

超高強度繊維補強コンクリートを用いた高耐震性RC橋脚に おけるプレキャスト型枠の座屈抑制効果

山野辺慎一¹・玉野慶吾²・曾我部直樹³・河野哲也⁴

¹フェロー会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

²正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

³正会員 博(工) 鹿島建設株式会社 土木管理本部 (〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-11)

⁴正会員 工修 鹿島建設株式会社 土木管理本部 (〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-11)

1. はじめに

筆者らは、超高強度繊維補強コンクリート(以下、UFC)を橋脚基部のかぶり部分に用いて耐震性を向上したRC橋脚(以下、UFC橋脚)の開発を行ってきた¹⁾(図-1参照)。同構造のコンセプトは、地震時に損傷が集中する橋脚基部、すなわち塑性ヒンジ部のかぶり部分だけをUFC製プレキャスト(以下、PCa)型枠で高強度化し、地震時における曲げ圧縮応力度をかぶり部分に負担させることで、コアコンクリートが無損傷として、橋脚全体の耐震性能や変形性能を確保することにある。また、UFC製PCa型枠に設けた水平目地により地震時の曲げひび割れを分散し、特定の断面への損傷の集中を防ぐことで、高い変形性能を実現している。すなわち、塑性ヒンジ部のかぶり部分を超高強度化することと損傷を分散させるという相反する命題に対し、確実に明快な構造となっている。

通常のRC橋脚が正負交番繰返し荷重を受けると、一般にかぶりコンクリートの損傷が進展するとともに軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出しながら座屈し、かぶりコンクリートが剥落する。道路橋示方書V 耐震設計編²⁾(以下、道示)では、鉄筋の座屈による影響を考慮するために、横拘束鉄筋とかぶりによる拘束効果を考慮して、塑性ヒンジ長や鉄筋の許容引張ひずみを規定して照査している。

一方、UFC橋脚については、これまで、実構造物の約1/6.5縮尺の試験体について正負交番載荷実験³⁾が行われており、その座屈長は道示に示される算定式から算出される通常のRC橋脚としての座屈長よりも短く、UFC橋脚の拘束効果は普通コンクリート

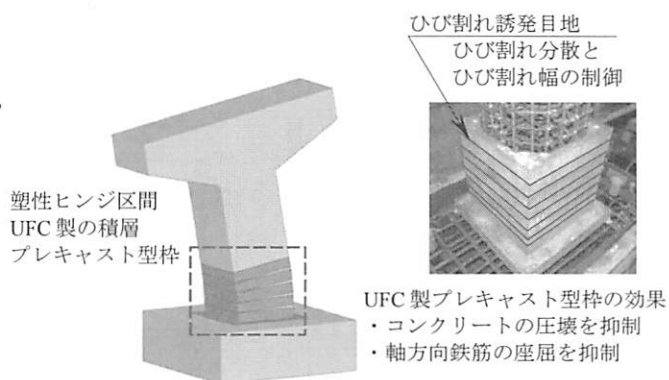


図-1 UFC橋脚の概要

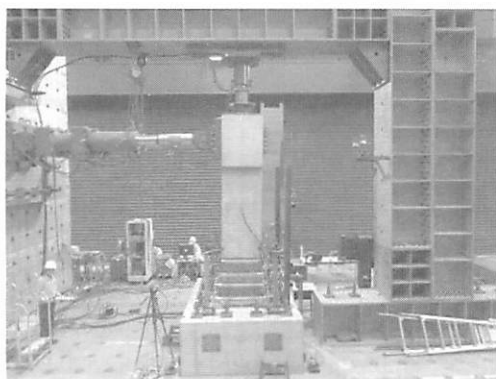
に比べかなり大きいものと推察された。この様に、UFC橋脚では、UFC製のPCa型枠による拘束効果によって軸方向鉄筋の座屈が抑制されることが考えられるが、これまでこうした効果の定量的な考察はなされていなかった。

本研究では、軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出し力に抵抗するUFC製PCa型枠の拘束効果を評価するために、既往の橋脚試験体を参考にしてかぶり近傍を模擬した梁試験体による曲げ試験を実施し、UFCからなるかぶりの座屈拘束効果について考察した。

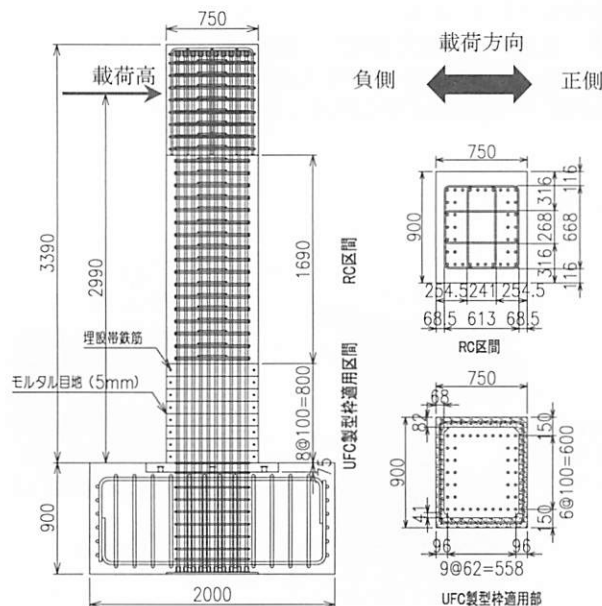
2. 実験概要

(1) 既往の実験の概要

図-2に、本研究で対象とした既往の橋脚模型実験の状況と試験体形状を示す³⁾。試験体の柱基部のかぶり部は、PCaで積層構造のUFC製PCa型枠であり、内部に帯鉄筋を埋設している。柱内部には普通コン



(1) 実験状況



(2) 試験体形状

図-2 既往の実験

クリートを打設し、軸方向鉄筋はSD345(D19)、帯鉄筋はSD345(D13)である。

写真-1に、実験終了後の試験体内部の損傷状況を示す。試験体は載荷面中央で切断し、軸方向鉄筋周辺のコンクリートを研って観察した。基部近傍の損傷が激しく、軸方向鉄筋が座屈することにより、UFC型枠が面外に変形していることが分かる。また、曲げひび割れはUFC型枠のすべての目地から誘発されて進展したものが、普通コンクリートとなる断面中央では数本に集約されていた。このため、部材表面に発生する1本当たりのひび割れ幅は部材内部よりかなり小さいものとなっていた。

写真-1に示すように、載荷面中央位置における軸方向鉄筋の座屈長はおよそ300～350 mmであった。また、座屈長は側面の軸方向鉄筋ほど短くなる傾向があった。これは、UFC適用区間では中間帯鉄筋を配筋していないこともあり、UFC型枠の拘束度合いが断面中央付近と側面付近で異なるためと考えられ

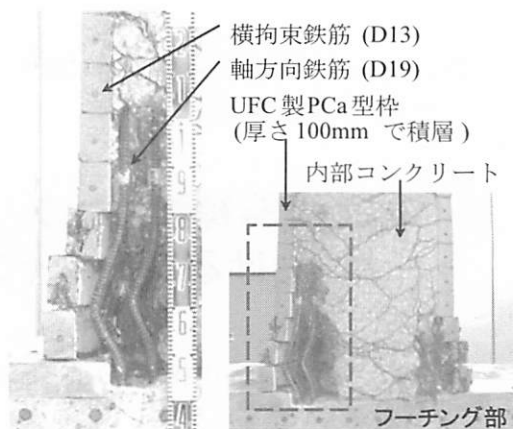


写真-1 軸方向鉄筋の座屈状況

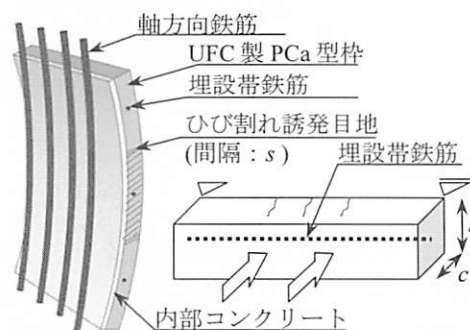


図-3 軸方向鉄筋のはらみ出しとかぶりコンクリート

る。

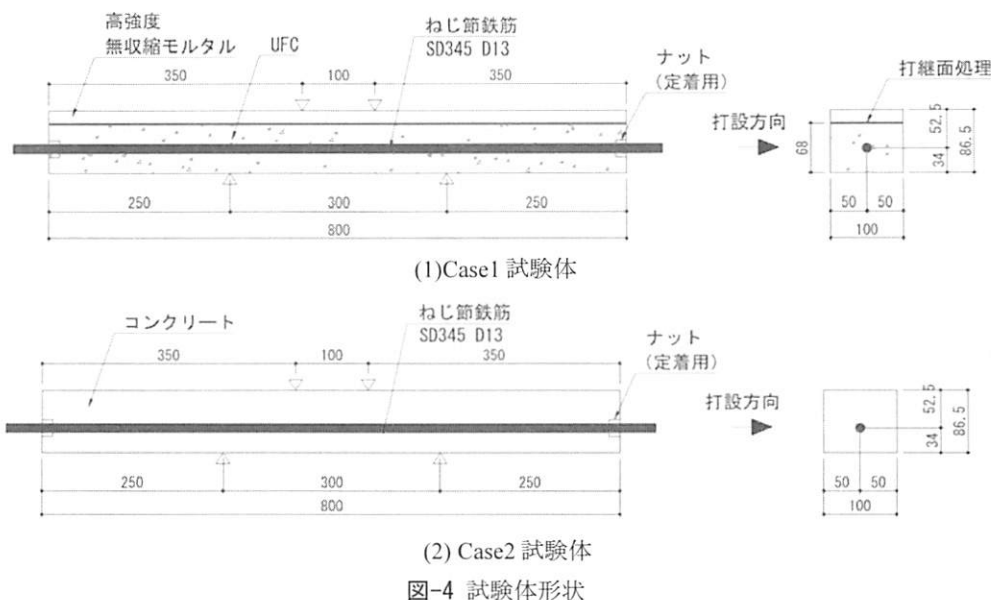
(2) 実験方法

かぶりコンクリートの抵抗特性の評価に関する研究として、星隈らは、RC橋脚の軸方向鉄筋によるはらみ出し力に対するかぶりコンクリートの抵抗特性を単純支持の梁モデルとして評価している⁴⁾。同様にUFC橋脚においても、圧縮変形により曲率が生じた軸方向鉄筋とかぶりコンクリートの変形の関係は図-3のように模式的に表すことができると考えられる。この時、軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶり部の拘束は、圧縮フランジ側のかぶりコンクリートのかぶり厚さを断面高さ c とする梁として見なすことができる。

そこで、UFC橋脚のかぶりコンクリートの抵抗特性を単純化した梁モデルによる曲げ性状を用いて、UFC橋脚とRC橋脚を対象として相対的に評価することを試みた。

(3) 試験体諸元

座屈抑制効果を検討するための試験体は、前述の橋脚模型実験における試験体のかぶり部近傍を模擬した2点載荷の単純梁試験体であり、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出し力を載荷点における集中荷重



とみなして検討した。

試験ケースは表-1に示す2ケースで、それぞれ試験体数を3体とした。Case 1試験体は、引張側のUFC製PCa型枠に相当する部分と、圧縮側の内部コンクリートに相当する部分により構成される重ね梁である。Case 1試験体の内部コンクリートに相当する部分には、曲げ圧縮破壊が先行しないように、高強度無収縮モルタルを適用した。Case 2試験体は、比較を目的としたもので、通常のRC橋脚のかぶりを模して、普通コンクリートを用いて製作している。

試験体の形状は、図-4に示すように、100×86.5×800 mmの梁試験体で、芯かぶり34.5 mmの位置にSD345 D13のねじ鉄筋1本を配置した。

試験体は、鉄筋が十分な定着長を確保できるように支点外の長さを250 mm(鉄筋径の約19倍)とし、さらに試験体端部でナットによって固定した状態で製作した。Case 1試験体はPCa型枠を模擬した部分をUFCで先行して製作し、その後で高強度無収縮モルタルを打設して製作した。UFCと高強度無収縮モルタルの境界には、UFC側にエアキャップによる凹凸を設け、両者の一体性を確保できるようにした。なお、打設方向は、対象とした既往の試験体と同様に、Case 1試験体の打継面が鉛直となる方向である。

(4) 使用材料の諸元

UFCおよび普通コンクリートの諸元を表-2、3に、材料試験結果を表-4に示す。鉄筋の実降伏点は、384.5 N/mm²であった。

(5) 計測と載荷方法

実験状況を写真-2に示す。載荷は軸方向鉄筋の間

表-1 試験ケース

名 称	材 料	圧縮強度 (設計値)N/mm ²	試験体数
Case 1	サクセム	180	3
Case 2	普通コンクリート	30	3

表-2 UFC の諸元

空気量 %	単位量 kg/m ³						鋼繊維 kg
	水	結合材	砕砂	減水剤	消泡剤	収縮低減材	
2	195	1287	905	32.2	6.4	12.87	137.4

表-3 コンクリートの諸元

スランプ cm	W/C %	s/a %	G _{max} mm	単位水量 (kg/m ³)				AE減水剤 kg
				W	C	S	G	
15	60.1	46.8	20	175	292	837	985	2.628

表-4 材料試験結果(実験時材齢)

試験 Case	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ひび割れ 発生強度 N/mm ²
Case 1	210	45.5	36.3(曲げ)	12.1
Case 2	35.5	35.5	2.84(割裂) 4.88(曲げ)	—



写真-2 実験状況

隔に相当する2点で載荷し、スパンは試験装置を鑑みて決定した。

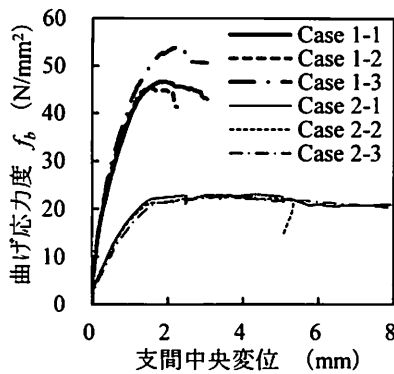
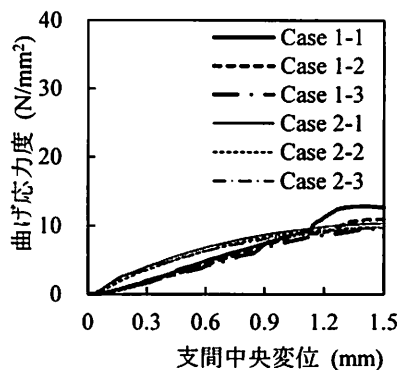
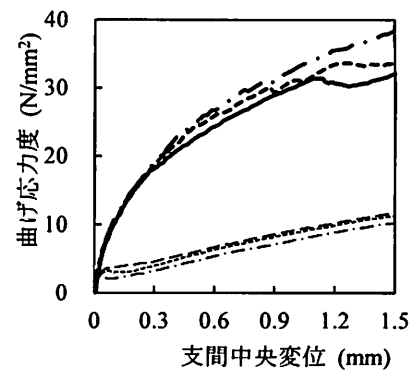


図-5 曲げ応力-変位関係



(a) 鉄筋負担分



(b) 圧縮域他負担分

図-6 曲げ応力における鉄筋とコンクリートの負担

表-5 曲げ応力度の負担分

(単位: N/mm²)

試験体	No.	ひび割れ発生時			変位0.5 mm時			変位1.5 mm時		
		f_b	鉄筋	コンクリート	f_b	鉄筋	コンクリート	f_b	鉄筋	コンクリート
Case 1	1	5.78	0.04	5.74	26.48	3.89	22.59	44.85	12.71	32.14
	2	5.76	0.03	5.73	27.74	3.50	24.25	44.59	10.97	33.62
	3	6.17	0.03	6.14	28.12	3.30	24.82	47.94	9.49	38.45
	平均	5.90	0.03	5.87	27.45	3.56	23.89	45.79	11.06	34.74
Case 2	1	2.42	0.08	2.34	11.64	6.05	5.59	21.69	10.34	11.35
	2	2.60	0.06	2.54	11.54	5.56	5.98	21.34	9.76	11.57
	3	2.81	0.15	2.66	10.18	5.57	4.61	20.16	9.95	10.21
	平均	2.61	0.10	2.51	11.12	5.73	5.39	21.06	10.02	11.04
Case 1/Case 2		2.26	0.33	2.34	2.47	0.62	4.43	2.17	1.10	3.15

計測項目は、載荷荷重、支間中央のたわみ、鉄筋および圧縮縁のひずみである。載荷荷重は500 kNアムスラー試験機に内蔵されているロードセルにより測定し、変位は計測治具を支点部直上に固定することで基準点とし、計測用梁を設置することで試験体の支間中央の鉛直変位を計測した。また、鉄筋と圧縮縁のひずみは支間中央に貼付したひずみゲージにより測定した。

計測項目は、載荷荷重、支間中央のたわみ、鉄筋および圧縮縁のひずみである。載荷荷重は500 kNアムスラー試験機に内蔵されているロードセルにより測定し、変位は計測治具を支点部直上に固定することで基準点とし、計測用梁を設置することで試験体の支間中央の鉛直変位を計測した。また、鉄筋と圧縮縁のコンクリートひずみは支間中央に貼付したひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果

(1) 荷重-変形関係と破壊性状

図-5に曲げ応力度-変位関係を示す。ここで、曲げ応力度 f_b は、載荷荷重 P 、せん断スパン l 、部材高さ h 、部材幅 b を用いて、コンクリートの全断面を有効と見なした見かけの曲げ応力度である式(1)

により算出した。

$$f_b = \frac{P \times l}{b \times h^2} \quad (1)$$

Case 1の3体は、曲げ応力度の増加に伴い微細なひび割れが複数発生し、荷重が最大値を示した後、UFCと無収縮モルタルの界面がせん断破壊することで急激に耐力が低下した。Case 2は、最大曲げ応力度前後で鉄筋が降伏し、支間中央変位が5 mmを超えた時点で載荷を終了した。

(2) 曲げ応力度における鉄筋とコンクリートの負担

曲げ応力度に対し、かぶりコンクリートに相当する部分の負担と埋設帯鉄筋に相当する鉄筋の負担を個別に評価するため、各々が負担する曲げ応力度を算出した。まず、鉄筋の曲げ応力度は、鉄筋が降伏する前の圧縮縁の表面ひずみと鉄筋ひずみを線形で補完することで中立軸位置を算定し、中立軸位置からの距離と鉄筋のひずみにより算定される曲げモーメントから算出した。そして、実験で得られた曲げ応力度から鉄筋負担分を差し引くことでコンクリートが負担する曲げ応力度を求めた。

鉄筋負担分およびコンクリート負担分の曲げ応力度と変位の関係を図-6に示す。また、ひび割れ発生時、変位0.5 mm時、および変位1.5 mm時の曲げ応力度と両負担分の計算値を表-5にまとめた。なお、

変位1.5 mm時は、Case 1試験体における最大曲げ応力時、およびCase 2試験体における鉄筋降伏時の変位に概ね対応している。したがって、変位1.5 mm時における応力状態が、軸方向鉄筋の座屈によって橋脚の曲げ耐力が低下し始める時点のかぶりの状態に近似していると考えられる。変位1.5 mmの時点では、

鉄筋負担分はCase 1, 2ともに同程度であるが、Case1のコンクリート負担分は、鋼繊維の架橋効果によって、Case 2の約3.2倍となっていることが分かる。

4. 座屈拘束効果の考察

(1) 既往の研究

道示では、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束効果を横拘束鉄筋およびかぶりコンクリートによる抵抗の和として考慮し、抵抗を表す等分布ばね定数を式(2)で算定している。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{c0} \quad (2)$$

$$\beta_s = \frac{384E_0I_h}{n_s d'^3 s} \quad (3)$$

$$\beta_{c0} = 0.01c_0 \quad (4)$$

ここに、

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数(N/mm²)

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm²)

β_{c0} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数(N/mm²)

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数(N/mm²)

I_h : 横拘束鉄筋の断面2次モーメント(mm⁴)

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長(mm)

n_s : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

s : 横拘束鉄筋の間隔(mm)

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離(mm)

横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数を検討した例として、浅津らの研究⁵⁾がある。横拘束鉄筋は等分布荷重を受ける両端固定梁としてモデル化し、式(3)

を導出している。さらに、かぶりコンクリートの効果については、後述する島らの研究⁶⁾に基づき、正負交番載荷実験における座屈長の逆解析結果から、かぶりコンクリートによる単位面積当りのばね定数として 0.01 N/mm³ が基準値とされている。つまり、横拘束鉄筋の寄与分を除く拘束の影響は、かぶりコンクリートの効果として集約され、式(4)に示すように、かぶり厚さに 0.01 N/mm³ を乗じた値で評価できると解釈できる。式(4)によるかぶりコンクリートの拘束効果は、普通コンクリートを対象に評価していると考えられ、UFC 橋脚の場合には、その拘束効果が大きくなると想定される。

道示や浅津らの研究では軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの強度は直接考慮されていないが、この影響等を定量的に評価した研究として、島らの研究⁶⁾がある。島らは、RC 橋脚断面を想定したコンクリートに軸方向鉄筋に相当する鉄筋を埋め込み、鉄筋をその軸直角方向に引張り、かぶりコンクリートの剥離に相当する破壊まで載荷する実験を行った。そして、コンクリート強度、かぶり厚さ、および鉄筋の径・間隔をパラメータにした実験結果から、かぶりコンクリートの拘束力を表す式として式(5)を得ている。

$$R_c = 0.817(f'_c/10)^{2/3} c \cdot D \cdot C_w \quad (5)$$

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (C_s \geq 3.5D) \\ 0.186C_s/D + 0.338(C_s < 3.5D) \end{cases} \quad (6)$$

ここに、

R_c : 鉄筋1本の単位長さ当たりの拘束力(N/mm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

c : かぶり厚さ/D

D : 鉄筋径(mm)

C_w : 鉄筋間隔の影響を表す係数

C_s : 鉄筋間隔(mm)

式(5)において、通常、 $C_w=1.0$ となること、並びに $c = c_0/D$ であることを考慮すると、かぶりコンクリートの拘束力は純かぶり引張強度 f_{tk} (一般に、 $f_{tk} = 0.23f'_c{}^{2/3}$) に比例すると解釈できる。

(2) 座屈拘束効果に関する考察

式(5)に示されるように、かぶりコンクリートの拘束力は、コンクリートの引張強度とかぶり厚さに比例する。そこで、式(5)に準拠した形で、かぶりコンクリートの拘束力が、曲げ引張強度に比例する

と仮定する。

10×10×40 cm の角柱試験体による曲げ引張強度は、表-4 に示したように UFC が 36.3 N/mm²、普通コンクリートが 4.88 N/mm² であり、かぶりコンクリートの拘束効果が曲げ引張強度に比例すると考えた場合、UFC は普通コンクリートに比べ 7.4 倍の拘束効果となる。一方、3 章の梁の曲げ試験から得られた結果は、変位 0.5 mm 時点では 4.4 倍、変位 1.5 mm 時点では 3.2 倍であり、曲げ引張強度の比より小さい値である。これは、かぶり部を模した梁の曲げ試験では UFC が引張を負担することで中立軸位置が下がり、鉄筋による曲げ応力負担分が減少したためである。

以上のことから、UFC 橋脚では、かぶりの曲げ引張強度が高いことで、通常の RC 橋脚よりも高い拘束効果が期待できるが、その大きさは単純に曲げ引張強度の比だけでは評価できず、横拘束鉄筋とそれ以外による曲げ応力の負担分を適切に評価することが必要であることが分かった。

本研究で行った梁の曲げ試験により、橋脚模型実験における UFC によるかぶりの座屈拘束効果は、普通コンクリートと比較し 3～4 倍程度であると評価できる。そこで、式(4)における普通コンクリートを対象とした係数 0.01 を 3 ないし 4 倍して β_{c0} および β_n を算出し、式(7)に基づいて橋脚模型実験における塑性ヒンジ長 L_p (mm) を評価した^{2), 7)}。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi \leq 0.15h \quad (7)$$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点(N/mm²)

β_n : 式(2)参照

ϕ : 軸方向鉄筋の径(mm)

h : 橋脚基部から載荷点までの高さ(mm)

2 章(1)で述べた既往の試験体の諸元に対し、上式で算定される通常の RC 橋脚としての塑性ヒンジ長は 494 mm である。これに対し、 β_{c0} を 3～4 倍とした場合は 321～352 mm となる。橋脚模型実験の試験体の座屈長は 300～350 mm であり、 β_{c0} を 3～4 倍とした塑性ヒンジ長の算出結果と概ね一致することが確認できた。

5. まとめ

橋脚柱部かぶり近傍を模擬した梁試験を用いて、高強度繊維補強コンクリート(UFC)橋脚における UFC 製 PCa 型枠の軸方向鉄筋に対する座屈拘束効

果を検討した。

- (1) 梁試験から得られた曲げ応力負担分を、鉄筋による効果とコンクリートによる効果に分割することで比較した結果、UFC からなるかぶりには普通コンクリートと比較し、3～4 倍の拘束効果がみられた。また、これは既往の UFC 橋脚試験体の正負交番載荷実験での塑性ヒンジ長とも概ね対応した。
- (2) 帯鉄筋を埋設した UFC 製 PCa 型枠のかぶりとしての拘束効果を UFC の曲げ引張強度のみで評価した場合、その効果を過大に評価する可能性がある。

今後、本実験で得られた UFC と普通コンクリートに対して、ファイバーモデルを用いた解析を行い、中立軸位置および各部材の曲げ応力負担に関して詳細に検討する予定である。さらに、材料強度が異なる場合についても検討を行う必要があると考えている。

参考文献

- 1) 山野辺慎一、曾我部直樹、家村浩和、高橋良和：高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性RC橋脚の開発、土木学会論文集A, Vol.64, No.2, pp.317-332, 2008.4.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編, 2012.
- 3) 玉野慶吾、山野辺慎一、曾我部直樹、金光嘉久：UFC 製型枠を用いた高耐震性RC橋脚の大型正負交番載荷実験、第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.373-378, 2013.7.
- 4) 星隈順一、運上茂樹、塩島亮彦：RC橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制効果に及ぼすかぶりコンクリートの影響に関する研究、土木学会地震工学論文集, Vol.27, pp.1-7, 2003.12.
- 5) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集, No.682, I-56, pp.177-194, 2001.7.
- 6) 島弘、伊藤圭一、水口裕之：曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析、コンクリート工学年次論文集, pp.741-746, 1990.7.
- 7) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究、土木研究所資料第4257号, 2013年3.