論文　梁が偏芯した柱 RC・梁 S 造柱梁接合部の解析的研究

内田　和弘[*1]・花井　伸明[*1]・白川　敏夫[*2]

要旨：バンドプレート及び囲み板により補強された柱 RC・梁 S の偏芯接合部を有する試験体と偏芯接合部のない試験体を対象に 3 次元非線形有限要素法解析を行い，偏芯の有無の違いを解析的に検討した。界面要素（Coulomb-Friction モデル）を考慮した解析結果は実験結果と良い対応が見られた。解析結果は実験と同様，偏芯についての違いは見られなかった。柱 RC・梁 S ブレース架構モデルに，偏芯接合部を適用した場合の解析を行った。梁幅の半分程度の偏芯の場合，層せん断力－層間変形角関係の剛性や耐力に大きな違いが見られなかった。

キーワード：柱 RC・梁 S 造，梁偏芯，柱梁接合部，ブレース架構，有限要素解析

1. はじめに

1980 年代後半より柱が鉄筋コンクリート造（RC 造），梁が鉄骨造（S 造）からなる混合構造に関する研究が盛んに行われハイブリッド構法が開発された [1)]。しかし，この構法では柱芯と梁芯が同芯となっているため，柱際にあるパイプスペースが柱型内に納まらないことや，外壁と梁との距離が大きく，取り付けが難しいなどが課題として挙げられる。佐々木らは，柱 RC・梁 S 造のより合理的な平面計画や施工性の向上を目的に，柱芯に対して梁芯が偏芯した場合のバンドプレート（柱端部補強・応力伝達）および囲み板（せん断補強・型枠）により補強された偏芯接合部の十字形部分架構実験を行い，実験の範囲ではその影響は少ないと報告している [2)]。内田らは，柱 RC・梁 S 造の 12 層試設計モデルの一部を取り出し 3 次元非線形解析を行い，ラーメン及びブレース架構の力学性状，接合部の応力伝達機構を検討した [3)]。

本研究では，佐々木らが行ったバンドプレート及び囲み板により補強された柱 RC・梁 S の偏芯接合部を有する試験体と偏芯接合部のない試験体を対象に 3 次元非線形有限要素法解析を行い，偏芯の有無の違いを解析的に検討することを目的とする。さらに，内田らが解析を行った柱 RC・梁 S ブレース架構モデルに，偏芯接合部を適用した場合の解析も行い，架構への影響や十字形接合部以外の接合部の性状を検討する。

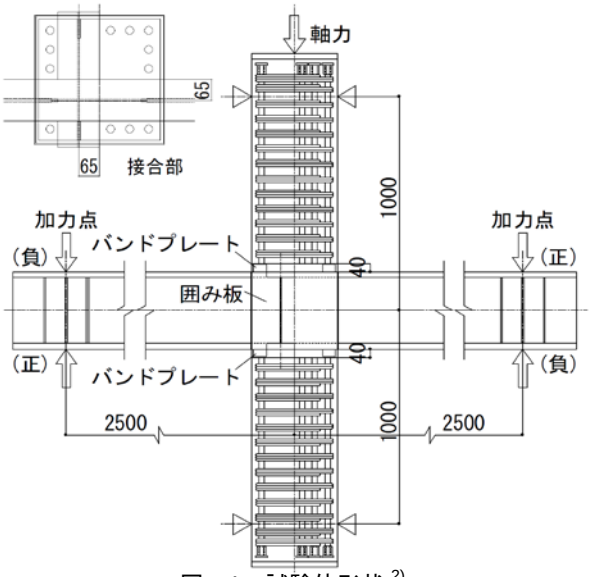
2. 柱梁接合部試験体の解析

2.1 解析対象試験体

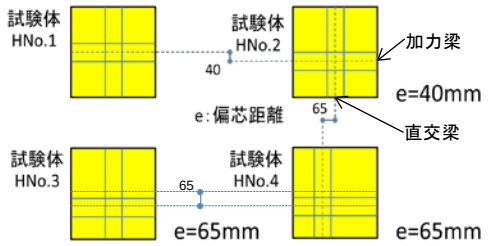
試験体緒元を**表－1** に，試験体形状を HNo.4 試験体を例に，**図－1** に示す。実験で使用した 4 体の試験体は，実大の約 1/2.5 スケールで，梁加力点間距離 L=5,000mm，柱支点間距離 H=2,000mm である。試験体は 4 体とも柱梁接合部のせん断破壊が先行するように計画された。実

表－1　試験体諸元 [1)]

試験体			HNo.1	HNo.2	HNo.3	HNo.4
柱	断面 (mm)		400×400			
	Fc (N/mm^2)		42			
	主筋		12-D22 (USD685)			
	フープ筋		4-K10@70 (KSS785)			
梁	断面		360×130×12×28 (SM490)			
	偏芯	e (mm)	0	40	65	65
		e/B_c	0	1/10	1/6	1/6
		梁	－	加力梁		両梁
接合部	ウェブ	t_w (mm)	4.5 (SS400)			
	囲み板	t_k (mm)	3.2 (SS400)			
	バンドプレート	t_p (mm)	9 (SM490)			



図－1　試験体形状 [2)]



図－2　偏芯パラメータ

*1 九州産業大学　建築都市工学部建築学科　教授　博士（工学）　(正会員)
*2 九州産業大学　建築都市工学部住居・インテリア学科　准教授　博士（工学）　(正会員)

験のパラメータは，偏芯距離 e のみであり，HNo.1 試験体は標準的な試験体で e =0 である。HNo.2 試験体と HNo.3 試験体は加力梁の e/Bc をそれぞれ 1/10 と 1/6 であり，HNo.4 試験体は加力梁とともに直交梁も e/Bc=1/6 偏芯している。加力方法は，柱に一定軸力導入後，梁先端（加力点）に取り付けた油圧ジャッキにより正負交番繰り返し載荷を行われた。加力履歴は，層間変形角（Rt）による変位制御であり，Rt=±2.5×10^{-3}rad で 1 回，Rt=±5,10,20,30×10^{-3}rad で各 2 回，Rt=±40,50×10^{-3}rad で各 1 回の繰り返しが行われた。

2.2 試験体のモデル化

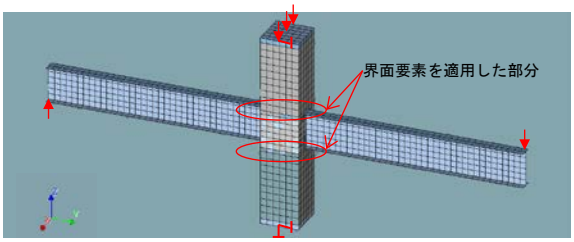
解析には汎用解析コード DIANA10.1[4)]を用い，3 次元非線形 FEM 解析を行った。HNo.1 試験体の有限要素分割を**図－3** に，界面要素の配置を**図－4** に示す。コンクリートには，8 節点のソリッド要素を用いた。鋼材には，4 節点一般曲面シェル要素を用いた。鉄筋には，主筋，せん断補強筋ともに，埋め込み鉄筋 Bar タイプ（線材）を用いた。柱梁接合部で鋼材とコンクリートが接する部分のうち，圧縮と引張が顕著と考えられる梁フランジとコンクリートの間には 8 節点の界面要素を用いた。

2.3 加力方法及び境界条件

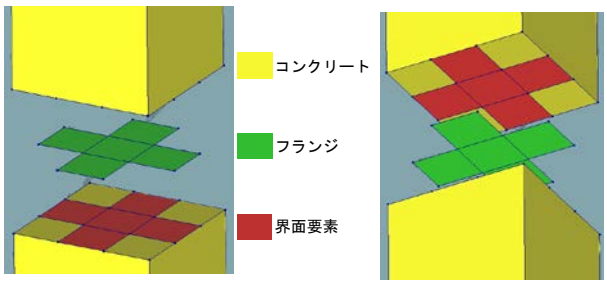
加力は，実験の正加力側を対象とした単調載荷とした。柱頭に一定軸力（軸力比 η=0.2）をかけ，梁の両端に強制変位を与えた。境界条件は，柱下端をピン支持（YZ 方向固定）とし，柱上端をローラー支持（Y 方向固定）とした。応力集中による支持点近傍での破壊防止ために端部の 1 段目のコンクリートには弾性要素を用いた。

2.4 材料のモデル化

表－2 に解析に用いた材料特性を示す。コンクリートの構成則には修正圧縮場理論に基づく全ひずみひび割れモデルを用いた。ひび割れは分布ひび割れ（回転）モデルである。破壊曲面には Hsieh らの 4 パラメータ破壊基準を用いた。**図－5** に圧縮側構成則を示す。応力－ひずみ関係曲線は Parabolic で表し，破壊エネルギーG_cは中村ら [6)]の式を用いた。**図－6** に引張側構成則を示す。ひび割れ発生後の下降域は Hordijk らのモデルを用い，破壊エネルギーG_f は土木学会の式 [7)]を用いた。また，**図－7** に示すようにひび割れによる圧縮強度の低減も Vecchio, Collins の式により考慮した。鉄筋の材料モデルには完全弾塑性モデルを用いた。コンクリートと鉄筋の付着特性は考慮せず，節点を共有する完全付着とした。接合部内のフランジとコンクリート間には，引張時の目開きやすべりを表わすために，界面要素を用い，その材料モデルには，**図－8** に示す Coulomb-Friction モデルを用いた。界面要素の材料特性に関しては文献 8 を参照した。なお，コンクリートに関しては HNo.1 試験体の材料特性を共通して用いた。



図－3　有限要素分割（HNo.1）



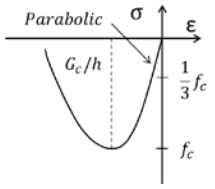
（梁フランジを上から見た場合）　（梁フランジを下から見た場合）

図－4　界面要素

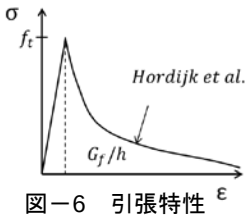
表－2　解析に用いた材料特性

コンクリート					
	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度*1 (N/mm^2)	破壊エネルギー 圧縮*2 (N/mm)	破壊エネルギー 引張*3 (N/mm)
	2.73×10^4	42.4	2.15	57	0.102
鉄筋					
種類	径	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)		
USD685	D22	2.03×10^5	766		
KSS785	K10	1.83×10^5	895		
鋼材					
部位	板厚 (mm)	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)		
フランジ	28	2.08×10^5	346		
ウェブ	12	2.14×10^5	417		
接合部ウェブ	4.5	2.12×10^5	315		
バンドプレート	3.2	2.11×10^5	312		
囲み板	9	2.13×10^5	372		
コンクリートと鋼材間の特性					
垂直剛性 (N/mm^3)	せん断剛性 (N/mm^3)	粘着力 (N/mm^2)	摩擦角の tanϕ	引張強度 (N/mm^2)	
1.0×10^4	1.0×10^4	0.72	0.3	2.15	

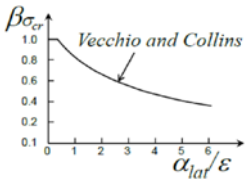
*1：靭性指針[5)]の式による計算値
*2：中村らの式[6)]による計算値，*3：土木学会の式[7)]による計算値



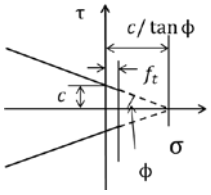
図－5　圧縮特性



図－6　引張特性



図－7　圧縮強度低減係数



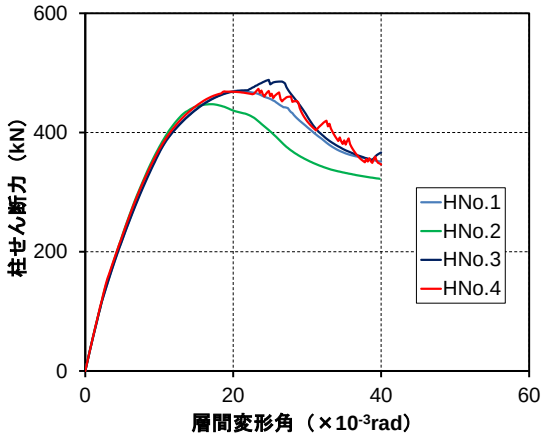
図－8　クーロンの基準

2.5 荷重－変形関係

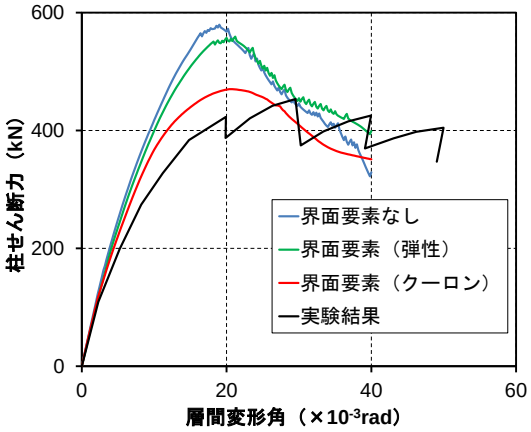
偏芯のないHNo.1の実験結果と解析結果の比較を**図－9** に示す。この解析では，界面要素の材料モデルを絞り込むために①界面要素なし，②界面要素あり（垂直及びせん断剛性ともに弾性），③界面要素（Coulomb-Frictionモデル）の3ケースの解析を実施し，比較している。弾性の界面要素を考慮すると，剛性と耐力が低下し，Coulomb-Frictionモデルでは，さらに耐力が低下し，最大耐力に関しては実験結果と良い対応を示した。Coulomb-Frictionモデルを用い，梁フランジとコンクリート間での引張側の開閉やすべりを考慮することで，コンクリートへの応力伝達の領域が制限され，応力が集中したことで，耐力が低下したと考えられる。鋼材の降伏については，層間変形角（R）が6.0(×10^{-3}rad.)付近でバンドプレート，R=8.0(×10^{-3}rad.)付近で囲み板の降伏が発生した。梁についてもR=10(×10^{-3}rad.)付近で梁フランジ，R=18(×10^{-3}rad.)付近で梁ウェブの降伏が見られたが，梁の曲げ耐力には達しておらず，接合部コンクリートの破壊により耐力が決定していると考えられる。

図－10～12 にHNo.2，HNo.3，HNo.4の柱せん断力−層間変形角関係の実験結果と解析結果の比較を示す。解析結果は，界面要素なしと界面要素（Coulomb-Frictionモデル）を示す。Coulomb-Frictionモデルの解析結果と実験結果を比較すると，3体ともHNo.1と同様，最大耐力に至るまでの剛性は，解析結果のほうが高い。最大耐力はHNo.2では耐力はほぼ同様で，HNo.3とHNo.4では実験結果よりやや解析値が上回った。

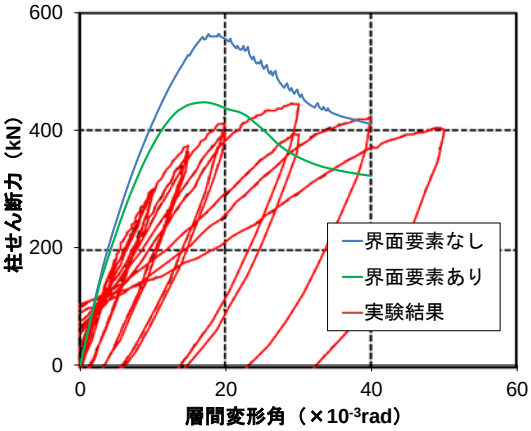
図－13 に柱せん断力−層間変形角関係の比較を示す。各試験体とも界面要素（Coulomb-Frictionモデル）の解析結果である。HNo.1を基準とすると，HNo.2の最大耐力がやや下回ったが，HNo.3とHNo.4はHNo.1とやや最大耐力に差異はあるが，耐力と剛性ともにほぼ同様となっている。HNo.2の耐力がやや低いものの，最大耐力に至るまでの柱せん断力－層間変形角関係に関して，実験結果同様，偏芯による違いは大きな違いは見られなかった。



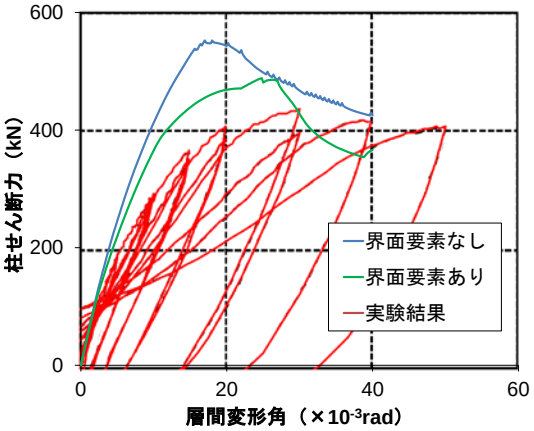
図－13　解析結果の比較



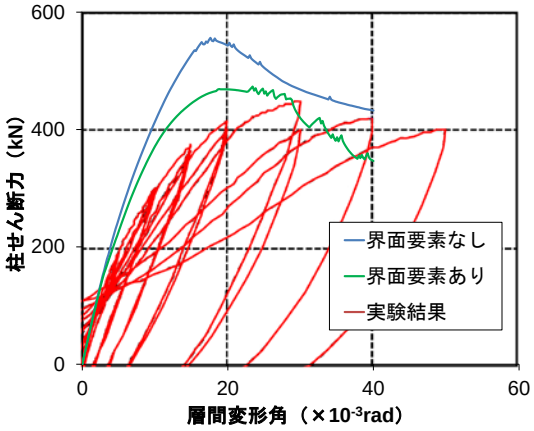
図－9　荷重－変形関係（HNo.1）



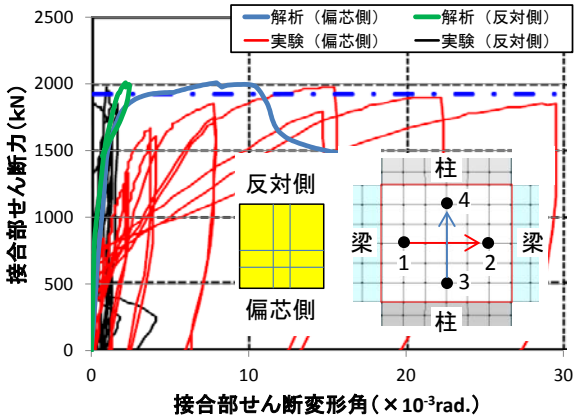
図－10　荷重－変形関係（HNo.2）



図－11　荷重－変形関係（HNo.3）



図－12　荷重－変形関係（HNo.4）



図－14　接合部せん断力－接合部せん断変形関係（HNo.3）

2.6 接合部せん断力－せん断変形角関係

図－14 に HNo.3 試験体の接合部水平せん断力－接合部せん断変形角関係の実験結果と解析結果の比較を示す。接合部せん断変形角は図－14 内の図に示すように，囲み板の節点変位を用いて，ベクトル 1－2，ベクトル 3－4 の角度変化を計算して，偏芯側と反対側のせん断変形を計算した。実験結果と解析結果を比較してみてみると，梁が偏芯している側の接合部のせん断変形が大きく，梁が偏芯していない反対側の変形は小さいという傾向は，実験とよく一致していることがわかる。

2.7 最小主応力コンター

図－15 に各試験体の最大耐力時の接合部の最小主応力コンターを示す。同図は接合部の高さ方向の複数の断面位置の応力コンターを示している。HNo.1 試験体では，ほぼ中心に応力が集中しているが，偏芯のある試験体では，偏芯側に圧縮応力が集中しているのがわかる。

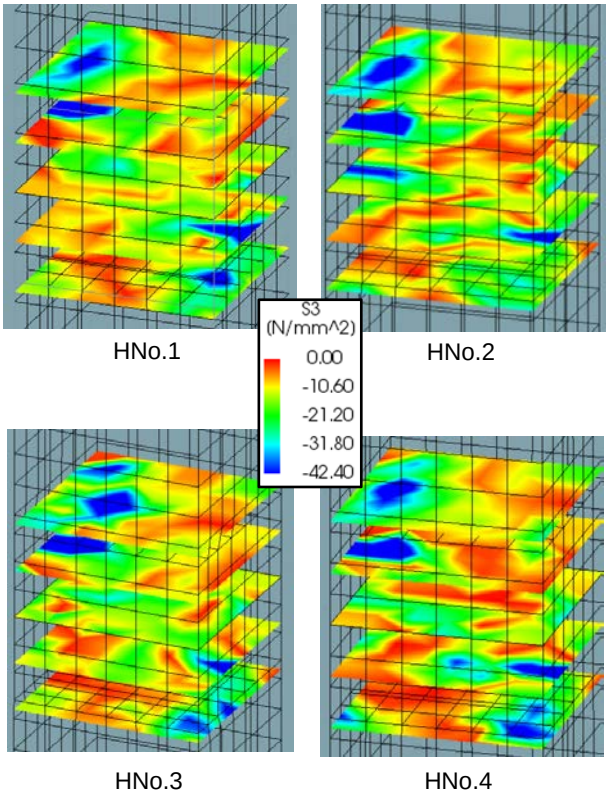
3. 架構モデルの解析

3.1 解析対象のモデル化

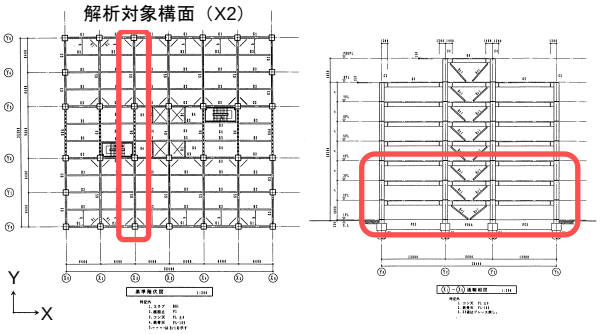
図－16 に解析対象とする試設計建物[3)]の基準階伏図及び Y 方向軸組図を示す。解析対象とする部分は，文献 3 と同じ Y 方向構面の X2 通りの下部 3 層で，この部分を取り出して独立した 3 層 3 スパンモデルとする。この構面の梁を梁幅の半分だけ外側に偏芯させ，純ラーメンとブレース付ラーメン 2 ケースの解析を行った。

解析対象とした部分の柱，梁，接合部及びブレースの断面寸法は 1～3 層とも共通である。柱の断面寸法は 1000×1000mm，梁の断面寸法は H-750×250×14×22 で，接合部内のフランジ及びウェブ厚さも梁と共通である。ブレースには鋼管パイプ 250×14 を用いた。柱梁接合部は梁貫通型でせん断補強筋（囲み板なし），柱頭柱脚はバンドプレート（高さ 100mm×厚さ 19mm）されている。

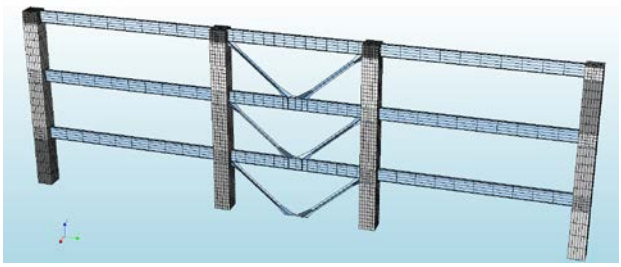
解析対象の有限要素分割を図－17 に示す。梁を偏芯させたモデルについては，図－18 に示すように梁幅の半分だけ梁の位置をずらしたものとする。ブレースに関して



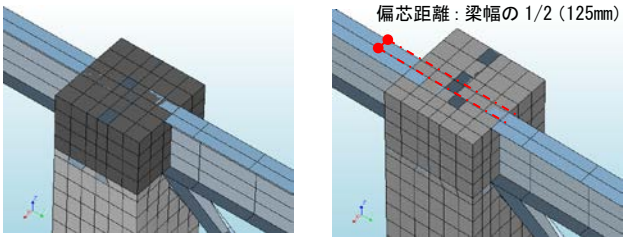
図－15　接合部最小主応力コンター（圧縮：負）



図－16　基準階伏図及び Y 方向軸組図[3)]



図－17　有限要素分割



偏芯していない柱梁接合部　　偏芯した柱梁接合部

図－18　梁の偏芯の詳細

は，設計では円形鋼管であるが，要素分割の簡単化のために，同断面積の十字形断面のブレースとした。

加力方法は，1 層の負担する長期軸力を 3 層柱頂部に載荷した後，Ai 分布に基づく水平力を各階梁位置に載荷した。境界条件は，柱脚部と 1 層ブレースの下端部を固定とした。材料モデル化に関しては，2.4 で示したモデルと同様である。ただし，コンクリートと鉄筋，コンクリートと鋼材は，完全付着とした。コンクリート強度などの材料定数は文献 3 と同様とした。

3.2 荷重－変形関係

梁の偏芯の有無による純ラーメンとブレース付ラーメンの層せん断力（Q）－層間変形角（R）関係を**図－19～20** に示す。また，偏芯の有無による層せん断力－層間変形角関係の比較を**図－21** に示す。層間変形角は各層の中央梁ウェブの中心の部分の変形を用いて計算した。

偏芯ありの純ラーメンの解析において，R=0.2(×10^{-3}rad.)から 1 層の柱脚部においてひび割れが入った。R=5.0(×10^{-3}rad.)近辺で 1 層中央梁の端部が降伏を開始し，続いて R=10.0(×10^{-3}rad.)近辺で 2 層の梁が降伏を開始した。また，R=7.0(×10^{-3}rad.)で 1 層柱脚部分の主筋が引張降伏に達した。R=15.0(×10^{-3}rad.)近辺で 3 層の梁が端部から降伏し，最終的に 1 層柱脚の引張主筋の降伏と各層の梁端部の曲げ降伏が発生した。これらの挙動は，偏芯なしの純ラーメンについても偏芯ありの純ラーメンとほとんど同様のタイミングで見られた。

偏芯ありのブレース付ラーメンの解析では，まず R=0.5(×10^{-3}rad.)で 1 層柱脚部にひび割れが入り始めた。R=3.5(×10^{-3}rad.)近辺で 1 層の引張側ブレースの上部が降伏を開始し，ついで同じく 1 層の梁が降伏を開始した。R=4.5(×10^{-3}rad.)で 1 層の圧縮側ブレースが降伏を始めた。R=6.0(×10^{-3}rad.)近辺で 2 層の引張側ブレースが降伏を始めた。R=6.5(×10^{-3}rad.)近辺で 2 層の梁が降伏を開始し，1 層柱脚部の主筋が引張降伏に達した。R=13.0(×10^{-3}rad.)で 3 層の梁が端部から降伏を開始した。

図－21 に示すように純ラーメン，ブレース付架構とも梁の偏芯による層せん断力－層間変形角関係の違いはほとんど見られなかった。

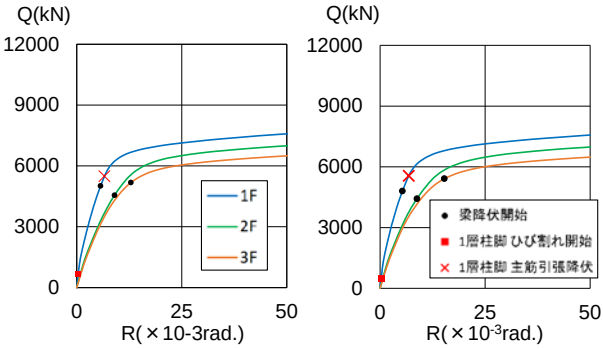
3.2 面外方向の変形

R=20.0(×10^{-3}rad.)時のブレース付ラーメンの面外方向（X 方向）の変形コンターを**図－22** に示す。

面外方向の変形は，水平力の載荷部分に遠い箇所は梁が偏芯した方向に変形し，近い箇所では梁の偏芯した方向とは逆の方向に変形している。偏芯していない架構では面外方向の変形はほとんど見られなかった。

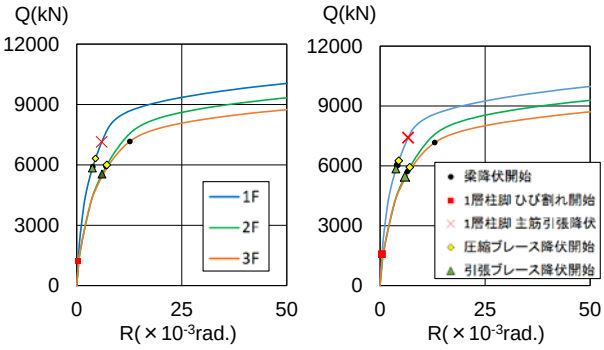
3.3 柱梁接合部の応力状態

各接合部の呼称を**図－23** に示す。R=20(×10^{-3}rad.)の時の各接合部の応力状態を偏芯の有無ごとに比較したもの



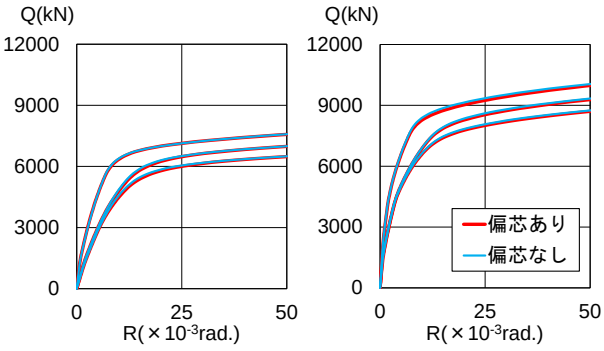
偏芯なし　　偏芯あり

図－19　層せん断力－層間変形角関係（純ラーメン）



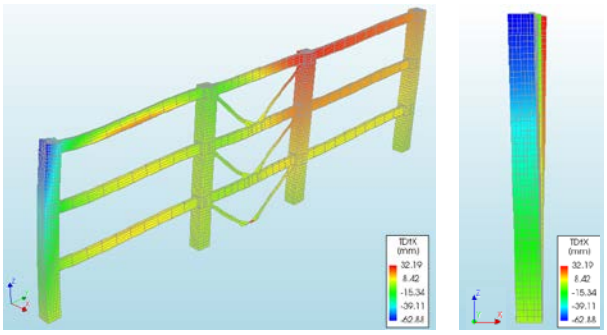
偏芯なし　　偏芯あり

図－20　層せん断力－層間変形角関係（ブレース付ラーメン）

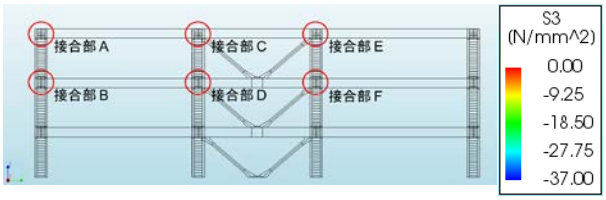


純ラーメン　　ブレース付ラーメン

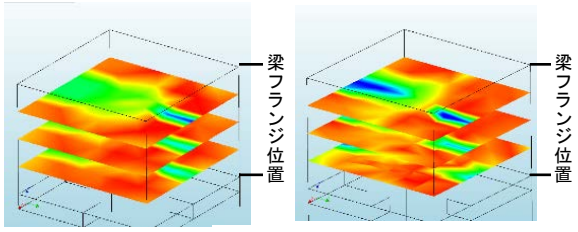
図－21　層せん断力－層間変形角関係の比較



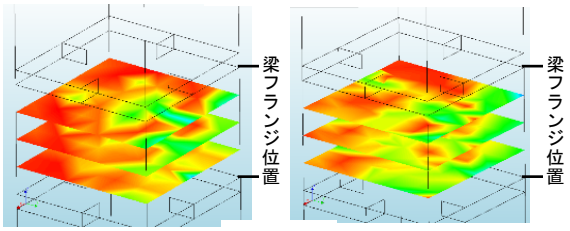
図－22　面外方向変形コンター



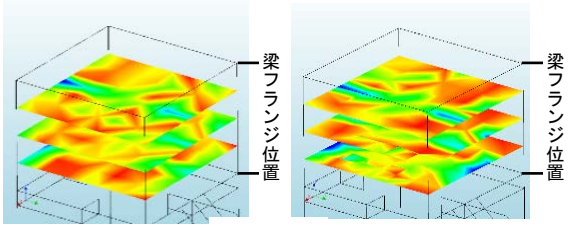
図－23　比較する接合部の呼称



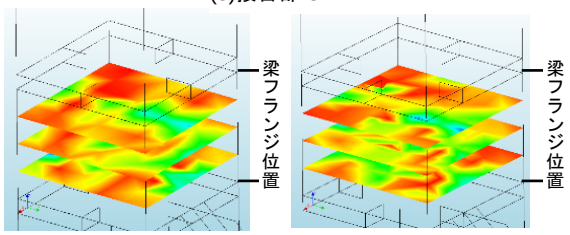
(1)接合部 A



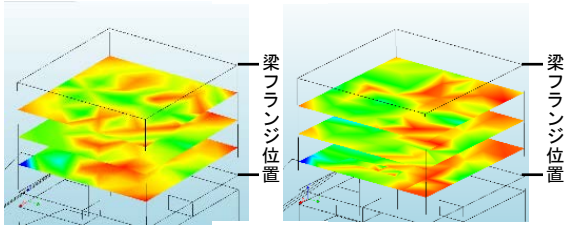
(2)接合部 B



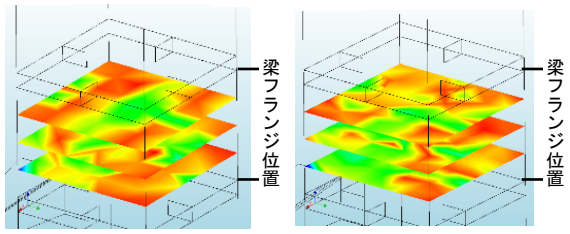
(3)接合部 C



(4)接合部 D



(5)接合部 E



(6)接合部 F

偏芯なし　　偏芯あり

図－24　最小主応力コンターの比較（圧縮：負）

を図－24 に示す。同図では，接合部高さの中央位置及び中央から上下に接合部高さの 1/4 の位置の 3 つの断面における圧縮主応力コンターを示している。明瞭でないところもあるが，おおむね偏芯している側の最小主応力が大きくなっていることが観察できる。

4. まとめ

(1) 柱梁接合部試験体の解析

界面要素（Coulomb-Friction モデル）を考慮した解析結果は実験結果とおおむね良い対応が見られた。解析結果は実験と同様，偏芯についての違いは見られなかった。偏芯側の接合部と偏芯していない接合部のせん断変形には大きな差がみられ，偏芯側の変形量が大きく，偏芯していない側の変形量が小さいという結果が得られた。

(2) 架構モデルの解析

梁幅の半分程度の偏芯の場合，層せん断力－層間変形角関係や，解析での降伏の様子から剛性や耐力に大きな違いが見られないことを確認することができた。

謝辞

研究実施にあたり，九州産業大学･平成 29 年度卒業生，津村真吾氏，前村一成氏の協力を得た。謝意を表する。

参考文献

1) 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, 2001.1
2) 佐々木仁，佐藤幸博，増田圭司，シングラヴィ：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 3，4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.1207-1210，2008.9
3) 内田和弘，野口博：RCS 構造ブレース架構の柱梁接合部に関する解析的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1285-1286，2000.7
4) TNO DIANA BV : DIANA User's Manual –Release 10.1–, Feb.2017
5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
6) Nakamura,H., Higai,T.:Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
7) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書（2012 年制定）設計編，2012.12
8) 小室雅人，岸徳光，張広鋒：部分的にコンクリートを充填した鋼管橋脚模型の耐荷性状に関する数値解析的研究，応用力学論文集，pp.475-486，2003.8