

柱梁接合部内鉄骨を省略した新型 RCS「MaRCSⅢ」構法の開発

－ 接合部鉄骨を簡素化し製作性を飛躍的に向上 －

成瀬 忠*1・前原 俊夫*2・堀 伸輔*1・岩岡 信一*3

Development of New Type RCS 「MaRCSⅢ」 Method Saving Steel Members within a Beam-Column Joint

－ Simplify the Composition of the Beam-Column Joint Steel, and Productivity －

Tadashi NARUSE, Toshio MAEHARA, Shinsuke HORI, Shinichi IWAOKA

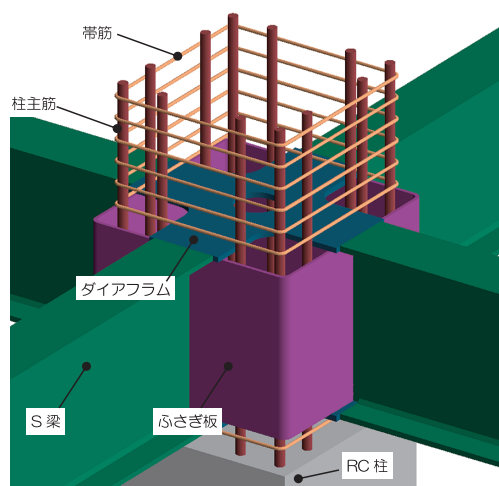


図-1 MaRCSⅢ構法の概要

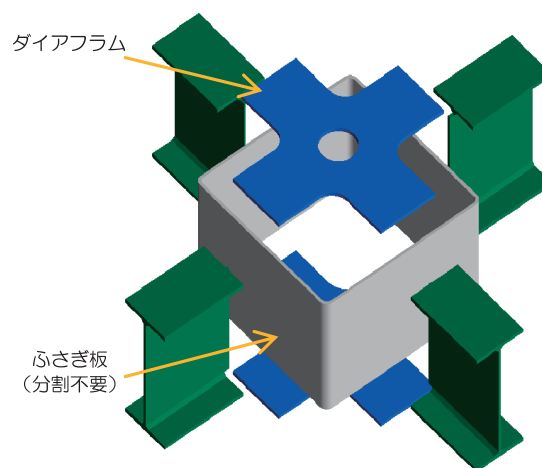


図-2 柱梁接合部鉄骨の構成

研究の目的

従来の RCS 構法は、梁鉄骨が柱梁接合部を貫通することで、梁からの曲げモーメント、せん断力をスムーズに接合部および柱に伝達することができた。新型 RCS では接合部内の鉄骨を省略しているが実験の結果から接合部の強度低下がほとんどないことが確認された。本研究は実験結果と非線形 FEM 解析により新型構法の接合部抵抗機構を明らかにし、実験値を精度よく評価する接合部強度式を構築することを目的とする。

技術の説明

従来の RCS 構法の柱梁接合部は、H 形鋼梁を十字形に組立てた後、接合部を囲う鋼板（ふさぎ板）を4分割して梁に溶接しているが、精度確保が難しく多くの手間がかかる。新型の「MaRCSⅢ」構法は、接合部内の鉄骨を省略し、ふさぎ板の上下に通しダイヤフラムを配置し、側面に梁を溶接して製作する。ふさぎ板内のフープ筋は省略する。ダイヤフラムは4隅を柱主筋が配置できるように切欠き、中央にはコンクリート打設用の孔を設けてもよい。梁貫通型に比べ接合部内の梁ウェブがないためコンクリートの充填性は格段に向上する。また、梁段差、偏心、最上階柱主筋の機械式定着、バンドプレートによる強度アップの各メニューも従来通り設計可能である。

主な結論

- ・ 新型 RCS 構法の接合部せん断強度は、RCS 構造より CFT（コンクリート充填鋼管）構造の抵抗機構に近い特徴を示し、CFT 構造の接合部強度式を本構法の構造に合致するように修正することで実験結果を精度よく評価することができる。
- ・ 梁段差、梁偏心がある場合、および最上階柱主筋を機械式定着とした場合の接合部強度を FEM 解析、既往文献による実験結果により安全に評価できることを示した。
- ・ バンドプレートを設けることにより約 12%強度が上昇することを実験で確認した。

*1 本店 技術研究所 防災・構造研究室
*3 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発グループ

*2 本店 建築事業本部 構造設計部 構造第1グループ

柱梁接合部内鉄骨を省略した新型RCS「MaRCSⅢ」構法の開発

成 瀬 忠^{*1} 前 原 俊 夫^{*2}
堀 伸 輔^{*1} 岩 岡 信 一^{*3}

要 旨

柱RC梁S構造は、S造に比べて柱を安価なRC造とすることにより躯体コストダウンを可能とする技術である。この場合、柱梁接合部を貫通する鉄骨梁のウェブがあるために横補強筋を省略し、その代替としてふさぎ板と呼ばれる鋼板で柱梁接合部を被覆する。しかし、ふさぎ板はX、Y方向の鉄骨梁を十字形に組立てたのち4分割して手溶接で接合するしかないため作業が煩雑であり、しかもふさぎ板は構造体なので高い加工、出来形精度を要求される。今回開発した「MaRCSⅢ」構法は、接合部内の鉄骨を省略することにより、ふさぎ板に鋼管形状の鉄骨をそのまま使用することを可能とする。また、接合部の強度がS梁貫通型の従来の柱RC梁S構造と比べてほとんど低下しないことを構造実験および解析により確認した。また、非線形FEM解析により梁端部にヒンジを設けた場合でも安定した性能の架構となることを確認した。

キーワード 建築構造／柱RC梁S構造／柱梁接合部／せん断強度／支圧強度／構造実験／FEM解析

目 次

- | | |
|-------------|-------------------|
| 1. はじめに | 5. 支圧強度の検討 |
| 2. 構造実験概要 | 6. FEM解析による変形性能検証 |
| 3. 構造実験結果 | 7. おわりに |
| 4. せん断強度の検討 | |

DEVELOPMENT OF NEW TYPE RCS 「MaRCSⅢ」 METHOD OMITTING STEEL MEMBERS WITHIN A BEAM-COLUMN JOINT

Tadashi NARUSE
Shinsuke HORI

Toshio MAEHARA
Shinichi IWAOKA

Synopsis:

RC Column-S Beam structures are targeted for logistics facilities and commercial centers, to reduce the construction cost of columns replacing S-column with RC. In this method, the lateral hoops are removed to avoid crossing into web of S-beam, and cover plates are placed to complement for them. Unfortunately cover plate must be divided into 4 parts of L-shaped plates in advance, and welded to S-beam by hand. This process requires much accuracy and is relatively troublesome.

In view of this problem, we have developed new type of RC-column and S-beam structure 「MaRCSⅢ」. This method can omit S-beam parts in beam-column joint in order to utilize box shaped column. Result of structural experiment and analysis shows that the strength of joint is not so much different as traditional method. And FEM analyses confirm the stability of frame structure with beam end hinge.

* 1 本店 技術研究所 防災・構造研究室
* 3 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発 G

* 2 本店 建築事業本部 構造設計部構造第 1 G

1. はじめに

1.1 開発の背景

柱 RC（鉄筋コンクリート）梁 S（鉄骨）構造は、主に物流施設、商業施設などの柱 1 本当たりの積載荷重が大きい建物に適した構造で、柱を S 造に比べて安価な RC 造とすることにより躯体コストダウンを可能とする技術である。大半の大手ゼネコンが保有する技術であるが、すべて S 梁が柱梁接合部内を貫通する点は共通である。このとき、柱梁接合部内の横補強筋は S 梁のウェブを貫通させなければならず、分割してウェブを貫通させた後に継手接合して閉鎖形にしなければならないため、大変な労力を要する。このため一般的には図-1 に示すようなふさぎ板と呼ばれる鋼板で柱梁接合部を被覆することで横補強筋の機能を代替させている。ふさぎ板にすることで S 梁ウェブを貫通する作業はなくなったが、X、Y 方向の S 梁を十字形に組立てたのちにふさぎ板を接合するためには、結局ふさぎ板を事前に L 形に 4 分割して手溶接で接合するしかない。

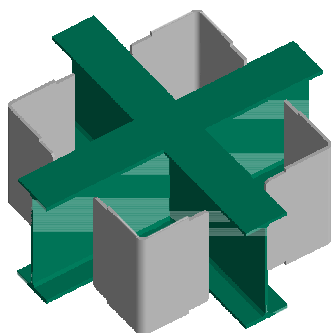


図-1 梁貫通型の柱 RC 梁 S 構造の鉄骨組立て手順

1.2 構法の概要

(1) 標準タイプ

本報の柱梁接合部で一般階の場合の接合部の形式を図-2 に示す。本構法による接合部は図-3 の接合部鉄骨組立て図に示すようにふさぎ板内の鉄骨を取り除き、ふさぎ板の上下に十字形のダイアフラムを配置する。十字形のかどは応力集中を緩和させるため板厚の 2.5 倍以上の R を設ける。ふさぎ板の高さは S 梁のウェブ高さと等しくすることにより、ふさぎ板にはダイアフラム用の切欠きを設ける必要がない。S 梁のフランジはダイアフラムと、ウェブはふさぎ板と溶接する。スカラップはノンスカラップか改良スカラップとする。ふさぎ板内の横補強筋（帯筋）は配置しない。上下ダイアフラムにはコンクリートの充填のための孔を設けてもよい。

(2) バンドプレート

柱梁接合部の上下に図-4 に示すようなバンドプレートと称する帯状程度の高さのふさぎ板を設けることにより、柱梁接合部のせん断強度および支圧強度を増加させるこ

とができる。上側のバンドプレート高さは、スラブ内に埋設されるように小さくし、下側は柱梁接合部コンクリート打設時の型枠として兼用できるように高くしてもよい。バンドプレートとダイアフラムは施工時に位置がずれない程度に外面を隅肉溶接する。また、ふさぎ板とは接合する必要はない。

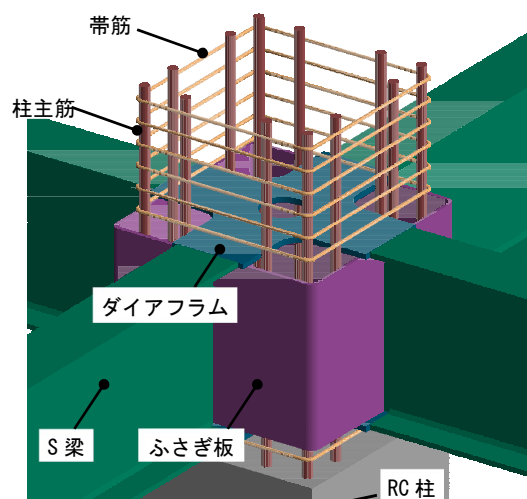


図-2 MaRCSⅢ構法の概要



図-3 MaRCSⅢ構法の鉄骨組立て

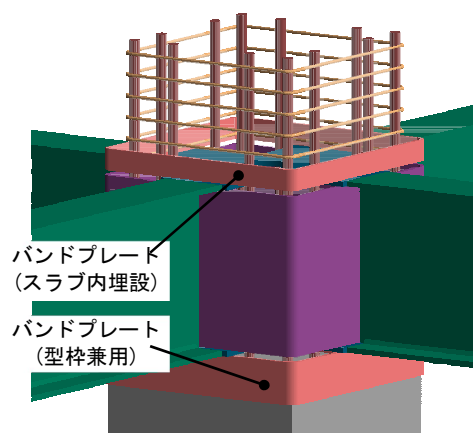


図-4 バンドプレートを設ける場合

(3) 段差および偏心接合部

柱梁接合部に4方向から取り付く梁は、図-5に示すように鉛直方向の段差を最大で梁せい高さまで設けることができる。このとき、中間のダイアフラムをまたぐふさぎ板どうしは突き合わせ溶接する。

また、図-6に示すように柱心と梁心を平面方向に最大柱幅の1/6まで偏心させることができる。このとき、柱主筋の2段配筋するスペースが確保できない場合には、ダイアフラムに孔を設けて柱筋を貫通させてもよい。

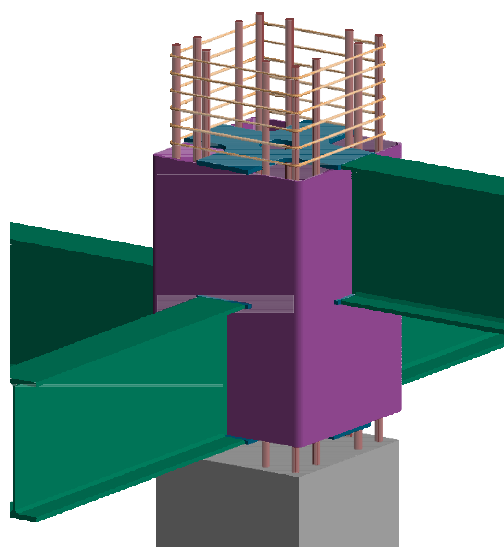


図-5 梁に段差がある場合

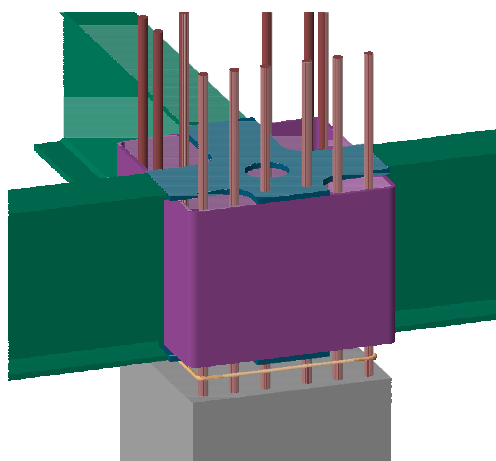


図-6 柱と梁が偏心する場合

(4) 最上階

最上階の接合部を図-7に示す。柱主筋定着は定着金物とし、定着部拘束筋で補強する。また、上階がS造の柱で根巻き柱脚となる場合には図-8に示すように柱主筋をそのまま延長して定着させてもよい。

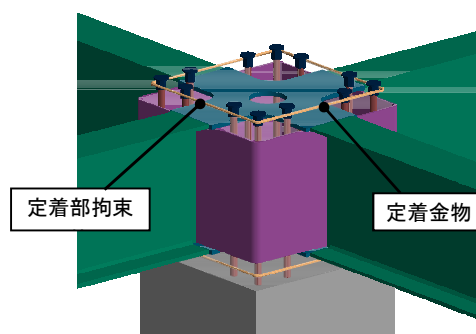


図-7 最上階の接合部

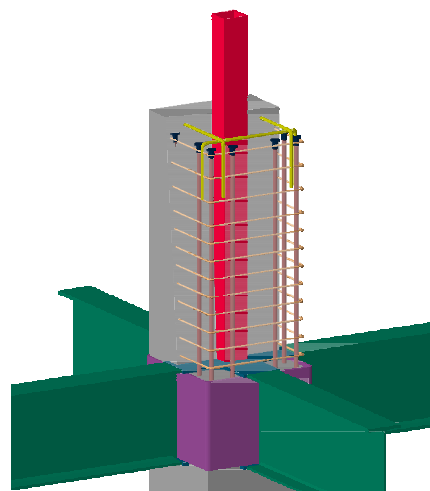


図-8 上階がS柱根巻き柱脚の場合

2. 構造実験概要

接合部の構造性能を把握することを目的として(一財)日本建築総合試験所において構造実験を実施した。

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1、試験体の形状寸法を図-9に示す。試験体は、実建物の約1/3の縮尺を想定し、十字形試験体4体(D-1～D-4)およびト字形試験体1体(D-5)の計5体である。フランジとダイアフラムは一枚板から製作し、同断面とした。実験因子は、架構形状(十字形、ト字形)、柱コンクリートの目標圧縮強度(36 N/mm², 60 N/mm²)、梁鉄骨のフランジ厚さ(22mm, 28mm)、ふさぎ板の厚さ(PL-4.5, PL-9)、バンドプレートの有無である。D-1は柱梁接合部内の鉄骨ウェブが省略され、ふさぎ板を併用した基準試験体であり、D-2は柱コンクリートの目標圧縮強度を60N/mm²とした試験体、D-3はふさぎ板厚さを9mmとした試験体、D-4はバンドプレートを併用した試験体、D-5はト字形部分架構形状であり、直交梁が柱芯に対して偏心した試験体である。直交梁の偏心量は58mm(柱せいの1/6)としている。各試験体ともに、破壊形式が接合部せん断破壊型もしくは支圧破壊型となるよう計画している。使用したコンクリート、鉄筋、鋼板の材料の力学的性能を表-2に示す。

表-1 試験体の諸元

試験体名	架構形状	F _c (N/mm ²)	柱	加力梁・直交梁		ふさぎ板		備考
			断面 B _c ×D _c (mm)	断面 (mm)	鋼種	断面 (mm)	鋼種	
D-1	十字形	36	350×350	BH-320×110×6×22	SM 490 A	PL-4.5	SS400	—
D-2		60				PL-9		—
D-3		36				PL-4.5		—
D-4								バンド PL(PL-.5(SS400))
D-5	ト字形			BH-320×110×6×28		PL-4.5		直交梁偏心量:58mm(Dc/6)

注)階高: $H=2100$ mm、スパン: $L=3500$ mm、 F_c : コンクリート目標圧縮強度

B_c : 柱幅、 D_c : 柱せい、柱軸力: $N=0.2\sigma_B \cdot B_c \cdot D_c$ 、 σ_B : コンクリート実圧縮強度

(b) 鉄筋

使用部位	呼び名 (鋼種)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱主筋	D19 (SD390)	446	613	22
柱帯筋	S6 (KSS785)	835	1080	13

1) σ_y : 降伏点、 σ_u : 引張強さ

2) 上表中の試験値は、各3体の平均値を示す。

(c) 鋼板

使用箇所	使用試験体	公称厚さ (材質)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
梁ウェブ	全試験体	PL-6 (SM490A)	406	547
梁フランジ/ ダイアフラム	D-1,D-2, D-3,D-4	PL-22 (SM490A)	347	533
	D-5	PL-28 (SM490A)	337	540
ふさぎ板	D-1,D-2, D-4,D-5	PL-4.5 (SS400)	248	353
バンドプレート	D-4	PL-9 (SS400)	294	438

1) σ_y : 降伏点、 σ_u : 引張強さ

2) 上表中の試験値は、各3体の平均値を示す。

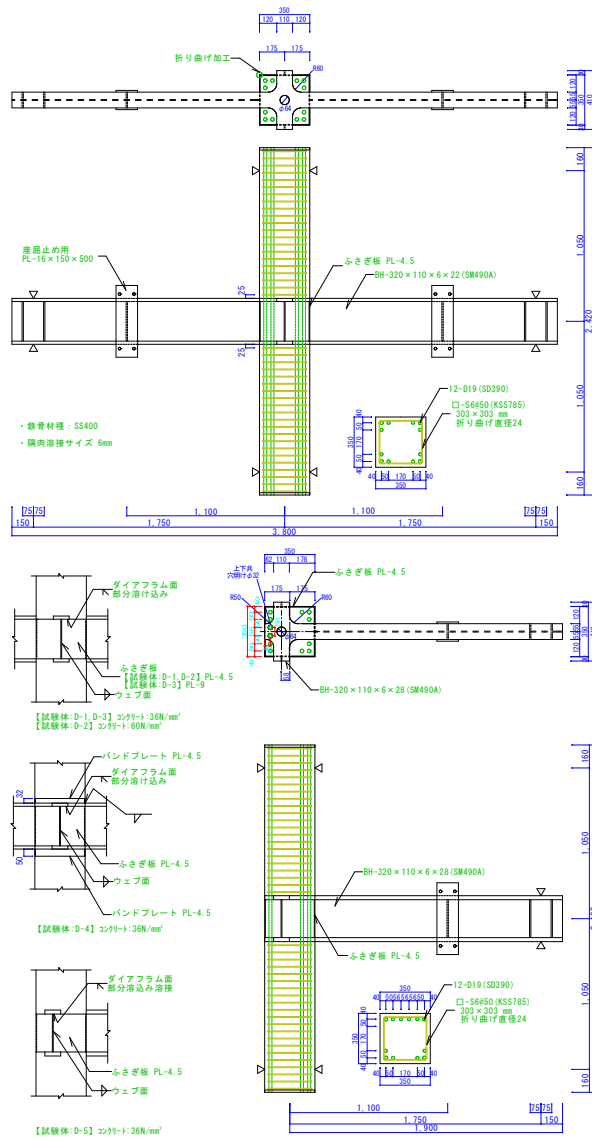


図-9 試験体の形状寸法

表-2 使用材料

(a) コンクリート

使用試験体	σ_B (N/mm ²)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
D-1,D-3,D-4	40.4	2.77	28.4	3.26
D-2	65.7	2.99	31.5	4.75
D-5	44.5	2.69	29.7	3.25

1) σ_B : 圧縮強度、 ε_{co} : σ_B 時ひずみ度

E_c : ヤング係数、 σ_t : 引張強度

2) 上表中の試験値は、3体の平均値を示す。

2.2 加力方法

(1) 加力装置

図-10に示すように、柱に一定軸力を加えた状態で、上下柱端部をピン・ローラー支持し、押し引き型油圧ジャッキにより梁鉄骨先端を加力した。十字形試験体では両梁先端の加力点の変位量を逆対称に制御した。

梁鉄骨の横座屈を防止するため、左右の梁鉄骨には振れ止め装置を1箇所ずつ設けた。載荷軸力は、軸力比 $\sigma_0 = N / (\sigma_B \times B_c \times D_c) = 0.2$ とした。ここで、 σ_B は表-2(a)に示す柱コンクリートの実圧縮強度である。

(2) 加力サイクル

加力サイクルは、目標層間変形角 $R=5 \times 10^{-3}$ rad において1サイクル、 $R=10, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3}$ rad において2サイクルずつの正負交番繰返し载荷を行った後、正加力方向 $R=100 \times 10^{-3}$ rad への一方向载荷とした。ここで、正加力方向とは、図-10中の右側の梁を上向きに、左側の梁を下向きに加力する方向とする。



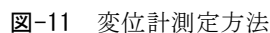
(1) 变位

$$R = (R1 + R2) / 2 \quad [1]$$

$$R1 = (D1 - v_0) / (L / 2) \quad [2]$$

$$R2 = (-D2 + v_0) / (L / 2) \quad [3]$$

L : スパン(=3500mm)

 v_0 : 測定の基準点移動に伴う補正変形量

ひずみは、柱主筋、柱帯筋、梁鉄骨フランジおよびウ

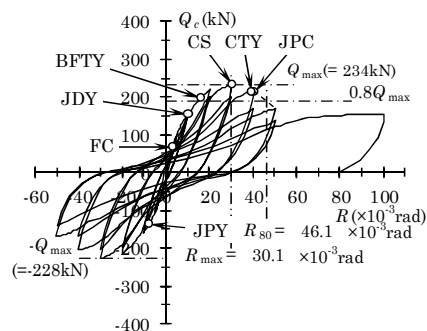
卜字形試験体 (D-5 試験体)

図-12 ひずみ測定位置

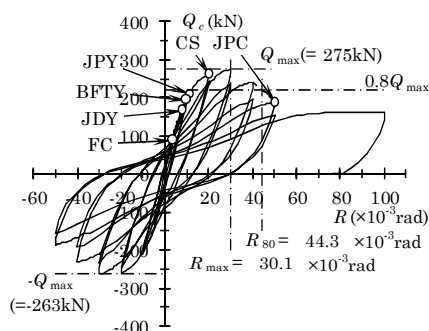
3. 構造実験結果

3.1 荷重－変形関係および破壊状況

各試験体の Q_c － R 関係を図-13 に、十字形試験体の Q_c － R 関係包絡線を図-14 に示す。 Q_c は層せん断力、 R は層間変形角を示し、 R_{80} は、耐力が最大耐力 Q_{max} の80%に低下した時の層間変形角とした。図中には、主な現象を併記した。

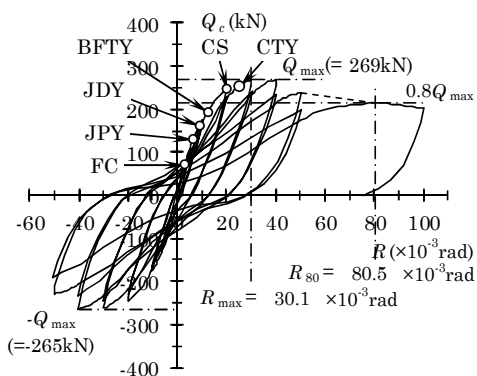


【試験体:D-1】

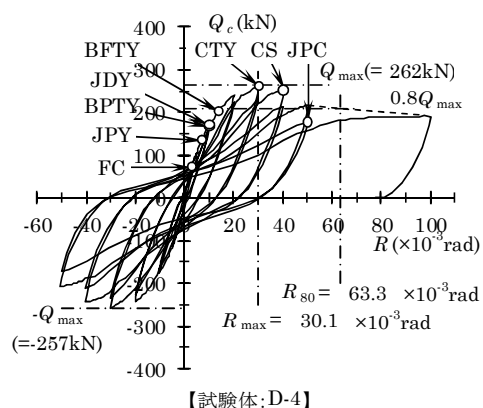


【試験体:D-2】

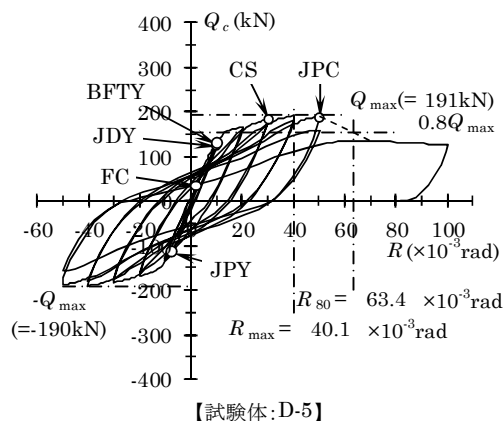
【発生現象】
 FC：梁鉄骨フランジ－柱コンクリート界面の開き
 CS：加力梁フランジの直上直下のコンクリートの圧壊
 JPC：ふさぎ板－直交梁鉄骨フランジ溶接部の亀裂
 CTY：柱主筋の引張降伏
 BFTY：梁フランジの引張降伏
 JDY：ダイアフラムの引張降伏
 JPY：ふさぎ板のせん断降伏
 BPTY：バンドプレートの引張降伏



【試験体:D-3】



【試験体:D-4】



【試験体:D-5】

図-13 Q_c － R 関係

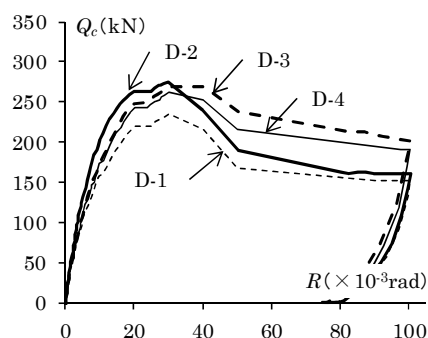


図-14 Q_c － R 関係包絡線（正加力時，十字形試験体）

接合部内のふさぎ板のせん断降伏（JPY）は、せん断ひずみがせん断降伏ひずみに達した時点を表す。各試験体ともに、 $R=+2.0 \sim +3.2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時にフランジと柱コンクリートの界面が開き（FC）、 $R=9.5 \sim 16.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時にフランジの引張降伏（BFTY）、フランジ直上直下のコンクリートが圧壊（CS）する前後で最大耐力に達した。最大耐力以降、柱コンクリートの圧壊を経て、耐力低下した。ここで、バンドプレートを用いた D-4 は、圧壊が発生する以前の $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時に、バンドプレートが引張降伏（BPTY）した。なお、D-4 のコンクリート圧壊は、バンドプレート直上直下のコンクリートの損傷度合いから判断した。最大耐力以降、ふさぎ板厚が 4.5mm の D-1、D-2、D-4、D-5 では直交梁が回転し、ふさぎ板内部のコンクリ

ートに圧縮力が作用したことにより、ふさぎ板は面外変形を生じ、ふさぎ板－直交梁鉄骨フランジ溶接部に亀裂の発生（JPC）が確認された。また、ト字形試験体 D-5 では 11 サイクルの $R = -29.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時にふさぎ板溶接部に亀裂が生じ、押切時の $R = +40.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に破断に至った。一方ふさぎ板厚が 9mm の D-3 は、ふさぎ板に面外変形や溶接部の亀裂などは確認されなかった。

(1) コンクリート強度の影響（D-1, D-2）

コンクリート強度を 60N/mm^2 とした D-2 の最大耐力 $Q_{\max}$ は、 36N/mm^2 とした D-1 の 1.18 倍であったが、限界層間変形角 R_{80} は同程度であった。

(2) ふさぎ板の板厚の影響（D-1, D-3）

ふさぎ板の板厚を 9mm とした D-3 の最大耐力 $Q_{\max}$ は、板厚 4.5mm とした D-1 の 1.15 倍、限界層間変形角 R_{80} は D-1 よりも $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上大きくなり、最大耐力後の耐力低下の度合いは緩やかとなった。

(3) バンドプレートの影響（D-1, D-4）

バンドプレートを用いた D-4 の最大耐力 $Q_{\max}$ は、D-1 の 1.12 倍、限界層間変形角 R_{80} は D-1 よりも $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上大きくなり、最大耐力後の耐力低下の度合いは緩やかとなった。

(4) 梁貫通型 RCS との比較

D-1 と同じ柱、梁断面の梁貫通型（MaRCS II 構法）試験体である No.6 の荷重－変形角関係との比較を図-15 に示す。No.6 も D-1 と同じく接合部せん断破壊型試験体である。ふさぎ板厚は D-1 が 4.5mm、No.6 は 3.2mm である。最大耐力は No.6 の正側が $R = +20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、負側が $-30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、D-1 は正負とも $\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で到達し、梁せん断力で No.6 が 148kN であるのに対し D-1 は 139kN で No.6 の 93.9% である。剛性、最大耐力ともに本構法の D-1 が No.6 よりやや低下する。

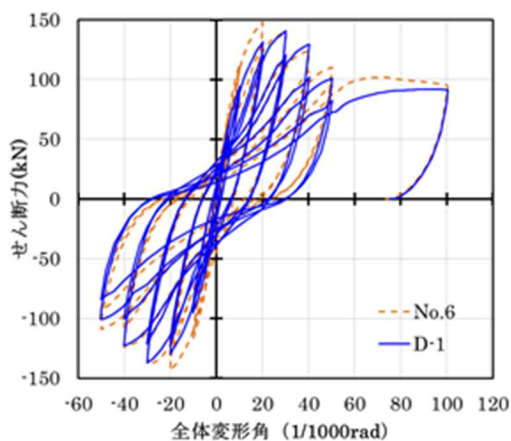


図-15 梁貫通型試験体 (No. 6) との比較

3.2 変形成分

各試験体の層間変形角 R に対する柱、梁、接合部の各変形成分比の推移を図-16 に示す。 θ_{ca} は柱の変形成分、 θ_{ga} は梁の変形成分、 γ_{pa} は接合部の変形成分、 $Q_{\max}$ は各試験体の最大耐力時を示す。以下に、実験因子と変形成分の割合との関係を述べる。

- ・ 載荷初期では、各試験体とも梁の変形成分が卓越した。
- ・ 最大耐力時では、試験体 D-1 および D-4 では接合部の変形成分 γ_{pa} が卓越し、D-3 では梁の変形成分 θ_{ga} と接合部の変形成分 γ_{pa} は概ね同等となった。
- ・ ふさぎ板の板厚を 9mm とした D-3 と 4.5mm とした D-1 の接合部の変形成分 γ_{pa} を比較すると、D-3 の方が γ_{pa} の値が小さな値を示す傾向が見られた。ふさぎ板厚を厚くすることにより、柱梁接合部の損傷が抑制されたと考えられる。
- ・ バンドプレートを用いた D-4 と用いていない D-1 の接合部変形成分 γ_{pa} を比較すると、D-1 の方が γ_{pa} の値が小さくなる傾向が見られた。これは D-4 の方が接合部入力せん断力が大きい値まで接合部が破壊しなかったためと考えられる。
- ・ 試験体 D-2 では、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、柱の変形成分 θ_{ca} が負方向に増加している。これは試験体の変形に対して接合部周りの測定用ボルトの追従性が良好ではなかったためと考えられる。

これら変形成分比の推移の状況より、各試験体の破壊形式は、試験体 D-1, D-4 では接合部せん断破壊、D-3 は支圧破壊、D-5 は梁曲げ破壊とし、試験体の破壊状況より D-2 は接合部せん断破壊とする。

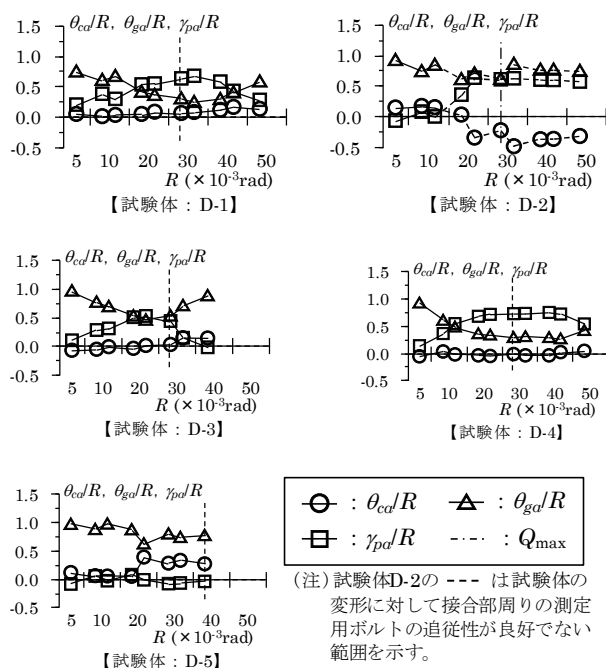


図-16 変形成分比の推移（正加力時）

3.3 各部のひずみ

(1) ダイアフラム・フランジ

ダイアフラム・フランジひずみ ε_{Di} , ε_{Fi} 分布を図-17に示す。同図中に示すように、 ε_{Fi} は柱梁梁端部の梁鉄骨フランジひずみ、 ε_{Di} は柱梁接合部内のダイアフラムひずみである。なお、同図中の ε_{Dic} は3軸ひずみゲージの加力梁軸方向ひずみの読み値である。各試験体ともに、特に顕著なひずみを示したのは柱梁柱梁接合部内の ε_{D3} (試験体 D-1~D-4) または ε_{D1} (試験体 D-5) のひずみである。同ひずみは、試験体 D-1 では $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、試験体 D-2~D-5 では $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、それぞれ引張降伏ひずみ σ_y に達し、その後各試験体とも、塑性ひずみが急激に増加した。

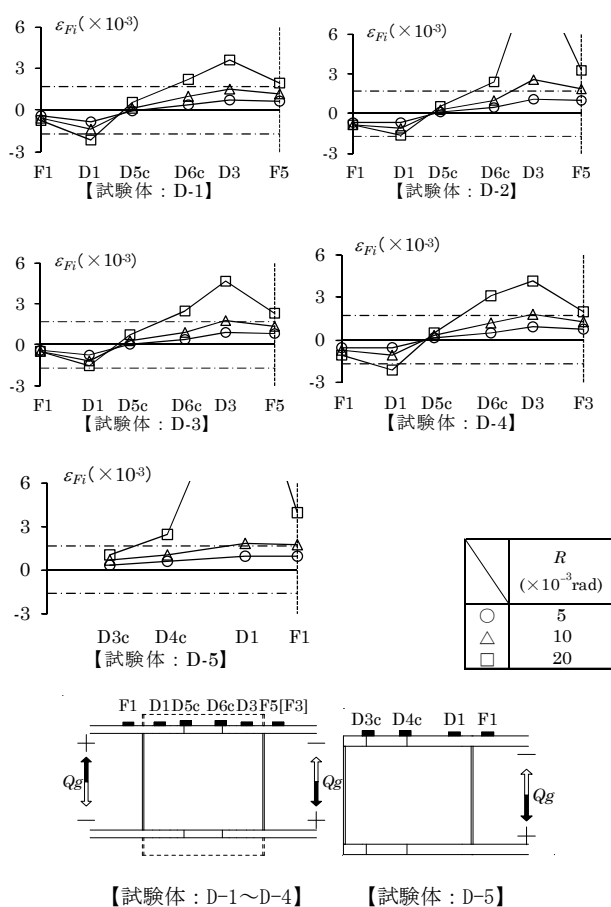


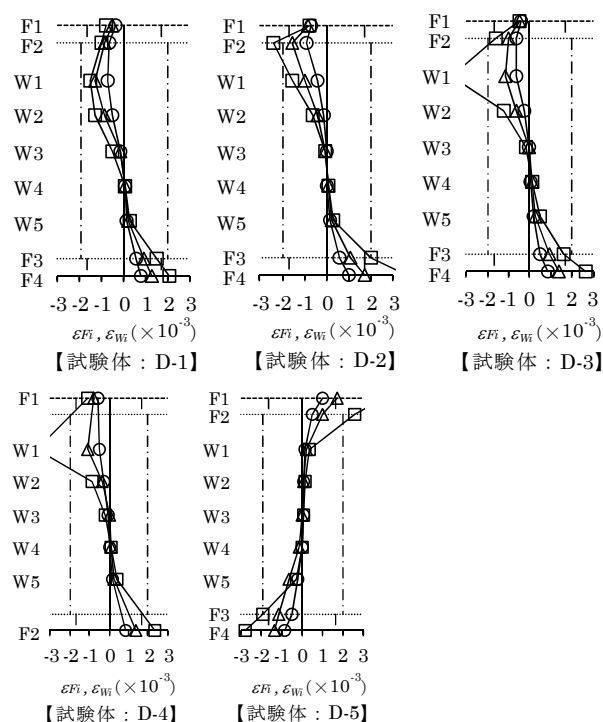
図-17 ダイアフラム・フランジひずみ分布 (正加力時)

(2) 梁鉄骨断面ひずみ分布

柱梁梁端部の梁鉄骨断面ひずみ ε_{Fi} , ε_{Wi} 分布を図-18に示す。同図中に示すように、 ε_{Fi} は柱梁梁端部のフランジひずみ、 ε_{Wi} は柱梁梁端部のウェブひずみである。・十字形試験体 D-1~D-4 の曲げ圧縮側では、部材角の進展とともに、ウェブ、フランジの境界近傍ひずみ ε_{F2} , ε_{W1} が、フランジ最外縁ひずみ ε_{F1} より卓越し、D-2 では ε_{F2} , D-3 および D-4 では ε_{W1} が、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までにそれぞれ圧縮降伏ひずみ ε_y に達した。これは接合部内

部に発生した圧縮ストラットが $F2$, $W1$ 近傍のふさぎ板に作用し、ウェブに圧縮力として伝達したためと考えられる。

・ト字形試験体 D-5 では、部材角の進展とともにフランジ最外縁ひずみ ε_{F1} および ε_{F4} が卓越し、曲げ引張側の ε_{F1} は、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに引張降伏ひずみ ε_y に、曲げ圧縮側の ε_{F4} は、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに圧縮降伏ひずみ ε_y にそれぞれ達した。一方、フランジひずみと比較して、ウェブひずみ ε_{W1} , ε_{W2} , ε_{W3} , ε_{W4} , ε_{W5} については、曲げ引張側、曲げ圧縮側ともに、小さなひずみに留まっている。



--- : 降伏ひずみ (ε_y)
 $\varepsilon_y = 1.98 \times 10^{-3}$ (使用部位:ウェブ 試験体:全試験体)
 $\varepsilon_y = 1.69 \times 10^{-3}$ (使用部位:フランジ 試験体:D-1~D-4)
 $\varepsilon_y = 1.64 \times 10^{-3}$ (使用部位:フランジ 試験体:D-5)

(注) 引張ひずみを正とする。

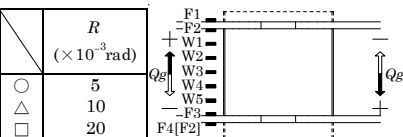


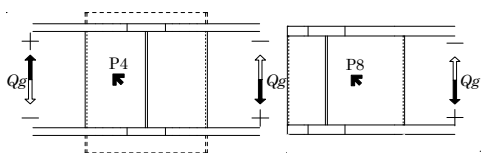
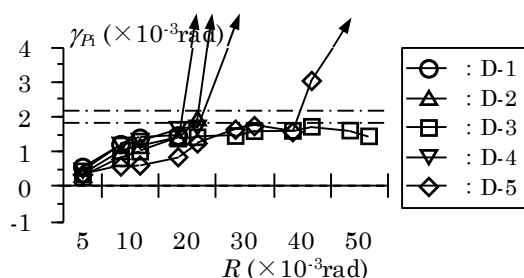
図-18 梁梁端部の鉄骨断面ひずみ分布 (正加力時)

(3) ふさぎ板せん断ひずみ

ふさぎ板のせん断ひずみ γ_{PLi} の推移を図-19に示す。

・ふさぎ板厚さが 4.5mm の十字形試験体 D-1, D-2, D-4 では、 $R=\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、ト字形試験体 D-5 では、 $R=\pm 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、ふさぎ板がせん断降伏ひずみ γ_y に達し、その後塑性ひずみが急増した。

・ふさが板厚さが 9mm の十字形試験体 D-3 では、最終変形まで、ふさが板はせん断降伏ひずみ γ_y に達しなかった。



【試験体：D-1~D-4】 【試験体：D-5】

図-19 ふさが板せん断ひずみの推移 (正加力時)

(4) 柱主筋ひずみ

$R=+30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時の柱主筋ひずみ ε_{Ci} 分布を図-20 に示す。各試験体ともに、最大耐力時程度までひずみの分布は直線性を保っている。

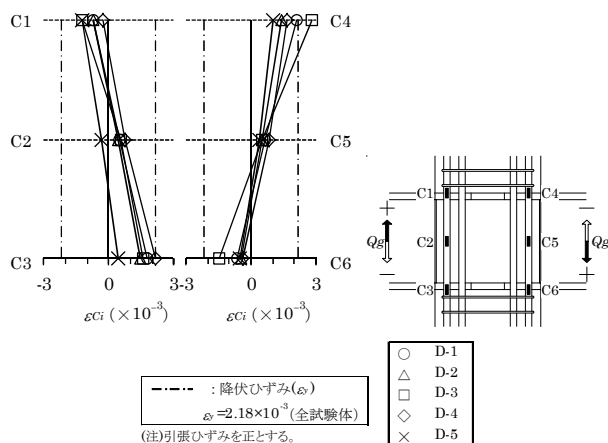


図-20 ふさが板せん断ひずみの推移 (正加力時)

4. せん断強度の検討

4.1 既往文献結果

柱梁接合部のせん断強度および支圧強度を評価するために、本実験結果および本構法と類似している既往の文献 1)-10) データにより各評価式の妥当性を検証した。既往文献の試験体は、ダイアフラムおよびふさが板のみを抵抗要素にもつ形式 30 体である。実験範囲は表-3 の通りである。接合部せん断破壊が 13 体、接合部支圧破壊が 9 体、柱曲げ破壊が 5 体、梁曲げ破壊が 3 体である。

表-3 既往文献の実験データ範囲

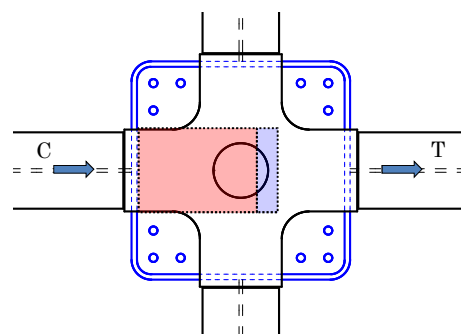
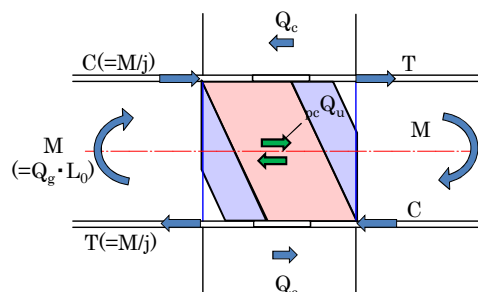
変数	実験範囲	変数	実験範囲
コンクリート強度 (σ_B)	17.6 ~ 48.9 N/mm ²	梁せい/柱主筋径 (gD/cd)	15.8 ~ 25.0
柱主筋降伏強度 ($c\sigma_y$)	350 ~ 827 N/mm ²	柱幅/ふさが板厚 (cB/t)	44.4 ~ 146
梁幅 / 柱幅 (gB/cB)	0.29 ~ 0.44	軸力比*	-0.3 $cB \cdot cD \cdot \sigma_B$ ~ 0.078 $n \cdot a_g \cdot c \sigma_y$
梁せい/柱せい (gD/cD)	0.75 ~ 1.05		

4.2 終局せん断耐力

接合部せん断強度の評価は、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)」²⁵⁾ (以下、「CFT 指針」) を参考とした。これは、本構法の接合部だけに着目すると RCS 構造というより、柱鉄筋がある CFT 構法に近いのである。接合部せん断力に対しては図 21 の耐荷機構モデルを用いる。接合部に入力する引張力 T 、圧縮力 C は、梁端部の曲げモーメントを梁フランジ重心間距離で除した値とした。柱せん断力 Q_c は T 、 C と逆方向に接合部に入力する。

(1) コンクリート負担

ダイアフラムの接合部側面に形成される主アーチ、およびふさが板面に形成される副アーチにより負担する。アーチの幅はダイアフラム幅とする。充填孔の断面欠損分は直交方向のダイアフラムで負担できると考えた。

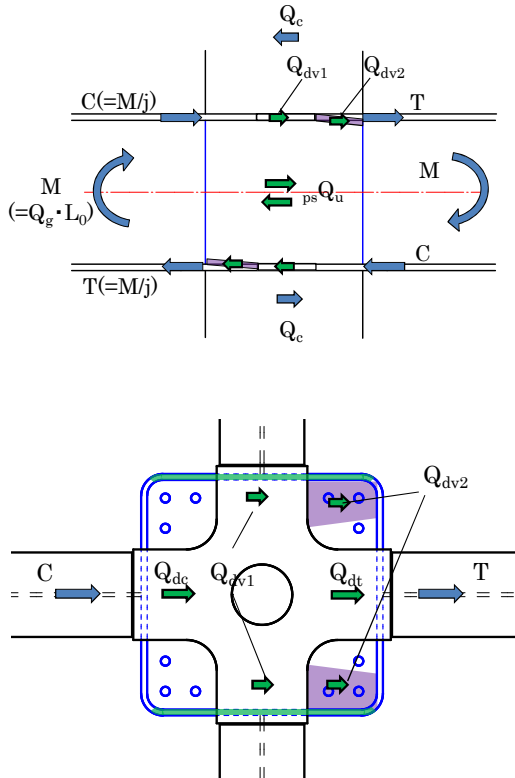


M, T, C : 梁から入力する端部の曲げモーメント, 引張力, 圧縮力
 Q_c : 柱から入力するせん断力
 $pcQu$: コンクリートが負担するせん断力

図-21 せん断破壊の耐荷機構 (コンクリート負担)

(2) ふさぎ板負担

梁の入力せん断力 $T+C$ はアーチとしてコンクリートに伝達され、その残り ($T+C-pcQu$) は直交方向のダイアフラムに伝わる。直交ダイアフラムとふさぎ板の接合部からはダイアフラム幅分のせん断力 Q_{dv1} が直接伝達される。残り Q_{dv2} は直交ダイアフラム側面からの支圧力としてふさぎ板の隅角部にせん断力として伝達される。



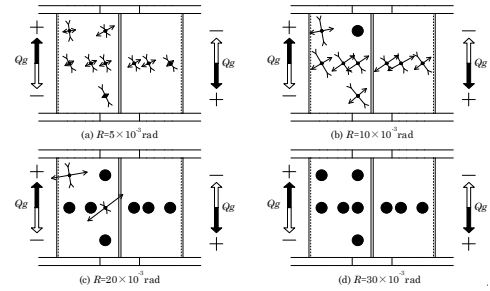
M, T, C : 梁から入力する端部の曲げモーメント, 引張力, 圧縮力
 Q_c : 柱から入力するせん断力
 Q_{dt} : 径アイフラムに入力する引張力
 Q_{dc} : 径アイフラムに入力する圧縮力
 Q_{dv1} : 直交径アイフラムからふさぎ板に溶接部で伝達するせん断力
 Q_{dv2} : 直交径アイフラムの支圧面からふさぎ板隅角部に伝達するせん断力
 $psQu$: ふさぎ板が負担するせん断力

図-22 せん断破壊の耐荷機構 (ふさぎ板負担)

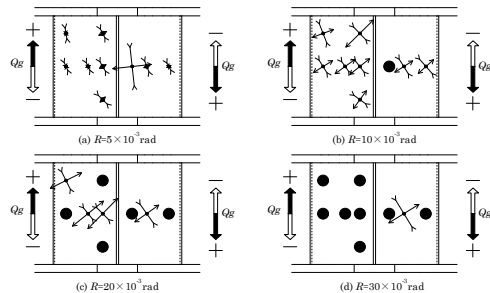
図-23 に各試験体のふさぎ板に貼付した 3 軸ひずみゲージから算出したひずみベクトルと降伏状況を示す。主ひずみが引張あるいは圧縮降伏ひずみ $\square y$ に到達した測定点を●で示す。各試験体ともに、直交梁近傍のひずみがふさぎ板中央部のひずみより卓越する傾向がみられた。ふさぎ板厚が 4.5mm の十字形試験体 D-1, D-2, D-4 では、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、ほぼ全ての測定点で降伏ひずみに達した。ふさぎ板厚が 9mm の十字形試験体 D-3 では、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに、直交梁近傍の $\varepsilon \text{ PL2}$, $\varepsilon \text{ PL5}$, $\varepsilon \text{ PL8}$, $\varepsilon \text{ PL9}$ が降伏ひずみに達したが、ふさぎ板中央部の $\varepsilon \text{ PL4}$ および $\varepsilon \text{ PL7}$ は降伏ひずみに達せず、最大主ひず

みは 1.32×10^{-3} および 0.75×10^{-3} 程度であった。

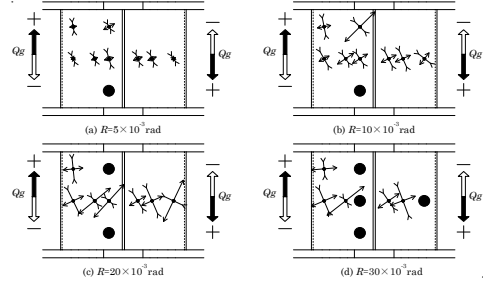
ト字形の D-5 では、 $\varepsilon \text{ PL4}$, $\varepsilon \text{ PL5}$, $\varepsilon \text{ PL7}$, $\varepsilon \text{ PL13}$ が $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時までに降伏ひずみに達しなかった。



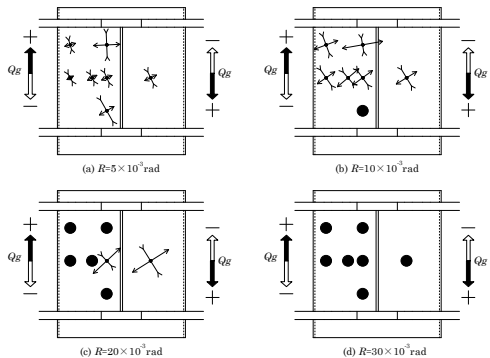
D-1 試験体



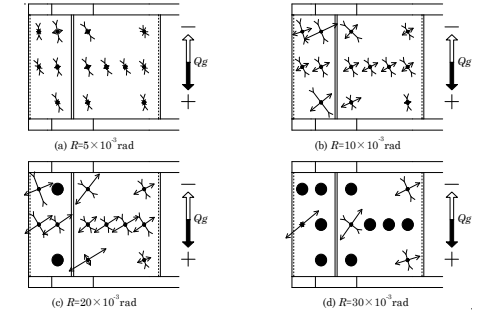
D-2 試験体



D-3 試験体



D-4 試験体



D-5 試験体

図-23 ふさぎ板ひずみ分布

終局せん断耐力式は、CFT 指針「3.8 柱梁接合部の終局耐力」の接合部パネルの終局耐力に以下の通り修正を加えた。まず CFT 指針の原式を式[4]～式[10]に示す。

$$p Q_u = (p_s Q_u + p_c Q_u) \quad [4]$$

$$p_s Q_u = s A_w \frac{\sqrt{f \sigma_y^2 - f \sigma_0^2}}{\sqrt{3}} \quad [5]$$

$$f \sigma_0 = \frac{N}{N_0} \cdot f \sigma_y \quad [6]$$

$$N_0 = 2 \cdot (c D + c B) \cdot f_t \cdot f \sigma_y + c A \cdot F_c \quad [7]$$

$$p_c Q_u = \left(\frac{c D}{2} \tan \theta_s + 4 \sqrt{\frac{f M_s}{c D \cdot F_c}} \sin \theta_s \right) c D \cdot F_c \quad [8]$$

$$\theta_s = \tan^{-1} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{B d}{c D} \right)^2} - \frac{B d}{c D} \right\} \quad [9]$$

$$f M_s = \frac{c D \cdot f_t^2}{4} f \sigma_y \quad [10]$$

$c Q_1, c Q_2$: 上, 下部柱から加えられるせん断力

$c A$: コンクリートの断面積

$s A$: 鋼管の断面積

$s A_w$: 鋼管ウェブの断面積

$B d$: 梁フランジ重心間距離

$$p_c Q_u = \frac{d B}{c B} \left(\frac{c D}{2} \tan \theta_s + 4 \sqrt{\frac{f M_s}{c D \cdot F_c}} \sin \theta_s \right) c D \cdot F_c \quad [11]$$

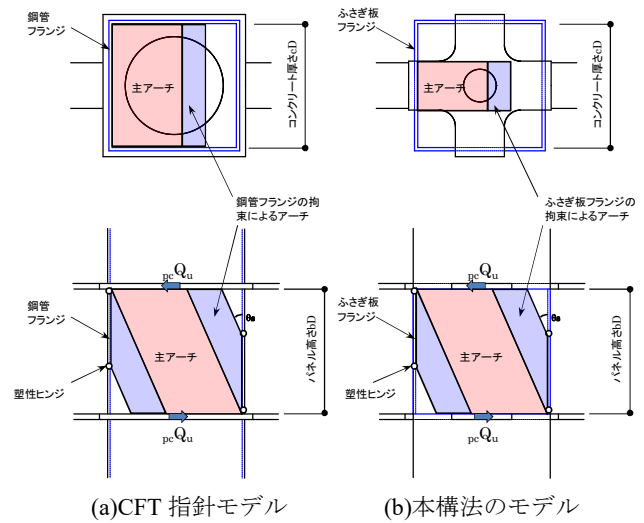


図-25 接合部の充填コンクリート終局耐力評価モデル

図-26 に式[11]を用いた計算値と実験値の関係を示す。計算値に対して実験値は 1.07～1.60 倍となりすべて安全側となった。

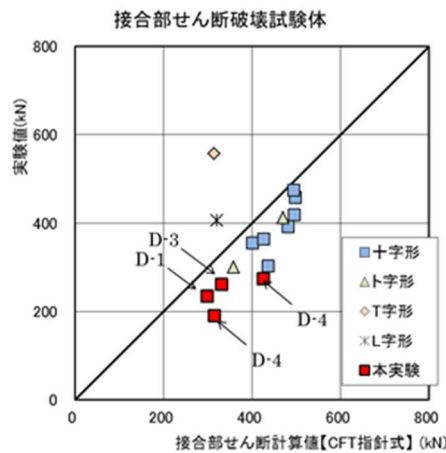


図-24 接合部せん断耐力計算値と実験値の比

図-24 に式[4]～式[10]による計算値（計算値【CFT 指針式】と称する）とせん断破壊試験体の実験値をプロットした。実験値／計算値は 0.61～1.77 とかなりバラつき、十字形、ト字形試験体はすべて実験値が計算値を下回った。これは CFT 指針の角形 CFT 評価モデルでは、コンクリートアーチが柱全幅で形成されると考えるのに対して、本構法では図-21 下図のように、ダイアフラムとふさぎ板の接合部幅のみにアーチが形成される可能性があることから、コンクリート部分の式[8]に (dB/cB) を乗じた。

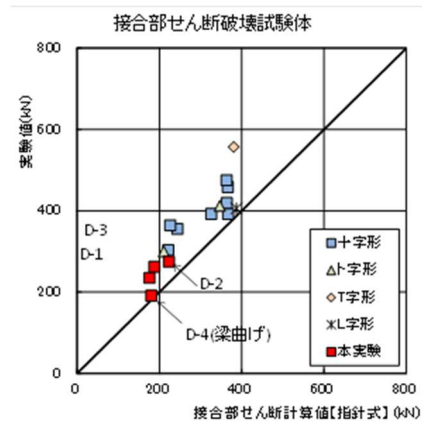


図-26 接合部せん断強度の実験値と計算値の比

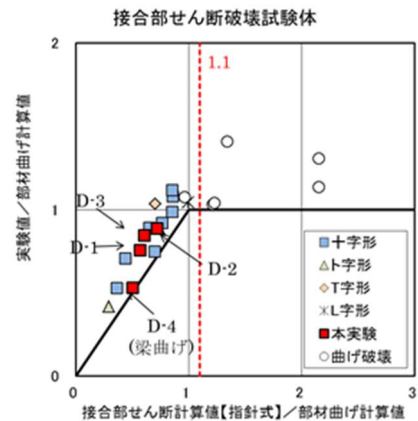


図-27 部材曲げ強度計算値で規準化した接合部せん断強度の実験値と計算値の比

5. 支圧強度の検討

文献 26)による RCS 構造の終局支圧耐力式[12]～式[17]を示す。

(十字形およびT字形の場合)

$$j_p M_U = (1-u) \cdot C_n \cdot (D_c - D_{br}) \quad [12]$$

$$C_n = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br} \quad [13]$$

(ト字形およびL字形の場合)

$$j_p M_U = \frac{1-u}{2} \cdot [C_{nl}(D_c - \bar{\beta} \cdot l_{en}) + C_{nu}\{D_c - \bar{\beta}(D_c - l_{en})\}] \quad [14]$$

$$C_{nl} = \sigma_{br} \cdot l_{en} \cdot \bar{\beta} \cdot b_{br} \quad [15]$$

$$C_{nu} = \sigma_{br}(D_c - l_{en}) \bar{\beta} \cdot b_{br} \quad [16]$$

$$l_{en} = \frac{(\nu-1)l + \bar{\beta} \cdot D_c + \sqrt{(\nu^2 - 2\nu + 1)l^2 - (\bar{\beta}^2 - 2\bar{\beta})D_c^2}}{2\bar{\beta}} \quad [17]$$

図-28 に柱梁接合部が支圧破壊した本実験と既往文献の実験結果とを式[12]～式[17]による計算値（計算値【RCS設計と施工】と称する）との比を示す。既往文献は十字形 12 体である。図より RCS 設計と施工による計算値に対して実験値は 0.877～1.92 倍となる

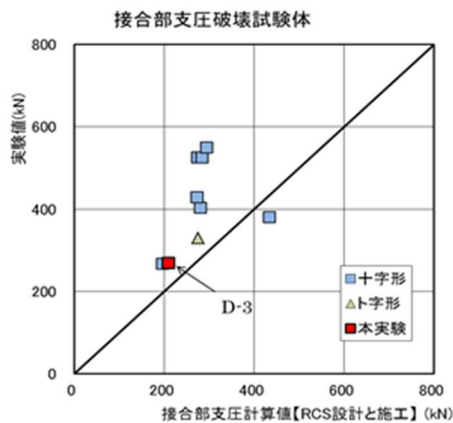


図-28 接合部終局支圧耐力計算値[RCS設計と施工]²⁶⁾と実験値との比較

本構法では主たる支圧抵抗要素はダイアフラムと柱コンクリート、ダイアフラムと接続するふさぎ板と接合部内コンクリートのみである。このとき、ダイアフラム幅に比べて支承となる柱幅が大きいほど支圧強度は大きくとれることを考慮して式[12]、式[14]に図-29 に示すように $0.35 \cdot cB/gB$ を乗じ、式[18]、式[19]とした。

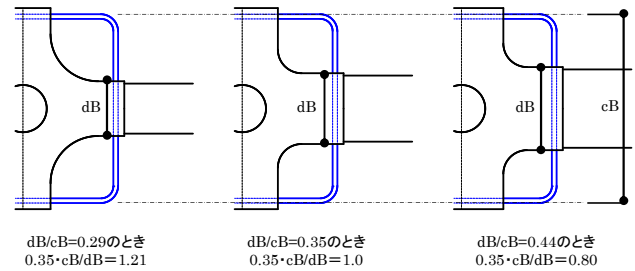


図-29 柱幅/ダイアフラム幅による支圧強度の補正

$$j_p M_U = 0.35 \frac{cB}{dB} \cdot \beta_{jt} \cdot (1-u) \cdot C_n \cdot (D_c - D_{br}) \quad [18]$$

$$j_p M_U = 0.35 \frac{cB}{dB} \cdot \beta_{jt} \cdot \frac{1-u}{2} \cdot [C_{nl}(D_c - \bar{\beta} \cdot l_{en}) + C_{nu}\{D_c - \bar{\beta}(D_c - l_{en})\}] \quad [19]$$

図-30 に式[18]、式[19]による支圧耐力計算値と実験値の関係図を示す。実験値/計算値の値は 1.13～1.85 倍となりすべて計算値を上回り、かつ良い対応を示した。

図-31 は縦軸、横軸ともに部材曲げ耐力計算値で規準化した関係を示す。図-31 より、接合部支圧耐力を部材曲げ耐力に対して 1.1 以上とすることで支圧破壊を防ぐことができる。

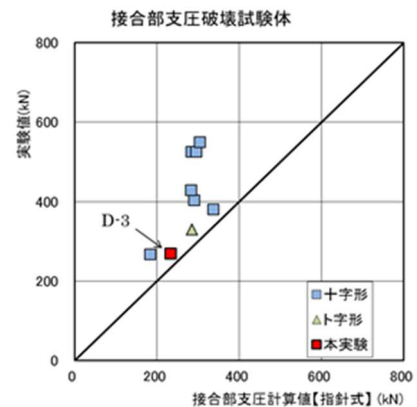


図-30 接合部支圧耐力計算値と実験値の比較

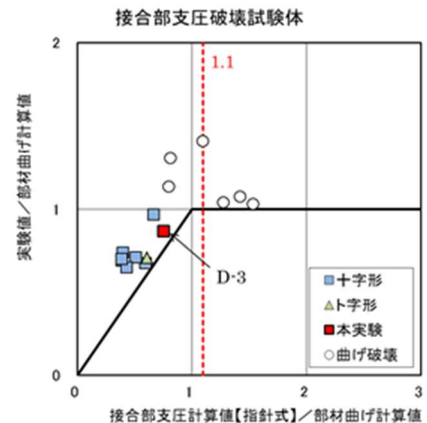


図-31 部材曲げ耐力計算値で規準化した接合部支圧耐力計算値と実験値の比較

6. FEM 解析による変形性能の検証

6.1 解析モデル

(1) モデル

解析で使用する要素を示す。

表-4 使用要素

部位	使用要素
コンクリート	8 節点ソリッド要素
鋼材	4 節点シェル要素
柱主筋, 柱帯筋	Bar 型埋込鉄筋要素
ダイアフラムとコンクリート間	インターフェース要素
ふさぎ板とコンクリート	節点共有

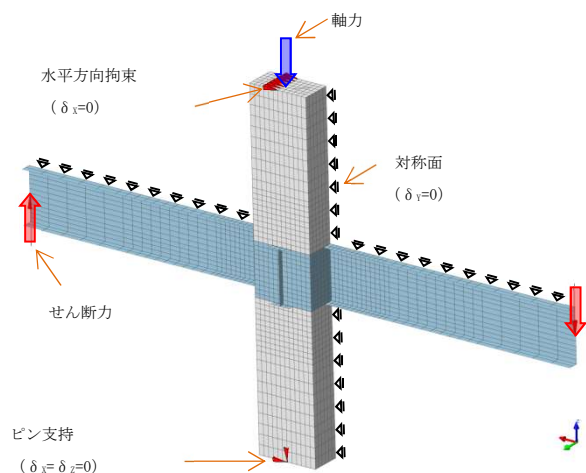


図-32 D-1 解析モデル (メッシュ図, 荷重・境界条件)

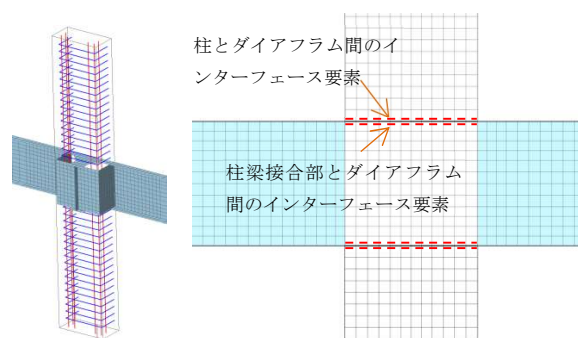


図-33 鉄筋・鉄骨モデル

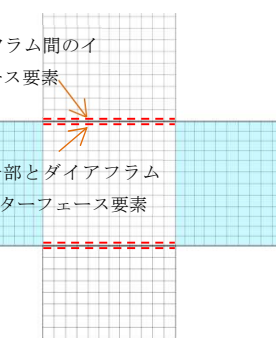


図-34 インターフェース要素

6.2 コンクリート

柱梁接合部および柱せい cD までのコンクリートは非線形, それより外側の柱は弾性とする。

(1) ひび割れモデル

非線形材料構成則は Total Strain Crack Model, ひび割れは分布ひび割れ, 直交固定モデルとする。

(2) 引張域の応力-ひずみ関係

引張域には図-35 に示す Hordijk モデル²⁷⁾, 引張破壊エネルギー G_f は土木学会 コンクリート標準示方書²⁸⁾による式[20], 要素の等価長さは式[21]²⁹⁾により求める。

・引張破壊エネルギー²⁸⁾

$$G_f = 1/100 \cdot d_{\max}^{1/3} \cdot f_{ck}'^{1/3} \quad (N/mm) \quad [20]$$

f_{ck}' : 設計基準強度 (N/mm^2)

$d_{\max}$: 粗骨材最大寸法 (mm) で $13mm$

・要素の等価長さ h ²⁹⁾

$$h = \sqrt{2A} \quad [21]$$

A : 要素の面積 (mm^2)

(3) 圧縮域の応力-ひずみ関係

圧縮域の応力-ひずみ関係は図-36 に示す圧縮破壊エネルギーを考慮した放物線型モデル³⁰⁾を用いる。ここで, 圧縮破壊エネルギー G_c は文献 31) の式により算定する。

・圧縮破壊エネルギー³¹⁾

$$G_c = 8.77 \sqrt{f_c} = 8.77 \times \sqrt{40.4} = 55.74 \quad (N/mm) \quad [22]$$

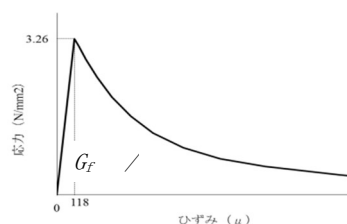


図-35 引張域の応力-ひずみ関係²⁷⁾

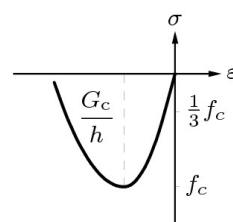


図-36 圧縮域の応力-ひずみ関係³⁰⁾

(5) 多軸応力下での破壊基準

式[23]による 4 パラメータの Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面を用いる。

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{f_{cc}^2} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0.2312 \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0 \quad [23]$$

(6) ひび割れ面でのせん断伝達

Al-Mahaidi モデル³²⁾を用いる。

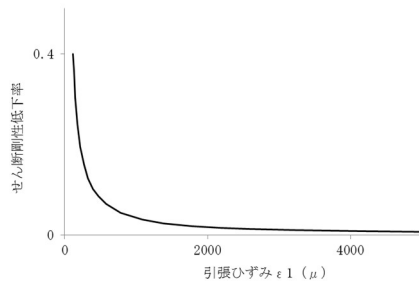


図-37 Al-Mahaidi モデル³²⁾

(7) ひび割れによる圧縮強度低減

ひび割れによる圧縮強度の低減には Vecchio & Collins モデル⁷⁾を用いる。ただし、コンクリート標準示方書²⁸⁾を参考に、下限値 0.6 を設ける。

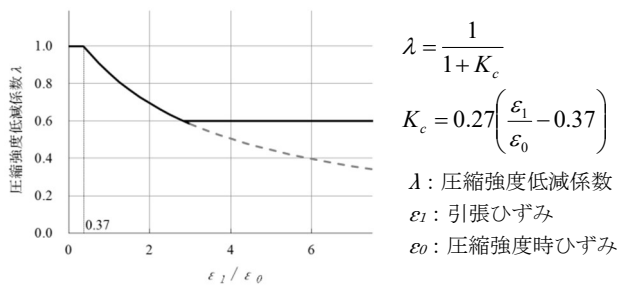


図-38 ひび割れによる圧縮強度低減

6.3 鋼材および鉄筋

鋼材は非線形材料とし、降伏条件には von Mises 降伏基準を用いる。柱帯筋は弾性材料とする。

6.4 鋼板とコンクリートの間

ダイアフラムとコンクリート間にはインターフェース要素を導入し、クーロン摩擦モデルを適用する。接線方向剛性は法線方向剛性の 1/2 とする。ふさぎ板とコンクリート間は剛結とする。

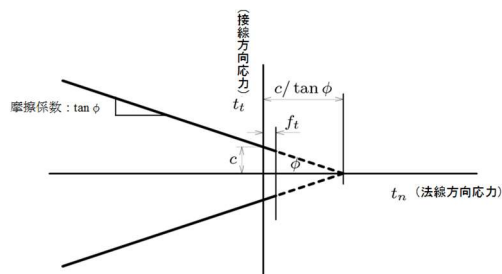


図-39 クーロン摩擦モデル

6.5 鉄筋とコンクリート間

鉄筋とコンクリート間は剛結とする。

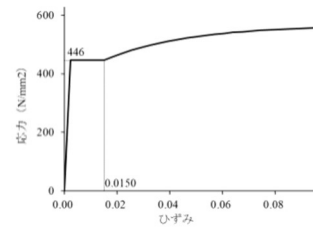


図-40 鉄筋の応力-ひずみ関係³³⁾

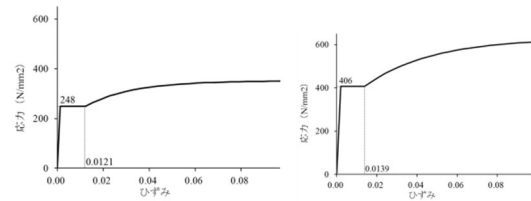


図-41 鋼材の応力-ひずみ関係³³⁾

6.6 境界条件、荷重条件

(1) 境界条件

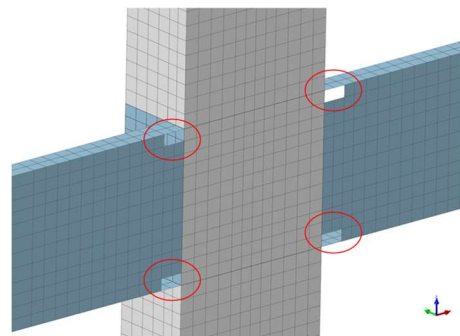
図 32 に示す通りに、柱脚はピン支持 ($\delta X = \delta Z = 0$)、柱頭は水平方向拘束 ($\delta X = 0$) し、対称面は鉛直ローラー支持 ($\delta Y = 0$) とする。

(2) 荷重載荷

柱頭に軸力比 0.2 ($40.4 \times 0.2 = 8.08 \text{ N/mm}^2$) の一定軸力を載荷した後、梁両端部にせん断力を変位制御で単調載荷する。

6.2 解析結果

図-32 に 3 次元非線形 FEM 解析による単調漸増載荷によるケース D-6 の解析結果を示す。図中には D-1 試験体の実験値と解析結果も示す。ケース D-6 はケース D-1 のふさぎ板を 4.5mm から 2.4mm とし、S 梁を曲げ降伏するよう H-320×100×4×12 とした。接合部内はダイアフラムを模擬してフランジ板厚を 18mm とした。また、スカラップを想定して柱とフランジの角に 30×60mm のウェーブ欠損を設けた。本指針によるせん断終局強度/全塑性梁曲げ耐力は 0.62 であるが接合部は破壊しなかった。また、ふさぎ板の基準化幅厚比は 142 である。これは直交梁芯をふさぎ板の端部と見た場合 72 に相当する。ケース D-6 は $R = 8.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で梁フランジが降伏した後、 $R = 60 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の大変形までほとんど耐力低下することなく変形した。



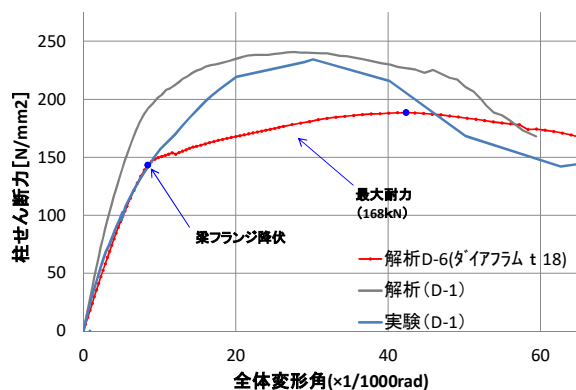


図-42 FEM 解析による十字形接合部の変形性能の確認

7. おわりに

本報では、柱 RC 梁 S 構造として、主流となっている梁貫通型接合部を改良し、接合部内の鉄骨を省略する MaRCSⅢ構法の開発に際して実施した構造実験、FEM 解析の結果について報告した。主な結論は、以下の通り。

- ・ 梁貫通型に比べ MaRCSⅢ構法の接合部は、架構の初期剛性、せん断強度がやや低下する。
- ・ せん断強度は、日本建築学会の「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針 2008 年」による接合部終局せん断強度式にアーチ幅を低減する係数を乗じることにより、実験値を安全側に評価できる。
- ・ 支圧強度は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工 2001 年」による支圧終局強度式に支圧幅／支承幅の係数を乗じることにより実験値を安全側に評価できる。
- ・ 非線形 FEM 解析によりスカラップを模擬した開口を設けても $R=60 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の大変形まで安定したループを描いた。

残された技術課題は、以下の通り。

- ・ FEM 解析で確認した曲げ降伏先行型を構造実験で変形性能を確認する。
- ・ ダイアフラムの抜け出し量を評価し、架構の剛性を定量的に評価する。
- ・ ダイアフラムの長期荷重時の応力度分布を明らかにし、板厚を低減できるようにする。
- ・ ふさぎ板の座屈性状を明らかにし、板厚を低減できるようにする。

参考文献

- 1) 宮野洋一、八ッ繁公一、藤本利昭：「柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究（その 1 十字型架構の実験概要）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、

1993.9

- 2) 藤本利昭、八ッ繁公一、宮野洋一：「柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究（その 2 十字型架構の実験結果および考察）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993.9
- 3) 崎浜博史、西原寛、宮野洋一：「柱 RC 梁 S で構成される架構の実験的研究（その 8 ふさぎ板の耐力負担割合を大きくした柱梁接合部の実験）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9
- 4) 崎浜博史、西原寛、宮野洋一、小林和義：「柱 RC・梁 S で構成される混合構造接合部のせん断耐力と変形状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20, No.3, 1998
- 5) 崎浜博史、西原寛：「柱 RC 梁 S で構成される架構の実験的研究（その 10 十字形試験体による柱および柱梁接合部の実験）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9
- 6) 崎浜博史、西原寛、小林和義：「RC-S 混合構造十字形柱梁接合部のせん断耐力評価に関する一考察」、コンクリート工学年次論文集、Vol.23, No.1, 2001
- 7) 宮野洋一、八ッ繁公一、藤本利昭：「柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究（その 4 最上階 T 字型架構の実験）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994.9
- 8) 崎浜博史、八ッ繁公一、宮野洋一：「柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究（その 5 柱主筋貫通孔を有する接合部の実験）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 9) 崎浜博史、西原寛、小林和義：「RC スラブを有する RC-S 混合構造柱梁接合部の実験的研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3, 2000
- 10) 山口雄二、矢川豊、石井正憲、山際憲博、望月重：「RC 柱と S 梁架構における柱梁接合部のせん断耐力に関する実験（その 2 十字形架構の実験とその結果）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1996.9
- 11) 崎浜博史、西原寛：「柱 RC 梁 S で構成される架構の実験的研究（その 9 変動軸力下における RC スラブ付き T 字形接合部の実験）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9
- 12) 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
- 13) 稲永英治・渡邊秀仁・菊田繁美・中原理揮・竹中啓之・桑素彦・濱野輝久：「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究 その 2 高強度タイプの検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2007.9
- 14) 佐々木仁・佐藤幸博・高森直樹：「バンドプレートおよび囲み板により補強された柱 RC・梁 S とする

- 混合構造に関する実験的研究 その 1 十字形柱梁接合部部分架構実験の概要」,日本建築学会大会学術講演梗概集, 2008.9
- 15) 三瓶昭彦・吉野次彦・佐々木仁・山本哲夫:「プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成された混合構造工法に関する研究開発: その 1 工法の概要および実験計画」,日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990.9
 - 16) 山内茂一・千葉脩・岩下静司・菊田繁美・三輪明広・鳥谷利夫:「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究」,日本建築学会大会学術講演梗概集, 1999.9
 - 17) 紅谷信行, 金洗演, 野口博:「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(RCS-6) -外柱 RC・梁 S 接合部の実験概要」,日本建築学会大会学術講演梗概集, 1995.8
 - 18) 前田建設工業・銭高組・東洋建設:「前田建設・銭高組・東洋建設式 RCS 接合構法(改定 3)」, 建築技術性能証明評価概要報告書, GBRC 性能証明 第 08-13 号改 3, 2015.5
 - 19) 森貴久, 青山尚樹, 齋藤啓一, 西村泰志:「柱 RC 梁 S 構造接合部のせん断耐力に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011.9
 - 20) 西川義博, 西村泰志, 南宏一:「段差を有する柱 SRC・はり S で構成される柱はり接合部のせん断破壊性状」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1994.9
 - 21) 中岡章郎, 今西語龍, 山口芳之, 日高雅樹, 鴨川直昌:「高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究(その 1~2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000.9
 - 22) 原彰吾, 石橋一彦, 藤塚幹男, 上村智彦:「段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の力学的挙動に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007.8
 - 23) 山下優恭, 平瀬智樹, 廣谷祐貴, 石橋一彦, 林静雄:「段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度(その 1~3)」, 2009.8
 - 24) 石飛英輝, 大和田義正:「段差梁を持つ鉄筋コンクリート柱梁接合部の終局強度に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2001.9
 - 25) 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 年版
 - 26) 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 年
 - 27) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
 - 28) 2012 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2013.3
 - 29) J.G.Rots: Computational Modeling of Concrete Fracture, PhD thesis, Delft University of Technology, 1988
 - 30) Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
 - 31) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
 - 32) AL-MAHAIDI, R. S. H. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
 - 33) VECCHIO, F. J., AND COLLINS, M. P.: Compression response of cracked reinforced concrete., J. Str. Eng., ASCE 119, 12 (1993), 3590-3610