

接続筋を用いた柱RC-梁S接合構法の外柱接合部の構造性能

米澤 健次 三浦 耕太 澁市 克彦
 大住 和正 三井 達雄
 (設計本部) (設計本部)

Structural Performance of Exterior RC-Column and S-Beam Joint Using High Strength Rebar

Kenji Yonezawa Kota Miura Katsuhiko Shibuichi
 Kazumasa Osumi Tatsuo Mitsui

Abstract

This study uses high-strength rebars to develop a structural method for joining the RC column and S-beam without the S-beam penetrating the RC column. The exterior structural performance of this method was investigated using cyclic loading tests under varying axial forces. Tests were conducted on various specimens with different joint types and concrete strengths for the exterior joints. Structural design methods were derived based on the test results. Furthermore, the applicability of nonlinear finite element (FE) analysis to the structural behavior of joints was investigated. The FE analysis reproduced the nonlinear behavior of the test specimens. The structural performance was also evaluated using FE analyses. Hereafter, valuable space will be efficiently provided using this method.

概要

柱をRC造、梁をS造とする混合構造架構において、S梁が柱内を貫通せず高強度鉄筋によって接続される構法を開発してきた。本構法における外柱接合部に着目し、それらの構造性能の把握を目的に、変動軸力下の静的漸増繰返し載荷実験を実施した。試験体は、接合形式およびコンクリート強度を実験変数とし、接合部せん断耐力に対するそれらの影響を把握するとともに、実験結果に基づき本構法の設計法を検討した。また、これらの実験に対する非線形FEM解析手法の有効性を検証し、FEM解析により本構法の非線形挙動を良好な精度で再現できることを確認した。さらに、FEM解析による数値実験により、引張軸力下における外柱接合部および段差を有する梁が取り付く内柱接合部のせん断耐力について解析的に検討した。今後、本構法の活用により、より効率よく価値ある空間を提供できるものと考えられる。

1. はじめに

近年物流倉庫などで、柱をRC造、梁をS造とする混合構造架構（以後、RC-S架構）が用いられている。このRC-S架構の柱梁接合部には、S梁をRC柱に貫通させ、接合部を鋼製のふさぎ板で囲う接合部ディテール（以後、梁貫通型）が多く採用されてきた。この梁貫通型では、S梁をRC柱に貫通させるため、柱主筋の配置が制約され、また、ふさぎ板内のコンクリートが現場打設となるためフルプレキャスト化ができず、工期短縮が図れない。そこで、柱主筋位置の制約を緩和し、フルプレキャスト化を可能とする新たなRC-S架構構法のメニューとして、S梁を貫通させない「接続筋を用いた柱RC-梁S接合構法」^{2),3),4)}（以後、本構法）を開発した。本構法の納まりをFig. 1に示す。本構法では、S梁は接続筋と称する高強度鉄筋を介して柱と接続される。接続筋は、左右S梁のフランジに溶接したスリーブ状の接続金物内および柱内を貫通させ、

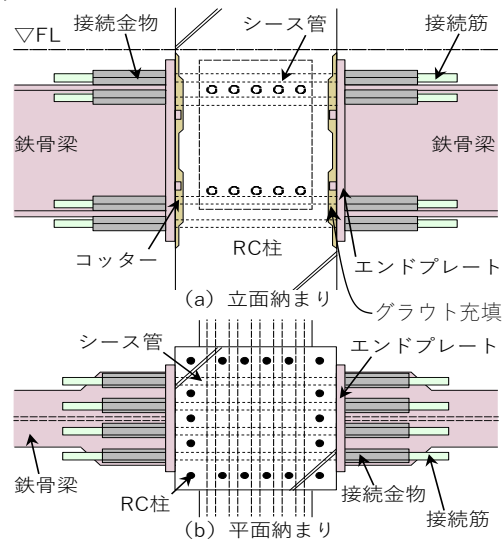


Fig. 1 本構法の納まり
Configuration of Proposed Structural Method

空隙にグラウトを充填することで柱梁を一体化する。またS梁端部にはエンドプレートと称す鋼板を溶接し、RC柱とエンドプレート間にコッターを設けてせん断伝達を行う。コッターはエンドプレートにフラットバーを溶接するとともに、コンクリート界面に凹凸を設け、その隙間にグラウトを充填することで構成する (Fig. 1参照)。

従来、本構法の外柱接合部は、Fig. 2b)に示すように、梁が取り付けられない側にエンドプレートを配して、接続筋をロックナットにより固定する接合部形式 (以後、EPL形式) のみが適用範囲であった。本報では、外柱接合部においては、Fig. 2a)に示すように、接続筋をRC柱内に埋め込み、接続筋端部に定着プレートを用いて柱内に接続筋を定着する形式 (以後、定着PL形式) を適用範囲に加えることを目的とした。それぞれの接合部の構造性能を把握するために計3体の試験体を用いた変動軸力下の静的漸増繰返し載荷実験を実施した。また、本構法における柱梁接合部の構造性能に対する非線形FEM解析の適用性を検討するために、実験試験体を対象とした再現解析を実施した。さらに、実験データを補うために、FEM解析により仮想試験体を用いた数値実験を行い、本構法の引張軸力下の外柱接合部の設計法および段差梁が取り付け付く内柱梁接合部のせん断耐力を解析的に検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

Table 1に試験体諸元を、Fig. 3に試験体接合部の詳細を示す。

試験体は、物流倉庫を想定し、実大寸法でスパン10m、階高7mの架構を約1/2.5の縮尺としたモデルとし、接合部形式 (定着PL形式とEPL形式) およびコンクリート強度を実験変数として計3体のト形接合部架構を製作した。

ト形No.2とト形No.3では、接合部のせん断耐力に対する、接合部形式の違いによる影響の把握を目的に、両試験体の実験結果を比較する。また、ト形No.1とト形No.2では、定着PL形式におけるコンクリート強度の違いによる影響の把握を目的に両試験体の実験結果を比較する。

試験体の破壊形式は、すべて接合部せん断破壊に至るものとして設計した。

定着PL形式の接続筋の定着長さは、鉄筋径の12倍以上かつ柱せいの3/4以上として300mmとした。

鉄骨梁端部のエンドプレートとRC躯体の界面には、Fig. 3に示すようにコッター部を設け、接続金物内と同時に基準強度80N/mm²のグラウト材を充填した。各試験体のRC柱断面寸法、S梁断面、接続筋の径・鋼種は同一である。接続筋にはS25Cカプラーを用い、接続筋を梁フランジに隅肉溶接し、充填したグラウト材を介して接続筋と接続金物間の応力伝達をなされる。

2.2 使用材料

試験体に用いた鋼材の特性をTable 2に示す。コンク

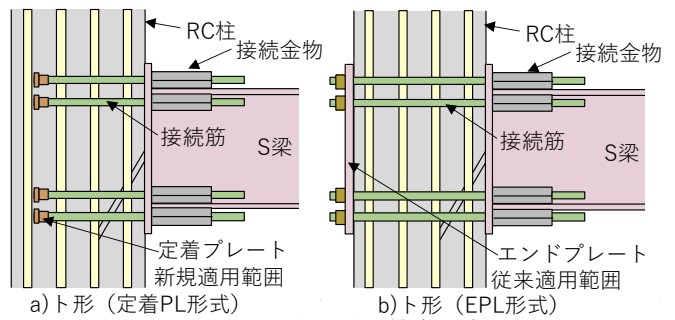


Fig. 2 本構法の接合形式

Exterior Joint Types of Proposed Structural Method

Table 1 試験体一覧
List of Specimens

	ト形No.1	ト形No.2	ト形No.3
実験変数	コンクリート強度		接合形式
接合部形式	定着PL		EPL
柱断面	400mm × 400mm		
柱主筋	12-D22 (SD685)		
鉄骨梁	BH-360 × 280 × 9 × 16 (SM490A)		
接続筋	3+2-D22上下(SD685)		
F _c	60		36
F _c '	51		36
軸力	-0.4 σ _y 'A _s ~ -0.4F _c 'A _c		
σ _B	52.2	38.2	39.8

F_c: 目標コンクリート強度 (N/mm²)、F_c': 軸力算定用コンクリート強度 (N/mm²)、A_c: 柱断面積 (mm²)、σ_y': 軸力算定用主筋降伏強度 (N/mm²)、A_s: 主筋全断面積 (mm²)、σ_B: コンクリート強度 (N/mm²)

Table 2 試験体に用いた鋼材の特性

Characteristics of Steel Material of Specimens

鉄筋径 or板厚	鋼種	適用箇所	弾性係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D22	USD685	柱主筋、接続筋	1.94E+05	702	893
D6	SD295	せん断補強筋	1.93E+05	(380)	543
t 9	SM490A	鉄骨梁ウェブ	2.05E+05	387	553
t 16	SM490A	鉄骨梁フランジ	2.07E+05	362	542
t 16	SM490A	エンドプレート	2.07E+05	358	553

(): 0.2%オフセット値

リート材料試験による圧縮強度(σ_B)をTable 1内に示す。

本実験では、柱梁接合部の破壊を先行させるため、接続筋および柱主筋には高強度鉄筋のUSD685を用いた。一般に、コンクリート強度を36N/mm²以下で設計された建物においては、コンクリート強度とのバランスを考慮すると、主筋にUSD685相当の高強度鉄筋を用いることは少ない。そこで、軸力算定用主筋降伏強度 (σ_y')を定義し、目標コンクリート強度が36N/mm²のト形No.2とト形No.3に関しては、SD490相当の柱主筋が用いられたものと想定しσ_y'=490 N/mm²として作用引張軸力を算定した (ト形No.1はσ_y'=685 N/mm²)。また、ト形No.1においては、目標コンクリート強度60 N/mm²に対して、材料試験による圧縮強度(σ_B)が若干下回ったため、σ_Bに近い値

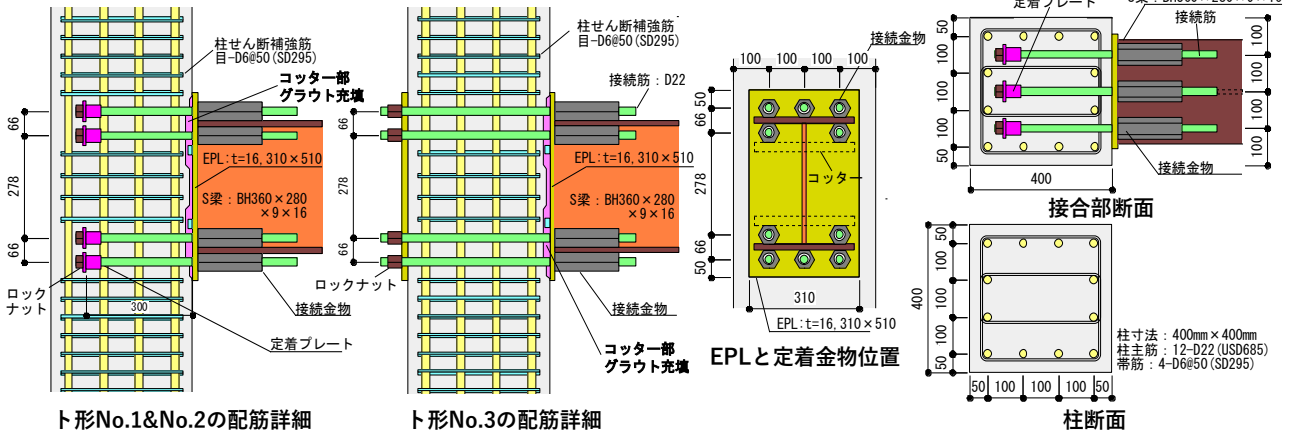


Fig. 3 試験体の断面詳細
Configurations of Specimen

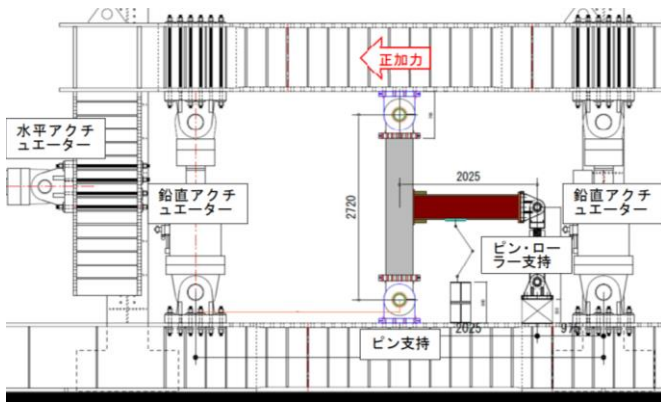


Fig. 4 载荷装置
Loading System

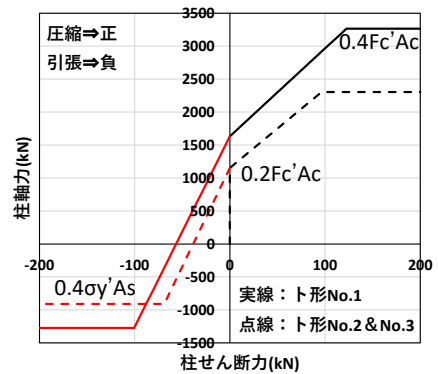


Fig. 5 変動軸力 (軸力と柱せん断力の関係)
Variable Axial Force

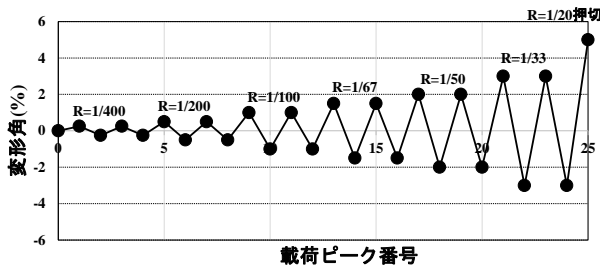


Fig. 6 代表的な载荷履歴
Typical Loading History

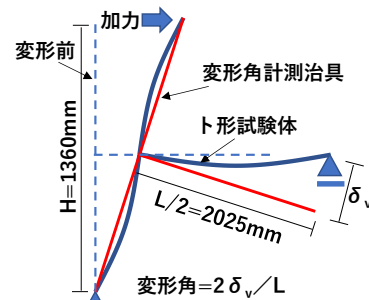


Fig. 7 変形角の測定
Measurement of Drift Angle

として、軸力算定用コンクリート強度(F_c')を 51N/mm^2 として、作用圧縮軸力を算定した(ト形No.2とト形No.3は $F_c'=36\text{N/mm}^2$)。

2.3 加力方法

Fig. 4に加力装置を示す。2台の鉛直アクチュエーターにより軸力を载荷し、柱脚をピン支持、梁端をピン・ローラー支持として、柱の上部ピン位置に水平アクチュエーターにより正負交番繰返しの水平力を载荷した。変動軸力は、柱せん断力に比例して増減させた。各試験体の柱の軸力とせん断力の関係をFig. 5に示す。長期軸力を $0.2 \cdot F_c' \cdot A_c$ とし、正側の最大軸力($0.4 \cdot F_c' \cdot A_c$)到達

点の柱せん断力は、接合部せん断耐力計算値の0.9倍とした。一方、負側の最大軸力($-0.4 \cdot \sigma_y' \cdot A_s$)到達点の柱せん断力は実建物を対象とした設計例を参考にRC柱の曲げ降伏耐力の1/2とした(記号はTable 1を参照)。ト形No.3に関しては、接合部形式の違いによる影響を把握するため、ト形No.2と同じ変動軸力を与えた。

加力サイクルは、変形角Rにより制御することとし、载荷点が右から左に移動する方向を正方向とした。

基本とした加力サイクルをFig. 6に示す。変形角Rは、Fig. 7に示すように、柱材軸方向の変形を拘束しないように柱上下のピン中心点にセットした計測治具から梁端ピン中心点と計測治具の相対鉛直変位を梁端ピン中心点か

ら接合部中心までの距離 (=2025mm) で除すことにより算定した。

3. 実験結果

3体の試験体について、Table 3に実験結果一覧、Fig. 8に柱せん断力-層間変形角関係、Photo1に最大耐力近傍の接合部の損傷状況を示す。なお、Table 3およびFig. 8中の接合部せん断耐力の計算値は、接合部有効せい D_c を、EPL形式は柱せい、定着PL形式は接統筋の定着長さとし、接合部の有効幅はエンドプレートと柱幅の平均として、靱性指針⁵⁾に示される(1)式により算定した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_c \quad (1)$$

ここに、 V_{ju} ：接合部せん断耐力[N]、 κ ：接合部形状係数(十字形：1.0、ト形：0.7)、 ϕ ：直交梁の有無による補正係数(両側直交梁付きの場合1.0、その他の場合0.85)、 F_j ：接合部せん断強度の基準値(=0.8 $\sigma_B^{0.7}$)[N/mm²]、 D_c ：柱せいor接統筋定着長[mm]、 σ_B ：コンクリート圧縮強度[N/mm²]、 b_j ：接合部の有効幅[mm]

最大耐力は、3体ともに圧縮軸力下の正側の方が、引張軸力下の負側よりも大きく、正側は接合部せん断耐力の計算値を大きく上回った。ト形No.1とト形No.3は1断面と2段目の両方の接統筋が降伏し、最終的には3体ともに接

合部がせん断破壊した。一方、引張軸力下の負側の最大耐力は、ト形No.2とト形No.3は接合部せん断耐力の計算値を上回ったが、ト形No.1はわずかに計算値に達しなかった。負側で最大耐力が小さい要因としては、変動軸力を与えたことで正側(圧縮軸力)の剛性が負側(引張軸力)と比べてかなり大きく、正負で架構剛性が極端に異なるため、正側において接合部破壊が先行し、その破壊の影響で負側の耐力が低下したことが考えられる。また、もう一つの要因としては、ト形No.1はコンクリート強度が高く、それに見合う接合部内のせん断補強筋量や鉄筋強度が不足していたことも考えられる。ト形No.1は、ト形No.2と比較してコンクリート強度が高いにも関わらず、ト形No.2と同じせん断補強筋比とし、せん断補強筋の強度は同一としてSD295の普通強度鉄筋を用いている。この要因については4章において解析的に検討する。

定着PL形式(ト形No.1、No.2)とEPL形式(ト形No.3)との比較では、EPL形式の方が接合部の有効断面が大きいことやエンドプレートの拘束効果により、定着PL形式に比べて耐力が高く、優れた変形性能を示した。

4. 非線形FEM解析による検討

前述の実験を対象に非線形FEM解析を行い、実験結果と解析結果の比較より、本構法の構造性能に対する解析精度を検証した。また、実験を実施していないケースについて、データを補うために、仮想試験体に対するFEM

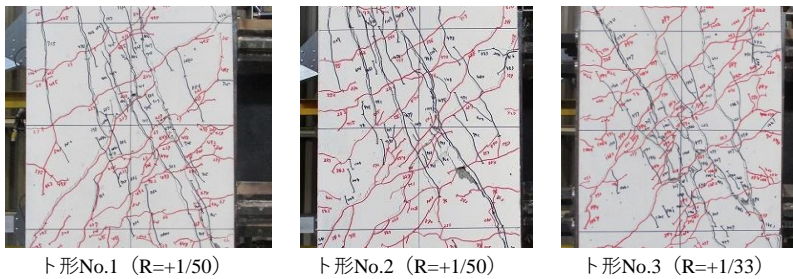


Photo 1 ト形試験体の破壊状況
Damage Conditions of Exterior Joint

Table 3 ト形試験体の最大耐力の一覧
List of Maximum Capacity of Exterior Joints

	実験最大耐力(kN)		接合部せん断耐力計算値(kN)	破壊モード
	正側	負側		
ト形No.1	215 (1.55)	-127 (0.92)	138	JBY ⇒JPS
ト形No.2	205 (1.84)	-136 (1.22)	111	JPS
ト形No.3	242 (1.58)	-198 (1.30)	153	JBY ⇒JPS

注) ()内は計算値に対する実験値の比
表中の値はすべて柱せん断力(kN)に換算
JBY：接統筋降伏、JPS：接合部せん断破壊

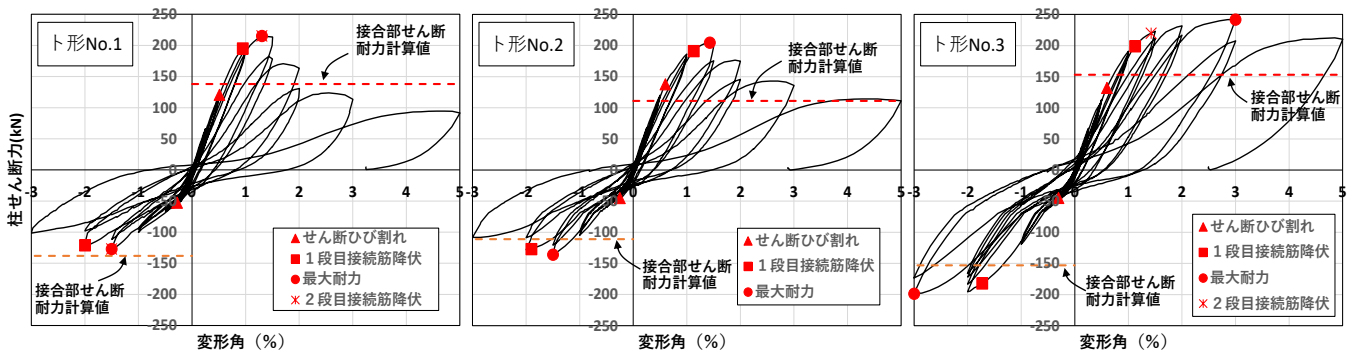


Fig. 8 ト形試験体の柱せん断力-変形角関係
Column Shear Force – Drift Angle Relationship

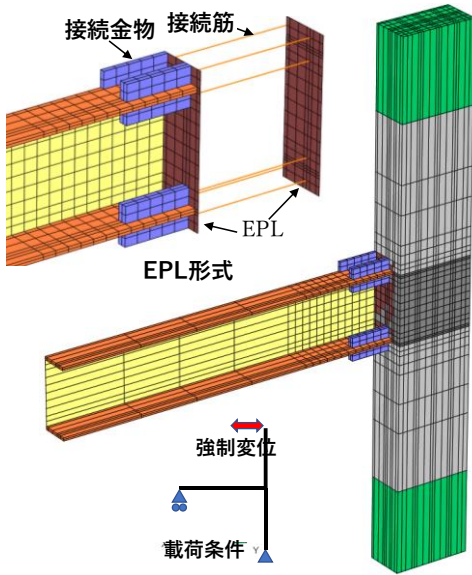


Fig. 9 解析モデル
Analysis Model

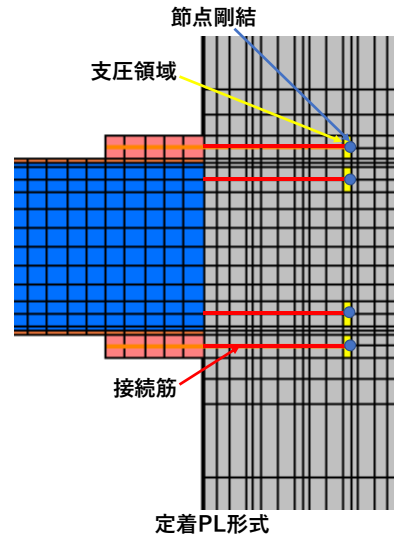


Fig. 10 定着端部のモデル化
Modeling of Anchor of Rebar

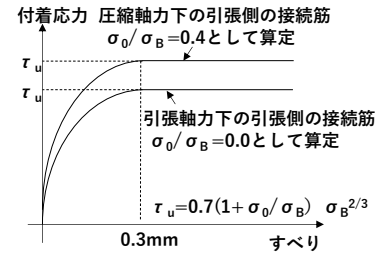


Fig. 11 接続筋の付着すべり関係
Bond Stress - Slip Relationship

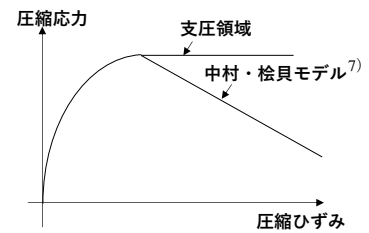


Fig. 12 支圧領域のモデル化
Modeling of Bearing Stress Region

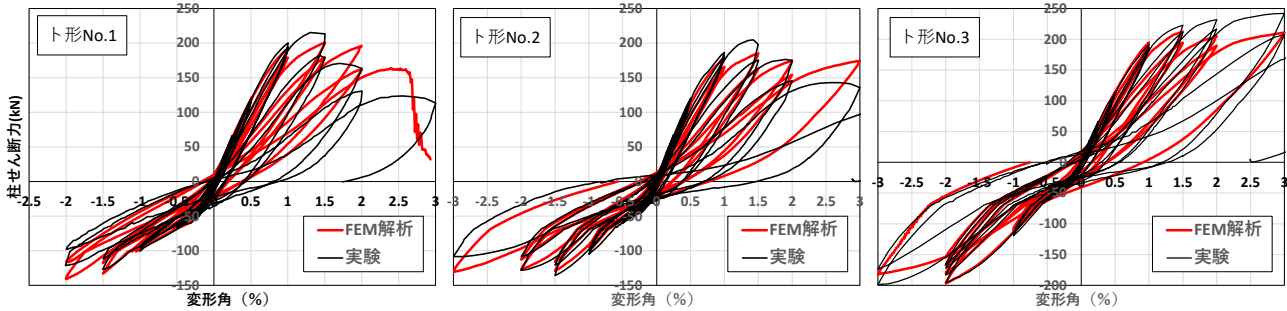


Fig. 13 実験とFEM解析の比較 (ト形試験体)
Comparison between FE Analysis and Test Results

解析により数値実験を行い、接合部せん断耐力について解析的に検討した。なお、文献⁴⁾において、本構法の十字形接合部に対する解析精度は検証済みで、本解析は、文献⁴⁾と同様の解析手法および解析モデルを用いた。なお、解析にはFINAL Version 11⁶⁾を用いた。

4.1 実験試験体を対象としたFEM解析

4.1.1 解析モデル Fig. 9に各試験体の解析モデルを示す。RC柱躯体、梁フランジ、接続金物は六面体要素でモデル化し、梁ウェブおよびエンドプレートは面外応力を考慮できる四辺形シェル要素を用いた。柱主筋と接続筋は、軸方向剛性のみを有するトラス要素でモデル化し、RC躯体の節点と別々に定義し、その間に接合要素を挿入して付着-すべり特性を考慮した。なお、RC柱および接合部内のせん断補強筋は、六面体要素内の埋込鉄筋として分散させてモデル化した。また、柱主筋および接続筋の付着強度は、靱性指針⁵⁾により算定し、付着強度時の相対すべりは0.3mmを仮定した。ただし、3試験体ともに変動軸力を与えた試験体であるため、接続筋とコンクリート間の付着応力-相対すべり関係は、正側の圧縮軸力下において引張側となる接続筋と、負側の引張軸力

下において引張側となる接続筋で、それぞれ最大付着強度を変化させた。最大付着強度は、靱性指針⁵⁾の通し主筋の付着強度式に基づき算定し、圧縮軸力下に引張側となる接続筋に対しては軸力による強度上昇を考慮し、引張軸力下に引張側となる接続筋に対しては軸力比(σ_0/σ_B)をゼロとして算定した (Fig. 11参照)。

定着プレートによる定着部分に関しては、コンクリートの節点と接続筋の節点を剛結合させることによりモデル化した。また、剛結合した節点には、局部的な応力が生じ、ひずみの局所化が懸念されたため、剛結合した節点の周囲の要素のみ (Fig. 10 (支圧領域) 参照)、支圧効果を考慮して、最大強度到達後はその強度を保持するモデルとした (Fig. 12)。なお、支圧領域以外の要素は、中村・楢貝モデル⁷⁾により、圧縮強度後の軟化特性を考慮した。その他、適用した材料構成則は文献⁴⁾と同じである。

4.1.2 解析結果と実験結果の比較 Fig. 13に各試験体の実験と解析の荷重-変形関係の比較を示す。また、Table 4に各解析と実験の最大耐力の比較を示す。解析では実験と同様の荷重履歴を与え、正側の変形角3%で解析を終了した。

定着PL形式のト形No.1およびNo.2に関しては、解析は正側の最大耐力が実験に比べて若干低めであったが、正側・負側ともに包絡線は実験と解析で概ね一致する結果となり、正側で最大耐力に至った後、負側の荷重が上昇しえない傾向も概ね良好に再現できた。

EPL形式のト形No.3に関しては、解析は実験に比べ最大耐力が若干低めであったが、正側・負側ともに実験の非線形挙動を良好な精度で再現できることを確認した。

以上より、ここで仮定した解析手法および材料構成則により、本構法における変動軸力下のト形接合部の非線形挙動および最大耐力を良好な精度で再現できることを確認した。ただし、大きな変形レベルにおける履歴性状には、解析と実験で差異が見られ、それらの解析精度に関しては今後の課題である。

4.2 FEM解析による数値実験

実験を実施していないケースについて、データを補足するために、FEMによる数値実験を実施した。ここでは、引張軸力下の定着PL形式の外柱接合部において、接合部内のせん断補強量が接合部せん断耐力に与える効果 (Case1)、および、段差梁が取り付く内柱接合部のせん断耐力 (Case2) について解析的に検討した。

4.2.1 外柱接合部のせん断補強量の検討 (Case1)

本実験における定着PL形式のト形No.1においては、引張軸力下において、最大耐力が計算値に達しなかった。この理由としては、前述のように圧縮軸力下における破壊が先行し、その影響が負側の耐力を低下させたことも一因と考えられるが、ト形No.1に関しては、コンクリート強度に対して接合部内のせん断補強量が不足していたことが挙げられる。ここで、せん断補強量は、接合部内せん断補強筋の降伏強度(σ_{wy})に接合部内のせん断補強筋比(p_{jw})を乗じた値で定義される。本実験におけるト形No.1とト形No.2の実験変数はコンクリート強度のみで、接合部内のせん断補強量は同じである(4-D6_4組($p_{jw}=0.3\%$), SD295 ($\sigma_{wy}=380\text{N/mm}^2$))。そこで、数値実験のCase1として、せん断補強量を増すことにより、接合部のせん断耐力が向上することを確認するために、ト形No.1の解析モデルにおいて、接合部内のせん断補強筋を4-D6_5組($p_{jw}=0.38\%$), SD785と増量・増強して解析を行った。

Fig. 14にFEM解析から得られた柱せん断力-変形角関係の比較を示す。接合部内せん断補強量を増すことで、ト形No.1の再現解析の最大耐力(正側201kN,負側-141kN)に対して、圧縮軸力下においては13%、負側においては23%上昇し、接合部の性能が改善されることがわかった。

靱性指数⁵⁾における接合部せん断耐力の計算式では、主に接合部内に形成される圧縮ストラット(アーチ機構)によってせん断力が伝達されることを想定しており、軸力とせん断補強筋量による影響は考慮されていない。一方、外柱接合部において引張側の軸力が作用する場合には、圧縮ストラットの負担割合が減り、接合部のせん断補強筋を介したトラス機構による接合部せん断力の伝達

割合が増加する。そのため、引張軸力下において十分な接合部せん断耐力を確保するためには、コンクリート強度とのバランスを考慮し、適切なせん断補強量を設計する必要があるものと考えられる。

以上の結果を考慮し、本構法における定着PL形式の外柱接合部において、過大な引張軸力が作用する場合には、下記の(2)式を満足するよう、接合部のせん断補強量に関する適用条件を設けた。この適用条件は、ト形No.2試験体において、圧縮軸力下、引張軸力下ともに、実験の最大耐力が接合部せん断耐力の計算値と比較して2割以上上回る結果であったことから、ト形No.2試験体のせん断補強量と同等以上の配筋がなされれば、計算値を上回る接合部せん断耐力を発揮できると考えて設定した。本適用条件は、コンクリート強度の上昇に伴うせん断耐力の上昇に応じて、必要なせん断補強量を確保できるように、せん断補強量を τ_u で除して基準化した値で定義した。(2)式の右辺の定数0.21は、ト形No.2試験体における材料試験結果に基づく σ_{wy} 、 p_{jw} および τ_u により算定された値である。

$$p_{jw} \cdot \sigma_{wy} / \tau_u \geq 0.21 \tag{2}$$

ここに、 σ_{wy} :せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]、 p_{jw} :接合部内のせん断補強筋比、 τ_u :(1)式による接合部せん断耐力 V_{ju} 時平均せん断応力度 ($\tau_u=V_{ju}/(b_j D_j)$) [N/mm²]、 D_j :接合部の有効せいで(1)式参照。

4.2.2 段差梁が取り付く内柱接合部の検討 (Case2)

段差梁が取り付く内柱梁接合部のせん断耐力について

Table 4 実験とFEMの最大耐力の比較
Comparison of Maximum Capacity

	実験値 (kN)		FEM解析 (kN)		FEM/実験	
	正側	負側	正側	負側	正側	負側
ト形No.1	215	-127	201	-141	0.93	1.11
ト形No.2	205	-136	185	-131	0.91	0.96
ト形No.3	242	-198	212	-197	0.88	0.99

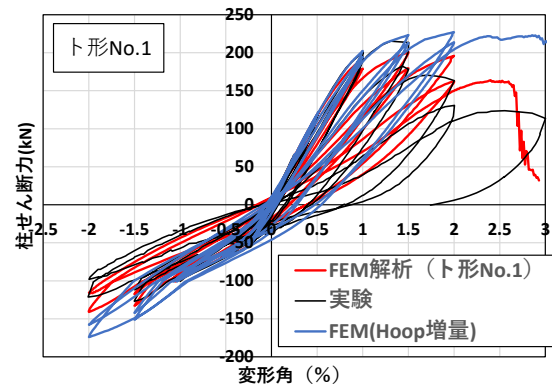


Fig. 14 接合部せん断補強量の影響
Effect of Increasing Hoop in Joint

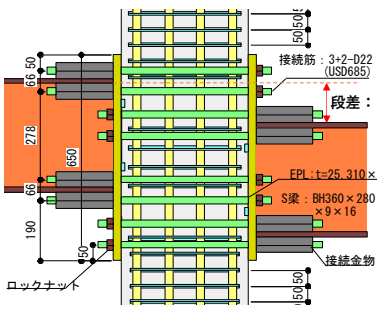


Fig. 15 段差梁接合部の詳細
Detail of Joint with Step Beam

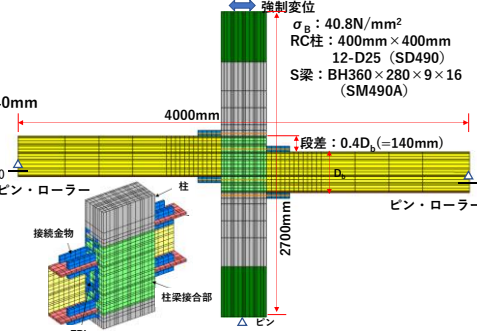


Fig. 16 段差梁接合部の解析モデル
Analysis Model for Joint with Step Beam

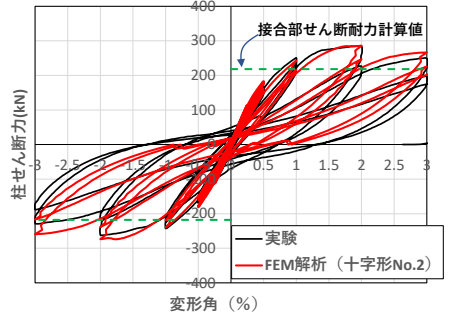


Fig. 17 試験体No.2のFEMと実験の比較⁴⁾
Comparison of FEM and Test for Spec.No.2

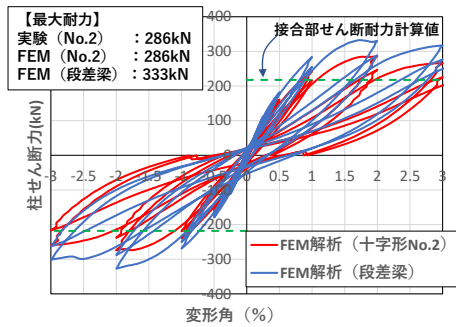


Fig. 18 段差梁接合部の解析結果
Analysis Results for Joint with Step Beam

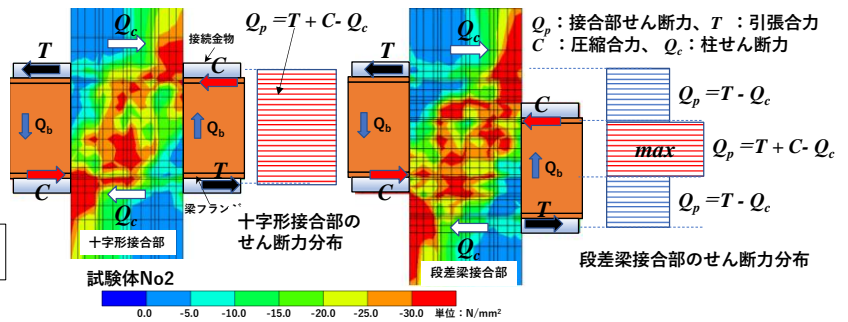


Fig. 19 接合部コンクリートの最小主応力コンターとせん断力分布
Contour of Minimum Principal Stress and Shear Force Distribution in Joint

FEM解析により検討した。Fig. 15に段差梁を有する仮想試験体の詳細を、Fig. 16に解析モデルを示す。ここでは文献³⁾に示す実験のうち、接合部せん断破壊に至った十字形架構のNo.2試験体（以下、十字形No.2試験体）を対象としたFEM解析モデル⁴⁾を基に左右の鉄骨梁に0.4D_b（D_b：梁せい）の段差を設けたモデルを用いて解析を実施した。材料定数、材料構成則、载荷条件など、鉄骨梁の段差以外の条件は十字形No.2試験体と全く同じとした。

Fig. 17に十字形No.2試験体を対象としたFEM解析と実験結果の荷重-変位関係³⁾の比較を示す。仮定した解析モデルおよび材料構成則により、十字形No.2試験体の最大耐力および非線形挙動を良好な精度で再現できることが文献⁴⁾において確認されている。

Fig. 18に段差梁接合部の解析より得られた荷重-変位関係を示す。段差梁接合部に関しては、段差のない接合部に比べて、最大耐力は15%程度大きい結果となった。

Fig. 19に段差の有無を変数とした接合部の最小主応力コンターおよび接合部内のせん断力分布を示す。柱梁接合部のコンクリートにおいては、Fig. 19に示す左右の圧縮合力(C)の作用点を結ぶ方向に圧縮応力の流れ（圧縮ストラット）が形成され、主に、その圧縮ストラットによりせん断力が伝達される。段差梁が取り付けられる場合は、段差がない場合と比べて、接合部内の最大せん断力が作用する領域（Fig.19の赤いハッチ部分）が狭まり、段差がない場合と比べて、圧縮ストラットの勾配が緩やかになる。そのため、圧縮ストラットの水平のせん断抵抗成分

が大きくなり、段差梁を有する方が、段差を有しない場合よりも最大耐力が大きくなったものと考えられる。

以上のことから、梁せいの0.4倍程度の段差を有する柱梁接合部は、段差を有しない接合部と比べて、せん断耐力は高まり、靱性指針に準拠した算定式により、安全側に評価できるものと考えられる。

5. まとめ

接統筋を用いた柱RC-梁S接合構法における外柱接合部の構造性能の把握を目的に、変動軸力下の静的繰返し载荷実験を実施した。また、実験を対象としたFEM解析を実施し、本構法における解析精度を確認した。さらに、FEMによる数値実験により、接合部せん断補強量が接合部せん断耐力に与える影響、および段差梁が取り付け内柱接合部の接合部せん断耐力について解析的に考察し、本構法における柱梁接合部の設計法を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 外柱接合部の3体の最大耐力は、圧縮軸力下においては、接合部せん断耐力の計算値を大きく上回ったが、引張軸力下の耐力は圧縮軸力下よりも小さく、定着PL形式のト形No.1の最大耐力は、計算値に僅かに達しなかった。
- 2) EPL形式は、定着PL形式よりも接合部耐力が高く、変形性能に富む特性を示した。これは、EPL形式は定着PL形式よりも接合部の有効断面積が大きい

いことやエンドプレートによる拘束効果によるものと推察される。

- 3) 非線形FEM解析により本実験試験体の非線形挙動を精度よく再現できる。
- 4) 外柱接合部において、接合部せん断補強量を変化させたFEM解析により、接合部のせん断補強量を増やすことで、特に引張軸力下の接合部耐力が向上する。
- 5) 外柱接合部において過大な引張軸力が作用する場合は、接合部せん断耐力が計算値を下回る場合があるため、接合部内に適切な量と強度のせん断補強筋を配筋する必要がある。
- 6) 本構法において段差梁が取り付く柱梁接合部は、段差のない十字形接合部よりも接合部せん断耐力は向上し、靱性指針に準拠した算定式により安全側に評価できる。

大空間を構築できるロングスパンを可能とするRC-S架構の選択肢の一つとして、今後、価値ある空間をより効率良く提供できるよう、本構法の活用を促進していきたい。

参考文献

- 1) 高見信嗣, 増田安彦, 吉岡研三: 柱RC・梁S混合構造の合理的設計法に関する研究(その1) - 梁貫通形式の接合部実験一, 大林組技術研究所報, No.51, 1995
- 2) 澁市克彦, 米澤健次, 穴吹拓也, 三井達雄: 高強度鉄筋を用いた柱RC-梁S架構の接合部せん断耐力に対する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.247-252, 2019.7
- 3) 澁市克彦, 米澤健次, 穴吹拓也, 大住和正, 三井達雄: 接続筋を用いた柱RC-梁S接合構法, 大林組技術研究所報, No.84, 2020
- 4) 米澤健次, 澁市克彦, 穴吹拓也, 三井達雄: 高強度鉄筋を用いた柱RC-梁S接合部架構に対するFEM解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.715-720, 2021.7
- 5) 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
- 6) K. Naganuma, K. Yonezawa, O. Kurimoto, H. Eto: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 586, 2004.8
- 7) H. Nakamura and T. Higai: 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

- 1) 高見信嗣, 増田安彦, 吉岡研三: 柱RC・梁S混合構造の合理的設計法に関する研究(その1) - 梁貫通