

# 論文 非梁貫通型柱 RC 梁 S 接合部のせん断性状に関する解析的研究

田口 千貴\*1・丸田 誠\*2・池沼 良章\*3・市川 大真\*4

**要旨**：柱 RC 梁 S 構造で鉄骨梁が接合部内を通る梁貫通型に対して、鉄骨梁が接合部内を通らずダイヤフラム等で応力伝達する非梁貫通型についての研究は少ない。かつ、最上階の T 形や L 形部分の接合部のせん断強度に対する知見は少ない。本研究では、まず既往の非貫通型の接合部破壊型実験のシミュレーションを FEM 解析で確認し解析の有効性を確認した。その上で、T 形、L 形の接合部せん断強度を解析的に検討した。その結果、T 形は既往の CFT 指針式でせん断強度を良好に評価したが、L 形では解析より得られた最大耐力を過大評価する傾向が確認された。

**キーワード**：柱 RC 梁 S 構造，非梁貫通型，接合部せん断強度，FEM 解析

## 1. はじめに

近年、柱が鉄筋コンクリート (RC) 造、梁が鉄骨 (S) 造の複合構造が普及してきた。既往の研究では、鉄骨梁が接合部内を通る梁貫通型と、梁が貫通しないでダイヤフラム等で応力を伝達する非梁貫通型に大別され<sup>1)</sup>、非梁貫通型でふさぎ板を用いる本研究の柱梁接合部(以下、接合部)は角型の鋼管にコンクリートを充填し上柱と下柱が一体となっている。これは、コンクリート充填鋼管(以下、CFT)構造の構造に近く、梁貫通型と比べると未だ知見が少ない。

既往の研究では、接合部せん断耐力の算定には鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRC)構造計算規準<sup>1)</sup>よりも CFT 指針<sup>2)</sup>がより良い対応を示すことが確認された<sup>3)</sup>。CFT 指針の接合部せん断耐力算定式は SRC 規準と異なり、T 形、L 形などの接合部形状による低減係数は記述されていない。そこで本研究では、実験では確認が難しい T 形、L 形の接合部せん断耐力に対して、FEM 解析で確認することを目的とする。

まず、FEM 解析の有効性を検証するため、実験で確認されている接合部せん断破壊先行型(以下、J モード)十字形試験体と、柱曲げ降伏型(以下、C モード)の T 形試験体に対して FEM 解析を行う。続いて、T 形および L 形に対して、実験が行われた試験体に基づいて形状を決定し、解析結果における最大耐力と CFT 指針式による接合部せん断耐力の対応性を検討する。

## 2. 有効性確認解析概要

### 2.1 解析対象試験体

解析対象とした試験体は、丸田ら<sup>3)</sup>が行った実験の接合部せん断破壊型の十字形である HJ01~HJ04 と追加で実験を行った T 字形の柱曲げ降伏先行型の HJ11(図-1)

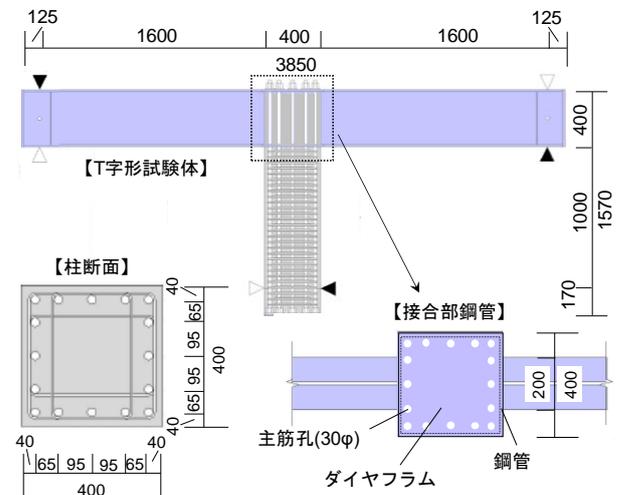


図-1 T 形の試験体概要

表-1 T 形試験体の材料諸元 (コンクリート)

試験体	弾性係数	圧縮強度	ポアソン比
	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
HJ11	27.8	33.8	0.170

表-2 T 形試験体の材料諸元 (鋼材)

鋼材種	鋼種	寸法, 径	降伏応力	対象試験体
			(N/mm <sup>2</sup> )	
鋼管	BCR295	PL9	322	HJ11
鉄骨梁 (フランジ)	SN490	PL12	368	
鉄骨梁 (ウェブ)	SN490	PL9	404	
ダイヤフラム	SN490	PL22	365	
柱主筋	SD490	D22	539	
帯筋	SD295	D6	448	

\*1 日本大学 理工学部建築学科 (正会員)

\*2 静岡理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

\*3 東京鉄鋼株式会社 開発部 (正会員)

\*4 日本大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 (学生会員)

の1体の計5体である。HJ11のコンクリートの材料諸元を表-1, 鋼材の材料諸元を表-2に示す。十字形, T形とも地震時の逆対称モーメントが梁に作用するように載荷している。またT字形の柱主筋は, 上部で機械式定着金物により固定した。

## 2.2 試験体のモデル化

図-2に試験体の要素分割図を示す。解析モデルは, 試験体の対称性を考慮して奥行方向を半分にした1/2モデルとしている。そのため, 境界面においてはY方向の水平変位およびX, Z方向の回転を拘束した。

コンクリートは六面体要素, 主筋はトラス要素, 鉄骨梁, 鋼管およびダイヤフラムは四辺形シェル要素でモデル化し, 帯筋は埋込鉄筋とした。主筋-コンクリート間および鋼管-コンクリート間の付着すべりは, 接合要素を挿入することにより考慮しており, ダイヤフラムの上下にも接合要素を挿入することで, ダイヤフラム-コンクリート間の離間を表現している(図-2参照)。

## 2.3 材料構成モデル

コンクリートは, 等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル<sup>4)</sup>で表現する。主応力~等価一軸ひずみ関係は圧縮側では応力上昇域で修正 Ahmad モデル<sup>5)</sup>, 軟化域で要素寸法依存性を考慮した Nakamura-Higai モデル<sup>6)</sup>を採用した。引張側ではひび割れが発生するまで線形弾性とし, 引張軟化域特性を土木学会コンクリート標準示方書の式<sup>7)</sup>により, 破壊エネルギーは 0.147N/mm とした(参考文献(7)を参照)。繰り返し応力下の履歴特性は曲線で表現するモデルとする<sup>8)</sup>。またコンクリートのひび割れは, 非直交分散ひび割れモデル<sup>9)</sup>で表現し, ひび割れ方向のせん断伝達特性は非線形解析モデル<sup>10)</sup>とする。鋼材に関する応力-ひずみ関係は Ciampi らの修正 Menegotto-Pinto<sup>11)</sup>モデルで表現し, 包絡線は bi-linear を仮定した。なお, 降伏後の2次勾配は初期剛性の1/100とした(図-3(b))。鋼管-コンクリート間, およびダイヤフラムとコンクリート間の付着特性は, 松浦ら<sup>12)</sup>によるコンクリートに埋め込まれた鉄骨の引き抜き及び押し抜き試験の結果を参考に仮定した(図-3(c))。さらに, 主筋-コンクリート間には, 参考文献(13)に示される付着応力-すべり関係を適用した。

## 3. 解析結果

### 3.1 荷重変形関係

図-4に柱せん断力-層間変形角の関係を示す。黒線は実験結果, 赤線は解析結果である。また, 解析と実験の最大荷重の比較を図-4(f)に示す。解析結果は, 十字型でJモードの破壊形式であるHJ01~HJ04試験体で最大耐力が実験結果と概ね対応した。また, T形でCモードのHJ11の解析結果も概ね実験結果と対応を示してい

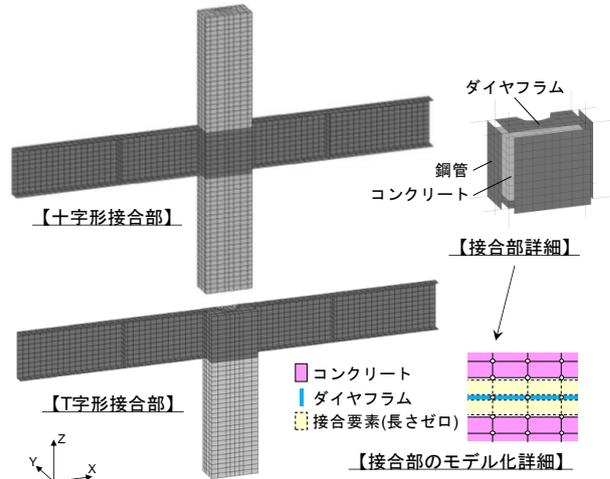


図-2 要素分割図

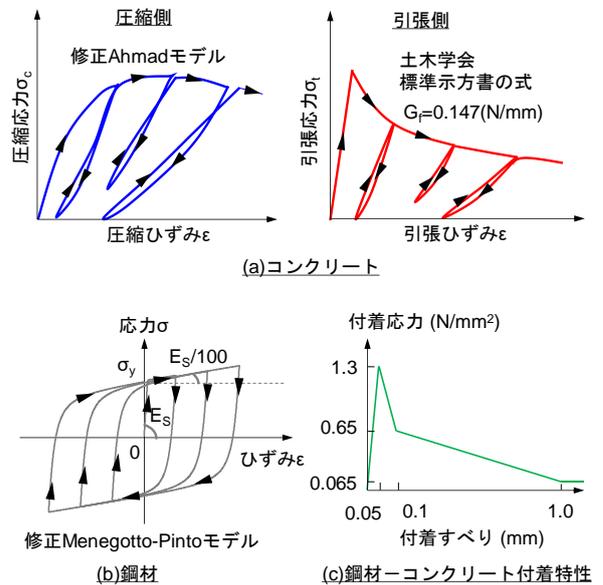


図-3 材料構成則

た。また, 最大耐力の実験値/解析値は最大で 1.11, 最小で 0.97 であり, 平均は 1.04 であった。

続いて, 履歴形状は, HJ01~03, 11 の試験体が実験において主にスリップ形状を示していたが, 解析結果は僅かなスリップ形状しか確認できず, 大きなエネルギー吸収性能が確認された。これは, 解析における柱主筋の付着力が実験の付着力より過大であったこと, ダイヤフラムおよびコンクリート柱の界面における離間の付着モデルが実験とは十分対応できていない点が原因として考えられる。一方, HJ04 では  $R=50 \times 10^{-3}$  rad の大変形時のスリップ形状は実験よりも解析の方が顕著であった。これは, HJ04 は Fc60 とコンクリート強度が高いため, 付着力が Fc30 の HJ01~03 より高いことにより履歴ループに影響を与えたと考えられる。そのため, 解析での付着に関するモデル化は今後の課題である。

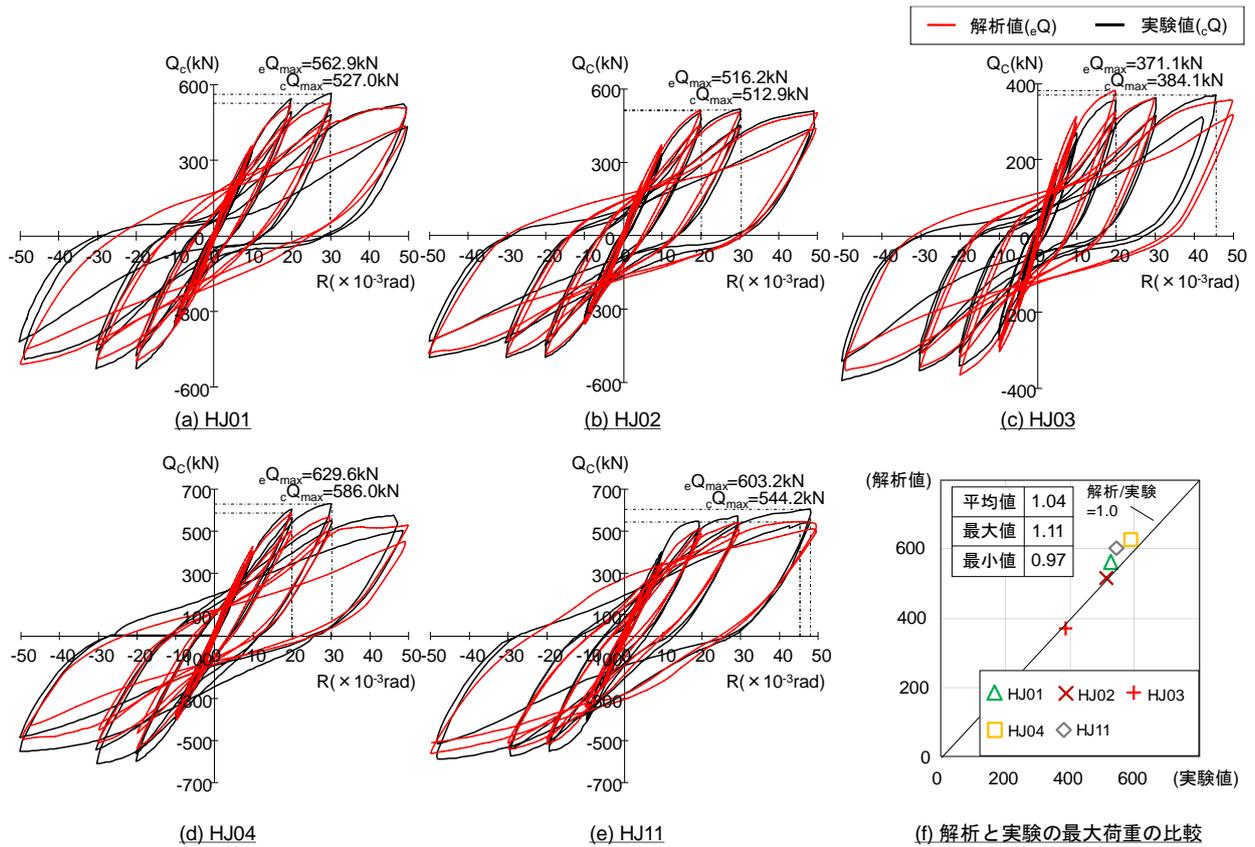


図-4 柱せん断力—層間変形角関係

### 3.2 降伏状況

図-5に、HJ01～04で計測した3軸方向に貼り付けた鋼管のひずみゲージ位置およびHJ11で計測した柱主筋におけるひずみゲージの位置を示す。

図-6はHJ02の鋼管における降伏状況を示しており、左側に実験結果、右側に解析結果を示す。HJ02は、実験では鋼管の中央に位置する最大主ひずみが  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクル時に降伏ひずみに達しており、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクル時にはほとんどの位置でのひずみが降伏ひずみに達していた。解析結果から、実験では未計測の鋼管中央位置の上下で  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  で降伏しており、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクル時には鋼管全体で降伏が発生していた。初期の降伏状況にやや違いはあるが、全体として解析は概ね実験と一致していた。

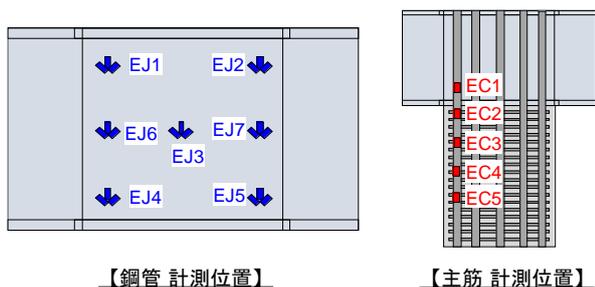


図-5 実験時の計測位置

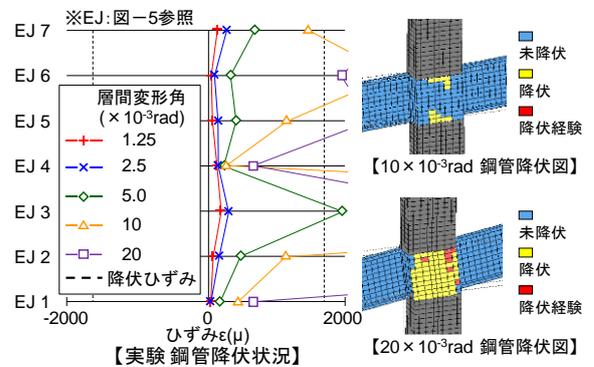


図-6 鋼管の降伏状況 (HJ02)

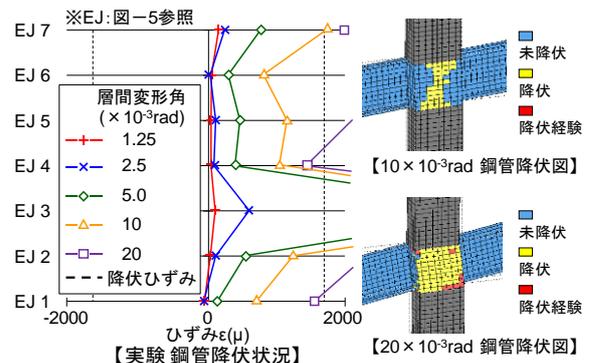


図-7 鋼管の降伏状況 (HJ04)

図-7はHJ04の鋼管における降伏状況を示し、左側は実験結果、右側は解析結果である。HJ04は実験では $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で鋼管の中央にあるEJ3が降伏ひずみに達しており、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ にEJ7も降伏ひずみに達し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で鋼管全体がほぼ降伏ひずみに達する結果となった。解析では、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に鋼管の降伏が始まり、中央付近全体に広がっていた。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時には鋼管全体に降伏が発生しており、概ね実験と同じ結果となった。

図-8はHJ04の主筋における降伏状況を示し、左側は実験結果、右側は解析結果である。HJ11の実験では主筋の降伏が $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで降伏ひずみに達しておらず、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ でEC2、EC3が降伏ひずみに達していた。解析の結果は実験同様、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ では主筋降伏が確認できなかった。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で鋼管の左下にある主筋が降伏していることが確認できた。これは実験と同様な結果であり、HJ11は良好にシミュレーションできた。

実験と解析の鋼材ひずみに関しても、若干降伏位置が異なる試験体もあったが、解析結果は実験結果と概ね一致しており十分シミュレーションできていた。

#### 4. T形およびL形接合部せん断強度の検討

接合部せん断破壊型のT形およびL形の実験は、接合部へ大きなせん断力を入力することが通常の形状の柱・梁部材では難しいため、今回FEM解析で確認することとした。現行のRC規準、SRC規準では、T形、L形の接合部せん断設計式は十字形に対し低減係数を設定している。実験で確認されていないT形及びL形接合部の最大せん断耐力をFEM解析で確認し、CFT指針の接合部せん断耐力式との対応について検討を行う。

##### 4.1 T形骨組

###### (1) 解析概要

解析モデルおよび材料構成則は2.2節および2.3節による。今回設定した材料諸元を表-3に示す。Jモードの破壊形式とするために、RC柱の柱曲げ降伏が先行しないよう、便宜的に柱を弾性体とした。

###### (2) 解析結果

柱せん断力-層間変形角関係の解析結果を図-9に示す。 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大荷重983.2kNに達し、接合部耐力(CFT指針式)の903.0kNと概ね対応していた。図-10に解析による各種イベントとして、 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に発生した接合部内のコアコンクリート圧壊時のひび割れ状況(図-10(a))、 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時におけるコアコンクリート圧壊時のコンクリートの圧縮側主応力分布を(図-10(b))、また、 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に発生した接合部の鋼管における降伏状況を図-10(c)に示している。RC柱は弾性体としているため、柱の損傷は見られな

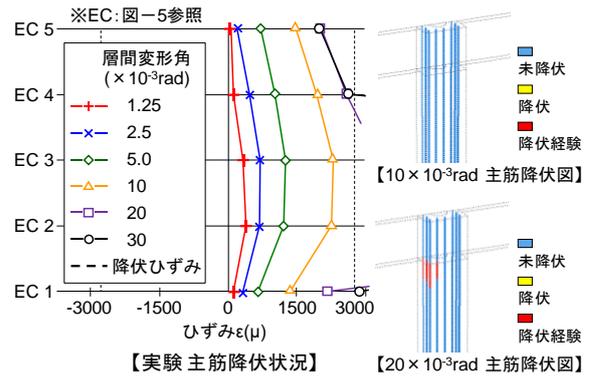


図-8 柱主筋の降伏状況 (HJ11)

表-3 T形の材料諸元

軸力比 $\eta$		—
S梁	寸法	400 × 200 × 12 × 16
	鋼種	HT780
RC柱	寸法 $cb \times cD$	400 × 400
	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性体
	主筋	7-D25 SD980
	補強筋	4-D6 SD785@40
RCS接合部	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	32.1
	鋼管(厚さ, 鋼種)	PL6 SS400
	ダイヤモンド(厚さ, 鋼種)	PL19 HT780
幅圧比 (cb/t)		67

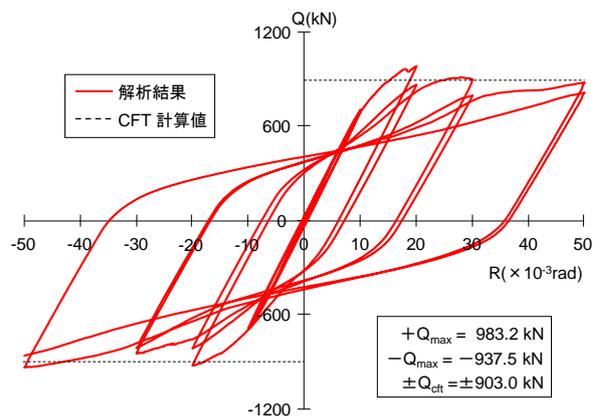


図-9 荷重Q-層間変形角R関係 (T形)

い一方で、接合部内のコアコンクリートには損傷が顕著に確認された。またコンクリートの圧縮側主応力分布は、右下で大きな圧縮応力を示しており、そこから圧壊部分まで圧縮ストラットを形成しているのが確認できた。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の鋼材における降伏状況をみても上部のダイヤモンド下で鋼管が降伏しており、梁部分は降伏していないことが確認できた。その後も、鉄骨梁の降

伏は確認されなかった。これより、T形モデルは推定通りのJモードの破壊形式となった。

したがって、T形形状における接合部耐力は、十字形形状と同等になることが確認でき、CFT 指針式で低減係数を設定せず評価可能であることが分かった。

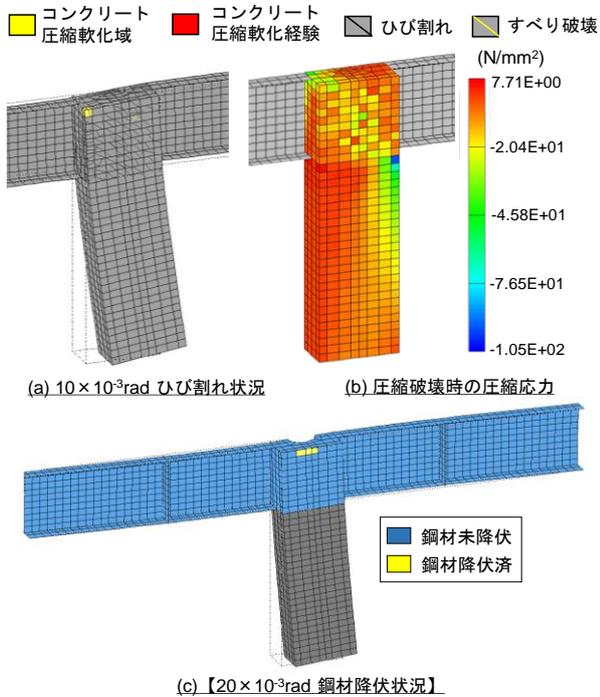


図-10 解析結果の損傷状態および応力図 (T形)

## 4.2 L形骨組

### (1) 解析概要

L形のモデルを図-11に示す。L形のモデルはHJ073のト形試験体を参考に作成した。RC柱の下端をピン支持し、梁端部の全節点に強制変位として鉛直荷重を正負交番で行った。L形では、正方向をLが閉じる方向とし、負方向をLが開く方向とした。方向により接合部に作用する応力は異なる荷重方法となる。JモードとなるようL形もT形同様、RC柱を便宜的に弾性体とし柱曲げ降伏が先行しないようにした。材料諸元は表-4に示す。

### (2) 解析結果

柱せん断力-層間変形角関係を図-12に示す。解析結果の正側の最大荷重は798.0kNで、接合部のCFT指針による終局耐力計算値は907.5kNであり、CFT指針計算値より小さい値となった。L形では正側と負側で接合部に作用する応力が大きく異なり、基本の十字形とも応力状態が異なることに起因する。概ねCFT指針計算値に0.88を乗ずると同等な値となる。

解析の各種イベントとして、R=+20x10^-3radのサイクル時における接合部内のコアコンクリートの破壊状況を図-13(a)、R=+20x10^-3radのサイクル時におけるコンク

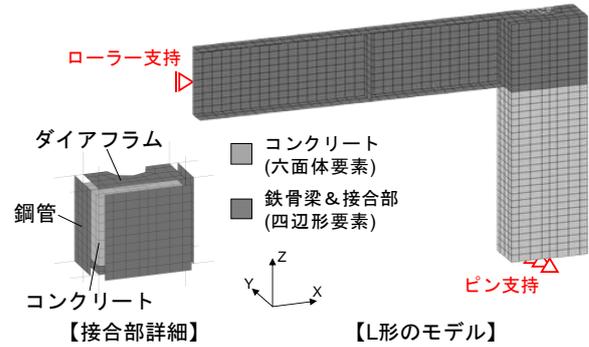


図-11 L形試験体の解析モデル概要

表-4 L形試験体の材料諸元

軸力比 $\eta$		—
S梁	寸法	400×200×12×16
	鋼種	HT590
RC柱	寸法 cb×cD	400×400
	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性体
	主筋	7-D25 SD980
	補強筋	4-D6 SD785@40
	pw (%)	0.79%
RCS接合部	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	32.3
	鋼管(厚さ, 鋼種)	PL6 SS400
	ダイヤフラム(厚さ, 鋼種)	PL19 HT590
幅圧比 (cb/t)		67

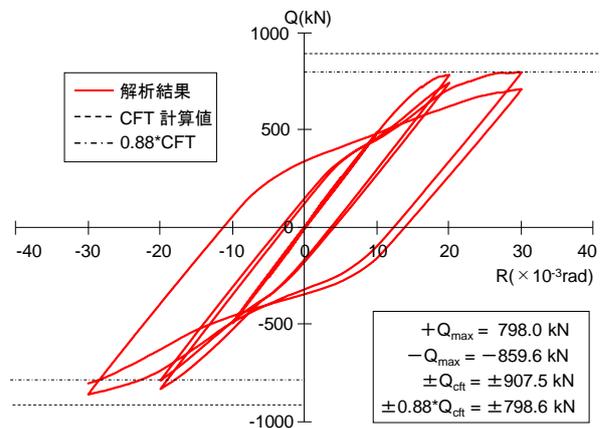


図-12 荷重 Q-層間変形角 R 関係 (L形)

リートの最小主応力分布を図-13(b)に示し、鉄材の降伏状況はR=10x10^-3radのサイクル時に接合部の鋼管で降伏が発生し(図-13(c)), R=+20x10^-3radで鉄骨梁の端部で降伏した(図-13(d))。解析から、接合部鋼管の降伏及びコアコンクリートの圧壊が顕著に確認された。コンクリートの圧縮主応力分布をみると、梁端部の下で最大を示しており、圧壊部まで斜めに圧縮ストラットが形成されている。梁端部の降伏は局所的なものであり、そ

の後進展することはなく、接合部の破壊が先行し、損傷が顕著であったことからL形骨組の破壊形式はJモードだと推察される。

今回のL形骨組の解析結果からはCFT指針式による接合部せん断耐力は、解析より得られた最大耐力を過大評価する傾向があった。しかし、梁せいや柱せいが異なる場合や材料強度が異なる場合で、この低減係数が異なることが想定される。この点は今後の課題としたい。

## 5. まとめ

非貫通型柱RC梁S構造の接合部せん断性状に関してFEM解析を行い、以下の知見を得た。

- (1) 十字形、T形骨組の解析結果は鋼材の降伏位置は若干異なっていたが、荷重変形、鋼材ひずみとも実験結果を良好にシミュレーションできた。
- (2) 解析結果における最大耐力は、T形試験体において、十字形と同様にCFT指針式により良好に評価できた。一方、L形試験体はCFT指針による算定式とは対応せず、解析結果より得られた最大耐力を過大評価する傾向が確認された。

今後、柱／梁せい比や材料強度が異なる場合の検討を行い、RCS接合部耐力を明確にしていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準，2014
- 2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008.10
- 3) 丸田誠，他：さや管型柱RC梁S骨組の構造性状（その1）～（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp.1471-1480，2018.9
- 4) Darwin, D. and Pecknold, D.A. : Nonlinear Biaxial Stress - Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, April 1977.
- 5) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170, 1995.8
- 6) Nakamura, H, Higai, T: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10.

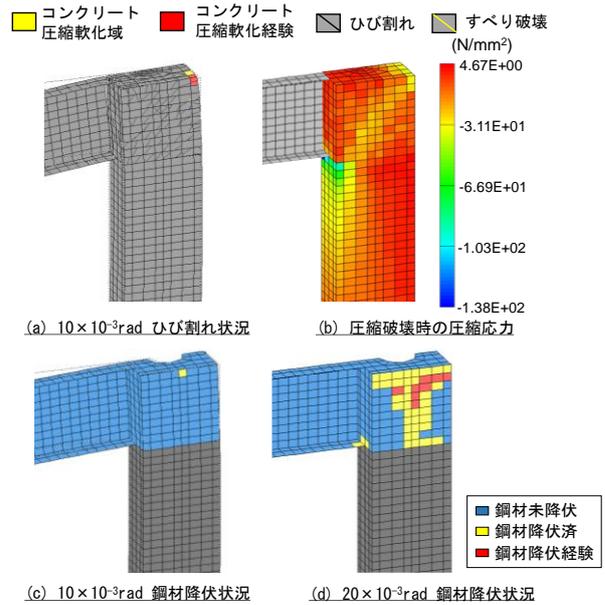


図-13 解析結果の損傷状態および応力図（L形）

- 7) 土木学会,コンクリート標準示方書「構造性能照査編」, 2002
- 8) 長沼一洋, 大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.135-142, 2000.10
- 9) 長沼一洋, 栗本 修, 江戸宏彰：FEMによる鉄筋コンクリート壁体の正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp.125-132, 2001.6
- 10) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp.39-48, 1991.3
- 11) Ciampi, V., et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No.UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkley, Nov., 1982
- 12) 松浦睦ほか：鋼板とコンクリートの付着性状に関する基礎的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1037-1038, 2005.9
- 13) Naganuma, K., et al. : Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-Dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August, 2004