

論文 ふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部の応力伝達に関する 3 次元有限要素法解析

工藤 謙輔*1・北野 敦則*2

要旨：ふさぎ板形式の RCS 構造に着目し、3 次元有限要素法解析を用いて柱梁接合部の挙動を解析的に評価することを試みた。加力実験に用いた試験体を忠実にモデル化し、柱崩壊形およびパネル崩壊形の試験体で解析的に挙動を再現できることを示した。また、補強板を用いた新しい補強方法では終局耐力に与える影響はほとんど無いことを示した。さらに、接合部の応力状態を確認し、せん断抵抗要素であるコンクリート、ウェブ、ふさぎ板の応力負担割合を算出し、設計式の検討を行い、ふさぎ板の低減係数が 0.1 程度であることを示した。

キーワード：RCS 構造、柱梁接合部、ふさぎ板形式、補強板、FEM 解析

1. はじめに

材料の力学的特徴を生かした構造として柱 RC・梁 S 構造（以下 RCS 構造）は、建築物の高層化や大スパン化などの建築様式の様々なニーズへの対応が期待できる構造である。しかしながら、RCS 構造の柱梁接合部は設計方法が確立されておらず、今後、RCS 構造の更なる発展を期するためには、応力伝達機構および抵抗機構に基づく多種多様な接合部を網羅した設計法の確立が望ましい。

接合部パネルのせん断耐力は、その構成要素であるコンクリート部分と鉄骨部分のそれぞれのせん断耐力を累加した耐力で評価できることが報告されている¹⁻³⁾が、接合部パネル内での応力伝達機構に関する報告は少ない。S 梁が接合部内を貫通する梁貫通型のディテールについて西村¹⁾、坂口²⁾、菅野³⁾等の研究があるが、ふさぎ板の負担せん断力に着目したものはみられない。

現在提案されている終局耐力式におけるふさぎ板の低減係数に関しては SRC 規準および過去の研究を参考にして設定されており、ふさぎ板の厚さを変数とした実

験や研究も少ないのが現状である。

そこで、本研究では、ふさぎ板形式の RCS 構造に着目し、3 次元有限要素法解析を用いて柱梁接合部の応力状態を確認する。また、新しく開発した補強板を設けた接合部形式⁴⁾について、補強板やふさぎ板の応力負担、そして、コンクリートの応力伝達機構を把握することで、設計式の検討を行った。

2. 解析対象実験概要

2.1. 試験体諸元

解析対象試験体は本学にて実験を行った柱梁接合部を模擬した十字型試験体基準試験体と、新しい補強方法を用いた試験体で崩壊型の異なる 3 体の試験体の計 4 体を対象とする。試験体諸元を表-1 に、試験体に用いた材料の物性値を表-2 に示す。実験変数は、ふさぎ板厚、補強板の有無および想定崩壊形とした。

2.2. 解析対象試験体

解析対象とした試験体概要を図-1 に、接合部詳細を図

表-1 試験体諸元

試験体名	架構形状	柱断面	梁		主筋		軸力	ふさぎ板厚	補強板の有無	崩壊形
RCS1	十字形	524x524	BH-450x175x9x25(SN400B)		16-19φ(SBPR1080/1230)		1/6	12	無	パネル
RCS4		500x500	BH-450x175x9x25(SN400B)		16-19φ(SBPR1080/1230)		1/6	6	有	パネル
RCS5		500x500	BH-450x175x9x25(SN400B)		16-D19(SD345)		1/6	6	有	柱
RCS6		500x500	BH-450x175x6x9(SN400B)		16-19φ(SBPR1080/1230)		1/6	6	有	梁

表-2 材料物性値

試験 体名	コンクリート			鋼材															
	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	主筋		せん断補強筋		梁フランジ		梁ウェブ		直交ウェブ		補強板		支圧板		ふさぎ板	
	σ_B	σ_t	E_c	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s	σ_y	E_s
RCS1	38.8	2.60	2.41×10^4	1169	1.95×10^5	369	1.38×10^5	283	1.96×10^5	364	1.93×10^5	364	1.93×10^5	なし		297	2.02×10^5	297	2.02×10^5
RCS4	38.7	2.80	2.31×10^4	1169	1.95×10^5	369	1.38×10^5	284	1.96×10^5	364	1.93×10^5	364	1.93×10^5	302	2.04×10^5	302	2.04×10^5	346	1.99×10^5
RCS5	47.5	2.83	2.90×10^4	400	1.46×10^5	369	1.38×10^5	298	1.84×10^5	364	1.94×10^5	364	1.94×10^5	364	1.94×10^5	364	1.94×10^5	313	1.76×10^5
RCS6	40.4	2.74	2.79×10^4	1229	1.89×10^5	416	1.82×10^5	338	2.02×10^5	358	2.11×10^5	280	2.15×10^5	338	2.02×10^5	338	2.02×10^5	358	2.11×10^5

参考) コンクリートのヤング係数は $1/3\sigma_B$ 時の割線剛性, N/mm^2

*1 前橋工科大学 大学院工学研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 前橋工科大学 工学部建築学科准教授 博士 (工学) (正会員)

-2に示す。試験体は実大の1/2の縮尺模型で、柱および梁端部はピン治具と接続されている。それぞれ支点間距離は梁3000mm、柱2250mmである。柱梁接合部のふさぎ板および補強板位置は図-2に示すとおりで柱幅部分に支圧板（PL-9）を設け、それにふさぎ板が溶接してある。

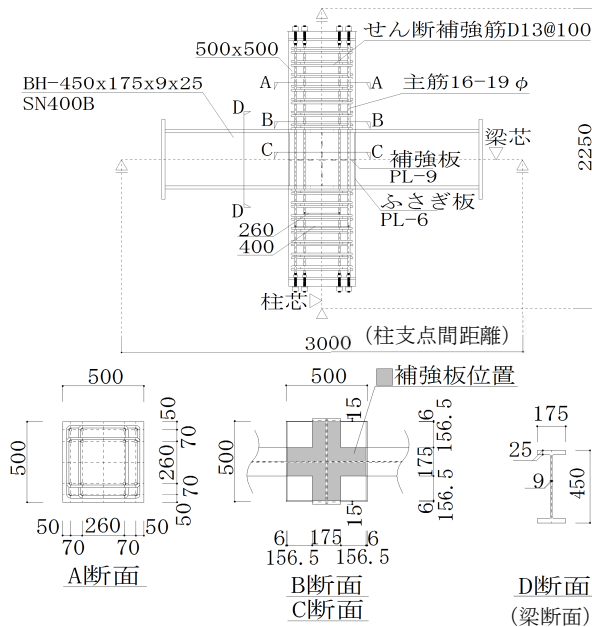


図-1 試験体概要（RCS4）

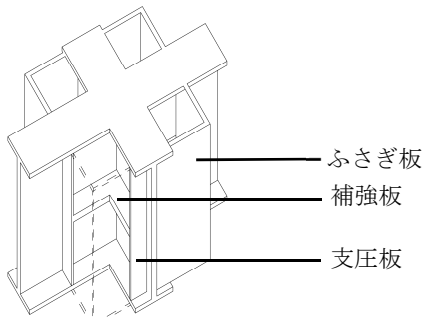


図-2 接合部鉄骨詳細

2.3 加力方法および加力制御

実験時の加力は柱上部をおよび梁反曲点位置をピンローラー支持、柱下部をピン支持とし柱上部のピン位置に軸力を導入後水平ジャッキにより水平方向正負交番載荷による強制変位を与えた。加力制御は層間変形角 R による制御とし、各サイクル2回の繰り返し載荷とした。図-3に加力制御ルールを図-4に加力装置図を示す。

3. 解析概要

3.1 解析手法とモデル化

本解析では有限要素解析プログラムとして FINAL を使用した。解析試験体は対象性を考慮し、加力軸を対象軸とした1/2モデルとした。コンクリート要素には六面

体要素、鋼板要素は鉄骨を含めたフランジ、ウェブ、ふさぎ板、補強板、支圧板すべてを面外曲げ特性を考慮した積層シェル要素、柱の主筋は線材要素、せん断補強筋は埋め込み鉄筋要素で柱全体に一樣に離散してモデル化した。鋼材-コンクリート間の付着は、接合要素として鉄筋-コンクリートおよび鋼板-コンクリート間でそれぞれ LINE 要素と FILM 要素を用いてモデル化を行った。要素分割図を図-5および図-6に示す。また、解析に使用した材料物性値は表-2に示した各種材料実験により得られた数値を用いて解析を行った。

3.2 構成則

図-7に解析に用いた各種構成則を示す。コンクリート

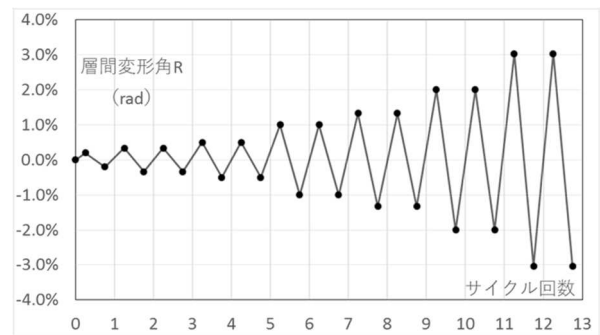


図-3 加力制御

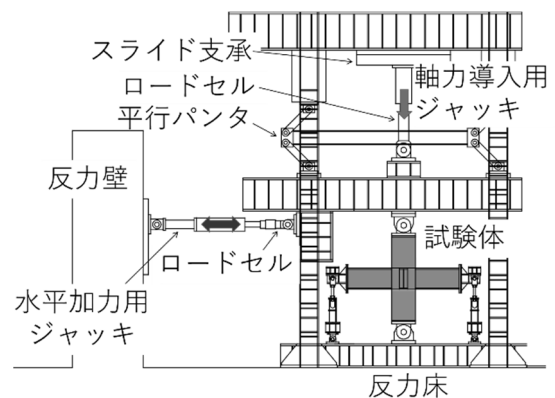


図-4 加力装置

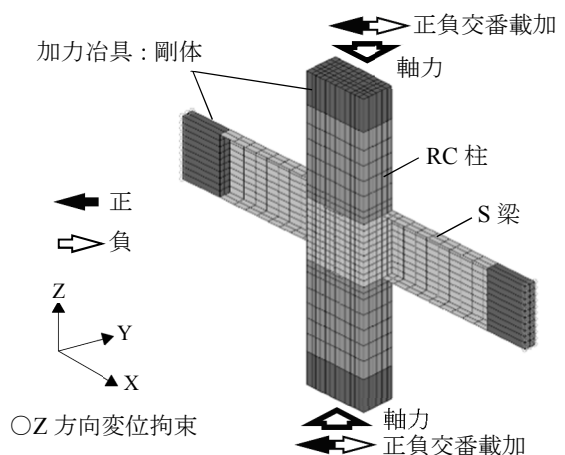


図-5 要素分割

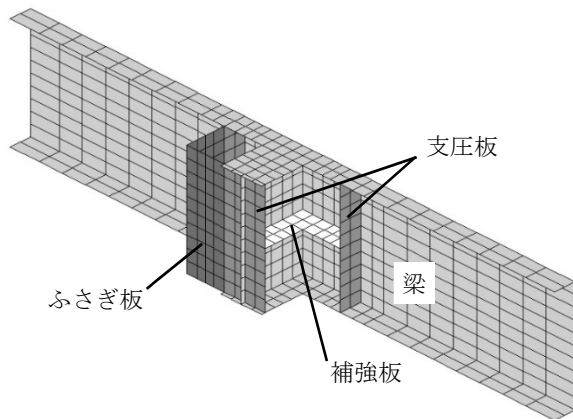
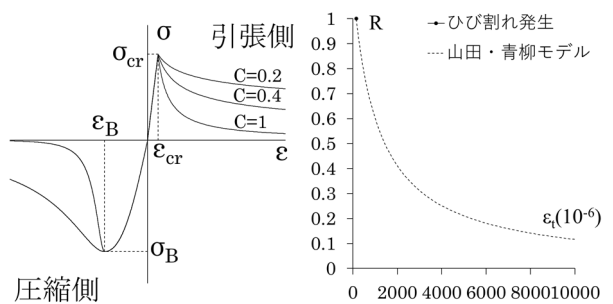
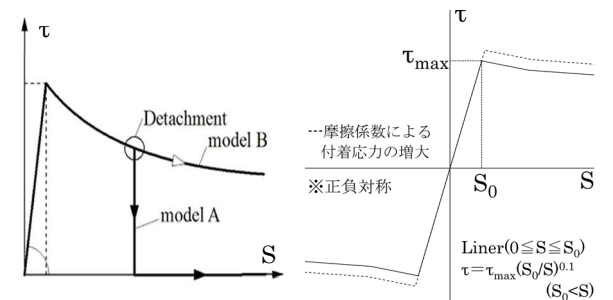


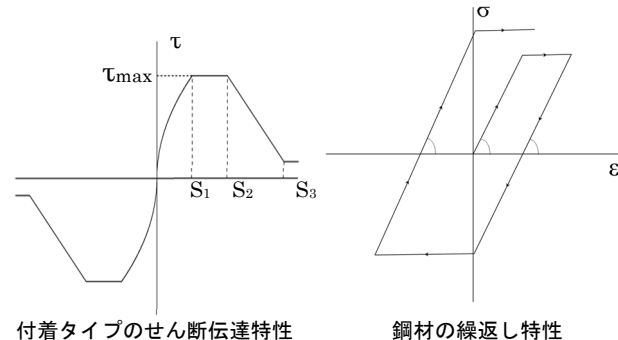
図-6 接合部鉄骨詳細凡例



コンクリートの軸方向力特性 コンクリートのせん断伝達特性



ひび割れタイプの軸方向力特性 ひび割れタイプのせん断伝達特性



付着タイプのせん断伝達特性 鋼材の繰返し特性

図-7 構成則

の圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル⁵⁾およびかぶりコンクリートモデル⁵⁾によりモデル化し、引張域は出雲らのテンションスティフィニング特性⁶⁾によりモデル化した。コンクリートのせん断応力特性はひび割れ後の剛性低下が緩やかな山田・青柳のモデル⁷⁾を用い、コンクリートの3軸圧縮状態における破壊条件は、Willam-Warnke の5パラメータモデル⁵⁾に大沼らの実験係数を適用したものとし、鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア

モデルを使用した。除荷・再載荷剛性は弾性剛性である。また、ひずみ硬化則は等方硬化則とし降伏後の剛性低下率は 1/100 とした。付着モデルについては、主筋においては試験体の性質上十分大きな剛性を持つことから剛接とし、鋼板とコンクリートに関しては接合要素の垂直方向の特性は、面外圧縮方向に十分大きな剛性を持ち、引張方向は設定した剥離強度に達すると応力が解放され、剥離以降は応力伝達がなされないひび割れタイプとした。接合要素のせん断伝達特性は、最大付着応力点までは線形とし、以降はすべり量の増大に伴い応力が徐々に減衰するモデル⁸⁾とした。最大付着応力は既往の研究⁸⁾より示される値を用いた。既往の研究ではコンクリート強度 44.7 (N/mm²) のとき押し側の最大付着応力は 2.4 (N/mm²) すべり量は 0.043 (mm)、引き側では 1.4 (N/mm²) すべり量は 0.043 (mm) であり、コンクリート強度によって比例させ値を決定した。また、摩擦係数を 0.65 とし摩擦による付着応力の増大も考慮している。柱崩壊形の試験体では、柱部のコンクリートが他の試験体に先行して破壊するため、接合部周辺のコンクリートと鋼板間の付着の挙動に与える影響が大きいと考えられる。そこで、付着特性の違いを考慮する為、垂直方向に対しては剛接合、せん断伝達特性を Elmsors の提案モデル⁹⁾とする付着タイプを用いた。最大付着応力は既往の研究より得られた値を用いた。鋼材の降伏条件にはミーゼスの降伏条件を適用した。

4. 解析結果

4.1 荷重変形関係

荷重変形関係として試験体寸法が同程度であり崩壊形の異なる RCS4.5.6 および RCS1 の解析結果を図-8 に示す。図-8 より、接合部パネル崩壊した RCS1 と RCS4 および柱崩壊形である RCS5 において実験結果を初期段階から最大耐力にいたるまでいずれも良好に再現している。梁崩壊した RCS6 では初期から最大耐力までは良好に再現したが、最大耐力以降の解析において耐力を過大評価する結果となった。これは、梁崩壊形では鋼材の特性が強くなる為、構成則の繰返し特性の影響が出た結果であると考えられる。

4.2 最小主応力

RCS1, 4, 5, 6 の最大耐力時におけるコンクリート要素の最小主応力図を図-9 に示す。接合部崩壊形の RCS1 と RCS4 は直交ウェブで仕切られたそれぞれの領域で圧縮ストラット形成がみられた。補強板を用いると圧縮ストラットの領域が狭くなり、コンクリートの負担能力が大きくなっているが良好に応力伝達されていることが分かる。柱崩壊形の RCS5 は柱の危険断面位置での応力が最大となっており梁崩壊形の RCS6 は梁危険断面位置

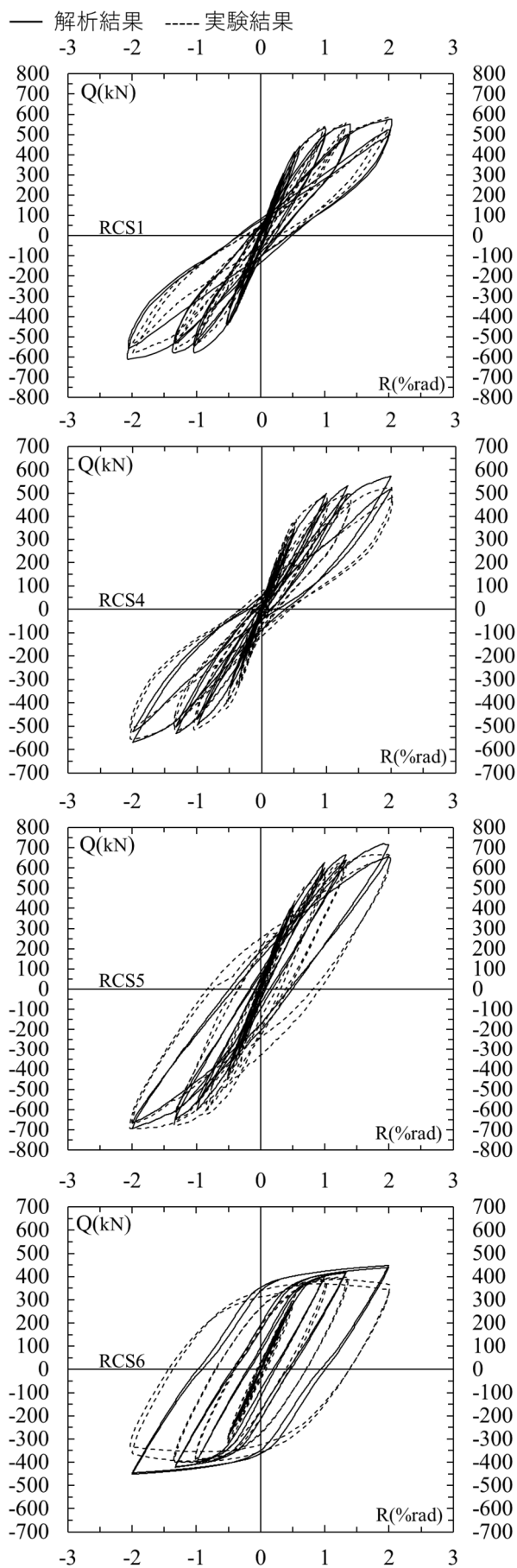


図-8 解析結果

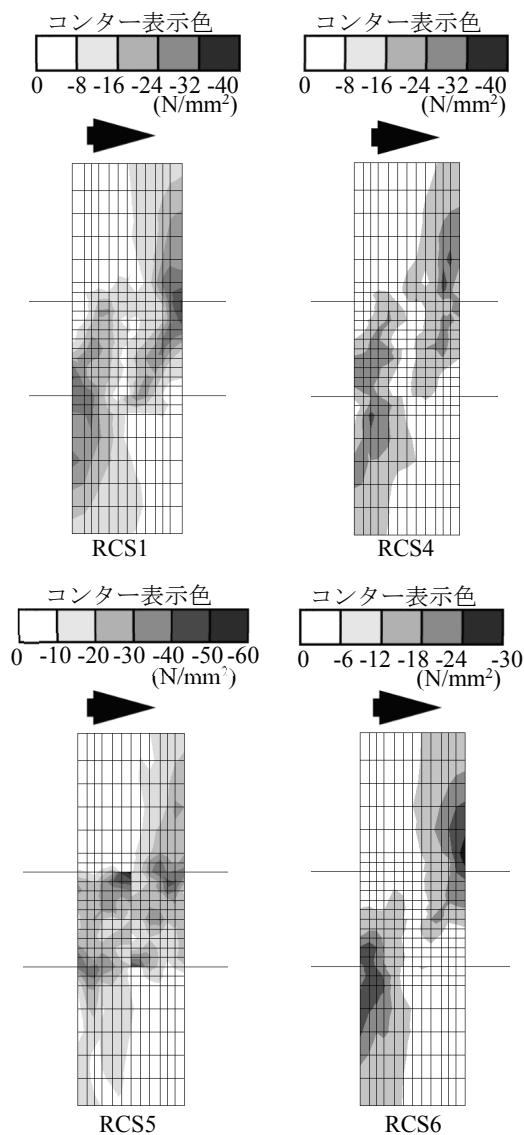


図-9 最小主応力図

での応力が最大となっており解析と理論の整合がとれていることが分かる。

5. 補強板の効果

5.1 解析変数

補強板を設けることにより、接合部内における内部要素から外部要素への応力伝達が良好となり、外部要素の応力分担が大きくなると考えられる。実験では補強板の厚さを鉄骨フランジと同厚としたが、補強板の厚さの影響がどの程度かは不明である。そこで、補強板の効果と厚さの影響を検討するため、補強板を用いたパネル崩壊形の RCS4 の解析モデルを基本として、補強板の厚さを変数としてパラメトリック解析を行った。試験体諸元、材料物性値および解析モデルについては RCS4 と同じとした。補強板の厚さについては、RCS4 と比較、検討を行う為、RCS4 にて用いた補強板の厚さ (PL-9) を基準とし、補強板の厚さを 0mm(補強板なし), 1/2 倍 (4.5mm),

基準厚さ (9mm), 2 倍 (18mm), 3 倍 (27mm) の厚さとし, 厚さの影響を検討した。

5.2 解析結果

図-10 に最大耐力の推移を示す。補強板のある試験体における補強板の無い試験体に対する最大耐力の上昇割合は, いずれにおいても 1%程度であり, 厚さによる最大耐力への影響は見られなかった。コンクリートの降伏状況および接合部ウェブとふさぎ板の降伏状況は, いずれの試験体でもほぼ同じ状態であった。したがって, 補強板はコンクリートの応力伝達に一定の寄与はするが, 厚さの影響は小さく, 耐力に与える影響も少ないと考えられる。

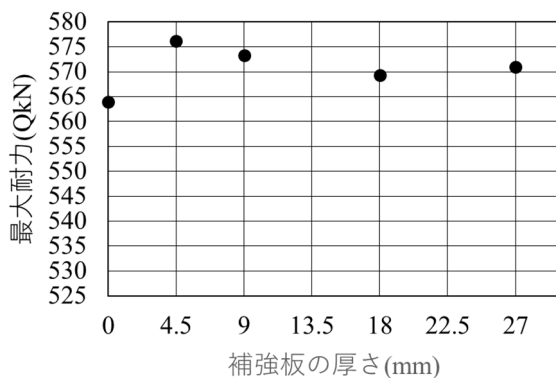


図-10 最大耐力の推移

6. ふさぎ板の影響

6.1 解析試験体

解析対象の試験体は RCS1 を参考にし, 試験体寸法, 構成則を同様とし, ふさぎ板の厚さのみを変数とした。崩壊形式が柱梁接合部となるように鋼材の強度を 400 級相当とし梁のみ 490 級と同程度の強度を仮定し, ふさぎ板の厚さを一般に建築材料として取り扱われる板厚を用いて解析を行った。用いたふさぎ板の厚さは 3, 6, 9, 12, 16, 19mm とした。

6.2 柱梁接合部の終局せん断耐力式

柱梁接合部の終局せん断耐力は, 柱 RC 梁 S 構造設計小委員会が鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針のパブリックコメント用¹⁰⁾として公開している計算式を用いて算出した。以下に計算式を示す。

$${}_jM_{su} = {}_cV_e \cdot {}_jF_{cs} \cdot {}_j\delta + \frac{{}_sV \cdot {}_js\sigma_y}{\sqrt{3}} + \eta \cdot {}_cD \cdot 2 \cdot {}_ht \cdot {}_{sB}d \cdot \frac{{}_h\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

$${}_cV_e = \frac{{}_cb}{2} \cdot {}_{mc}d \cdot {}_{sB}d \quad (2)$$

$${}_sV = {}_{jW}t \cdot {}_{sc}d \cdot {}_{sB}d \quad (3)$$

$${}_jF_{cs} = \min(0.12F_c, 1.8 + \frac{3.6F_c}{100}) \quad (4)$$

ここで, ${}_jM_{su}$: 接合部終局せん断耐力, ${}_cV_e$: 接合部パネルのコンクリートの有効体積, ${}_sV$: 接合部パネルの鉄骨ウェブの有効体積, ${}_jF_{cs}$: 接合部パネルのコンクリートのせん断強度, ${}_cb$, ${}_cD$: それぞれ RC 柱断面の幅および断面せい, ${}_{mc}d$: 柱主筋間距離, ${}_{sB}d$: 鉄骨梁フランジの重心間距離, ${}_{sc}d$: 梁端部に支圧板がある場合は柱せい, 支圧板がない場合は柱の主筋間距離, F_c : 柱梁接合部パネルのコンクリートの設計基準強度, ${}_{jW}t$: 柱梁接合部パネルの鉄骨ウェブの板厚, ${}_{ht}$: ふさぎ板の厚さ, ${}_j\delta$: 接合部係数で十字形では 3, ト形, T 形では 2, L 形では 1, ${}_js\sigma_y$: 柱梁接合部パネルの鉄骨ウェブの材料強度, ${}_h\sigma_y$: ふさぎ板の材料強度, η : ふさぎ板のせん断耐力の低減係数で 0.5 とする。また, 接合部終局せん断耐力は柱終局せん断耐力に換算した値とする。

6.3 解析結果

接合部終局せん断耐力計算値と解析値最大耐力の比較を図-11 に, ふさぎ板の応力負担割合を図-12 に示す。なお, 接合部終局せん断耐力は解析での柱せん断力と比較する為, 柱耐力換算値とし, ふさぎ板の応力負担割合は, 最大耐力時におけるふさぎ板のせん断応力を接合部せん断抵抗要素であるコンクリート, ウェブ, ふさぎ板それぞれの負担せん断力の和で除した値とする。図-11 をみると, 計算値が解析値を大きく上回り, ふさぎ板の応力負担を過大評価する結果となった。これは, ふさぎ板の

(1) 式における第 3 項のふさぎ板の低減係数が過大評価されていることが挙げられる。現在設計式として提案されているふさぎ板の低減係数は, 過去の実験および SRC 等の合成構造の設計式を参考にして設定されている。しかし, RCS 構造における接合部の補強方法は様々有り, 接合部のディティールによって応力負担能力は変化する。本研究における接合部はふさぎ板と補強板以外の補強がなく, 前述したとおり, 補強板による補強効果がほとんどなく, 直交方向における応力伝達能力もみられず, 逆に接合部内のコンクリートに応力集中が見られたため, ふさぎ板の応力負担が小さくなり, ふさぎ板の低減係数が過大評価されたと考えられる。そこで, 本研究においては, 解析結果から最大耐力時のふさぎ板の負担せん断力がウェブの負担せん断力の約 2 割程度であることから, ふさぎ板の低減係数を 0.1 として再計算を行った。その比較結果を図-13 および図-14 に示す。低減係数を 0.1 とした場合, 終局耐力計算値と解析値において良好な対応を見せた。ふさぎ板の負担割合についても計算式に近い値となった。このことから, ふさぎ板の低減係数は 0.5 よりも小さく, 0.1 程度であることが分かる。

7. まとめ

ふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部の応力伝達

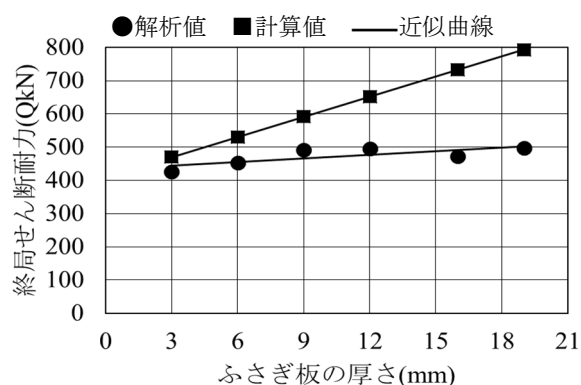


図-11 終局せん断耐力の比較 (η=0.5)

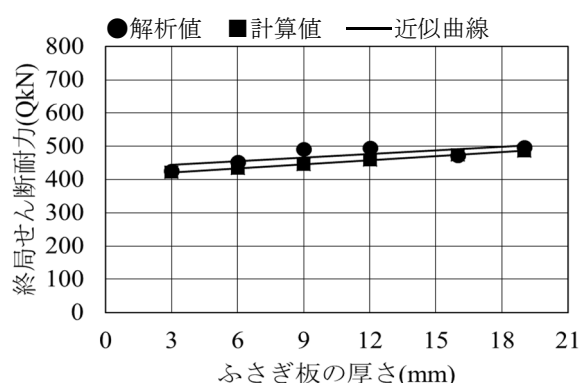


図-13 終局せん断耐力の比較 (η=0.1)

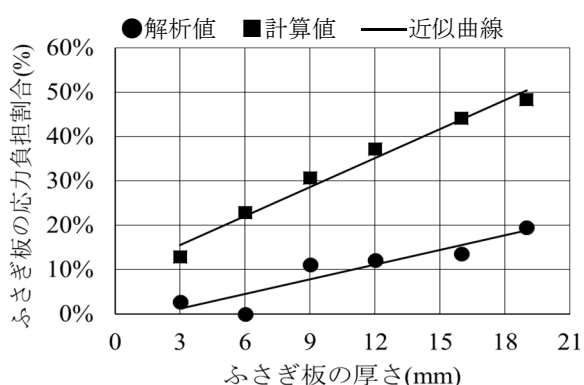


図-12 ふさぎ板の負担割合の比較 (η=0.5)

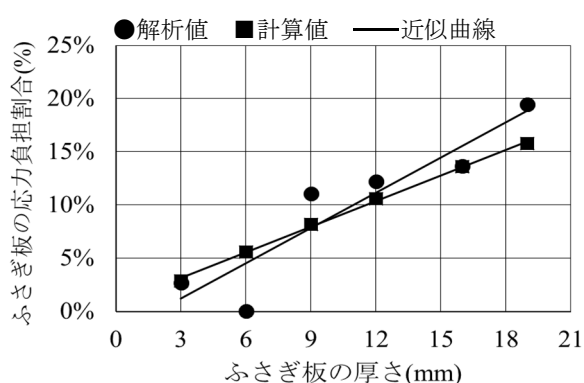


図-14 ふさぎ板の負担割合の比較 (η=0.1)

に関する 3 次元有限要素法解析を行い以下の知見を得た。

- 柱およびパネル崩壊形では初期段階から解析終了まで良好に実験結果を表現できたが、梁崩壊形については最大耐力以降の挙動にずれが生じたため、構成則の検討が必要である。
- 補強板を設けることによって、最大耐力を 1% 程度上昇させることが出来た。また、補強板の厚さを変えても耐力上昇は限定的であり、厚さによる影響はほぼ無かった。
- ふさぎ板の応力負担について解析によって負担割合を明らかにし、本研究で対象とした接合部形状では、終局耐力計算式でのふさぎ板の低減係数は 0.1 程度であることを示した。

参考文献

- 西村泰志, 南宏・はり S・柱 RC で構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 401 号, 1989 年 7 月
- 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断カー変形関係, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 429 号, 1991 年 11 月
- Kanno, R.: Strength, Deformation and Seismic Resistance of Joints between Steel Beam and Reinforced Concrete Columns, Ph.D.thesis, Cornell University, 1993
- 工藤謙輔, 北野敦則他, 柱 RC 梁 S 構造ふさぎ板形式柱梁接合部の補強板の効果に関する検討 (その 1), (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 2020.9
- 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
- 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 山田一字, 青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, JCI-C5, pp.19-26, 1983.10
- Malhotra, V.M.: Superplasticized Fly Ash Concrete for Structural Applications, Concrete International, Vol.8, No.12, pp.28-31, Dec.1986
- 天野修, 中村光, 檜貝勇, 田中浩一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚のせん断挙動解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol20, No.3, 1998
- Elmorsi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K.: Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000.
- 日本建築学会柱 RC 梁 S 構造設計小委員会パブリックコメント用鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針: <http://www.aij.or.jp/jpn/pdf/kouzou/RCS2020.pdf> (閲覧日: 2020 年 12 月 1 日)