既存 RC 建物の性能の検証

- 神奈川大学旧4号館の補強構面と既存部材の性能 -

1.はじめに

1981年の建築基準法改正以前の既存 鉄筋コンクリート建物は、地震時の安全 性を確保するため耐震診断が行われ、耐 震性能が劣るものについては耐震補強が 行われている。耐震補強された建物が地 震時に安全性を確保できるかを検討する ためには、実際に補強された構面がどの 程度の耐力を有し、実際の部材がどのよ うな性能を保持しているかを検証し、補 強設計で想定した耐力性能を有すことを 確認する必要があると思われる。神奈川 大学の旧4号館(竣工1963年)は、既 存5階建の上2層および東側を撤去し、 全体の25%程度を残して鉄骨ブレース 新設による耐震補強を実施した3階建て 建物として継続利用されていた。新たな 横浜キャンパス整備計画が実施されるこ とになり、この4号館は解体され、新3 号館が建設されることになった。そこで、 解体される4号館を利用して、耐震補強 された建物の実耐力を確認するため、鉄

骨ブレースによる補強構面の原位置での 実大実験と、解体時に切り出した実際の 柱試験体および柱梁接合部を含む梁試験 体(以下梁試験体と記す)を用いて行っ た実大実験により構造性能の評価を試み た。

2. 建物概要

残置された3層建物のX方向の耐震補 強は図-1に示すように、鉄骨枠付K型 ブレースの設置、鉄筋コンクリート耐震 壁の増設、極ぜい性柱を改善するための スリットの設置であった。補強後の3次 診断結果では、全ての階でIsが0.7以上、 q値が1.1以上となっている。

鉄骨枠付K型ブレースを設置したY7 通りは、柱の室内側に偏心して壁梁が取 り付いており、ブレースは柱の外部側と 壁梁外部に設置した増打梁に接合した。 既存柱の柱主筋は、22・19 ϕ のSR24 (SR235)、せん断補強筋は9 ϕ (実部材 試験体での実測では7.7 ϕ)のSR24 (SR235)であり、2層部分のコンクリー



神奈川大学工学部建築学科教授 島 崎 和 司

ト強度は、コア抜きの平均強度で 24.6N/mdであった。鉄骨枠材はH-250 ×250×9×14 (SS400) を用いた。「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年改訂版)」1) (以 下改修指針と記す) によるブレースの水 平耐力は2,590kNとなる。増設梁への アンカー筋はD19@200のシングル配 筋であり、アンカー筋のせん断耐力は 1,300kN、スタッドは φ 16@200 のダ ブル配筋であり、せん断耐力は1,750kN である。コンクリート強度を設計基準強 度である18N/mmとしたときの引張側柱 のパンチングシアー耐力、補強接合部の せん断耐力と圧縮側柱のせん断耐力を含 めた耐力の最低値は2,920kNであり、 ブレースの耐力で補強構面の耐力が決ま る設計になっていた。

3. 補強フレーム原位置実験

試験部分は図-2(a) に示す3階の X18-20間の直交梁とスラブ、図-2(b) に示す3階のX17-18間、X20-21間 の壁梁、3階とR階の間の柱を切断した X18-20間の2層部分である。3階X 20-21間の壁梁の切断位置に3,000kN 油圧ジャッキを2台上下に設置して同時 加力した。試験部分の改修指針¹⁾の設計 式による耐力は3,799kN になる。

実験で得られた水平力と2層の層間変 形関係を図-3(a)に、水平力-面外 変形関係を図-3(b)に、最終損傷状 況を写真-1に示す。図-3の縦軸の水 平力は2台のジャッキの値の和で、図-3(a)の横軸の変位は2・3階スラブ 位置のX18、X19、X20通りの変位 計の値の差から求めた層間変位である。 図中には、補強ブレース設計耐力、補強 ブレース設計耐力に柱3本のせん断耐力 を足した耐力を破線で示している。

水平力が1,000kNで柱に曲げひび割 れ、2,500kNでは梁に曲げひび割れが生













(f) X19 通り側圧縮ブレース (g)X18-19 間応力集中部 写真-1 最終損傷状況





のの、スタッドやアンカーの破壊は生じ なかった。ブレースは写真 – 1 (f)・(g) に見られるように鉄骨ブレース仕口部近 傍のペンキがはがれ、この部分で降伏し ていると想定される。

崩壊機構を図-4に示すようにフェイ ス位置での柱降伏と想定し、終局強度を 算定する。X18・19柱は、鉄骨縦枠材

じ、3,750kNでは柱に複数の曲げひび割 れが生じたが、2階の層間変形角は400 分の1程度に留まっていた。4,500kNを 超えるあたりから剛性が低下し、変形量 が大きく増大した。面外変形は、柱がせ ん断破壊した最大耐力を超えるあたりで はX18通りの変形量が著しく増大して いる。最終的に、ブレースが降伏し、写 真-1(a)~(c)に示すようにRC 柱はせん断破壊した。層間変形角は100 分の1(柱内法寸法の部材角:約50分 の1)に達したが、耐力低下は見られな かった。最大耐力は5,920kNであり、 設計式による算定耐力の1.6倍程度と なった。補強ブレースと既存躯体の補強 接合部は、グラウト充填部は損傷したも



位置		軸力 kN(圧縮を正)			м,	<i>M</i> ,,'時付	崩壞時	м		せん断
		自重	ブレ ー ス 軸力	初期 軸力	kNm	茄軸力 <i>N_E</i> kN	軸力 N _u kN	kNm	𝔍 _{Mu} kN	耐力 ²⁾ Q _u kN
X18	上 ₅ ,	52	2,367	2,420	1,783	791	3,211	1,723	2,010	783
	下	00			1,274			1,373		
X19	上	68	-2,367	-2,299	1,425	-551	-2,850	1,304	299	498
	下	00			-584			-843	(847)	
X20	上	53	0	53	318	-240	-187	268	348	475
	下				318			268		
ブレース									3,377	
合計									5,006	





を一体とした断面と考えて曲げ耐力を算 定し、せん断耐力は荒川 mean 式²⁾ により、 RC 柱部分のみとして考える。表-1に算 定結果を示す。X 19柱の柱脚は、RC 柱 軸芯位置のモーメントとしては負の値に なっている。鋼材と鉄筋の重心位置で終 局曲げモーメントを算定すると370kNm 程度の正の値になる。曲げ終局モーメン トM_u時のせん断力Q_{Mu}とせん断耐力Q_U を比較すると、X18柱はせん断耐力が 小さく、X19柱も柱脚のモーメントを 0と想定するとせん断耐力が小さな値と なっており、せん断で耐力が決まること になる。X 20柱は曲げ破壊となってい る。これらにブレースの実軸降伏強度の 水平方向成分を合計した水平耐力は 5,056kNとなる。これは、図-3に示し た実験結果と比べると剛性低下の大きく なる点に対応している。

任意形状立体フレーム弾塑性解析プロ グラムを用いて、加力をした2層のみを 対象とし、構造芯を補強前の柱・梁の図 心位置とした解析を行った。補強ブレー スは簡略化のため柱梁節点に連結し、節 点間長と実長の比で軸剛性を調節した。 ブレース耐力は実強度に断面積を乗じた 耐力とし圧縮引張とも同じとした。柱は マルチスプリングモデルとし、コンク リートを10×11のバネに、鉄筋をそれ ぞれの位置で1本のバネに置換した。バ ネ長さは短柱であることを考慮して材の 内法スパンの0.1倍とした。このモデル による解析結果を図-5に解析 case 1 として1点鎖線で示した。初期剛性、耐 力とも過小評価となっている。

そこで、X18・19柱の鉄骨縦枠材を RC柱と一体のモデルと考え、図-6に示 すような断面とし、X19柱は直交壁を 含んだモデルとした。圧縮側となるX 18柱の構造芯は、鋼材、鉄筋、コンクリー トのヤング係数比を考慮した重心位置と し、引張柱であるX19柱では、鋼材と 鉄筋の重心位置とした。解析結果を図-5に解析 case 2として太実線で示した。 実験結果と比較すると、4,000kNの繰り 返し時の剛性低下を除き、おおむね実験 結果を追跡できている。

4. 実部材実験

実部材試験体は、4号館の解体の進行 に合わせて切り出した柱試験体2体と梁 試験体1体の計3体である。柱試験体は、 図-1に示すX16通りのY3・Y7通 りから、上層階の梁上端と下層階の梁下 端位置から所定の長さで切断し、キ形に 切り出した試験体である。切り出し状況 を写真-2(a)~(c)に示す。梁試 験体は、X15通りから写真-2(d) に示すように切り出した。写真-2(d) では上部に壁があるが、ブロック造の非 構造壁である。

Y7通り柱は外部に面しており、仕上 げモルタルの代わりに40mm 厚さのふか しコンクリートが打設されているため、 実際の寸法は構造図のものより大きく





(d)柱-梁接合部を含む梁試験体
写真-2 部材切り出し状況



なっている。梁試験体の柱部分はY7通 り柱試験体と同じである。梁は柱側がハ ンチになっており400×1,000mm、中 央側が400×700mmで、実測寸法もお おむねそのままであった。コア抜きによ る平均コンクリート強度は24.6N/mid、 主筋の平均降伏応力度は304N/mid、せん 断補強筋降伏応力度は292N/mid)であった。

柱試験体は水平に設置し、柱の軸力は 油圧ジャッキを用いて作用させた。水平 力は加力治具を通じて柱内法高さの中央 位置に作用させて、柱部材に逆対称モー メントが生じるように加力した。梁は、 柱に偏心して取り付いており、加力位置 は梁心位置とした。梁試験体は、試験体 の柱部分をフレームに PC 鋼棒で固定し、 梁先端部にアクチュエータを取り付け加 力した。



実験で得られた柱試験体のせん断力-層間変形関係を図-7に示す。Y7通り 柱は、143kNのサイクルで、曲げクラッ クが入り、366kNでせん断クラック(ク ラック幅:0.05mm)が生じ、635kNで せん断破壊し急激に耐力が低下した。写 真-3に最終破壊状況を示す。

Y3通り柱は、146kNのサイクルで曲 げクラックが入り、244kNで加力点の梁 部分で圧壊の兆しが見え、339kNで梁部 の圧縮領域に当たる部分が圧壊した。柱 に梁が偏心して取り付いており、梁の圧 壊により加力治具が傾斜したので加力を 中止した。写真-4に最終破壊状況を示 す。柱自体の損傷は小さく、接続する梁 の損傷が大きい。

梁試験体の梁の荷重 – 変形関係を図 – 8に、梁端モーメントと柱フェイスから ハンチ最大せいの2分の1の長さ区間で の区間変形から求めた端部平均曲率の関



固定側 加力側 写真-3 Y7通り柱の最終破壊状況



固定側

加力側

写真-4 Y3通り柱の最終破壊状況



写真-5 梁の最終破壊状況



係を図-9に示す。図-8を見ると、梁 材端での降伏耐力である274kNに向か う途中の250kNで、加力点の荷重-変 形関係に曲げ降伏の兆候がみられ、耐力 が上昇せず変形が進んだ。この時点で、 梁上端の主筋量が変わる位置でせん断破 壊した。この部材では、中央側で梁主筋 が8本から2本へ極端な段落としになっ ており、この部分で降伏したものと想定 される。写真-5に最終破壊状況を示す。 最終的には梁切断面の主筋の定着プレー トの溶接が破断していた。柱梁接合部に は損傷は見られなかった。

柱試験体において設計で一般的に用い られる3折れ線の復元力特性を算定し、 実験結果に重ね合わせて図-10に示す。 第一折れ点近傍の実験値は設定した復元 力に比べかなり低くなっているが、その ほかはおおむね対応している。第一折れ 点近傍が低い理由は、梁が偏心して取り



付いていることによる有効可撓長さが仮 定より長く初期剛性が低いことも考えら れるが、建物使用期間中や切り出し時の 損傷の影響が大きいものと思われる。図 中には危険断面を剛域端とした場合の復 元力を一点鎖線で示したが、同一変形時 のせん断力を解析値の方がかなり低く評 価しており、曲げに対しては危険断面位 置をフェイス位置に設定することが必要 であると言える。Y7通り柱の図にはせ ん断耐力を破線で示した。設定した復元 力上を移動し、せん断耐力に達した時に せん断破壊していることを再現できてい る。

図-11は、梁試験体について設計で 一般的に用いられる3折れ線の復元力特 性を算定し、実験結果に重ね合わせたも のである。実験の第一折れ点近傍は設定 した復元力に比べかなり低くなっている が、そのほかは段落ち部で降伏するまで はおおむね実験値と対応している。繰り 返し時は、付着劣化に伴うと思われる剛 性低下を考慮する必要がありそうである。 図-11(b)に柱面からハンチせいの 2分の1区間の変位計測から求めた平均 曲率と柱面での曲げモーメントの関係に、 柱フェイス位置と柱から2分の1Dの位 置の断面に対する断面解析によるモーメ ント-曲率関係を重ね描きして示した。 実験値は、解析値に比べかなり剛性が低 くなっている。初期は、建物使用期間中 や切り出し時の損傷の影響によるものと 考えられるが、クラック後からその差が さらに大きくなっている。これは主筋で ある丸鋼の付着が切れ、断面の平面保持 仮定が成り立たなくなっていることが原 因と考えられる。平面保持を元にした ファイバーモデルなどで部材モデルを策 定する場合には、注意が必要である。

5.まとめ

本論は、K型鉄骨ブレースにより耐震 補強された神奈川大学4号館の原位置で の実大実験と、切り出した実部材による 実大実験を実施し、解析との比較検討に より、実際の建物の性能を検討した。そ の結果、

1)柱・壁梁構面の壁梁に外付けされた 鉄骨K型ブレース補強の原位置載荷試 験の結果、ブレースが圧縮降伏および 引張降伏し、最終的に部材角R=1/100 を過ぎたあたりでRC柱がせん断破壊し た。抵抗形式は強度・靭性抵抗型と なった。改修指針¹⁾に基づいて算定 した耐力3,799kNに対し、実験で得ら れた耐力はその1.6倍の5,920kNであっ た。 2)せん断破壊型の柱のせん断耐力は、 ふかし部を含んだ実断面で評価でき、 柱の復元力特性は、設計で一般的に使 われている手法でおおむね算定できる と考えられるが、梁が偏心して取り付 いている柱のせん断耐力には、アーチ 機構のせん断スパンの検討が必要であ る。また、梁の復元力も、一般的に使 われている手法でおおむね算定でき る。ただし、梁部材の中央部が極端な 段落としになっている場合には、梁中 間部に降伏ヒンジが生じる可能性を検 討する必要がある。

本論は、参考文献3・4の概要版であ り、詳細はそちらを参照されたい。

【参考文献】

- (朝日本建築防災協会: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年改訂版)
- 2)建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書,全国官報販 売協同組合,2015年8月
- 3) 島崎和司,小野泰伸: K形プレースを壁梁に外付け 補強した既存建物構面の原位置試験 耐震補強され た既存RC建物の性能の検証,日本建築学会構造系論 文集,第80巻第707号, pp. 117-126, 2015年1月
- 4) 鳥崎和司:既存RC建物の実部材を用いた部材実験-耐震補強された既存RC建物の性能の検証その2,日 本建築学会構造系論文集,第81巻第719号, pp. 91-99, 2016年1月