

鉄骨枠付K型ブレースで耐震補強されたRC建物の補強効果確認原位置試験

その5 柱・梁部材切り出し試験体による耐力確認実験結果

正会員 ○佐藤 宏貴^{*1}
同 五十嵐 泉^{*1}
同 島崎 和司^{*2}

耐震補強 鉄筋コンクリート 柱
柱梁接合部 丸鋼 実大試験

1. はじめに

1960年代に竣工した神奈川大学4号館は既存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て使用されてきたが、横浜キャンパス整備計画により解体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補強効果を実証するため、原位置での実大実験を実施し¹⁾、解体時に切り出した柱を用いた実物のせん断耐力確認実験を実施した²⁾。本論では、引き続き曲げ型の柱と柱梁接合部を含むト型試験体の実験を実施したので、その結果を報告する。

2. 試験体概要

4号館の解体に先立ち、柱試験体は図1に示すX16-Y3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、キ型に切り出した(2階柱)。柱の切断面の主筋は定着を確保するためにPL32に溶接し、柱との間はグラウトで充填した後、PL32から突出している部分をガス溶断しサンダーで平滑に仕上げた。柱梁接合部梁試験体はX15-Y7通りからY方向構面の梁をト型に切り出した(2階梁)。表1に試験体部材断面を示す。

コア抜きによる4号館2階の平均コンクリート強度は24.6N/mm²であった。また、主筋、せん断補強筋それぞれにおいて材料試験を行った。図2に鉄筋の応力-ひずみ関係と降伏応力度を示す。せん断補強筋は試験片の計測直径が7.7mmでφ9より小さかったので、応力度は実断面で算定した。主筋の平均降伏応力度は303.6N/mm²、せん断補強筋降伏応力度は292.0N/mm²であった。

3. 実験概要

柱試験体は図3(a)に示すように試験体の柱脚をフレーム側に水平に設置し、1MN油圧ジャッキにより定軸力0.1DFcを作用させ、700kNのアクチュエータにより逆対象モーメントを作用させた。軸力はPC鋼棒にひずみゲージを貼って計測した。加力サイクルは、荷重制御で設計強度による計算せん断耐力の440kNを基準として、±1/3、±2/3を2回、±3/3を3回とし、その後破壊まで加力した。

柱梁接合部梁試験体は図3(b)に示すように、試験体の柱部分をフレームに固定し、梁端部に700kNアクチュエータで加力する。加力点は長期と地震時のモーメントを加

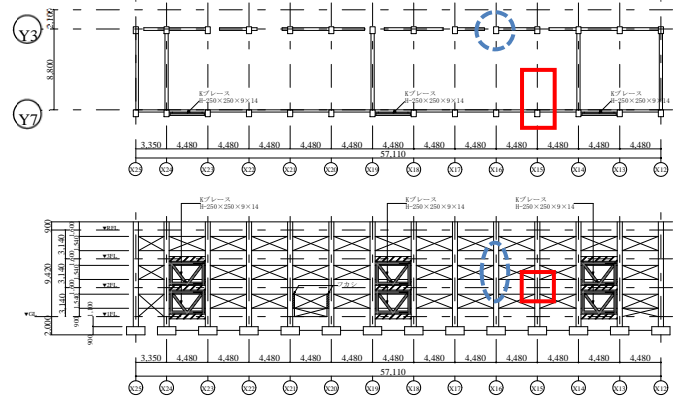


図1 旧4号館 基準階伏図およびY7通り軸組図

表1 部材断面

柱	柱内法高 (mm)	柱断面 (mm)	主筋	帯筋	主筋降伏強度σ _y	せん断スパン比
	C10	2125	550×650	12-φ22	φ9@250	294
梁	梁断面 (mm)		主筋		帯筋	
	端部	中央部	端部	中央部	端部	中央部
G13	400×1006	400×704	11-φ25	6-φ25	φ13@200	φ13@300

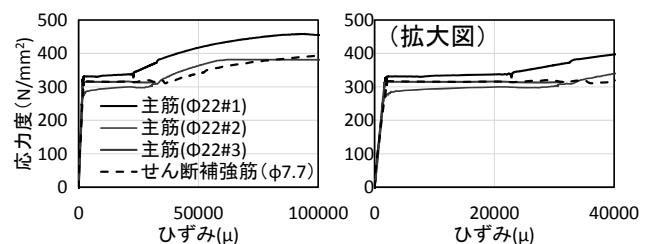


図2 切り出し試験体から取り出した鉄筋の素材試験

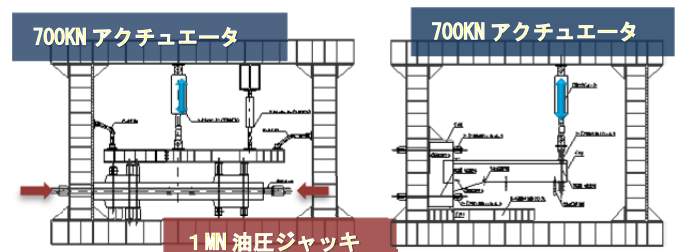


図3 加力装置図

えた短期モーメントの上部引張を想定して定めた。加力サイクルは柱側の梁の上部と下部それぞれの降伏耐力、947.4kNm と 355.2kNm を基準とし、±1/3、±2/3 を2回、±3/3 を3回とし、その後破壊まで加力した。

4. 実験結果・考察

柱試験体の荷重-変形関係を図4に示す。±1/3Pのサイクルで曲げクラックが入った。±2/3Pの1回目の途中244kNで加力点の梁部分で圧壊の兆しが見えた。荷重制御から変形制御に変更し R=1/100 の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けられており、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1に最終破壊状況を示す。

材料の実強度を用い、①柱に取り付く梁の曲げ終局強度、②加力治具位置のコンクリート支圧強度の偶力からなる曲げ強度、③柱の曲げ終局強度を以下に示した算定式で求め、その時の柱のせん断力を算定し、図4中に示す。

$$\textcircled{1} Mu = 0.9a_s \sigma_y d \quad \dots (1)$$

$$\textcircled{2} Mu = A \cdot 1.5Fc \cdot l \quad \dots (2)$$

$$\textcircled{3} Mu = 0.8a_s \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDFc} \right) \quad \dots (3)$$

実験結果は、①の梁の曲げ耐力で決まるせん断耐力に対して1.5倍程度の耐力がある梁先行型の破壊で柱の耐力は充分あると言える。実験値は②で算定した耐力にほぼ等しく、実験時の破壊状況に適合している。また、菅野式による降伏点剛性低下率を用いた復元力を図4中に示す。実験値の剛性は若干小さいがおおむね良い対応を示している。

柱梁接合部梁試験体の荷重-変形関係を図5に示す。R=1/100の250kNで、梁上端の主筋量が変わる位置で曲げせん断破壊し、梁端断面（ハンチ部）での曲げ降伏時のせん断力に達しなかった。写真2(a)に最終破壊状況を示す。最終的には写真2(b)に示すように梁切断面の主筋の定着プレートが溶接が破断していた。

(1)式による梁の曲げ終局強度時せん断力、(4)式による梁のせん断終局強度を材端と中央部でそれぞれ算定し、表2に示す。

$$Q_{su} = \left\{ k_u \cdot k_p \frac{0.115(f_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b_j \quad \dots (4)$$

曲げ終局時の実験値は変形勾配に変化が見られる250kN程度と思われる。最大荷重時のせん断力、モーメントはそれぞれ破壊断面から求められる計算値を上回っている。また、ハンチ区間を梁端部断面寸法とし中立軸を梁中央部断面寸法の中央とした簡易なファイバーモデルによる解析結果においても梁上端の主筋量が変わる断面位置で主筋が降伏して変形が進んでおり、実験結果とおおむね良い対応を示している。また、図6に梁端部の1D区間の上下の変形から求めた平均曲率とモーメントの関係を示す。ひび割れ後の剛性の低下がみられる。

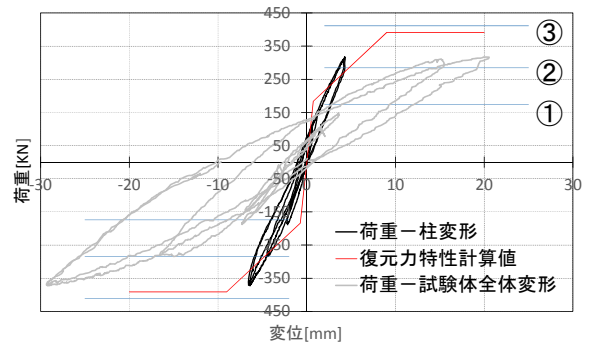


図4 柱試験体の荷重-変形関係



写真1 柱の最終破壊状況

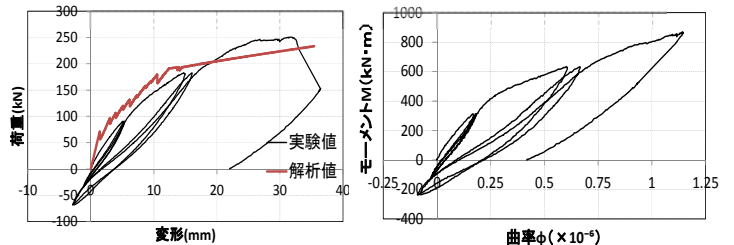


図5 荷重-変形関係

図6 M-φ関係



(a) 最終破壊状況 (b) 定着部溶接破断
写真2 梁の最終破壊状況

表2 最大耐力の比較

		曲げ終局強度 (kN·m)		曲げ終局時せん断力 (kN)		終局せん断耐力 (kN)	
		端部	中央部	端部	中央部	端部	中央部
計算値	上端	1073.1	182.2	310.1	253.1	497.1	236.4
	下端	402.4	364.3	116.3	506.0		

5. まとめ

既存建物から切り出した柱および柱梁接合部部材について、想定される外力を模擬した静的加力実験を行った結果、実験値と既存の設計法に基づく耐力の計算値、解析結果は概ね良い対応を示した。

【謝辞】試験体の切り出しに当たっての施工・安全計画と実際の作業は鹿島建設(株)による。実験の実施・解析検討に当たっては、神奈川大学の佐々木君、河田君・齊藤助教をはじめ多くの方々の協力を得た。

【参考文献】

- 1)小野泰伸他、鉄骨枠付 K 型ブレースで耐震補強された RC 建物の補強効果確認原位置試験、その 1-3、日本建築学会大会梗概集、2012
- 2)小野泰伸他、鉄骨枠付 K 型ブレースで耐震補強された RC 建物の補強効果確認原位置試験、その 4、日本建築学会大会梗概集、2013

*1 神奈川大学 工学部 建築学科

*2 神奈川大学 工学部 建築学科 教授 博士(工学)

* 1 Kanagawa University

* 2 Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.