

(35) 超高強度繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱鉄骨梁接合部の構造性能

久保田 淳¹

¹正会員 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)

E-mail:jkubota@kajima.com

エトリンガイト生成系超高強度繊維補強コンクリート(以下、AFt系UFC)は、高い圧縮強度と耐久性、混入した鋼繊維の架橋効果による高い引張強度と靱性を有する高性能材料である。本研究では、高耐震性能・低損傷構造物の実現を目的に、AFt系UFCを鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁構造の柱梁接合部に部分適用し、その基本性能把握のため要素試験及び架構実験を実施した。要素試験では、鉄筋との併用を前提に改良した収縮低減型AFt系UFCの基礎力学性状を、架構実験では、大変形まで大きな耐力低下が無く、変形性能に優れた履歴性状を示すこと、高耐力化が実現できるとともに、損傷低減効果を有することを確認した。

Key Words : composite structure, RC column, steel beam, beam-column connection, ultrahigh-strength fiber-reinforced concrete

1. はじめに

近年、構造物のライフサイクルに対する関心が高まり、地震時の安全性確保だけでなく、地震後の建物の継続使用性を考慮し、損傷をできる限り少なくする技術が求められている。一方、コンクリート材料分野では、高強度化、高性能化が飛躍的に進み、従来の材料にない、優れた曲げ性能と超高強度圧縮性能を有する超高強度繊維補強コンクリート(以下、UFC)が開発されている。図-1に、UFCの一種であるエトリンガイト生成系UFC(以下、AFt系UFC)の機械的性質例を示すが、高い圧縮強度(180N/mm²以上)と耐久性を実現するとともに、混入した鋼繊維の架橋効果による高い引張強度(8.8N/mm²以上)と靱性を有する高性能材料である。本研究では、UFCのような高性能材料を構造物に適用し、地震時の高耐震性能や損傷低減が実現可能な構造部材の開発を進めている。実適用で先行する土木分野では「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針案(以下、UFC指針)」¹⁾が刊行され、橋桁や埋設型柱などの土木構造物への実適用が進められている²⁾。一方、建築分野でも、構造物へのUFC適用検討が進められており、RC構造の柱、梁、柱梁接合部などへの適用研究(例えば³⁾)では、超高強度や繊維補強による耐力向上・損傷低減効果が報告され、構造性能を大幅に向上できることが示されている。しかし、コンクリートの代替としてUFCを構造物全体に用いることは、

部材や接合部の応力状態を勘案すると合理的とはいえず、また、施工性やコストの面からも難しい。

本研究では、高耐震性能・低損傷構造物開発の一環として、高応力で損傷集中が生じやすい鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁(以下、RCS)構造の柱梁接合部(図-2)への部分適用の可能性について検討を行う。本接合部への適用に

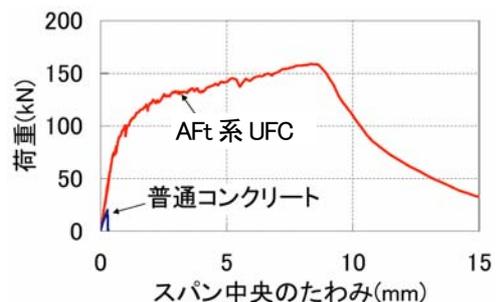


図-1 無筋部材の曲げ試験結果

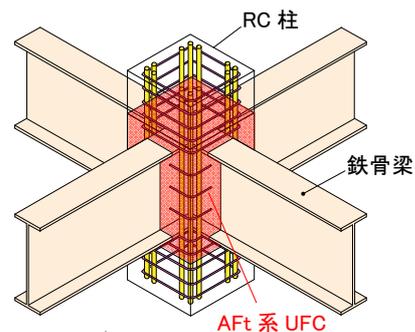


図-2 RC柱S梁接合部概要

より、耐力補強・損傷低減効果が期待できるとともに、一般的に複雑になりやすい接合部ディテールを簡素化でき、生産性向上と施工合理化が期待できる。本報では、AFt系UFCを部分適用したRCS構造柱梁接合部の構造性能把握を目的に実施した要素試験及び架構実験について報告する。

2. 収縮低減型AFt系UFCの材料特性

UFC指針では、構造体製作時の収縮によるひび割れ防止のため、異形鉄筋と併用しないことを原則としているが、図-2に示すような適用方法では、異形鉄筋との併用が避けられないため、収縮低減剤や膨張材を用いて、製作時の収縮ひずみを低減させたAFt系UFC⁴⁾(以下、収縮低減型AFt系UFC)を使用した。しかし、収縮低減型AFt系UFCの材料特性は十分に把握されていないため、その機械的性質把握を目的に、一軸圧縮試験、一軸引張試験及び曲げ試験を行った。試験結果一覧を表-1に示す。AFt系UFCの打設後の養生は、湿潤養生(約20°C, 24時間)後に脱型し、その後、熱養生(85°C, 24時間)を行った。一軸圧縮試験はJIS A 1108及びJIS A 1132に準じ、φ100×200mmの供試体を用いて行った。熱養生との比較用圧縮試験供試体は10~15°Cの現場封緘養生(材齢10, 28, 56日)とした。一軸引張試験は平板供試体(10×50×300mm, 切欠き幅1.5mm, 深さ5mm)を用いた直接引張試験とした¹⁾。また、曲げ試験は100×100×400mm供試体を用い、三等分点载荷した¹⁾。

(1) 圧縮強度とヤング係数及びポアソン比

実施した全ての一軸圧縮試験結果について、圧縮強度とヤング係数及びポアソン比の関係を図-3及び図-4に示す。両図には、UFC指針に示される定数を併記してある。また、図-3にNewRC式²⁾を、図-4にはポアソン比の試験結果平均値を示す。圧縮強度について、熱養生供試体の圧縮強度平均値は199.4N/mm²となり、全てFc180を上回っていた。

ヤング係数は、普通コンクリートと同様に、圧縮強度の増大に伴い増加する傾向があり、熱養生供試体のヤング係数の平均値は4.9×10⁴N/mm²で、AFt系UFCの標準値4.6×10⁴N/mm²を上回り、概ねUFC指針標準値5.0×10⁴N/mm²と同程度であった。また、NewRC式(k1=k2=1.0, γ=25)に比べ、若干低めの値を示した。一方、ポアソン比は、圧縮強度や養生条件によらずほぼ一定で、UFC指針標準値より7~8%大きく、全供試体平均は0.215であった。

(2) 引張性状及び曲げ強度

引張応力度-開口変位関係を図-5に示す。ここで、開

表-1 材料試験結果一覧

試験	養生条件	材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(×10 ⁴ N/mm ²)	ポアソン比	引張強度(N/mm ²)	曲げ強度(N/mm ²)
引抜試験用	熱	10 ^{※1}	194.3	4.704	0.208	16.4	33.6
		28	200.2	4.846	0.224	16.6	34.8
	現場封緘	10	131.5	4.050	0.211	—	—
		28	158.4	4.411	0.202		
		56	158.6	4.698	0.220		
局部支圧試験用	熱	10 ^{※1}	196.7	4.905	0.188	—	—
		28	208.9	4.901	0.230		
		56	196.7	4.995	0.221		

※試験結果は平均値を示す。

※1:引抜試験, 局部支圧試験とともに, 材齢10日で実施。

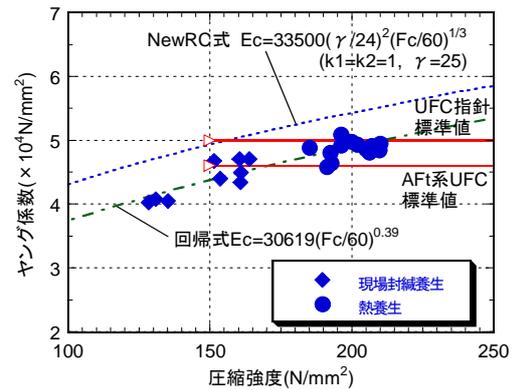


図-3 圧縮強度-ヤング係数関係

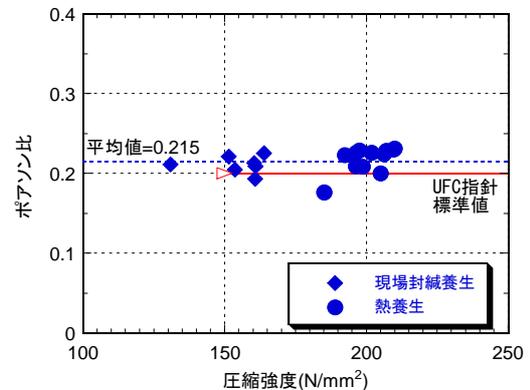


図-4 圧縮強度-ポアソン比関係

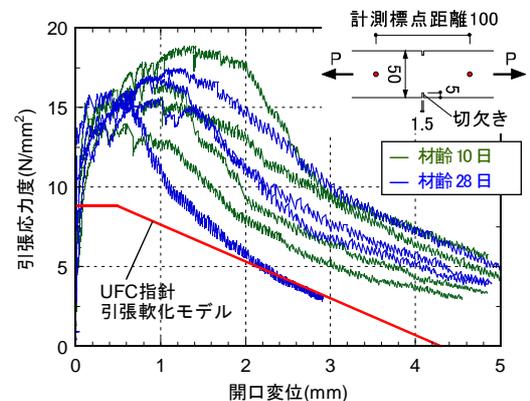


図-5 引張応力度-開口変位関係

口変位とは、標点間距離100mmの区間内における変位である。供試体ごとにばらつきはあるが、ほぼ同様の傾向を示し、ひび割れ発生後も鋼繊維の架橋効果で応力が増加し、引張強度後は応力が緩やかに低下した。なお、UFC指針の引張軟化モデルに対して十分な安全性を有している。一方、曲げ強度と一軸引張試験による引張強度の関係を図-6に示す。収縮低減型AFt系UFCは、UFC指針の関係式に対し、同一曲げ強度における引張強度が高い傾向を示した。

3. 要素実験

収縮低減型AFt系UFCに関して、現状で未解明な鉄筋との付着性状やRCS構造の柱梁接合部で問題になる梁上下コンクリートの局部支圧性状の把握を目的に、引抜試験及び局部支圧試験を実施した。

(1) 異型鉄筋との付着性状

引抜試験の試験体形状及び試験方法(建材試験センター案、スパイラル筋なし)⁹⁾を図-7に、付着応力度-鉄筋自由端拔出し変形関係を、普通コンクリート(圧縮強度 33.1N/mm^2)の結果も併せて図-8に示す。

収縮低減型AFt系UFCは、割裂破壊により付着強度に達したが、それまでの付着性状は、普通コンクリートとは異なり、剛性低下が僅かで、ほぼ線形的な挙動を示した。また、最大付着応力度時の拔出し変形は、普通コンクリートに比べて小さい。なお、鉄筋径による最大付着応力度及び付着性状の差異は見られない。一般的に、付着割裂強度は、コンクリート強度の平方根($\sqrt{\sigma_B}$)の関数で表現される。収縮低減型AFt系UFCの $\sqrt{\sigma_B}$ は、普通コンクリートに対し2.4倍であるが、付着強度はそれ以上に大きい(3.1倍)。これは、鋼繊維の拘束効果によるものと考えられ、今までの付着割裂強度の評価式では過小評価となる可能性がある。今後は、部材実験などにより、付着割裂強度の評価法についての検討が必要である。

(2) 局部支圧性状

試験体形状及び試験方法を図-9に示す。試験因子は、補強筋量($P_w=0, 0.3, 0.6\%$)とし、試験方法は文献7)に準じ、試験体幅・奥行きに対する載荷板の幅・奥行きを0.4, 0.35とした。

局部支圧試験結果を図-10に、最大支圧応力度比 σ_{\max}/σ_B と材料強度などで基準化した補強筋比⁷⁾の関係を図-11に示す。図-10, 11には、普通コンの結果も併せて示した。図-10の縦軸は載荷板直下の平均支圧応力度 σ をコンクリート圧縮強度 σ_B で、横軸は載荷板変位量を $\sigma/\sigma_B=1.0$ 時変位量 δ_0 で基準化した値である。

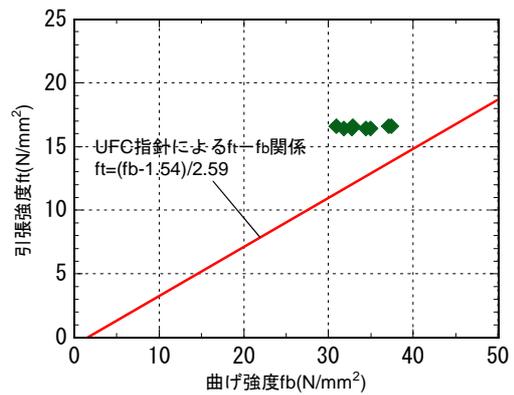


図-6 曲げ強度-引張強度関係

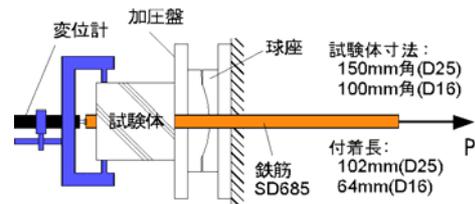


図-7 引抜試験体及び試験方法

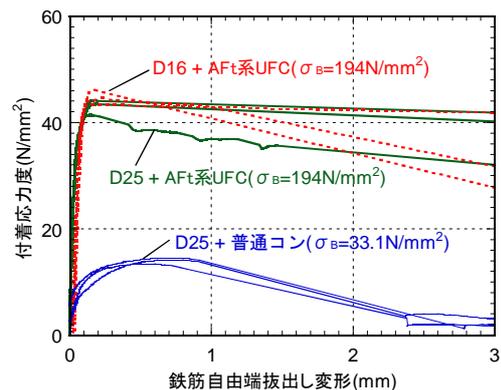


図-8 付着応力度-抜け出し変形関係

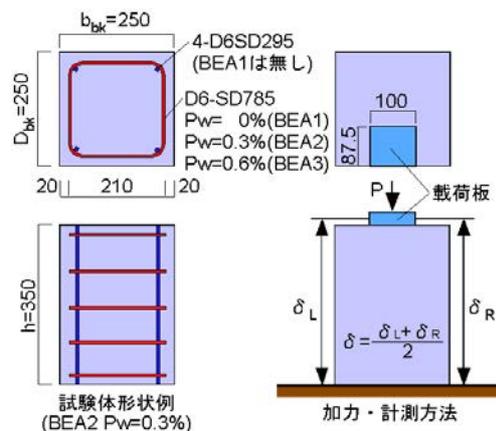


図-9 局部支圧試験体形状及び試験方法

収縮低減型AFt系UFCの局部支圧性状は、普通コンクリートと同様に、最大支圧応力度付近でコンクリートの圧壊が生じて、支圧応力度が低下したが、低下の度合は、

普通コンクリートに比べて緩やかであった。これは、鋼繊維の架橋効果によるものと考えられる。なお、AFt系UFCの支圧応力度の低下度合は、補強筋量が多いほど緩やかになる傾向を示した。文献⁷⁾では、最大支圧応力度比($\sigma_{max}/\sigma_B=1.5\sim 2.0$)は、普通強度のコンクリートに比べ、高強度コンクリートでは小さくするとされており、AFt系UFCの σ_{max}/σ_B が、1.15(補強筋無し)、1.23(補強筋有り)であったことから、文献⁷⁾と同様の傾向が確認された。また、図-11より、最大支圧応力度比は、補強筋を入れると上昇したが、普通コンクリートと異なり、補強筋量は強度上昇にほとんど寄与しなかった。

4. 架構実験

(1) 実験概要

収縮低減型AFt系UFCを部分適用した梁貫通型のRC柱S梁接合部について、骨組の弾塑性性状、接合部のせん断性状及び局部支圧性状を把握するために架構実験を実施した。試験体一覧を表-2に、試験体形状例を図-12に、接合部詳細を図-13に、使用した鋼材及びコンクリートの機械的性質を表-3、表-4に示す。

試験体は、縮尺1/2.3の部分骨組試験体4体であり、実験因子は、①破壊形式(梁曲げ降伏先行型(B試験体)、接合部破壊型(J1~J3試験体))、②接合部せん断補強筋有無(J1:なし、J2:Pw=0.53%)、③接合部コンクリート種類及び強度(J1, J2:収縮低減型AFt系UFC(Fc180), J3:普通コンクリート(Fc100))である。本接合部では、梁フランジ幅と同幅の支圧板は設けたが、ふさぎ板などは使用せず、鉄骨梁が柱内を貫通するだけの簡易なディテールとした。

加力は、柱頭・柱脚を単純支持し、一定軸力(1800kN, 軸力比:0.2)を与え、梁端に正負逆対称の荷重を繰返し作用させた。載荷履歴は、層間変形角 $R=1.25 \times 10^3 \text{ rad}$ を1回、2.5, 5, 10, 20, 30, $40 \times 10^3 \text{ rad}$ を各2回繰返した後、 $80 \times 10^3 \text{ rad}$ まで載荷した。

表-2 試験体一覧

試験体	B	J1	J2	J3
柱断面(mm)	300×300	300×300		
柱主筋	12-D16(SD490) [2.65%]	12-D16(SD685) [2.65%]		
柱横補強筋	4-D6@40(SD785) [1.06%]	4-D6@40(SD785) [1.06%]		
梁断面(mm)	H-300×120 ×6×9 (SM490)	H-300×120×9(接合部4.5)×22 (フランジ:WELTEN590、ウェブ:SM490 (接合部内ウェブのみ:SS400))		
支圧板	t=9(SM490)	t=9(SM490)		
接合部 コンクリート	UFC	UFC		普通コン
接合部横補強筋	4-D6@80(SD785) [0.53%]	なし	4-D6@80(SD785) [0.53%]	

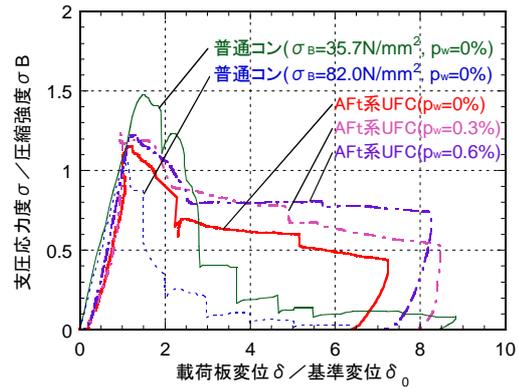


図-10 局部支圧試験結果

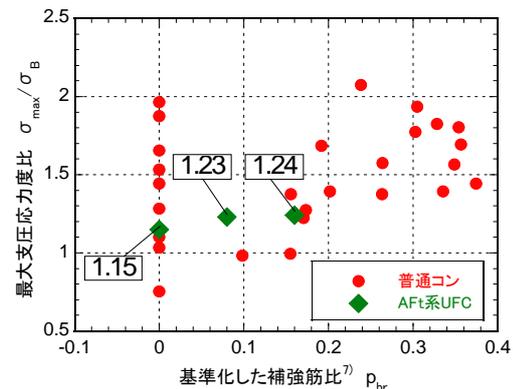


図-11 最大支圧応力度—補強筋量関係

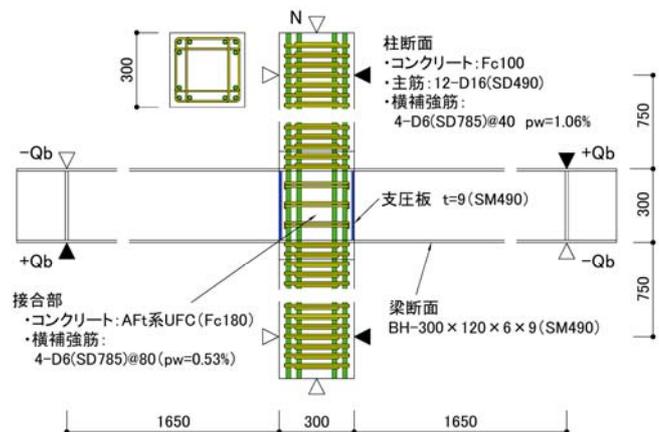


図-12 試験体形状例(B試験体)

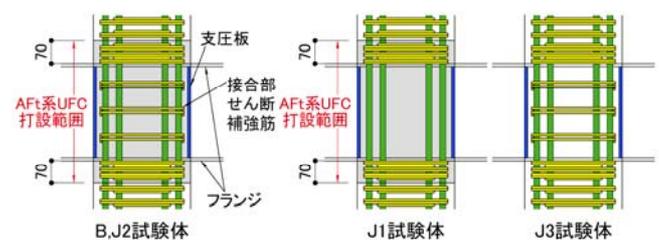


図-13 試験体接合部詳細

表-3 鋼材の機械的性質

サイズ※1	使用部位	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
PL-4.5(4.4)	接合部内ウェブ(J)	SS400	332.3	437.5	37.0
PL-6(5.6)	梁ウェブ(B)	SM490	438.1	558.0	31.2
PL-9(8.9)	梁フランジ(B) 梁ウェブ(J) 支圧板	SM490	363.1	523.0	25.3
PL-22(22.0)	梁フランジ(J)	WELTEN590	543.0	633.4	24.1
D6	せん断補強筋	SD785	990.3	1150.7	10.3
D16	主筋(B)	SD490	553.0	740.2	15.8
D16	主筋(J)	SD685	741.4	941.2	10.7

※1: 鋼板について、カッコ内は実測板厚(mm)。
 ※試験片はPL-4.5,6がJIS Z 2201 5号、PL-9,22が1A号試験片。鉄筋は2号試験片。
 ※鋼板・鉄筋ともに降伏点は0.2%オフセット法による。

表-4 コンクリートの機械的性質

試験体	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
B	上柱	103.2	3.671
	接合部	183.8	4.765
	下柱	111.1	3.842
J1	上柱	99.5	3.625
	接合部	188.8	4.866
	下柱	111.0	3.932
J2	上柱	100.9	3.690
	接合部	187.8	4.851
	下柱	109.7	3.863
J3	上柱	101.7	3.692
	接合部	189.6	4.892
	下柱	109.6	3.892

※JIS A 1108及びJIS A 1132に準じて行った。

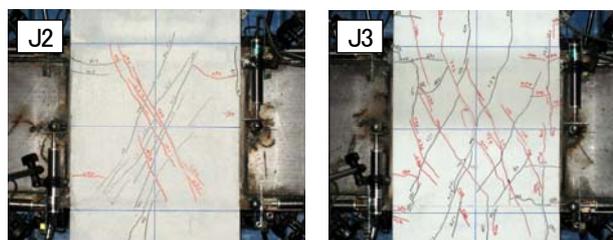
表-5 実験結果一覧

試験体	実験値(単位: 荷重[kN], 変形角[$\times 10^{-3}$ rad])														計算値[kN] ³⁾				
	①放射状ひび割れ(引張側)		②接合部せん断ひび割れ			③放射状ひび割れ(圧縮側)			④コンクリート圧壊		梁曲げ降伏 eQy		最大耐力 eQm		破壊形式 ²⁾	降伏耐力 cQy		終局耐力 cQbu or cQcu	
	荷重	変形角	荷重	変形角	ひび割れ幅 ¹⁾	荷重	変形角	ひび割れ幅 ¹⁾	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角		荷重	eQy / cQy	荷重	eQm / cQcu
B	79	10.1	102	18.1	0.04以下(0)	104	20.0	—	114	30.6	94	13.9	119	49.5	B	85	1.11	119	1.00
J1	70	5.1	105	9.0	0.08(0.04以下)	110	10.1	0.04(0)	158	20.0	—	—	173	26.7	EC	—	—	170	1.02
J2	100	9.5	96	8.9	0.06(0.04以下)	103	10.0	0.04以下(0)	156	20.0	—	—	184	80.0		168	1.10		
J3	26	1.6	64	4.9	0.2(0.04)	98	10.1	0.2(0.1)	134	20.0	—	—	139	30.6		134	1.04		

- ひび割れ幅は、 20×10^3 rad時の最大幅を示す。括弧内は除荷時の残留ひび割れ幅を示す。
- 破壊性状について、Bは梁曲げ降伏後梁フランジ局部座屈、ECは局部支圧破壊を示す。
- B試験体の降伏、最大耐力はそれぞれ梁曲げ降伏耐力、梁局部座屈耐力⁸⁾を、J試験体の最大耐力は局部支圧耐力⁷⁾を示す。

(2) 実験結果

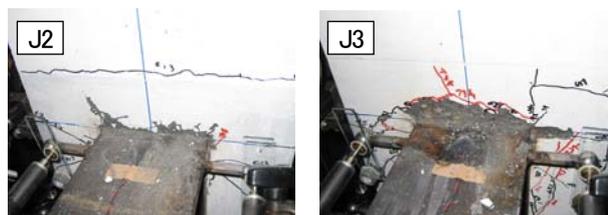
実験結果一覧を表-5に、 20×10^3 rad時及び最終の破壊状況を写真-1に、ひび割れ概要を図-14に、 40×10^3 radまでの梁端せん断力-層間変形角関係を図-15に示す。図-15の荷重-変形関係には、梁曲げ降伏 cQ_y 、局部座屈耐力計算値 cQ_{bu} ⁸⁾、後述する局部支圧耐力計算値 cQ_{cu} ⁷⁾を併せて示した。



接合部パネル部

a) 実験経過

B試験体は、 $10 \sim 20 \times 10^3$ radで梁曲げ降伏が生じ、 30×10^3 radで生じた梁フランジの局部座屈が進展して最大耐力に至った。なお、梁曲げ降伏は、変形分離による荷重-梁変形関係からSlope Factor法⁹⁾で求めた。一方、J試験体は、 10×10^3 radまでに接合部せん断ひび割れ(図-15②)、放射状ひび割れ(図-15①③)が見られた。そして、 20×10^3 radで生じた圧縮側梁フランジ上下のコンクリート圧壊(図-15④)の進展、圧縮側の放射状ひび割れの拡大とともに、内部パネルと外部パネルの分離が確認され最終状態に至った。



梁上支圧部
(1) 20×10^3 rad終了時



(2) 最終破壊状況
写真-1 破壊状況

b) ひび割れ及び破壊性状

J試験体の 20×10^3 radでのひび割れ状況比較(写真-1)より、J3に比べJ2の損傷は少ない。また、圧縮側放射状ひび割れ及び接合部せん断ひび割れの最大幅及び除荷時残

留ひび割れ幅(表-5)の比較より, J3に対してJ1, J2の各ひび割れ幅は非常に小さい。J試験体の破壊について, 接合部内部パネルと外部パネル間のねじり破壊および梁フランジ上下の局部支圧破壊の性状を示した。J2とJ3の最終破壊状況の比較より, コンクリートの剥落が激しいJ3に比べ, J2の損傷は極端に少なく, 前述のひび割れ状況の比較と併せて, 接合部にAF系UFCを用いることでコンクリートの損傷が低減できることが分かった。なお, 破壊性状にせん断補強筋の有無による違いはほとんど見られなかった。

c) 荷重-変形関係

いずれの試験体も, $40 \times 10^3 \text{ rad}$ の大変形まで大きな耐力低下も無く, 安定した履歴性状を示した。J2はJ3に比べ, 1.32倍の耐力を發揮した。また, J1とJ2の比較より, せん断補強筋の有無は, 最大耐力及びそれまでの挙動に影響を及ぼさないことが分かった。せん断補強筋は, 接合部内部パネルと外部パネル間のねじり耐力に影響を及ぼすと考えられるが, 本実験のコンクリート種類や強度レベルにおいては, その影響は小さいものと推察される。これより, せん断補強筋を省略した簡易な接合部実現の可能性が示された。

(3) 耐力評価

B試験体の降伏耐力及び全試験体の最大耐力計算値と

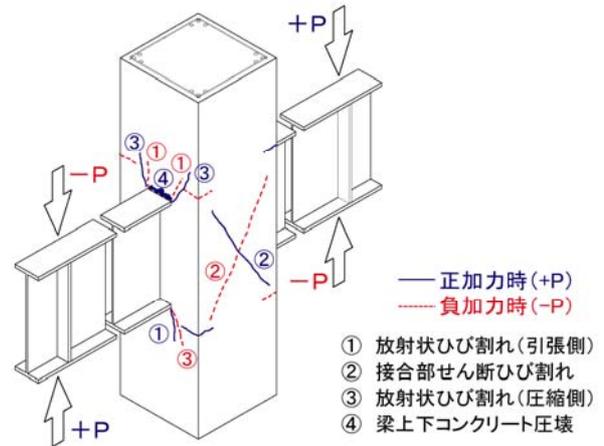


図-14 ひび割れ概要

実験値の比較を表-5に示す。ここで, J試験体ではねじり破壊の性状も見られたが, 文献⁷⁾における局部支圧耐力で評価することとする。

B試験体の降伏耐力及び終局耐力計算値は, 梁曲げ降伏耐力及び文献⁷⁾による梁局部座屈耐力である。計算値に対する実験値の比率は, 降伏耐力で1.11, 最大耐力で1.00と比較的良好対応を示した。

RCS構造の柱梁接合部に関して, 梁フランジ上下コンクリートの局部支圧耐力評価式が示されている文献⁷⁾では, 支圧耐力時の梁フランジ上下の支圧応力状態を矩形応力ブロックで仮定し, 合力を算定している。本報では,

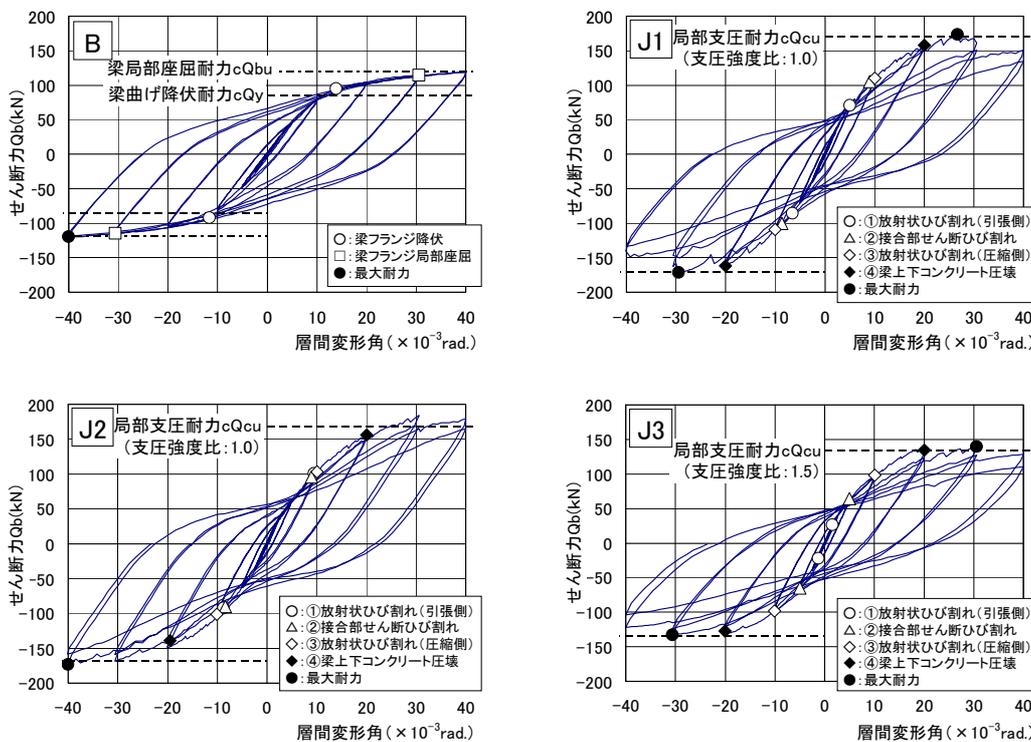


図-15 梁端せん断力-層間変形角関係

文献⁷⁾に準じ、応力ブロックの幅、奥行きをそれぞれ $1.1B_b$, $0.35cD$ (B_b : 梁幅, cD : 柱せい) とし、支圧強度のコンクリート圧縮強度に対する比率(支圧強度比)を, J1, J2で1.0, J3で1.5として算定した局部支圧耐力計算値は, 最大耐力実験値と良い対応を示した。なお, 3章の局部支圧試験で得られた支圧強度比は約1.2であったが, 架構実験では約1.0となった。これは, 局部支圧試験では載荷板直下の支圧応力がほぼ一様に分布するが, 架構実験では梁鉄骨形状や梁鉄骨の回転による応力伝達の影響で, 支圧応力度分布が一様ではないことやねじれ破壊の影響に起因していると考えられる。

5. まとめ

収縮低減型AF系UFCに関する要素試験及びこれを柱梁接合部に部分適用したRC柱S梁架構実験を実施し, 以下の知見を得た。

[収縮低減型AF系UFCの材料特性]

- 1) 収縮低減型AF系UFCの機械的性質を把握し, UFC指針の必要性能(圧縮, 引張, 曲げ)を有していることを確認した。

[要素試験]

- 2) 異形鉄筋との付着強度は, 普通コンクリートより高く, 付着強度時の拔出し変形が小さい。
- 3) 支圧強度のコンクリート圧縮強度に対する比率は1.2程度で, 普通強度のコンクリートに比べ小さい。

[架構実験]

- 4) 柱梁接合部の高耐力化が実現できるとともに, 損傷低減効果を有することを確認した。

- 5) 大変形まで大きな耐力低下が無く, 変形性能に優れた履歴性状を示した。

参考文献

- 1) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), 2004.9
- 2) 石井精一ほか: 超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例, プレストレストコンクリート技術協会第15回シンポジウム論文集, pp.15-16, 2006.10
- 3) 上甲尚典ほか: 200N/mm²級超高強度鋼繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.27, No.2, pp.691-696, 2005.7
- 4) 松原功明ほか: 超高強度繊維補強コンクリートによるポストテンション方式PC橋梁の施工報告, プレストレストコンクリート, Vol.49, No.6, pp.27-34, 2007.11
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度 高強度コンクリート分科会報告書, 1993.3
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 2001.1
- 8) 加藤勉: 柱・梁接合部の破断危険度予測, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.175-178, 2000.3
- 9) 建築研究所: 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 2002.4
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8

STRUCTURAL BEHAVIOR OF STEEL BEAM-RC COLUMN CONNECTIONS PARTIALLY USING ULTRAHIGH-STRENGTH FIBER-REINFORCED CONCRETE

Jun KUBOTA

Ultra-high-strength fiber-reinforced concrete (SUQCEM) has higher compressive strength (over 180 N/mm²), tensile strength (over 8.8 N/mm²), tensile ductility, and durability than normal concrete. These characteristics are achieved by generating ettringite and mixing special reinforcing steel fibers into the cementitious matrix. In this study, steel beam RC column connections (RCS) partially using SUQCEM have been developed to achieve higher structural performance and less connection damage than in conventional RCS structures. Pullout and local bearing tests were carried out, and four RCS beam column subassemblages were tested to investigate structural performance. The results showed that the SUQCEM had higher bond strength and local bearing performance than normal concrete. The subassemblage test also indicated that the beam column subassemblages had higher strength and ductility. Furthermore, connection damage was less than in conventional RCS connections.