

2004年新潟県中越地震で被災した十日町市のRC造建物の被害

DAMAGE OF R/C BUILDING IN TOKAMACHI CITY DURING THE 2004 MID NIIGATA PREFECTURE EARTHQUAKE

李 柱振*, 本多良政*, 加藤大介**, 中村 友紀子***
 Zhuzhen LI, Ryosei HONDA, Daisuke KATO and Yukiko NAKAMURA

This study reports on the summary of damage of a four-story reinforced concrete building during the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake and the results of evaluated seismic performance calculated according to currently used standard in Japan. This building is located at the center of Tokamachi city (seismic intensity 6+) and was built in 1972. Some columns located in a half of the building failed in shear severely and the remaining seismic performance was found to be 62% of the original structure. This is supposed to be caused by rotational vibration generated by eccentrically located reinforced concrete and block walls.

Keywords : Mid Niigata prefecture earthquake, Tokamachi city, Reinforced concrete, Shearfailure, Torsion, Seismic performance index

耐震診断, 新潟県中越地震, 鉄筋コンクリート, せん断破壊, ねじれ, 偏心率

1. はじめに

2004年10月23日の新潟県中越地震において,十日町市は震度6強を受けた(ただし本震では震度6弱).この地震における十日町市のK-NETの強震計による加速度は,NS方向で1716galと極めて大きかったが,これは短周期領域に卓越しており,周辺の建物被害は大きくなかった.しかしながら,十日町市の中心部のRC造建物(以下,建物S)は建物の1/3程度の部分の柱の軸縮みを伴うせん断破壊が生じる大きな損傷を受けた.本報告では建物Sの被害の概要および耐震診断結果を報告する.なお,建物Sは既に取り壊されてい

る。

2. 建物の概要

表1に建物Sの概要を,写真1に建物全景を示す.建物Sは4階建て(ペントハウス1階),8×3スパンの一部耐震壁をもつラーム



写真1 建物の全景(西北方向)

柱断面 ↑Y →X			
	1F	3F	4F
主筋	24- 22	28- 22	14- 22
帯筋	9@300	9@300	9@300
b × D(mm)	550 × 700	550 × 700	500 × 650
梁断面			
	1F	3F	4F
主筋	17- 22	14- 22	11- 22
あばら筋	9@300	9@300	9@300
b × D(mm)	450 × 700	400 × 600	350 × 600

図1 部材断面配筋図

* 新潟大学自然科学研究科 大学院生・工修

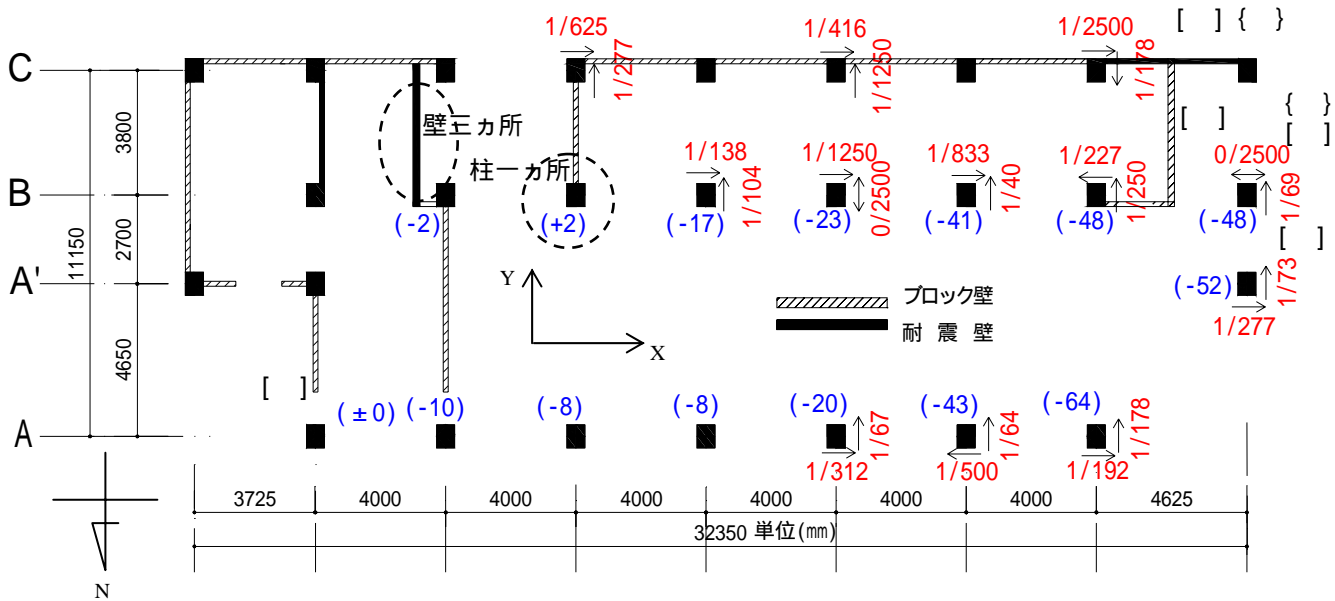
** 新潟大学工学部建築学科 教授・工博

*** 新潟大学工学部建築学科 講師・工博

Graduate Student, Graduate School of Science and Technology, Niigata University, M.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.

Lecturer, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.



{ }は3階、[]は2階、は1階の被害損傷度を示し、(±数値 単位 mm)はレベルを用いて測定した2階床の沈下量(-が沈み)を示している。その上、下げ振りで測定した柱の両方向の傾斜も示している。矢印は柱頭が柱脚に対する傾斜方向を示す。

図2 1階平面図と部材の損傷

ン構造であり、基礎は杭基礎である。図1には代表的な部材の断面図を、図2には1階の平面図を、図3には一部の軸組図をそれぞれ示す。軸組図には耐力壁とブロック壁を区別して示している。

建物Sは昭和41年(1966)4月に設計され、1972年に建てられたため、柱の帯筋も、梁のあばら筋もその配置間隔は300mmである。柱、梁の主筋は22と25の二種類、せん断補強筋は9である。柱は梁間方向に扁平な長方形断面であった。1階の耐震壁は階段室周りの梁間方向に2枚、桁行きはCラメンの端部に1枚のみであり、ねじれた要因になっている。さらに、図3の軸組図をみてもわかるように、C通りを中心に多くのブロック壁(厚さ100mm)が設置されているため、さらにねじれた要因となっている。

被災後に1階の4箇所でもコンクリートコアを抜き取り、圧縮強度の調査を行った。抜き取り箇所は図2の点線で囲まれている壁で3箇所、柱で一箇所である。その結果を表2に示す。圧縮強度の平均値は20N/mm²であり、当時の平均的な設計基準強度である18から20N/mm²と同程度であった。

3. 被害概要

図2の平面図には、文献(1)により評価した各部材の損傷度(判定が0だったのは示していない、判定不可能のものも幾つかあったが周りの条件から0と判定した)と下げ振りにより測定した柱の傾斜角、さらに、2階の床をレベルで測定した1階柱の軸変形を示している。なお、下げ振りの測定長さは破壊領域を含む2500mmとした。

1階の柱の傾斜角を見ると、東西方向(桁行き)では、ほとんどが西に傾いており、最大傾斜角は柱5Bの1/138radであった。南北方向(梁間)では、柱8C以外、南に傾き、柱6A、7A、7B、9A、9Bでは1/100rad以上が観測され、最大1/40radであった。

その傾斜角の分布から分かるように、1階の西方向の妻面の通

表1 建物概要

竣工年	1972年
階数	4階(PHI階)
構造	鉄筋コンクリート造
スパン	8×3スパン
基礎	杭基礎(コンクリートパイル)

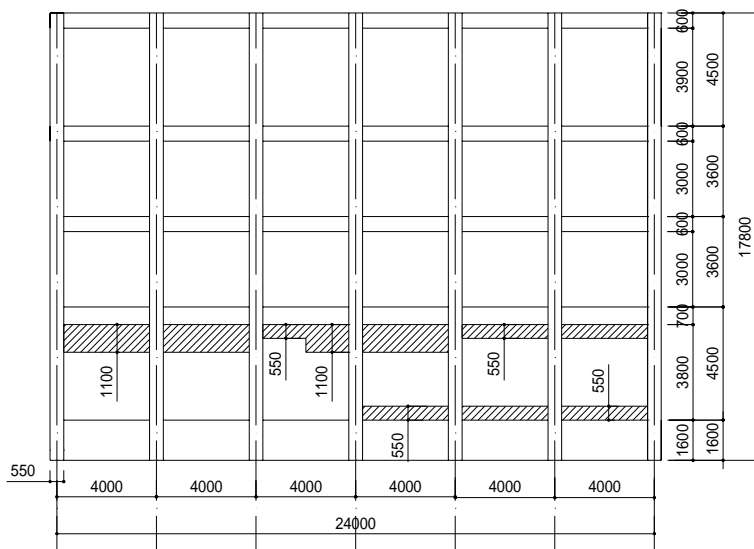
表2 コアコンクリート強度

採取場所	高さ(mm)	直径(mm)	最大荷重(kN)	強度(N/mm ²)	平均強度(N/mm ²)
壁	171.5	94.4	139	19.6	20.0
壁	167.3	94.2	131	18.5	
壁	164.6	94.3	127	17.8	
柱	195.6	94.4	168	24.0	

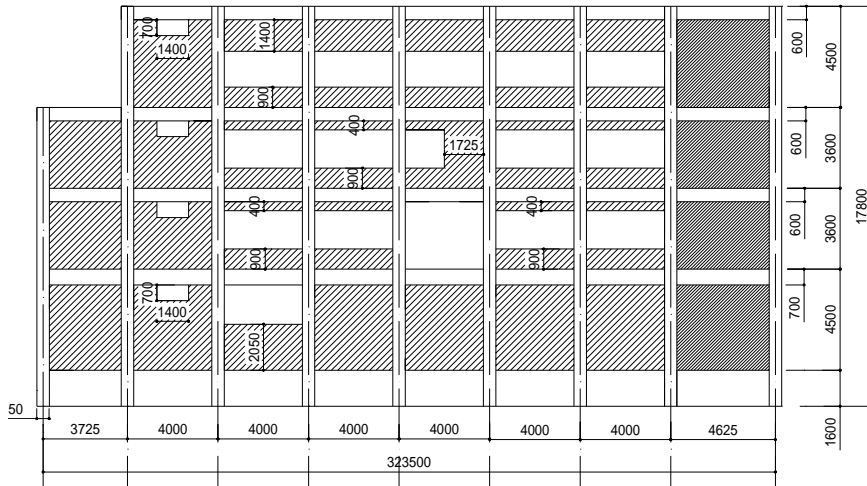
り、およびその隣接ラメンの柱の梁間方向の変形角が大きく、損傷度もとなっている。写真2に通りBラメンの独立柱の被害状況を示すが、激しいせん断破壊を起こしており、その破壊により軸方向に変形を起こしていた。レベルで2階床で観測した軸変形(図2参照)は、北西隅角部が最大で、64mm沈んでいた。写真を見ると柱9Bは両方向にせん断破壊を起こしており、その破壊により帯筋のフックが外れていた。フックは90度折り曲げフックであった。その詳細写真を見ると、最大のせん断ひび割れは7cmほどであった。

一方、東側の階段室がある構面の損傷はほとんどなく、建物が大きくねじれたことがわかる。文献(1)による耐震性能残存率Rは、1階がR=62の中破であったが、これは大きく損傷した部分が建物の約1/3であり、それ以外の部材はほぼ無損傷だったことによる。部分的な大破と考えられる。2階以上の損傷は少なく、Rは2~4階がR=99、97、99の軽微であった。

なお、ブロック壁の損傷は見られなかった。



A 通り



C 通り

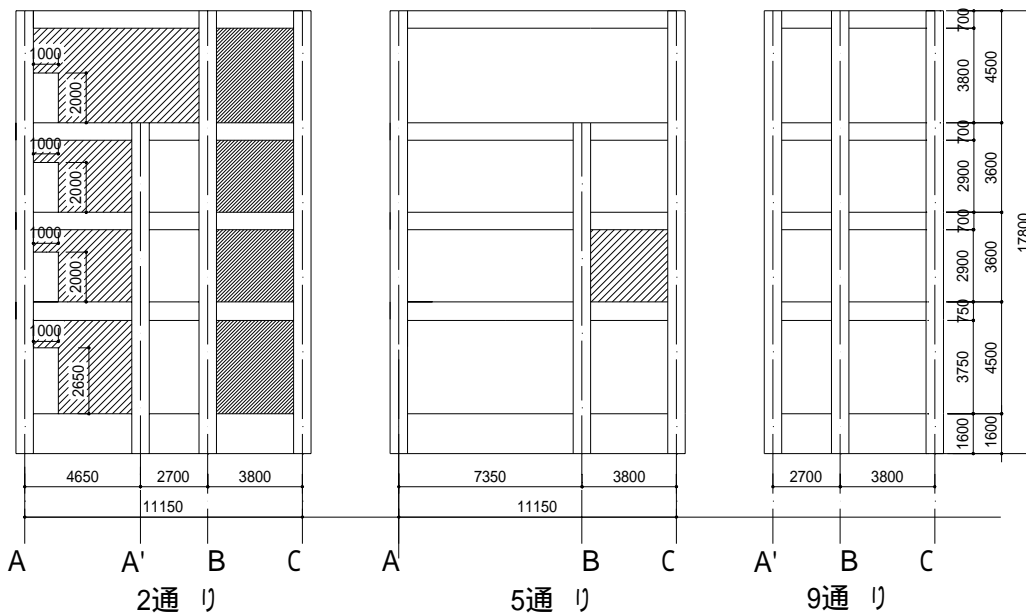


図3 軸組図

4. 耐震診断の結果

文献(2)に従って、第2次診断を行った。計算は(有)ST ニューテック研究会の screen-1・2 を用いた。まず以下に示すような一般的な仮定の下に計算を行った。以降これを基本モデルと呼ぶ。

基本モデルの仮定：

- (a)重量は積雪量が少ない日本で平均的な 12kN/m^2 を仮定した。
- (b)材料強度は主筋、せん断補強筋とも当時の平均的な丸鋼を仮定し 294N/mm^2 とした。コンクリートは抜き取り試験から得られた 20N/mm^2 とした。
- (c) S_D 指標は診断基準に従った。
- (d)曲げ強度の算定では最外の主筋のみ有効とした。
- (e)ブロック壁の影響は無視した場合と考慮した場合の双方を行った。ブロック壁を考慮する場合は、文献(4)を参考に厚さの $1/5$ の RC 耐力壁(今回はブロック壁の厚さが 10cm なので、 2cm の RC 壁扱い)として強度と S_D 指標を算出した。また、この場合、柱の内法高さの算出にもブロック壁の影響を考慮した。

基本モデルの耐震診断の結果を表3(a)(b)に示す。ただし、 I_s 値は文献(2)の(5)式のみを対象とし、第2種構造要素の判定は残存軸耐力のみで行った。また、図4(a)(b)にブロック壁を無視した場合の桁行き(X)と梁間(Y)方向の1,2階の鉛直部材の強度とF値を示す。さらに、図5(a)(b)にブロック壁を考慮した場合と無視した場合のC-F関係を示す。

まず、ブロック壁を無視したケース(表3(a)、図4(a)(b)、図5(a))を検討する。X方向では若干靱性指標が高くなっていることがわかる。これは柱が扁平でX方向が弱軸であるからである。また、 I_s 値の決定されるF指標は1階でX方向が

$F=1.27$ Y方向が $F=1.20$ であった。その結果、1階の I_s 指標は、X方向が 0.44 、Y方向が 0.51 となった。被害の大きかったY方向の $I_s = 0.51$ は十日町市(震度6強)において大破の被害を受けた建物としては大きな値と思われる。これには2つの理由が考えられる。

第1に、図4(b)の1階の柱のF値をみると、F値は高めに評価されている。すなわち、実際にはせん断破壊している柱を診断では曲げ破壊すると評価しているのがほとんどである。これは曲げ補強筋として最外のもののみ有効としていることもあるが、せん断補強筋が 90 度



(b)柱東南面上部



(c)柱南西面上部詳細



(d)柱西面下部詳細

写真2 柱9Bの詳細



写真2 柱9B (東面)

ックであることによりせん断強度を過大評価していることも考えられる。

第2に、1階の S_D 指標に低減がないことがあげられる。すなわち、明らかにねじれを生じて破壊しているが、計算結果にはそれが考慮されていない。これは、耐震診断基準で示されている偏心率の計算法そのものの問題の他に、このモデル化は重量を精算せずに平米あたり12kNで与えていることや、ブロック壁を考慮していないことがあげられる。なお、4階の S_D 指標の低減は剛重比による。

次に、ブロック壁を考慮したケース(表3(b)、図5(b))をみると、C値が大きく上昇している。しかし、4階で S_D 指標がブロック壁を無視した場合と同様低減されているが、他の階では S_D 指標の低減がなかった。耐震診断基準で示されている手法、すなわち基本的に鉛直部材の断面積で剛性を評価し偏心率を求める方法では、現状の被害を説明できなかった。

5. 建物重量の仮定と帯筋の効果を変えた耐震診断の結果

4章で記述したように、一般的な耐震診断では、建物の被害を説明できていない。偏心の影響が取り入れられることが最も重要であると考え、それは今後の課題として、本章では建物の重量と帯筋の効果を変えて部材の崩壊形が再現できるかどうかを検討する。

まず帯筋の効果であるが、柱の帯筋が90度フックである場合、そのせん断強度に寄与する効果は135度フックに比べ低下していることが考えられる。阪神大震災においてもこの90度フックの建

表3 耐震診断結果(基本モデル)

(a) ブロック壁考慮なし

階数	X方向					Y方向				
	C	F	S_D	E0	I_s	C	F	S_D	E0	I_s
4階	0.31	2.59	0.80	0.80	0.64	0.65	1.60	0.80	1.05	0.84
3階	0.39	1.60	1.00	0.63	0.63	0.49	1.27	1.00	0.63	0.63
2階	0.45	1.40	1.00	0.63	0.63	0.53	1.27	1.00	0.67	0.67
1階	0.35	1.27	1.00	0.44	0.44	0.42	1.20	1.00	0.51	0.51

(b) ブロック壁考慮あり

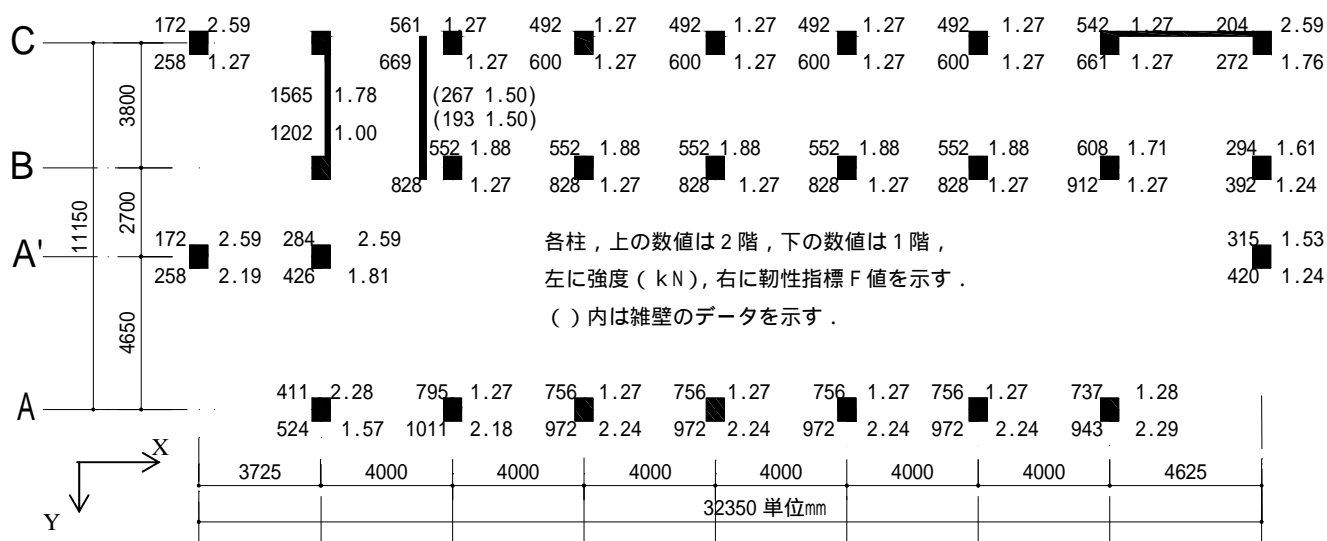
階数	X方向					Y方向				
	C	F	S_D	E0	I_s	C	F	S_D	E0	I_s
4階	0.68	1.00	0.80	0.68	0.54	0.78	1.00	0.81	0.78	0.63
3階	0.78	1.00	1.00	0.78	0.78	0.67	1.00	1.00	0.67	0.67
2階	0.39	1.40	1.00	0.54	0.54	0.60	1.00	1.00	0.60	0.60
1階	0.74	1.00	1.00	0.74	0.74	0.62	1.00	1.00	0.62	0.62

物の被害が多数報告されており、90度フックの帯筋の効果が通常の3/4程度として検討した例もある⁽³⁾。本報告では、帯筋比を3/4としてその破壊モードを評価した。

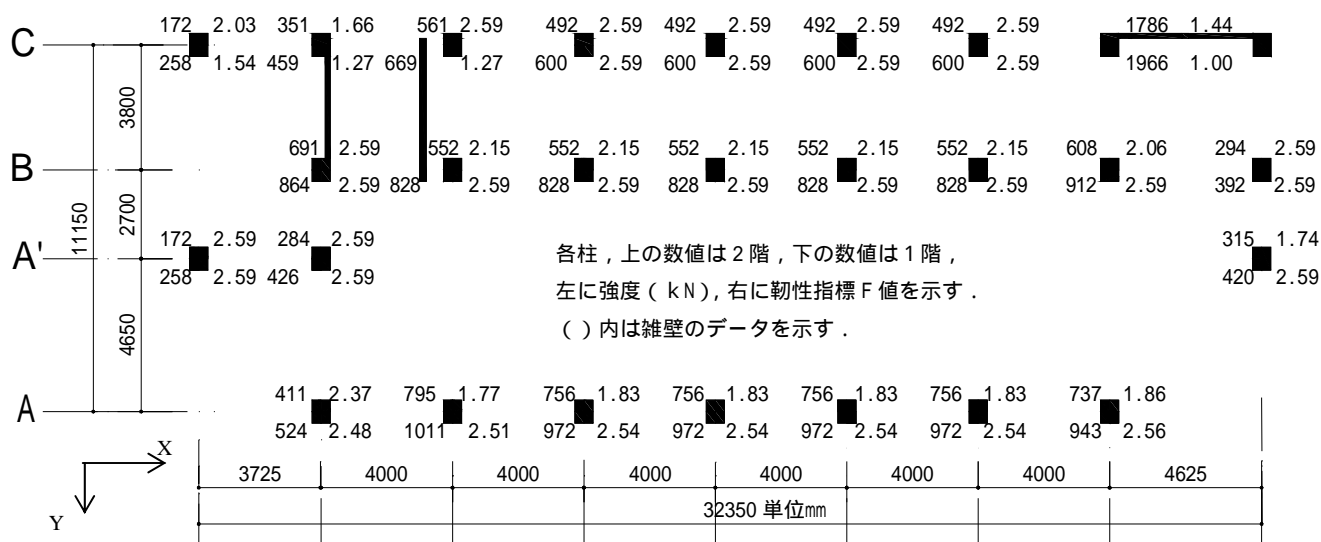
さらに、耐震診断基準では建物重量を12kN/m²で評価してよいとしているが、一般的には積雪荷重等もありこれよりも重いケースが多く、ここでは帯筋比を3/4にした上に、建物重量を14kN/m²としたケースについても耐震診断を行った。このケースは軸力が高くなるために曲げ強度が高く評価され、破壊形式がせん断破壊と評価されやすくなり、また、 I_s 値においては最小に評価するケースと位置づけられる。

耐震診断の結果を表4(a)(b)に示す。また、図6はいずれもせん断破壊した1階の9B柱(写真2の柱)、8A柱および7B柱の梁間方向のF値の変遷を示したものである。柱9Bをみると、基本モデルではF値が1.24のせん断柱だったのに対し、帯筋比を本来の3/4とした場合F値が1.20、さらに、仮定重量を14kN/m²とした場合F値が1.19とほとんど変わらなかった。また、もともとF値が2.24と高かった柱8AはそれぞれF=1.9、F=1.5とF値は大きく低減したが、それでも現実の破壊形式であるせん断破壊とは評価できなかった。今後、動的な軸力変動やより現実的な配筋詳細の影響を取り入れる必要がある。

次に I_s 値であるが、最も被害を受けた1階梁間(Y)方向の I_s 値をみると、帯筋比を本来の3/4とした場合 I_s 値が0.41、さらに、仮定重量を14kN/m²とした場合 I_s 値が0.37となり、基本モデルの0.51



(b) 1,2階 Y方向の C と F 値



(a) 1,2階 X方向の C と F 値

図4 診断結果 C と F 値

に比べ，被害とより対応していると考えられる。

6. まとめ

- (1) S 建物は耐震壁とブロック壁の配置が偏り，大きくねじれることにより，西側の梁間方向のフレームが大きく変形した．その結果，西側の柱がせん断破壊し，軸方向変形が生じた．耐震性能残存率 R は，1階が R=62 の中破であったが，これは大きく損傷した部分が建物の約 1/3 であり，それ以外の部材はほぼ無損傷だったことによる．部分的な大破と考えられる．
- (2) ブロック壁を無視して一般的な仮定により耐震診断を行った結果（基本モデル），被害の大きかった Y 方向 1 階の I_s 値は 0.51 であり，また，偏心による低減はなかった．
- (3) 基本モデルにおいて，ブロック壁を考慮して耐震診断を行った結果，1階では S_D 指標の低減がなかった．耐震診断基準で示されてい

る手法，すなわち基本的に鉛直部材の断面積で剛性を評価し偏心率を求める方法では，ねじれにより被害を受けた現状の被害を説明できなかった．

- (4) 基本モデルでは，せん断破壊した柱の F 値は高く評価された．90度フックつきのせん断補強筋を考慮するために帯筋比を 3/4 とし，さらに，建物重量を 14kN/m^2 として評価したが，F 値は実被害を説明するまでは低減しなかった．今後，動的な軸力変動やより現実的な配筋詳細の影響を取り入れる必要がある．
- (5) 帯筋比を 3/4 とし，さらに，建物重量を 14kN/m^2 として評価した場合， I_s 値は最も被害を受けた 1 階梁間 (Y) 方向で 0.41 と 0.37 となり，基本モデルの 0.51 に比べ，被害とより対応していると考えられる．

参考文献

- (1) 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
- (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」
- (3) 加藤大介，南谷長俊：兵庫県南部地震における低層RC造建築物の崩壊形の

- 検討，第19回コンクリート工学年次論文報告集19-2，1997年，pp.171-176
- (4) 野路利幸，瀧口信二：1985年メキシコ地震による被災建築物の耐震性能に関する検討 その7 トラテロルコ団地L棟，日本建築学会大会学術講演梗概集昭和61年8月，pp.643-644

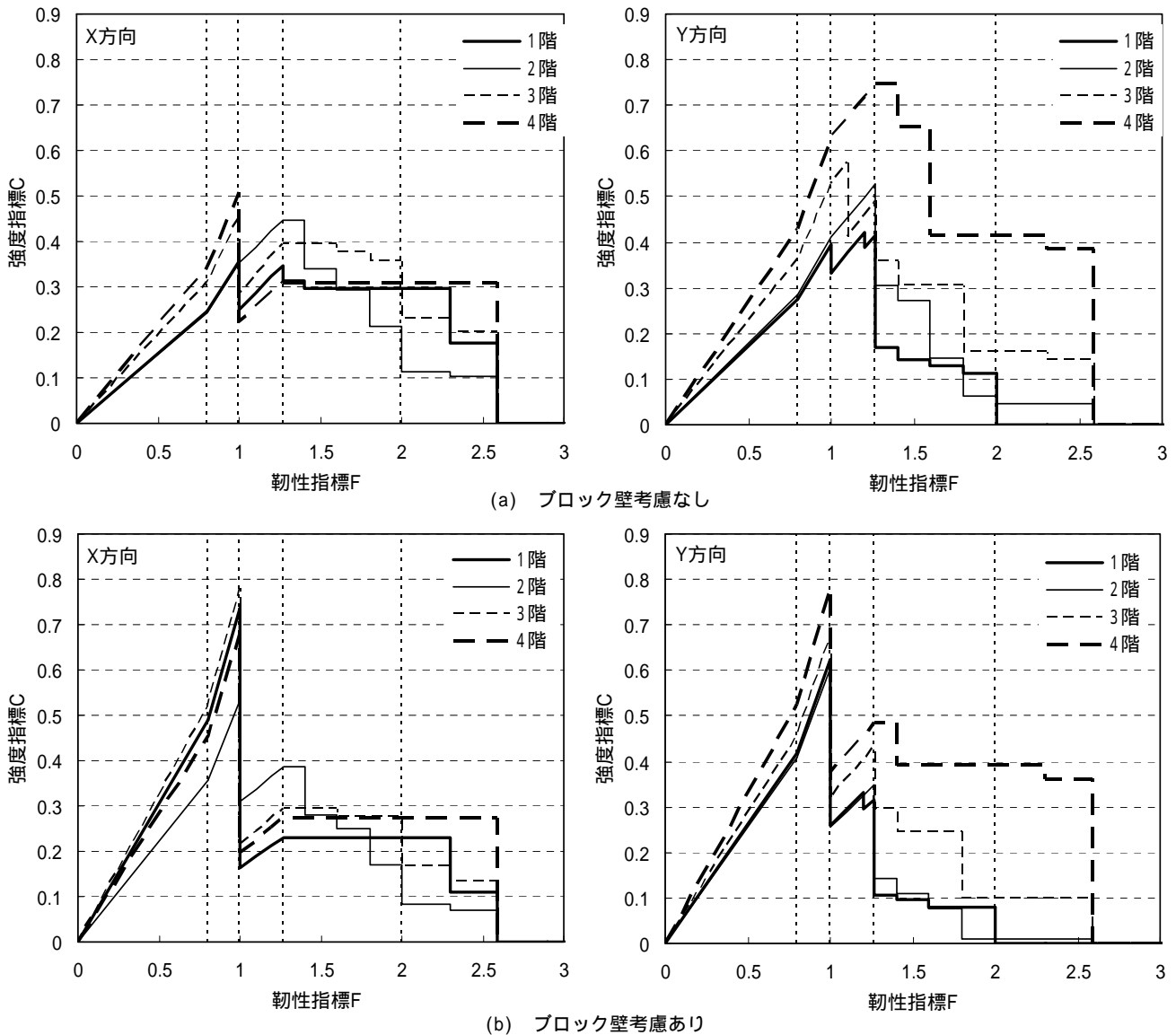


図5 診断結果 (C-F 関係)

表4 耐震診断結果 (帯筋、重量修正)

(a) 帯筋比 3/4

階数	X方向					Y方向				
	C	F	S _D	E0	I _s	C	F	S _D	E0	I _s
4階	0.31	2.59	0.80	0.80	0.64	0.75	1.40	0.80	1.05	0.84
3階	0.39	1.27	1.00	0.50	0.50	0.58	1.10	1.00	0.63	0.63
2階	0.45	1.27	1.00	0.57	0.57	0.50	1.20	1.00	0.60	0.60
1階	0.35	1.27	1.00	0.44	0.44	0.38	1.10	1.00	0.41	0.41

(b) 帯筋比 3/4 + 重量 14kN/m²

階数	X方向					Y方向				
	C	F	S _D	E0	I _s	C	F	S _D	E0	I _s
4階	0.27	2.59	0.80	0.71	0.57	0.58	1.60	0.80	0.92	0.74
3階	0.35	1.27	1.00	0.44	0.44	0.44	1.27	1.00	0.56	0.56
2階	0.40	1.27	1.00	0.51	0.51	0.45	1.20	1.00	0.54	0.54
1階	0.31	1.27	1.00	0.40	0.40	0.34	1.10	1.00	0.37	0.37

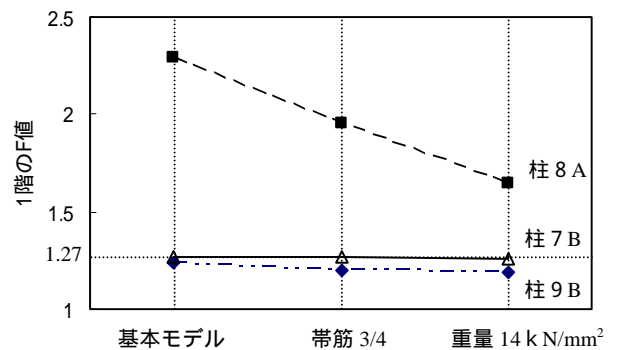


図6 1階柱 (Y方向) の1階F値の変化