

論文 RC 造偏心柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析

荒生 和宏*1・柏崎 隆志*2・野口 博*3

要旨: 本論文では RC 造偏心柱・梁接合部において、偏心によるねじりモーメントが接合部に対してどのような影響を与えるかを 3 次元 FEM 解析によって検討したものである。検討するにあたり、7.5cm 偏心している試験体と偏心していない試験体とを解析対象試験体として解析を行った。解析結果より全体挙動（層せん断力-層間変形角関係など）に関しては、柱心と梁心の差が比較的小さく梁降伏型の設計であれば、偏心によるねじりモーメントの影響は小さいことがわかった。しかし、最大耐力に差異の見られない試験体でも、接合部内部せん断応力分布状態において、せん断応力が偏心しているものが 45%上回る部分もあった。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 柱・梁接合部, 偏心接合部, 有限要素法, 3次元解析

1. はじめに

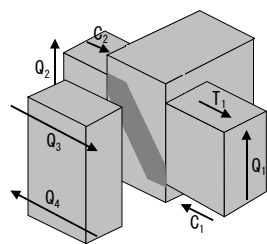
RC 造偏心柱・梁接合部は、**図 1** に示すように、偏心により接合部にねじりモーメントが生じ、偏心せずに接合されたものよりも多大にせん断力が入力されたり、梁が取り付けしていない部分の柱の面積が減少することにより、偏心側に応力が集中するなどの恐れがある。実際、1968 年の十勝沖地震においても、柱に対して壁梁が大きく偏心して取り付けられた建物においてその影響を受けて崩壊に至ったという報告もある。一方、偏心量を考慮した柱・梁接合部のせん断耐力を合理的に評価する提案式は殆ど無いのが現状である。

そこで、本研究では、偏心柱・梁接合部の接合部せん断挙動を 3 次元 FEM 解析により検討し、それにより得られる履歴特性、破壊モード、変形状態、応力状態

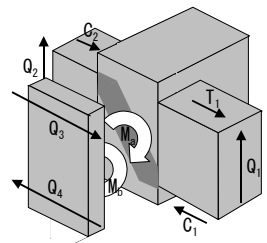
などから、ねじりモーメントが接合部せん断挙動にどのような影響を与えるか検討した。また、接合部内の負担せん断力を求めることにより全体挙動（層せん断力-層間変位角関係など）に差異の少ない試験体においても、偏心量が接合部パネルの内部応力や破壊モードにどのような影響を与えるのかも併せて検討した。

2. 解析対象試験体

本解析では、1991 年に林、寺岡らによって実験が行われた内柱・梁接合部¹⁾を対象試験体とした。試験体は、実大の約 0.6 倍に縮小された十字型部分架構で、階高は 200cm、梁スパンは 350cm である。また、柱・梁部材の断面はそれぞれ 50cm×50cm, 30cm×50cm である。本解析では、偏心量をパラメータとした No.34, No.35 試験体の解析を行った。No.34 は偏心がなく、No.35 は柱心に対して梁心を 7.5cm 偏心している。実験時の破壊モードは No.34, No.35 とも梁曲げ降伏先行型であった。試験体諸元を**表 1**に、コンクリートおよび鉄筋の材料特性をそれぞれ**表 2**, **表 3**に示す。また、試験体の断面詳細を**図 2**に示す。



通常の柱・梁接合部



偏心柱・梁接合部

図 1 偏心接合部概念図

*1 オリエンタル建設(株) 前千葉大学大学院自然科学研究科博士前期課程 工修 (正会員)

*2 千葉大学助手 工学部デザイン工学科(建築系) 工修 (正会員)

*3 千葉大学教授 工学部デザイン工学科(建築系) 工博 (正会員)

表 1 試験体諸元

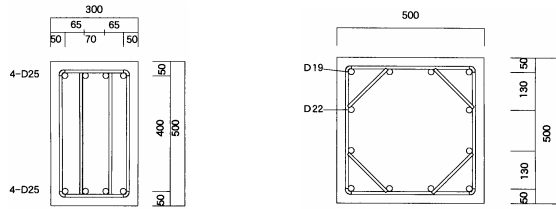
試験体		No.34	No.35
偏心量		0cm	7.5cm
梁主筋比		1.50%	
階高×スパン		200×350cm	
軸圧		8MPa	
梁	断面	30×50cm	
	あばら筋比	端部:1.18%、中央:0.86%	
柱	断面	50×50cm	
	主筋比	鉄筋比:1.70% 引張鉄筋比:0.54%	
	帯筋比	0.71%	
接合部	接合部補強筋比	0.71%	

表 2 コンクリート材料特性

位置	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)
梁	35.5	25.3	2.59
接合部	39.4	26.5	3.21
柱	32.9	23.1	3.13

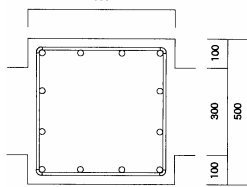
表 3 鉄筋材料特性

種類	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D25(梁主筋)	429	620	185
D22(柱主筋)	427	601	192
D19(柱主筋)	442	621	195
D10(横補強筋)	339	493	185



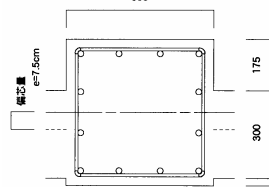
梁断面図(共通)

柱断面図(共通)



No. 34 接合部断面図

(偏心無し)



No. 35 接合部断面図

(偏心有り)

図 2 断面詳細図

3. 解析方法

解析には、内田、野口により開発された 3次元非線形有限要素解析プログラム²⁾(オリジナルプログラム)を使用した。

3.1 要素と材料モデル

(1) コンクリート

コンクリートには、アイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素を用いた。構成則には、Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを 3次元に拡張したモデルを用いた。また、破壊曲面には、Willam-Warnke の 5パラメータモデルを仮定した。5つのパラメータは Kupfer 等の実験を参考に決定した。ひび割れは、分布ひび割れモデルで表現した。また、ひび割れコンクリートの圧縮強度低減係数には濱田・野口式を使用した。応力-ひずみ関係は、図 3 に示すように、圧縮側の上昇域では Saenz 式を用い、下降域では Kent-Park のモデルにより、横補強筋の拘束効果を考慮した。また、ひび割れを含む RC

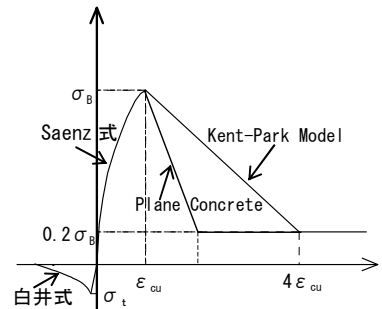


図 3 コンクリートの

σ-ε 関係

(2) 鉄筋

鉄筋軸方向にのみ剛性を有する 2 節点線材要素で表現した。応力-ひずみ関係は、実験での引張試験結果を用い、バイリニアモデルとした。

(3) 付着

コンクリートと鉄筋間は完全付着とした。

3.1 境界条件

図 4 に要素分割図を示す。加力は、実験と同様に 8MPa の柱軸力を加えた後、静的な逆対称単調載荷を両梁端に変位制御にて行った。境界

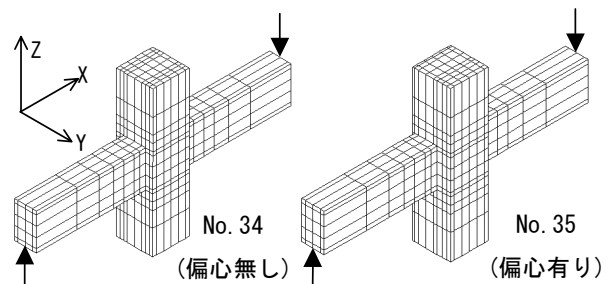


図 4 要素分割図

条件は、軸力導入時には柱脚面においては、中心一列をピン支持とし、それ以外はZ方向変位を拘束し、柱頭に加力した。両梁端加力時には柱脚中心一列をピン支持とし、柱頭は中心一列のXY方向変位を拘束した。

4. 解析結果

No.34（偏心無し）とNo.35（偏心有り）の層せん断力-層間変位角関係をそれぞれ図5、図6に示す。No.34、No.35共に解析値の全体の剛性が高めであるが、これは鉄筋が完全付着であり、抜け出しを考慮しなかったことが原因と考えられる。No.34（偏心無し）試験体の解析結果の最大耐力は471.2kNで、実験での最大耐力451.4kNより約4%上回る結果を得た。同様にNo.35（偏心有り）試験体では解析結果の最大耐力が468.2kNで、実験での最大耐力456.6kNより約2%上回る結果となった。実験では、No.34、No.35試験体は梁曲げ降伏が先行し偏心量もそれ程大

きくないため、ねじりモーメントが最大耐力に与える影響は約2%低下するに止まっていると報告されている。本FEM解析においても、梁曲げ降伏型の破壊モードとなり、層せん断力-層間変位角関係においても約1%低下する結果を得ているため、偏心量が最大耐力に与える影響は明確には見られなかった。

図7にはFEM解析から得られたNo.34、No.35の層せん断力-層間変位角関係の比較と既往の耐力式による計算結果を合わせて示す。梁曲げ耐力計算値、靱性保証型耐震設計指針⁴⁾（以下、靱性指針）による接合部せん断耐力計算値（偏心無し）、および式(1)により偏心を考慮した接合部せん断耐力計算値も合わせて示す。なお、式(1)により、偏心量による接合部せん断耐力の低下を接合部有効幅の減少として考慮した場合、せん断耐力は約20%低下した。

$$t_{pe} = (\text{梁幅} + \text{柱幅}) / 2 - e \quad (1)$$

t_{pe} : 偏心量を考慮した接合部有効幅,
 e : 偏心量

先にも示したように、柱心と梁心の差が比較的小さく偏心量もそれ程大きくない場合、梁降伏型の設計であれば偏心によるねじりモーメントの最大耐力への影響は小さいことが解析結果の比較からも明らかである。また、最大耐力について靱性指針計算値（偏心考慮）とFEM解析

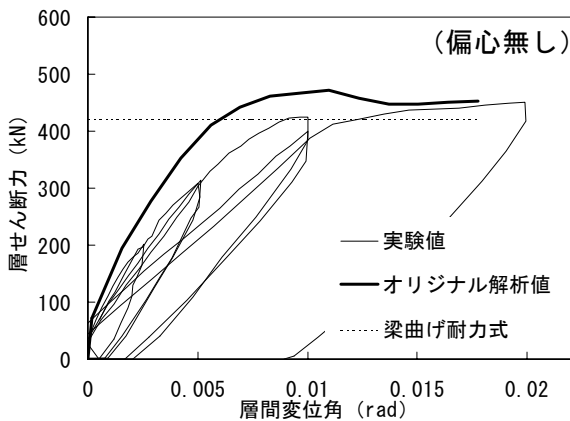


図5 No. 34 層せん断力-層間変位角関係

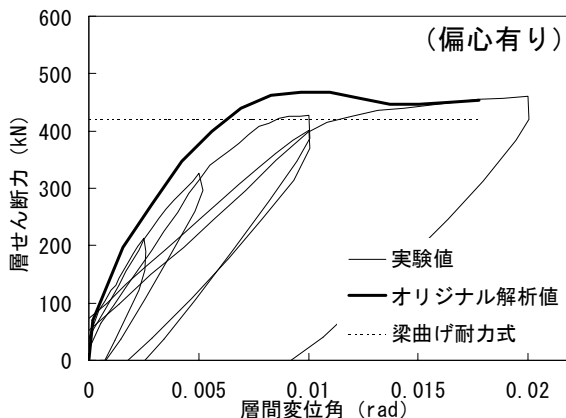


図6 No. 35 層せん断力-層間変位角関係

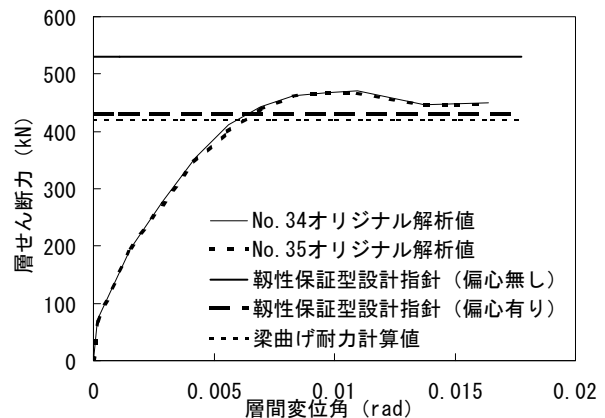


図7 解析結果と既往の提案式との比較

とを比較すると、FEM 解析値の方が約 10%程度上回る結果となった。しかしながら、実験、FEM 解析共に梁曲げ降伏が先行していることから、式(1)による接合部せん断耐力劣化の評価は過大であったと考えられる。

5. 接合部内の圧縮主応力状態

柱心に対する梁心の偏心の有無が柱・梁接合部の応力伝達機構に与える影響を示す一例として、オリジナルプログラム解析から得られた層せん断力が最大耐力時のコンクリート圧縮主応力分布図を図9に示す。なお、図9中の切断面1~8、A~Bの位置を図8に示す。

図9を見ると、No.34（偏心有り）、No.35（偏心無し）共に接合部パネルの対角線上に圧縮ストラット機構が形成されている。応力分布図を見ると、偏心がある方が接合部に強い圧縮応力が働いている（例えば切断面B）。これはNo.34（偏心無し）では梁が取り付いていない柱部分両側に圧縮応力が伝達されるのに対し、No.35（偏心有り）では偏心することにより梁が取り付いていない柱部分の面積が減少したため、応力が片側にしか流れず、応力が集中してしまったためであると考えられる。特にNo.35（偏心有り）では接合部の偏心側とその反対側で圧縮主応力の差が約1.5倍となった。柱心と梁心の差が比較的小さく、偏心量がそれ程大きくない本解析においても、偏心側とその反対側に応力差が生じたことから、偏心量が更に大きい、例えば、壁梁の偏心の場合などは、偏心側への応力集中が予想され、この点について設計時に留

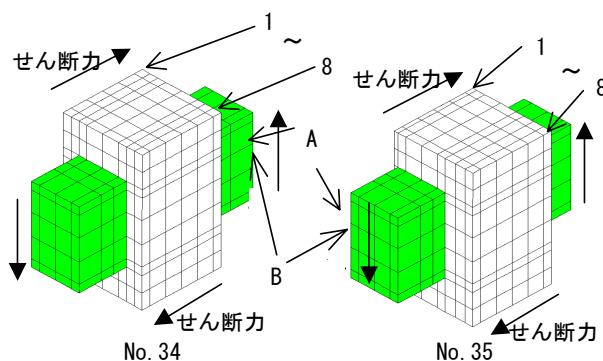


図8 圧縮主応力分布図切断面

意が必要であると考えられる。

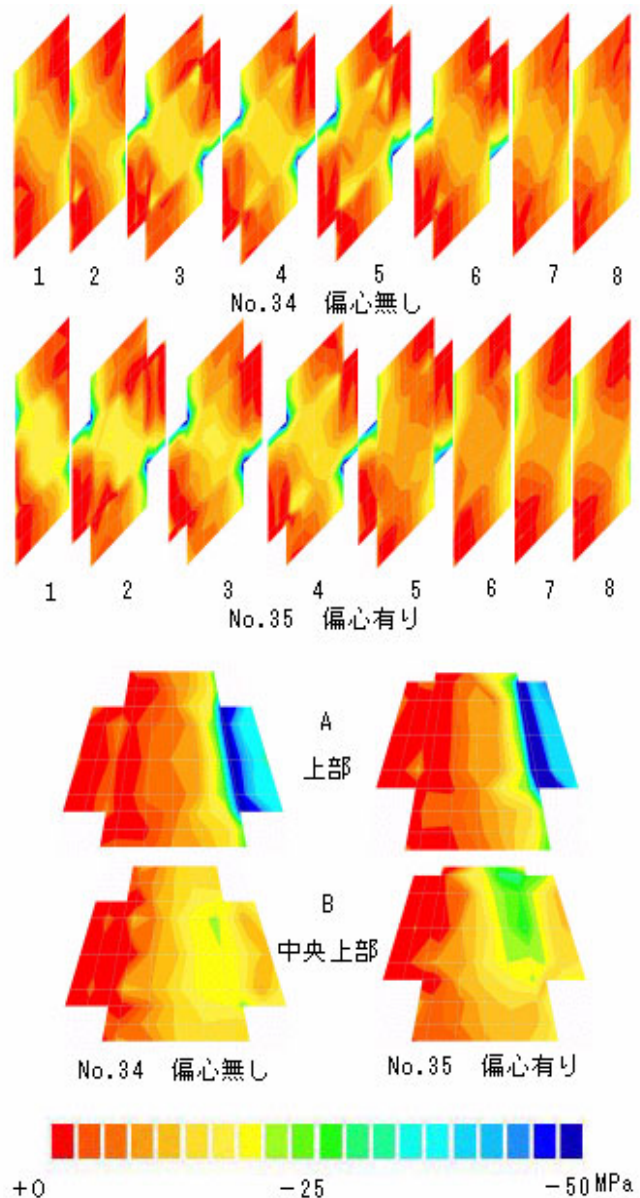


図9 接合部コンクリートの主応力分布図

6. 接合部内のせん断応力状態

接合部コンクリートのせん断応力分布図を図11に示す。なお、図11中の切断面A~Dは図10に示すとおりである。No.34（偏心無し）試験体は柱（梁）心を中心にせん断応力が対称に分布していることが確認できる。一方、No.35（偏心有り）試験体では、接合部内の圧縮主応力状態の検討でも述べたように、偏心側の有効幅が減少したため、負担面積が小さくなり、結果として偏心した側にせん断応力が集中していることが確認できる。また、どちらも同一変位角、同スケールで示しているが、全体挙動（層

せん断力-層間変位角関係)では差異の見られなかった両試験体が、圧縮主応力分布図にも示したように、せん断応力の分布でも No.34 (偏心無し) よりも No.35 (偏心有り) の方が、最大のせん断応力が集中している所で45%程度上回る結果となった。このように全体挙動が(層せん断力-層間変位角関係など)に差異が無い場合でも内部のせん断応力分布状態にはかなり

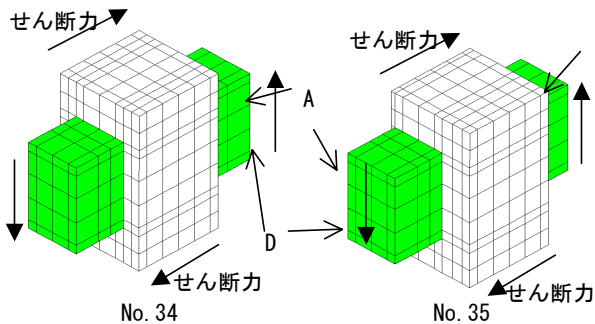


図 10 せん断応力分布図切断面

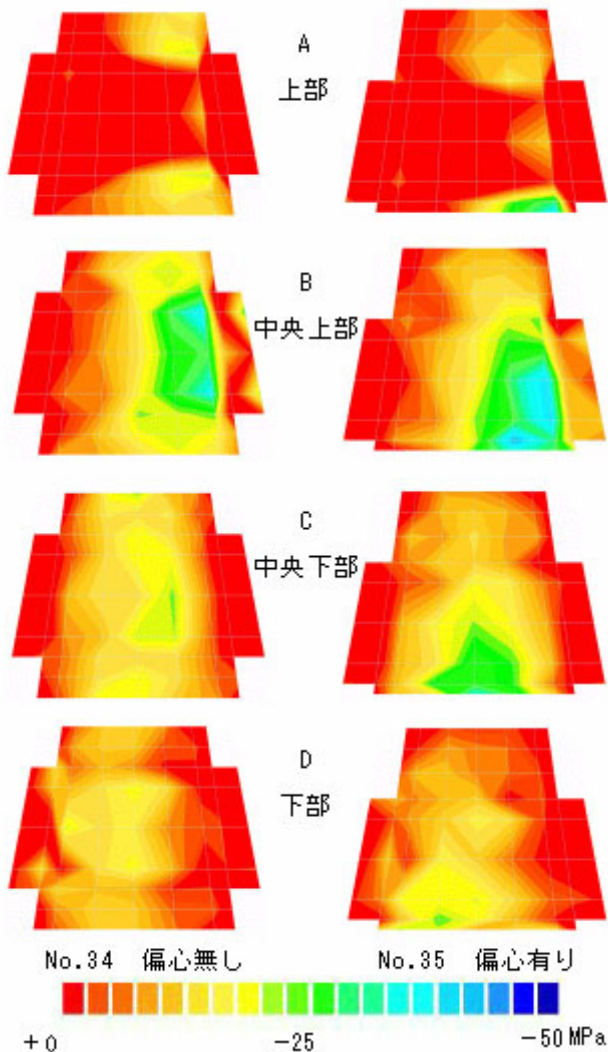


図 11 せん断応力分布図

の違いがあるので、圧縮主応力状態の時と同様に注意すべき問題であると考えられる。

7. 接合部内におけるせん断力負担状態

前述のように全体挙動(層せん断力-層間変位角関係など)に差異の見られない両試験体でも、接合部内の圧縮主応力やせん断応力の分布を検討すると著しく差が生じていることが確認できた。そこで、接合部内のせん断力を求めることにより、接合部要素がどの程度のせん断力を負担しているか検討を行った。ここでせん断力は、要素内の積分点のせん断応力を、その要素が負担する断面積を乗じることによって求めた。図 12 に要素位置図を、図 13 に図 12 を基にした各要素の負担せん断力の分布を記した。図 13 にはせん断応力分布も併せて示している。

図 13 より No.34 (偏心なし) は柱(梁)心(図中では要素 D・E)を中心に左右対称に分布しているのがわかる。しかし、No.35 (偏心あり) では偏心側(図中では A 方向)に集中しており、要素 D では No.34 (偏心なし) を上回るせん断力を負担している。図 12 中の要素位置における No.34 (偏心無し) の柱(梁)心を中心(A~D と E~F)とする負担するせん断力を計算すると、

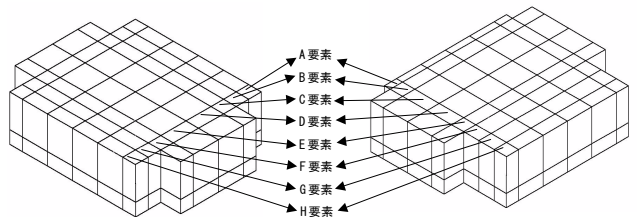


図 12 要素位置図

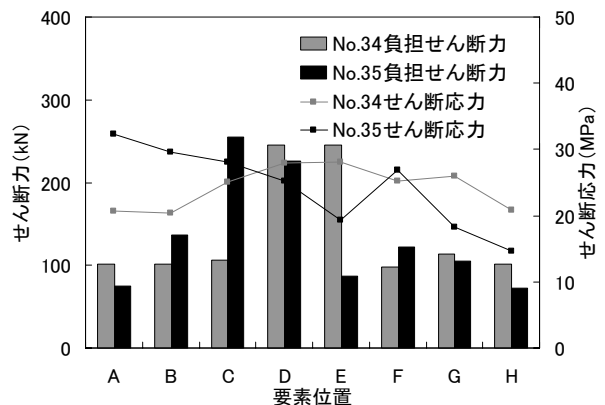


図 13 せん断力分布

それぞれ約 556kN・558kN となり計算値上も左右対称に分布していることが分かる。これに対し、No.35（偏心有り）では、梁幅位置（A～E）とそれ以外の位置（F～H）のそれぞれ負担するせん断力を計算すると、それぞれ約 780kN, 299kN となり、梁幅位置の方が約 45%上回るせん断力を負担しており、No.35（偏心有り）は梁幅位置が偏心側に寄っているため、偏心側にせん断力が集中していることが計算値の結果からも分かる。

8. 仮想試験体による解析

前述までの試験体は梁曲げ降伏型であったため、接合部に入力されるせん断力はある程度で頭打ちになってしまう。そこで接合部のコンクリート強度を低下することにより、相対的に接合部に入力されるせん断力を高めることによって、破壊モードを変化させた試験体における偏心の影響を検討した。本解析では表 2 に示した

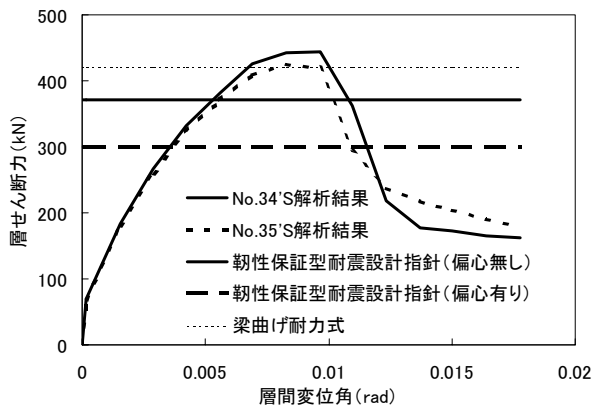


図 14 層せん断力－層間変位角関係（仮想試験体）

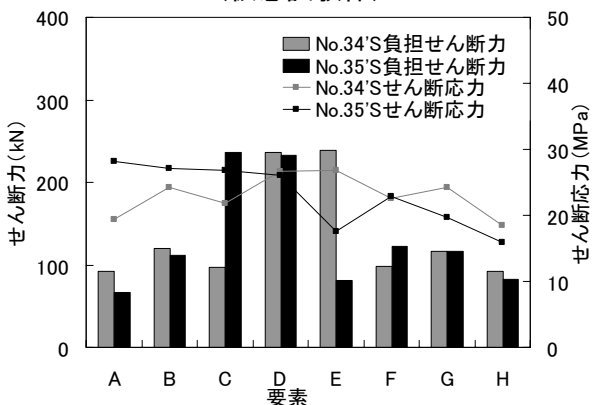


図 15 せん断力分布（仮想試験体）

接合部のコンクリート強度を 55%下げた 21.67MPa で解析を行い、試験体名を No.34'S（偏心無し）、No.35'S（偏心有り）とした。解析結果を図 14 に示す。破壊モードが、No.34'S（偏心無し）では梁主筋降伏後に接合部コンクリートが圧壊に至っているのに対し、No.35'S（偏心有り）では梁主筋は降伏しておらず接合部コンクリートが圧壊し、接合部せん断破壊を起こしている。この状態の時の接合部内せん断力分布を図 15 に示す。なお、負担要素の位置は図 12 に示すものと同じとし、併せてせん断応力分布も示す。No.35'S（偏心有り）における梁幅位置（A～E）とそれ以外の位置（F～H）における負担するせん断力は、それぞれ約 728kN, 321kN となり、梁幅位置の方が約 39%上回るせん断力を負担しており、前述の通り偏心側にせん断力が集中していることが計算値からも分かる。また、各試験体の接合部負担せん断力は、No.34'S（偏心無し）では 1090kN であるのに対し、No.35'S（偏心有り）では 1050kN で約 4%程度下回るせん断力を負担している結果を得た。これらの結果から、偏心側にせん断力が集中することによって、No.35'S（偏心有り）では偏心側でせん断劣化を起こし、接合部せん断破壊に至ったと考えられる。

9. まとめ

偏心柱・梁接合部について、全体挙動としては、柱心と梁心の差が比較的小さく梁降伏型の設計であれば、偏心によるねじりモーメントの影響は小さいことが解析的にわかった。しかし、内部応力状態は偏心有りとしでは大きく異なり、偏心の程度によっては偏心側にせん断破壊が発生することも考えられ、設計時に留意する必要がある。

参考文献 1)林和也, 寺岡勝, 狩野芳一, ほか: 梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No2, pp.07-12, 1991 2)内田和弘, 野口博: 梁貫通型接合部を有する柱 RC・梁 S 構造 2 層 2 スパン架構の力学的挙動に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.514, pp.207-214, 1998,12 3)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(案),1997