

鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の地震応答と補強効果に関する検討(その1 静的漸増載荷解析)

正会員 ○北山 和宏\*<sup>1</sup> 同 石木 健士朗\*<sup>2</sup>  
同 山村 一繁\*<sup>3</sup> 同 遠藤 俊貴\*<sup>4</sup>

東北地方太平洋沖地震 鉄筋コンクリート 鉄骨ブレース  
学校建物 耐震補強 静的漸増載荷解析

1. はじめに

既報<sup>1)</sup>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2011年東北地方太平洋沖地震により中破した塔屋付き3階建てRC校舎について、現地調査と耐震診断を実施した。本報では当該建物の地震応答と耐震補強効果について検討した。(その1)では立体骨組モデルを作成し、静的漸増載荷解析を行った。

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、調査対象とした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。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。耐震補強後の1階伏図およびC通り軸組図をそれぞれ図1および図2に示す。2004年に実施された第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である。

2011年4月27日に現地調査を行った。図1、図2に各部材の損傷度をローマ数字で示した。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。桁行方向3階の耐震性能残存率<sup>2)</sup>はR=76.7%(2階

R=86.3%, 1階R=82.7%)で被災度は中破だった。

桁行方向における耐震補強前後の2次診断結果<sup>3,4)</sup>を表2に、強度指標Cと靱性指標Fの関係を図3に示す。コア抜きによるコンクリート圧縮強度は1階18.1N/mm<sup>2</sup>, 2階24.5N/mm<sup>2</sup>, 3階21.6N/mm<sup>2</sup>となり、全階でコンクリート設計基準強度18.0N/mm<sup>2</sup>を上回った。柱主筋の降伏強度は344N/mm<sup>2</sup>, 帯筋の降伏強度は294N/mm<sup>2</sup>とした。外力分布による補正係数はAi分布の逆数を用いた。

耐震補強前における桁行方向の構造耐震指標Isは全ての階で構造耐震判定指標Iso=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Is値はそれぞれ0.43から0.71, 0.48から0.79, 0.65から1.20に上昇した。桁行方向3階のIs値は0.64から0.67に上昇しIso=0.70にかなり近く、CTW・SD値(CTW:終局限界変形時の累積強度指標)も0.69と大きかった。

3. 解析概要

建物を節点位置に質量を持つ3次元骨組にモデル化し、弾塑性解析プログラムSNAP<sup>5)</sup>を用いて、静的漸増載荷解析と地震応答解析を行った。各階の重量は1階12489kN, 2階10865kN, 3階10130kN, PH階596kNで、構造階高は1階5300mm, 2,3階4175mm, PH階3625mmである。

剛床を仮定した上で、階全体のねじれ変形は考慮し、P-Δ効果は無視した。柱・梁は材端に剛域を有する線材に置換し、剛域は柱・梁フェイス位置から部材せいりの1/4内側までとした。ただし、腰壁・垂れ壁および袖壁の長さ



写真1 普通教室棟の北側全景

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				

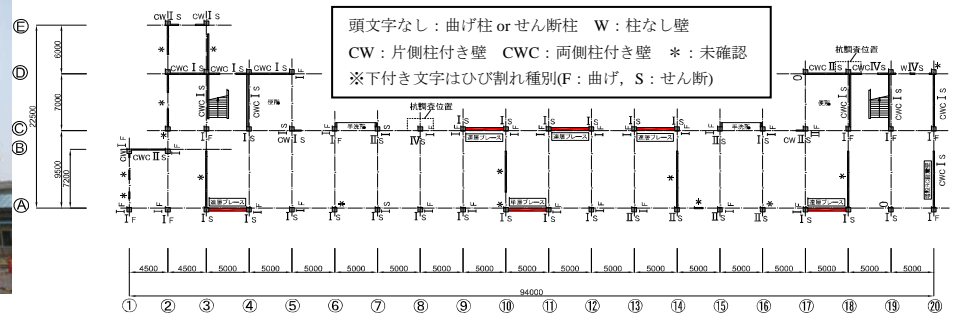


図1 耐震補強後の1階伏図および被害状況

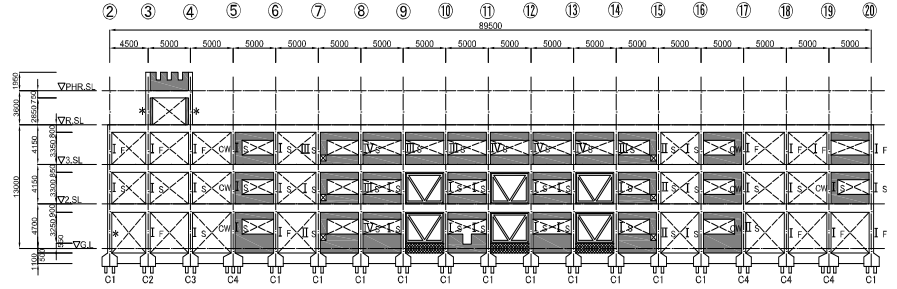


図2 耐震補強後のC通り軸組図および被害状況

Earthquake Response and Strengthening Effect of Reinforced Concrete School Building Retrofitted by Steel-braced Frame (Part.1 Static Pushover Analysis)

KITAYAMA Kazuhiro, ISHIKI Kenshiro  
YAMAMURA Kazushige and ENDO Toshiki

は、それぞれ柱および梁の剛域として加味した。部材のせん断変形は考慮し、ねじり変形は無視した。柱の剛性には柱主筋および袖壁断面積の影響を、梁の剛性には梁主筋および腰壁・垂れ壁・スラブ断面積の影響をそれぞれ加味した。コンクリートブロック壁は荷重のみ考慮し、耐力・剛性は無視した。コンクリート圧縮強度および鉄筋の降伏強度は耐震診断と同じ値を用い、コンクリート引張強度は圧縮強度の1/10とした。

梁は材端バネモデルに置換し、軸変形は無視した。長期せん断力を考慮するため、せん断バネは両端に配置した。柱は2方向曲げと軸力の相互作用を考慮できる Multi-Spring(以下 MS)バネを柱頭・柱脚に配置した。壁は3本柱モデルに置換し、壁板には面外曲げを負担しないMSバネと面内せん断力を負担するせん断バネを配置した。付帯柱は面内方向のみピン接合とした。図4に鉄骨ブレース架構の部材モデルを示す。鉄骨ブレースは軸バネを有する両端ピンのトラス材とし、部材端は実際の座屈長さ・角度となるように節点からオフセットさせた。壁および鉄骨ブレース架構の上下梁は剛とした。基礎は浮き上がり考慮するため、引張に抵抗しない鉛直バネ支持とした。杭の沈下剛性は施工法を考慮した弾性論に基づく方法<sup>6)</sup>で求め、杭1本当たりのバネ定数は264.7kN/mmとした。

梁の曲げバネは武田モデルを用いた。柱・梁・壁のせん断バネはトリリニアの原点指向型モデルを用い、せん断破壊後の耐力は一定と仮定した。鉄骨ブレースの軸バネおよびMSバネにおける鉄筋バネはバイリニアモデルとした。コンクリートバネの圧縮側はトリリニアモデル、引張側はバイリニアモデルを用いた。MSモデルの鉄筋バネ

表2 桁行方向の2次診断結果(上:補強前,下:補強後)

階	S <sub>D</sub>	T	E <sub>o</sub>		I <sub>s</sub>	F <sub>u</sub>	C <sub>TU</sub>	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>
PH	1.00	0.98	0.67	(5)式	0.65	2.35	0.29	0.29
3	0.90		0.73	(5)式	0.64	1.00	0.73	0.65
2	0.90		0.54	(5)式	0.48	1.00	0.54	0.49
1	0.90		0.49	(5)式	0.43	1.00	0.49	0.44
階	S <sub>D</sub>	T	E <sub>o</sub>		I <sub>s</sub>	F <sub>u</sub>	C <sub>TU</sub>	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>
PH	0.90	0.98	1.37	(4)式	1.20	1.61	0.85	0.77
3	0.95		0.73	(5)式	0.67	1.00	0.73	0.69
2	0.95		0.85	(5)式	0.79	1.00	0.85	0.81
1	0.95		0.77	(5)式	0.71	1.00	0.77	0.73

E<sub>o</sub>: 保有性能基本指標, F<sub>u</sub>: 終局限界変形時の靱性指標

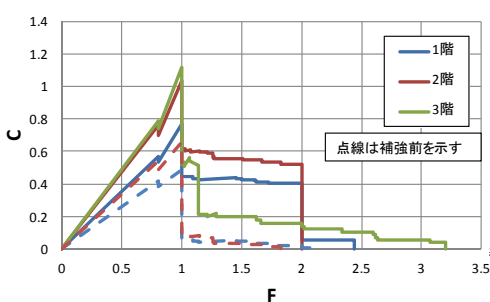


図3 桁行方向のC-F関係

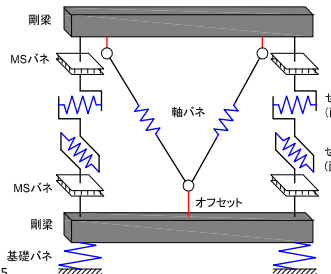


図4 鉄骨ブレース架構の部材モデル

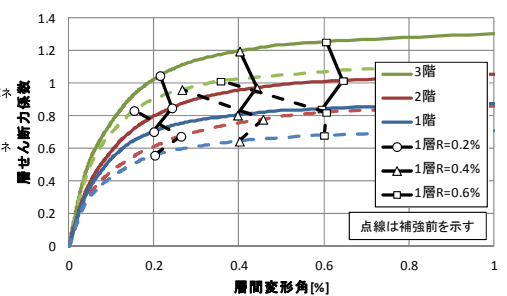


図5 層せん断力係数-層間変形角関係

ネの数は実断面と同じで、コンクリートバネは1本当たりの支配面積が50mm角となるように配置した。

梁の曲げひび割れモーメントと終局曲げモーメントは略算式、降伏時剛性低下率は菅野式、柱・梁・壁のせん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は荒川 mean 式により求めた<sup>7)</sup>。スラブの有効幅はRC規準<sup>8)</sup>によって定め、鉄骨ブレースの圧縮耐力は座屈指針<sup>9)</sup>による式で求めた。

#### 4. 静的漸増載荷解析

A<sub>i</sub> 分布による外力で桁行方向(西→東)に荷重制御の静的漸増載荷解析を行った。層せん断力係数と層間変形角の関係を図5に示す。初期層剛性(カッコ内は補強前)は1階5601kN/mm(4815kN/mm), 2階4859kN/mm(3985kN/mm), 3階3366kN/mm(3077kN/mm)であった。同一ステップにおいて、補強前(破線)は1,2階に比べて3階の層間変形が小さいが、補強後(実線)は1~3階の層間変形がほぼ同じになる。また耐震補強により1,2階だけでなく、3階の層せん断力係数も0.2程度上昇した。補強前はC通りの短柱にせん断力が集中して、最終的にせん断破壊したことで3階の耐力は頭打ちになったが、補強後は1,2階に鉄骨ブレースが増設されたことで3階の応力分布も変化し、C通りの短柱に生じるせん断力が小さくなった分、D通りの壁に流れるせん断力が若干大きくなったため、見かけ上3階の耐力が上昇したと考えられる。層間変形角0.2%程度で鉄骨ブレース架構はすべて浮き上がりが生じた。

図3の靱性指標F=1.0時および図5の層間変形角0.4%時について縦軸を比較すると、各階で両者の保有耐力は同程度であった。増分解析結果の保有耐力が若干高いのは、耐震診断ではせん断終局耐力の算定に荒川 min 式を用いたことによる。増分解析による部材の破壊モードも耐震診断で求めた破壊形式と概ね一致した。

#### 5. まとめ

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についてA<sub>i</sub>分布による外力で静的漸増載荷解析を行った。同一ステップで、補強前は1,2階に比べて3階の層間変形が小さいが、補強後は1~3階の層間変形がほぼ同じになった。層間変形角0.2%程度で鉄骨ブレース架構はすべて浮き上がった。増分解析により求めた各階の保有水平耐力は耐震診断結果と同程度で、部材の破壊モードも耐震診断で求めた破壊形式と概ね一致した。

※参考文献は(その2)に示す。

\*1 首都大学東京大学院 建築学域 教授 工博

\*2 鹿島建設株式会社(元首都大学東京大学院) 修士(工学)

\*3 首都大学東京大学院 建築学域 助教 工修

\*4 首都大学東京大学院 建築学域 助教 博士(工学)

\*1 Prof., Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng.

\*2 Kajima Corporation, M.Eng. (Tokyo Metropolitan Univ.)

\*3 Assistant Prof., Tokyo Metropolitan Univ., M.Eng.

\*4 Assistant Prof., Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng.