

論文 丸鋼を用いた RC 骨組試験体に対する RC フレーム補強効果

桑木野 耕介^{*1}・伊東 典紀^{*2}・大郷 貴之^{*3}

要旨: 高架橋下を店舗等で利用され、鋼板巻き補強工法による一般的な耐震補強が困難となる箇所を対象に、高架橋ブロックの一部の柱間に RC フレームを設置する工法を考案した。本研究では、RC フレームの補強効果を確認するため、既存の丸鋼を用いた高架橋を模擬した RC 骨組試験体に RC フレームを設置し静的正負交番載荷試験を実施した。その結果、RC フレームの軸方向鉄筋を丸鋼とし、RC フレームの柱と RC 骨組試験体の柱に離隔を設け、RC フレームの柱上下端に打継目を設けた試験体で、高い補強効果を示した。

キーワード: RC フレーム, 耐震補強工法, 丸鋼, RC 骨組試験体

1. はじめに

鉄道の鉄筋コンクリート（以下、RC という）ラーメン高架橋の耐震補強工事では、せん断補強、じん性補強を目的とした鋼板巻き補強が一般的に実施されている。しかし、高架下を店舗などにより利用されている場合、鋼板巻き補強工法では、1 ブロック内の全ての柱を巻き立てる必要があり、支障移動による工事費・工期の増大が課題となっている。また、降伏震度が小さい高架橋柱に鋼板巻き補強工法を適用すると地震時に過大な変形性能が要求され、補強設計が困難となる場合がある。一方、高架橋列の一部分にブレースを設置することで、高架橋全体の震度、剛性を向上させる方法がある。しかし、このような耐力補強は、ブレースを設置した径間に応力が集中し、この径間の基礎の耐力補強が必要となる場合や、高架下空間を遮断する課題がある。そこで筆者らはこれらの課題に対処するため、高架橋列の一部分に RC フレームを設置させる工法を考案した。なお、本論文では既

設柱・梁によるラーメン構造体を RC 骨組とし、補強体を RC フレームと定義する。本工法は、RC フレームと既設柱を一体化させず別々に挙動させることで、既設柱の変形性能を著しく低下させず高架橋全体の震度、剛性を向上させる工法である。よってブレース補強のように著しく震度・剛性を上げることなく、高架下空間を確保した部分補強が可能となる。但し、本工法はせん断補強ではないため、既設柱がせん断破壊型には適用できず、曲げ破壊先行型であることが条件となる。図-1 に本工法と、鋼板巻補強（じん性補強）、そしてブレース補強（耐力補強）との補強概念図の比較を示す。今回、丸鋼を用いた 2 径間の骨組 RC 試験体について本工法の補強効果を確認するため、1 径間に RC フレームを設置し、静的正負交番載荷試験を実施した。本論文では、この実験結果と補強効果について述べるものである。

2. 実験の概要

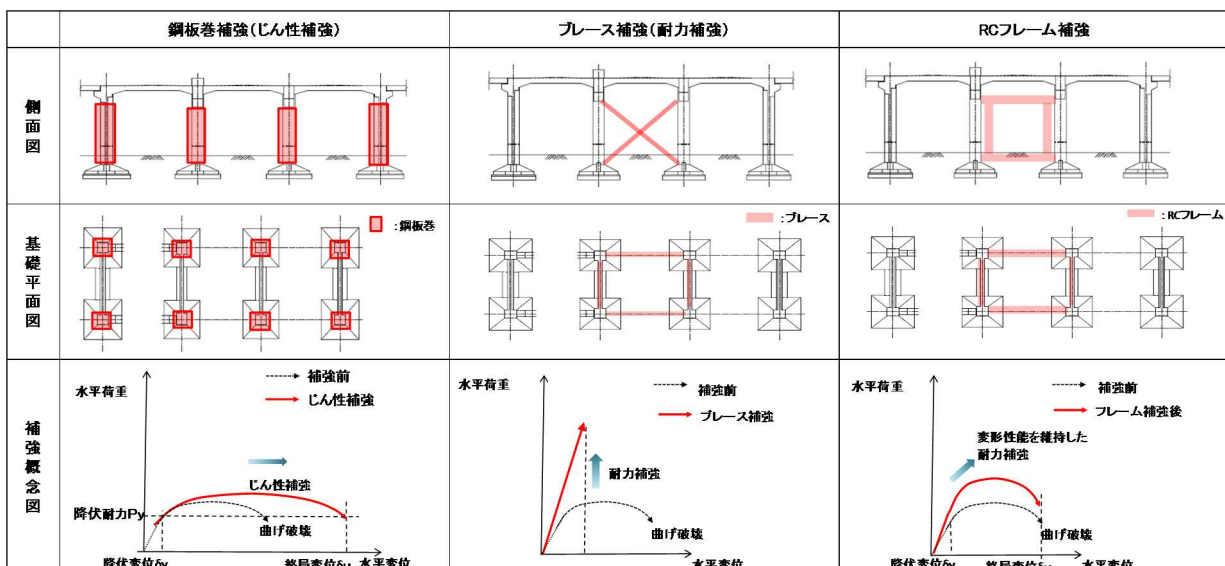


図-1 補強概念図の比較

^{*1} 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 修（工）（正会員）
^{*2} 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 主席（正会員）
^{*3} 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 課長 工修（正会員）

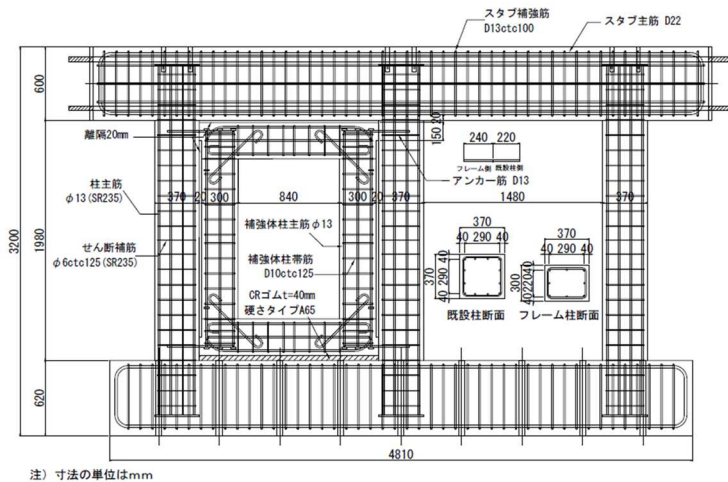
表－1 試験体の諸元

	既設柱								補強RCフレーム柱								既設柱とRC フレーム柱の 離隔	RCフレーム の打設方法	
	断面寸法		軸方向鉄筋		帯鉄筋		a/d※	耐力比	断面寸法		軸方向鉄筋		帯鉄筋		a/d	耐力比			
	b	h	径	pt	径	pw			b	h	径	pt	φ	pw					
試験体 I	370	370	φ13	0.42	φ6	0.12	3.00	1.72	300	370	無補強						1.94	離隔なし	一体打ち
試験体 II-1							3.00(2.00)				D13	0.41	D10	0.1	2.54				
試験体 II-2							3.00(2.05)												
試験体 II-3							3.00(2.05)												

※()内はRCフレームを設置した既設柱A, Bのせん断スパン比で、()外は既設柱Cのせん断スパン比を示す。

表－2 材料試験の結果

試験体	既設体					補強RCフレーム				
	鋼材		コンクリート			鋼材		コンクリート		
	降伏強度[N/mm ²]		圧縮強度[N/mm ²]			降伏強度[N/mm ²]		圧縮強度[N/mm ²]		
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	柱	上スタブ	下スタブ	軸方向鉄筋	帯鉄筋	柱	上梁	下梁
I	339.6	272.9	28.0	29.1	35.4	—	—	—	—	—
II-1	339.6	272.9	27.8	25.5	35.3	344.4	348.7	28.4	28.4	28.4
II-2	286.8	272.9	28.7	27.6	26.9	339.6	348.7	44.5	44.5	44.5
II-3	286.8	272.9	29.7	26.4	30.7	339.6	348.7	49.3	43.2	49.0

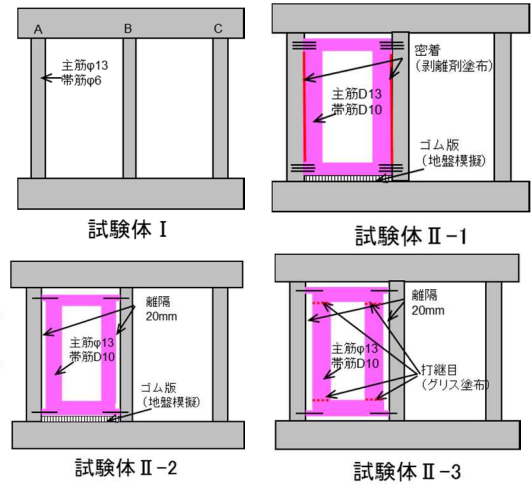


図－3 配筋図（試験体 II-2）

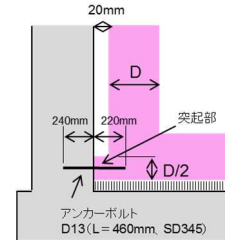
2.1 試験体

試験体は1930年に建設された丸鋼を用いた既存のRCラーメン高架橋を模擬した2径間の縮小モデルのRC骨組試験体である。表－1に試験体の諸元を示す。図－2に試験体の概略図を、図－3に配筋図の一例として試験体II-2を示す。試験体のパラメータは、RCフレームの有無とRCフレームの取り付け方法、RCフレームの鉄筋種類で、試験体は無補強の試験体Iを1体、RCフレームで1径間を補強した試験体IIシリーズを3体の計4体とした。既存高架橋を模擬したRC骨組の柱（以下、既設柱という）と、RCフレームの柱（以下、フレーム柱という）は全て曲げ破壊先行型とした。本試験体の曲げ耐力、せん断耐力は既往の評価式^{1) 2)}に基づき算出した。なお、既往の丸鋼を用いた単柱の正負交番載荷試験³⁾から半円フックを用いて機械的に定着することで、既往の評価式¹⁾から算定した曲げ耐力と同程度以上となる事が報告されている。よって本試験では既設柱の軸方向鉄筋は両端部を370mm×370mmの鋼板に溶接し、フレーム柱の軸方向鉄筋は両端部をφ40の鋼板に溶接し機械的に定着した。試験体IIシリーズのRCフレームの特徴を以下に述べる。

(1) 試験体 II-1



図－2 試験体の概略図



注）アンカーボルトは既設柱に事前に埋込み、フレーム柱を打設した

図－4 突起部の概略図

試験体II-1は既設柱とフレーム柱を密着させ、フレーム柱の上下4隅の1D区間（D：フレーム柱高さ）にアンカーボルトを3段配置し既設柱に固定した。なお、既設柱がフレーム柱と一体化されると、RCフレームを設置した径間に応力集中し、その径間の基礎に過度な応力が発生することや、既設柱の見かけの有効高さが大きくなり、既設柱がせん断破壊先行型となることがある。そこで、RCフレームと既設柱が一体化せず、個々に挙動するようにRCフレームと既設柱の接する面には上下4隅の1D区間を除いて剥離剤を塗布した。RCフレームの上梁は、RC骨組の上梁（以下、上スタブという）と10mmの隙間を設け上スタブとRCフレームが一体化しないようにした。RCフレーム下梁とRC骨組の下梁（以下、下スタブという）の間には地中梁の無い高架橋を模擬するため軟弱地盤を模擬したゴム版40mm（硬度65、ヤング係数3.0N/mm²）を設置した。鉄筋の種類は軸方向鉄筋、帯鉄筋とも異形としコンクリート強度は27N/mm²とした。

(2) 試験体 II-2

先行して試験を実施した試験体II-1は、後述するとおり剥離剤によりRCフレームと既設柱を完全に分離することができずRCフレームを設置した既設柱がせん断

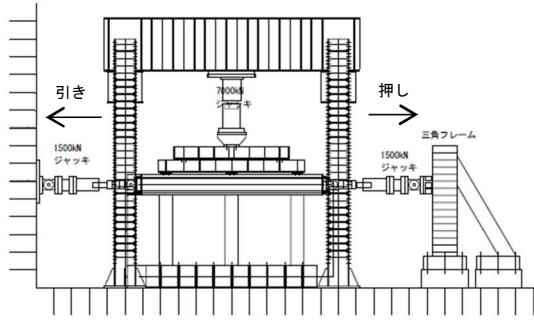


図-5 試験装置概要図

破壊した。そこで試験体Ⅱ-2 はフレーム柱と既設柱が確実に個々で挙動するようにフレーム柱の上下 4 隅に D/2 だけ既設柱に接するように突起部を設け、RC フレームと既設柱に 20mm の離隔を設けた (図-4 参照)。アンカーボルトの取付方法は突起部の中央に 1 段で水平に配置した。RC フレームの上梁と上スタブの間には 10mm の隙間を設け、RC フレームの下梁と下スタブの間にはゴム版 40mm を設置した。鉄筋の種類は軸方向鉄筋を丸鋼、帯鉄筋を異形とし、コンクリート強度は 40N/mm^2 とした。

(3) 試験体Ⅱ-3

試験体Ⅱ-3 は試験体Ⅱ-2 から次の 2 点を変更した。1 点目はフレーム柱の上下端部に打継目を設け接合面にグリスを塗布した。既往の研究^{4) 5)} より丸鋼鉄筋を用いた柱は、柱とフーチングの境界面で目開きを起こしロッキング挙動することで高い変形性能を発揮する。このため RC フレームの柱と梁の境界面で目開きが起きやすいように試験体Ⅱ-3 はあえて既設柱の上下端に打継目を設けた。2 点目は RC フレームの下梁と下スタブの間の地盤を模擬したゴム版を撤去し、40mm の離隔を設けた。これは地盤の影響によらずアンカーボルトの固定のみで RC フレーム補強の効果を確認するためである。

2.2 荷重方法および計測方法

試験措置の概要を図-5 に示す。荷重方法は、荷重梁を使用し鉛直ジャッキにより既存高架橋と同程度の軸方向圧縮応力度である 1N/mm^2 を各既設柱に荷重し、試験体の左右に配置した水平ジャッキにより静的正負交番荷重とした。基準水平変位 δ_y は、試験体Ⅰで実施した後述する既往の非線形特性⁶⁾ を用いた静的非線形解析から算出した降伏変位 7mm とした。この変位を各試験体の基準変位 δ_y とし、 $10\delta_y$ までは δ_y の整数倍、 $14\delta_y$ からは δ_y の 2 倍とした。各サイクルでの繰返し回数は $14\delta_y$ まで 3 回とし、 $16\delta_y$ からは繰返し回数を 1 回としている。計測項目は水平変位、鉛直変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみとした。

3. 解析方法

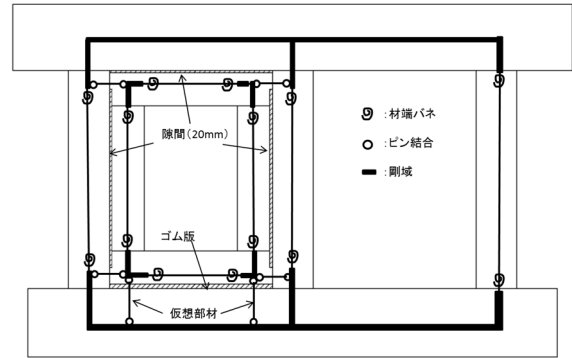


図-6 骨組解析モデル図 (試験体Ⅱ-2)

表-3 試験体諸元の比較

	断面		かぶり	主鉄筋		帯鉄筋			V_c/V_{mu}	a/d
	b	h		径φ	本数	径	本数	ピッチ		
mm	mm	mm	mm	mm	本	mm	本	mm		
単柱試験	700	700	60	22	4	9	2	250	1.11	3.0
今回試験体	370	370	40	13	4	6	2	125	1.16	3.0

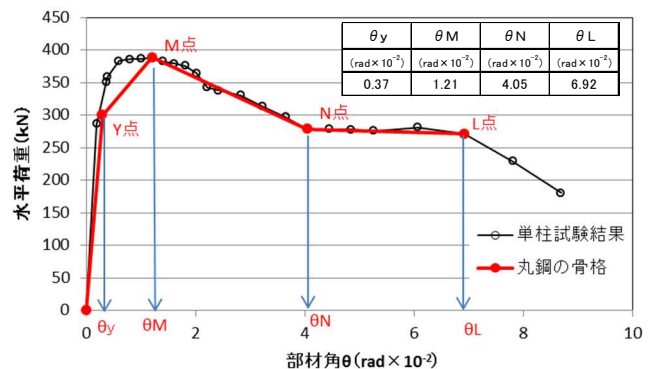


図-7 本試験で適用した単柱試験体の部材角

各試験体について、材料試験値を用いた静的非線形解析を実施した。解析プログラムは鉄道構造物設計標準を基準とした JRSNAP を使用した。図-6 に解析モデルの一例として試験体Ⅱ-2 を示す。既設柱とフレーム柱の接合条件はピン結合とし、既設柱下端と下スタブには仮想部材を設置した。この仮想部材に発生する軸力に対してアンカーボルトの純せん断耐力以上となるようアンカーボルト本数を算出した。既設柱や試験体Ⅱ-2、Ⅱ-3 の RC フレームの軸方向鉄筋は丸鋼を用いているが、丸鋼の付着特性が異形と異なるため、優れた変形性能を示すことが確認されている^{4) 5)}。そのため、異形を対象とした非線形特性の部材角を用いると、実験値と解析値の変位に大きく乖離が生じると懸念された。そこで、本解析は次の 2 ケースの非線形特性を用いて解析を行った。ケース 1 は全ての部材で異形を対象とした既往の非線形特性の部材角⁶⁾ を用いた。ケース 2 は軸方向鉄筋に丸鋼を用いた部材では、既に実施している丸鋼を用いた単柱の正負交番荷重試験結果⁴⁾ より、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c と部材が曲げ耐力に達する時のせん断耐力 V_{mu} の比がじん性率と相関関係が見られ

ることから、 V_c/V_{mu} とせん断スパン比 a/d が本試験体と同程度の単柱試験体を選定し、以下のように部材角を導いた。図-7 の単柱試験体の骨組曲線から、部材降伏点（Y 点）、最大耐力点（M 点）、部材降伏点の耐力を維持できる限界点（N 点）だけでなく、N 点以降も急激な耐力低下が起きないことから、N 点を終局状態とすることは適切でないと判断し、急激な耐力低下が起きていない部材降伏点の 0.8 倍の点（L 点）を終局状態と定義した。よって部材角は単柱試験体の Y 点、M 点、N 点、L 点の 4 点を用いた。表-3 に本試験体と本試験体の部材角に選定した単柱試験体の諸元一覧を示す。

4. 実験結果と考察

4.1 試験体の損傷状況

各試験体の $10\delta y$ での損傷状況を写真-1 に示す。また、下記に各試験体の詳細の損傷状況を述べる。なお、既設柱は左側から既設柱 A、既設柱 B、既設柱 C とする。

(1) 試験体 I

無補強の試験体 I の損傷状況は既実施している丸鋼を用いた単柱の正負交番載荷試験⁴⁾と類似しており、損傷は既設柱の上下端部に集中した。軸方向鉄筋のひずみは $2\delta y$ で既設柱 A、C が降伏ひずみに達し、 $3\delta y$ で既設柱 C が降伏ひずみに達した。その後水平荷重の増加とともに既設柱上下端の引張側が浮き上がり、圧縮側のつま先部でコンクリートが圧縮されるロッキング挙動を示し、徐々に圧縮側のコンクリートが圧壊し水平荷重が緩やかに低下した。

(2) 試験体 II-1

試験体 II-1 について、RC フレームが設置されていない既設柱 C は試験体 I と同様の損傷状況で柱上下端部に損傷が集中した。一方、RC フレームを設置した既設柱 A、B は $2\delta y$ までは既設柱 C と同様に数本の水平ひび割れが発生したが、その後、既設柱上下端部で斜めひび割れが発生し、せん断破壊した。これは、RC フレームと既設柱が接していることで既設柱が RC フレームに拘束されたためだと考えられる。この斜めひび割れが進展し、 $5\delta y$ で既設柱 B 下部の斜めひび割れが貫通し、水平荷重が大きく低下した（写真-2 参照）。一方、異形を用いた RC フレームは、フレーム柱上下端部でひび割れが分散して発生し、その後フレーム柱の下端の損傷が進み、 $12\delta y$ で既設 A 側のフレーム柱下端の軸方向鉄筋が破断した。

(3) 試験体 II-2

RC フレームと既設柱に離隔を設けた試験体 II-2 は、 $2\delta y$ までは試験体 II-1 と同様な損傷状況を示した。その後、既設柱は RC フレームと既設柱間に設けた突起部上面から発生したひび割れが目開きをし（写真-2 参照）、



試験体 I (10 δy -1回目引)

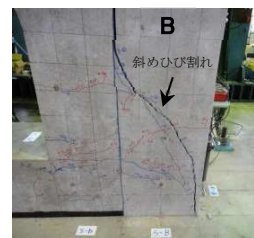


試験体 II-1 (10 δy -1回目引)

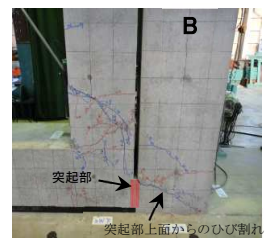


試験体 II-3 (10 δy -1回目引)

写真-1 試験体の損傷状況



試験体 II-1 (5 δy -1回目押)



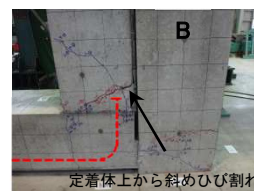
試験体 II-2 (6 δy -1回目押)



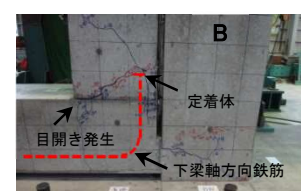
試験体 II-1 (12 δy -1回目押)



試験体 II-2 (10 δy -2回目引)



試験体 II-3 (5 δy -1回目引)



試験体 II-3 (5 δy -1回目押)

写真-2 ひび割れ状況

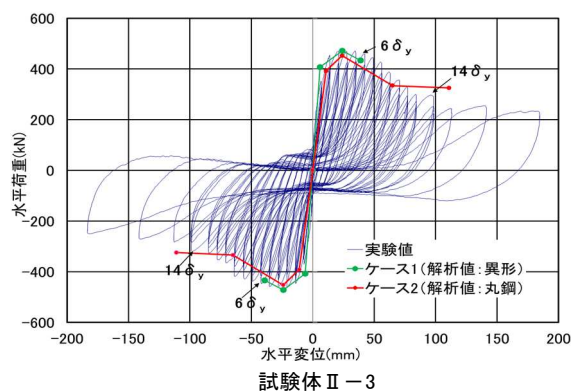
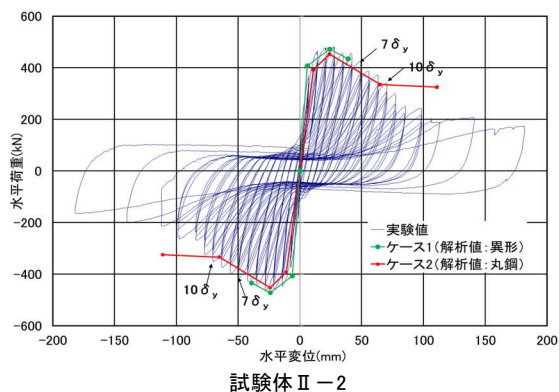
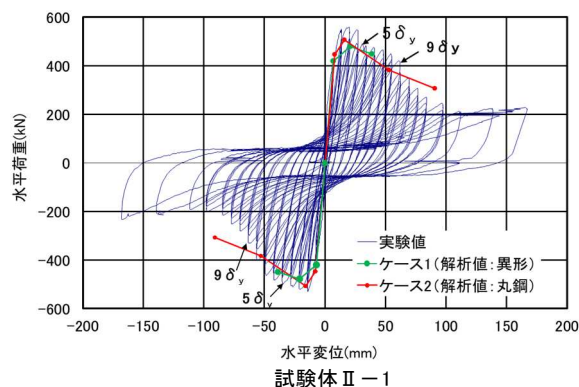
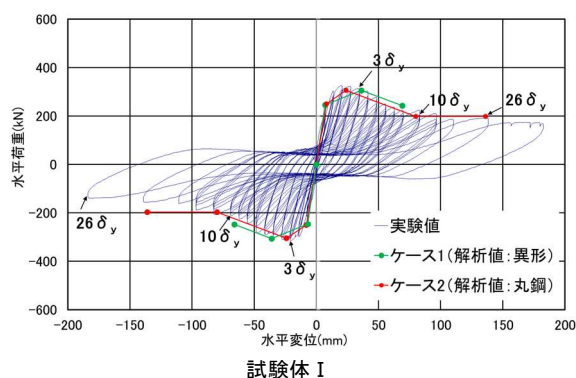


図-8 荷重-変位の履歴図

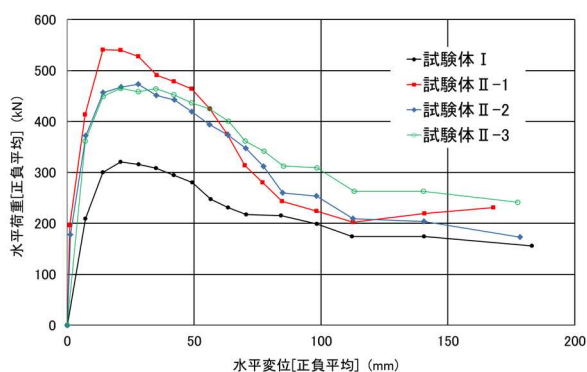


図-9 荷重-変位の包絡線図

徐々に圧縮側のコンクリートが圧壊した。RC フレームと既設柱に離隔を設けたことにより、既設柱 A、B は試験体 II-1 のような斜めひび割れは発生しなかった。一方、RC フレームは水平方向の荷重によりフレーム柱とフレーム梁との境界部に水平ひび割れが生じ、フレーム柱の上下端部に 100mm 間隔で 3 本程度の曲げひび割れが発生した。その後、フレーム柱とフレーム梁との境界部の水平ひび割れは進展せず、 $10\delta_y$ でフレーム柱両端部に発生した押し側、引き側の曲げひび割れが X 字状に交差し、水平荷重が大きく低下した (写真-2 参照)。RC フレームの上梁、下梁は、 $3\delta_y$ 以降はひび割れが進展せず、損傷は軽微であった。なお、試験体 II-2 は試験終了時まで RC フレームの軸方向鉄筋が試験体 II-1 のように破断することはなかった。これは、丸鋼が繰返し荷重により付着切れし、ひずみが平均化するため異形のと

うに局所的なひずみとならなかったためと考えられる。

(4) 試験体 II-3

試験体 II-3 の既設柱の損傷状況は試験体 II-2 とほぼ同様であったが、フレーム柱は試験体 II-2 のように X 字状の斜めひび割れは発生しなかった。これはフレーム柱の上下端部に打継目を設けたことで、打継目から目開きが発生し、この目開きが進展したためである。なお、フレーム梁外側の軸方向鉄筋は折り曲げてフレーム柱に機械式定着しているが、この機械式定着した側からのフレーム柱の目開きは $3\delta_y$ 以降進展しなかった (写真-2 参照)。これはフレーム梁の軸方向鉄筋の定着具により目開きが拘束されたためだと考えられる。RC フレーム下梁は試験体 II-2 と同様の軽微な損傷で、ゴム版の設置の有無による違いは見られなかった。

4.2 荷重-変位関係

図-8 に荷重-変位の履歴図を示す。図中には静的非線形解析から得られた 2 ケースの骨組曲線を併記した。骨組曲線は 3 本の既設柱のいずれか 1 本が終局状態になる時点までを併記した。試験体 I の実験値は $3\delta_y$ で最大荷重となり $10\delta_y$ まで荷重低下すると、その後水平荷重はほぼ横ばいとなっており、ケース 2 は比較的精度よく実験値の荷重変位を模擬できている。一方、ケース 1 は $10\delta_y$ 付近で終局となり、それ以降の荷重変位を模擬できておらず、試験体 II シリーズも同様な傾向であった。よって試験体 II シリーズについては、ケース 2 の骨組曲線と実験値を比較し考察をする。

試験体Ⅱ-1について最大荷重は解析値より1割程度大きくなり、 $5\delta y$ と $10\delta y$ で水平荷重が低下し、解析値の骨組曲線と乖離している。これは、既設柱とRCフレームに剥離剤を塗布したが、完全に分離することができず曲げ耐力が大きくなりRCフレームを設置した既設柱がせん断破壊したためだと考えられる。

試験体Ⅱ-2について $11\delta y$ までは実験値と骨組曲線は概ね一致しているが、それ以降、実験値は骨組曲線より水平荷重が大きくなり低下した。これは、RCフレームを一体打ちにしたため、丸鋼を用いた柱で見られるロッキング挙動を示さず、フレーム柱両端部にX字状のひび割れが発生したためと考えられる。

試験体Ⅱ-3について、実験値は $14\delta y$ までは大きな荷重低下は無く、試験体Ⅱ-2と比較して実験値と骨組曲線は概ね一致している。これはフレーム柱に打継目を設けたことにより、解析で想定した丸鋼鉄筋のロッキング挙動に近づいたためと思われるが、フレーム柱に定着したフレーム梁外側の軸方向鉄筋の定着体の拘束により、フレーム柱の外側で目開きが起きておらず(写真-2参照)、今後、定着方法を改善することで、より解析値の骨組曲線と実験値が一致すると考えられる。

図-9に各試験体の比較のため全ての試験体の荷重-変位の包絡図を示す。最大荷重後の荷重低下勾配は、試験体Ⅱ-1、Ⅱ-2、Ⅱ-3の順に緩やかになり、試験体Ⅱ-3が最も変形性能が優れている。なお、試験体Ⅱ-1の最大荷重は試験体Ⅱ-2、Ⅱ-3と比べて1割程度大きい、使用鋼材強度が1割大きくなったことや、既設柱とフレーム柱が完全に分離できなかったためだと考えられる。

5. まとめ

丸鋼を用いた各柱が曲げ破壊型の2径間RC骨組試験体について、RCフレームの補強効果を確認するため、1径間にRCフレームを設置し、静的正負交番載荷試験を実施した。本試験で得られた知見を下記に示す。

- (1) フレーム柱と既設柱を密着させた試験体Ⅱ-1は、RCフレームを設置した既設柱に斜めひび割れが発生し、せん断破壊した。一方、フレーム柱と既設柱が個々に挙動するようにフレーム柱と既設柱に離隔を設けた試験体Ⅱ-2、Ⅱ-3は、既設柱の斜めひび割れを防ぐことができた。
- (2) RCフレームの軸方向鉄筋を異形とした試験体Ⅱ

-1は、繰返し荷重によりRCフレームの軸方向鉄筋が破断した。RCフレームの軸方向鉄筋を既設柱と同様に丸鋼とした試験体Ⅱ-2、Ⅱ-3では軸方向鉄筋の破断を防ぐことができた。既設柱の軸方向鉄筋が丸鋼の場合、RCフレームの軸方向鉄筋も丸鋼にすることが有効である。

- (3) フレーム柱上下端に打継目を設けた試験体Ⅱ-3は、フレーム柱が丸鋼を用いた柱部材で見られるロッキング挙動を示しRCフレームを一体打ちした試験体Ⅱ-2と比べ、高い補強効果を示した。RCフレームの軸方向鉄筋に丸鋼を用いる場合、フレーム柱上下端に打継目を設けることが有効である。
- (4) 丸鋼を用いたRC骨組試験体の静的非線形解析について、丸鋼の非線形特性を V_c/V_{mu} 、 a/d が同程度である単柱試験体の部材角を用いたケース2では、既往の異形を対象とした部材角を用いたケース1と比較し、荷重-変位曲線を良好に模擬することができた。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，pp.71-74，pp.135-150，2004.4
- 2) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号，V-5，pp.167-176，1986.8
- 3) 伊東典紀，桑木野耕介，大郷貴之：丸鋼を用いたRC部材の地震時破壊形態に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol37，No2，pp.763-768，2015.
- 4) 桑木野耕介，伊東典紀，大郷貴之：丸鋼鉄筋を用いたRC部材の変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol37，No2，pp.769-774，2015.
- 5) 澤松俊寿，三田村浩，西弘明，松本高志，加保勇介：柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性，構造工学論文集，Vol.58A，pp.333-342，2012.3
- 6) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善pp.142-149，1999.10