

4-2. 2011年東北地方太平洋沖地震における栃木県での事例

4-2-1. はじめに

東北地方太平洋沖地震（2011）において、栃木県では宇都宮市、真岡市、大田原市、高根沢町および市貝町において震度6強を記録したのを始めとして、県内の多くの市町で震度5弱以上の地震動を観測した。とくに防災科学技術研究所のKiK-net芳賀観測点（栃木県芳賀町）では、地表面において水平東西方向に1197gal、水平南北方向に799galおよび鉛直方向に808galの地震動を記録しており¹⁾、水平方向に重力加速度（1g）を超える最大加速度が生じたことは注目に値する。ただし当該観測点の半径200 mに所在する建物の被害調査報告²⁾によれば、木造建物の屋根瓦の損傷や大谷石製の塀の倒壊などの被害は見られたが、建物の大破等の大きな被害は生じなかった。

筆者の知る限りでは、栃木県内で地震被害調査が行われた鉄筋コンクリート（RC）建物は、学校、文教施設ならびに庁舎の計9施設16棟である。そのうち旧基準によって設計された15棟のうち、13棟では耐震診断が実施されており、耐震補強が必要となった12棟のうち6棟で補強が完了し、1棟は補強工事途中で被災した。また残る5棟は耐震補強を施す前に2011年3月11日の地震に遭遇した。これらの16棟のほとんどは震度6弱以上の地域に所在した。なお耐震補強の工法は鉄骨ブレース、RC耐震壁やRC袖壁の増設あるいはRC耐震壁の増し打ちであった。

耐震補強を施した7棟（補強途上の1棟を含む）の上部構造の被災度は、中破が4棟、軽微が3棟であった。また基礎構造の被災度は大破が4棟、小破が1棟、無被害が2棟であった。とくに耐震補強を施したが上部構造が中破の被害を受けた3棟では、いずれも杭の激しい損傷によって基礎構造が大破した。また耐震補強途中で被災して中破と判定された建物では、耐震補強を施した工区ではほとんど被害はなかったが、未補強の工区では大破に近い損傷を生じた。

本節では、このように特徴的な被害を受けた耐震補強建物のうちの3棟を対象としてその被害の概要を紹介する。さらに一棟では地震応答解析に基づいて建物の耐震性能を検証する。

4-2-2. 耐震補強されたRC建物の上部構造および基礎構造の被害と耐震性能

～ I 中学校の事例～

本項では、1階および2階の桁行方向を鉄骨ブレースで耐震補強したが、所定の性能を満足するとして補強しなかった3階の桁行方向において中破の被害を生じ、さらに基礎下の掘削によって杭の激しい損傷が明らかとなった、RC3階建て校舎の事例を紹介する。なお本事例は文献³⁻⁵⁾の研究・報告の内容を再構成したものである。

（1）学校の概要

市貝町立 I 中学校は宇都宮市東郊にある喜連川丘陵の南端付近に位置し、小高い丘の上にあるが（標高約 100 m）、谷地形が複雑に入り込んでおり、一部の谷を埋め立てて建物が建設された。以前に谷だったおおよその場所を建物配置図（図 4.2.1）にハッチして示した。なお地表付近は関東ローム層で覆われている。普通教室棟、特別教室棟、屋内運動場、給食室、技術室、音楽棟、

武道場が図 4.2.1 に示すように配置されている。市貝町の気象庁震度は 6 強であった。

本項では耐震補強を施されながら中破の被害を生じた普通教室棟 (RC 3 階建て) を対象とする。なお普通教室棟の南にある特別教室棟 (RC2 階建て、昭和 48 年竣工、延床面積 2,235 m²、杭基礎) も平成 21 年度に鉄骨ブレース三枚によって 1 階が耐震補強された。それにより 1 階の I_s 値は 0.58 から 0.72 に向上した。2 階の I_s 値は 1.00 であった。東北地方太平洋沖地震 (2011) によって 1 階および 2 階ともに RC 柱に軽微な曲げひび割れ、あるいは損傷度 2 のせん断ひび割れが発生し、張間方向の耐震壁にも軽微なせん断ひび割れが見られた。1 階の耐震性能残存率 R^6 は 96.2% であり、被災度は軽微であった。

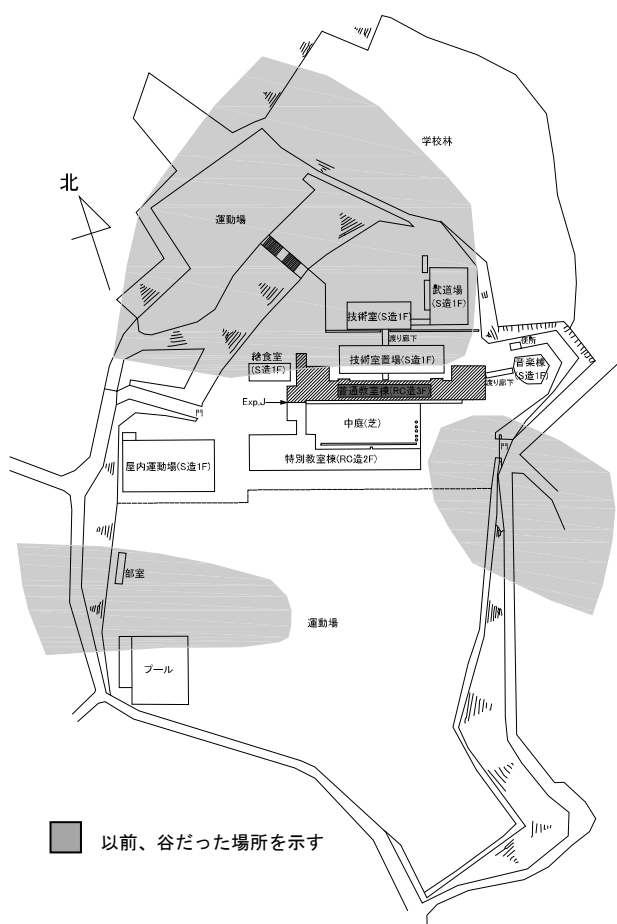


図 4.2.1 建物配置図

(2) 建物の概要

普通教室棟 (昭和 49 年竣工、延床面積 3,276 m²) は塔屋付き RC3 階建ての校舎で、RC 杭基礎 (杭径 300 φ、杭長 6m 程度 [推定]) で支持されている。桁行方向は 19 スパン (2 階および 3 階は 18 スパン) のフレーム構造、張間方向は 1 スパン (一部は 2 あるいは 3 スパン) の耐震壁付きフレーム構造である。南側の特別教室棟とは Exp.J (間隔 100 mm) を介して接続されている。

平成 21 年度に耐震補強が施され、桁行方向には 1 階、2 階およびペントハウス (PH) に鉄骨ブレース (H-200×200×8×12) が設置された。桁行方向の 3 階は十分な耐震性能を保持すると判断されたため (後述)、耐震補強を施さなかった。張間方向の 20 通り 1 階には、下階壁抜け補強のために RC 開口壁が増設された。北側全景を写真 4.2.1 に、耐震補強後の各階平面図を図 4.2.2 に、

A 通り～E 通りおよび 20 通り軸組図を図 4.2.3 にそれぞれ示す。

1 階の柱の断面リストを図 4.2.4 に示す。代表的な柱断面（記号 C1）は桁行方向に対してせい 500 mm、幅 550 mm の矩形であり、主筋は柱脚 24-D22、柱頭 20-D22 であった。現地調査によると帯筋（9φ）の配筋間隔は中央付近で 165mm（せん断補強筋比：0.14%）で、末端処理は 90° フックであった。コンクリート設計基準強度は 18N/mm² で、設計図書によれば柱主筋は丸鋼となっていたが、実際は異形鉄筋（D22）が使用されていた。



写真 4.2.1 普通教室棟 北側全景

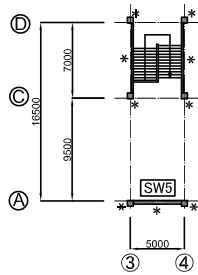
（3）被害の概要

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。各階の柱および壁の損傷度を図 4.2.2 の平面図および図 4.2.3 の軸組図にローマ数字で示す。被害状況を写真 4.2.2 から写真 4.2.7 に示す。今回の地震によって耐震補強を施さなかった 3 階において、C 通りの RC 短柱四本が桁行方向にせん断破壊（損傷度Ⅳ、写真 4.2.2）し、張間方向でもせん断破壊した柱が見られた。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 短柱に損傷度Ⅲのせん断ひび割れが生じ、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。1 階では D 通りの開口壁および C-8 通りの RC 柱一本がせん断破壊（損傷度Ⅳ、写真 4.2.3(c)）し、鉄骨ブレース脇の RC 柱に軽微なせん断ひび割れが生じた。南側の RC 長柱に損傷度Ⅱのせん断ひび割れが見られた。

北側に突出した 1 階の便所では床面が北へ 290 mm 沈下したが（写真 4.2.5）、建物全体の傾斜はなかった。張間方向の教室戸境にはコンクリート・ブロック（CB）壁と RC 壁とが交互に配置されていたが、CB 壁は梁下まで積まれていなかったため、面外方向の震動によって多数の CB が落下した（写真 4.2.6）。階段室脇の雑壁ではせん断力による破壊が著しかった。

各部材の損傷度を調査して得られた各階の耐震性能残存率 R を表 4.2.1(a) に示す。桁行方向について、3 階の耐震性能残存率 R は 77.3%（2 階では $R = 86.1\%$ 、1 階では $R = 81.9\%$ ）であり、被災度は中破であった。なお 1 階および 2 階の鉄骨ブレースで補強された部分は両側柱付き壁とみなして、被災度区分判定を実施した。



ペントハウス

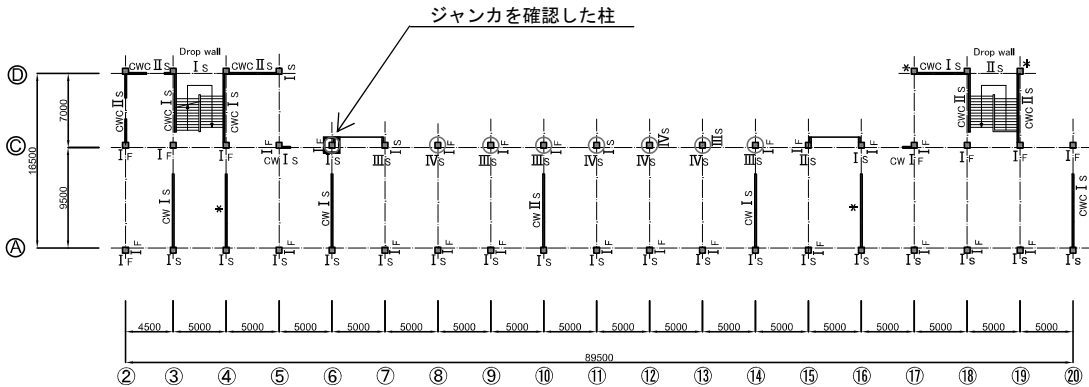
頭文字なし：曲げ柱あるいはせん断柱 *：確認できなかった部材

W：柱なし壁 CW：片側柱付き壁 CWC：両側柱付き壁

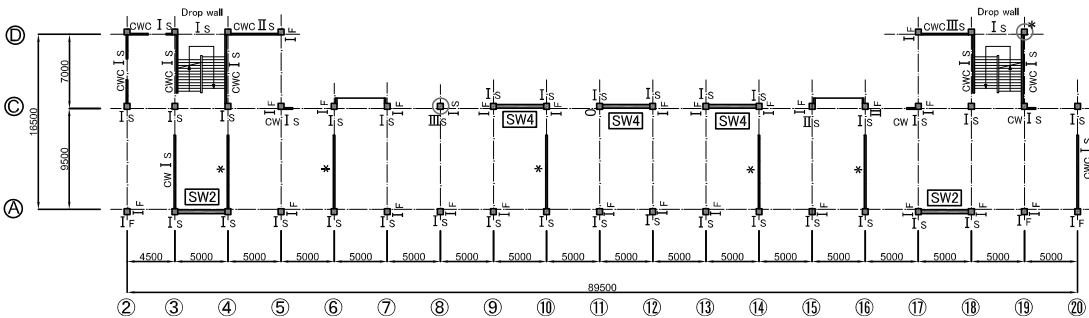
SW1~5：増設鉄骨ブレース RW1：増設 RC 耐震壁

※下付き文字でひび割れ種別(F：曲げ、S：せん断)も記載した

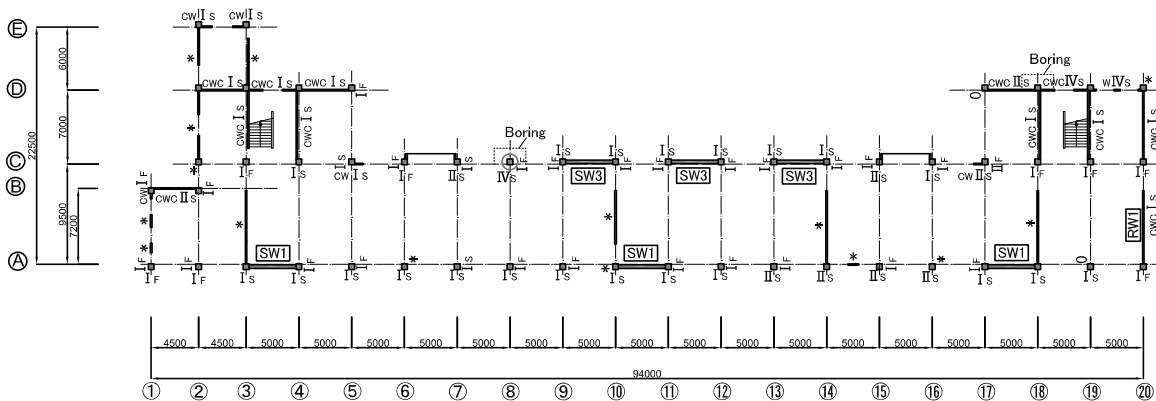
○：被災度区分判定で「せん断柱」に分類した柱



3階



2階



1階

図 4.2.2 普通教室棟 耐震補強後の伏図および損傷状況

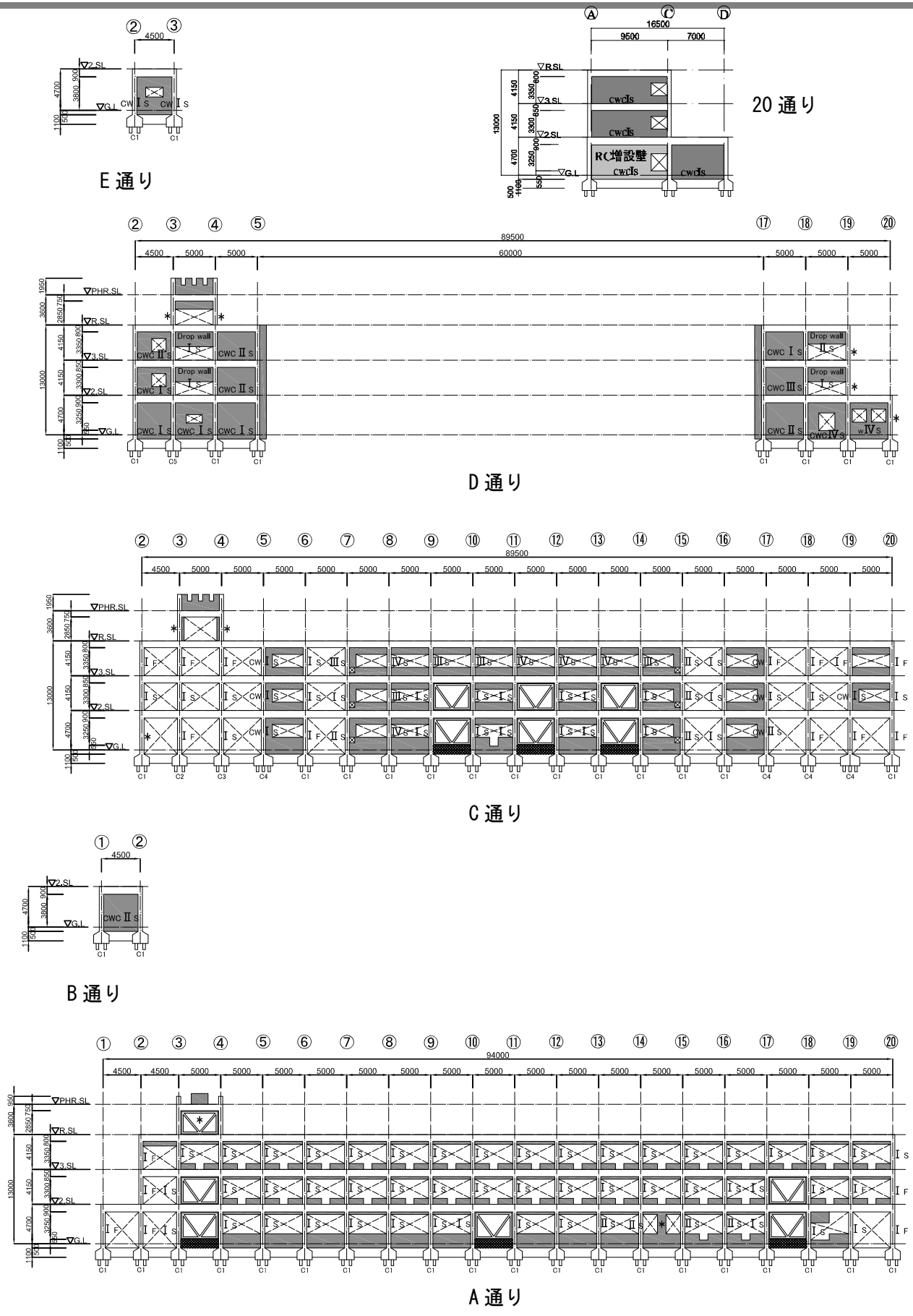


図 4.2.3 普通教室棟 耐震補強後の軸組図および被害状況











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 4.2.4 1階の柱断面リスト



写真 4.2.2 普通教室棟 C通りの3階のせん断破壊



(a) 3階 C-13 柱



(b) 2階 C-8 柱



(c) 1階 C-8 柱

写真 4.2.3 C通りの柱のせん断破壊



写真 4.2.4 C通りの鉄骨ブレースに隣接し C-8 柱（右側）のせん断破壊



写真 4.2.5 1階床スラブの不同沈下



写真 4.2.6 コンクリートブロック壁の崩落



写真 4.2.7 D 通り開口壁のせん断ひび割れと方立て柱（左側）のせん断破壊



(a) 杭頭のせん断破壊と杭主筋の座屈



(b) 杭頭の折損と水平すべり

写真 4.2.8 RC 杭の損傷

張間方向について、3 階では $R = 82.8\%$ 、2 階では $R = 94.7\%$ 、1 階では $R = 94.9\%$ であり、被災度は小破であった。

2) 2011 年 11 月の再調査

本震から約八ヶ月後の 11 月 15 日に再調査を実施した。同年 4 月の調査から震度 4 の余震が二回あり、多くの柱や耐震壁の損傷が進行した。各部材の損傷度を再調査して得られた各階の耐震性能残存率 R を表 4.2.1(b) に示す。桁行方向 1 階の耐震性能残存率 R は 66.1% (2 階では $R = 78.4\%$ 、3 階では $R = 76.4\%$) となり、大破に近い中破と判定された。

同時に RC 杭の掘削調査が市貝町役場によって行われ、北側構面の C-8 柱および D-18 柱（写真 4.2.7 の右端の柱）を支持する各々二本の杭の損傷を確認した。D-18 杭の一本は写真 4.2.8(a) のように杭頭部がせん断破壊し、主筋が座屈した。もう一方の杭は写真 4.2.8(b) のように激しく折損し、水平ずれを生じた。C-8 杭では杭頭部で曲げおよびせん断ひび割れが発生し、コンクリートが剥落した。

1 階および 3 階の柱数本は傾斜角 $0.4\sim 0.6\%$ でランダムな方向に傾斜した。同年 4 月の調査では

柱の目立った傾斜は観測されなかった。このことから、本震によって杭が上述の被害を受け、その後の八カ月間で上部構造の傾斜が徐々に進行したと考えられる。

表 4.2.1 耐震性能残存率 R

(a) 2011年4月の調査

階	桁行方向		張間方向	
	R [%]	被災度区分	R [%]	被災度区分
3	77.3	中破	82.8	小破
2	86.1	小破	94.7	小破
1	81.9	小破	94.9	小破

(b) 2011年11月の調査

階	桁行方向		張間方向	
	R [%]	被災度区分	R [%]	被災度区分
3	76.4	中破	82.8	小破
2	78.4	中破	94.7	小破
1	66.1	中破	94.3	小破

(4) 耐震診断

1) 桁行方向について

当該建物の桁行方向の耐震診断は筆者らによって別途行われた⁴⁾。以下にその結果を示す。

桁行方向における耐震補強前後の二次診断結果を表 4.2.2 に、累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図 4.2.5 に示す。耐震補強後の北側構面 (C 通り) の鉛直部材の耐震診断による破壊モード、靱性指標 F および保有せん断力を図 4.2.6 に示す。せん断破壊した柱には丸印を付した。

耐震診断におけるコンクリート圧縮強度はコア 3 本の平均圧縮強度から標準偏差の 1/2 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 18.0 N/mm² を上回った。建物各層の重量は 1 階 12.0 kN/m²、2 階 11.8 kN/m²、3 階 9.0 kN/m²、PH 階 13.1 kN/m² であった。柱主筋の降伏強度は 344 N/mm²、帯筋の降伏強度は 294 N/mm² とした。経年劣化による目立ったひび割れは観察されなかったため、経年指標 T は 0.98 とした。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 1 階で 0.43、2 階で 0.48、3 階で 0.64 と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。なお桁行方向 3 階の I_s 値は 0.64 であったが、建物所有者の耐震診断では 0.70 であった⁷⁾。この差異は診断実施者による柱内法長さの採用方法、袖壁付き柱として認識するための基準等の工学的判断の違いに基づくものである。それゆえ桁行方向 3 階の耐震補強は不要であるとの建物所有者の判断は妥当であったことを申し添える。

鉄骨ブレース (H-200×200×8×12) の増設で、桁行方向 1、2 階および PH の I_s 値はそれぞれ 0.43 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 I_s 値は 0.64 から 0.67

に上昇し $I_{so}=0.70$ にかなり近く、 $C_{TU} \cdot S_D$ 値 (C_{TU} : 終局限界変形時の累積強度指標) も 0.69 と大きかった。

C-5 通りおよび C-17 通りの柱は袖壁付き極脆性柱 ($F=0.8$) であるが、 $F=1.0$ 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 $F=1.0$ で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 $F=2.0$ で累積強度指標 $C_T=0.40$ 、 0.43 であり、大きな変形に比して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以上のせん断柱およびせん断壁について、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とを比較したところ、両者は概ね一致した。

表 4.2.2 桁行方向の二次診断結果

(a) 耐震補強前

階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	1.00	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

(b) 耐震補強後

階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	0.90	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_o : 保有性能基本指標 F_u : 終局限界変形時の靱性指標

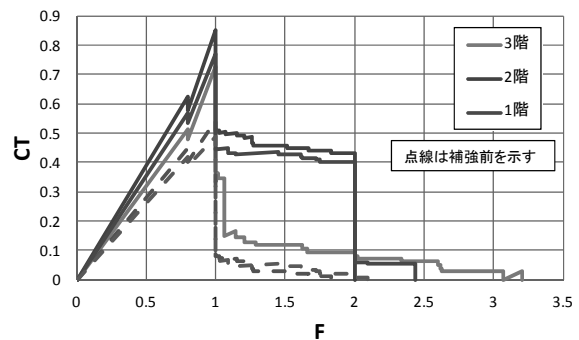
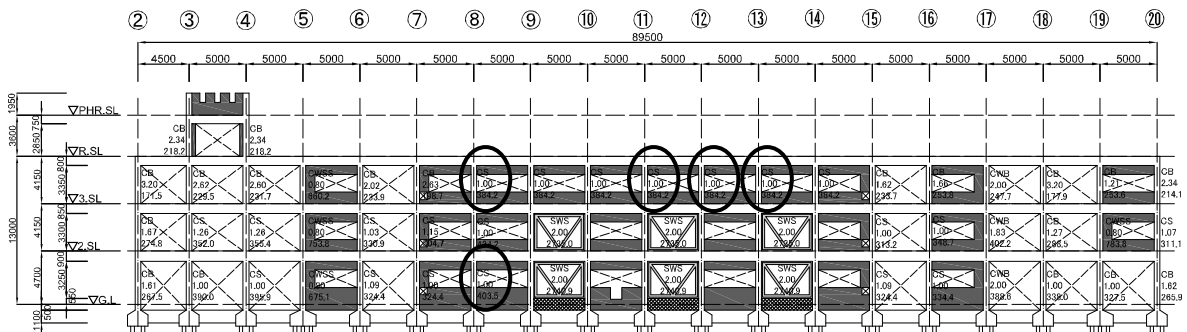


図 4.2.5 桁行方向の C_T-F 関係



上段: 破壊モード、中段: 靱性指標 F 値、下段: 保有せん断力 (単位: kN)

凡例: CB: 曲げ柱 CS: せん断柱 WB: 曲げ壁 WS: せん断壁 CWB: 曲げ袖壁付き柱 CWSS: 袖壁付き極脆性柱

SWS: タイプ I (ブレースの座屈および降伏)

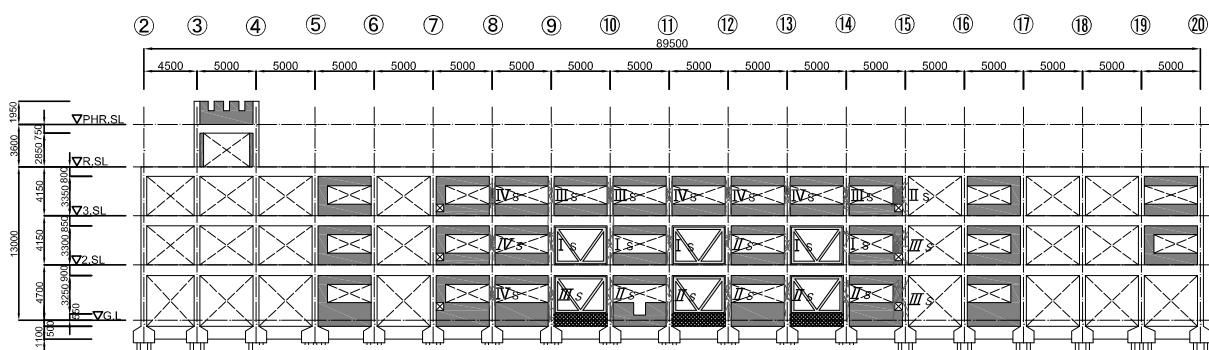
図 4.2.6 耐震補強後の北側構面 (C 通り) の耐震二次診断による破壊形式

2) 張間方向について

当該建物の張間方向については、建物所有者による耐震診断の結果⁷⁾を以下に示す。耐震補強前の張間方向 1 階の A-20 柱は下階壁抜けで片側に袖壁が付いていたが、地震時の変動軸力によって圧壊すると判定された。この部位に RC 開口壁を増設することによって当該柱の軸圧壊を防止した。この補強によって張間方向 1 階の I_s 値は 0.72 から 0.80 に上昇した。耐震補強後の張間方向 1 階、2 階および 3 階の I_s 値はそれぞれ 0.80、0.83 および 1.23 であった。

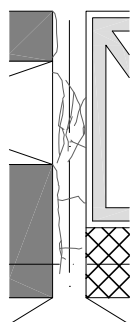
(5) 鉄骨ブレース架構の挙動

C通りの鉄骨ブレース近傍のRC柱のひび割れ状況を図4.2.7に、鉄骨ブレース脇のRC柱のひび割れ例を写真4.2.9にそれぞれ示す。1階および2階の鉄骨ブレース脇柱に幅0.2~1.5mmのせん断ひび割れが発生した(以上は2011年11月の再調査による)。これは連層鉄骨ブレース架構の挙動として、両脇のRC柱と鉄骨ブレースとで水平せん断力を負担したことを示す。なおブレース斜材には塗装の剥離などは観察されなかったことから、本震時にはブレース斜材は弾性域に留まったと考えられる。

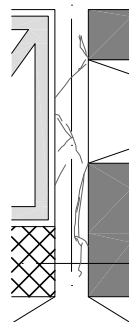


C通りの鉄骨ブレース近傍の柱のひび割れ状況

イタリックの数字：2011年11月の調査によって進行した損傷度



1階9通りの柱



1階10通りの柱

図4.2.7 C通りの鉄骨ブレース近傍の柱のひび割れ状況と鉄骨ブレース脇柱のひび割れ例

一方、鉄骨ブレース架構に取り付く境界梁の危険断面に曲げひび割れが発生した。また鉄骨ブレースに直交する張間方向10通りの短スパン梁では、3階床梁のヒンジ領域にせん断ひび割れおよび曲げひび割れが発生した(図4.2.8)。これらのひび割れは、連層鉄骨ブレースを含むRC部分架構の浮き上がり回転に対して、境界梁や直交梁が抵抗したことを示す兆候と考えられる。

そこで、C通り1階における鉄骨ブレース架構の水平耐力を計算した。両脇のRC柱のせん断破壊とブレース斜材の引張り降伏および圧縮座屈(タイプIと呼ぶ。図4.2.9(a)を参照)によって決まる水平耐力は2741kNであった。一方、連層鉄骨ブレースの基礎浮き上がり回転破壊(図4.2.9(b)による水平耐力は2868~3595kNで、タイプIの水平耐力と同等かやや大きかった。すなわちこの二つの破壊形式が混在して発生する可能性を示唆する。このような予測と前述の被害状

況とは概ね一致した。なお本建物では1階柱の主筋量が多いために、連層鉄骨ブレース架構の全体曲げ破壊による水平耐力はこの二タイプに較べて十分に大きかった。



写真4.2.9 1階鉄骨ブレース脇のC-14柱のせん断ひび割れ

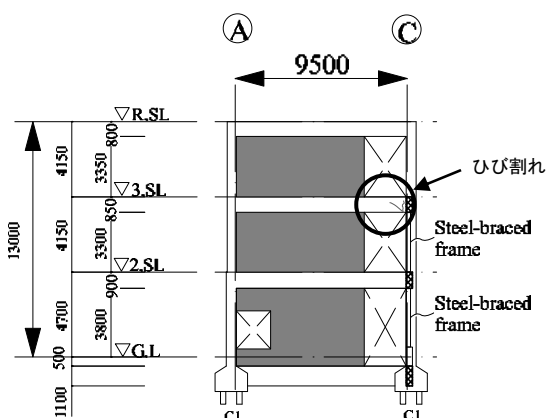
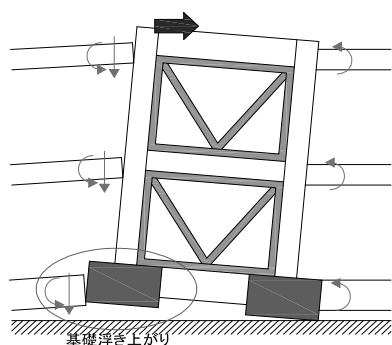
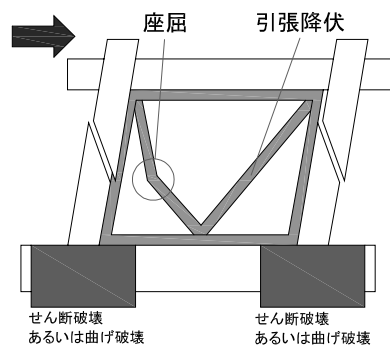


図4.2.8 10通りの軸組と梁のひび割れ状況



(a) ブレース斜材の引張り降伏と座屈



(b) 基礎の浮き上がり回転

図4.2.9 鉄骨ブレースで補強したRC骨組の想定される破壊モード

(6) 3階が中破した一要因

図4.2.7に示すようにC通り1階および2階の鉄骨ブレースは腰壁および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および垂れ壁は、両脇の柱と切り離すための耐震スリットを設けることなく、そのままに残された。この腰壁および垂れ壁が鉄骨ブレースの面内水平変形を拘束した結果、1階および2階の水平剛性が耐震補強設計で想定した以上に増大したと思われる。耐震補強しなかった3階の水平剛性は相対的に低下し、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のである^{4, 5)}。

すなわち、鉄骨ブレースに隣接する腰壁および垂れ壁を残したまま耐震補強を施した際には、鉄骨ブレース架構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。

(7) 多質点系モデルによる建物の地震応答解析

1) 解析の概要

当該建物の地震時挙動を把握するため、建物を三質点系せん断型モデルに置換し、地震応答解析を行った。解析には多質点系解析プログラム ERA⁸⁾を用いた。本研究では主に上部構造の地震応答に着目したため、基礎は剛とし、後述のように地表における EW 方向の推定地震動(95~155 秒の 60 秒間)を作成して入力した。各階の重量は 1 階 16418 kN、2 階 14333 kN、3 階 11631 kN である。二次診断結果から靱性指標 F 値で鉛直部材のグルーピングを行い、せん断破壊が先行する部材(以下、せん断部材と呼ぶ)のせん断強度の総和を最大強度とするばね 1 個(せん断部材群 $0.8 \leq F < 1.27$)と、曲げ破壊が先行する部材(以下、曲げ部材と呼ぶ)の曲げ強度の総和を降伏強度とするばね 2 個(曲げ部材群 $1.27 \leq F < 2.0$ および $2.0 \leq F$)の合計 3 個の非線形ばねを各層で設定した。復元力特性はせん断部材に原点指向型モデル、曲げ部材に武田モデルを使用した。

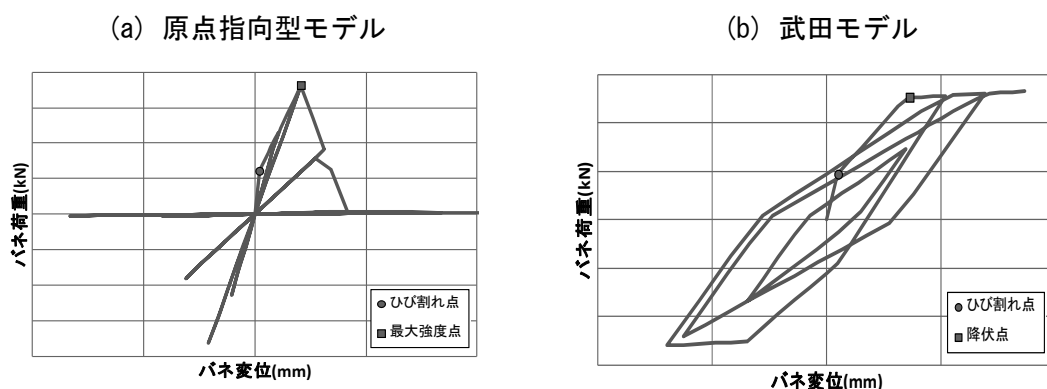


図 4.2.10 使用した復元力履歴モデル

図 4.2.10(a)に示す原点指向型モデルは、ひび割れ点および最大強度点を直線で結んだ 3 折れ線の骨格曲線を与え、簡単のためひび割れ強度は最大強度の $1/3$ 、ひび割れ変位は最大強度時変位の $1/10$ とし、靱性指標 $F=1.0$ に相当する層間変位を最大強度時変位とした。せん断強度到達後の耐力低下を考慮するため、最大強度後の負勾配として最大強度時割線剛性の負値を与えた。

図 4.2.10(b)に示す武田モデルは、ひび割れ点および降伏点を直線で結んだ 3 折れ線の骨格曲線を与え、ひび割れ時の強度と変位は原点指向型モデルと同様であり、靱性指標 $F=1.27$ に相当する層間変位を降伏時変位とした。降伏後の第 3 剛性は初期剛性の $1/100$ とした。

原点指向型モデルで負勾配を考慮するため、数値計算には Newmark β 法 ($\beta=0$: 中央差分法と等価)を用いた。粘性減衰は 3% とし、初期剛性に比例させた。多質点系解析による建物の一次固有周期は補強前 0.28 秒、補強後 0.25 秒であった。耐震補強により 1、2 層の初期剛性はそれぞれ 1.23 倍、 1.28 倍に増大した。補強後における 1、2 層の初期剛性は 3 層のそれと比較するとそれぞれ 1.51 倍、 1.67 倍となった。

2) 推定地震動の作成

I中学校の敷地での地震動を推定するため、2kmほど西に位置する KiK-net 芳賀観測点の地中(深度 112m) で得られた EW 方向および NS 方向の加速度時刻歴を当該敷地の工学的基盤(深度 15m 以下のせん断波速度 341m/s の細砂層) に同時入力し、表層地盤による増幅を考慮する等価線形解析を行った。解析には、一次元重複反射理論に基づくプログラム DYNEQ⁹⁾を用いた。なお、解析の詳細については文献⁴⁾を参照されたい。

I中学校と KiK-net 芳賀観測点の標高はいずれも 100m 程度で、表層地盤の土質も類似した。入力地震動および解析結果として得られた I中学校の地表加速度時刻歴を比較して図 4.2.11 に示す。芳賀観測点の最大地中加速度は EW 方向 172.8gal、NS 方向 176.9gal であった。表層地盤の増幅効果により I中学校地表の最大加速度は EW 方向 558.4gal、NS 方向 510.9gal に増大し、最大速度は EW 方向 34.1kine、NS 方向 33.2kine であった。増幅スペクトル(I中学校地表の工学的基盤に対するフーリエスペクトルの比)を図 4.2.12 に示す。周波数 3.25Hz で振幅が大きく増幅されたことから、表層地盤の一次固有周期は 0.31 秒である。これは芳賀観測点における表層地盤の増幅特性に近い¹⁰⁾。耐震補強後の建物の一次固有周期は上述のように 0.25 秒で、表層地盤の固有周期とほぼ一致した。Nigam による方法(線形加速度法)で求めた減衰定数 3%時の EW 方向の加速度応答スペクトルを図 4.2.13 に示す。地表での地震動のスペクトルのピークが周期 0.31 秒にあり、本震時に建物が共振した可能性が高い。

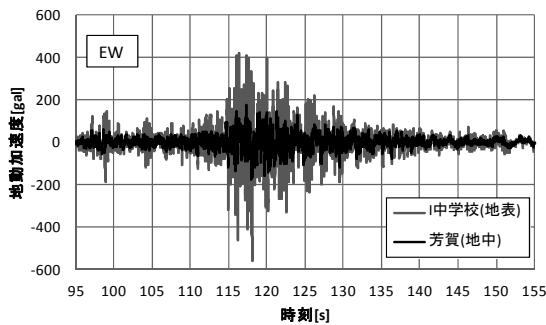


図 4.2.11 地動加速度の時刻歴 (EW 方向)

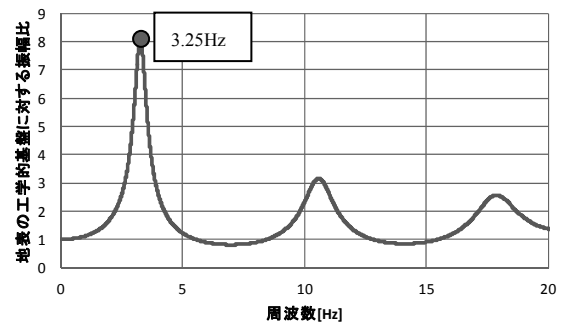


図 4.2.12 増幅スペクトル

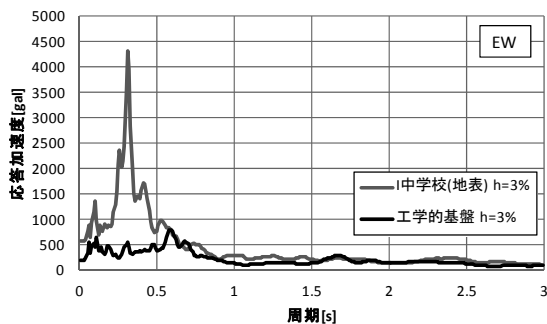


図 4.2.13 地震動の加速度応答スペクトル

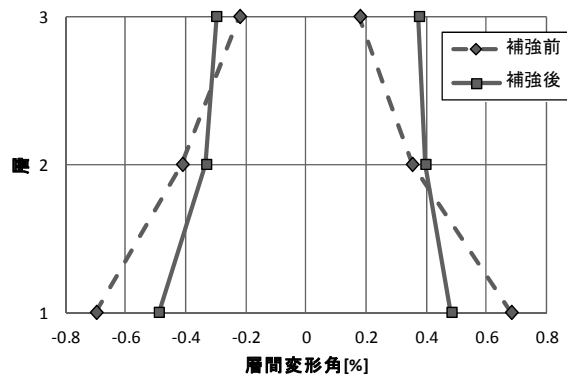


図 4.2.14 各層の応答最大層間変形角

3) 解析の結果

補強前後における各層の応答最大層間変形角を図 4.2.14 に示す。破線が耐震補強前、実線が耐震補強後の各応答である。1 層の最大層間変形角は、鉄骨ブレースの増設により補強前後で約 0.7% から約 0.5% に小さくなった。2 層の最大層間変形角は、補強前後ともに約 0.4% でほぼ変わらず、耐震補強の効果が見られなかった。3 層の最大層間変形角は補強前で約 0.2% であったが、補強後に変形が 1.5~2.0 倍に増大した。これは 1、2 階の耐震補強によって相対的に 3 階の剛性が小さくなったことによる。また、補強後における 3 層の最大層間変形角は 0.3~0.4% 程度であり、実被害状況で 3 階 C 通りの柱四本がせん断破壊したことに整合する。耐震補強後の各層の層間変形がほぼ同じであったため、1、2 階の水平剛性が耐震補強設計の想定以上に増大したことを示すまでには至らなかったが、実被害状況は概ね再現できた。

各層の層せん断力-層間変位関係を図 4.2.15 に示す。破線が耐震補強前、実線が耐震補強後の各応答である。1 層において補強前は応答変形が大きくなり、最大耐力到達後に耐力低下領域に入って耐力が 1/2 程度に低下した。それに対して 1 層の補強後では耐震補強により変形が抑えられ、正側で最大耐力に達したものの耐力はほぼ維持した。耐震補強後の 2、3 層の応答は最大耐力には到達しなかったが、せん断部材がせん断破壊する変形(層間変形角 0.4%)の直前まで達した。

(8) 立体骨組モデルによる建物の地震応答解析

1) 解析の概要

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 SNAP¹¹⁾を用いて地震応答解析を行った。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。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。

梁は材端ばねモデルに置換し、軸変形は無視した。柱は 2 方向曲げと軸力の相互作用を考慮で

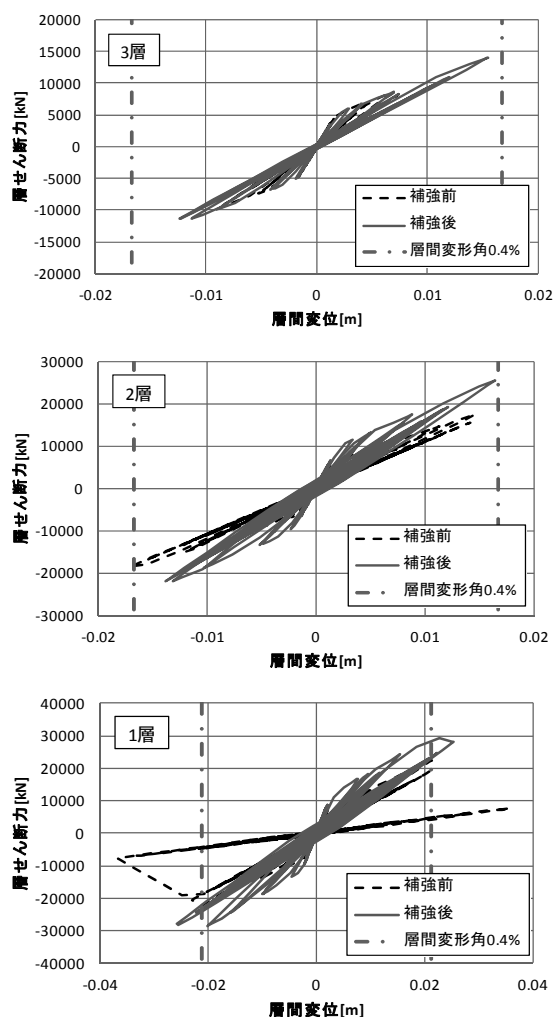


図 4.2.15 各層の層せん断力-層間変位関係

きる Multi-Spring (以下 MS) ばねを柱頭・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 ばねと面内せん断力を負担するせん断ばねを配置した。付帯柱は面内方向のみピン接合とした。鉄骨ブレース架構の部材モデルを図 4.2.16 に示す。鉄骨ブレースは軸ばね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。鉄骨縦枠の影響は小さいと考え、これを無視した。壁および鉄骨ブレース架構の上下梁は剛とした。基礎は浮き上がりを考慮するため、引張に抵抗しない鉛直ばね支持とした。杭の沈下剛性は施工法を考慮した弾性論に基づく方法で求め、杭 1 本当当たりのばね定数は 264.7 kN/mm とした。

梁の曲げばねは武田モデルを用いた。柱・梁および壁のせん断ばね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。鉄骨ブレースの軸ばねおよび MS ばねにおける鉄筋ばねはバイリニア・モデルとした。コンクリートばね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 モデルの鉄筋ばねの数は実断面と同じで、コンクリートばねは 1 本当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・梁および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。スラブの有効幅は RC 規準によって定め、鉄骨ブレースの圧縮耐力は座屈指針¹²⁾による式で求めた。

なお立体骨組解析による建物の一次固有周期は補強前 0.23 秒、補強後 0.21 秒で、表層地盤の固有周期 (0.31 秒) に近い値であった。

先に作成した I 中学校地表面における EW 方向および NS 方向の地震動(95~155 秒の 60 秒間)を同時入力して地震応答解析を行った。粘性減衰は 3%として瞬間剛性に比例させた。

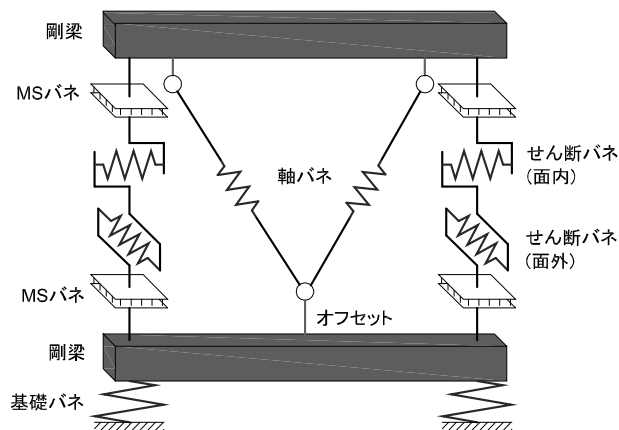


図 4.2.16 鉄骨ブレース架構のモデル化

2) 立体骨組解析の結果

各層の応答層間変形角の最大値を図 4.2.17 に示す。補強前を破線、補強後を黒色の太実線でそれぞれ示した。桁行方向 1、2 階の最大層間変形角は鉄骨ブレースの増設により、それぞれ 0.43% から 0.38%、0.61% から 0.48% に低減した。また、桁行方向 3 階の最大層間変形角は補強前後で 0.34% から 0.57% に増大した。これは 3 階の 2 階に対する初期層剛性の比が補強前後で 0.77 から 0.69 に

低下したことから、1、2階の耐震補強により相対的に3階の剛性が小さくなったためと考えられる。

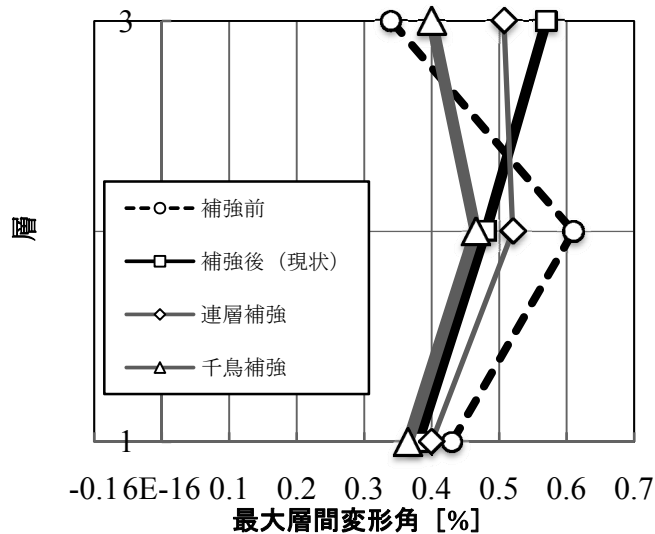


図 4.2.17 各層の応答層間変形角の最大値

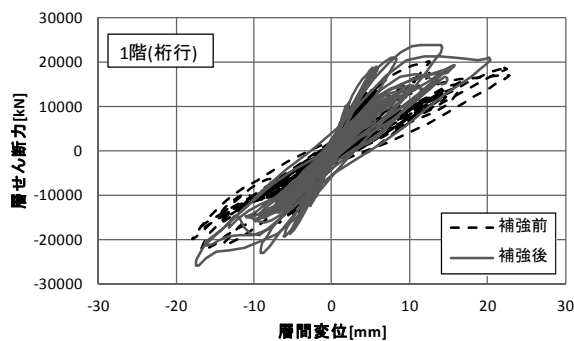


図 4.2.18 1階の層せん断力-層間変位関係

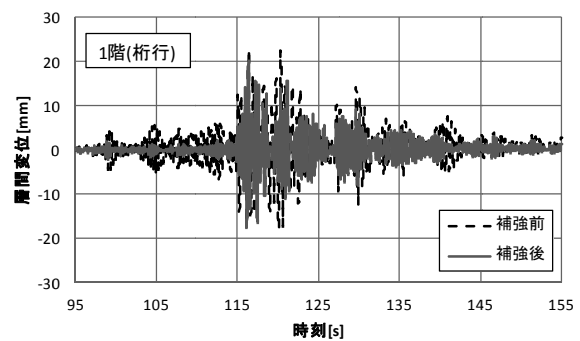


図 4.2.19 1階の応答変位時刻歴

桁行方向 1 階における補強前後の層せん断力と層間変位の関係を図 4.2.18 に、応答変位時刻歴を図 4.2.19 にそれぞれ示す。破線が耐震補強前、実線が耐震補強後の各応答である。連層鉄骨ブレース架構の破壊モードが基礎浮き上がり回転に支配された影響で、補強後 1 階の最大層せん断力は約 17% 上昇した程度にとどまり、履歴形状も補強前後で顕著な差異は見られなかった。

耐震補強前の A 通りでは、1 階の腰壁・垂れ壁付き柱がほぼ全てせん断破壊した。また 2、3 階でほとんどの梁両端に降伏ヒンジが形成された。耐震補強前の C 通りでは、時刻 113 秒から 115 秒過ぎにかけて全ての階で腰壁・垂れ壁付き柱がせん断破壊するとともに、ほとんどの梁端に曲げ降伏ヒンジが形成された。

耐震補強後の A 通りでは、1 階の柱は解析ではほとんどがせん断破壊したが、実被害では軽微なせん断ひび割れ程度にとどまり、解析は実被害を過大に評価した。また一部の連層鉄骨ブレース架構において解析で圧縮ブレースが座屈した点も実状とは異なった。

耐震補強後の C-7 通り~C-15 通りにおける地震終了時の各部材の損傷状況を図 4.2.20 に示す。

○は曲げひび割れ、●は曲げ降伏、△はせん断ひび割れ、▲はせん断破壊をそれぞれ表す。地震による現実のせん断損傷のうち損傷度 III 以上をローマ数字で併記した。また、鉄骨ブレース架構をハッチして明示した。地動加速度が急激に大きくなる時刻 115 秒過ぎに、全ての階で柱、梁および壁部材の曲げ降伏あるいはせん断破壊がほぼ一斉に発生した。また、同時期に全ての鉄骨ブレース架構で浮き上がりが発生した。鉄骨ブレース架構の上に位置する 3 階の柱はすべてせん断破壊し、3 階 C 通りの柱 4 本がせん断破壊した実被害状況を再現できた。また鉄骨ブレース架構に取り付くすべての境界梁で両端に降伏ヒンジが形成された。これは境界梁が浮き上がり回転に抵抗したためと考えられる。解析で鉄骨ブレース脇の柱がせん断破壊した点は実状と整合しないが、C 通りの他の部材の破壊モードは実被害状況と比較的よく一致した。

●：曲げ降伏(白抜きはひび割れ) ▲：せん断破壊(白抜きはひび割れ)

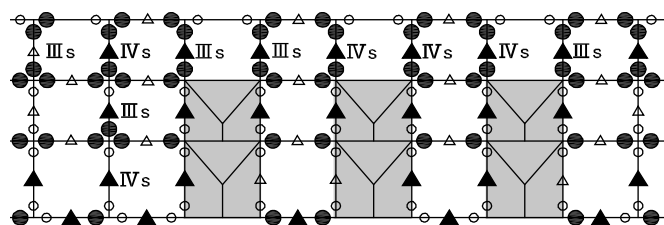


図 4.2.20 耐震補強後の C 通りの損傷状況 (地震終了時)

なお本解析では基礎を引張り力に抵抗しない鉛直ばね支持とし、せん断に対しては剛と仮定したが、実際には杭が破壊したことで、上部構造に伝えられる地震力は低減された可能性がある。これが全体的に実被害状況よりも解析結果の損傷程度が大きくなった一要因であると思われる。

張間方向の壁や直交梁は曲げ降伏あるいはせん断破壊したものもあったが、多くはひび割れ発生程度に留まった。

3) 本事例における耐震補強の改善案

対象建物の実被害を抑止するために必要な耐震補強方法を考察した。まず 3 階への鉄骨ブレース設置枚数を変数とした地震応答解析を行ったところ、鉄骨ブレースを 2 枚設置すれば 3 階への応答変形の集中を抑止できることが分かった。そこで、被害が大きかった C-8 通り~C-14 通りの柱に取り付く腰壁・垂れ壁には全階で耐震スリットを設けたうえで、2 枚の鉄骨ブレースを

(A) 3 階 C-9、10 通り間および C-11、12 通り間に設置して、1 階から 3 階まで連層配置とした場合 (図 4.2.21(a))、および、

(B) 3 階 C-10、11 通り間および C-12、13 通り間に設置して、2 階と千鳥になるように設置した場合 (図 4.2.21(b))、

の二例について地震応答解析を行った。

上述した改善案(A)および(B)について、各層の応答層間変形角の最大値を図 4.2.17 に示す。千鳥配置した場合(灰色の太実線)は連層配置した場合(灰色の細実線)に比べて全階で最大層間変形

角は小さくなった。特に3階の最大層間変形角は、連層配置の場合の0.51%から千鳥配置の場合の0.40%へと約2割低減された。なお3階の最大層間変形角は千鳥配置によって現状(0.57%)の7割に低減された。

千鳥配置における地震終了時の各部材の損傷状況を図4.2.22に示す。■は鉄骨ブレースの座屈あるいは引張降伏を表す。連層配置では三連層の鉄骨ブレース架構の浮き上がり回転が卓越し、ほぼ全ての鉄骨ブレースが弾性域に留まった。これに対して千鳥配置では、1、2階の二連層鉄骨ブレース架構の浮き上がりが3階に千鳥に設置した鉄骨ブレースによって抑えられ、全ての鉄骨ブレースが座屈あるいは引張降伏した。なお、千鳥配置の場合は最大応答層せん断力も増大し、鉄骨ブレースがエネルギーを吸収したことで履歴形状も紡錘形に近づいた。また、耐震スリットの設置によりせん断破壊する柱の本数は減少したが、依然としてせん断破壊する柱は存在した。

以上から本建物の場合には、耐震スリットと3階への鉄骨ブレースの設置(特に千鳥配置)との併用が、3階の層間変形を抑制して3階柱のせん断破壊の防止に有効であると考えられる。

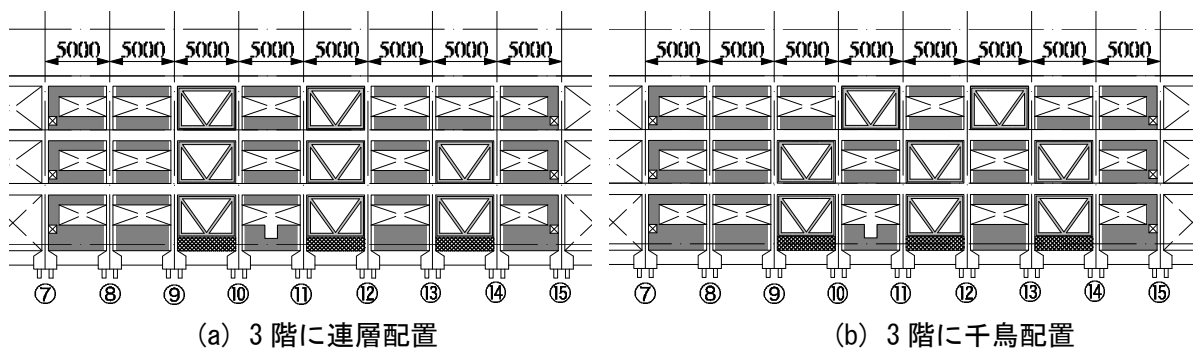


図4.2.21 耐震補強の改善案

● : 曲げ降伏(白抜きはひび割れ) ▲ : せん断破壊(白抜きはひび割れ) ■ : 座屈・引張降伏

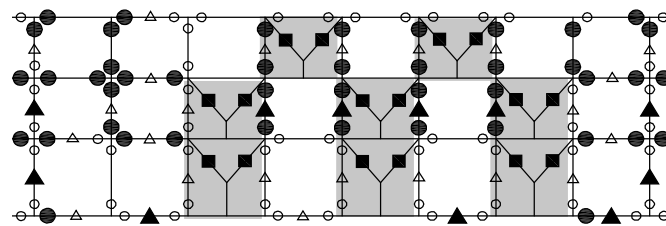


図4.2.22 鉄骨ブレースを千鳥配置したときのC通りの損傷状況(地震終了時)

(9) まとめ

東北地方太平洋沖地震(2011)により被災したI中学校普通教室棟の被害状況を概説し、耐震診断および地震応答解析によって耐震性能を検証した。当該建物は鉄骨ブレースによって1階、2階およびペントハウスを耐震補強した3階建て鉄筋コンクリート造校舎であり、杭基礎によって支持された。本項のまとめを以下に示す。

1) 耐震補強を施さなかった3階で柱4本がせん断破壊し、中破の被害を受けた。耐震補強した1、

2階でも数本の柱がせん断破壊した。耐震補強後の建物の第2次耐震診断によれば桁行方向3階の構造耐震指標 I_s は0.67で1階および2階と比較して小さかったが、強度は十分であった。3階に被害が集中した原因の一つとして、1階および2階の鉄骨ブレース架構に隣接する腰壁および垂れ壁が鉄骨ブレース架構の水平剛性を増大させ、相対的に3階の水平剛性が低下した可能性を指摘した。

2) 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と判定された。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、2011年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。

3) I中学校の敷地での地震動を推定するため、2kmほど西に位置するKiK-net芳賀観測点の地中で得られた水平二方向の加速度時刻歴を当該敷地の工学的基盤に入力し、表層地盤による増幅を考慮する等価線形解析を行った。その結果、I中学校の最大地表加速度は芳賀観測点の最大地中加速度の約3倍に増幅した。また、建物の桁行方向(EW方向)および地盤の固有周期は0.3秒程度で、表層地震動の加速度応答スペクトルの卓越周期とほぼ一致したことから本震時に共振が起こった可能性がある。

4) 建物を三質点系せん断型モデルに置換して、表層地盤による増幅を考慮した地表地震動を入力して非線形地震応答解析を行った。耐震補強した1層の応答変形は補強前と比べて約0.7倍に低減された。相対的に剛性が小さくなった3層の補強後における変形は補強前の1.5~2.0倍に増大した。耐震補強後の各層の層間変形がほぼ同じであったため、1、2階の水平剛性が耐震補強設計の想定以上に増大したことを示すまでには至らなかったが、実被害状況は概ね再現できた。

5) 建物を立体骨組にモデル化して水平二方向に地表地震動を入力する非線形地震応答解析を行ったところ、実被害状況を概ね再現できた。耐震補強した桁行方向1階および2階の応答変形は補強前と比べて約0.8~0.9倍に低減された。相対的に剛性が小さくなった桁行方向3階の応答変形は1、2階の補強前後で1.7倍に増大した。

6) 対象建物の実被害を抑止するためには、腰壁および垂れ壁への耐震スリットの設置と3階への鉄骨ブレースの設置(特に千鳥配置)との併用が有効であることを立体骨組による地震応答解析の結果から指摘した。

なお当該建物はその後解体されて、新しく建て直された。

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市貝町役場(入野正明町長)および市貝町教育委員会(大貫宏衛教育長)、多質点系解析プログラムを使用させて下さった大林組技術研究所副所長・勝俣英雄氏に厚く御礼申し上げます。また、芳賀観測点での強震記録は防災科学技術研究所のKiK-netによるものである。記して謝意を示す。

地震被害調査は北山和宏・首都大学東京教授、岸田慎司・芝浦工業大学准教授、柏崎隆志・千

葉大学助教、中村孝也・首都大学東京助教（当時）、田島祐之・アシス主任研究員および石木健士朗・首都大学東京大学院生（当時）の各氏によって行なわれた。

なお本報告の一部は、首都大学東京大学院・建築学域の2012年度修士論文研究として石木健士朗氏（現・鹿島建設）が取り組んだ成果である。

4-2-3. 耐震補強途中で被災したRC建物の被害

本項では、耐震補強途中で中破の被害を生じた3階建て校舎の被災状況を報告する。

（1）学校の概要

那須町立K小学校は栃木県北部の高久丘陵の東端付近に位置する。教室棟、管理棟および体育館が配置され、教室棟と管理棟とはExp.J（不適切な詳細のため、実質は機能せず）を介して接続されている。本項では耐震補強途中で被災した教室棟を対象とする。付近の気象庁震度階は6弱であった。

なお2階建ての管理棟（1974年竣工、延床面積1,270 m²、杭基礎）は凸形平面をしており、桁行方向1階および2階の I_s 値はそれぞれ0.74および0.57、張間方向1階および2階の I_s 値はそれぞれ0.57および0.90（いずれも建物所有者の耐震二次診断による）で、各階とも耐震補強が必要と判定されたが、耐震補強が実施される前に2011年3月の地震に遭遇した。建物所有者の調査によれば、各階・各方向の柱および耐震壁には損傷度1から2程度のせん断ひび割れが発生した。桁行方向1階の耐震性能残存率 R は90.1%であり、被災度は小破であった。管理棟の傾斜や沈下は見られなかった。

（2）建物の概要

教室棟（1974年竣工、延床面積3,981 m²）は塔屋付きRC3階建ての校舎で、PC杭基礎で支持されている。桁行方向は108 mと長い24スパン（スパン長4.5 m）のフレーム構造、張間方向は1スパン（スパン長9.95 m、一部は2あるいは3スパン）の耐震壁付きフレーム構造である。北側には平屋の給食室が教室部分と一体となって付属する。

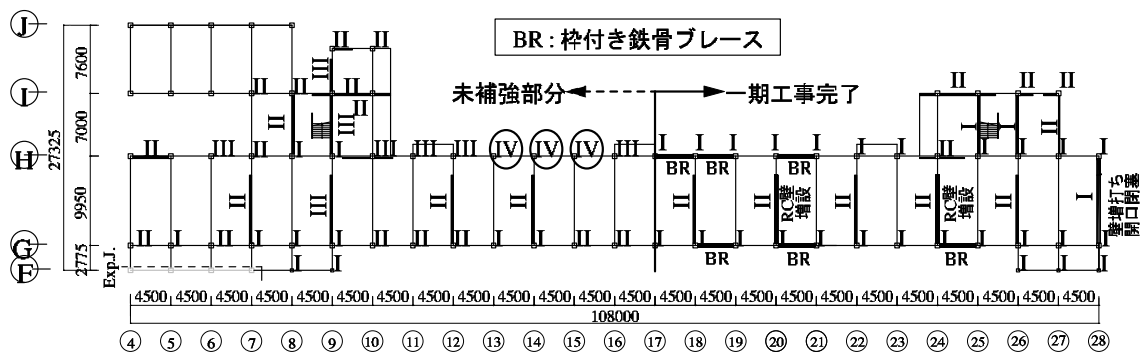
17通りより東側の第一期工期部分が2010年2月に耐震補強されて、桁行方向には1階に6枚、2階に5枚および3階に1枚の鉄骨ブレース（H-200×200×8×12）が設置された。張間方向の20通りおよび24通りの1階および2階には通路のための開口を設けたRC耐震壁が増設された。また東妻面（28通り）の1階および2階のRC耐震壁は増し打ちされて、さらに開口が閉塞された。17通りより西側の第二期工事は未実施のままで2011年3月の地震に遭遇した。南側全景を写真4.2.10に、北側構面の一部を写真4.2.11に、耐震補強途中（被災当時）の1階平面図およびH通り軸組を図4.2.23にそれぞれ示す。



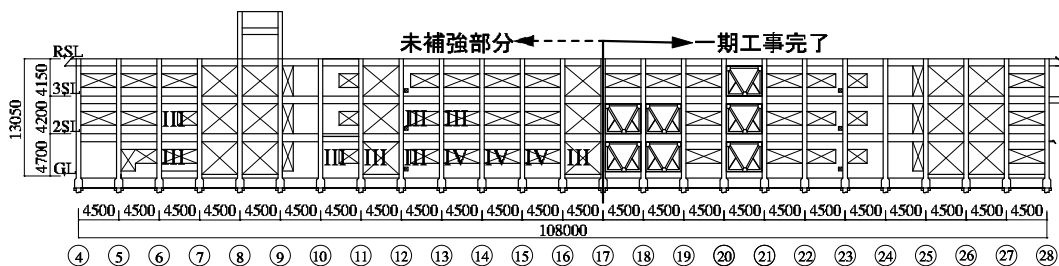
写真 4.2.10 南側全景



写真 4.2.11 北側構面



(a) 1階平面図



(b) H通り軸組図

図 4.2.23 1階平面図およびH通り軸組図

代表的な柱断面は桁行方向に対してせい 500 mm、幅 550 mm の矩形であり、主筋は 1 階で 20-D22 であった。帯筋(2-9φ)の配筋間隔は 150 mm (せん断補強筋比 : 0.15%) で、末端処理は 90° フックであった。コンクリート設計基準強度は 18N/mm² で、コア抜きによるコンクリート圧縮強度は 1 階で 17.3 N/mm²、2 階で 23.0 N/mm²、3 階で 31.5 N/mm² (いずれもコア 3 本の平均圧縮強度から標準偏差の 1/2 を控除した数値) であった。

第一期の耐震補強工事が完了した段階での教室棟の構造耐震指標 I_s は、建物所有者の耐震二次診断によれば、桁行方向の 1 階から 3 階の順に 0.58、0.58 および 0.72、張間方向の 1 階から 3 階の順に 0.56、0.55 および 0.85 であった。いずれの I_s 値も靱性指標 $F = 1.0$ で決定した。

(3) 被害の概要

1 階の柱および壁の損傷度を図 4.2.23 にローマ数字で(軸組図には損傷度 3 以上の部材のみを)示す。被害状況を写真 4.2.12 および写真 4.2.13 に示す。耐震補強を施した 17 通りより東の部分では、北面 I 通りの耐震壁に損傷度 2 のせん断ひび割れが見られ、RC 柱は損傷度 1 から 2 程度の被害を受けたが、損傷の程度は比較的軽かった。それに対して未補強の二期工事予定部分では、三本の RC 柱 (図 4.2.23(a)の○印) がせん断破壊 (損傷度 4) し、他の五本に損傷度 3 のせん断ひび割れが発生した。張間方向の 20 通りでは、通路のための開口を設けて増設した RC 耐震壁の開口上部の短スパン梁 (900 mm×350 mm) において損傷度 3 程度のせん断ひび割れが生じた。建物周辺の地盤には微細な隆起・沈下を生じたが、建物の傾斜は見られなかった。



写真 4.2.12 せん断破壊した 3 本の RC 柱



写真 4.2.13 1 階柱のせん断破壊



表 4.2.3 桁行方向の耐震性能残存率 R

階	桁行方向	
	R [%]	被災度区分
3	95.4	軽微
2	82.1	小破
1	77.7	中破

桁行方向について各階の耐震性能残存率 R を表 4.2.3 に示す。1 階の耐震性能残存率 R が最も小さくて 77.7%、2 階では 82.1%、3 階では 95.4% であった。なお鉄骨ブレースで補強された部分は

両側柱付き壁とみなして、被災度区分判定を実施した。建物全体では中破と判定されたが、耐震補強を施していない二期工事予定部分だけで判定すると大破に近かった。

三連層鉄骨ブレースに直交して接続する短スパン梁（20通り）に上述のようにせん断ひび割れが発生し、1 スパンあけて隣接する二つの連層鉄骨ブレースに挟まれた境界梁の端部には曲げひび割れが生じた。1階および3階の鉄骨ブレース脇のRC柱には輪切り状のひび割れが数本見られた。これらはいずれも三連層鉄骨ブレースを含むRC部分架構の浮き上がり回転あるいは全体曲げ挙動の兆候を示すものである。三連層鉄骨ブレースの地震時の挙動について検討し、ブレース斜材の引張り降伏・座屈時の耐力と全体曲げ耐力とがほぼ同等であることを確認した。

管理棟とのあいだにある Exp.J の構造詳細が不適切で、教室棟の昇降口の底を支える梁（桁行方向）が管理棟の柱に直接貫入していたため、この部分の梁付け根が激しく損傷した（写真4.2.14）。



(a) 管理棟(左)、教室棟(右)と昇降口の庇 (b) 教室棟の昇降口の底を支える梁の損傷

写真 4.2.14 庇を支える梁の激しい損傷

(4) まとめ

那須町立 K 小学校の教室棟は耐震補強を二期に分けて実施する計画だったため、校舎の一部のみの耐震補強が完了した状態で 2011 年 3 月 11 日の本震を迎え、中破の被害を生じた。この例では鉄骨ブレース等によって耐震補強を施しており、補強済み工区の部分ではほとんど被害はなかったものの、未補強工区の部分で RC 柱のせん断破壊等の激しい損傷を生じた。

耐震補強設計において RC 耐震壁や鉄骨ブレースを平面内に配置するにあたっては、偏心によるねじれ振動を生じないように剛性分布に配慮する。しかし建物の使用性等の観点から、ねじれ振動による悪影響が顕著とならない場合には増設する水平力抵抗要素の平面内での分布については重視されない傾向にある。

しかしながら本事例は、耐震補強途中の被災ではあるものの、耐震補強を実施する際には鉄骨ブレースのような水平力抵抗要素を平面内に偏って集中的に配置するのではなく、ある程度分散してバランス良く配置するべきであることを示唆すると考える。

なお教室棟はその後、被災部分を補修するとともに耐震補強設計を見直して第二期の耐震補強工事を実施し、現在も使われ続けている。

謝辞

当該小学校の被害調査の便宜を図っていただき、耐震診断報告書を提供していただいた那須町役場および那須町教育委員会に厚く御礼申し上げます。また、現地調査にあたって文教施設協会・学校建物耐震診断等判定委員会（岡田恒男委員長）の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

4-2-4. 耐震補強された RC 建物の上部構造および基礎構造の被害

～A 小学校の事例～

本項では、桁行方向の1階および2階を鉄骨ブレースで耐震補強し、1階から3階までを RC 袖壁で補強したが、耐震補強を施さなかった張間方向において中破の被害を生じ、さらに基礎下の掘削によって杭頭のせん断破壊が明らかとなった RC3 階建て校舎の事例を紹介する。なお当該建物の耐震性能についての解析検討が文献¹³⁾で為されている。

(1) 学校の概要

高根沢町立 A 小学校は宇都宮市の東に接する鬼怒川のそばにあり、鬼怒川沿いの低地と五行川沿いの低地の間の狭い範囲に分布する洪積台地上に位置する。敷地の西端は鬼怒川低地と急崖で接する。周辺地盤の地質調査では、深度約 5m 付近までの N 値は 0～5 であった。

教室棟、管理・教室棟、東側渡り廊下棟、西側渡り廊下棟および屋内運動場が配置されている。教室棟と管理・教室棟は東側渡り廊下棟と西側渡り廊下棟によって接続されており、建物間には Exp.J (間隔 70mm) が設置されている。建物は全て RC 造であり、基礎は杭長 22m の PC 杭基礎、骨組形式は耐震壁付フレーム構造である。2005 年度に耐震補強が行われた。本項では教室棟について言及する。付近の気象庁震度階は 6 強であった。

なお 3 階建ての管理・教室棟 (1975 年竣工、1978 年増築、延床面積 2,486 m²) は 1 階から 3 階まで鉄骨ブレースで耐震補強されたが、この地震によって張間方向の耐震壁に損傷度 2 のせん断ひび割れが生じた。耐震性能残存率 R は張間方向 2 階で最小値 70.2% (2011 年 12 月の調査による) となり、被災度は中破であった。また建物全体が張間方向に 0.5% から 0.9% 傾斜したが、基礎の掘削調査によって杭頭コンクリートの激しい損傷と杭主筋の座屈が確認され、基礎構造の被災度は大破と判定された。

3 階建ての東側渡り廊下棟 (1978 年竣工、延床面積 158 m²) は張間方向 1 階の耐震壁に増し打ちして耐震補強されたが、建物全体が短辺方向に 2.1% から 2.8% 傾斜して、教室棟とのあいだの Exp.J には約 100mm の段差が発生した。上部構造の被害は軽微だったものの基礎構造としては大破と判定された。

(2) 教室棟の概要

教室棟 (1973 年竣工、延床面積 2,673 m²) は塔屋付きの RC 造 3 階建て校舎で、直径 300mm、長さ 22m の PC 杭基礎で支持される。教室棟の南側外観を写真 4.2.15 に示す。平面形状は整形で東西に細長く、桁行方向は 10 スパンのフレーム構造、張間方向は 1 スパン (一部は 2 スパン) の耐震壁付きフレーム構造である。北側に 2 箇所便所が突出しており、南側に東西 2 箇所の渡り廊下が Exp.J (間隔 70mm) を介して接続されている。桁行方向 2、3 階の両妻側には長さ 4.5m の片

持ち梁が跳ね出しており、北側の廊下は跳ね出し長さ約 2.7m の片持ち梁で支持される。1 階平面図および B 通り軸組を図 4.2.24 にそれぞれ示す。



写真 4.2.15 教室棟の南側外観

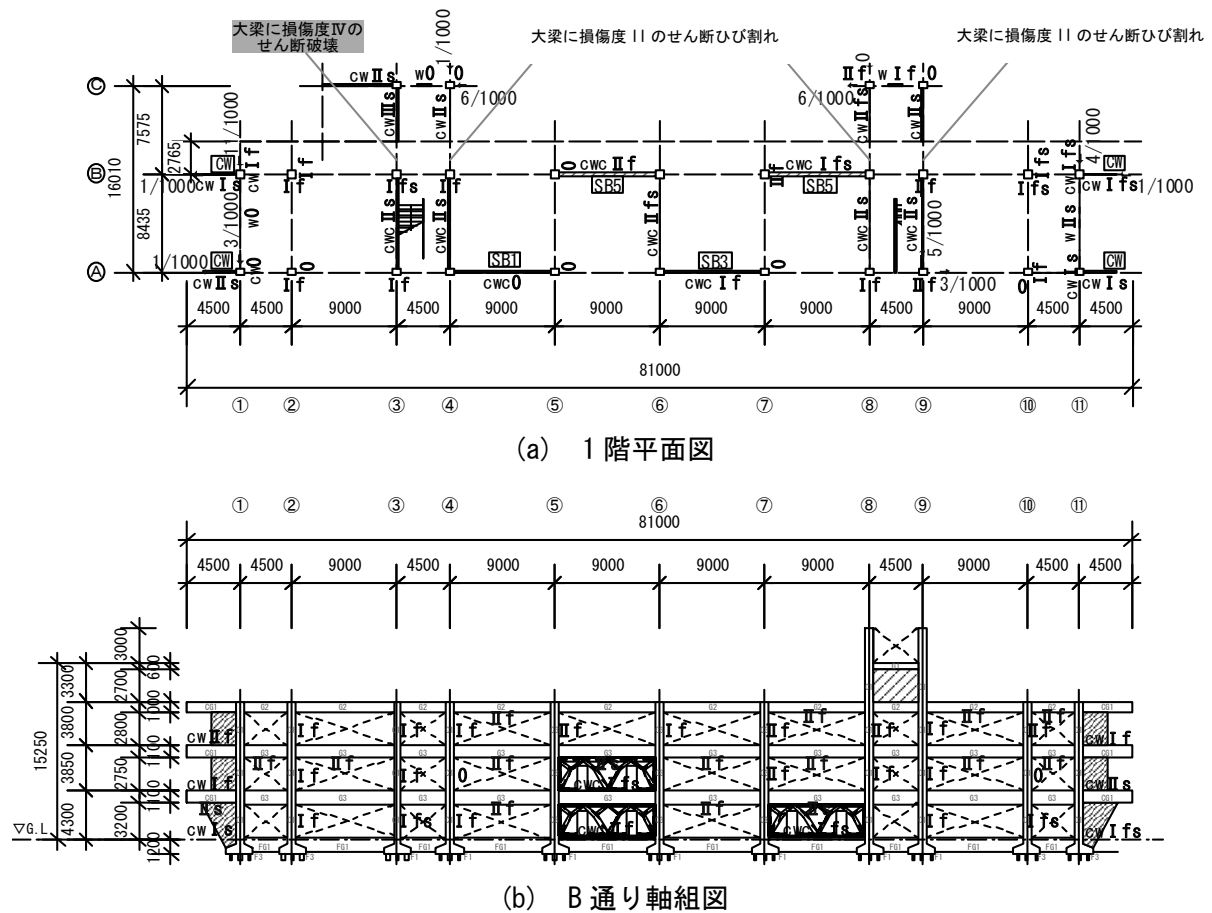


図 4.2.24 1階平面図および B 通り軸組図

2005 年度に耐震補強が施され、桁行方向には写真 4.2.15 左のように A 通りの 1 階および 2 階に各 2 枚の鉄骨ブレース (H-250×250×9×14) が、B 通りの 1 階および 2 階には 2 枚および 1 枚のダブルマンサード型鉄骨ブレース (H-250×250×9×14) がそれぞれ設置された。両妻面の片持ち

梁は跳ね出し長さが 4.5m と長く上下方向の地震力に対して危険であったので、跳ね出し長さが短くなるように各階に RC 袖壁を設置した。

1 階の代表的な柱断面は桁行方向に対してせい 700mm、幅 650mm の矩形であり、設計図書によると柱主筋は 16-D22、帯筋は 2-φ9@100 で端部処理は 90 度フックで、コンクリート設計基準強度は 21N/mm^2 であった。

教室棟の構造耐震指標 I_s は建物所有者の耐震二次診断によれば、耐震補強前の桁行方向の 1 階から 3 階の順に 0.27、0.29 および 0.77、耐震補強後の桁行方向の 1 階から 3 階の順に 0.71、0.71 および 0.91 であった。張間方向については、1 階妻面に極脆性柱があったのでこれを解消するように開口部を新設した。その結果、耐震補強後の張間方向の構造耐震指標 I_s は 1 階から 3 階の順に 0.78、0.99 および 1.61 であった。

(3) 被害の概要

1 階の柱および壁の損傷度および B 通り軸組の部材損傷度を図 4.2.24 にローマ数字で示す。被害状況を写真 4.2.16 から写真 4.2.19 に示す。RC 柱には軽微な曲げひび割れが、片側柱付壁に損傷度 2 程度のせん断ひび割れがそれぞれ見られた。耐震補強のために増設された RC 袖壁にわずかなせん断ひび割れが発生した。鉄骨ブレースに接続する桁行方向の大梁付け根には損傷度 2 程度の曲げひび割れとわずかなせん断ひび割れが見られた。北側の廊下は張間方向の片持ち梁で支持されていたが北面の RC 雑壁の損傷が激しく、コンクリートの脱落と鉄筋の座屈を生じた。



写真 4.2.16 北面 1 階の RC 雑壁のせん断ひび割れ



写真 4.2.17 北面 1 階の RC 雑壁の損傷

北側突出部分の張間方向 3 通りの梁では、B 通りと C 通りとのあいだに通路のための開口が設けられていたが、その部分の短スパン梁が 2 階床および 3 階床位置でせん断破壊した(写真 4.2.18)。張間方向の教室戸境にはコンクリート・ブロック (CB) 壁と RC 耐震壁とが交互に配置されていたが、RC 耐震壁には損傷度 2 および 3 のせん断ひび割れが見られ、CB 壁にも損傷が生じた。



写真 4.2.18 張間方向の短スパン梁のせん断破壊



写真 4.2.19 杭頭の破壊状況

教室棟の耐震性能残存率 R は、桁行方向・張間方向ともに 1 階が最も小さく 93.8% および 78.6% であった。なお鉄骨ブレースで補強された部分は両側柱付き壁とみなして桁行方向の耐震性能残存率 R を算出した。このように張間方向 1 階の損傷によって、教室棟の被災度は中破と判定された。なお本震から約 9 ヶ月後に再調査を行なったところ各階の損傷はさらに進展しており、張間方向 1 階の耐震性能残存率 R は 69.8% に低下した。また張間方向 3 階の耐震壁には損傷度 2 から 3 のせん断ひび割れが生じており、耐震性能残存率 R は 67.1% であった。

建物所有者による基礎の掘削調査によって、写真 4.2.19 のように杭頭部のコンクリートの激しい損傷と杭主筋 (PC 鋼線) の露出が観察された。これより基礎構造の被災度は大破と判定された。

(4) まとめ

高根沢町立 A 小学校の教室棟は桁行方向の 1 階および 2 階を鉄骨ブレースで耐震補強し、1 階から 3 階までを RC 袖壁で補強した。しかしながら 2011 年 3 月 11 日の地震によって耐震補強を施さなかった張間方向の多くの RC 耐震壁に損傷度 2 程度のせん断ひび割れが生じ、建物全体としては中破と判定された。さらに基礎下の掘削によって杭頭の激しい損傷が確認され、基礎構造は大破と判定された。

張間方向 1 階の構造耐震指標 I_s は 0.78 で十分な耐震性能を保有すると判断された。張間方向の RC 耐震壁にせん断ひび割れが発生したことは、想定通りに地震時水平力を負担して有効に機能したことを示しており、このこと自体には問題はない。しかし建物の使用者にとっては耐震補強を施したという事実が念頭にあるので、このような地震被害を許容できない場合もあろう。今後の耐震補強設計においては、施主との相談によって許容できる被害の範囲を予め設定する等の配慮が必要になると考える。

なお教室棟は、基礎構造の損傷によって自重を支持する能力を喪失したと判定され、取り壊された。

謝辞

2 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等を提供していただいた高根沢町役場および高根沢町教育委員会に厚く御礼申し上げます。地震被害調査は岸田慎司・芝浦工業大学准教授、中村孝也・首都大学東京助教 (当時)、見波進首都大学東京助教 (当

時)、北山和宏・首都大学東京教授の各氏および首都大学東京と芝浦工業大学の学生諸君によって実施された。

なお本報告の一部は図面を含めて岸田慎司・芝浦工業大学准教授が取りまとめたものであり、首都大学東京建築都市コースの2011年度特別研究として柴田瞬氏が取り組んだ成果である。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震 災害調査速報、2011年7月
- 2) 飯塚裕暁、林佑樹、汐満将史、小林雄、境有紀：2011年東北地方太平洋沖地震の茨城、栃木、福島県における強震観測点周辺の状況、日本地震工学会論文集、第13巻、第5号、2013年、pp.102-141
- 3) 石木健士朗、北山和宏：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、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2 構造IV、2012年9月、pp. 45-48 (選抜梗概)
- 4) 石木健士朗、北山和宏、山村一繁、遠藤俊貴：鉄骨ブレースで耐震補強された鉄筋コンクリート建物の被害と地震時挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.2、2013年7月、pp.1123-1128
- 5) 石木健士朗、北山和宏、山村一繁、遠藤俊貴：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2 地震応答解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、2013年8月、pp. 185-186
- 6) 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年9月
- 7) 市貝町教育委員会：I中学校普通教室棟 耐震補強計画審査報告書、2009年5月
- 8) 関松太郎、勝俣英雄、杉山公一：阪神・淡路大震災における被災建築物の統計的分析(3)、大林組技術研究所報 特別号、1996年、pp.71-79
- 9) 吉田望、末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム、佐藤工業(株)技術研究所報、1996年、pp.61-70
- 10) 山中浩明、津野靖士、地元孝輔、新色隆二：2011年東北地方太平洋沖地震の余震観測と微動アレイ観測によるKiK-net 芳賀観測点周辺での地盤震動特性の評価、日本地震工学会論文集、第12巻、第4号(特集号)、2012年、pp.143-159
- 11) 構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル、2012年2月
- 12) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針、2009年11月
- 13) 三留裕太郎、岸田慎司：東北地方太平洋沖地震によって被害を受けた耐震補強済み鉄筋コンクリート造小学校の解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、2013年8月、pp. 209-210