

耐震補強した RC 建物の東北地方太平洋沖地震による地震被害と地震応答性状

正会員 ○小川 颯太*1
同 北山 和宏*2東北地方太平洋沖地震 鉄筋コンクリート 耐震補強
鉄骨ブレース 静的漸増載荷解析 地震応答解析

はじめに

阿久津小学校 (A 小学校) の RC 教室棟は 2005 年に鉄骨ブレースや袖壁増設などで耐震補強したものの、2011 年の東北地方太平洋沖地震によって中破の被害を受けた¹⁾。当該建物を対象とした三留・岸田による既往研究²⁾では、桁行方向の補強前後の地震応答性状の異同および梁間方向のせん断破壊を生じた境界梁について検討をしていない。そこで静的漸増載荷解析と地震応答解析によってより詳細に検討を行った。

敷地および建物の概要

A 小学校は栃木県塩谷郡高根沢町に位置する。本敷地は洪積台地上にあり、西方では鬼怒川低地と急崖で接する。周辺地盤の N 値は深度約 5 m 付近までは 0~5 であった。

図 1 に A 通り軸組図を、図 2 に 3 階の伏図を示す。教室棟は昭和 48 年竣工の塔屋付き 3 階建て RC 構造であり、杭基礎 (杭長 22m、300φ) である。桁行方向は 10 スパンのフレーム構造、梁間 1 スパン (一部 2 スパン) の耐震壁付き骨組構造で、北側に 2 箇所便所が突出する。桁行方向 2 および 3 階の両妻側には長さ 4.5 m の片持ち梁があり、北側の廊下は片持ち梁が支持する。2005 年に桁行方向について、1 および 2 階に鉄骨ブレース (250×250×9×14) および 1 階から 3 階まで袖壁 (厚さ 200 mm) 増設による耐震改修が行われた。

被害状況

RC 柱に一部損傷度 I 程度のひび割れが、桁行方向の補強袖壁に軽微なひび割れが生じた。梁間方向については、教室戸境の RC 壁には各階で損傷度 II 程度のせん断ひび割れが生じた。また、北側の片側柱付き壁の一部には損傷度 III 程度のひび割れが見られた。北側に突出した部分の柱と廊下側の柱をつなぐ境界梁が 3 通りの 1 および 2 階でせん断破壊した (写真 1 参照)。建物周辺には地盤変状が観察され、不同沈下によって建物全体が梁間方向へ最大 1.1%、桁行方向へ最大 0.6% 傾斜した。掘削調査した建物西側 (X1 通り) では PC 杭頭部がせん断破壊して PC 鋼線が露出した。

耐震性能残存率 R は、3 階の梁間方向で最小となり、 $R=67.1\%$ (1 階では 69.8%, 2 階では $R=74.3\%$) で被災度区分は中破である。桁行方向では 1 階で最小となり $R=88.1\%$ (2 階では $R=95.0\%$, 3 階では 93.5%) で小破である。被害の大きかった 3 階の各部材の損傷度をローマ数字で図 2 に示す。

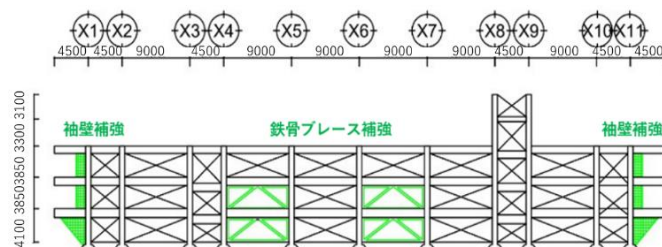


図 1 A 通り軸組図



図 2 3 階伏せ図

解析モデル概要

図 3 に各部材のモデル化を示す。曲げばねの復元力特性はひび割れ点、降伏点を折れ線で結ぶトリリニア型として、履歴特性には武田モデルを用いた。せん断ばねは原点志向型、軸ばねは弾性としてモデル化した。また MS ばねはトリリニアの剛性低減型でモデル化した。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した。

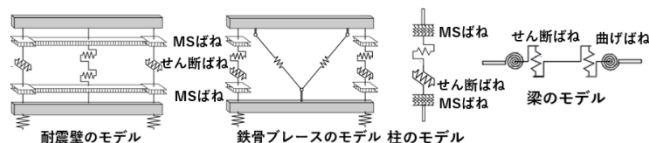


図 3 各部材のモデル化

解析概要

対象建物は節点位置に質量をもつ立体骨組にモデル化し、弾塑性解析プログラム³⁾により剛床を仮定し静的漸増載荷解析、地震応答解析を行った。静的漸増載荷解析は A_i 分布を用い、いずれかの層が層間変形角 2% に達するまで行った。地震応答解析では減衰は瞬間剛性に比例させ、減衰定数は 3% とした。対象建物から 12.7km 離れた K-net 芳賀観測点で得られた地震動⁴⁾ (最大加速度 1196gal の E-W 成分 [桁行方向] と 790gal の N-S 成分 [梁間方向]) を 1 方向入力した。

静的漸増載荷解析の結果

図 4 および図 5 にそれぞれ桁行・梁間方向の補強前後の層せん断力—層間変形角関係を示す。梁間方向では補強前後で

差異が見られなかったため補強後のみを示す。図6に3通りの軸組図（ローマ数字は実被害の損傷度）と解析による損傷状況を示す。桁行方向では補強前に比べ補強後で、1および2階では層せん断力が2.4倍増大した。3階では増設した袖壁の影響で層せん断力が2.0倍大きくなった。梁間方向では1階の層せん断力が約15000kNで頭打ちとなった。これは連層の耐震壁を含む架構の基礎が浮き上がり回転を生じて崩壊形を形成しなかったためである。耐震壁にはせん断ひび割れが解析上でも見られ、境界梁のせん断ひび割れは生じなかった。補強前では2階が最初に層間変形角2%に達した。一方で補強後では3階が最初に層間変形角2%に達した。これは1および2階に設置した鉄骨ブレースが水平変形を抑制したためである。

地震応答解析の結果

図7に補強前後の桁行方向の各階の最大層間変形角を、図8に各階の初期剛性を示す。桁行方向では鉄骨ブレースが増設された1および2階の最大層間変形角がそれぞれ1.39%から0.43%に、1.59%から0.59%に低減された。鉄骨ブレースが増設されていない3階では1.38%から2.64%に増大した。この理由として各層の初期剛性の比率の違いが考えられる。1および2階では鉄骨ブレース増設により初期剛性が1.75倍大きくなったが、3階では1.20倍の増加に留まった。そのため相対的に3階の剛性が低下した。また、3階の柱の主筋降伏が他の階よりも早期に生じたため塑性化が進行し変形が大きくなったと考える。

図9に梁間方向の最大層間変形角を、写真1に3通り1階の境界梁のせん断破壊を示す。解析では各階の最大層間変形角は0.16%程度とほぼ同じとなった。地震応答解析でも3通りの崩壊形は図6と同じになり境界梁にせん断破壊は生じず、曲げ終局に至った。この境界梁について、曲げ終局時のせん断力 Q_{bu} と荒川min式によるせん断終局強度 Q_{su} の比較を行った。 $Q_{bu}(260kN) < Q_{su}(549kN)$ より、せん断破壊は生じないとの判定になった。そのため実被害におけるせん断破壊は杭の破壊による建物の不同沈下の影響や、写真1に示したねじれによるせん断終局強度の低下などの要因が考えられる。

まとめ

鉄骨ブレースで耐震補強した学校建物を対象とし、静的漸増増荷解析と地震応答解析を行った。静的漸増増荷解析から、層せん断力が1および2階の鉄骨ブレース増設により2.4倍増加し、水平変形を抑えた。3階でも袖壁増設の影響で層せん断力が2.0倍増加した。地震応答解析では桁行方向において1および2階の最大層間変形角が補強により低減され、3階は増大した。3階の剛性が相対的に小さくなったことや3階の柱主筋降伏が他の階よりも早期に生じたために塑性化が進行したことで、3階の層間変形角が増大したと考える。

梁間方向では境界梁のせん断破壊は再現できなかった。境界梁が実際にはせん断破壊した原因として、杭頭のせん断破壊によって生じた建物の不同沈下による影響とねじれによるせん断終局強度の低下の可能性を指摘した。

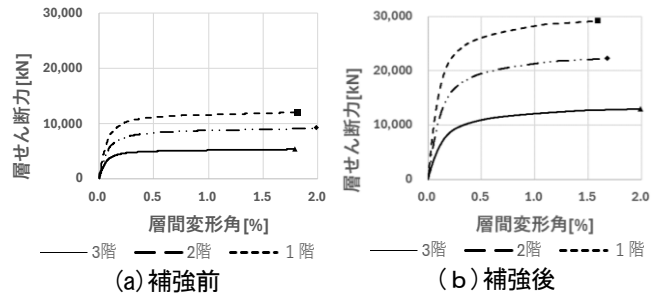


図4 桁行層せん断力-層間変形角関係

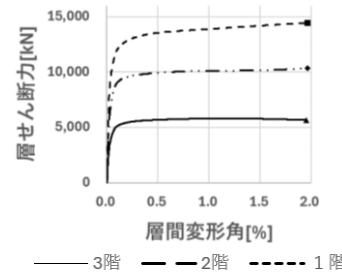


図5 梁間補強後

層せん断力-層間変形角関係

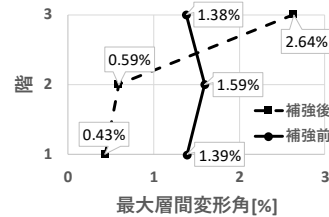


図7 桁行最大層間変形角

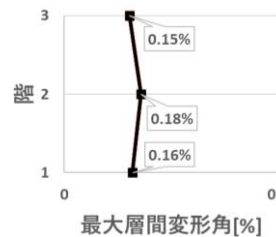
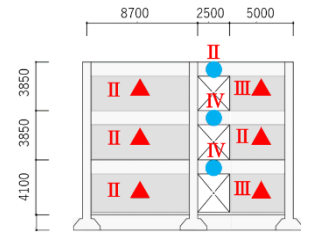


図9 梁間最大層間変形角



▲せん断ひび割れ
●曲げ終局

図6 3通り崩壊形

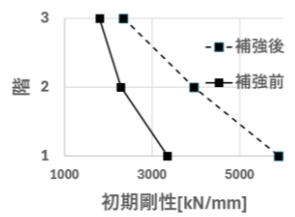


図8 各階の初期剛性



ねじれひび割れ

写真1 3通り境界梁

謝辞

当該建物の設計図書類を提供していただいた岸田慎司・芝浦工業大学教授に深謝します。

参考文献

1) 日本建築学会ほか：東日本大震災合同調査報告書 建築編1 RC 造建築物、2015年5月 2) 三留裕太郎・岸田慎司：東北地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、日本建築学会大会梗概集、pp.209-210、2013年8月 3) 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.8 4) 防災科学研究所：強震観測ネットワーク（全国強震観測網 K-NET、基板強震観測網 KiK-net） 5) 栃木県建築設計共同組合：耐震補強設計業務報告書、2009

*1 東京都立大学大学院都市環境学研究科建築学域 大学院生
*2 東京都立大学大学院都市環境学研究科建築学域 教授 工博

*1 Graduate Student, Tokyo Metropolitan Univ.
*2 Professor, Tokyo Metropolitan Univ, Dr.Eng