

東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の耐震性能

正会員 ○林 輝輝 1*
同 北山 和宏 2**
同 遠藤 俊貴 3***

東北地方太平洋沖地震 鉄筋コンクリート校舎
被害 耐震診断 地震応答解析

1. 背景と目的

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の地震規模を示すマグニチュードは $M_w 9.0$ で、日本観測史上最大となった。宮城県北部で最大震度7、岩手県から千葉県にかけて震度6弱以上を観測するなど広範囲で強い揺れとなり、地震動による建築物の倒壊が多く確認された。一方、兵庫県南部地震を契機に「建築物の耐震改修の促進に関する法律(耐震改修促進法)」が平成7年12月25日施行された。その中で学校建物は耐震診断及び耐震改修の努力義務が課せられた。学校建築は地震発生時に児童生徒等の安全を確保し、地域住民の応急的な避難場所となるため、その耐震性能を確保することが重要である。よって、2011年東北地方太平洋沖地震で被災した未改修のRC造学校建物の被害調査を通して、実被害と解析による耐震性能を比較することは意義深い。

本研究は栃木県宇都宮市にあるK小学校の鉄筋コンクリート校舎を対象建物とし、耐震診断及び多質点系解析によって地震時挙動を把握するとともに、破壊原因を探ることを目的とする。

2. 建物概要

2-1 教室棟概要

K小学校は栃木県宇都宮市の東端に位置し、沢と台地の起伏ある地形で、標高は110mである。対象建物とした普通教室棟は1979年に竣工した塔屋付き4階建てRC建物である。基礎は杭基礎である。桁行方向(X方向)は、腰壁とともに垂れ壁のついた壁の少ない架構で構成される。柱間隔は8.7mスパンである。梁間方向(Y方向)は、連層耐震壁と純フレームが混在しており、4階は耐震壁が少ない。主要な柱断面寸法は $700 \times 600\text{mm} \cdot 600 \times 500\text{mm} \cdot 500 \times 500\text{mm}$ で、主筋D25、帯筋2-13φの間隔は100mmで、せん断補強筋比 P_w は0.39%~0.53%である。

2-2 教室棟の被害状況

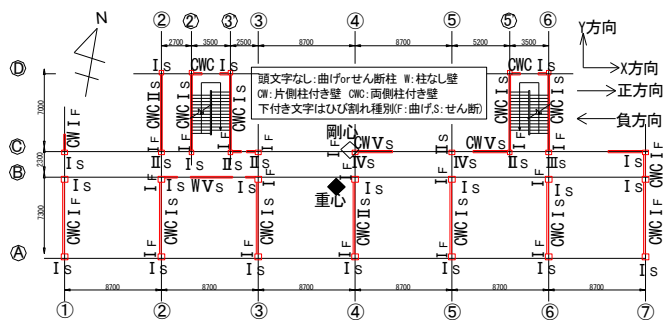


図1 2階伏図及び被害状況

2011年4月28日に現地調査を行った。2階伏図を図1に、C通り軸組を図2に示す。部材の損傷度をローマ数字で示した。北側の柱・壁に損傷が多く発生し、南側はほとんど損傷が確認されなかった。また、梁及び床版には目立った損傷は確認されず、不同沈下測定においても問題になるような傾斜は確認されなかった。被害が最も激しいのは2階の桁行方向で、耐震性能残存率は73.9%(1階85.8%、3階83.6%、4階ほぼ無被害)である。被災度は中破である。桁行方向C通りには高さ1250mmの腰壁が多く配置されたため、柱の内法高が小さくなり、この部分にせん断破壊が集中した。

3. 第2次耐震診断

3-1 耐震診断の概要

耐震2次診断を行った。構造耐震判定指標 I_{so} を0.7とする。耐震診断にはRC診断2001 Vr²⁾を用いた。コンクリート設計基準強度 F_c は設計図書からは確認できないため、コンクリートコアの強度測定結果²⁾によって判断した。コンクリート強度は1階 30.8 N/mm^2 、2階 28.9 N/mm^2 、3階 28.1 N/mm^2 、4階 35.6 N/mm^2 となり、本診断におけるコンクリート強度は 26 N/mm^2 とした。鉄筋では柱主筋D25の降伏強度 344 N/mm^2 (材種SD295)、せん断補強筋降伏強度 294 N/mm^2 (材種SR235)とした。計算及び調査結果²⁾に基づき形状指標 $S_D=0.93$ 及び経年指標 $T=0.99$ と判断した。

3-2 耐震2次診断の結果

2次診断結果³⁾を表1に(E_o : 保有性能基本指標、 F_u : 採用 I_s 値に対応した F 値、 C_{TV} : 終局限界における累積強度指標)、C通りの破壊形式及び F 値を図3に、桁行方向の構造耐震指標 I_s 値及び $C_{TV} \cdot S_D$ 値の分布を図4に示す。ここで各指標の算定結果は、正方向と負方向加力時のうち各階で I_s 値が小さい方を採用した。

表1より、梁間方向は耐震壁量が十分であるため I_s 値は1.52~2.66と大きく、全階において0.7以上となり、ま

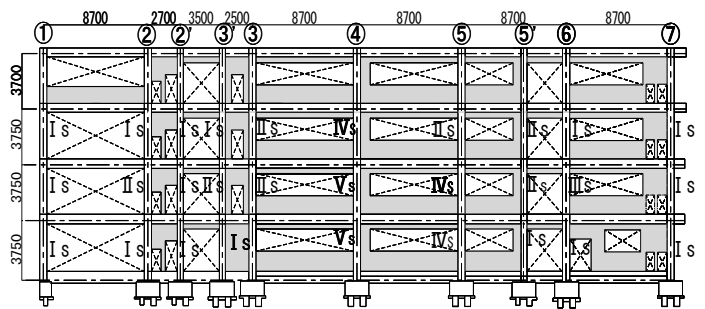


図2 C通り軸組図及び被害状況

た上階に行くほど大きくなった。

図3の廊下北側C通りは、2~4階に極脆性柱(CSS)及び袖壁付き極脆性柱(CWSS)があり(開口によって、靱性が乏しくなった極短柱)、せん断破壊が起こりやすくなると考える。図4の桁行方向1階~3階の I_s 値は0.54~0.69と $I_{so}=0.7$ を満たさなかったため、耐震性の改善を目的とする補強を必要とする。 I_s 値分布と桁行方向耐震性能残存率を比較すると、 I_s 値が小さい階ほど耐震性能残存率が小さかったことがわかる。

4 多質点系地震応答解析

本建物に近い地震観測地4箇所(表2)の地表におけるEW方向の地震動を入力して地震応答解析を行った。各地震動に減衰定数 $h=3\%$ を与えたときの加速度応答スペクトルを図5に示す。ピークが見られる周期は、宇都宮波で0.05~0.1秒、真岡波で0.1~0.2秒、芳賀波で0.3~0.5秒、益子波で0.4~0.6秒となり、宇都宮と真岡の両者がほぼ同じで、芳賀と益子の両者ではほぼ同じである。本建物に近いのは芳賀であるが、真岡と同一台地上にある。なお下記のモデルによる建物の一次固有周期は0.28秒である。

解析モデルは各層を1質点とした多質点等価せん断型モデルとした。数値積分はNewmark β 法($\beta=1/4$:平均加速度法)を用いた。粘性減衰は3%とし、瞬間剛性比例型とした。耐震診断による各階の耐力(表3)を用いて復元力骨格曲線をTri-linear型にモデル化した。層せん断力-層間変位関係を図6に示す。各階の初期層剛性は1階5630kN/mm、2階4218kN/mm、3階1952kN/mm、4階1421kN/mmであった。履歴特性は1,2階を原点指向モデル、降伏変位は靱性指標 $F=1.0$ に対応する部材角(1/250)に設定した。3,4階を武田モデルとし、降伏変位は靱性指標 $F=1.27$ に対応する部材角(1/150)に設定した。

地震応答解析により得られた最大応答層間変形角を図7に示す。全ての地震動で3階の応答層間変形角が最も大きかった。入力加速度が最大の芳賀地震動による2階の応答層間変形角は0.6%で、3階は3%に達した。実被害では2階の耐震性能残存率が最小だったが地震応答解析では2階の応答変形は3階よりも小さかった。耐震2次診断の結果では2階の $F=1$ での C_T (累積強度指標)=0.58であり、高い強度を有するが、 $F=1$ (層間変形角0.4%)を超えると $F=1.1$ で $C_T=0.22$ と急激に強度が低下する。靱性能には期待できない。よって、2階の応答変形は小さかったが、層間変形角0.6%では強度が低下したため、実被害が大きかったと考える。

5 まとめ

東北地方太平洋沖地震によって被災したRC4階建ての学校建物では、2階の被害が最も激しく、被災度は中破だった。耐震2次診断の結果 I_s 値と耐震性能残存率 R は対応し、両者ともに2階が最小であった($I_s=0.54$, $R=73.9\%$)。

表1 2次診断の結果

	階	S_D	T	E_o	I_s (正)	I_s (負)	I_s (採用)	F_u	C_T	C_T SD
桁行方向	4	0.93	0.99	1.07	0.98	0.99	0.98○	2.60	0.38	0.35○
	3			0.69	0.63	0.64	0.63×	2.25	0.23	0.21×
	2			0.59	0.56	0.54	0.54×	1	0.58	0.54○
	1			0.47	0.70	0.69	0.69×	1	0.76	0.70○
梁間方向	4	0.93	0.99	2.90	2.66	2.67	2.66○	1	2.91	2.69○
	3			2.07	1.90	1.90	1.90○	1	2.07	1.92○
	2			1.81	1.66	1.66	1.66○	1	1.81	1.68○
	1			1.66	1.52	1.52	1.52○	1	1.65	1.53○

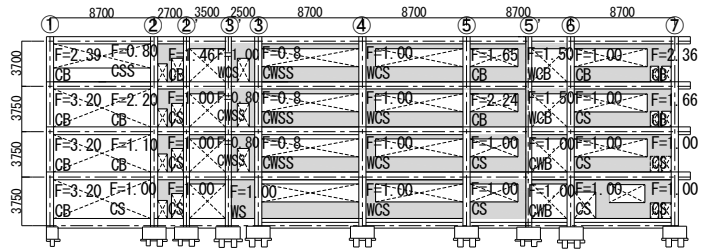


図3 C通り破壊形式図

*せん断柱(CS)、曲げ柱(CB)、せん断柱型付壁(WCS)、袖壁付き極脆性柱(CWSS)

表2 入力地震波 表3 2次診断のグルーピングと耐力

観測点	EW		教室棟との距離(km)	F値	0.8 ≤ F < 1.27	1.27 ≤ F < 2.0	2.0 ≤ F	計
	加速度(gal)	速度(cm/s)						
宇都宮	159.7	13.7	12.0	4階	3566	1760	5225	10551
真岡	422.2	38.5	14.6	3階	6858	2138	5691	14687
芳賀	1196.7	72.8	7.1	2階	12956	2235	3792	18983
益子	301.2	26.1	11.3	1階	24490	1410	365	26265

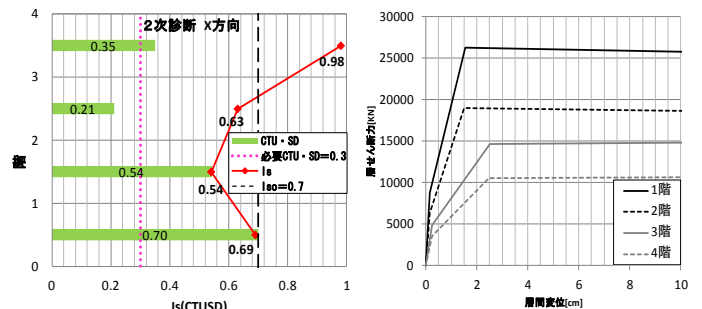


図4 桁行方向の I_s 値分布 図6 層せん断力-層間変位関係

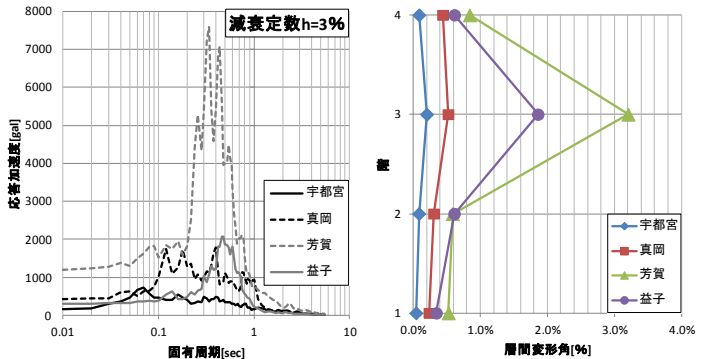


図5 加速度応答スペクトル 図7 最大応答層間変形角

1~3階においては、耐震補強を要すると判定されたが、未補強であった。

多質点系地震応答解析では2階の応答変形角は0.6%で3階よりも小さかったが、耐震診断によれば層間変形角0.4%を超えると強度が急激に低下するため、実被害が大きかった。

参考文献:
1)ユニオンシステム: SuperBuild/SS3 と SuperBuild/RC 診断 2001 Vr2 のマニュアル
2)宇都宮市役所: K 小学校教室棟耐震診断関連業務報告書 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診断基準 同解説, 2001.10

*1 株式会社 前田建設工業(元首都大学東京 学部生)
**2 首都大学東京 建築都市コース 教授 工博
***3 首都大学東京 建築都市コース 助教 博士(工学)

*1MAEDA CORPORATION(former Student ,Tokyo Metropolitan University)
** 2Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.
*** 3 Assistant professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.