

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査・検討

林 和 也 高 森 直 樹
寺 岡 勝

概 要

本稿は、圧縮強度が $f_c > 70\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた十字形柱・梁接合部部分架構について、設計に必要な資料を得ることを目的として行った調査・検討の報告である。従来と同様な式を用いて、接合部のひび割れ強度や最大耐力の評価が可能かどうか、既往の実験結果を収集し検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 接合部のせん断ひび割れ強度は、超高強度材料においても、これまでの強度のコンクリートの延長にあり、平均値は主応力度式により評価できた。ただし、軸力が小さい場合に、実験値がやや低めとなる傾向が見られた。
- (2) フジタ提案平均値式およびフジタ提案下限値式を用いることにより、接合部のコンクリート強度 $f_c > 70\text{N/mm}^2$ においても、柱・梁接合部耐力の評価が可能であった。
- (3) 梁曲げ耐力時の接合部せん断応力度に対するフジタ提案平均値式のせん断耐力の余裕度を 1.0 以上とすることにより、限界層間変形角 $R_w > 35(1/1000\text{rad.})$ がほぼ確保され、急激な破壊を防ぐことができた。

Research and Examination on Shear Strength of R/C Interior Beam-Column Joints Using Ultra High-Strength Concrete

Abstract

This paper reports on our work to obtain the necessary data for the design of R/C frames using concrete with an ultra high compressive strength of more than 70N/mm^2 . Previous experimental data were examined, and we assessed whether the shear crack strength and the ultimate shear strength at the joint panels can be evaluated by existing equations. The following results were obtained:

- (1) The mean value of shear crack strength of the joint panels using the ultra high-strength concrete was closely estimated by the principal stress equation. However, when the axial force was small, the experimental values tended to be a little lower than calculation values.
- (2) When the concrete strength was 70N/mm^2 or more, the equation of mean strength value and the equation of lower bound strength value of the joint panel, which were proposed by Fujita Corporation, were able to predict each experimental values.
- (3) If the ratio between the calculated shear strength and the bearing bending shear force at the joint panels of the beam was more than 1.0, the limit value of the story drift became more than $35/1000$ rad., and rapid destruction was prevented.

キーワード: 超高強度材料, 鉄筋コンクリート,
内部柱・梁接合部, ひびわれ強
度, せん断耐力

§1. はじめに

近年、大都市を中心とした共同住宅需要の増加に伴い、建物の超高層化が求められ、建物に使用するコンクリートや鉄筋の超高強度化が急速に進んでいる。

超高強度材料に対する研究は、1988～1993年にかけてNewRC総プロによりまとめられ³⁾、さらに、Fc150程度までのコンクリートやSD685を超える強度の鉄筋を用いた部材の開発・研究が行われ、データが蓄積されてきている。高強度材料を用いた部材の設計法としては、コンクリートFc60、鉄筋SD390までを対象とした靱性保証型設計指針²⁾があり、現状では適用範囲を超える超高強度材料においても、個々に検討を行った上で同指針式を用いて設計されることが多い。

しかし、超高強度材料は、普通強度材料に比べ、鉄筋およびコンクリート共に弾性域が大きいこと、脆性的であること、また、コンクリートの自己収縮量が大きいこと、等々、材料の力学性能が異なり、これらが部材の力学性状に与える影響が危惧される。

これらの背景から、超高強度材料を用いた柱・梁接合部に対し、ひび割れ強度や最大耐力に対して、既往の設計式を用いて同様な評価が可能かどうか、実験結果を収集し調査検討した。

§2. 収集データ

収集データは、国内で行われた通常の純ラーメン形式の鉄筋コンクリート造架構を対象とした十字形柱・梁接合部試験体で、接合部コンクリート圧縮強度 $f_{cs} > 70\text{N/mm}^2$ の59体で、壁柱や柱・梁が偏芯するもの、また、鋼板により接合部補強されたものは含まれていない。この内、接合部せん断破壊型(S型)が11体、梁主筋降伏後に接合部がせん断破壊した試験体(FS型)が46体、破壊型式不明が2体である。破壊モードの判別は、各出展の記述を優先しつつ再考した。これら試験体の寸法は、柱幅×柱せい=30×30～55×55(cm×cm)で、実大に対し1/3～1/2縮尺寸寸法であった。

図1に、主要な要因別の試験体度数の分布を示す。

軸圧比 ρ は、 $\rho=0.1\sim0.15$ の範囲の設定が全体の44%を占める。収集試験体中5000kN以上の軸力を与えたものは、2体のみであった。梁主筋の強度は、SD490～SD785級までが、ほぼ同様の割合で行われ、実建物と比較して、より高強度の鉄筋(SD685級以上)を採用しているものの割合が多い。また、梁主筋比 b_{pt} は1.5～2.0%、柱主筋比 c_{pt} は1.0%前後の試験体が多い。接合部の横補

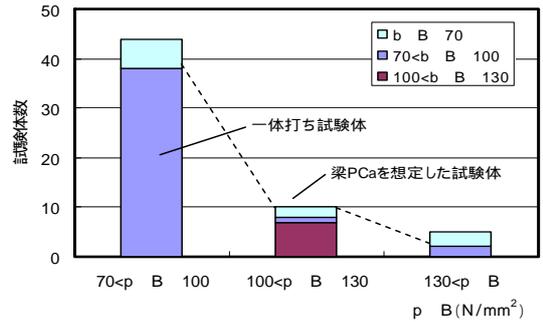


図1a コンクリート強度別試験体度数

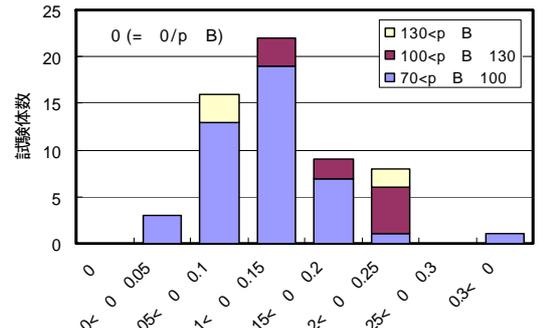


図1b 軸圧比別試験体度数

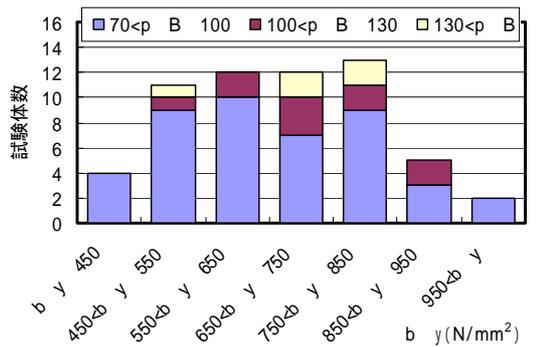


図1c 梁主筋強度別試験体度数

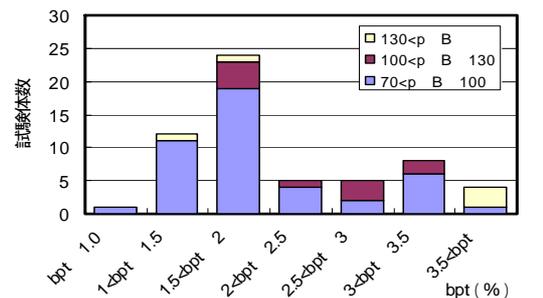


図1d 梁引張鉄筋別試験体度数

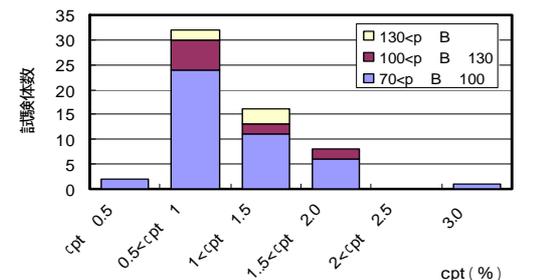


図1e 柱主筋別試験体度数

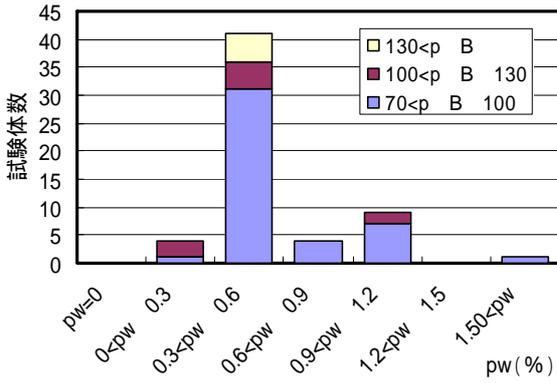


図1f 接合部補強筋比別度数

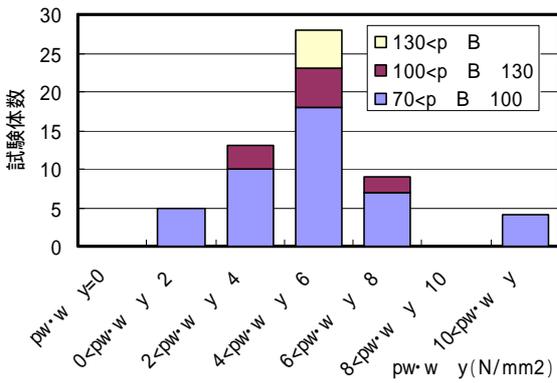


図1g 接合部補強筋量別度数

強筋比は 0.3 ~ 0.6% のものが全体の 2/3 で、ほとんどの試験体が高強度せん断補強筋を用いているため、補強量 $p_w \cdot w_y$ は大きく、4 ~ 6 N/mm^2 が最も多い。

§3 接合部せん断ひび割れ

図2に、接合部コンクリート強度 p_B と接合部せん断ひび割れ発生時の接合部のせん断応力度の計算値に対する実験値 ($\sigma_{pcr/c} / \sigma_{pcr}$) との関係、図3に、柱主筋を考慮した接合部の軸圧縮応力度 σ_e と $\sigma_{pcr/c} / \sigma_{pcr}$ との関係を示す。実験値の算出にあたっては、柱主筋位置での左右梁端モーメントを梁応力中心間距離 j_b で除し、その左右梁の合力から柱せん断力を引き、接合部のせん断力を求め、さらに、接合部の有効面積を接合部(柱)の全幅 \times 柱の応力中心間距離として、 σ_{pcr} を求めた。また、計算値は、コンクリートの引張り強度を $f_t = 0.501 p_B (N/mm^2) (= 1.6 p_B (kg/cm^2))$ として、主応力度式により算出した。なお、信頼区間の算定は、 t 分布により求めた。

$\sigma_{pcr/c} / \sigma_{pcr}$ の平均値は、 $m_x = 0.94$ で、平均的には良い対応を示している。しかし、ばらつきが大きく、下限と上限では約 3 倍のひらきが見られ、下限値は、計算値の 0.5 倍であった。これは、文献1) による $p_B < 50 (N/mm^2)$ の調

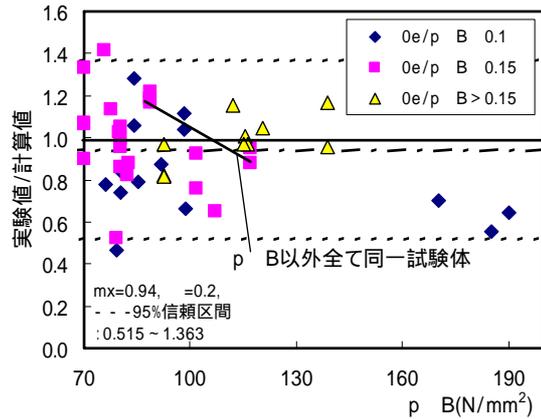


図2 接合部コンクリート強度と接合部せん断ひび割れ発生荷重の実験値/計算値との関係

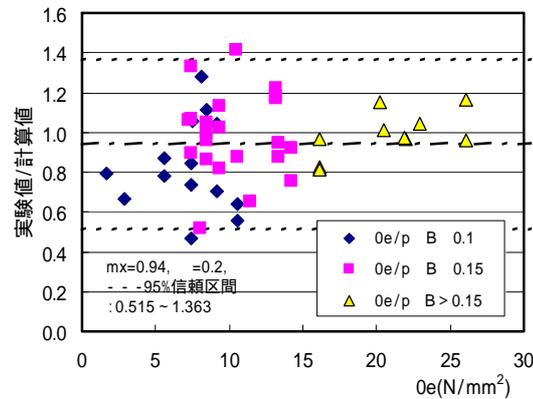


図3 接合部の軸圧縮応力度と接合部せん断ひび割れ発生荷重の実験値/計算値との関係

査結果より、ややばらつきが大きいもののほぼ同様な結果である。なお、 $p_B > 100 (N/mm^2)$ では、ばらつきが小さいが、データ数が少ないため、明確ではない。また、 p_B のみを変動因子と試験体や全体の傾向として、 p_B が大きいほど $\sigma_{pcr/c} / \sigma_{pcr}$ が小さい傾向が見られる。特に軸圧が小さい場合には、ばらつきが大きいと共に $\sigma_{pcr/c} / \sigma_{pcr}$ が小さくなる傾向が見られ、 $p_B = 170 (N/mm^2)$ 、 $\sigma_e < 10.6 (N/mm^2)$ の試験体は、計算値に対し 0.56 ~ 0.7 と小さかった。軸圧の小さい範囲では、 σ_{pcr} が小さく、その分コンクリートの自己収縮による内部応力の影響が増す為と考えられる。

以上から、接合部のせん断ひび割れ強度の予測は、超高強度材料においても、これまでの強度のコンクリートの延長にあり、平均値は主応力度式により評価できる。ただし、超高強度コンクリートの自己収縮の影響は、軸力が小さい場合に実験値がやや低めとなる結果と併せ、変動軸圧により軸圧が小さくなる場合に現れる可能性があり、注意が必要である。

§4. 接合部せん断耐力

図4に、梁曲げ耐力計算値に対する梁最大耐力の実験値 Q_{bmax}/Q_{bu} を梁主筋強度 b_y との関係で示す。図中記号は、破壊モードと共に限界層間変形角 R_{tu} が 40 (1/1000rad.) 以上か否かで区別した。 R_{tu} は、柱せん断力 Q_c - 層間変形角 R_t 関係包絡線において、急激な耐力低下を伴わずに建築学会梁曲げ耐力計算値時の Q_c を維持しえる層間変形角と定義した。また、S型は耐力低下が急激なため、最大荷重時の層間変形角 R_{tm} を示した。なお、 R_{tu} 、 R_{tm} 共に正負荷重時のうち、小さい変形角を採用した。

図より、S型とFS型の破壊モードは Q_{bmax}/Q_{bu} 1.0 で区分され、梁降伏は超高強度鉄筋を用いた場合でも同式により適切に評価されている。また、 Q_{bmax}/Q_{bu} は b_y が大きくなると小さくなる傾向を示し、超高強度鉄筋を使用する場合には普通強度鉄筋と比較して、FS型の接合部せん断耐力、つまり梁曲げ降伏後の耐力上昇率が低下する傾向が見られた。

図5に、接合部のコンクリート強度 p_B と接合部最大せん断応力度 p_{max} との関係を示す。 p_{max} の算出にあたり、梁と接合部の境界を柱主筋位置とし、梁端接合部の有効幅は柱幅と梁幅の平均、接合部のせいは柱の応力中心間距離とした。これらは、靱性指針式での算出と異なるが、柱側の接合部の成と梁側の接合部成の両者ともそれぞれ応力中心間距離とすることにより、柱側から算出する場合と梁側から算出する場合との違いを生じないようにした。図中、靱性保証型設計指針による計算値は、 $j_c = 0.9D_c \times 7/8$ として換算した値である。

靱性設計指針による計算値は、ほぼS型の下限值に相当しているが、ばらつきは大きい。また、FS型試験体では大きく下回るものも見られる。さらに、 p_B のみを因子とする靱性指針式の傾向と、 p_B のみを変えた試験体 (FS型破壊、 $p_B = 88.7$ と 117) の傾向とは大きく異なっている。

図6に、フジタ提案FS・S型平均値式による接合部のせん断耐力計算値に対する接合部最大耐力の実験値 (p_{max}/p_u) を p_B との関係で、図7に、 p_{max}/p_u を b_y との関係で示す。また、図には、フジタ提案FS・S型下限値式の計算値も示した。なお、梁主筋X型配筋の試験体および、接合部内梁主筋付着応力度レベル $\mu > 16$ の試験体は、評価式の適用範囲外として除いた。

下限値式は、 p_B や b_y によらず、実験結果の下限とほぼ対応しており、適切に評価できた。また、 $R_{tu} < 40$ となった試験体は、 $b_y = 1429\text{N/mm}^2$ のPC鋼棒を主筋に用いた試験体および $p_B = 170\text{N/mm}^2$ の試験体を除き、 p_{max}/p_u (平均値式) が 0.92 以下には存在しない。した

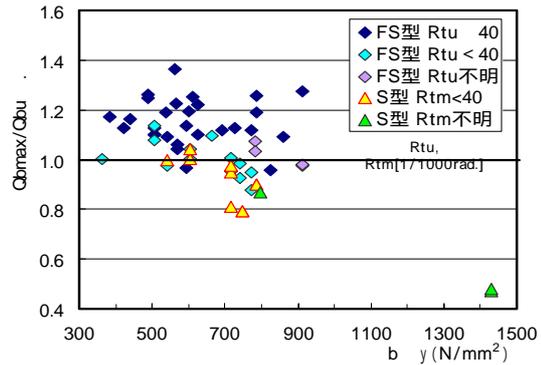


図4 梁最大耐力実験値/梁曲げ耐力計算値と梁主筋強度との関係

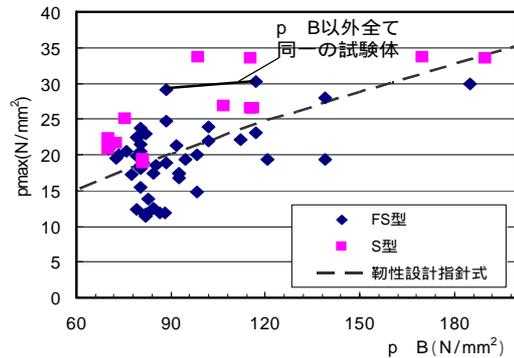


図5 接合部コンクリート強度と接合部最大せん断応力度との関係

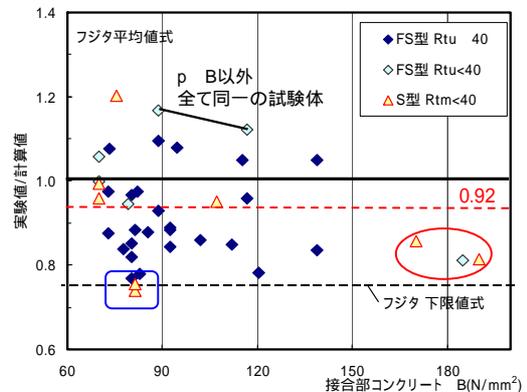


図6 接合部のせん断耐力の実験値/計算値と接合部コンクリート強度との関係

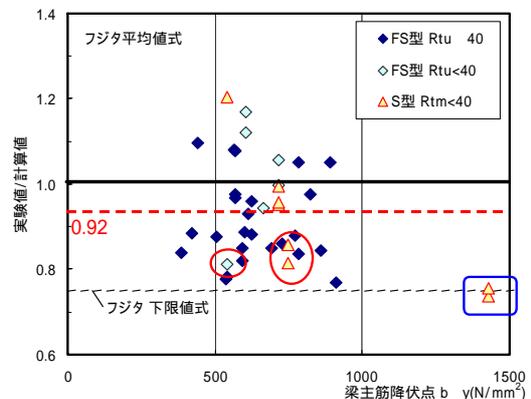


図7 接合部のせん断耐力の実験値/計算値と梁主筋強度との関係

がって、 $R_{tu} > 4.0$ を確保するフジタ提案 FS・S 型下限値式 (平均値式 $\times 0.75$)の余裕度は、 $0.92/0.75 = 1.22$ であり、同式により下限が予測できた。

なお、実験値が計算値を上回っているものの、 ρ_B のみ異なり、それ以外は全て同じ試験体で、 ρ_B が大きい方が p_{max}/p_u が小さくなった。 $\rho_B > 90$ においては、フジタ提案式の方が、靱性指針式に比べ接合部耐力に対する ρ_B による影響度合いを低く考えているが、 $\rho_B > 90$ でのFS型の破壊モードに対しては、その影響度合いはさらに小さかった。なお、 $\rho_B = 88.7$ と117の2体の実験結果のみから、フジタ式の ρ_B の影響 $f(\rho_B) = 0.261\rho_B + 57.2$ を修正すると、 $f(\rho_B) = 0.116\rho_B + 57.2$ となり影響度合いは $1/2$ 以下であった。

また、 p_{max}/p_u は b_y によらず、一様に分布しており、 $b_y < 1000$ 程度まで、フジタ提案式では b_y の影響を適切に評価できていた。

図8に、フジタ提案式による接合部せん断耐力計算値と接合部最大せん断耐力実験値との対応を示す。また、比較のため、図9に、靱性保証型設計指針式による計算値と実験値の対応を示す。

S型の破壊モードはフジタ式では下限値式を、靱性指針式では、計算値自身を下回るものは無い。S型の破壊に対し、これらの式の評価の適合性は、同程度であった。

S型とFS型を併せた結果に対して、フジタ提案式の実験値/計算値の平均は、 $m_x = 0.938$ 、t分布による95%信頼区間は $0.707 \sim 1.168$ であった。これは、文献1)による $\rho_B < 50$ の範囲の調査結果の適合性が $m_x = 1.009$ 、95%信頼区間が $0.739 \sim 1.279$ であったのに対し、実験値/計算値がやや小さく、高強度材料ではやや高めの値を予測していた。

一方、S型とFS型を併せた結果に対して、靱性指針式では、 $m_x = 1.077$ であり、95%信頼区間の下限は 0.686 であった。先述のように、因子として ρ_B のみの靱性指針式は、実験値のばらつきが大きく、フジタ提案式の方が精度良い経済的な設計が可能である。

以上より、フジタ提案平均値式およびフジタ提案下限値式を用いることにより、 $\rho_B < 70$ と同様に $\rho_B > 70$ においても、柱・梁接合部耐力の評価が可能であると言える。

図10に、建築学会梁曲げ耐力計算値時の接合部せん断耐力に対するフジタ提案平均値式による接合部せん断耐力計算値の比(せん断余裕度) p_u/p_{bu} と限界層間変形角 R_{tu} との関係を示す。図のデータとして接合部内梁主筋付着応力度レベル $\mu > 16$ および付着破壊が疑われる $\mu = 14.5$ の試験体は除いた。

耐力余裕率 p_u/p_{bu} 1.0 でほぼ $R_{tu} > 35(1/1000rad.)$ のFS型破壊の試験体が区分されており、 $p_u/p_{bu} > 1.0$ と

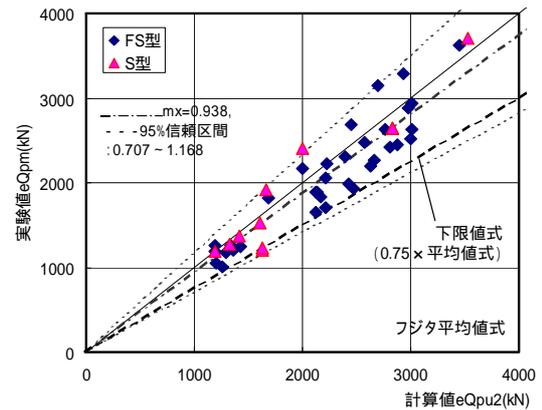


図8 接合部せん断耐力の実験値と計算値の対応 (フジタ提案 FS・S型平均値式)

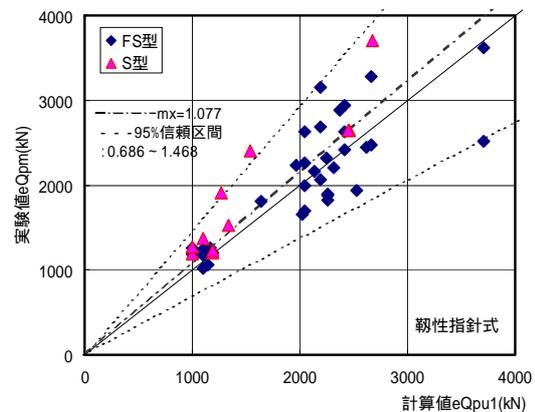


図9 接合部せん断耐力の実験値と計算値の対応 (靱性保証型設計指針式)

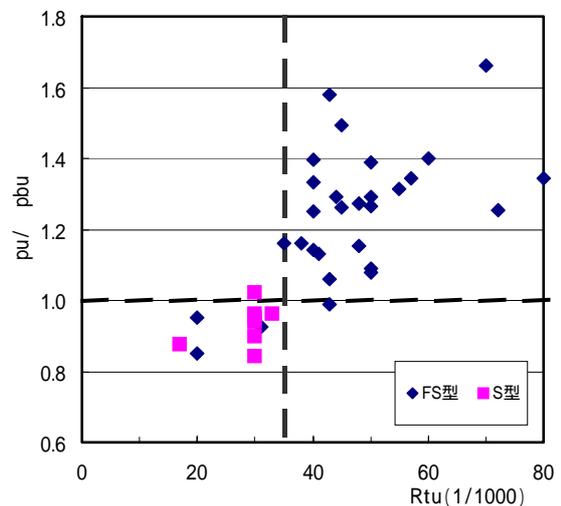


図10 接合部せん断余裕率と限界層間変形角 (フジタ提案 FS・S型平均値式)

することにより、接合部の急激な破壊を防ぐことができると考えられる。

付表 実験データ引用文献と引用試験体の主な因子

研究者	形状 階高× スパン (cm×cm)	軸圧 0 (N/mm ²)	柱			梁				接合部			試験 体数		引用文献
			Bc×Dc (cm×cm)	cpt (%)	c y (N/mm ²)	bb×Dc (cm×cm)	b B (N/mm ²)	bpt (%)	b y (N/mm ²)	p B	pw (%)	w y (N/mm ²)	FS型	S型	
黒瀬,山野辺,他	140×240	16.3	38×38	0.99	521	25×38	73.4	2.09	567	73.4	0.57	1368	1		'94AIJ大会
多田,吉岡,他	155×162.5	6.9	45×45	0.57	489	34×42.5	52.9	1.35	489	82.1	0.64	815	2		'96AIJ大会
岡安,永井,他	220×220	3.9-4.4	55×55	0.84	505	45×55	44-79	1.35	505	79-88	0.35	867	4		'99JCI大会
中澤,熊谷,他	160×300	24.0	40×40	1.45	692,891	31×40	51.0	1.75,3.36	693891	112115.0	0.35,0.45	1282	2		'01清水建設所報
原,他	240×260	30.0	40×40	0.50	728	25×40	45.7	1.90	563	94.7	0.4	1306	1		'01AIJ大会
鈴木,有馬,他	126×180 .275	12.0	40×40, 35×35	1.08,1.41	542	28×44	75.4	1.70,2.76	536543	82.7,75.6	0.36,0.42	346	1	1	'02AIJ大会
寺岡,林,他	180×280	14.7	40×40	0.84	442,617	30×40	88.7,116.9	1.63-3.13	441-625	88.7,116.9	1.0	681	5		'90JCI大会
林,寺岡,他	200×300	17.7	40×40	0.72	645	30×40	92.6	1.08-2.28	422-858	92.6	1.0	797	3		'93JCI大会
林,高森,他	200×300	28.1	45×45	0.76	776	32×45	75.5	1.21,1.90	786	138.8	0.56	967	2		'03AIJ大会
木村,菅野,他	140×278	10.1	44×44	0.80	400,568	30×40	77.6,82.2	3.13	385,568	77.6,82.2	0.6	922	3		'89JCI大会
塩原,中田,他	140×286	9.3	30×30	1.13,1.18	626.7,1429	24×30	81.2	1.68	626.7,1429	81.2	0.429	1373	1	1	'89AIJ大会
塩原,中田,他	140×286	9.3	30×30	1.13,2.55	492-1428	24×30	79.2,81.2	1.66-3.86	364-1428	79.2,81.2	0.24,0.429	775-1373	4	1	'90AIJ大会
李,北山,他	147×270	2.0,3.5	30×30	1.11,1.59	533,746	20×30	85.3,98.8	1.38,3.34	772798	85.3,98.8	0.42	250,360	1	1	'91JCI大会
中村,別所,他	150×280	6.1	40×40	0.72	785	30×40	76.0,91.9	1.69	785	76.0,91.9	0.4,1.2	873,880	2		'91JCI大会
神野,河内,他	200×300	9.8,16.4	40×40	1.55	不明	30×40	80.2,101.9	0.8-2.25	593,913	80.2,101.9	0.322	1392	6		'91AIJ大会
柏崎,野口,他	147×270	8.4-12.8	30×30	0.32-1.13	644,794	20×30	70.0-107	1.1-2.9	718-771	70.0-107	0.54	675,955	6	3	'91JCI大会
岩岡,堀,他	160×256	24.3,25.3	40×40	0.90	785	25×40	94.9,116.1	2.41,2.74	542,785	116,120	0.23,0.3	1008	1	2	'03AIJ大会
秋山,Sanjay,黒田	170×250	8.0	30×30	1.15,1.27	807,852	20×30	80.4	1.61,1.72	807,836	80.4	0.71	1409	不明		'03AIJ大会
丸田,真田	160×280	10.9,12.5	40×40	1.45	749	30×40	70.0	3.69	543,749	170-190	0.5	1409	1	2	'04JCI大会

注) AIJ大会：日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、JCI大会：コンクリート工学年次講演論文報告集

§5.まとめ

超高強度材料を用いた柱・梁接合部部分架構の耐震性能評価法を得る目的の一環として、接合部コンクリート圧縮強度、 $p_B > 70$ (N/mm²)の十字型部分架構の既往の実験データを収集し、接合部のせん断ひび割れ強度および最大耐力について、既往の設計式の適合性を調査・検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 接合部のせん断ひび割れ強度は、超高強度材料においても、これまでの強度のコンクリートの延長にあり、平均値は主応力度式により評価できた。ただし、軸力が小さい場合に、実験値がやや低めとなる傾向が見られた。
- (2) 接合部のせん断耐力は、靱性設計指針式よりフジタ提案式の方が精度良く推定できた
- (3) $p_B > 70$ においても、フジタ提案平均値式およびフジタ提案下限値式を用いることにより、柱・梁接合部耐力の評価が可能であった。
- (4) $p_B > 90$ では、接合部せん断耐力に対する p_B の影響は、フジタ提案式よりさらに小さかった。
- (5) $p_u / p_{bu} > 1.0$ とすることにより、 $R_{tu} > 35$ (1/1000rad.) がほぼ確保され、接合部の急激な破壊を防ぐことができる。

謝辞 本調査のデータベースとして貴重な資料を引用させていただきました研究者の方々に深謝いたします。参考文献として記すべきところですが、紙面の都合上、付表にて変えさせていただきます。

参考文献

- 1) 寺岡勝：高層骨組における柱・梁接合部の耐震設計法に関する研究、フジタ技術研究所報、増刊第5号、1997。
- 2) 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。
- 3) 国土開発技術研究センター：NewRC研究開発概要報告書、1993.5。
- 4) 村上、藤井、他：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断強度に関する検討（接合部データベース解析 その1、その2）、日本建築学会構造系論文集、No.503、pp.85-92、1998、No.523、pp.103-110、1999。

ひとこと

超高強度材料の実用化は、今後のRC構造の発展に不可欠だと思います。今後とも、皆様のご指導ご協力をいただき、合理的な設計・施工方法の開発を進めていきたいと思っています。よろしく、お願いいたします。



林 和也