

(38) 高強度材料を用いたコンクリート充てん角形鋼管柱 ・鉄骨はり仕口の実験的研究

A study on structural behavior of connection of concrete-filled square steel tubular column
made with high-strength materials and steel beam

福元 敏之*

澤本 佳和*

林 幸雄**

Toshiyuki Fukumoto, Yoshikazu Sawamoto, Hayashi Yukio

A concrete-filled square steel tubular column using high-strength materials has potential for constructing super high-rise building practically. But the greatest care must be taken in placing concrete into a connection of the column and steel beam, since the viscosity of high-strength concrete is extremely high.

The authors have proposed two types of connection detail which have better concrete placement. As the first step for evaluating the local elasto-plastic behavior of the connection, simple tensile loading tests were carried out, and the good tensile behavior was demonstrated for both connection details.

In order to examine the overall elasto-plastic behavior of the connection, the beam-and-column subassembly using both connection details were tested. this paper discussed the result of the tests.

1. はじめに

コンクリート充てん鋼管柱（以下、CFT柱と呼ぶ）に高強度材料を使用することは、高耐力の柱を実現でき、断面の縮小化、鋼材量の低減が図れるため、超高層建物等の大規模構造物への合理的な適用が可能になると考えられる。著者らは、高強度CFT柱（鋼管：590N/mm²鋼、780N/mm²鋼、コンクリート：60～120MPa）と鉄骨はりの構造を開発しているが、粘性が高い高強度コンクリートの柱はり仕口への充てんには、細心の注意が必要である。

そこで、著者らはコンクリートの充てん性が良好であることを主目的として、図-1に示す内部補強形式と外部補強形式の2種類の仕口を考案した。内部補強形式は、ダイヤフラムの板厚を増すとともに開口形状を従来の円形から多角形にし、開口率を大きくして充てん性を向上したものである。また、外部補強形式は、仕上げ材との干渉を少なくするために、補強材を鉛直にするとともに、はり成内に収めたものである。

考案仕口に類する研究としては、時野谷ら¹⁾の従来の円形孔を大きくした内ダイヤフラム形式の研究、松井ら²⁾、および田中ら³⁾のサイドスチフナ形式の研究がある。しかし、考案仕口はこれらの仕口と形状が異なり、既往の研究か

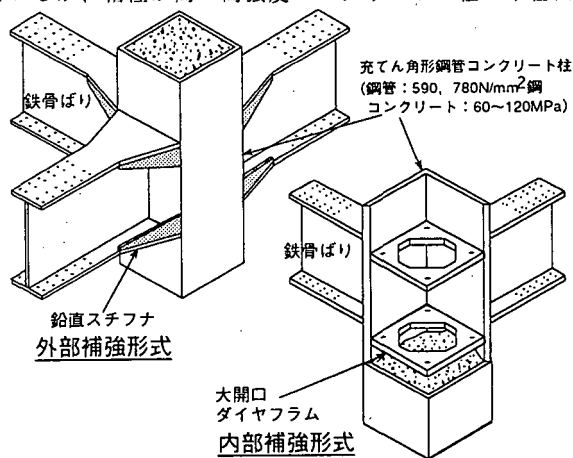


図-1 柱はり仕口の概要

* 鹿島技術研究所第三研究部

** 鹿島A/E総事業本部構造設計部

ら性状を推定することは難しい。また、日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁴⁾では、鋼材の材種がSM520、コンクリート強度が36MPaまでを適用範囲としており、当研究が対象としている材料を包括していない。

そこで、筆者らは図-1に示す仕口の弾塑性性状を把握する第一歩として、仕口のはりフランジからの引張力に対する仕口局部の性状の把握を目的に単純引張試験を実施し、両形式ともに良好な結果を得ることができ、鋼管の材質・幅厚比の変形性能への影響は少ないことが分かった。⁵⁾ 本報では、仕口パネルのせん断性状を把握することを目的とした仕口実験結果概要について述べる。

2. 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-2および図-3に示す。実験パラメータは、内部補強形式が鋼管の幅厚比(FCクラス, FAクラス、表-1注参照)、外部補強形式が仕口パネルの辺長比(1.5, 1.0; 辺長比=はり成/パネル幅)とし、材料強度(鋼管: 590N/mm²鋼, 780N/mm²鋼、コンクリート: 60MPa, 120MPa)を共通のパラメータとした。試験体は、内部補強形式3体、外部補強形式3体の計6体である。試験体は、CFT柱および鉄骨はりからなる十字形骨組試験体で、パネルを先行降伏・崩壊させるため、柱フランジの板厚をウェブより1サイズ厚くし、さらに内部補強形式ではダイヤフラムが引張降伏しないようにはり幅を広く、板厚を厚く(全試験体とも25mm)し、外部補強形式ではスチフナーが引張破断しないように補強している。また、スチフナーの板厚は柱ウェブと同じ厚さとし、高さは全試験体とも40mmとした。これらの試験体に使用する鋼材の材種は、590N/mm²鋼が、文献6)で規定している建築構造用590N/mm²高性能SA440とし、780N/mm²鋼は、溶接構造用高降伏鋼板SHY685NS(JIS G 3128)とした。コンクリートは設計規準強度60MPaおよび120MPaの高強度コンクリートを使用した。鋼材、コンクリートの機械的性質をそれぞれ表-2、表-3に示す。

表-1 試験体・実験結果一覧

補 強 形 式		内部補強形式			外部補強形式				
試 験 体 名 1)		I-FC-H590-Fc60	I-FA-H590-Fc60	I-FC-H780-Fc120	E-FC-H590-Fc60-1.5	E-FC-H590-Fc60-1.0	E-FC-H780-Fc120-1.5		
形 状	鋼 管	幅厚比 2)	3 3 (FC)	2 2 (FA)	2 5 (FC)	3 3 (FC)	3 3 (FA)	2 5 (FC)	
		板厚(mm)	6.0	9.0	8.0	6.0	6.0	8.0	
		材種	H T 590	H T 590	HT780	H T 590	H T 590	H T 780	
	コンクリート	強度(MPa)	60	60	120	60	60	120	
	パネル辺長比 (外部補強のみ)		---	---	---	1.5	1.0	1.5	
	弾性剛性	eK(kN/rad.)	305.88	423.18	402.65	221.31	247.07	215.57	
	実 験 結 果	パネル降伏3)	eQy1(kN)	923.27	1269.48	2090.82	944.55	1011.23	1835.80
			e γ y1(rad.)	0.00441	0.00397	0.00609	0.00698	0.00676	0.01111
		パネル降伏4)	eQy2(kN)	1005.11	1381.70	2158.44	823.97	1012.86	1810.55
			e γ y2(rad.)	0.00551	0.00502	0.00668	0.00548	0.00672	0.01085
計 算 結 果	$\gamma=1/25$ (rad.)	eQu(kN)	1523.18	1950.10	2658.68	1479.79	1674.68	2600.18	
	パネル短期	cQy(kN)	842.60	1112.47	1585.03	848.80	953.23	1583.38	
	許容耐力5)	eQy1/cQy	1.10	1.14	1.32	1.11	1.06	1.16	
	パネル	cQu1(kN)	1011.09	1334.97	1902.04	1016.10	1143.88	1900.06	
	終局耐力6)	eQu/cQu1	1.51	1.46	1.40	1.46	1.46	1.37	
	パネル	cQu2(kN)	1293.95	1665.57	2249.55	1293.95	1497.40	2277.92	
	終局耐力7)	eQu/cQu2	1.18	1.17	1.18	1.14	1.12	1.14	

注 1): 試験体名

□-□-□-□-□

試験体補強形式 1: 内部補強, E: 外部補強
柱鋼管幅厚比のクラス
鋼管の材質 H590: 590N/mm²鋼, H780: 780N/mm²鋼
コンクリート圧縮強度
パネル辺長比(bH/D: はり成bHと柱幅Dの比) <- 外部補強形式のみ

2): 柱鋼管幅厚比のクラス分けは無次元化幅厚比(α)により、従来鋼のクラス分けに従った。

$$\alpha = D/t\sqrt{(\sigma_y/E_s)}$$

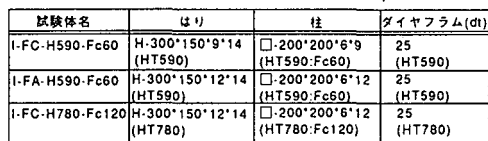
FAクラス $\alpha < 1.10$ FCクラス $1.26 < \alpha < 1.62$

D: 鋼管径, σ_y : 降伏点, E_s : ヤング率

3): 荷重・パネルせん断変形角曲線で接線剛性が弾性剛性の1/3となった時のパネルせん断力Q及びパネルせん断変形角 γ

4): 3軸ゲージより計算した主ひずみの値が降伏ひずみに達した時のパネルせん断力Q及びパネルせん断変形角 γ

5): SRC規準に基づく計算値。 7): 文献7)に基づく計算値。



Technical drawing of a column-beam joint. The drawing shows a cross-section of a column and a beam. The column is labeled "柱 □-200*200*ctw*ctf". The beam is labeled "は IJ H-bH*100*btw*btfl". The joint is labeled "60 Φ". Dimensions are given in millimeters. The column width is 200 mm. The beam width is 100 mm. The joint diameter is 60 mm. The column height is 1500 mm. The beam height is 150 mm. The joint is located at the center of the column. The beam is supported by the column. The drawing includes a detail of the joint showing the reinforcement and the joint diameter.

圖-3 外部補強形式試験体

材質	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	ヤング率 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	伸び (%)
SM490A ¹⁾ (SM50)	5.78	435.1	573.3	75.8	214.95	2218	23.2
	9.43	396.9	544.9	72.8	216.65	2035	26.0
	10.01	362.6 ²⁾	548.8	66.1	215.19	3636	23.3
SA440 ²⁾ (HT60)	5.93	513.5	652.7	78.7	218.81	2479	28.0
	8.85	510.6	653.7	78.1	210.32	2697	31.4
	11.67	515.5 ³⁾	654.6	78.7	220.13	4251	35.7
	13.85	508.6	643.9	78.9	211.77	2456	36.4
	18.84	525.3	651.7	79.1	211.78	2486	40.7
	24.75	513.5	654.6	78.4	208.79	2563	43.7
SHY685NS ³⁾ (HT80)	7.95	795.8	853.6	93.2	210.20	3950	21.8
	12.10	807.5	857.5	94.2	210.72	3901	28.7
	13.97	816.3	873.2	93.5	210.74	4052	28.5
	24.87	810.5 ³⁾	867.3	93.4	211.47	5885	38.0

	壓縮強度 (MPa)	彈性係數 (kN/mm ²)
Fc60MPa	63.70	33.13
Fc120MPa(I-FC-H780-Fc120)	113.78	30.30
Fc120MPa(E-FC-H780-Fc120-1.5)	119.82	30.09

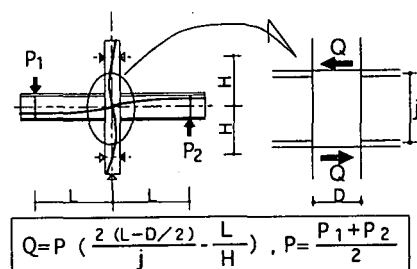


圖-4 加力方法

変位計

パネルせん断変形角

$$\gamma = \frac{\sqrt{h^2 + d^2}}{2hd} (\delta_1 + \delta_2)$$

ただし、 δ はE-FC-H590-Fc60-1.0の値

圖-5 變位計測方法

- 217 -

果一覧を表-1、代表的試験体の鋼管および内部コンクリートの終局状況を写真-1、写真-2に示す。

仕口パネル各点に貼付したひずみゲージより見た鋼管の降伏状況については、補強形式に関わらず、仕口パネル中央部がまずせん断降伏し、荷重の増加と共に最初上下に、次に左右に広がり、仕口パネル全体がせん断降伏するというものであった。また、仕口パネル各点に貼付したひずみゲージが最初に降伏ひずみに達した荷重とパネルせん断力・せん断変形角曲線で接線剛性が弾性剛性の1/3となったときの荷重はほぼ一致した。

また、全試験体ともせん断変形角が1/25rad.まで、荷重低下を示さず、高強度材料を用いたCFTパネルは靱性に富むことがわかった。

仕口パネルのひび割れの角度は幾分外部補強形式の方が立っていた。しかしながら、外部補強形式では内部補強材が無いため、はり引張フランジ近傍の鋼管と充てんコンクリートの間にすき間が見られた。

4.2 荷重・変形関係

各パラメータごとのパネルせん断力・せん断変形角関係（以下、 $Q-\gamma$ と呼ぶ）の比較を図-6～図-11に示す。なお、ここで用いるせん断力は、はり端荷重を図-4に示すように変換したものである。

(a)内部補強形式

鋼管の幅厚比FAクラスはFCクラスと比較して、弾性剛性、降伏荷重、 $\gamma=1/25\text{rad.}$ の時の荷重（以下、終局荷重と呼ぶ）とも高くなっているが、変形性能に変化は見られない。（図-6参照）

材料強度において、鋼管・充てんコンクリートの材料強度を780N/mm²鋼とFc60MPaとしたものは、鋼管・充てんコンクリートの材料強度を590N/mm²鋼とFc120MPaとしたものに比較して、降伏荷重、そのときのせん断変形角 γ および終局荷重は、材料特性を反映し高い値を示すが、降伏後にあまり荷重が増加していない。これは鋼材の降伏比が影響しているものと考えられる。（図-7参照）

(b)外部補強形式

仕口パネルの辺長比を1.0としたものは、1.5としたものと比較すると、仕口パネルが降伏する付近から、大きな荷重を示した。これは、コンクリートのアーチ機構を考えた場合、辺長比1.0の方が角度が小さく、耐力が高くなるためと考えられる。（図-8参照）

鋼管・充てんコンクリートの材料強度の差異による $Q-\gamma$ の性状は内部補強形式と同じであるが、この時には鋼管に780N/mm²鋼および充てんコンクリートにFc120MPaを用いた場合にも、降伏後に荷重の増加が見られた。（図-9参照）

(c)補強形式による比較

図-10、図-11は、補強形式の差異による $Q-\gamma$ の比較である。これらの図より内部補強形式は外部補強形式に比べて初期剛性が大きい、降伏荷重・終局荷重についてはあまり変化がないことがわかる。こ

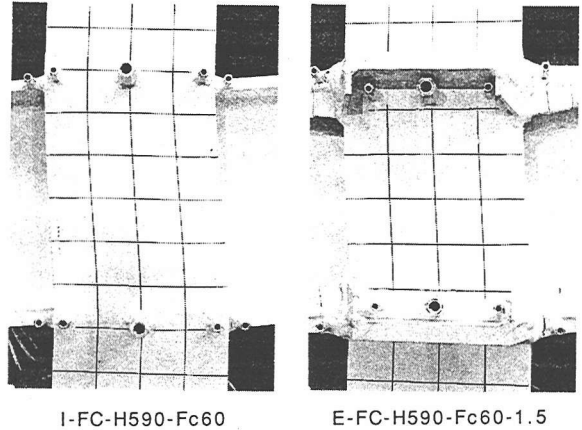


写真-1 終局状況（鋼管）

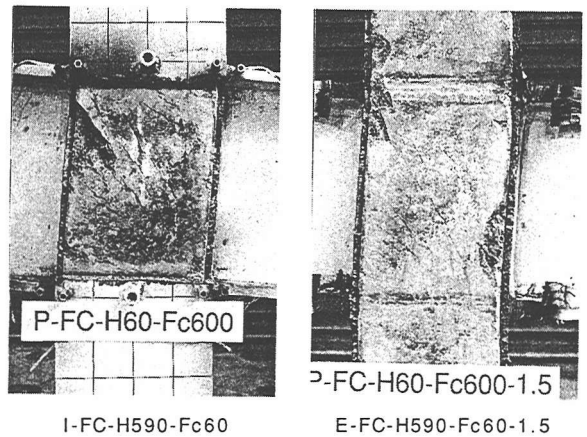


写真-2 終局状況（コンクリート）

これは、内部補強形式の場合、ダイヤフラムによりコンクリートが拘束されることにより仕口パネル内部のコンクリートがせん断変形角の小さい領域でも有効に働いているためではないかと思われる。

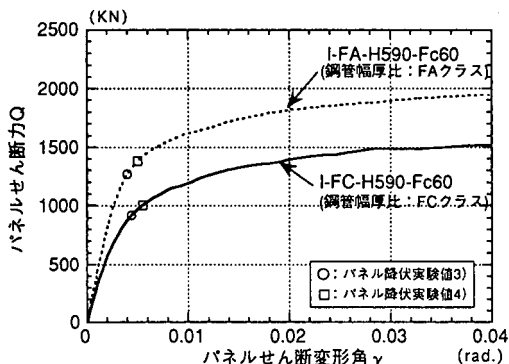


図-6 内部補強形式—鋼管幅厚比による比較

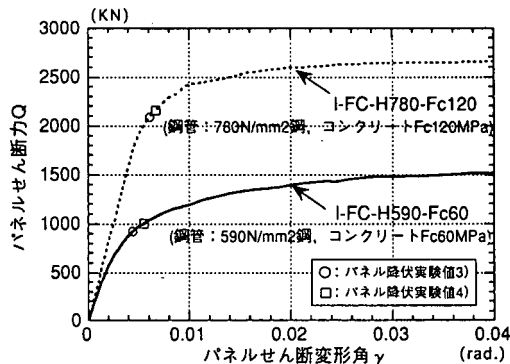


図-7 内部補強形式—材料強度による比較

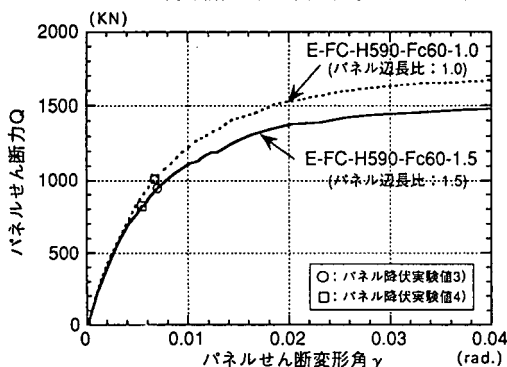


図-8 外部補強形式—パネル辺長比による比較

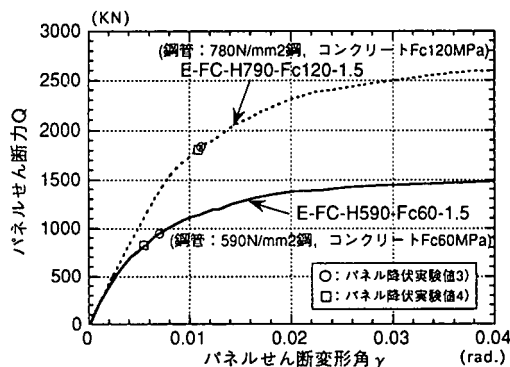


図-9 外部補強形式—材料強度による比較

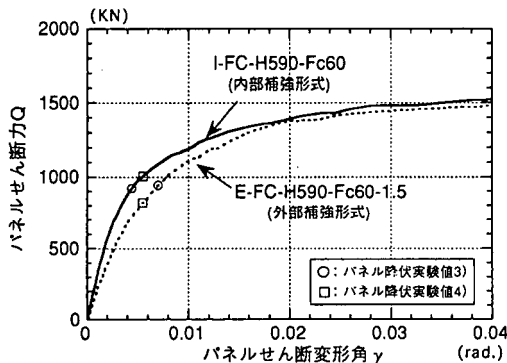


図-10 補強形式による比較

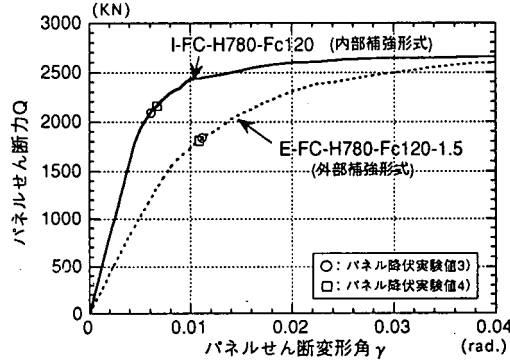


図-11 補強形式による比較

4.3 ひずみ分布

図-12に内部補強形式と外部補強形式の代表的な試験体について終局時 ($\gamma = 1/25 \text{ rad.}$) の最大せん断ひずみ分布を示す。

これより、終局時には両補強形式とも最大せん断ひずみ分布はパラボラ型の傾向を示していることがわかる。また、補強形式の差異による分布の比較をすると、外部補強形式のはりフランジ側のひずみの値が内部補強形式と比較して、

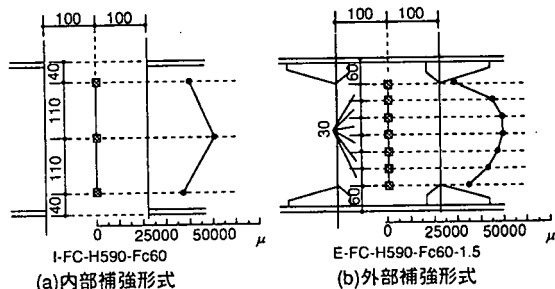


図-12 最大せん断ひずみ分布

若干小さめであることがわかる。これは、外部補強形式のパネル成が内部補強形式よりも多少小さいことを示しているものと思われる。

5. 耐力評価

両補強形式のパネル耐力の実験結果と計算値の比較を表-1に示す。

降伏耐力に関して、実験値(eQ_y1 , eQ_y2)とSRC規準短期許容耐力計算値(cQ_y)の比は、 $eQ_y/cQ_y=1.00\sim1.32$ (平均1.13)と比較的良好な対応を示した。

終局耐力に関して、実験値(eQ_u)とSRC規準終局耐力計算値(cQ_{u1})の比は、 $eQ_u/cQ_{u1}=1.37\sim1.51$ (平均1.43)となり、SRC規準に基づく計算値は過小評価となっていることがわかった。そこで、パネル部コンクリートのアーチ機構を考えたパネル終局耐力計算値(cQ_{u2})と実験値とを比較したところ⁷⁾、 $eQ_u/cQ_{u2}=1.12\sim1.18$ (平均1.15)となり、良好な対応を示した。ゆえに、内部補強形式試験体のパネル降伏および終局耐力はそれぞれSRC規準に基づくパネル短期許容耐力、文献7)に基づくパネル終局耐力により評価できることがわかった。

6. まとめ

高強度材料を用いたCFT構造の柱はり仕口に対して、内部補強形式および外部補強形式の両補強形式を提案し、仕口実験を行い、以下に示す知見を得た。

- (a) 両補強形式ともせん断変形角 $\gamma=1/25\text{rad.}$ まで耐力低下は見られず、良好な変形性能を示し、CFTパネルは靱性に富むことがわかった。
- (b) 各補強形式、各実験パラメータによる性状の差について示した。特に、両補強形式については、降伏・終局耐力はほぼ同じだが、初期剛性に大きな差が見られることがわかった。
- (c) 両補強形式とも、パネルの降伏耐力・最大耐力はそれぞれSRC規準に基づくパネル短期許容耐力、文献7)に基づくパネル終局耐力により評価できることがわかった。

今後は、内部補強形式と外部補強形式のそれぞれの構造特性を、実験で得られた変位・ひずみのデータの更なる検討を行い、それぞれの仕口の設計法を確立していきたい。

謝辞

当実験に際して、高張力鋼を支給して頂いた新日本製鐵に感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 時野谷浩良ほか2名：コンクリート充てん角形鋼管柱における有孔内ダイヤフラムに関する実験的研究、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集、第1巻、pp.85～92、1993年7月
- 2) 松井千秋ほか3名：角形鋼管柱とH形鋼はりの新接合形式に関する研究 その1～5、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）・構造Ⅱ、1990年10月
- 3) 田中淳夫、増田浩志ほか2名：鉛直スチフナを用いた箱形断面柱とH形梁との接合部の力学性状、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集、第2巻、1994年11月
- 4) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、第4版、1987年6月20日
- 5) 福元敏之、小林 創ほか3名：高強度材料を用いた充てん角形鋼管柱-鉄骨はり仕口の実験的研究、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集、第2巻、1994年11月
- 6) 建設省建築研究所：建設省総合技術開発プロジェクト・建設事業への新素材・新材料利用技術の開発報告書、No.H4-2 金属系分科会、1993年3月
- 7) 福元敏之、田中直樹：鑄鋼製金物で補強したコンクリート充てん角形鋼管柱・鉄骨はり仕口の研究、日本建築学会構造工学論文集、Vol.40B(1994年3月)