

# 新潟県中越地震で被災した RC 造建物の耐震性能残存率の評価 (その1：解析概要)

新潟県中越地震  
耐震性能残存率

RC 造建物  
損傷度

地震応答解析

正会員  
同  
同

○菊池 大\*  
本多 良政\*\*  
加藤 大介\*\*\*

## 1.はじめに

筆者らは文献 1 で新潟県中越地震において被災した建物の被害と耐震性能の関係を耐震診断基準により検討してきた。その結果、耐震性能の不足により被害を受けたことがわかった。しかし、耐震診断基準は安全側に評価しており、十分に耐震性能と被害の関係を把握できていない。耐震性能と被害の関係をより詳しく把握する為には、応答解析等の解析が必要と思われる。

一方、RC 造建物の耐震性能を評価する他の手法として、日本建築学会より「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」<sup>2)</sup>が提案されている。しかし、本指針は妥当性について十分な検証がされていない為、妥当性を検討していく必要がある。

そこで、本論文では、耐震性能と実被害の関係を把握する為、応答解析で地震時の挙動と被害との関係を検討する。また、文献 2 により被害を受けた建物の耐震性能の評価し、実被害との対応を検討することで、文献 2 の妥当性を検証した。その 1 では、新潟県中越地震で被災した建物の応答解析の概要について報告する。

## 2.応答解析概要

### 2.1 解析方法

対象とした建物は新潟県中越地震で被災した十日町市の TS 高校の AC 棟及び SC 棟とした。対象建物の桁行方向の架構をせん断型の多質点モデルに置換し、建物近傍の K-NET で計測された地震動を用いて地震応答解析を行う。

### 2.2 対象建物の概要

図-1(a)に AC 棟の 1 階平面図を示す。AC 棟は、旧耐震設計法で設計されている RC 造 3 階建てで、片廊下型の校

舎である。基礎は独立基礎となっている。廊下側構面は壁柱と壁梁により形成されている。一部、耐震補強がされており、新設鉄骨ブレース、増設耐震壁及び増設袖壁が被災前に施工されていた。被災により震災建築物の被災度区分判定基準<sup>3)</sup>による損傷度Ⅳの鉛直部材が壁柱に 1 階に 2 本、2 階に 2 本、計 4 本観察された。これによる建物の耐震性能残存率は 86%と算定され、被災度は小破となっている。<sup>1)</sup>

図-1(b)に SC 棟の 1 階平面図を示す。SC 棟は、旧耐震設計法で設計されている RC 造 3 階建てで、片廊下型の校舎である。基礎は杭基礎となっている。廊下側構面は壁柱と壁梁による形成されている。被災により損傷度Ⅳの壁柱が 1 階に 1 本観察された。耐震性能残存率は 92%と算定され、被災度区分は小破となっている。

### 2.3 建物のモデル化

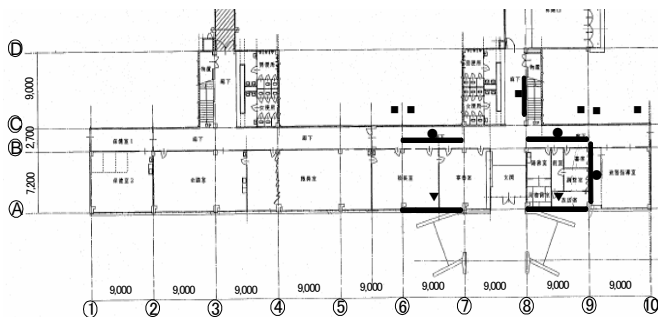
各建物の各層の重量を表-1 に示す。この重量は地震発生時に積雪がなかったことや地震発生時が週末だったために建物の積載荷重が設計時より小さかったことを考慮し、地震時の積雪荷重を無視し、積載荷重を 0.5kN/m<sup>2</sup>(建築基準法の教室の地震時の積載荷重は 1.2kN/m<sup>2</sup>)と軽減している。

各階の復元力特性は、短柱、せん断柱や耐震壁等の部材を同じような挙動を示す部材群に分け、各々の部材群に復元力特性を設定し、それらの足し合せとしている。

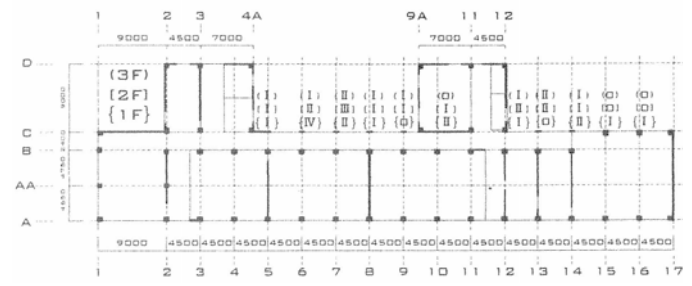
AC 棟では短柱、せん断柱、曲げ柱、せん断壁及び鉄骨ブレースの 5 つの部材群に分けた。SC 棟では短柱、せん断柱、曲げ柱および壁部材の 4 つの部材

表-1 建物の重量 (kN/m<sup>2</sup>)

|    | AC棟  | SC棟  |
|----|------|------|
| 3F | 9.6  | 13.4 |
| 2F | 9.1  | 13.1 |
| 1F | 11.4 | 12.4 |



(a) AC 棟



(b) SC 棟

図-1 対象建物の平面図

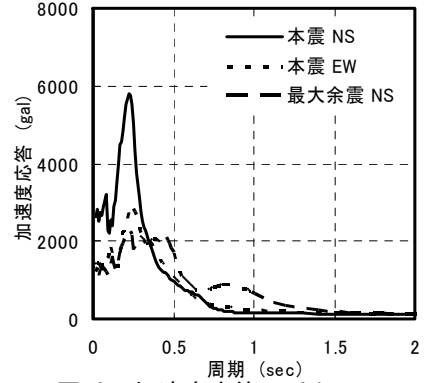
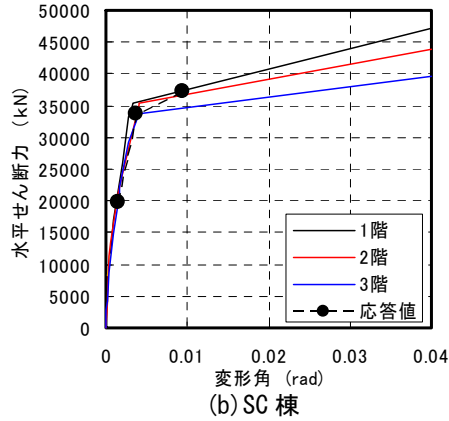
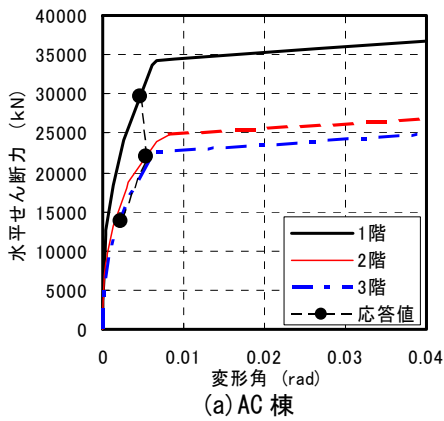


図-3 加速度応答スペクトル (h=0.05)

図-2 水平せん断力-変形角関係

群に分けている。各々の部材群の復元力特性は武田モデルとしている。第2折れ点の強度は耐診断基準により算定した部材の終局せん断強度の和とし、第1折れ点の強度は第2折れ点の強度の1/3としている。第2折れ点の変位は第2折れ点の強度、初期剛性および剛性低下率 $\alpha y^d$ を用いて算出している。柱の初期剛性は柱の曲げ剛性、せん断剛性の和としている。柱の曲げ剛性においては梁の変形による剛性の低下を考慮した。壁の初期剛性は水平力による曲げ変形、せん断変形及び基礎の回転を考慮して算出した。降伏後の剛性は短柱、せん断柱及びせん断壁は初期剛性の1/1000、曲げ柱及び鉄骨ブレースは初期剛性の1/100とした。減衰は初期剛性比例型としている。図-2は各層の水平せん断力-変形角関係を示したものである。各建物の1次固有周期は、AC棟は0.11秒、SC棟は0.16秒であった。

#### 2.4 入力地震動

図-3は対象建物から南に500m離れた地点に設置されていたK-NET強震観測点で計測された地震動の5%減衰の加速度応答スペクトルである。図中には、本震のNS方向、EW方向および最大余震のNS方向を示している。本震におけるNS方向の最大加速度は1755galで、EW方向は849galを計測した。軸がNS方向に近いため、本震NS方向を入力地震動とした。

#### 3.解析結果

図-4に各建物の最大応答変位を図-5に最大層間変形角を示す。AC棟の最大層間変形角は2階で1/184radとなっており、SC棟は1階で1/107radとなった。また、図-2の水平せん断力-変形角関係には、最大応答値を●で示している。AC棟では、2階で1/200radを超えているが、最大応答値においても、地震時の各層の層せん断力が降伏強度に達していないことがわかる。したがって、地震時の建物の応答が小さく、建物に大きな被害が生じなかつ

たとえられる。SC棟においては、層間変形角が1階1/200radを超えており、地震時の1階の層せん断力が建物の降伏強度を超えていた。1階の被害が大きかったことに対応している。実被害に比べると、大きな応答であると思われる。

#### 4.まとめ

新潟県中越地震で被災したRC造建物の地震応答解析を行い、AC棟においては最大層間変形角が1/200radより大きくなったが、層せん断力は建物の降伏強度に達していなかった。SC棟においては1階の最大層間変形角が1/107radとなっており、1階の被害が大きかったことに対応していた。

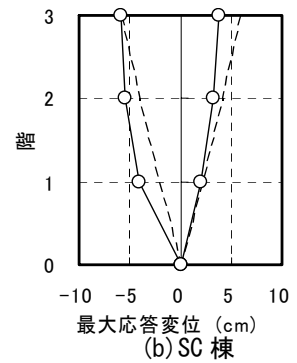
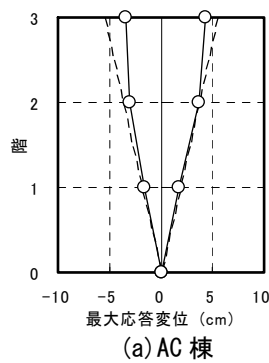


図-4 最大応答変位

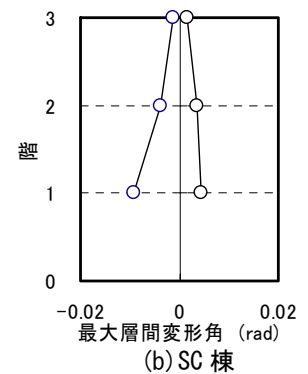
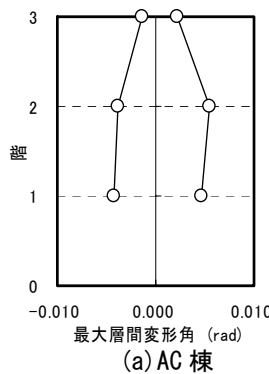


図-5 最大層間変形角

\* 名古屋大学大学院環境学研究所 大学院生  
 \*\* 新潟大学大学院自然科学研究科 大学院生 修(工)  
 \*\*\* 新潟大学工学部建設学科 教授 工博

\* Graduate student, Graduate school of Nagoya University  
 \*\* Graduate student, Graduate school of Niigata University, M. Eng.  
 \*\*\* Professor, Niigata University, Dr. Eng.