

## 中越地震と中越沖地震の双方で被害を受けた RC 学校建築物の耐震性能 (その2 耐震診断結果と柱の崩壊形の検討)

著者 1, 小久保 拓哉\*<sup>1</sup> 著者 2, 長橋 鉄雄\*<sup>2</sup> 著者 3, 中村 友紀子\*<sup>3</sup> 著者 4, 加藤 大介\*<sup>4</sup>

抄録 本建物は中越地震及び中越沖地震の双方の地震により被災している。その被災度は中越地震で 1,2 階が小破, 中越沖地震では 1,2 階が中破であった。その 1 では建物の性能の紹介と両地震による建物の被害の報告を主とし, その元となるデータとして両地震の性質を示す。その 2 では実被害と耐震診断結果の相違から, 各パラメータを操作し柱の崩壊形の検討を行なう。

**Keywords** 中越地震, 中越沖地震, 被害報告, 耐震診断, 耐震性能

### 1. 被害の検討

#### 1.1 仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係

仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係を図-1 に示す。文献 1) では中越地震に長岡市の SM 小学校を対象に同様の調査を行っているので, 図-1 は文献 2) のデータに今回の S 小学校のデータを加筆した。外部からの調査(外観と表記)と内部からの調査(内観と表記)を区別して示したが, S 小学校は内部外部ともモルタル仕上げである。図をみると, 仕上げ表面ひび割れ幅が 5mm 程度以内では, 内観外観いずれも, モルタル仕上げ表面よりもはつり後のひび割れ幅が約半分程度に小さくなるという傾向がみられる。5mm 以上になると, 両者はほぼ同じ値となる。この傾向からモルタル仕上げ表面のひび割れ幅により判定する柱の損傷度は, はつり後のひび割れ幅を観察していないためにより大きな損傷度と判定される可能性が高い。図-2 に小学校 1 階損傷柱 25 本分の内観表面と外観表面ひび割れ幅の関係を示す。図-2 をみると, 内観表面と外観表面のひび割れ幅はほぼ同程度であった。

#### 1.2 直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度比較

直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度と本数の関係, 柱損傷度と比率の関係をそれぞれ図-3 に示す。比率は壁あり, 壁なしの場合のそれぞれの柱全本数に対する各損傷度の柱本数で表している。図-3 の柱損傷度と本数

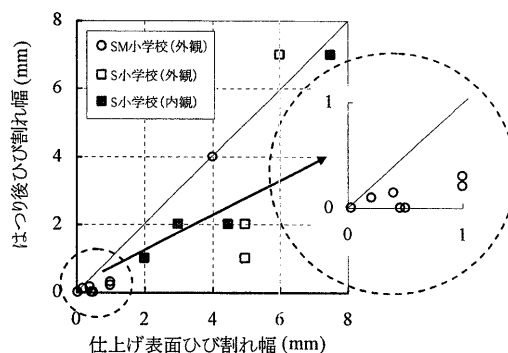


図-1 仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係  
(SM 小学校 1 階損傷柱 8 本, S 小学校 1 階損傷柱 4 本)

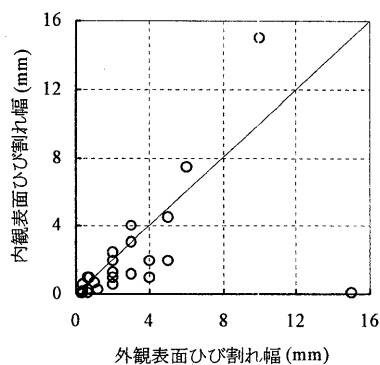


図-2 外観表面(モルタル仕上げ)と内観表面  
(モルタル仕上げ)幅の関係  
(S 小学校 1 階損傷柱 25 本)

\*1 新潟大学大学院自然科学研究科 修士課程 (正会員)

\*2 新潟大学大学院自然科学研究科 修士課程 (正会員)

\*3 新潟大学工学部建設学科 講師 博士(工学) (正会員)

\*4 新潟大学工学部建設学科 教授 工博 (正会員)

の関係をみると、壁なしの場合は損傷度Ⅰの柱が49本、損傷度Ⅱが31本、損傷度Ⅲが11本、損傷度Ⅳが5本あり、損傷度ⅠとⅡの柱が大部分を占めていることがわかる。一方、壁ありの場合は損傷度Ⅰの柱が20本、損傷度Ⅱが5本、損傷度Ⅲが4本あり、損傷度Ⅰの柱が大部分を占めているが、損傷度ⅡとⅢの柱が同程度あることがわかる。**図-3**の柱損傷度と比率の関係性をみると、損傷の少ない損傷度0、Ⅰでは壁付き柱が多く、損傷の多い損傷度Ⅱ以上では壁の無い柱が多い傾向が見て取れる。以上のことから、直交壁を有する柱は壁のない場合と比較すると損傷が少ないことがわかった。

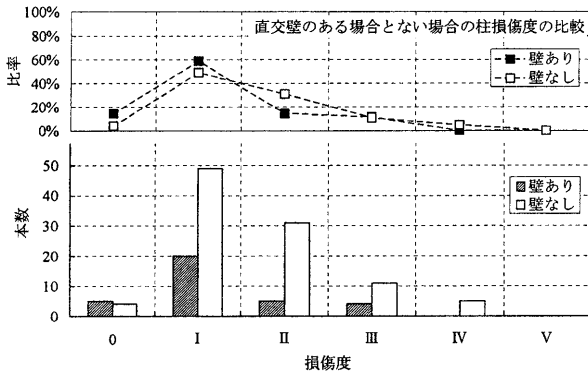


図-3 直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度比較

## 2. 耐震診断結果

中越地震被災前の耐震診断結果をX(桁行き)方向とY(梁間)方向別に**表-1(a)(b)**に示す。耐震診断は、2001年改訂版耐震診断基準<sup>2)</sup>により第2次診断を行っているが、この表の $I_s$ 値は地域係数 $Z=0.9$ で除した値となっていることに注意を要する。耐震診断の結果を学校建物の構造耐震指標 $I_{50}=0.7$ を用いて必要な耐震性能を有していたかを判断すると、**表-1(a)**のX方向診断では1, 2階の $I_s$ 値が $I_{50}$ 値を下回っており、被災前の建物の耐震性能が十分でなかったと判断することができる。**表-1(b)**のY方向診断では全階で $I_s$ 値が $I_{50}$ 値を上回っており、十分な耐震性能を有していたと判定できる。

また、**図-4**に耐震診断による中越地震被災前の1階柱のF値および破壊形式を示す。ほとんどの柱は曲げ破壊柱となったが、実被害では数多くのせん断破壊柱が確認された。

表-1 中越地震被災前の診断値

### (a) X方向正加力

診断階	2次		構造耐震判定指標 破壊形式	$I_{50}=0.7, C_{TU} \times S_D \geq 0.3, E_o = E_o \times T/G, I_s = E_o / (I/S_D \times Z \times R_t)$								判定
	C	F		$E_o$	T/G	$E_o$	$1/S_D$	$Z \times R_t$	$I_s$	$C_{TU} \times S_D$		
3	0.80	1.75	CB	1.05	1.0	1.05	1/0.975	0.9	1.14	0.65	OK	
2	0.46	1.27	CB	0.51	1.0	0.51	1/0.975	0.9	0.55	0.43	NG	
1	0.47	1.00	CB,CS,WS	0.47	1.0	0.47	1/0.975	0.9	0.51	0.51	NG	

### (b) Y方向正加力

診断階	2次		構造耐震判定指標 破壊形式	$I_{50}=0.7, C_{TU} \times S_D \geq 0.3, E_o = E_o \times T/G, I_s = E_o / (I/S_D \times Z \times R_t)$								判定
	C	F		$E_o$	T/G	$E_o$	$1/S_D$	$Z \times R_t$	$I_s$	$C_{TU} \times S_D$		
3	1.74	1.00	CB,WS	1.26	1.0	1.26	1/0.975	0.9	1.37	1.37	OK	
2	0.81	1.00	CB,WS	0.69	1.0	0.69	1/0.975	0.9	0.75	0.75	OK	
1	0.69	1.00	CB,CS,WS,WCB,WCS	0.69	1.0	0.69	1/0.975	0.9	0.75	0.75	OK	

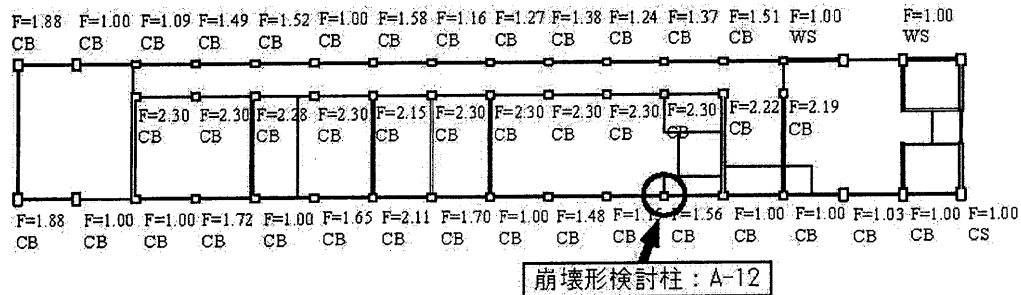


図-4 中越地震被災前の1階柱F値および破壊形式(X方向正加力)

### 3. 柱の崩壊形の検討

#### 3.1 実被害と耐震診断結果の相違

2で述べた通り、耐震診断ではほとんどの柱が曲げ破壊柱と診断されたが、実被害では数多くの柱がせん断破壊を起こした。その理由として診断に採用したパラメータを過剰評価した可能性も考えられる。そこで、コンクリート強度、帯筋断面積、軸力の3つのパラメータに着目し、パラメトリックに変化させることで柱の崩壊形について検討する。なお、基本的には1つのパラメータのみを変化させ、その他の値は診断採用値で固定することとする。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸にF値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す(図-5~8)。

検討した柱は全階を通して耐震壁が付属していないこと、損傷度Ⅲのせん断破壊柱であったことから1階のA-12柱を採用した。

#### 3.2 各パラメータの操作による柱の崩壊形の検討

##### (1) コンクリート強度を変化させた場合(図-5(a)(b))

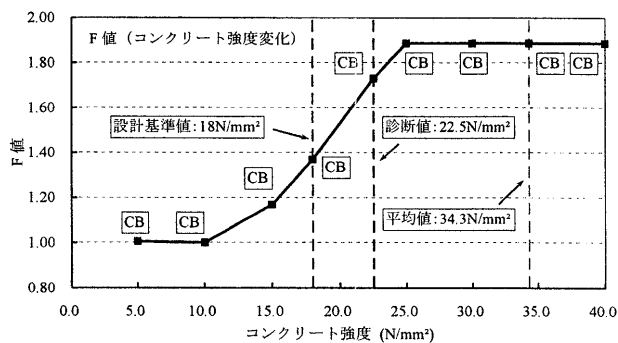
コンクリート強度は診断採用値である22.5N/mm<sup>2</sup>を基準とし、5から40N/mm<sup>2</sup>まで変化させた。コンクリート強度を5N/mm<sup>2</sup>まで低下させた場合はF値が1.0となったが、柱の崩壊形は曲げ破壊となった。このため、コンクリート強度の低下はせん断破壊を起こす要因として考えにくいことがわかる。

##### (2) 帯筋断面積を変化させた場合(図-6(a)(b))

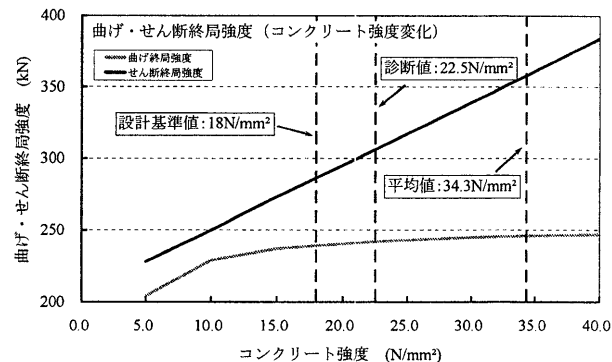
帯筋断面積は診断採用値であるφ9@400を基準とし、φ4の範囲まで低下させた。帯筋断面積の場合はφ4まで低下させた場合でも曲げ破壊となることから、(1)のコンクリート強度と同様せん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

##### (3) 軸力を変化させた場合(図-7(a)(b), 図-8(a)(b))

軸力は地震時軸力を基準とし、定軸力、直交梁による最大軸力、上下動も考慮した最大軸力まで増加させた。ここで、直交梁は直交方向のメカニズム時の付加軸力とした。また、上下動による軸力はその柱が支える上部の建物重量に地震動のうちの上下動の最大値が作用したときの軸力を付加軸力とした場合(case.1: 図-7(a)(b))と詳細な地震応答解析により求めた最大軸力を付加軸力とした場合(case.2: 図-8(a)(b))で検討する。さらに、他パラメータとの相互作用を考えるため、帯筋断面積をφ9、φ7、φ5とした場合について検討する。

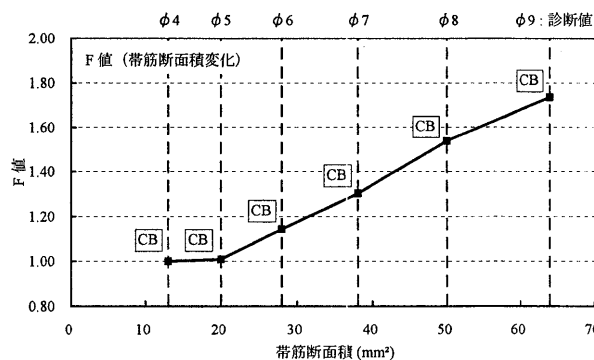


(a) F値との関係

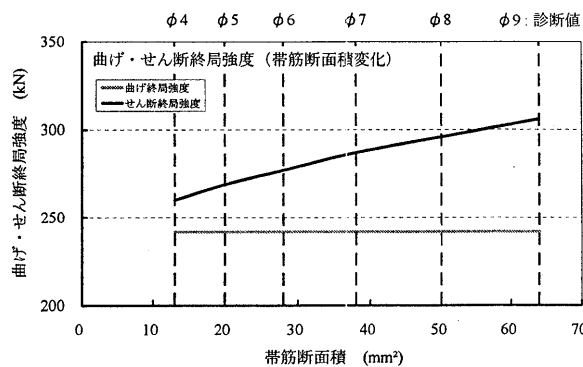


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図-5 コンクリート強度を変化させた場合

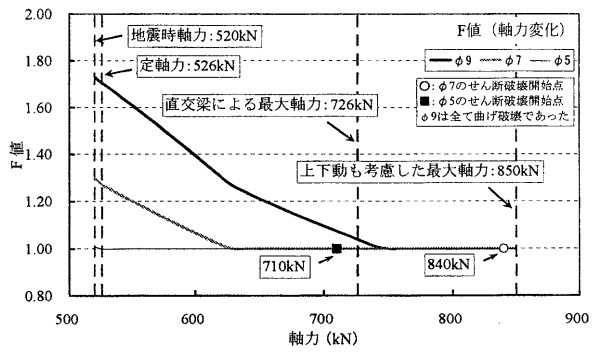


(a) F値との関係

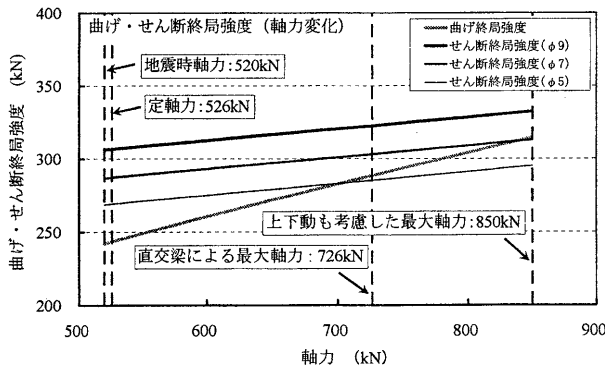


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図-6 帯筋断面積を変化させた場合

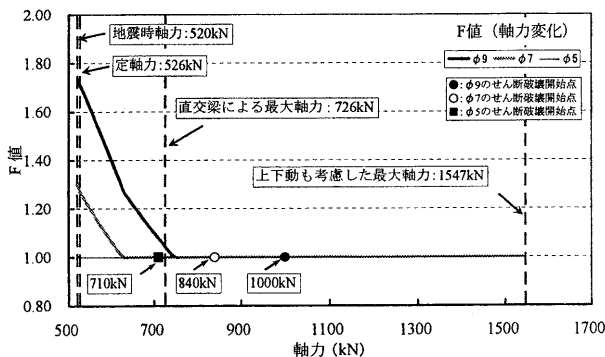


(a) F 値との関係

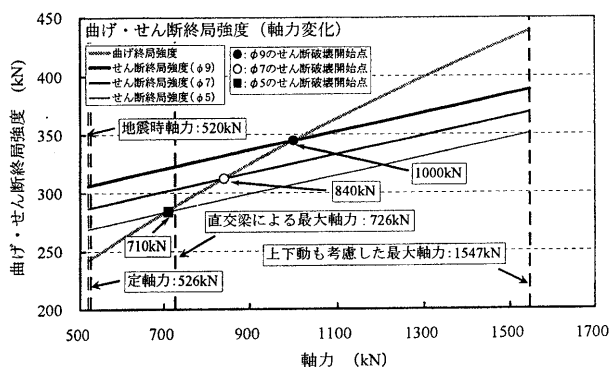


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図-7 軸力を変化させた場合 (case.1)



(a) F 値との関係



(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図-8 軸力を変化させた場合 (case.2)

case.1 の図-7(a)(b)をみると、φ9 の場合は上下動も考慮した最大軸力で F 値が 1.0 と低下するものの曲げ破壊という結果となった。case.2 の図-8(a)(b)をみると、φ9 の場合は上下動も考慮した最大軸力 1547kN の手前の 1000kN でせん断破壊が開始する結果が得られた。一方、φ7 の場合は上下動も考慮した最大軸力 850kN の手前の 840kN でせん断破壊が開始する結果が得られた。φ5 の場合は直交梁による最大軸力 726kN の手前の 710kN でせん断破壊開始点となることがわかった。

### 3.3 考察

3.2 の結果より、コンクリート強度および帯筋断面積を変化させた場合は全ての範囲で曲げ破壊となりせん断破壊に至らなかった。一方、軸力を変化させた場合の case.1 では診断採用値である φ9 以下の帯筋断面積では最大軸力到達以前にせん断破壊が開始することがわかった。case.2 では診断採用値である φ9 でも最大軸力到達以前にせん断破壊が開始する結果となった。このことから、せん断柱となる第一の要因は軸力ではないかと考えられる。ただし、実際の配筋、鉄筋強度あるいは局所的なコンクリート強度などの影響も今後検討する必要がある。

### 4. まとめ

- (1) 中越地震と中越沖地震の双方で被災した建物 S は、中越地震で 1, 2 階が小破, 中越沖地震では 1, 2 階が中破であった。このことは地震波の特性から大まかに説明できるが、被害の大きさを十分説明し切れていない。繰り返し被災した建物の挙動を評価することは重要であり、今後の解明が必要である。
- (2) 建物 S の耐震診断結果では、ほとんどの柱が曲げ破壊柱と診断されたが、実被害では数多くの柱がせん断破壊を生じた。その理由として、コンクリート強度、帯筋断面積、軸力の 3 つのパラメータを変化させて検討したところ、せん断柱となる第一の要因は軸力ではないかと考えられる。ただし、実配筋、鉄筋強度あるいは局所的なコンクリート強度などの影響も今後検討する必要がある。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震災害調査報告, pp.117, 2004
- 2) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 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