

図-2 柱梁接合部の詳細 (単位 ; mm)

2.2 使用材料

表-2に鋼材の引張試験結果を示す。使用した鋼材は、梁フランジおよびウェブにはSM490A材を、直交梁および支圧板にはSS400材を用いた。柱の主筋にはSD345を、帯筋には高強度せん断補強筋MK785を、柱梁接合部の帯筋にはSD295Aを用いた。直交梁の鋼種は、断面に応じて降伏させるためにSS400材とした。

また、表-3にコンクリートの材料試験結果を示す。試験体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径15mmの普通コンクリートである。

2.3 加力方法

図-3に加力装置の概要を示す。加力は試験体を縦置きし、柱の上下端をピン支持し、柱に一定の圧縮軸力 $N_c = \alpha_N \times B \times D \times \sigma_{B1}$ (σ_{B1} : 1回目のコンクリート試験の圧縮強度で 34.1 N/mm^2 を用いた) を載荷した後、梁

先端に正負繰り返しのせん断力を載荷した。全試験体において α_N は $1/6$ とし、載荷軸力は 696 kN とした。

変位計測は、柱上下端に取り付けた測定フレームを用いて梁先端の変位量を測定し梁ピン間距離で除すことで求めた、十字形骨組の層間変形角 R を繰り返し載荷に対する制御変位とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況および破壊経過

図-3に $R=20/1000 \text{ rad}$ 時のひび割れ状況を図で、 $R=40/1000 \text{ rad}$ 時のひび割れ状況を写真で示す。

直交梁のない No. V0 試験体は、 $10/1000 \text{ rad}$ の1回目の

表-1 試験体一覧

| 試験体 | No. V0 | No. V1 | No. V2 | No. V3 |
|-----|-----------------|---------------|--------------------|---------------------|
| 柱 | 350×350 | | | |
| 梁 | BH-300×125×9×25 | | | |
| 直交梁 | なし | ウェブのみ PL-6 | BH-300×50 ×6×12 | BH-300×100 ×6×12 |

表-2 鋼材試験結果

| 種類 | 使用部位 | 降伏強度 [N/mm ²] | 最大強度 [N/mm ²] | ヤング係数 [N/mm ²] | |
|------|------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|--------|
| K10 | 柱 | 柱帯筋 | 828.8 | 1013.7 | 221760 |
| | | 主筋 | 369.8 | 548.0 | 182240 |
| D10 | 接合部 | 接合部 帯筋 | 383.6 | 537.0 | 206630 |
| PL9 | 加力梁 | ウェブ 支圧板 | 384.2 | 520.4 | 198110 |
| | | フランジ | 336.0 | 513.4 | 205840 |
| PL-6 | 直交梁 | ウェブ 支圧板 | 306.0 | 431.9 | 202100 |
| | | フランジ | 301.7 | 434.7 | 207490 |

表-3 コンクリート材料試験結果

| 圧縮強度 [N/mm ²] | ヤング係数 [N/mm ²] | 割裂強度 [N/mm ²] |
|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 34.8 | 26830 | 2.37 |

・3回の試験結果の平均とした

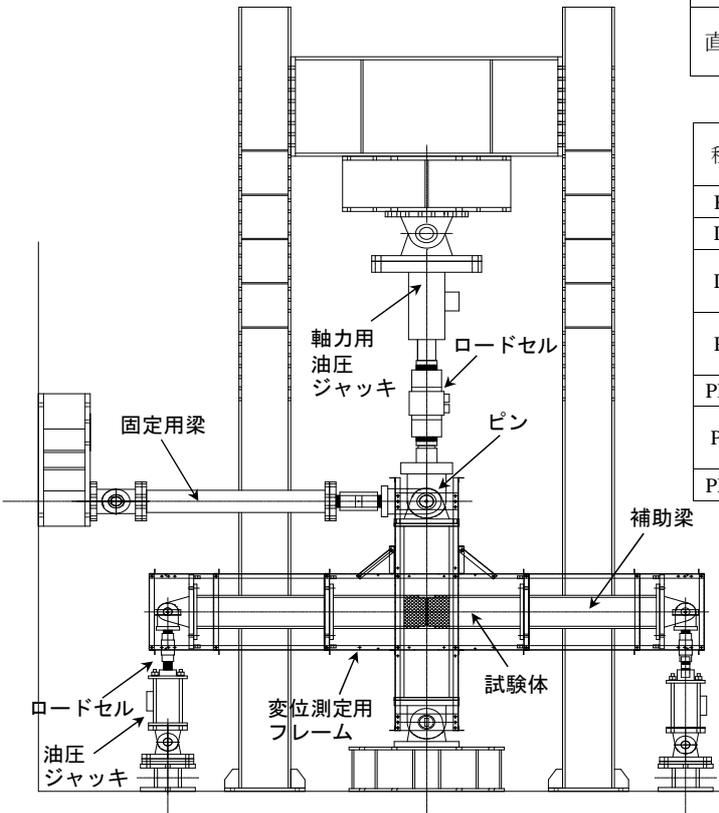


図-3 加力装置の概要

正負加力サイクルで接合部にせん断ひび割れが生じた。また、柱側面では加力梁フランジ位置に曲げひび割れが発生し、さらに加力梁のフランジ上下面に軽微な圧壊が見られた。その後、30/1000rad.の1回目の負のサイクルで圧壊していた加力梁のフランジ上下面のコンクリートが剥離した。最終的に柱梁接合部が支圧破壊した。ただし、No.V0試験体は他の試験体と比べ、接合部正面に剥離は少ない結果となった。

これに対して直交ウェブのあるNo.V1試験体、直交梁のあるNo.V2およびNo.V3試験体は、R=5/1000rad.の加力サイクルで直交梁ウェブおよびフランジのそれぞれ上下端から斜めひび割れが発生した。その後、R=10/1000rad.の加力サイクルで接合部にせん断ひび割れが生じた。変形角が大きくなると支圧によるひび割れが顕著となり、加力梁とコンクリートの間に隙間ができた。

No.V1試験体と比べると、直交フランジが取り付けられたNo.V2、No.V3試験体は、40/1000rad.のサイクルで接合部のコンクリートの剥離が顕著となった。全試験体において最終的に柱梁接合部がせん断破壊した。

また、図-4に直交梁がない試験体と直交ウェブを取りつけた試験体の柱梁接合部におけるせん断ひび割れの性状の違いを模式図で示す。直交梁がない場合ひび割れは、左図の通り接合部全体を斜めに横切るように発生するが、直交梁がある場合、ウェブのみであっても直交梁の左右にひび割れが発生した。これはウェブのみが取りつく場合であっても圧縮束がウェブを境に分断されるためである。

3.2 履歴曲線

図-5に履歴曲線を示す。縦軸は柱せん断力 Q_c [kN] を、横軸は層間変形角 R [1/1000rad.]を示す。図中の破線で示したラインは後述する終局耐力の計算値である。

すべての試験体で R=20/1000rad 時に最大耐力に達した。直交梁のないNo.V0試験体と比較すると、直交ウェブ、およびフランジが取りつくことにより、最大耐力は大きくなった。またNo.V2試験体とNo.V3試験体を比較すると、直交フランジ幅が大きい方が最大耐力は大きくなった。

また、直交梁のないNo.V0試験体の履歴曲線は残留変位が大きかったが、直交ウェブのみが取りついたNo.V1

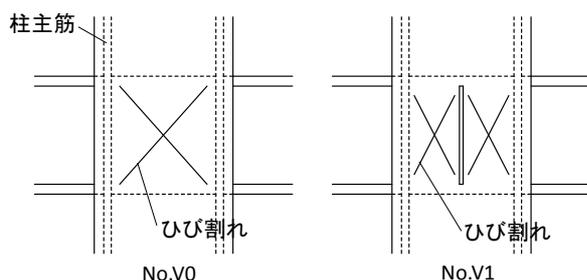
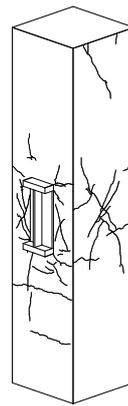
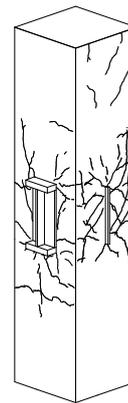


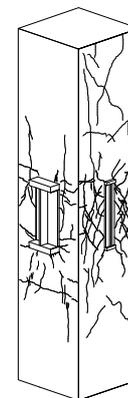
図-4 柱梁接合部のせん断ひび割れ模式図



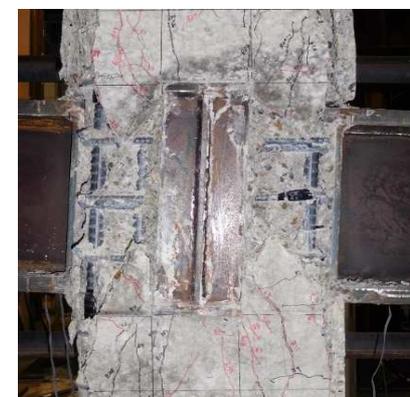
No.V0 試験体(直交梁なし)



No.V1 試験体(直交ウェブのみ)



No.V2 試験体(直交フランジ幅 50mm)



No.V3 試験体(直交フランジ幅 100mm)

ひび割れ状況
20/1000[rad.]

最終破壊状況
40/1000[rad.]

図-3 ひび割れおよび最終破壊状況

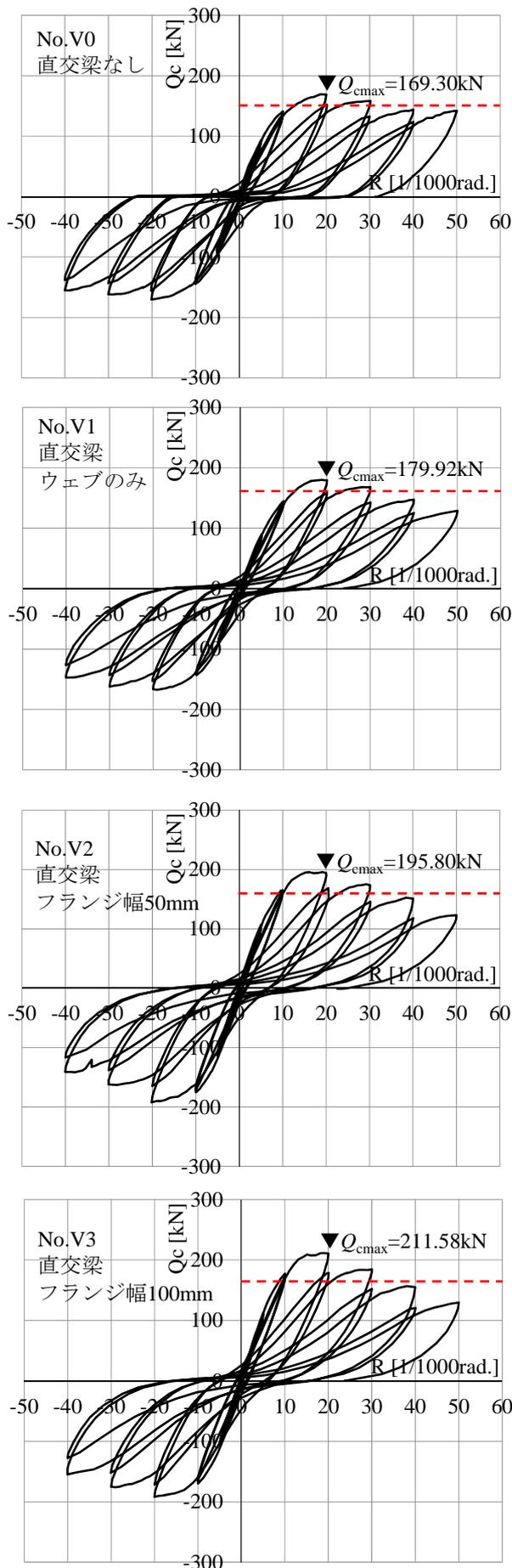


図-5 全試験体の履歴曲線

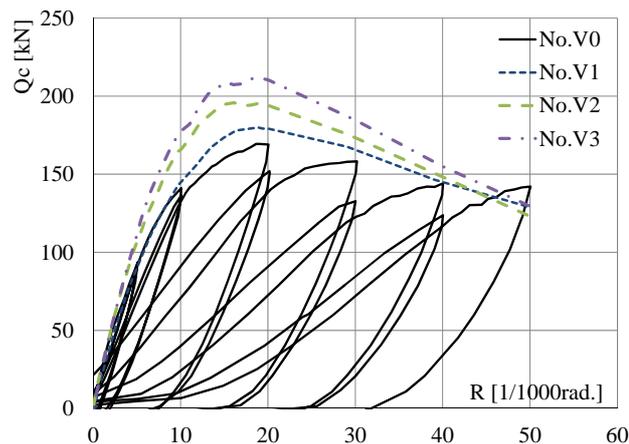


図-6 荷重変位曲線と包絡線の比較

試験体では改善されている。

図-6に No.V0 試験体の履歴曲線と各試験体の包絡線を比較したグラフを示す。最大耐力後、耐力後低下が最も小さかったのは No.V0 試験体となった。No.V0 試験体と直交ウェブのみが取りついた No.V1 試験体では 10/1000rad.程度まで剛性に大きな差はなかったが、直交フランジも取りつくことにより剛性の増大が見られた。また、フランジ幅が大きい試験体の方がやや剛性は大きくなった。

3.3 ひずみ状況

図-7に試験体No.V3の直交梁フランジの直交梁材軸方向のひずみ状況を示す。縦軸は柱せん断力 Q_c [kN]、横軸はひずみ [1000 μ] を示す。図中のラインは降伏ひずみのラインである。図よりフランジの根元はねじりによって降伏ひずみまで引張が生じていることがわかる。

4. 終局耐力の検討

4.1 実験値と計算値の比較

各試験体の最大耐力実験値と終局耐力計算値を比較して表-4に示す。計算値は、柱および梁のそれぞれ曲げ耐力およびせん断耐力、柱梁接合部のせん断耐力のうち、最も小さい値とした。柱・梁のせん断耐力は曲げ耐力より大きいため、表-4では省略した。

柱 RC 梁 S 接合部の終局せん断耐力 Q_{pu} の計算は、日本建築学会 構造委員会 鋼コンクリート合成構造運営委員会のもと柱 RC 梁 S 混合構造設計小委員会による計算式³⁾を用いて計算した(モーメントを柱せん断力に変換)。

本試験体は支圧破壊とせん断破壊の複合的な破壊形式となった。上記の委員会では内部パネルが支圧破壊し、外部パネルがせん断破壊した場合は支圧破壊と定義している。表-4に内部パネルの支圧耐力 iM_B 、内部パネル-外部パネル間の応力伝達要素であるねじり耐力 oM_T 、外部パネルのせん断耐力の計算値を柱せん断力に換算した値をまとめて示す。

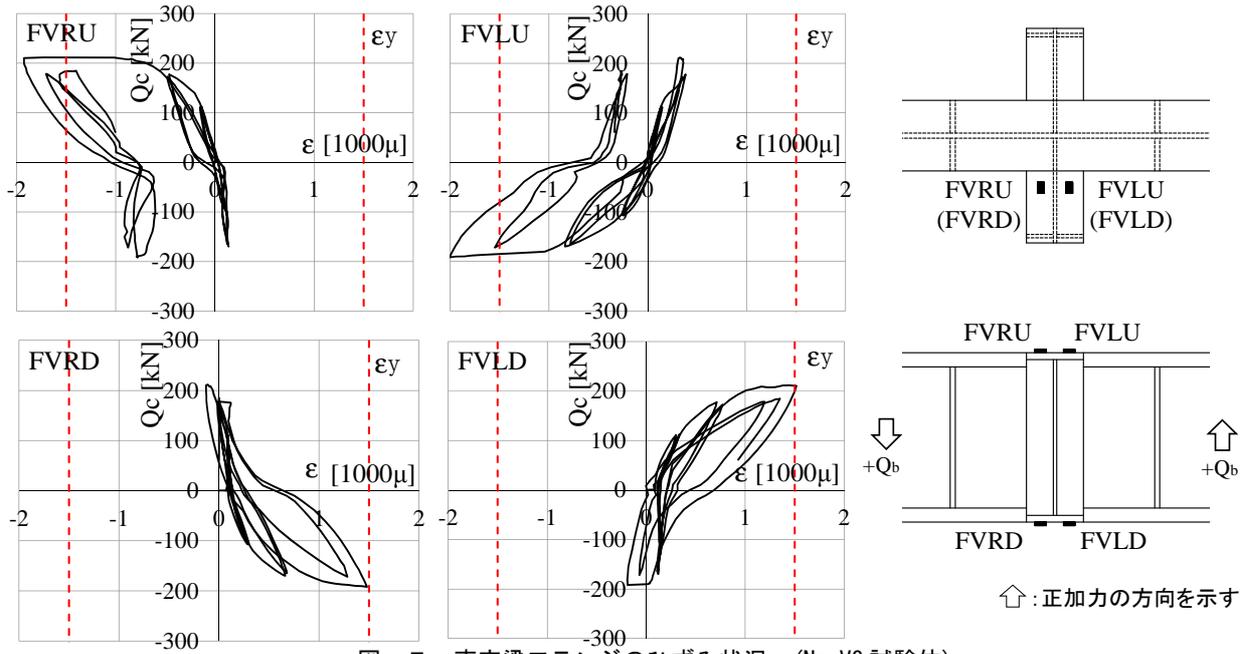


図-7 直交梁フランジのひずみ状況 (No. V3 試験体)

以下に計算式を示す。

$${}_pM_b = {}_iM_B + \min({}_oM_T, {}_oM_{ar})$$

ここで、

${}_iM_B$: 内部パネルの支圧耐力 [N・mm]

${}_oM_T$: 内-外間応力伝達機構であるねじり耐力 [N・mm]

${}_oM_{ar}$: 外部パネルのせん断耐力 [N・mm]

$${}_iM_B = 0.21 \cdot {}_cD^2 \cdot {}_sb \cdot \beta_B \cdot F_c$$

$${}_oM_T = 2 \cdot \tau_{sc} \cdot \frac{{}_sD^2 \cdot (3 \cdot {}_cD - {}_sD)}{6} + 3.22 \cdot {}_{jwp} \cdot \sigma_y \cdot \frac{{}_cb \cdot {}_sD^2 \cdot (3 \cdot {}_cD - {}_sD)}{6} + {}_{sv}n \cdot {}_{sv}Z_p \cdot \frac{{}_{sv}\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

$${}_oM_{ar} = {}_o\tau_{sc} \cdot {}_cD \cdot ({}_cb - {}_sb) \cdot {}_sd$$

ここで、

${}_cD$: RC 柱断面せい

${}_sD$: 鉄骨梁せい

${}_cb$: RC 柱断面幅

${}_sb$: 鉄骨フランジ幅

F_c : コンクリート圧縮強度

${}_sjb$: 外部パネルの高さで鉄骨せいとする。

${}_{sv}n$: 直交梁の取りつく数

${}_{jwp}$: 接合部内帯筋比 (比閉鎖の場合は 0)

${}_{sv}Z_p$: 直交梁の塑性断面係数

α : 外部パネルのアーチ角度で次式による

$$\alpha = \cos^{-1} \frac{0.4 \cdot {}_cD}{\sqrt{0.16 \cdot {}_cD^2 + {}_sjb^2}}$$

β_B : 支圧係数で次式による。

$$\beta_B = 1.8 - F_c/100$$

v_0 : コンクリートの圧縮強度の有効係数で次式による。

$$v_0 = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

${}_{sv}\sigma_y$: 直交梁の引張降伏強度

σ_y : 帯筋引張降伏強度

τ_{sc} : コンクリートのねじり方向のせん断強度で次式による。

$$\tau_{sc} = 0.5\sqrt{F_c}$$

${}_o\tau_{sc}$: 外部パネルの有効せん断強度で次式による。

$${}_o\tau_{sc} = \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot v_0 \cdot F_c$$

計算値から試験体 No.V0 の終局耐力は、内部パネルから外部パネルへの応力伝達要素であるねじり耐力で決まり、No.V1~V3 試験体は外部パネルのせん断耐力で決まった。計算値に対する実験値の比 (実/計) は、1.06~1.33 となり、安全側の評価となった。

4.2 既往の研究を用いた終局耐力の検討

既往の研究^{4)~10)}を含めて終局耐力の検討を行った。対象は柱 RC 梁 S 十字形部分架構の試験体で接合部のディテールは支圧板、せん断補強筋を設け、ふさぎ板のないものである(既往試験体 22 体)。コンクリート強度 (22.8~85.7N/mm²)、柱断面 (300~550mm)、が試験体諸元の範囲となっている。

図-8 に終局耐力の実験値 Q_{exp} を縦軸に、計算値 Q_{cal} を横軸に示す。図中の試験体はいずれも安全側の評価となった。

表－４ 実験値と計算値の一覧

| 試験体 | 最大耐力 実験値 Q_{exp} | 終局耐力計算値 | | | | | | 実/計 |
|-------|--------------------------|------------|------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------|------|
| | | 柱曲げ 計算値 | 梁曲げ 計算値 | 接合部せん断耐力 | | | | |
| | | | | 内部パネル 支圧耐力 iMb | 内-外間 ねじり耐力 oMr | 外部パネル せん断耐力 oMar | pMb | |
| No.V0 | 169.3 | 329.3 | 375.6 | 81.3 | 68.6 | 80.15 | 149.9 | 1.06 |
| No.V1 | 179.9 | | | | 94.9 | | 161.4 | 1.13 |
| No.V2 | 195.8 | | | | 124.6 | | 161.4 | 1.23 |
| No.V3 | 211.6 | | | | 157.8 | | 161.4 | 1.33 |

単位；kN，各耐力は柱せん断耐力に換算したものとした

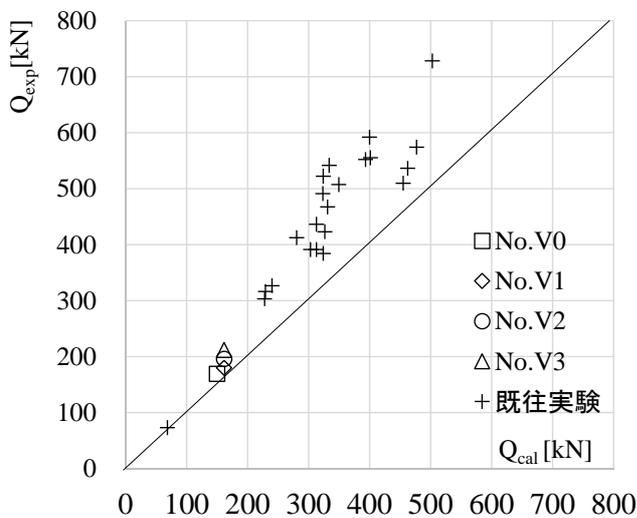
5. まとめ

直交ウェブの有無，および直交梁の断面形状を実験変数とする柱 RC 梁 S 接合部の実験を行った結果，以下のことがわかった。

- (1) 直交梁の無い試験体 No.V0 は，柱梁接合部が支圧破壊し，直交梁のある試験体に比べ接合部のコンクリートの損傷は少なかった。
- (2) 直交ウェブのみを設けた試験体 No.V1 および直交梁を設けた No.V2，No.V3 試験体は，最大耐力は増大した。また，接合部のコンクリートの剥離が見られ，耐力低下の度合いは大きかった。
- (3) 柱梁接合部の終局せん断耐力の評価に日本建築学会 柱 RC 梁 S 混合構造設計小委員会による計算式を用いて計算し実験値と比較した結果，既往の研究も含めてコンクリートの圧縮強度 σ_B は 22.8~85.7 N/mm² の範囲において，実験値を安全側に評価できることがわかった。

6. 謝辞

実験に際しては，岸部力也氏，中村亘氏，西浦大地氏のほか大阪工業大学学生（当時）のご協力を得た。ここに記して謝意を表す。



図－８ 実験値と計算値の比較

参考文献

- 1) 西村泰志：建築分野・柱 RC・梁 S 混合構造，コンクリート工学，Vol.52，No.1，pp.71-76，2014.1
- 2) 西村泰志，堀江耕平：直交梁を有する柱 RC・梁 S とする梁貫通形式内部柱梁接合部の耐力評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 666 号，p.1523-1531，2011.8
- 3) 日本建築学会：柱 RC 梁 S 混合構造設計指針(案)の作成に向けて，日本建築学会大会（中国）パネルディスカッション資料，pp.9-23，2017.8
- 4) 池田和憲，宮内靖昌，西村泰志ほか：ふさぎ板を有する高強度コンクリート柱 RC 梁 S 接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.38，No.2，pp.1267-1272，2016.7
- 5) 馬場望，西村泰志：梁貫通形式から柱貫通形式へ接合部ディテールが変化する RCS 柱梁接合部の力学的性状（その 1），日本建築学会大会，C 構造 I，pp.1073-1074，2002.8
- 6) 本間優子，杉山靖，毛井崇博ほか：柱 RC 梁 S 接合部の力学性状—その 1. 予備実験計画および破壊経過—，日本建築学会大会，C 構造 II，pp.1183-1184，1990.9
- 7) 村田義行，藤本純一，楊柳：柱 RC 梁 S からなる混合構造物の架構実験（その 1. 十字形架構の実験概要および破壊状況），日本建築学会大会，C 構造 II，pp.1669-1672，1994.7
- 8) 田村幸一，佐藤龍生，成原弘之ほか：簡易な仕口による柱 RC 梁 S 複合構造の実験(その 1 実験概要)，日本建築学会大会，C 構造 II，p.1893-1894，1992
- 9) 岩淵一徳，吉松賢二，板尾恵司：柱 RC・梁 S 混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究（その 1）実験概要とその結果，日本建築学会大会，C-1，構造 III，pp.1015-1016，1997.7
- 10) 濱田真，吉松賢二，佐藤玲圭ほか：柱 RC 梁 S 混合構造の接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 vol.20，No.3，pp.775-780，1998