

論文 PC 鋼材を斜めに配置した RC 橋脚の耐震補強効果に関する実験

幸田 和明*1・築嶋 大輔*2・松尾 伸二*3・菅野 貴浩*4

要旨：RC 橋脚に対する耐震補強工法としては、既設 RC 橋脚く体に対して鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てる方法が一般的である。しかし、RC 橋脚く体が地中に深く埋まっている場合、一般に大規模な仮土留めや掘削等が必要となり、工事費および工事期間の増大につながる。そこで、RC 橋脚く体の地上部から補強鋼材を斜め下方へと挿入して耐震補強する方法を考案し、供試体による正負水平交番載荷実験を行った。補強鋼材量をパラメータとし、実験結果を供試体の損傷状況、荷重-変位関係、斜め鋼材のひずみ、補強後耐力比などで考察した結果、耐震補強効果を確認できた。

キーワード：斜め鋼材, 耐震補強, せん断耐力, 鉄筋コンクリート橋脚, PC 鋼材

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という）橋脚に対して耐震補強を行う場合、鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てる方法が一般的である。既設 RC 橋脚のく体が地中に深く埋まっている箇所においては、仮土留め等を構築し、橋脚く体周囲を掘削して巻き立てることになる。この場合、地中部施工のための仮土留め工等が大規模となり、工事費や工事期間が増大することになる。そこで、既設 RC 橋脚く体の耐震補強を地上部から行うことで、周辺地盤への影響を最小限とし、コストダウンや工事期間の短縮を図ることができる耐震補強工法を考案した。

具体的には、既設 RC 橋脚く体地上部の露出面からコアマシンにより斜め下方に削孔し、補強鋼材（以下、斜め鋼材という）を挿入し、充填材を充填して既設 RC 橋脚く体との一体化を図る方法である。斜め鋼材にせん断補強鉄筋等としての機能を期待し、耐震性の向上を目指したものである。本工法の概要を図-1に示す。

橋脚く体の補強に着目し、普通鉄筋の異形棒鋼をフーチングに定着せず、部材（柱）の軸方向に対し一定の角度で配置し、交番載荷実験を行った結果、斜め鋼材量を多くした場合、せん断破壊を防止する効果があ

ることが、知見として得られている¹⁾。同様に、配置角度をパラメータとした場合でも、配置角度を 10° とした場合を除き、脆性的な破壊とならないことが、知見として得られている²⁾。また、建築の分野においては、主鉄筋を斜めに配置する方法が、RC 短柱のせん断破壊を防止するのに有効であることが報告されている³⁾等。

そこで、今回は斜め鋼材の材料として PC 鋼材を用い、斜め鋼材量をパラメータとし、異形棒鋼と同様に、斜め鋼材による耐震補強効果を確認した。また、実際の施工を模擬した実験も行った。

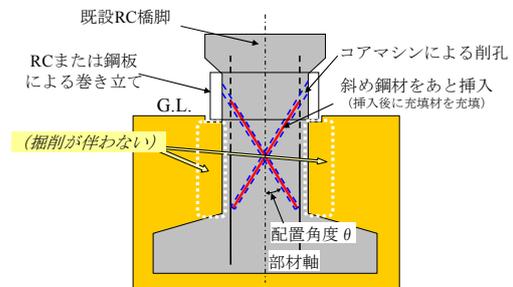


図-1 本耐震補強工法の概要図

表-1 供試体諸元

供試体番号	柱断面寸法 (mm)	せん断スパン (mm)	せん断スパン比 L_a/d	最外縁の軸方向鉄筋 径-本数	帯鉄筋 径-ピッチ	斜め鋼材			せん断耐力比 ^{※1}		記事
						配置角度	径	本数 (片側)	補強前	補強後	
									$\frac{V_{y1}}{V_{mu}}$	$\frac{V_{y2}}{V_{mu}}$	
X20b3	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	φ19.3	4	0.79	1.89	
X20b4	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	φ12.7	3	0.81	1.14	
X20b7	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	φ9.3	2	0.83	0.89	
X20b6	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	φ9	2	0.82	0.93	細径異形PC鋼棒使用 斜め鋼材あと挿入
X20b10	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	φ12.7	3	0.81	1.20	

※1 せん断耐力比は、表-3に後述する材料試験値を用いて計算した。

- *1 J R 東日本 (株) 建設工事部 構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ (正会員)
- *2 J R 東日本 (株) 建設工事部 構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ課長 (正会員)
- *3 J R 東日本 (株) 横浜支社 設備部 土木課 防災計画グループ副課長 工修 (正会員)
- *4 J R 東日本 (株) 水戸支社 設備部 施設課 担当課長 工修 (正会員)

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体諸元，および供試体の形状寸法の例について，表-1 および図-2 に示す。

供試体寸法は，部材（柱）断面を 650mm×650mm とし，せん断スパンを 1850mm とした。

部材（柱）軸方向と斜め鋼材のなす角度（以下，配置角度 θ という）は， 20° と一定とした。

斜め鋼材を除く鉄筋量については，斜め鋼材を考慮しない場合のせん断耐力 V_{y1} と，部材が曲げ耐力に達する時に発生するせん断耐力 V_{mu} との比（以下，補強前せん断耐力比 V_{y1}/V_{mu} という。ここに， $V_{y1}=V_c+V_{s1}$ ， V_c ；コンクリートが受け持つせん断耐力^{4), 5)}， V_{s1} ；帯鉄筋が受け持つせん断耐力⁵⁾， $V_{mu}=M_u/L_a$ ， M_u ；曲げ耐力， L_a ；せん断スパン）を 0.8 程度に設定した。

斜め鋼材量については，これを考慮した場合のせん断耐力 V_{y2} と， V_{mu} との比（以下，補強後せん断耐力比 V_{y2}/V_{mu} という。ここに， $V_{y2}=V_{y1}+V_{s2}$ ， V_{s2} ；斜め鋼材が受け持つせん断耐力）が，0.9～1.9 程度の範囲になるように配置した。

コンクリート標準⁶⁾に基づき，部材（柱）軸方向に対する斜めひび割れの角度を 45° と仮定した場合，斜めひび割れは斜め鋼材と 1 断面で交わる。また，実験結果については後述するが，斜めひび割れの多く，または顕著な斜めひび割れは，斜め鋼材が交差する位置付近で斜め鋼材と交わる。また，斜め鋼材はフーチングに定着していないことから，圧縮ストラットとしての効果は期待できないと考えられる。そこで，斜め鋼材の片側の部材軸直角方向成分がせん断耐力に寄与するとし，斜め鋼材が受け持つせん断耐力 V_{s2} は式(1)により算定した。

$$V_{s2} = A_{w2} \cdot f_{wy2} \cdot \sin \theta \quad (1)$$

ここに， A_{w2} ：検討方向の片側から挿入される斜め鋼材の総断面積， f_{wy2} ：斜め鋼材の引張降伏

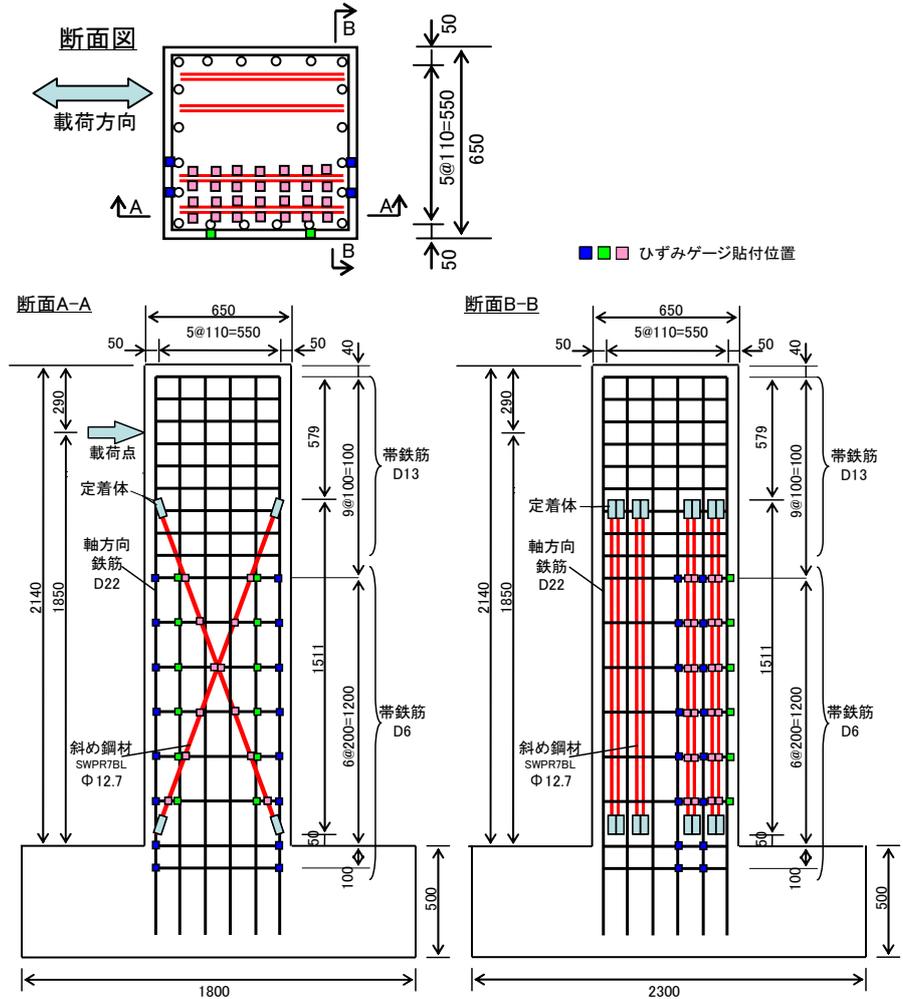


図-2 供試体の形状寸法の例



写真-1 定着体の例

表-2 定着体の寸法

試験体番号	斜め鋼材			定着体		記事
	配置角度	径	本数 (片側)	径 (mm)	長さ (mm)	
X20b3	20	φ19.3	4	38	115	
X20b4	20	φ12.7	3	26	55	
X20b7	20	φ9.3	2	18	30	
X20b6	20	φ9	2	18	30	
X20b10	20	φ12.7	3	26	55	

強度， θ ：斜め鋼材の配置角度

本実験は，X20b10 供試体を除き，鋼材を斜めに配置した場合のせん断耐力の向上等，基本的な耐震補強効果の確認を目的とした。そのため供試体は，あと施工の影響を排除し，あらかじめ斜め鋼材を配置してから

型枠を設置し、コンクリートの打設を行った。斜め鋼材の上端および下端の水平位置は最外縁の軸方向鉄筋の位置とした。斜め鋼材の最下端は、柱下端から 50mm とし、フーチングには定着しないこととした。X20b10 供試体では、斜め鋼材挿入位置を箱抜きした上でく体にてコンクリートを打設し、斜め鋼材挿入後にグラウトを充填した。

斜め鋼材には、X20b6 供試体を除き、両端に定着体を装着した PC 鋼より線を用いた。定着体の外観の例および寸法を写真-1、表-2 にそれぞれ示す。

X20b6 供試体では細径異形 PC 鋼棒を用いた。また、X20b10 供試体では、斜め鋼材の周囲にらせん状の鉄筋（以下、スパイラル筋という）を配置した。スパイラル筋は、写真-2 に示すように、丸鋼（φ6mm）を斜め鋼材の周囲に取り付けた。

材料試験結果を表-3 に示す。コンクリート強度は実験当日の圧縮強度試験結果である。また、鋼材の引張強度は、供試体で使用したものと同ロットの鋼材について 3 本ずつ引張試験を行い、その平均値とした。

2.2 荷重方法

荷重には水平交番荷重装置を用いた。荷重装置の概要を図-3 に示す。荷重方法は、供試体はフーチングを PC 鋼棒により固定し、柱天端において鉛直方向ジャッキにより 0.75N/mm² の一定軸力を導入した。水平方向荷重は、く体上部に取り付けた水平方向ジャッキによる静的正負交番荷重とした。荷重制御で最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料試験結果から定まる降伏ひずみに達するまで荷重し、その変位を降伏変位（1δ_y）、

水平荷重を降伏荷重（P_y）とした。2δ_y 以降は、1δ_y の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ、10δ_y 以降は 1δ_y の偶数倍の変位ごとに各 1 回ずつ変位制御で交番荷重した。



写真-2 スパイラル筋の例

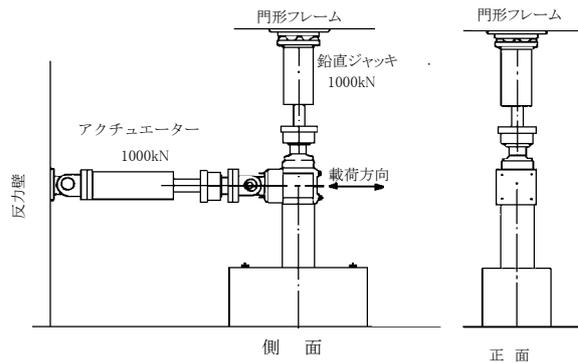


図-3 荷重装置

表-3 材料試験結果

供試体名	引張試験データ						コンクリート強度	
	軸方向鉄筋		基部帯鉄筋 ^{※1}		斜め鋼材		柱	フーチング [*]
	径	f _y (N/mm ²)	径	f _y (N/mm ²)	径	f _y (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{dk} (N/mm ²)
X20b3	D22	388	D6	329	φ19.3	1750	24.1	22.4
X20b4	D22	388	D6	329	φ12.7	1865	27.7	29.0
X20b7	D22	388	D6	329	φ9.3	1720	31.6	30.3
X20b6	D22	387	D6	416	U9 (SBPDN)	1321	28.4	24.9
X20b10	D22	387	D6	416	φ12.7	1867	27.3 30.0 ^{※2}	27.2

※1 D6の材料試験値は細径のため明確な降伏点が表れないため、せん断耐力の計算では規格値(345N/mm²)とした。

※2 斜め鋼材あと挿入後に挿入したグラウトの強度



P_{max} 時(4δ_y) P_y 低下時(8δ_y)
(a)X20b3 (V_{y2}/V_{mu}=1.89)



P_{max} 時(3δ_y) P_y 低下時(6δ_y)
(b)X20b4 (V_{y2}/V_{mu}=1.14)



P_{max} 時(1δ_y) P_y 低下時(2δ_y)
(c)X20b7 (V_{y2}/V_{mu}=0.89)

写真-3 損傷状況 (PC 鋼より線)



P_{max} 時($4\delta_y$) P_y 低下時($6\delta_y$)
(d)X20b6 ($V_{y2}/V_{mu}=0.93$)



P_{max} 時($4\delta_y$) P_y 低下時($6\delta_y$)
(e)X20b10 ($V_{y2}/V_{mu}=1.20$)

写真-4 損傷状況 (X20b6, X20b10)

3. 実験結果

3.1 損傷状況と荷重-変位関係

斜め鋼材に、両端に定着体を取り付けた PC 鋼より線を用い、斜め鋼材量を変化させた X20b7, X20b4, X20b3 の損傷状況を写真-3 に、斜め鋼材に細径異形 PC 棒鋼を用いて、斜め鋼材量を X20b7 と同程度とした X20b6, および斜め鋼材にスパイラル筋を取り付け、斜め鋼材量を X20b4 と同程度とし、実際の施工を模擬し、斜め鋼材をあと挿入とした X20b10 の損傷状況を写真-4 にそれぞれ示す。また、全供試体の荷重-変位関係を図-4 に、試験結果の一覧を表-4 に示す。損傷状況は、最大荷重 P_{max} を示した変位段階での荷重が終了した時点 (以下、 P_{max} 時という) と、その後、はじめて降伏荷重 P_y 程度以下まで荷重が低下した変位段階での荷重が終了した時点 (以下、 P_y 低下時という) のものを示した。荷重-変位関係は、荷重 P を降伏荷重の計算値 P_{ycal} で、変位 δ を降伏変位の計算値 δ_{ycal} でそれぞれ除し、無次元化した包絡線 (以下、包絡線という) により示した。

いずれの供試体も $1\delta_y$ の載荷時に、柱基部からせん断スパンの 2/3 程度の範囲において概ね 200mm 間隔で曲げひび割れが発生し、最外縁の軸方向鉄筋が柱基部において降伏ひずみに達した。その後、斜め鋼材が交差する位置付近より上側で発生した曲げひび割れが斜め下方に進展し、斜めひび割れに移行した。

X20b3 ($V_{y2}/V_{mu}=1.89$) では、斜めひび割れの大きな変化は見られず、柱基部付近の損傷が進行し、 $4\delta_y$ で P_{max} に達した。 $5\delta_y$ の負側載荷時に柱基部から 400mm 程度の範囲においてかぶりコンクリートが剥離し始め、その後、柱基部付近での損傷が進み、 $8\delta_y$ で P_y 程度となった。その後さらに、 $9\delta_y$ で柱基部から 650mm 程度の範囲内に斜めひび割れが発生し、 $10\delta_y$ 以降、急激に

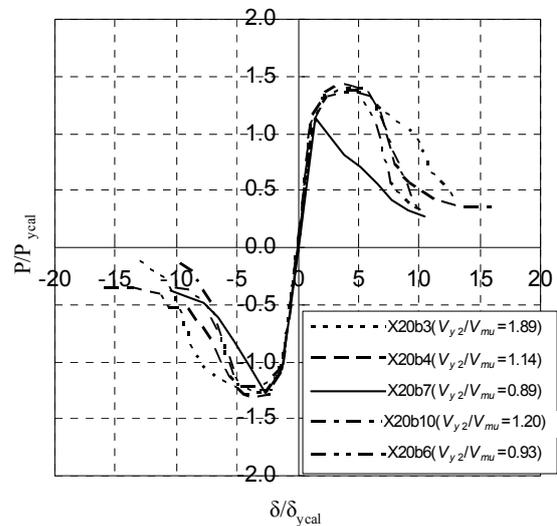


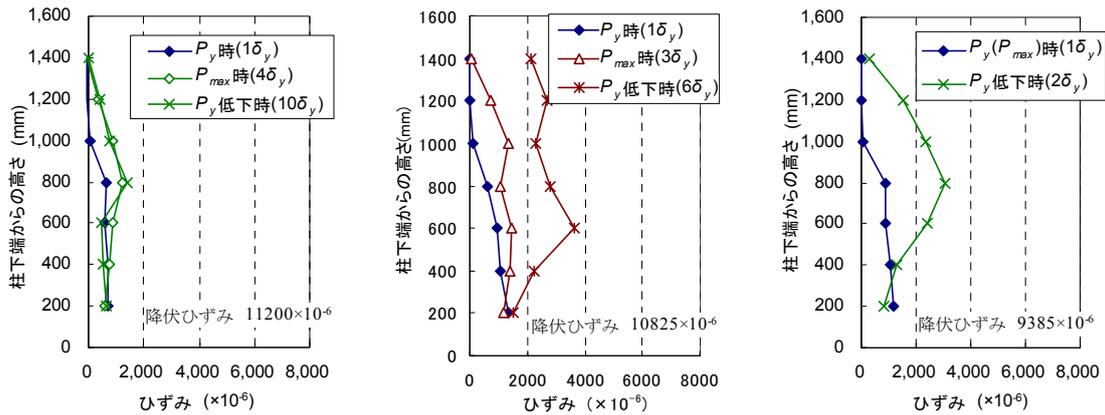
図-4 荷重-変位関係

表-4 試験結果一覧表

試験体番号	計算値			実験値(正側)			実験値(負側)		
	P_{ycal} (kN)	δ_{ycal} (mm)	P_{maxcal} (kN)	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)
X20b3	376	7.83	481	352	8.01	521	358	10.18	489
X20b4	380	7.23	488	419	9.67	537	394	9.49	497
X20b7	383	7.00	495	432	8.32	432	409	8.22	489
X20b6	379	7.40	488	413	4.04	525	420	4.05	483
X20b10	378	7.32	486	410	1.98	517	407	3.42	468

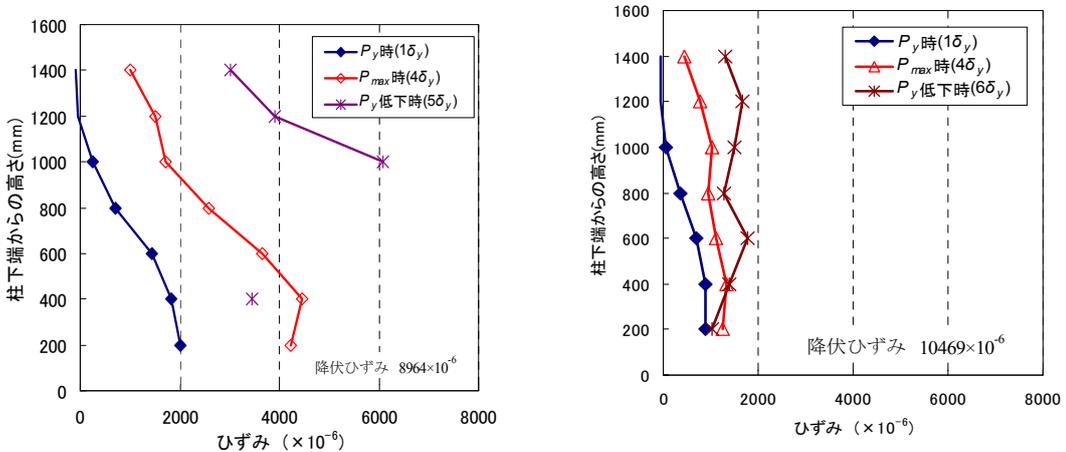
荷重が低下した。

X20b3 に比べ、斜め鋼材量を少なくした X20b4 ($V_{y2}/V_{mu}=1.14$) においては、 $3\delta_y$ で P_{max} に達した。 $5\delta_y$ で、柱下端から 400mm 程度の高さにおいてかぶりコンクリートが剥離し、柱基部付近の損傷が進むとともに、斜めひび割れの進展、拡大も見られた。 $6\delta_y$ 程度で P_y 程度となり、 $7\delta_y$ で斜め鋼材交差部より下のかぶりコンクリートが剥離し、急激に荷重が低下した。斜めひび割れの多くは、斜め鋼材が交差する位置付近で斜



(a)X20b3 ($V_{y2}/V_{mu}=1.89$) (b)X20b4 ($V_{y2}/V_{mu}=1.14$) (c)X20b7 ($V_{y2}/V_{mu}=0.89$)

図-5 ひずみ分布図 (PC鋼より線)



(d)X20b6 ($V_{y2}/V_{mu}=0.93$) (e)X20b10 ($V_{y2}/V_{mu}=1.20$)

図-6 ひずみ分布図 (X20b6, X20b10)

め鋼材と交わった。

斜め鋼材量を最も少なくした X20b7 ($V_{y2}/V_{mu}=0.89$) では、 $18\delta_y$ から $28\delta_y$ への正側の荷重途中で P_{max} に達した。その後、 $28\delta_y$ の正側荷重時に斜めひび割れが拡大し、荷重が急激に低下し、 P_y 程度となった。なお、負側についても、 $28\delta_y$ で P_{max} に達し、 $38\delta_y$ で P_y 程度まで荷重が低下した。なお、拡大した斜めひび割れは、斜め鋼材の交差する位置付近で斜め鋼材と交わった。

斜め鋼材に細径異形 PC 棒鋼を用いて、斜め鋼材量を X20b7 と同程度とした X20b6 ($V_{y2}/V_{mu}=0.93$) においては、 $38\delta_y$ では斜め方向のひび割れに大きな進展は見られなかった。 $48\delta_y$ にて P_{max} に達し、斜め方向のひび割れ幅、および柱下端より 200mm 程度の高さで発生した水平方向のひび割れ幅が拡大した。 $58\delta_y$ にて、斜め鋼材交差部より下部において、斜め方向のひび割れ幅が更に拡大し、 P_y 程度に荷重が低下した。

斜め鋼材にスパイラル筋を取り付け、斜め鋼材量を X20b4 と同程度とし、実際の施工を模擬し、斜め鋼材をあと挿入とした X20b10 ($V_{y2}/V_{mu}=1.20$) においては、

$48\delta_y$ において P_{max} に達し、斜め鋼材交差部の高さ付近で、斜め方向のひび割れが多く発生した。 $58\delta_y$ 正側荷重時において、荷重面側 (引側) 基部の水平方向のひび割れ幅が拡大した。 $58\delta_y$ 負側荷重時において、斜め方向のひび割れ幅が拡大するのと同時に、荷重面側 (押側) の柱下端から 600mm 程度の高さの範囲においてかぶりコンクリートが剥落し、 P_y 程度に荷重が低下した。

3.2 斜め鋼材のひずみ

斜め鋼材のひずみについて、柱下端からの各位置での斜め鋼材のひずみの分布を表したグラフ (以下、ひずみ分布図という) を示す。ひずみ分布図には、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点 (以下、 P_y 時という)、 P_{max} 時、および P_y 低下時を示した。

斜め鋼材に、両端に定着体を取り付けた PC 鋼より線を用い、斜め鋼材量を変化させた X20b3, X20b4, X20b7 のひずみ分布図を図-5 に示す。

X20b3 ($V_{y2}/V_{mu}=1.89$) は、 P_y 時以降、 P_{max} 時までひずみは増加し、その後、 P_y 低下時では P_{max} 時とほぼ同等または若干低下する傾向を示したが、いずれも降伏

ひずみには達しなかった。

X20b4 ($V_{y2}/V_{mu}=1.14$) では、X20b3 に比べ、やや大きなひずみを示しているが、いずれの変位段階においても降伏ひずみには達しておらず、X20b3 と同様の傾向を示した。

X20b7 ($V_{y2}/V_{mu}=0.89$) は、 P_y (P_{max}) 時以降、 P_y 低下時までひずみは増加する傾向にあったが、いずれの変位段階においても降伏ひずみを示さなかった。X20b3 ($V_{y2}/V_{mu}=1.89$) や X20b4 ($V_{y2}/V_{mu}=1.14$) に比べて、斜め鋼材量が少ないにもかかわらず、ひずみの値は比較的小さかった。X20b7 の場合、PC 鋼より線の素線が極端に細かったため、ひずみを正確に計測出来なかった可能性があると考えられる。

斜め鋼材に細径異形 PC 鋼棒を用いて、斜め鋼材量を X20b7 と同程度とした X20b6、および斜め鋼材にスパイラル筋を取り付け、斜め鋼材量を X20b4 と同程度とし、実際の施工を模擬し、斜め鋼材をあと挿入とした X20b10 のひずみ分布図を図-6 に示す。

X20b6 ($V_{y2}/V_{mu}=0.93$) では、 P_y 時以降、 P_{max} 時までひずみが増加傾向を示している。 P_y 低下時には、斜め鋼材全長にわたって 3000×10^{-6} を超えるひずみを示しており、特に斜め鋼材交差部付近において、それをはるかに超えるひずみを示した。斜め鋼材量が同程度であり、ひずみが正確に計測できなかった可能性のある X20b7 と比較しても P_y 低下時のひずみは大きい傾向となっている。

X20b10 ($V_{y2}/V_{mu}=1.20$) では、 P_y 時以降、 P_{max} 時までひずみは増加傾向にあり、 P_y 低下時までさらに、ひずみが増加する傾向となった。しかし、最大ひずみは 2000×10^{-6} 程度となっており、PC 鋼より線のひずみの値としては小さいものとなっている。斜め鋼材量を同程度とした X20b4 における最大ひずみは 4000×10^{-6} 程度となっている。

いずれの供試体も、柱下端からの各位置でのひずみについて、 P_y 時 (X20b7 では P_y (P_{max}) 時) では柱基部付近の方が上部と比較して大きな値を示すが、その後 (X20b7 では P_y 低下時) は柱基部付近より上部でのひずみが大きくなる傾向があった。特に、斜めひび割れの多く、または顕著な斜めひび割れが交わった、斜

め鋼材が交差する位置付近のひずみが比較的大きな値を示した。

4. まとめ

今回の試験の範囲において得られた知見を以下に示す。なお、せん断耐力比は 2.1 により、求めた値である。

(1) 斜め鋼材の配置角度 θ を 20° とし、補強後せん断耐力比 V_{y2}/V_{mu} を 1.89 とした供試体では $8\delta_y$ 程度まで、補強後せん断耐力比 V_{y2}/V_{mu} を 1.14 とした供試体では $6\delta_y$ 程度まで、脆性的な破壊とはならず、耐震補強効果が確認された。

(2) 斜め鋼材の配置角度 θ を 20° とし、補強後せん断耐力比 V_{y2}/V_{mu} を 1.20 とし、実際の施工を模擬し、斜め鋼材をあと挿入した供試体では、脆性的な破壊とはならず、柱下端から 600mm 程度の範囲内での破壊となつた。

参考文献

- 1) 幸田和明, 松尾伸二, 長澤徹, 菅野貴浩: 鉄筋を斜めに配置した RC 柱の耐震補強効果に関する実験的検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 5-161, pp.321-322, 2007.9
- 2) 幸田和明, 菅野貴浩, 松尾伸二, 渡部太一郎: 鋼材を斜めに配置した RC 橋脚の耐震補強効果に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1231-1236, 2008.7
- 3) 若林実, 南宏一: X 形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について, コンクリート工学年次論文集, Vol.2, pp.433-436, 1980
- 4) 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
- 5) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp.197-204, 1983.9
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4