

鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の東北地方太平洋沖地震による被害

正会員 ○石木 健士朗*
正会員 北山 和宏**

東北地方太平洋沖地震 被災度区分判定 鉄骨ブレース
鉄筋コンクリート 学校建物 耐震補強

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震は東北・関東地方で原子力発電所事故など深刻な災害を引き起こした。津波や液状化による被害が顕著であったが、地震動によって被害を受けた構造物も確認された。ここでは連層鉄骨ブレースで耐震補強されたにもかかわらず中破したRC校舎を対象として、現地調査と耐震診断から既存RC建物における現行の耐震補強設計手法に関する問題点を示す。

2. 建物概要

栃木県のI中学校は宇都宮市東の丘陵地に位置し、付近の気象庁震度は6強であった。配置図を図1に示す。普通教室棟は新耐震設計法以前の1974年に竣工した塔屋付き地上3階建てRC建物である(写真1)。基礎構造は杭基礎で、桁行方向が19スパンの骨組構造、梁間方向が1スパンの耐震壁付き骨組構造である。南側の特別教室棟とExp.J(間隔100mm)を介して接続される。2009年に桁行方向1,2階およびPHが鉄骨ブレースで耐震補強された。また、下階壁抜け柱を解消するために梁間方向1階20通りに開口付きRC壁が増設された。耐震補強後の伏図と軸組図を図2,3に示す。第2次耐震診断で3階は十分な耐震性を有すると判断され、補強を行わなかった。1階柱断面

リストを表1に示す。柱断面寸法は550×500mmで帯筋(2-9φ)の間隔は165mm(末端処理は90度フック)である。

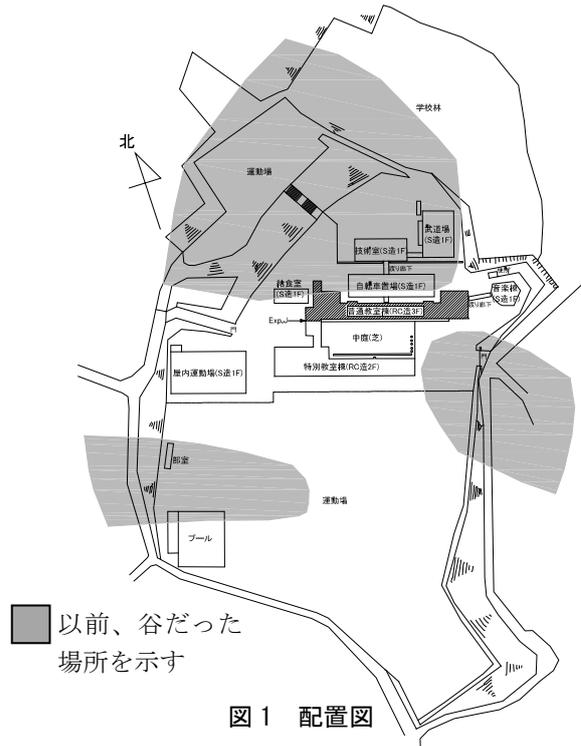
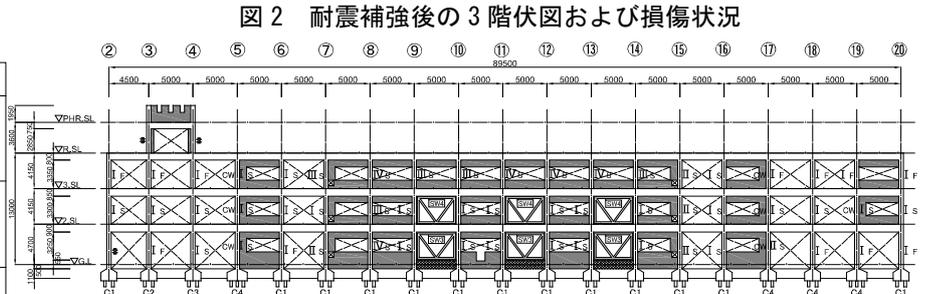
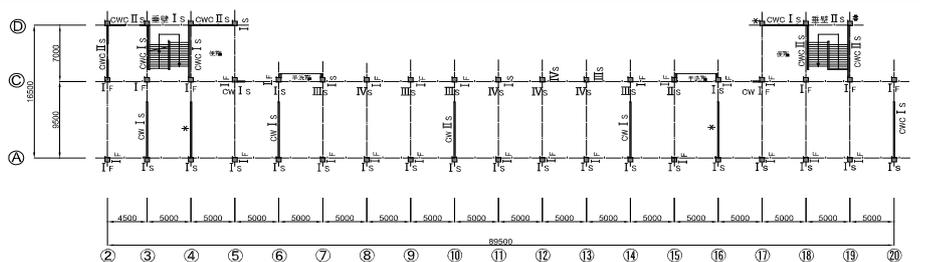


写真1 普通教室棟 北側全景

表1 1階柱断面リスト

記号	C1	C2	C3	C4	C5
柱頭	20-D22	24-D22	24-D22	20-D22	20-D22
柱脚	24-D22	30-D22	32-D22	28-D22	26-D22
帯筋	2-9φ@165				
幅×せい	550×500				

頭文字なし：曲げ柱 or せん断柱 W：柱なし壁 CW：片側柱付き壁 CWC：両側柱付き壁
SW1~5：増設鉄骨ブレース *：未確認 ※下付き文字はひび割れ種別(F：曲げ,S：せん断)



3. 普通教室棟の被害

3.1. 2011年4月の現地調査

地震から約1カ月後の4月27日に現地調査を行った。柱と床スラブの損傷状況を写真2~5に示す。補強を施さなかった3階のRC短柱4本がせん断破壊した。1,2階では鉄骨ブレースから1スパン離れたC-8通りのRC短柱で、損傷度Ⅳのせん断破壊や損傷度Ⅲの激しいせん断ひび割れが見られた。また、鉄骨ブレース脇のRC柱にも軽微なせん断ひび割れが発生した。北側に突出した1階の便所で床面が290mm沈下したが、建物全体の傾斜はなく土間スラブの局所的な沈下によるものと思われる。梁間方向の教室戸境にはCB(コンクリートブロック)壁とRC壁が交互に配置されていたが、CB壁は梁下まで積まれておらず、面外方向の震動により多数のCBが落下した。

各階の耐震性能残存率 R^2 を表2、図4に示す。桁行方向3階は $R=76.7\%$ (2階は $R=86.3\%$ 、1階は $R=82.0\%$) で被災度は中破だった。梁間方向3階は $R=83.1\%$ (2階は $R=94.8\%$ 、1階は $R=94.8\%$) で被災度は小破だった。1,2階の鉄骨ブレースは両側柱付き壁とみなして評価した。

3.2. 2011年11月の追加現地調査

11月15日に再調査を行った。4月の調査から震度4の余震が2回あり、上部構造の損傷が進行した。桁行方向1階は $R=66.1\%$ (3階は $R=76.4\%$) となり、大破に近い中破となった。同時に杭の掘削調査が行われC-8, D-18の杭4本を確認した。D-18の左杭は杭頭部がせん断破壊し、主筋

が座屈した。D-18の右杭は「く」の字に折れ曲がっていた(写真6)。C-8の右杭は杭頭部で曲げ・せん断ひび割れが発生し、コンクリートが剥落した。以上から基礎構造の被災度は大破と判定した。また、1階および3階の柱数本は0.4~0.6%傾斜した。杭が3月11日の本震で被害を受け、8カ月間で上部構造が徐々に傾斜したと考えられる。



写真2 3階C-11, 12, 13柱のせん断破壊



写真3 1階便所スラブの沈下

表2 各階の耐震性能残存率 R

(a) 4月調査

階	桁行方向		梁間方向	
	R(%)	被災度区分	R(%)	被災度区分
PH	不明	不明	不明	不明
3	76.7	中破	83.1	小破
2	86.3	小破	94.8	小破
1	82.0	小破	94.8	小破

(b) 11月調査

階	桁行方向		梁間方向	
	R(%)	被災度区分	R(%)	被災度区分
PH	96.1	軽微	93.6	小破
3	76.4	中破	83.4	小破
2	78.4	中破	94.8	小破
1	66.1	中破	94.3	小破



写真4 1階C-8柱のせん断破壊



写真5 3階C-13柱のせん断破壊

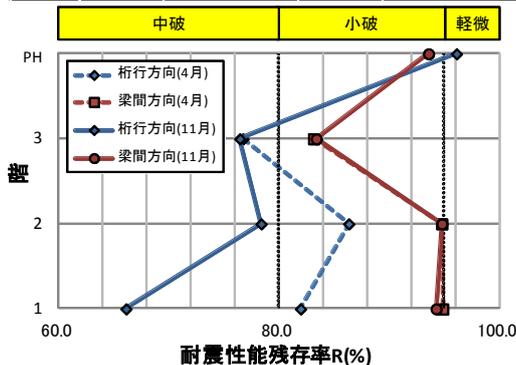


図4 耐震性能残存率 R の分布



(a) 左杭



(b) 右杭

写真6 D-18 杭の損傷状況

4. 普通教室棟の耐震診断

桁行方向における耐震補強前後の 2 次診断結果を表 3、図 5 に、累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図 6 に示す。耐震診断におけるコンクリート強度はコア 3 本の平均圧縮強度から標準偏差の半分を引いて得られる推定強度を用いた。そのコンクリート圧縮強度は 1 階 18.1 N/mm²、2 階 24.5 N/mm²、3 階 21.6 N/mm² となり、全階でコンクリート設計基準強度 18.0N/mm² を上回った。建物各層の重量は 1 階 12.0kN/m²、2 階 11.8kN/m²、3 階 9.0kN/m²、PH 階 13.1kN/m² であった。柱主筋の降伏強度は 344N/mm²、帯筋の降伏強度は 294N/mm² とした。経年指標 T は 0.975 で、外力分布による補正係数は A_i 分布の逆数を用いた。形状指標 S_D は補強時に Exp.J の間隔を広げたことで 0.90 から 0.95 に上昇した。

耐震補強前における桁行方向の構造耐震指標 I_s は全ての階で構造耐震判定指標 $I_{so}=0.70$ を満たさなかった。鉄骨ブレースの増設で、桁行方向 1,2 階および PH の I_s 値はそれぞれ 0.45 から 0.75、0.49 から 0.82、0.65 から 1.20 に上昇した。桁行方向 3 階の I_s 値は 0.64 から 0.67 に上昇し $I_{so}=0.70$ にかかなり近く、 $C_{TU} \cdot S_D$ 値も 0.69 と大きいため、耐震補強を 3 階に施さなかったことが必ずしも不適当とは言えない。

C-5,C-17 通りの柱は袖壁付き極脆性柱($F=0.8$)であるが、 $F_u=1.0$ を採用すれば周辺部材に軸力伝達が可能であり、第二種構造要素とはならない。したがって、補強建物は

表 3 桁行方向の 2 次診断結果

(a) 耐震補強前								
階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	1.000	0.975	0.671	(5)式	0.654	2.35	0.286	0.29
3	0.900		0.727	(5)式	0.638	1.00	0.727	0.65
2	0.900		0.555	(5)式	0.487	1.00	0.555	0.50
1	0.900		0.507	(5)式	0.445	1.00	0.507	0.46
(b) 耐震補強後								
階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	0.900	0.975	1.372	(4)式	1.204	1.61	0.851	0.77
3	0.950		0.727	(5)式	0.673	1.00	0.727	0.69
2	0.950		0.890	(5)式	0.824	1.00	0.890	0.85
1	0.950		0.807	(5)式	0.747	1.00	0.807	0.77

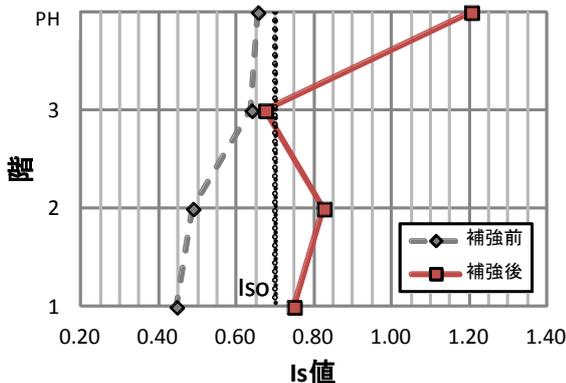
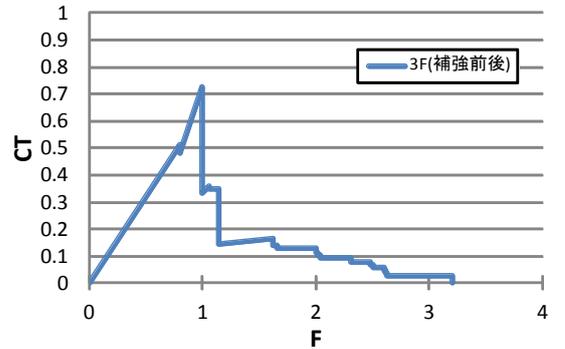


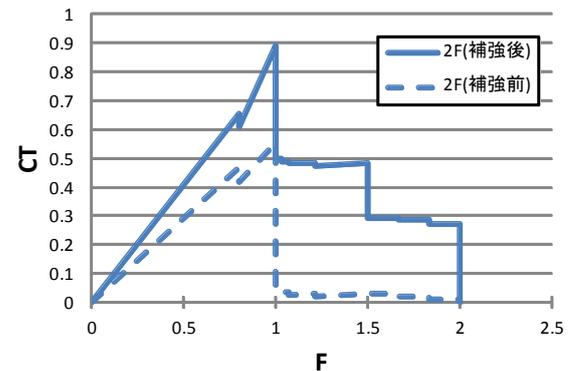
図 5 I_s 値の分布

$F_u=1.0$ において十分な強度を有すると判断できる。しかし、1,2 階はそれぞれ $F=2.0, 1.5$ で $C_T=0.42, 0.48$ と比較的高い強度を有するが、第二種構造要素が存在するため靱性能には期待できない。3 階は $F=1.0$ を超えて変形が大きくなると急激に強度が低下する。

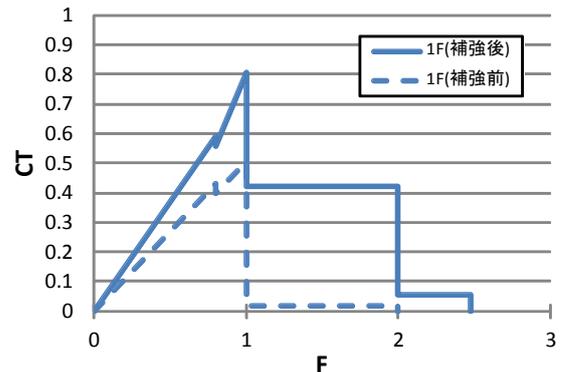
また、損傷度Ⅲ以上のせん断柱・せん断壁について、実際の破壊形式と耐震診断基準に従って算定した破壊モードを比較したところ、両者は概ね一致した。



(c) 3 階



(b) 2 階



(a) 1 階

図 6 桁行方向の C_T - F 関係

5. 鉄骨ブレース架構の挙動

C 通り鉄骨ブレース脇の柱ひび割れ状況を図 7 に示す。11 月の再調査で 1,2 階鉄骨ブレース脇の柱に幅 0.2~1.5mm のせん断ひび割れが確認された。これは連層鉄骨ブレースの挙動が、図 8(a) のような両脇の RC 柱とブレースでせん断力を分配する破壊形式(タイプ I)³⁾ に支配されたことを示す。また、鉄骨ブレース架構に取り付く境界梁と直交梁の危険断面で曲げひび割れが進展し、3 階梁間方向

10 通りの短スパン直交梁ではせん断ひび割れが塑性ヒンジ領域で発生した(図 9 参照)。これは直交梁が鉄骨ブレース架構の浮き上がり回転に抵抗したためと考えられる。

1 階 C 通りにおける鉄骨ブレース架構の破壊モードは全てタイプ I で決まり、耐力は 2926kN であった。一方、図 8 (b) の基礎浮き上がり回転破壊時の耐力は 2968~3695kN でタイプ I よりやや大きく、被害状況と概ね一致した。

図 3 に示すように C 通り 1,2 階の鉄骨ブレース架構は腰壁と垂れ壁を除去して設置された。しかし、鉄骨ブレース架構に隣接する腰壁と垂れ壁は、両脇の柱と切り離すための耐震スリットを設けずにそのまま残された。これが 1,2 階における水平剛性の増大を引き起こしたため、相対的に剛性が低い 3 層の水平層間変形が増大して C 通りの短柱がせん断破壊したと考えられる。すなわち、鉄骨ブレースに隣接する腰壁・垂れ壁を残したまま耐震補強を施した際には、鉄骨ブレースの水平剛性の評価に注意が必要であり、耐震診断基準における形状指標 S_D (具体的には剛重比)の算定に考慮の余地がある。

6. 結論

2011 年東北地方太平洋沖地震により被災した I 中学校の普通教室棟を調査した。当該建物は 1,2 階および PH が鉄骨ブレースで補強された塔屋付き 3 階建て RC 造校舎で

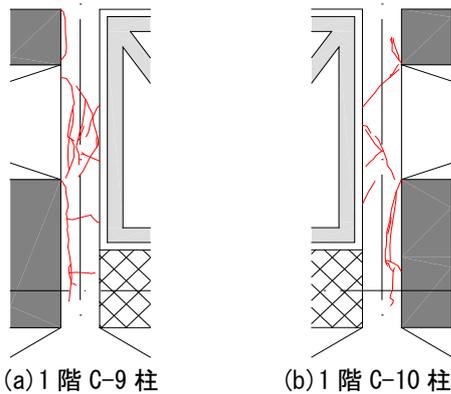


図 7 鉄骨ブレース脇の柱ひび割れ図

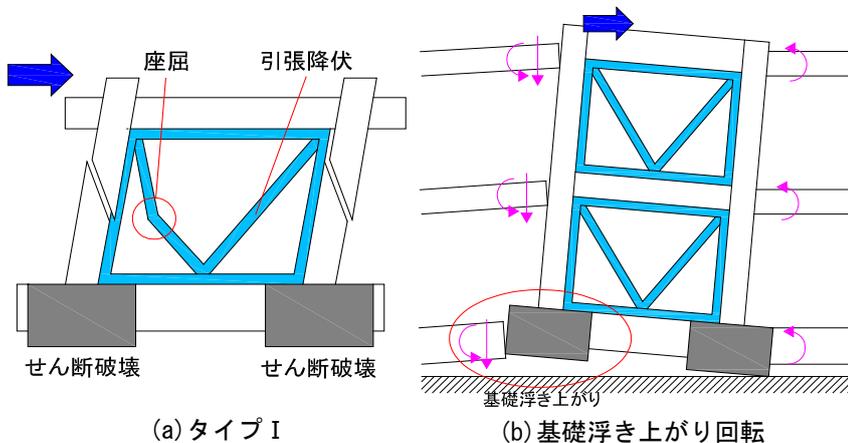


図 8 鉄骨ブレースの破壊モード

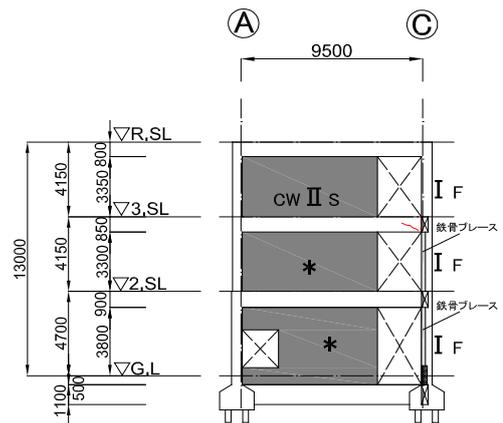


図 9 10 通り直交梁ひび割れ図

ある。耐震補強を施さなかった 3 階で柱 4 本がせん断破壊し、被災度区分判定で中破の被害を受けた。また、耐震補強した 1,2 階でも数本の柱がせん断破壊した。補強後の建物の第 2 次耐震診断を行ったところ、桁行方向 3 階の構造耐震指標 I_s は 0.67 で最も小さかったが、それだけでは柱のせん断破壊が 3 階に集中した理由を説明できない。このような被害が生じた原因の一つとして、隣接する腰壁および垂れ壁が鉄骨ブレースの水平剛性を増大させ、相対的に水平剛性の低下した 3 階に被害が集中した可能性を指摘した。

RC 杭には曲げひび割れ、せん断ひび割れやコンクリートの剥落が発生し、杭頭部のせん断破壊、主筋の座屈あるいは杭頭の折損が見られた。これより基礎構造の被災度は大破であった。このような杭の激しい損傷は 2011 年 3 月 11 日の本震によって発生したと思われるが、4 月の調査時には建物の傾斜は観測されなかった。しかし、その後の 8 ヶ月間に震度 4 の余震が二回発生したこともあり、柱の傾斜が徐々に進行した。

上部構造の耐震補強による水平耐力の増大が、杭体に過度の応力を作用させた可能性も考えられる。この点について、今後の詳細な検討が望まれる。

謝辞

二回にわたる現地調査の便宜を図っていただき、杭の掘削調査結果および設計図書を提供していただいた I 町役場(入野正明町長)および I 町教育委員会(大貫宏衛教育長)に厚く御礼申し上げます。

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) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説, 2001.10

*首都大学東京大学院 博士前期課程

**首都大学東京大学院 建築学域 教授 工博

*Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University

**Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.