に最も近い地域の気象庁発表震度である。建設年は 1 棟 (建物 B) を除き, 建築基準法施行令改定が行われた 1971 年以前である。損傷割合 D 値 (以下 D 値) は文献<sup>2)</sup>を用いた被災度判定の指標であり, 軽微 ( $D \leq 5$ ), 小破 ( $5 < D \leq 10$ ), 中破 ( $10 < D \leq 50$ ), 大破 ( $D > 50$ ), 倒壊 ( $= 50$ ) に区分される。また, 構造耐震指標  $I_s$  値 (以下  $I_s$  値),  $C_T \cdot S_D$  の値は次章で述べる耐震診断で求めたものであり,  $I_s$  値とは強度指標 C と靱性指標 F の積より求まる保有性能基本指標  $E_0$  に形状指標  $S_D$ , 経年指標 T を考慮したもので,  $C_T \cdot S_D$  とは強度指標 C に形状指標  $S_D$  を考慮したもので, 保有水平耐力に関わる指標である。表中の値は被害の大きい方向でかつ全階における最小値を示している。

今回の 2 つの地震における大破・倒壊建物は 2 棟, 中破は 7 棟となっている。これら中破以上の建物 9 棟のうち 7 棟が取り壊しとなった。倒壊した集合住宅 (建物 K) はピロティ部分の 1 階柱にせん断破壊, または曲げせん断破壊が生じ軸力保持能力を喪失して層崩壊に至ったと考えられる。この建物以外の建物の被害はいずれも柱のせん断破壊, せん断ひび割れが主であり, これまでの地震被害と大きな相違はない。

## 3. 分析結果の検討

### 3.1 耐震診断結果と被害との関係

耐震診断は, 文献<sup>3)</sup>に基づき二次診断まで行った。被害建物から採取した試験片によるコンクリート強度の多くは同診断の適用可能下限値  $13.5 \text{ N/mm}^2$  を下回っており, 本論文の診断にあたっては, 最初に設計時における耐震性能を比較検討するため, 設計図書にある設計基準強度を用いて診断を行った。また, 設計図書に記載がない場合は設計当時の一般的な値である  $18 \text{ N/mm}^2$  を使用した。鉄筋の降伏強度も同様に設計

表 - 2 建物概要

\*文献<sup>2)</sup>による判定

| 地震            | 建物番号 | 用途  | 震央距離 (km) | 推定震度 | 建設年  | 階数  | スパン  | 被害程度 | 最大 D 値 | $I_s$ 1 次 | $I_s$ 2 次 | $C_T S_D$       | 被害の概要および備考                      |
|---------------|------|-----|-----------|------|------|-----|------|------|--------|-----------|-----------|-----------------|---------------------------------|
| 2000 年鳥取県西部地震 | A    | 校舎  | 7         | 5 強  | 1967 | 3   | 2×15 | 中破*  | 32.9   | 0.55      | 0.57      | 0.26            | 1, 2 階柱のせん断破壊 (取り壊し)            |
|               | B    | 校舎  | 5         | 5 強  | 1972 | 3   | 2×12 | 軽微   | 2.5    | 0.71      | 0.7       | 0.7             | 1, 2 階柱の曲げひび割れ<br>KiK-net 観測点直近 |
|               | C    | 校舎  | 10        | 5 強  | 1969 | 3   | 1×11 | 軽微   | 2.5    | 0.53      | 0.63      | 0.62            | 1, 2 階柱の曲げひび割れ<br>建物 D の直近      |
|               | D    | 庁舎  | 10        | 5 強  | 1966 | 3   | 2×5  | 中破*  | 36.1   | 0.59      | 0.59      | 0.6             | 1, 2 階柱のせん断破壊 (取り壊し)            |
|               | E-1  | 病院  | 30        | 5 強  | 1967 | 4   | 3×10 | 小破   | 7.5    | 0.18      | 0.38      | 0.41            | 極短柱 (高窓) のせん断破壊 (補強済)           |
|               | E-2  |     |           |      | 1967 | 2   | 4×12 | 小破   | 7.5    | 0.25      | 0.46      | 0.43            | 極短柱 (高窓) のせん断破壊 (補強済)           |
|               | F    | 庁舎  | 5         | 6 弱  | 1959 | 2   | 5×7  | 中破*  | 22.1   | 1.15      | 1.5       | 1.5             | 1 階柱のせん断破壊 (取り壊し)               |
| 2001 年芸予地震    | G-1  | 校舎  | 26        | 4    | 1970 | 4   | 1×23 | 大破*  | 71.7   | 0.18      | 0.27      | 0.27            | 1, 2 階柱のせん断破壊 (取り壊し)            |
|               | G-2  |     |           |      | 1970 | 4   | 1×21 | 中破*  | 19.2   | 0.23      | 0.38      | 0.39            | 1, 2 階柱のせん断ひび割れ (取り壊し)          |
|               | H    | 庁舎  | 28        | 6 弱  | 1966 | 2   | 1×7  | 中破*  | 30.9   | 0.43      | 0.53      | 0.53            | 1 階柱 1 本がせん断破壊 (補強予定)           |
|               | I    | 図書館 | 38        | 5 強  | 1971 | 3   | 5×9  | 小破*  | 7      | /         | 0.41      | /               | 1, 2 階柱のせん断破壊 (補強予定)            |
|               | J-1  | 校舎  | 34        | 5 強  | 1967 | 3   | 3×9  | 中破*  | 27.4   | /         | 0.46      | /               | 1 階柱のせん断破壊 (取り壊し)               |
|               | J-2  |     |           |      | 1964 | 3   | 3×13 | 軽微*  | 3.9    | /         | 0.25      | 0.25            | 1 階柱のせん断破壊 (補強)                 |
|               | J-3  |     |           |      | 1964 | 3   | 6×9  | 中破*  | 17.1   | /         | 0.3       | 0.3             | 1 階柱のせん断破壊 (補強)                 |
| K             | 住宅   | 31  | 5 強       | 1970 | 3    | 1×4 | 倒壊*  | 50   | /      | 0.38      | /         | ピロティ階の落階 (取り壊し) |                                 |

図書にある数値を用い、記載が無い場合は丸鋼をSR235、異形鉄筋をSD295Aとして計算した。

図 - 1 に二次診断の  $I_s$  値と損傷割合  $D$  値の関係を示す。同図中に兵庫県南部地震を分析した文献<sup>4)</sup>の値も示す。 $I_s$  値が耐震判定基本指標  $E_s$  ( $=0.6$ ) の値を下回ると被害が出る危険性が高いとされている。このたびの被害建物では中破の1棟を除いてこの判定基本指標で評価できることがわかる。しかし兵庫県南部地震では  $0.6 < I_s$  でも大破の建物が数棟見られ、構造耐震指標  $I_s$  値という一つの指標だけでは耐震性能と被害の関係を正しく評価できていないことがわかる。

一般的な傾向としては  $I_s$  値が大きくなれば  $D$  値は小さくなる右下がりの形となる。しかし今回の調査建物では  $I_s$  値が低くても被害が小破・軽微の建物がいくつか見られた。このように  $I_s$  値が非常に小さい危険な建物でも被害が少なければ調査対象となっていない可能性がある。

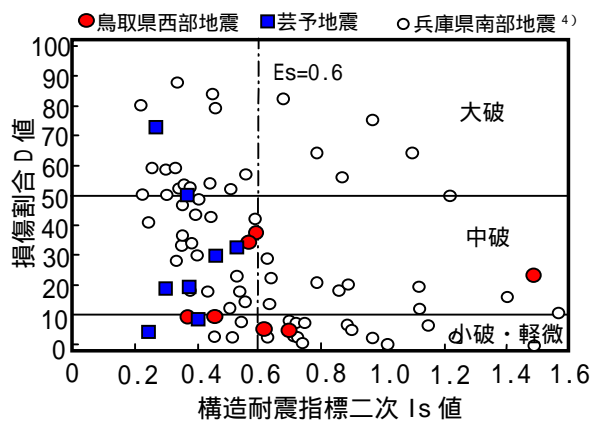


図 - 1 二次診断による  $I_s$  値と  $D$  値の関係

次に  $I_s$  値と  $C_T \cdot S_D$  の関係を図 - 2 に示す。この中で  $E_s = 0.6$  かつ  $C_T \cdot S_D = 0.3$  の限界値以下の建物は 大破 1 棟、中破 2 棟、小破 1 棟である。また、 $C_T \cdot S_D$  が 0.6 あたりまで中破が見られる。図中に文献<sup>4)</sup>の値も示す。この文献では  $I_s$  値が大きくても大破、倒壊の建物があり、その時の  $C_T \cdot S_D$  の最大値は 0.45 付近である。また、 $C_T \cdot S_D$  が 0.6 ~ 0.7 でほぼ中破の限界値になっており、今回2つの地震も同様の傾向が見られる。

以上より、今回発生した2つの地震における被

害建物の耐震診断結果と被害程度との関係は兵庫県南部地震のそれとほぼ同じで、 $C_T \cdot S_D$  が 0.7 以下で中破以上の被害が出る可能性が高いことがわかる。

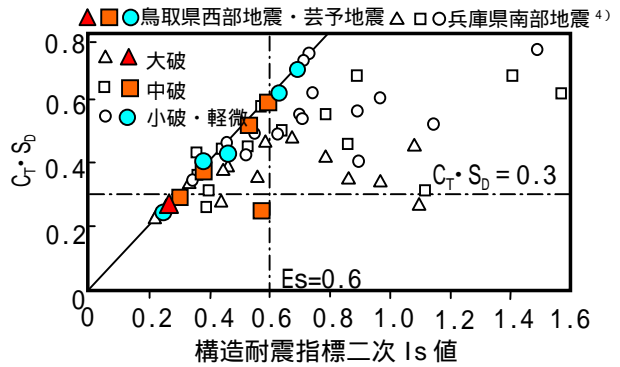


図 - 2 二次診断による  $I_s$  値と  $C_T \cdot S_D$  の関係

### 3.2 コンクリート強度と $D$ 値の関係

耐震診断が行われた建物のコンクリート強度は文献<sup>5)</sup>をみると  $9 \sim 50 \text{ N/mm}^2$  までの広い範囲に分布しており、 $10 \text{ N/mm}^2$  以下のコンクリートも少数ながら存在している。耐震診断では実際のコンクリート強度ではなく設計基準強度を用いる場合もあり、材料的な実状を反映した建物の診断になっているとは言い難い。また、これまで地震被害とコンクリート強度との関係を調べた例はあまりない。今回2つの地震では被災建物11棟のコンクリートコアを採取する機会を得たので、 $D$  値との関連について検討した。コンクリートコアは雑壁等から採取すると結果のばらつく場合が多いので、本論文では建物ごとにコンクリート強度の最大値、最小値および平均値について検討した。また、大破、倒壊建物からは耐力壁等の構造躯体から採取している。

コンクリート強度と損傷割合  $D$  値の関係を図 - 3 に示す。コンクリート強度の最小値はいずれも  $15 \text{ N/mm}^2$  を下回り、 $10 \text{ N/mm}^2$  以下の強度も多く見られる。最大値をみると  $16 \text{ N/mm}^2$  から  $40 \text{ N/mm}^2$  までと大きくばらついている。全体的な傾向をみるとコンクリート強度が大きくなるに従い、 $D$  値は低下する傾向にある。平均値の回帰直線を図中に示す。この直線からコンクリート強度の平均値が  $15 \text{ N/mm}^2$  を下回ると  $D$  値 30 以

上の損傷を受ける可能性が高いことがわかる。

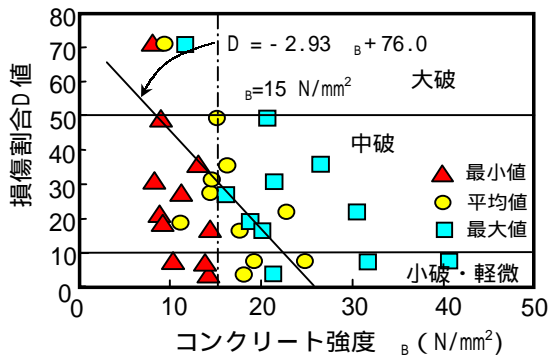


図 - 3 コンクリート強度とD値の関係

#### 4. 静的解析による検討

##### 4.1 対象建物の概要

静的解析を行った建物は、2000年鳥取県西部地震で被害を受けた建物Aと被害は少なかったがKiK-net観測点直近の建物B、2001年芸予地震で被害を受けた建物Gの2棟の計4つで、いずれも文教施設である。図-4に解析建物の1階平面図を示す。建物Aは桁行方向に15スパン、梁間方向に2スパンの3階建てである。今回の地震では1階の柱でせん断破壊が生じるなどの中破の被害を受けた。一方、建物Bは1971年の建築基準法施行令改定以降に建設されており、桁行方向は12スパンで柱間が他の建物と比べて50cm短く4mである。この建物は隣接するKiK-netにおいて最大加速度700Gal以上を記録したにもかかわらず被害の程度は軽微にとどまった。

建物G-1、G-2は震央から約26km北にあり、2棟共1970年の同時期に建設されている。2つの建物は東西に平行して建っており、南

側の建物(建物G-1)は普通教室棟、北側の建物(建物G-2)は特別教室棟である。建物G-1は桁行方向に22スパン、建物G-2は桁行方向に20スパンあり、梁間方向は共に1スパンの4階建てである。この2棟の違いは、建物G-2は廊下が片持ち床で梁間方向の柱間が9mであるのに対し、建物G-1は廊下がラーメン内にあり、梁間方向の柱間も建物G-2より長く10mである。2つの建物は類似しているが被害の程度に差が生じ、建物G-1では大破、建物G-2では中破の被害を受けた。

##### 4.2 静的解析結果と被害の関係

ここでは建物を3次元立体骨組モデルに置換し、外力にAi分布を用いた静的増分解析を行った。部材は両端に剛域を考慮し、回転バネを配置

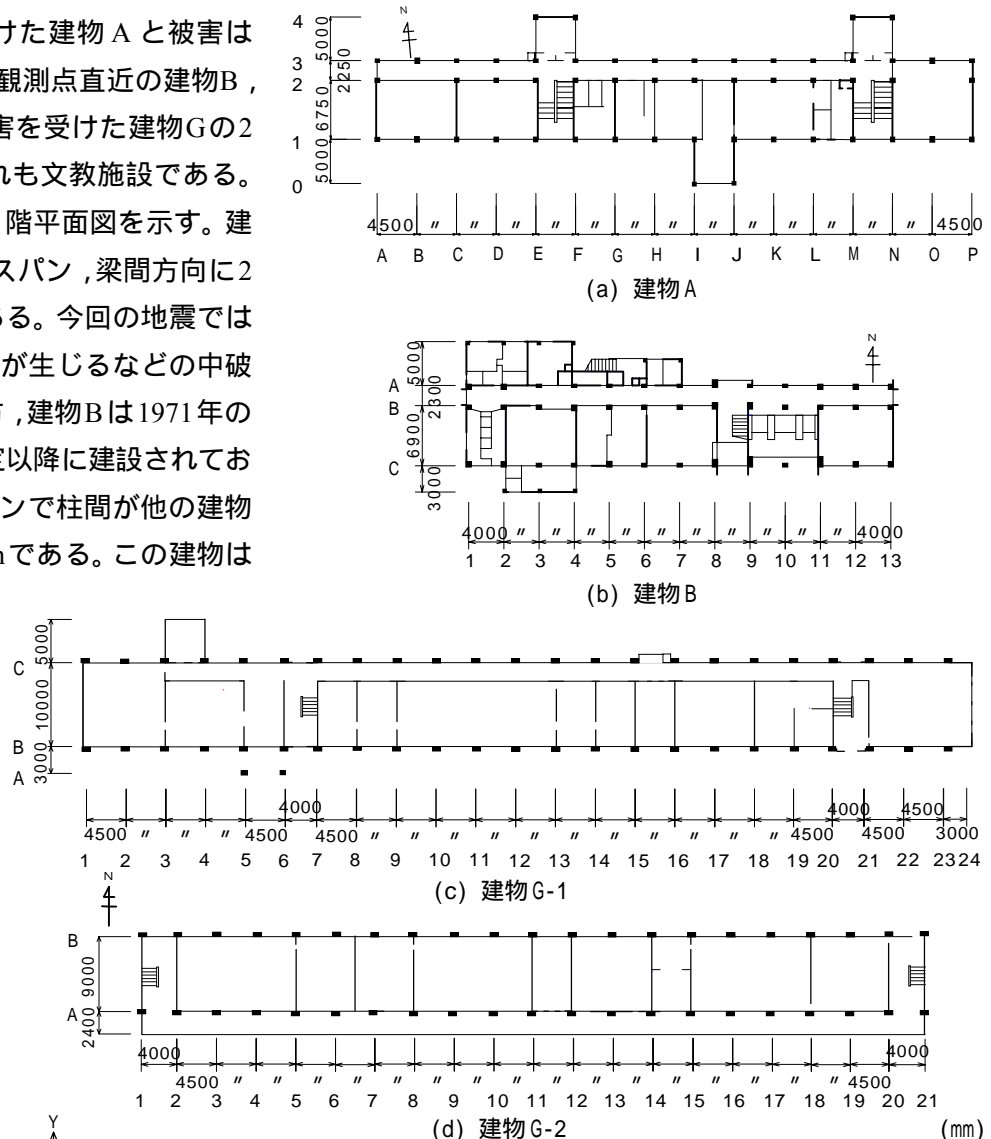


図 - 4 解析建物の1階平面図

した材端弾塑性バネモデルとしている。また、材中央にはせん断特性を表す弾性バネを配した。回転バネの曲げ復元力特性はトリリニアのスケルトンカーブにモデル化する。部材断面より初期剛性を決定し（第一剛性）、曲げ降伏時剛性低下率は菅野式より求める（第二剛性）。曲げ降伏後の剛性は初期剛性の1/1000とした（第三剛性）。なお、せん断バネは弾性としているが、せん断耐力式の下限式よりせん断耐力を与えることによって、せん断破壊発生の確認を行った。床は剛床とし、基礎部は固定とする。コンクリート強度、鉄筋の降伏強度は耐震診断での適用と同様とする。また、固有値解析（3次元立体）も同

時に行った。

固有値解析によって得られた各建物の固有周期を表 - 3 に示す。また図 - 5 に解析で得られた1,2次固有周期と設計用に用いられるRC造建物の1次固有周期 $T=0.02H$ （ $H$ ：建物高さ）との関係を示す。本解析ではX方向を長辺方向、Y方向を短辺方向としている。どの建物もX方向の1次固有周期は概ね0.2～0.3秒前後にあり、設計用固有周期と良好な対応を示している。X、Y方向とも2次固有周期は1次固有周期の約1/3となっている。また、Y方向の1次固有周期は設計用固有周期の約半分となっており、これはX方向と比べて比較的耐震壁が多いためと考えられる。

表 - 3 解析建物の固有周期

| 解析建物   | 方向 | 1次周期 (sec) | 2次周期 (sec) | 設計用1次周期 (sec) |
|--------|----|------------|------------|---------------|
| 建物 A   | X  | 0.256      | 0.082      | 0.226         |
|        | Y  | 0.116      | 0.037      |               |
| 建物 B   | X  | 0.204      | 0.077      | 0.228         |
|        | Y  | 0.101      | 0.037      |               |
| 建物 G-1 | X  | 0.299      | 0.105      | 0.298         |
|        | Y  | 0.147      | 0.050      |               |
| 建物 G-2 | X  | 0.309      | 0.107      | 0.298         |
|        | Y  | 0.144      | 0.044      |               |

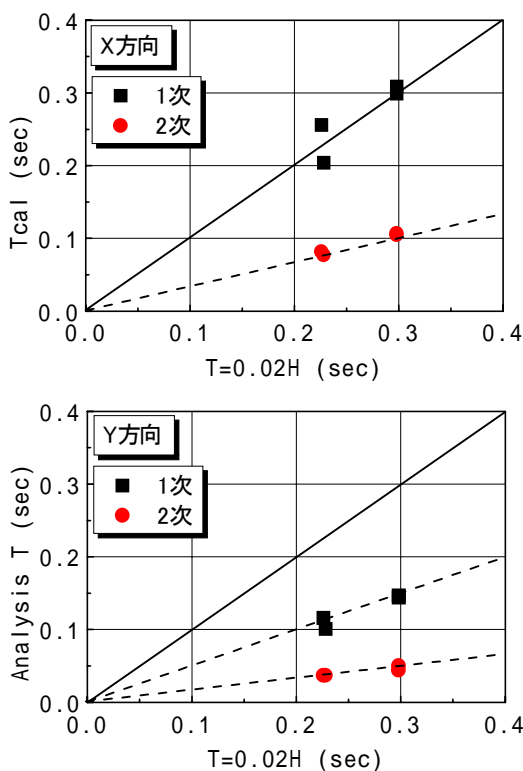


図 - 5 設計用1次固有周期と解析値の関係

図 - 6 に解析建物のベースシア係数 $C$ と層間変形 の関係を示す。ベースシア係数は静的増分解析によって得られた1階の保有水平耐力を建物総重量で除したものである。はせん断破壊発生点を示す。前述したように、解析上ではせん断破壊発生後の耐力低下を考慮していないため、それ以降の性状は実状と異なることを付記する。また、コンクリート強度は設計値を使

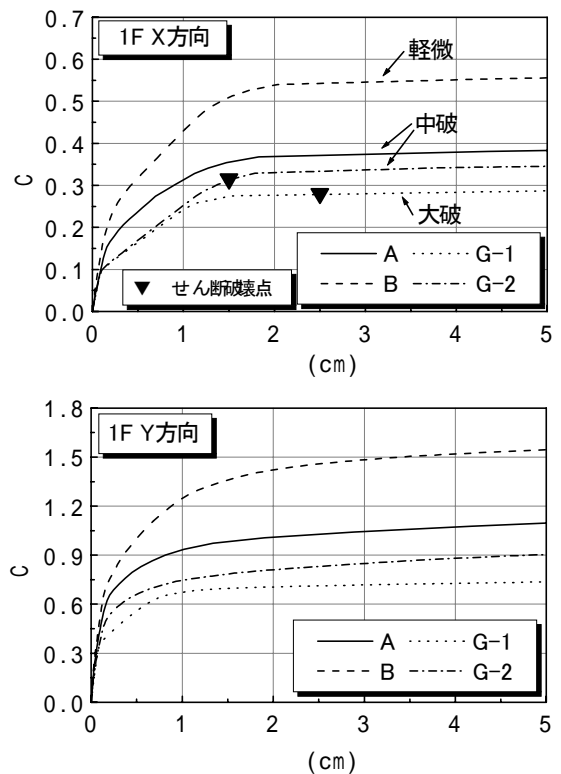


図 - 6 解析建物のベースシア係数 $C$ と層間変形 の関係

用しているので実測値の場合では耐力はさらに低下すると考えられる。各建物の X 方向のベースシア係数を比べてみると  $\mu$  が 2cm の時で建物 A は約 0.37, 建物 B は約 0.53, また建物 G-1 は約 0.28, 建物 G-2 では約 0.33 となっている。大破の建物 G-1 と軽微の建物 B を比べてみるとその値はおよそ半分であり, 地震動が同程度と仮定すると被害の違いを相対的に評価できる。また, 同敷地内にあり同時期に建設された建物 G-1 と G-2 では, 中破の建物 G-2 の方が若干耐力はあるものの, 損傷割合の大きな相違を評価することはできない。Y 方向についてはベースシア係数は最低でも 0.6 程度あり, 今回の地震では大きな被害は受けないことが予測できる。実際の被害も X 方向のみであり, 良好な対応が示された。

図 - 7 に層せん断力係数 ( $\mu = 2\text{cm}$ ) と損傷割合 D 値の関係を示す。4 棟の建物について各階ごとにプロットしており, 図中の数字は階数を示す。全体に右下がりの傾向で, 大破判定の階ほど層せん断力係数は低い値となり, 小破・軽微判定の階ほど層せん断力係数は高くなる。ここでは対象建物を 4 棟に絞っているためこのような傾向が一概に正しいとは言い切れないが, 地震動の大きさや建設場所が違う 4 棟であるにもかかわらずほぼ同様な傾向を示した。

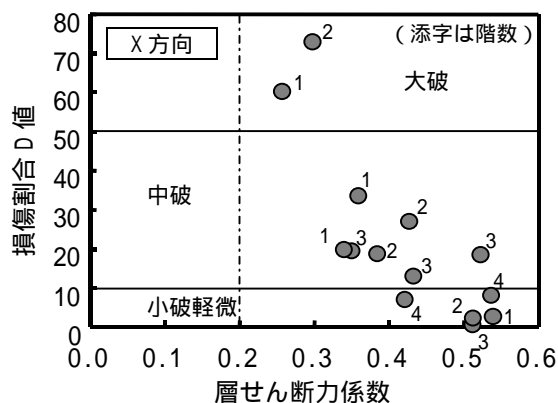


図 - 7 各階の層せん断力係数 C と D 値の関係

## 5. まとめ

2000年鳥取県西部地震および2001年芸予地震で被災したRC造建築物の耐震性について耐震診

断結果, コンクリート強度, 静的解析結果について検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 二次診断における構造耐震指標  $I_s$  値と損傷割合 D 値の関係は,  $I_s$  値が大きくなると D 値は小さくなるという全体的な傾向が, 兵庫県南部地震の結果とほぼ類似していた。
- 2)  $C_T \cdot S_D$  では被害が少ないとされる 0.3 以上でも中破判定の結果が見られる。その限界値は兵庫県南部地震と同様に 0.6 ~ 0.7 程度であった。
- 3) 被害建物のコンクリート強度と損傷割合 D 値の間には相関関係が見られ, コンクリート強度が下がるに従い D 値は増加する傾向にある。
- 4) 保有水平耐力の低い建物においては D 値が高くなる傾向がある。

## 謝辞

建物被害調査にあたっては建物所有者の皆様には多大の協力を得るとともに, データを提供して頂きました。またデータ処理にあたっては広島大学工学研究科大学院生, 近畿大学工学部生の協力を得ました。また, 計算結果の一部は広島工業大学佐藤立美教授, 高知工科大学中田慎介教授, 山口大学稲井栄一助教授に提供して頂きました。ここに併せて深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会: 2000年鳥取県西部地震・2001年芸予地震被害調査報告, 2001.10
- 2) 日本建築防災協会: 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編), 1991
- 3) 日本建築防災協会: 改訂版・既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説, 1990
- 4) 岡田恒男, 中埜良昭他, 1995年兵庫県南部地震により被災した文教施設の被害調査報告, その1~その19, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.857-876, 1995, pp.365-380, 1996
- 5) 坂巻健太, 広沢雅也, 清水泰, 周建東: 既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究,(その1)設計基準強度の変遷および圧縮強度の分布, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.801-802, 2001