

(千葉大学 学位申請論文)

3次元 FEM 解析による RC 造柱梁接合部の せん断強度に関する研究

2009 年 1 月

千葉大学大学院 自然科学研究科
人間環境デザイン科学専攻 建築デザイン学

洪 杰

論文要旨

1995年兵庫県南部地震では、1981年以後の新耐震設計法に準じて設計された5～11階建ての鉄筋コンクリート(RC)造集合住宅の柱梁接合部に、従来ほとんど見られなかったせん断破壊が発生し、その原因のひとつとして柱と梁の偏心接合が指摘された。その後、柱と梁の偏心接合を対象とした実験的研究がいくつか行われ、偏心接合による耐力低下が確認されるものの、耐震設計規準におけるせん断強度式の改善までには至っていない。また、3次元の有限要素法(FEM)による解析的研究では、RC造部材に関する3次元のモデル化を通じて、部材内部での力の3次元的伝達や破壊機構の把握が可能となってきたにもかかわらず、柱梁接合部の力学的挙動に関する定性的な検討に留まることが多く、偏心接合部の耐力低下に関する根本的な原因と耐力低下の定量化については未だに課題が残っている。また、解析的検討から得られた研究成果を、柱梁接合部の耐震設計へ応用するところまでには至っていない。

以上の背景から、本論文は、柱と梁の偏心接合を含むRC造柱梁接合部の耐震性能に関して、3次元FEM解析による検討を行い、その成果に基づいてより合理的な柱梁接合部の耐震設計手法の提案を目的としたものである。

本論文では、柱と梁の偏心接合が十字型のRC造柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響を主な研究項目として取り挙げる以外に、直交梁・床スラブが偏心柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響や、偏心の有無、付着劣化の有無、横補強筋量が柱梁接合部の応力伝達に及ぼす影響に関して検討を行い、それらの研究成果に基づいて、柱と梁の偏心接合を含む十字型RC造柱梁接合部のせん断強度式の提案を行う。

本論文では、偏心接合部の諸パラメータに関する解析的検討を通じて、偏心の有無や直交梁・床スラブの有無によらずに接合部内部のパネルでは対角方向の圧縮ストラットにより応力が伝達されることを確認し、偏心接合部の場合は偏心側に圧縮応力が偏りながら集中して伝達し、それによってひび割れや圧壊が偏心側ほど顕著に現れ、せん断耐力が低下するなどを示した。

また、付着性状が劣化すると圧縮ストラットせいが小さくなり、横補強筋が少ないと圧縮ストラット幅が小さくなるが、接合部内部には付着性状や横補強筋量に関係なくほぼ同程度の圧縮力を伝達する一定の大きさをもつ圧縮ストラットの領域が存在することを示した。また、偏心接合部の耐力低下の原因を、圧縮応力の偏在伝達による有効断面積の減少と、擦り応力の累加による耐力低下と分析した。

これらの成果に基づき、偏心接合を含む柱梁接合部のせん断強度式を誘導、提案すると同時に、提案した接合部の有効幅に基づいて、柱梁接合部の平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度との関係式を求めた。

本論文は7章より構成されており、以下各章の概要を示す。

第1章「序論」では、本研究の目的と位置付け、および論文の構成について述べた。

第2章「既往の研究」では、柱梁接合部の地震被害例や、偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験および解析での既往の研究について概観し、柱梁接合部の研究課題について述べた。

第3章「本研究で用いた有限要素法解析モデル」では、本研究で用いられる3次元非線形有限要素法解析の材料モデルおよび3次元解析の特徴について述べた。

第4章「平面RC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究」では、偏心距離を85mm(偏心率0.21)とした偏心接合部と、偏心のない平面柱梁接合部の実験試験体について、繰り返し載荷時の3次元FEM解析による検討を行った。

ここでは、偏心の有無に関係なく接合部内部の梁心パネルでは、対角方向の圧縮ストラットにより応力が伝達されることを確認した。また、偏心のない場合は柱のほぼ全幅にわたって応力が伝達されるものの、偏心接合部の場合は偏心側に偏って集中して応力を伝達し、それによって圧壊の進行度が偏心側でもっとも高くなり、非偏心側では圧壊の進行度が軽減されることを示した。また、偏心接合部では、接合部内部で捩り変形が生じ、接合部パネルのせん断変形は偏心側ほど大きくなることについて示す一方、偏心側ほどひび割れが大きく開口することや、偏心のない接合部では表面よりも内部でのひび割れの開きの方が大きくなることなどを示した。

第5章「直交梁・スラブ付きRC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究」では、偏心の有無や直交梁およびスラブの有無を変数とした柱梁接合部について、繰り返し載荷時の3次元FEM解析による検討を行った。

ここでは、偏心の有無や直交梁の有無に関係なく圧縮ストラットにより応力が伝達されることを示した。また、偏心接合部では圧縮応力が偏心側に偏って高応力度として伝達されることについて、接合部を斜めに切断して得られた断面上での応力分布形状より明らかにした。また、直交梁での応力伝達を確認され、特に偏心接合部の偏心側に直交梁が付く場合に応力伝達量をもっとも多く現れると同時に、偏心接合部の応力集中を緩和させることを示した。また、偏心接合部では、捩り応力の作用により、ひび割れ面が接合部パネルとの直角方向から傾くことや、偏心側ほどひび割れ幅が大きくなり、非偏心側ではひび割れ角度が急になることなどを示した。

第 6 章「RC 造柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究」では、偏心距離や接合部内コンクリートと梁主筋の間の付着性状、横補強筋量をパラメータとした柱梁接合部について単調載荷時の 3 次元 FEM 解析を行い、接合部でのストラット方向応力の分布特性に関する定量的な分析を行い、その成果に基づいて接合部のせん断強度式を誘導、提案し、評価を行った。

ここでは、まず、接合部を対角線方向に沿って切断して得られた対角断面並びに接合部パネルにおける、ストラット方向圧縮応力や有効圧縮強度、ひび割れ、圧壊性状などに関して検討を行うことにより、付着劣化の有無や横補強筋の多少に関係なく、最大耐力時には接合部内部の中央付近で既に圧壊が生じ、その後圧壊領域の拡大によって、ストラット機構による応力伝達能力が低下し、トラス機構による応力伝達負担が増えるものの、最大耐力後の耐力低下が著しく生じることなどを示した。

次に、最大耐力時における対角断面上でのストラット方向圧縮応力について、応力度や面積、付着絶縁の有効応力伝達領域などに基づいて領域を区画し、領域内での応力分布特徴や圧縮力の伝達、領域面積などに関して定量的分析を行い、その検討成果から、付着劣化や横補強筋量の多少に関係なく、圧縮力の伝達量がほぼ同程度で、ストラット断面積がほぼ一定となる領域が接合部内部の中央付近に存在することを示し、それを固有強度領域として定義した。また、ストラット方向圧縮応力度が有効圧縮強度の 0.2 倍以上の領域では、領域内で伝達される圧縮力および面積ともに層せん断耐力と強い相関性があることを示しながら、その領域と同面積の等価矩形断面に置き換えて検討を行い、その結果、付着性状は主にストラットせいに影響を及ぼし、横補強筋量および偏心距離（偏心率）は主にストラット幅に影響を及ぼすとの見解を示した。

これらの検討成果に基づいて、接合部せん断強度 V_{ju} を、接合部の基準せん断応力度 F_j 、有効断面積 S_j 、および捩り応力による耐力低下率 β_{jt} の積で表したときの、各パラメータに関する誘導を行った。有効断面積 S_j の成分となる、接合部の有効せい D_j には付着性状の影響を、有効幅 b_j には横補強筋量および偏心接合の影響を取り入れる形として誘導した。また、偏心接合による耐力低下の原因を、捩り応力の累加によるもの、応力の偏心側での偏在伝達による有効幅の減少により生じるもの、として分析した上、耐力低下率 β_{jt} は前者によるものに帰着し、誘導を行った。後者は有効幅 b_j に既に考慮されている。

また、有効幅 b_j の減少によるに低下率 β_{jb} と、捩り応力による耐力低下率 β_{jt} によって構成される偏心接合部の耐力低下率 β_j について、解析および実験結果に基づいた検証や既往の偏心接合部の耐力低下率との比較を通じて評価を行った。最後に、偏心のない柱梁接合部のせん断強度を文献から収集して、提案した有効幅に基づいて接合部せん断強度の平均

(基準)せん断応力度 F_j とコンクリート圧縮強度 f_c との関係式を回帰分析により求めた後、提案したせん断強度式の適用範囲を示した。

第7章「結論」では、各章で得られた研究成果を統括し、今後の課題を整理して示した。

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 本研究の特徴と位置づけ	
1.3.1 本研究の特徴	5
1.3.2 当研究室の解析的研究上での位置づけ	5
1.4 本論文の構成	9
【第 1 章の参考文献】	11

第 2 章 既往の研究

2.1 はじめに	13
2.2 柱梁接合部の地震被害	
2.2.1 被害概要と特徴	15
2.2.2 柱梁接合部の被害例	17
2.3 現行設計指針における柱梁接合部の耐震設計	19
2.4 柱梁接合部に関する既往の研究	21
2.4.1 せん断抵抗機構に関する既往の研究	22
2.4.2 偏心柱梁接合部に作用する捩りモーメントの影響	24
2.4.3 偏心接合部に関する既往の研究	27
2.4.4 FEM 解析による RC 造柱梁接合部に関する既往の研究	32
2.5 まとめ 既往の研究における課題	36
【第 2 章の参考文献】	37

第3章 本研究で用いた有限要素法解析モデル

3.1	はじめに	41
3.2	3次元によるFEM解析の特徴	
3.2.1	FEM解析における3次元問題の定義	42
3.2.2	3次元によるFEM解析の特徴	43
3.2.3	3次元FEM解析の問題点	44
3.3	コンクリートの材料モデル	
3.3.1	繰返し載荷時の応力 ひずみ関係	47
3.3.2	破壊基準	57
3.3.3	ひび割れモデル	60
3.3.4	ひび割れたコンクリートのせん断剛性	66
3.3.5	ひび割れたコンクリートの圧縮劣化特性	69
3.3.6	ひび割れたコンクリートの引張剛性	71
3.3.7	コンクリートの破壊エネルギー	75
3.4	鉄筋の材料モデル	78
3.5	コンクリートと鉄筋の付着特性	80
3.6	まとめ	82
	【第3章の参考文献】	83

第4章 平面RC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究

4.1	はじめに	87
4.2	解析モデル	
4.2.1	解析対象試験体の概要	89
4.2.2	解析モデル	92
4.2.3	要素分割および境界条件	93
4.3	解析結果 荷重変形関係	95
4.4	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態	
4.4.1	圧縮(最小)主応力・主ひずみ分布	99
4.4.2	ひび割れ状況	110
4.4.3	偏心接合部の捩り変形	116

4.4.4	接合部のせん断変形角	117
4.4.5	接合部の圧壊性状	119
4.5	まとめ	123
	【第4章の参考文献】	126
第5章 直交梁・スラブ付き RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究		
5.1	はじめに	127
5.2	解析モデル	
5.2.1	解析対象試験体	128
5.2.2	解析モデル	131
5.2.3	要素分割および境界条件	132
5.3	解析結果 荷重変形関係	134
5.4	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態	
5.4.1	ひび割れ状況	136
5.4.2	偏心接合部の捩り変形	142
5.4.3	接合部のせん断変形角	144
5.4.4	圧縮主応力およびせん断応力分布	146
5.4.5	接合部断面におけるせん断力負担割合	153
5.5	消費ひずみエネルギー	157
5.6	まとめ	164
	【第5章の参考文献】	167
第6章 RC 造柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究		
6.1	はじめに	169
6.2	柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する既往の研究	
6.2.1	Park & Paulay モデル	171
6.2.2	現行耐震設計における偏心接合部の耐力低下	174
6.3	解析モデル	
6.3.1	解析対象試験体	178

6.3.2	解析モデル	180
6.3.3	要素分割および境界条件	181
6.4	解析結果 荷重変形関係	
6.4.1	層せん断力-層間変形角関係	182
6.5	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態に関する検討	
6.5.1	接合部パネルでの圧縮主応力伝達およびその問題点	188
6.5.2	ストラット方向応力 σ_a および対角断面	195
6.5.3	接合部コンクリートの圧壊状況	197
6.5.4	接合部コンクリートのひび割れ状況	202
6.5.5	接合部コンクリートの有効圧縮強度	205
6.5.6	垂直断面でのストラット方向応力 σ_a 分布	210
6.5.7	対角断面でのストラット方向応力 σ_a の分布	214
6.6	最大耐力時のストラット方向圧縮応力 σ_a の分布特徴に関する検討	
6.6.1	はじめに	237
6.6.2	各基準より区画された領域での σ_a の検討	239
6.6.3	各方法の検討成果に基づく総合的考察	245
6.6.4	基準応力 $0.12F_c$ 領域の検討	247
6.7	柱梁接合部のせん断強度式の提案	
6.7.1	柱梁接合部のせん断強度式	249
6.7.2	接合部の有効断面積 S_j	250
6.7.3	捩りモーメントの作用による耐力低下率 η_{jt}	252
6.7.4	偏心接合部の耐力低下率 η_j の考察	259
6.7.5	せん断強度の基準せん断応力度 F_j	267
6.7.6	適用範囲	273
6.8	まとめ	274
	【第6章の参考文献】	280
第7章 結論		
7.1	本研究で得られた成果	285
7.2	今後の研究課題	290
	【第7章の参考文献】	294

謝辞	295
発表論文リスト	297
付録 1 野口研オリジナルプログラムにおける FEM 解析手法	
付1.1 有限要素モデル	301
付1.2 コンクリートの材料構成則	311
付1.3 数値解析法	319
付1.4 解析結果の考察方法	322
付1.5 解析プログラムと計算環境	324
【付録 1 の参考文献】	326
付録 2 第 4 章の材料モデル (DIANA)	333
付録 3 論文要旨 (英文)	343
付録 4 論文要旨 (中国語)	348

第1章 序論

1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	4
1.3	本研究の特徴と位置づけ	
1.3.1	本研究の特徴	5
1.3.2	当研究室の解析的研究上での位置づけ	5
1.4	本論文の構成	9
	【第1章の参考文献】	11

1.1 研究の背景

(1) 地震被害および現行耐震規準から見た柱梁接合部

1995年1月の兵庫県南部地震では木造住宅ばかりではなく、鉄筋コンクリート(RC)造や鉄骨造に加え、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造建物も多くの被害が出た。RCやSRC造建物の被害状態は従来から多く見られてきた柱や壁のせん断破壊ばかりではなく、中高層建物での1階ピロティ部の崩壊や中間階における層崩壊が注目を集めた。この種の被害は耐震規準が大幅に改正された1981年以前に建設された建物に概ね限定されており、現行規準に準じた建物にはほとんど見られていない^[1.1]。

1981年以後の新耐震設計に準じて設計された被災建物では、5~11階建ての集合住宅などで柱梁接合部の顕著な被害が生じ注目を集めた。これらの構造にはRCやSRC造のものが多く、解体撤去された建物が少なくない。柱梁接合部の耐震性については従来から注目され研究も続けられてきたが、SRC造については耐震規準が整備され、一般に適用されているのに対して、RC造については一般に適用されるべき規準が整備されていなかった^[1.1]。

広沢^[1.1]は、RC造建物に被害が多発した背景として、次の諸事項を指摘した。

1981年の新耐震設計法により、設計用地震荷重の適正化並びに柱や耐震壁のじん性の向上に加え、耐震上不利な形状をした建物への対応が改善された結果、柱のせん断破壊を主とする脆性的な破壊や層崩壊などの局部崩壊が大幅に減少した。その反面、RC造については柱梁接合部の設計検討が行われていないため、接合部が最弱点となる建物が増えた。

構造のじん性を向上させるため、耐力壁以外の二次壁を完全スリットなどにより非耐力壁化する設計動向のもとで、耐震性能の余力の少ない建物が増え、梁または柱の曲げ降伏応力が接合部に入力しやすくなった。

コンクリート強度の上昇により柱、梁の断面を小さくできるようになった。それによって、接合部パネルの体積が減らされることになり、圧縮強度の上昇ほど、接合部のせん断強度は上昇しなかった。

柱梁接合部の耐震性能が問題となりやすい中高層建物が密集する市街地を長周期成分の強い地震動が作用した。

梁が柱に対して偏心接合するような設計例が特に集合住宅などで最近著しく増えてきた。

兵庫県南部地震後、接合部被害に関する種々の検討が行われた結果、現行設計法に対するいくつかの問題点が明らかにされた^[1.2]。その問題点のひとつとして、柱と梁が偏心接

合している柱梁接合部の耐力低下が明らかにされた点である。柱と梁の偏心接合は特に RC 造校舎や SRC 造住宅を中心に多く、全体の 80%以上の建物では柱と梁が偏心接合しており、偏心のないものに対して耐力低下は 30%ほどに及ぶものも少なくないと報告されている^[1.1]。地震被害の分析結果や既存建物についての解析結果によれば、現行の諸規準^[1.8-9]は柱梁の偏心接合などの危険側の要因について不十分な対応に留まっている^[1.1]。また、接合部のせん断余裕度がかなり大きいにもかかわらず大破に至った建物が多かった^[1.2]。

柱梁接合部はせん断破壊すると、骨組のせん断剛性が低下することにより、エネルギー吸収能力が低下する以外に、柱の一部であるため軸力を保持できなくなり、またそれによって周辺に取り付いている柱や梁部材の強度発揮を保証できなくなる。

また、柱や梁は大破しても修復して以前よりも強くすることが可能であるのに対して、柱梁接合部は大破した場合にはその周辺に床スラブや直交梁などが取り付いているため、柱や梁のような補修・補強が現実的に困難である上に、建物自体の損傷度も全階にわたって著しいことから、再使用が困難または経済的にも不適切とされ、解体撤去されることが多い^[1.1]。

最近では RC 造超高層集合住宅の建設が盛んであり、それに従って超高強度コンクリートや高強度鉄筋の使用が多くなる傾向となっている。このような現状から、柱梁接合部の耐震性能がもっとも厳しくなると考えられる。

以上のような、地震被害から明らかにされた柱梁接合部の耐震設計の問題点を解決するために、偏心接合部の中心とした実験および解析的研究（第2章参照）が増えており、偏心接合による接合部の力学的挙動が解明されつつあるものの、その研究例は未だに少ない。また、偏心接合による柱梁接合部の耐震性能の低下が指摘^[1.2]されているにもかかわらず、現行諸設計規準類においてはその対応が不十分であり、耐震設計手法の改善が行われていないのが現状である。

(2) FEM 解析の RC 構造物への応用

RC 造建物の耐震性能評価手法の確立には、精度のよい弾塑性解析が不可欠である。最近では RC 造を対象とした非線形 FEM 解析の進歩が著しく、非線形解析をかなり精度良く解析できるようになっている^[1.3]。部材の強度算定だけでなく、実験では把握することが困難な、内部応力状態、破壊機構などを検討するために、非線形 FEM 解析が有効に行われている^[1.3,4]。特に、「より現実に近い条件で扱うことができる」ような、3次元非線形 FEM 解析が最近になってより一層の発展を呈しており、繰り返し载荷による劣化機構の表

現も含めた材料の3次元非線形構成則の構築や損傷評価手法の開発が精力的に行われ^[1.5]、RC構造物の設計にも応用しつつある^[1.3,6]。

また、実験では部材内部の材料の損傷過程の観察が困難であるが、FEM解析では詳細なデータを入手できるので、視覚化を工夫すれば損傷過程やエネルギー吸収能力、損傷度の把握がかなりの所まで可能となっている。

RC造柱梁接合部の耐震性能に関する研究においても、3次元FEM解析による研究が盛んに行われ、応力伝達や破壊機構の解明に有力な手段として用いられている。ただし、3次元解析で得られる情報量が非常に多く、整理と評価にかかる労力も大きく、その信頼性の検証も比較的難しいとの認識^[1.5]から、定性的な検討が主であって、力学的挙動の本質を探るためにもなるような定量的な評価がほとんどされておらず、また耐震設計への解析結果の応用がほとんどない。

以上のような、RC柱梁接合部の耐震設計上における課題に関しては、実験のみならず、FEM解析による解決にも大きな期待が寄せられており、解析技術の向上や解析結果の検討に対するより一層の発展、および耐震設計への応用が求められている。

1.2 研究の目的

最近の解析技術の進歩に伴い、3次元非線形 FEM 解析を行うことにより、より現実に近い条件で構造物に対するモデル化ができ、今までに2次元解析で検討困難な3次元的形状や材料の3次元特性に関するモデル化が可能となった。また、2次元解析で検討された解析例も3次元解析ではより精度のよい結果が期待できる。RC造柱梁接合部においても2次元解析では検討できない偏心接合の影響や立体柱梁接合部、3次元的な境界条件の考慮などが3次元解析では十分に可能となっている。

本研究は3次元解析の利点を十分に生かして、柱と梁の偏心接合を含むRC造柱梁接合部の耐震性能に関して3次元 FEM 解析による検討を行い、その成果に基づいてより合理的な柱梁接合部の耐震設計法の提案を目的として、次のような3段階で研究を進める。

まず、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握することを目的として、偏心の有無を変数として取り挙げた十字型平面 RC 造柱梁接合部を対象にして、実験と同様な繰り返し載荷履歴を与えた時の3次元 FEM 解析を行い、その結果から接合部内部の応力やひずみ状態、接合部の変形などに関する検討を行う。また、ひび割れの3次元表現やコンクリート圧壊に関する検討を行うことにより、偏心接合部の耐震性能に関する基礎的な研究を行う。

平面試験体による偏心接合の影響に関する検討成果を踏まえ、次に、現実に近い建物の一部を想定した場合の直交梁およびスラブの付いた試験体を対象として繰り返し載荷を行い、直交梁およびスラブが偏心接合部に及ぼす影響を把握することを目的として解析結果に関する検討を行う。ここでも接合部内部の応力やひずみ状態に関する検討に立脚して、偏心の有無や直交梁・スラブの有無による接合部の力学的挙動の把握を目的とする。また、接合部内部の応力状態について、部位別におけるせん断力を求めて、直交梁が取り付いた場合の応力伝達性能に関する定量的な評価を行うことを試みる。また、累積消費ひずみエネルギーによる損傷評価に関する基礎資料の作成も行う。

最後に、接合部せん断破壊型として設計した柱梁接合部に関する単調載荷時の解析結果について定性的および定量的検討を行い、せん断伝達機構の把握や偏心接合を含む柱梁接合部のせん断強度式の提案を試みる。接合部のせん断抵抗には、鉄筋とコンクリート間の付着性状や、補強筋量の影響を受けると考え、これらについてもパラメータとして取り入れて検討を行う。また、せん断強度時における接合部のストラット方向応力に関する定量的分析を行い、その成果を接合部せん断強度式に反映することで、安全かつより合理的な耐震設計法の提案を目的とする。

1.3 本研究の特徴と位置づけ

1.3.1 本研究の特徴

(1) 本研究の特徴

柱と梁の偏心接合を含む柱梁接合部に関する実験的研究がいくつか行われており、また FEM による解析的研究では内部応力や変形に関する検討が行われている（第2章参照）。本研究は後者に属するもので、3次元非線形 FEM 解析から得られた結果に関する検討を通じて、内部応力や変形状態から柱梁接合部の耐震性能に関する定量的評価を行い、その成果を耐震設計へ応用することを試みるところに特徴があると考えられる。

従来手法として圧縮主応力やせん断応力の分布に基づいて応力伝達に関する検討を行う以外に、接合部コンクリートのストラット方向における応力成分を算出して検討対象とする。また、接合部対角線方向に沿って切断して得られた断面上におけるストラット方向応力の分布特徴に関して定量的な分析を行う。

接合部内部応力状態の定性的および定量的検討成果に基づいて、偏心接合の影響や横補強筋量、付着性状の影響を反映させた接合部せん断強度式の誘導を行うことにより、解析から得られた成果を耐震設計へ応用することを試みる。

部材内部の応力やひずみ状態に基づき、コンクリートひび割れの3次元表現や、コンクリート圧壊に関する FEM 解析結果での表現を試みる以外に、応力とひずみの積から求まる累積消費ひずみエネルギーを用いてコンクリート損傷の進行度に関する検討を行い、損傷の定量的評価に関する基礎資料の作成を行う。

1.3.2 当研究室の解析的研究上での位置づけ

本研究では、地震時の柱梁接合部の力学的挙動について3次元非線形 FEM 解析による検討を行うに当たって、解析結果の評価手法の開発や研究上の必要によりプログラムの改良を行った。

(1) 解析プログラムの変遷

表 1.3.1 に当研究室で開発された解析プログラムの変遷を示す。解析プログラムは主に「2次元非線形繰返し FEM 解析プログラム」と「3次元非線形 FEM 解析プログラム」である。本研究では「3次元非線形 FEM 解析プログラム」を用いる。3次元プログラムの材

料構成則は主に2次元プログラムの繰返しルールや材料モデルを基に構築されている。また、3次元的なRC構造解析における重要なひび割れ軸に関しては、任意の角度で交わることができ、最大9方向のひび割れを再現できる3軸応力下の「非直交多方向固定ひび割れモデル」が余ら^[1.7]により導入されている点が特徴である。

(2) 本研究で行ったプログラム開発

本研究で行ったプログラム開発の主なところを次のように示す。関連する参考文献は第3章で示す。

ひび割れたコンクリートの引張剛性モデル

岡村・前川らによって提案されたモデルを導入することによって、鉄筋軸方向や鉄筋比とは無関係に座標変換によって任意の方向のコンクリートの引張応力を与えることができるようになった。鉄筋の形状などが付着性状に及ぼす影響を考慮するパラメータには、野口・飯塚の提案モデルを導入した。

ひび割れたコンクリートのせん断剛性

ひび割れたコンクリートのせん断剛性をひび割れ界面におけるせん断剛性とひび割れ間のコンクリートのせん断剛性との直列ばねモデルで表現した岡村・前川の提案モデルを導入した。ひび割れ界面でのせん断剛性には山田・青柳モデルを用いた。

(3) 当研究室の解析的研究上での位置づけ

図1.3.1に本研究の特徴と当研究室の既往の研究上における位置づけを示す。

野口，長沼，張，野崎ら（1975年～1999年）^[1.10-15]により2次元FEM解析ツールが開発され、繰返し載荷時のRC面材のせん断力 せん断変形関係，内部応力変形状況などが検討された。また，濱田，大久保，飯塚ら（1988年～1990年）^[1.16-17]はFEM解析で用いるコンクリート構成則に関する基礎実験を行い，コンクリートの圧縮低減係数について定式化を行った。内田ら（1992年～1997年）^[1.18-21]は3次元FEM解析ツールを開発し，単調載荷時のSRC構造について，せん断力 せん断変形関係，内部応力，変形状況を検討した上，せん断強度式の提案を実施した。余ら（2002年～2005年）^[1.7]は3次元FEM解析に繰返しルールの導入を行い，部材内部の変形から繰返し載荷時の変形能力を把握し，累積消費ひずみエネルギーによる構造性能評価を行った。本研究では以上の実績を踏まえ，3次元解析の特徴を生かして部材の内部状態に関して定量的な検討を行うことにより耐震性能の評価を果たすところに特徴がある。

表 1.3.1 解析プログラムの変遷

2次元プログラム

- 1975 RC 構造を対象とした 2次元非線形 FEM 解析プログラム開発
特徴：3 角形 2 次要素，等価一軸ひずみモデル，
ボンドリンク要素，クラックリンク要素 (野口【1.10】)
- 1982 繰り返し則の導入，主軸回転モデルの改良 (長沼，野口【1.11】)
- 1988 圧縮劣化特性に関する基礎実験 (濱田，大久保，野口【1.16】)
- 1990 ひび割れ座標系モデル，ひび割れコンクリートの圧縮劣化特性モデル，
高強度コンクリートモデルの導入，4 角形 2 次要素の導入，
変位制御法の導入 (張，野口【1.12】)
- 1990 超高強度コンクリートの破壊基準に関する基礎実験
(松戸，大久保，野口【1.17】)
- 1992 鉄骨要素，コンクリート・鉄骨間付着要素導入
(ハイブリッド構造への適用) (内田，野口【1.20】)
- 1999 繰り返し則の改良 (野崎，野口【1.13】)
- 2001 繰り返し則の改良 (小林，野口【1.14】)
- 2002 繰り返し則の改良，せん断応力 せん断ひずみ関係式の導入
(桜井，野口【1.15】)

3次元プログラム

- 1992 3次元非線形 FEM 解析プログラム開発
特徴：立法体およびシェル 2 次要素，等価一軸ひずみモデル，
ボンドリンク要素，クラックリンク要素 (雨宮，内田，野口【1.18】)
- 1994 立方体およびシェル 1 次要素，接合要素の導入 (米澤，野口【1.19】)
- 1997 シェル要素，接合要素の改良，ソルバーの改良 (内田，野口【1.20】)
- 2002 コンクリート要素構成則の改良 (荒尾，桜井，余，野口【1.21】)
- 2004 繰り返し則の導入，
累積消費エネルギーの評価法の導入，
一方向固定ひび割れモデルの導入 (東，堀部，坂本，余，野口【1.22-25】)
- 2005 部材損傷状況の視覚化評価法
破壊エネルギーによる要素寸法効果への配慮 (余，野口)

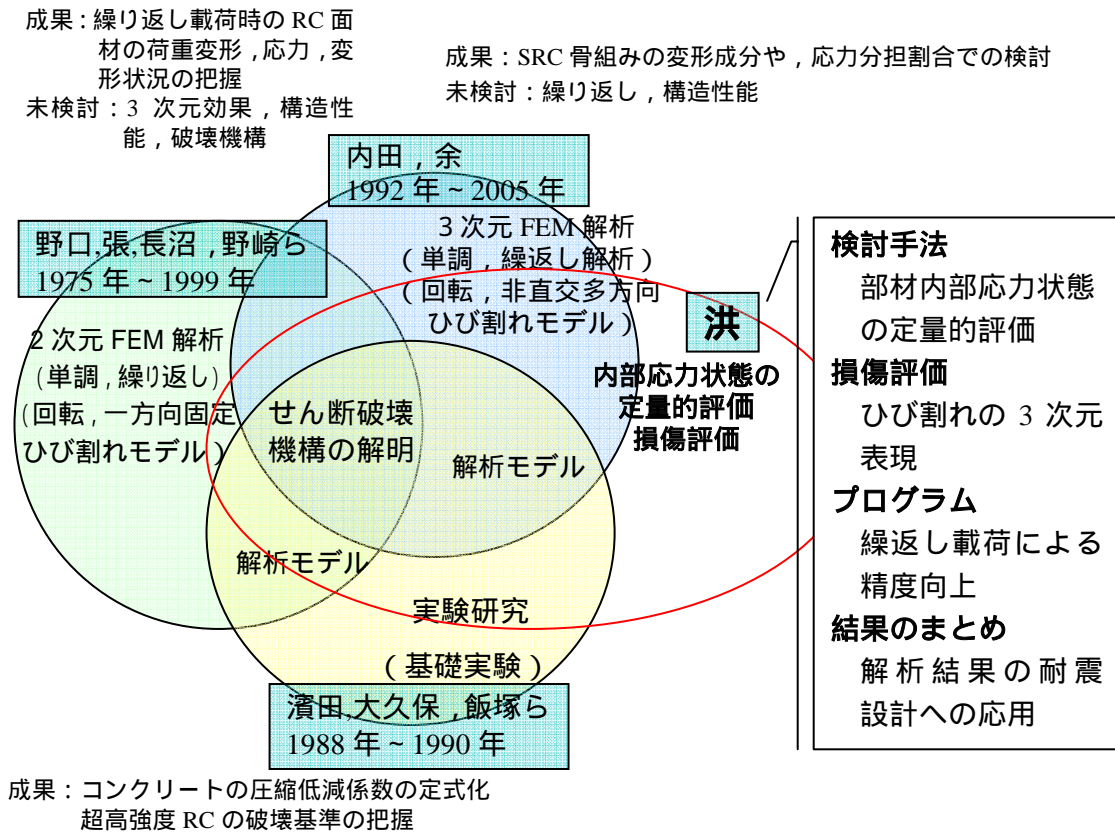


図 1.3.1 本研究と当研究室既往の研究との関連性

1.4 本論文の構成

本論文は全7章から構成されている。以下に、各章の概要を示す。

第1章「序論」では、本研究の背景と目的、本研究の特徴および位置付けと論文の構成を示す。

第2章「既往の研究」では、RC造柱梁接合部の地震被害について記述し、柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究および解析的研究に関する文献調査を行い、得られた成果を研究項目や諸影響因子別に整理して示す。最後に、既往の研究の文献調査からまとめた柱梁接合部の課題について述べる。

第3章「本研究で用いた有限要素法解析モデル」では、本研究で用いられる3次元非線形有限要素法解析の材料モデルおよび3次元解析の特徴について述べる。なお、3次元FEM解析システム、有限要素モデル、非線形数値計算法などのFEM解析手法については付録1で記述する。

第4章「平面RC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究」では、偏心ありおよび偏心無しの十字型平面柱梁接合部について、汎用FEM解析コードDIANAを用いて解析を行い、偏心柱梁接合部の諸性質について基礎的検討を行う。解析結果については、接合部内部の応力・ひずみ状態やせん断変形、捩り変形、ひび割れ発生状況、圧壊性状について検討を行い、接合部内部での応力伝達について考察を行う。なお、これらの検討項目に関しては柱と梁の偏心接合の影響に着目する。

第5章「直交梁・スラブ付きRC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する解析的研究」では、実際建物の一部を想定した直交梁およびスラブの取り付けいた偏心柱梁接合部の力学的挙動を把握することを目的に、偏心の有無および直交梁・スラブの有無を変数とした実験試験体を対象にして繰返し載荷を行い、直交梁・スラブの有無が偏心接合部に及ぼす影響について検討を行う。解析結果については、第4章と同様に内部応力や変形状態に関する検討を行う以外に、接合部断面の各部位におけるせん断力負担割合を求め、直交梁での応力伝達の協力効果などについて検討を行う。また、累積消費ひずみエネルギーによる損傷評価に関する基礎資料の作成も行う。

第6章「RC造柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究」では、接合部せん断破壊型として設計した偏心接合を含む平面柱梁接合部の仮想試験体を対象に、接合部での付着劣化や横補強筋をパラメータとして取り挙げ、柱梁接合部のせん断耐力時の諸性質について定量的検討手法に基づいてより詳細な分析を行い、その成果を接合部せん断強度式に反映することにより、本論文のまとめを図る。

検討手法としては、圧縮ストラットの概念に基づき、接合部内部での応力伝達の評価を行うためのパラメータ（ストラット方向応力）に関する定義を行い、また多様な検討方法を用いて接合部せん断抵抗に関する考察を行うなど、検討手法としての新しい展開を試みる。

せん断強度式の誘導には、本研究で得られた成果を盛り込むことによって、偏心接合や付着劣化、横補強筋比、などのパラメータを考慮することによって、安全かつより合理的なせん断強度式の提案を試みる。

第7章「結論」では、本研究で得られた成果を統括的にまとめて示すと同時に、本研究で把握し切れなかった研究項目や検討項目について、今後の課題として示す。

【 第1章 参考文献 】

- 【1.1】 広沢雅也：コンクリート系建物の柱梁接合部の耐震設計の現状と懸念、コンクリート工学、Vol. 41, No. 4, pp. 10-19、2003年4月
- 【1.2】 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998年10月
- 【1.3】 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用、2008年
- 【1.4】 野口博：解析的研究と実験の関わり 建築分野、コンクリート工学、Vol. 39, No. 9、2001.9
- 【1.5】 日本コンクリート工学協会：塑性域の繰返し耐力劣化と耐震性能研究委員会報告書 繰返し載荷時の耐力の劣化過程、劣化機構および変形性能評価、3次元問題、 損傷評価に関する研究、2004年9月
- 【1.6】 日本コンクリート工学協会：構造技術者のための非線形有限要素法の基礎と応用と実例 非線形有限要素法の利用に関する研究委員会報告書、2008年9月
- 【1.7】 余勇：繰返し載荷時のRC部材の3次元有限要素解析プログラムの開発および応用、千葉大学学位論文、2005年9月
- 【1.8】 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・同解説、1999
- 【1.9】 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法、1999
- 【1.10】 野口 博：鉄筋コンクリートの力学的挙動に関する研究，東京大学学位論文，1975.12
- 【1.11】 長沼一洋：地震時応力を受ける鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する解析的研究，千葉大学修士論文，1983.3
- 【1.12】 張 愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析，千葉大学学位論文，1991.1
- 【1.13】 野崎幸男：正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート面材の非線形有限要素解析，千葉大学学位論文，1999.
- 【1.14】 小林 聡：繰返し載荷時のRC面材に関する非線形FEM解析モデルの開発，千葉大学学位論文，2001.
- 【1.15】 桜井輝雄：正負繰返し荷重を受けるRC平板・耐震壁のFEM解析，千葉大学学位論文，2002.
- 【1.16】 大久保雅章，濱田 聡，野口 博：ひびわれコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.323-326，1989.6

- 【1.17】野口 博，松戸正士，大久保雅章：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究，千葉大学工学部研究報告，第42巻，第1号，通巻81号，pp.1-6，1990.7
- 【1.18】雨宮 篤，内田和弘，野口 博：鉄筋コンクリート系部材の3次元非線形有限要素解析プログラムの開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.21-26，1992.6
- 【1.19】米澤健次：コンクリート系構造部材の非線形有限要素解析手法の開発とせん断抵抗機構の分析，千葉大学学位論文，1995.3
- 【1.20】内田和弘：非線形有限要素法によるハイブリット構造の弾塑性性状に関する解析的研究，千葉大学学位論文，1999.
- 【1.21】Noguchi, H: FEM Analysis of Structural Performance Deterioration of RC Elements Subjected to Seismic Reversed Cyclic Shear, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Paper No. 672 Canada, August 1-6, 2004
- 【1.22】坂本憲吾：鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する繰返し載荷時の3次元非線形 FEM 解析，千葉大学学位論文，2004
- 【1.23】東竜太郎：正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造 H 断面立体耐震壁の3次元 FEM 解析，千葉大学学位論文，2004
- 【1.24】堀部明久：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の3次元非線形 FEM 解析とひずみエネルギー評価，千葉大学学位論文，2004
- 【1.25】余勇，柏崎隆志，野口博：RC 構造部材の三次元繰返し載荷時の FEM 解析プログラムの開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 ，pp.69-72，2004.9

第2章 既往の研究

2.1	はじめに	13
2.2	柱梁接合部の地震被害	
2.2.1	被害概要と特徴	15
2.2.2	柱梁接合部の被害例	17
2.3	現行設計指針における柱梁接合部の耐震設計	19
2.4	柱梁接合部に関する既往の研究	21
2.4.1	せん断抵抗機構に関する既往の研究	22
2.4.2	偏心柱梁接合部に作用する捩りモーメントの影響	24
2.4.3	偏心接合部に関する既往の研究	27
2.4.4	FEM 解析による RC 造柱梁接合部に関する既往の研究	32
2.5	まとめ 既往の研究における課題	36
	【第2章の参考文献】	37

2.1 はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震では過去の地震で見られたRC造建物の柱や壁のせん断破壊だけでなく、中高層建物での1階ピロティ部の崩壊や中間界における層崩壊などのこれまでに見られなかった新しいタイプの被害が大きな注目を集めた^[2.2]。こうした新しいタイプの被害のひとつとして、1981年以後の新耐震設計法に準拠したRCおよびSRC建物で柱梁接合部が顕著に被害されたことに注目を集めた。その後、接合部被害に関する報告書^[2.1]では現行耐震設計法に対するいくつかの問題点を明らかにし、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の耐力低下の原因のひとつであることを指摘した。

日本では兵庫県南部地震以前の地震では、柱梁接合部が被害を受けた例はほとんど見られないが、1968年の十勝沖地震で倒壊した建物が知れており、その原因としては幅の狭い壁梁が柱を外側に大きく偏心して接合したことにより柱や柱梁接合部のせん断破壊が生じたとする指摘がある^[2.3]。

一方海外では、1964年のアラスカ地震、1967年のカラカス地震、1979年のモンテネグロ地震、1985年のメキシコ地震、1990年のフィリピン地震で、梁主筋が外柱から抜け出して定着破壊した例や、接合部せん断補強筋が少ないことや、コンクリートが低品質であることにより接合部がせん断破壊した例が見られる^[2.3]。

以上の地震被害例からわかるように、日本では1981年以後の新耐震設計法に準じて設計された建物での柱梁接合部の耐震設計が問題点となっている。1981年以前に建設された従来の建物は、柱梁の断面寸法が大きいため、接合部容積も大きく従ってせん断応力が小さい、柱および梁の主筋比は一般にはあまり大きくないため部材の降伏時にも接合部に作用するせん断力は大きくなり、一般の梁、柱と異なり接合部には周辺からの3次元的拘束力が働くので大きなせん断強度が期待されること、などから接合部に地震被害が認められることがほとんどなく、RC規準^[2.4]においても直接の規定はなかった^[2.3]。

1971年のRC規準改定により、梁、柱部材のせん断耐力や靱性が強化され、1980年の建築基準法の改定により、変形能力を考慮した設計体系が出現したため、RC建物の弱点は梁または柱から接合部に移行する現状にある^[2.3]。

兵庫県南部地震で柱梁接合部がせん断破壊する原因のひとつとして柱と梁の偏心接合が指摘^[2.1]されて以来、偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験がいくつか行われてきたが、その数は未だに少なく、偏心接合部の2方向加力時の耐震性能や付着性状などについては課題が残されたままである。

本章では、柱梁接合部の地震被害については、兵庫県南部地震での被害例を中心として記述することによって柱梁接合部の耐震設計の重要性を示し、偏心柱梁接合部の既往の研究に関する調査を通じて、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握するとともに、柱梁接合部の課題について示す。

2.2 柱梁接合部の地震被害

2.2.1 被害概要と特徴^{【2.1】}

兵庫県南部地震による建物の被害に関して記した報告書^{【2.1】}では、柱梁接合部の被害が認められた RC 造および SRC 造建物 48 について分析し、図 2.2.1 のように示した。広沢^{【2.5】}は接合部被災建物の特徴について以下のようにまとめて示した。

被害建物の用途は共同住宅 37 棟（77%）、学校校舎 8 棟（17%）が多く、いずれも壁の少ない純ラーメン構造となっている。

建物の被災度区分は倒壊 13 棟（27%）、大破 17 棟（35%）および中破 18 棟（38%）で、接合部が被災した建物は顕著な被害を受けている。

建物階数は中層（3～7 階建）、中高層（8～14 階建）が各 24 棟（50%）で低層建物は無い。

建設年度は不明 8 棟を除き、1970 年以前（第 1 期）のものが 4 棟（10%）、1971 年から 1980 年（第 2 期）のものが 10 棟（10%）で残り 26 棟（65%）が 1981 年以降（第 3 期）となっていて、新しい建物が多い。

短辺方向のスパン数は不明 13 棟を除き、1 スパンが 18 棟（51%）、2 スパンが 8 棟（23%）、その他 9 棟となっている。

また、柱と梁の偏心接合部の有無が判明した 9 棟の建物中 7 棟が偏心接合となっている。

以上に関して、柱梁接合部が被災しやすい条件として、

- a. 純ラーメンによる中高層建物（大きな変形を生じやすい）
- b. 現行規定による建物（柱のせん断破壊が生じにくいので接合部が相対的に弱くなりやすい）
- c. スパン数の少ない建物（接合部が相対的に弱い外ラーメン屋外柱の割合が多い）
- d. 柱と梁の偏心接合している（偏心によって耐力が低下する）

などの事項について示した。

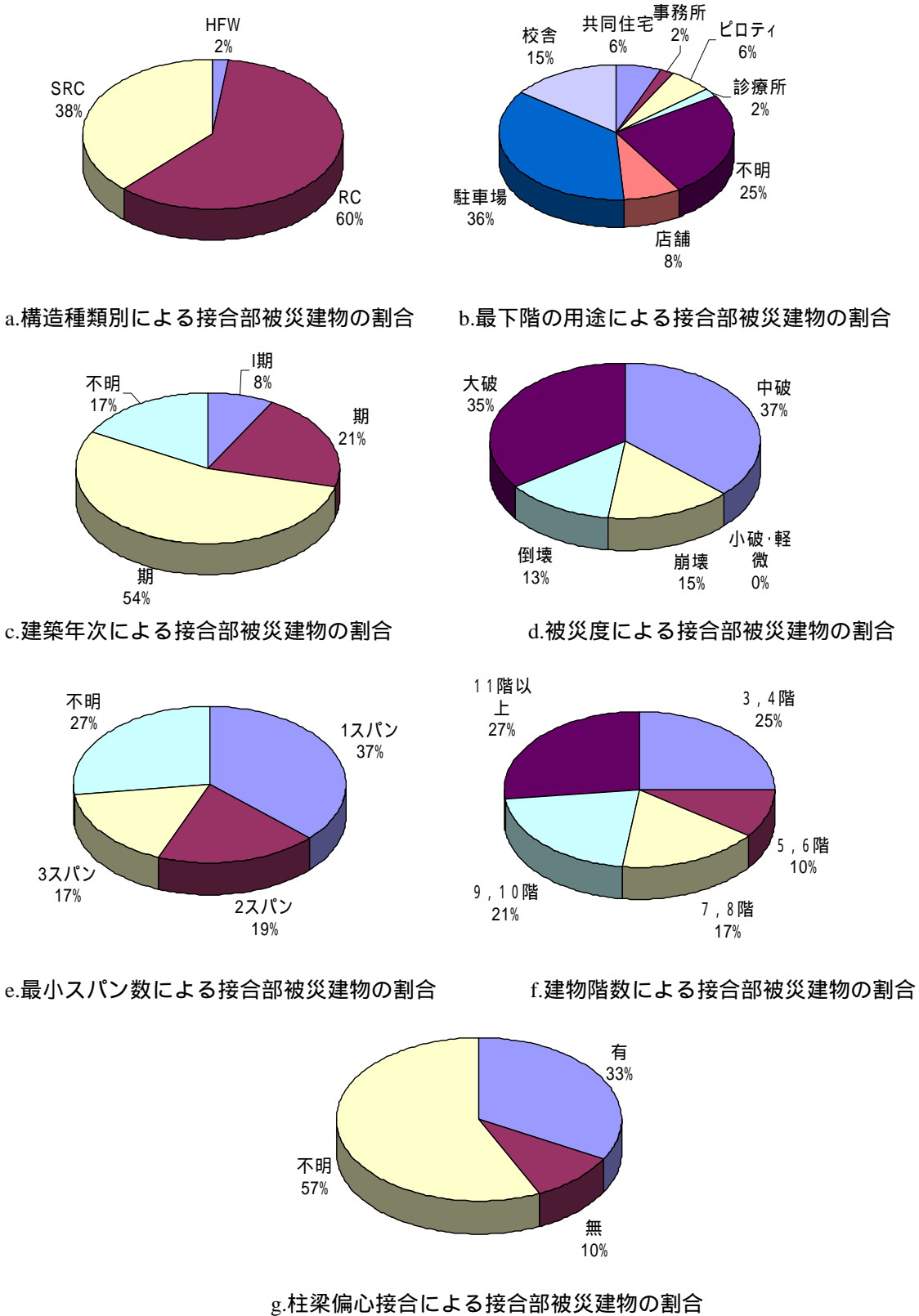


図 2.2.1 接合部被災建物（48 棟）の各要因別割合^[2.1]

2.2.2 柱梁接合部の被害例

写真 2.2.1 には RC 造 9 階建ての集合住宅(ジュネス六甲)に生じた柱梁接合部の損傷を示す。柱には損傷が見られず、梁には曲げひび割れが生じる程度であるが、接合部パネルには地震力の正負繰返し入力によりせん断ひび割れが対角線方向で大きく開き、圧壊によるコンクリートの剥落も生じていることが見られる。

写真 2.2.2 には柱梁接合部パネル部分から採取したシリンダーコアコンクリートの破碎状況と、コア採取前の接合部パネル表面の損傷状況を示す。写真から見られるように、柱梁接合部パネル表面のコンクリートにはせん断ひび割れや若干の圧潰が見られる程度であるが、接合部内部のコアコンクリートは著しく破碎されていることがわかる。また、梁が柱の外面に寄って取り付けられていることから、偏心接合部として設計されているように見られる。



写真 2.2.1 RC造9階建ての集合住宅（ジュネス六甲）に生じた柱梁接合部の損傷
（広沢雅也先生より）

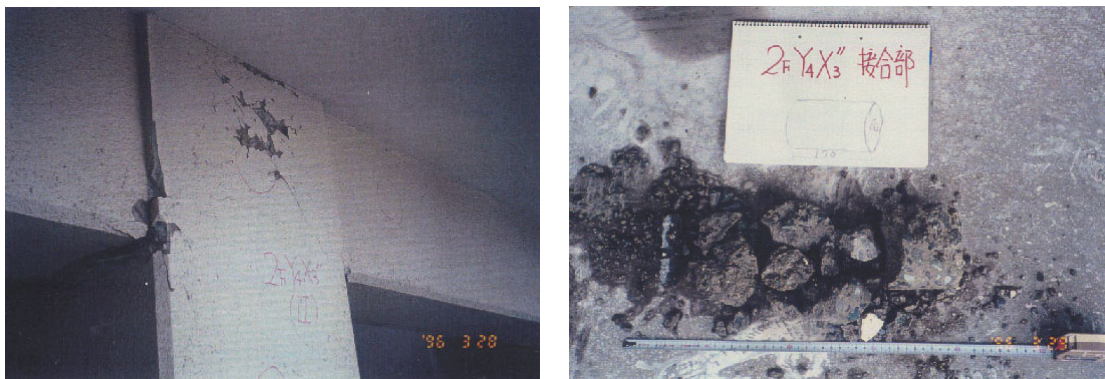


写真 2.2.2 柱梁接合部パネルの損傷と内部コアコンクリートの破砕^[2.6]
（広沢雅也先生より）

2.3 現行設計指針における柱梁接合部の耐震設計

RC造柱梁接合部に関する研究は古くから行われたが、耐震設計法は1990年に日本建築学会のRC造建物の終局強度型耐震設計指針^[2.7]に初めて規定された。その後、1999年の日本建築学会のRC造建物の靱性保証型耐震設計指針^[2.8]では、柱梁接合部の耐震設計法に関して、終局強度型指針の規定を若干修正する形で規定された。また1999年の日本建築学会のRC構造計算規準^[2.9]では、靱性保証型指針の耐震設計法をもとにして、短期許容せん断力および短期設計用せん断力を規定している。

(1) 入力せん断力 V_j ^[2.8]

以下の式で示す記号は図2.2.3に示す。

梁降伏型接合部の設計用せん断力

$$V_j = T + C'_s + C'_c - V_c = T + T' - V_c \quad (\text{式 2.3.1})$$

柱降伏型接合部の設計用せん断力

近似的に次式を用いることができる。

$$V_{ju} = V_{jh} \cdot \frac{D_b}{D} \quad (\text{式 2.3.2})$$

ここで、柱せん断力 V_c は、上下の柱の平均モーメント勾配から求める。

$$V_c = \frac{2 \left(\frac{L_{\text{左}}}{L_{\text{左}}} M_{b\text{左}} + \frac{L_{\text{右}}}{L_{\text{右}}} M_{b\text{右}} \right)}{L_{\text{上}} + L_{\text{下}}} \quad (\text{式 2.3.3})$$

ここに、 M_b 、 M_b : 左右の梁端部モーメント

L_b 、 L_b : 左右梁スパンの長さ

L 、 L : 左右の梁の内法長さ

L_c 、 L_c : 上下の柱の長さ

(2) 接合部のせん断強度^[2.8]

接合部のせん断強度 V_{ju} は次式による。

$$V_{ju} = F_j b_j D_j \quad (\text{式 2.3.4})$$

ここに、 α : 接合部の形状による係数
 $\alpha = 1.0$ 十字形接合部
 $\alpha = 0.7$ ト形およびT形接合部
 $\alpha = 0.4$ L形接合部
 β : 直交梁の有無による補正係数
 $\beta = 1.0$ 両側直交梁付き接合部の場合
 $\beta = 0.85$ 上記以外の場合

F_j : 接合部のせん断強度の基準値で下式による

$$F_j = 1.6 \times f_c^{0.7} \quad (\text{kg f/cm}^2)$$

$$F_j = 0.8 \times f_c^{0.7} \quad (\text{N/mm}^2)$$

f_c : コンクリート圧縮強度

D_j : 柱せいまたは90度折れ曲げ筋水平投影長さ

b_j は接合部有効幅で次式による。(図 2.2.2 参照)

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (\text{式 2.3.5})$$

ここに、 b_b : 梁幅

b_{ai} : $b_i/2$ または $D/4$ の小さい方、 D は柱せい

b_i : 梁両側側面からこれに平行する柱側面までの長さ

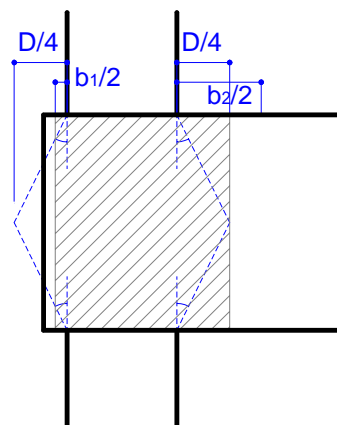


図 2.2.2 接合部の有効幅

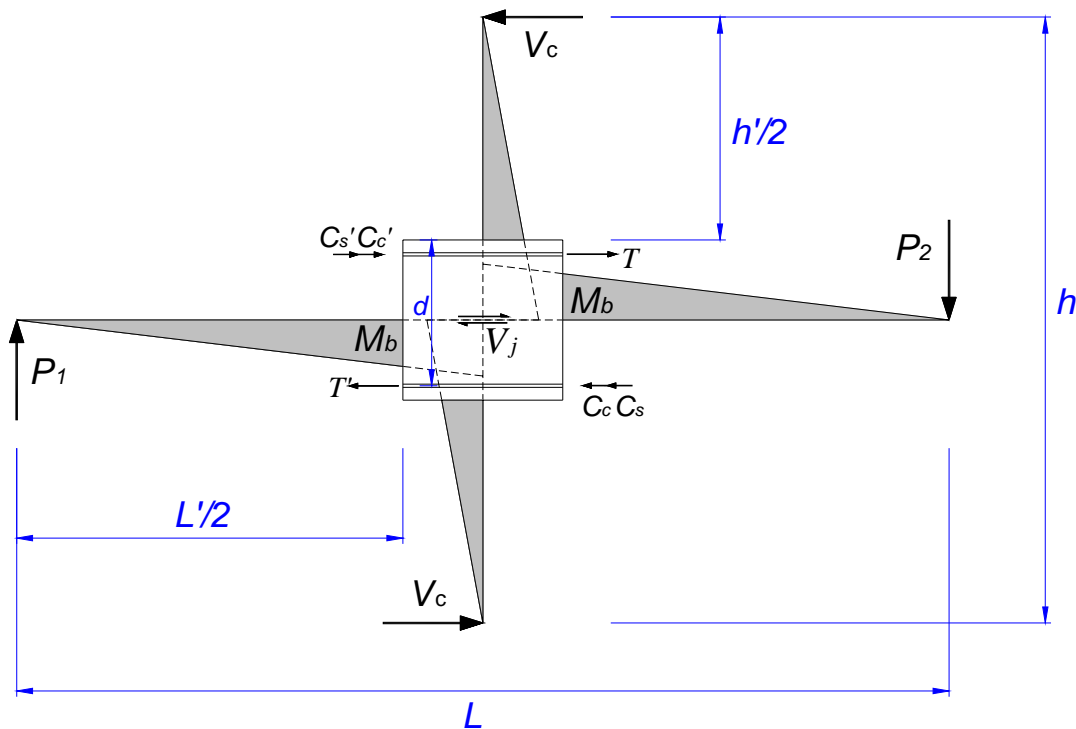


図 2.2.3 柱梁接合部架構に作用する力

2.4 柱梁接合部に関する既往の研究

柱心と梁心の偏心接合した偏心柱梁接合部に関する研究は極めて少ない。表 2.4.1 には、日本で行われた柱梁接合部に関する実験試験体 37 体の概要を示しているが、主に 1995 年兵庫県南部地震以来、柱梁接合部の耐震性能に関する問題点が指摘された後に実験が行われたと考えられる。本節では、偏心接合部の実験および解析に関する研究論文を中心に、偏心柱梁接合部の耐震性能に関する研究成果について研究項目、諸影響因子別に述べる。

表 2.4.1 試験体概要 (37 体)

担当	試験体	スケール	設計	偏心距離	偏心率	せん断余裕度	破壊モード	直交梁	スラブ	文献
寺岡 02	NO1	実大		85	0.121	1.19	FS		-	【2.9】
	NO2	"		125	0.178	1.02	(F)S		-	
	NO3	"		0	0	1.4	FS		-	
	NO4	"		0	0	1.02	(F)S		-	
寺岡 91	NO.34	0.6		0	0		FS		-	【2.10】
	NO.35	"		75	0.15		FS		-	
	NO.36	"		0	0		FS		-	
	NO.37	"		0	0		FS		90	
	NO.38	"		75	0.15		FS		90	
上村 02	NN.1			0	0		BJ		-	【2.11】
	NN.2			55	0.157					
塩原 03	JE-0	1/3		0	0					【2.12】
	JE-55			55	0.17					
	JE-55S			55	0.17					
城 03	UM-0	1/2	J 型	0	0		J			【2.13】
	UM-60			60	0.13		J			
	UM-125			125	0.28		J			
	UU-125			125	0.28		J			
	HU-125			125	0.28		J			
城 02	LM-60	1/2	BJ	60	0.13		BLJ			【2.14-15】
	LM-125			125	0.28		BLJ			
	HM-60			60	0.13		BLJ			
	HM-125			125	0.28		BLJ			
	HH-125			125	0.28		BLJ			
藤井 01	CN	実大	BJ	0	0	1.17	BJ	-	-	【2.16-18】
	CS			0	0	1.00	BJ	510	130	
	EN			135	0.168	1.17	BJ	-	-	
	ES			135	0.168	1.00	BJ	510	130	
	ES-J			135	0.168	1.35	BJ	510	130	
広沢 02	E00	2/3	J	0	0	1.03	J			【2.19-21】
	E085			85	0.21	1.03	J			
	E135			135	0.27	0.84	J			
広沢 03	02-e60	1/2	J	60	0.2	0.70	BJ	625	100	【2.22-23】
広沢 04	E00s	2/3	J	0	0	0.74		1020	120	【2.24】
	E80s			80	0.16	0.74		1020	120	
広沢 05	E000	2/3	J	0	0	0.86		400	185	【2.25-26】
	E115			115	0.23	0.86		400	185	

2.4.1 せん断抵抗機構に関する既往の研究

柱梁接合部の耐震性能を把握するに、せん断抵抗機構を明らかにすることは非常に重要な問題である。せん断抵抗機構に関するいくつかの提案があるが、ここでは Park & Paulay のモデル^[2.27]について述べる。Park & Paulay による接合部のせん断抵抗は、図 2.4.1、図 2.4.2 のようにコンクリートストラット作用とトラス作用の和で表される。

(1) ストラット機構

ストラット機構は、図 2.4.1 に示すように、接合部端を結ぶ対角線上のコンクリートストラットによって抵抗される機構である。この機構によって、梁と柱の接合部端のコンクリートの圧縮力と各隣接部材のせん断力が、それぞれ梁と柱の接合部端コンクリート圧縮領域を介して接合部コアに伝達される^[2.30]。

パネル内を通し配筋された主筋の定着長さが不十分なとき、あるいはパネルのせん断ひび割れがパネル外へ伸展するなどの破壊が著しいとき、主筋の付着による伝達は、梁、柱からの曲げ圧縮応力を受けるパネル隅角部、あるいはその外側の部材部分に集中する。従ってパネルコンクリートの応力は、対角線に沿った圧縮力に支配的になる。この機構で注意しなければならないのは、主筋が引張降伏すると、接合部からの主筋の抜け出しが大きくなり、さらに荷重が交番してその主筋が圧縮力を受けると、主筋および接合部へのめり込みが生じ、部材端の回転変形が著しく増大することである^[2.3]。

(2) トラス機構

トラス機構は図 2.4.2 に示すように、接合部域の付着力 (b_T , c_T) が、斜めひび割れ間のコンクリートストラットの圧縮力および鉛直方向と水平方向の補強筋の引張力によって抵抗される機構である^[2.30]。

接合部が大きな繰返し応力を受けて、せん断ひび割れが多数発生した場合には、コンクリート要素間のせん断抵抗力がほとんど失われ、パネル内での一方向に一様に分布したせん断ひび割れに平行な圧縮力だけがコンクリートに作用する。このときパネルコンクリートの変形を抑制するのは、パネル内帯筋またはあばら筋による拘束力、および柱の中間軸筋または圧縮軸方向力による鉛直方向拘束力などである^[2.3]。

トラス作用が成立するためには、柱および梁主筋の付着が健全でなければならない。Park らは、梁降伏先行後の逆載荷状態では、一度開いた曲げひび割れが閉じず、鉄筋のみで曲げ圧縮力に抵抗するため、コンクリート圧縮合力分 b_c が存在しなくなり、ストラット作

用が減り，主筋の圧縮力 ${}_bC_s$ は増大することによってせん断力の多くがトラス機構で負担され，大量の補強筋が必要となると説明している。ところが，梁降伏後の数回の正負繰返しにより，梁主筋の付着劣化が著しくなり，その結果，コンクリートストラット作用のほが支配的になるというのが，上村ら^[2.28]の実験結果の考察や野口ら^[2.29]のFEM解析結果から指摘された。

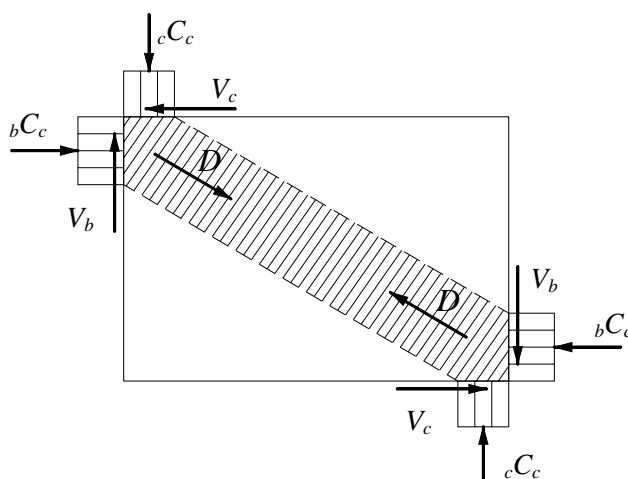


図 2.4.1 圧縮ストラット機構^[2.27]

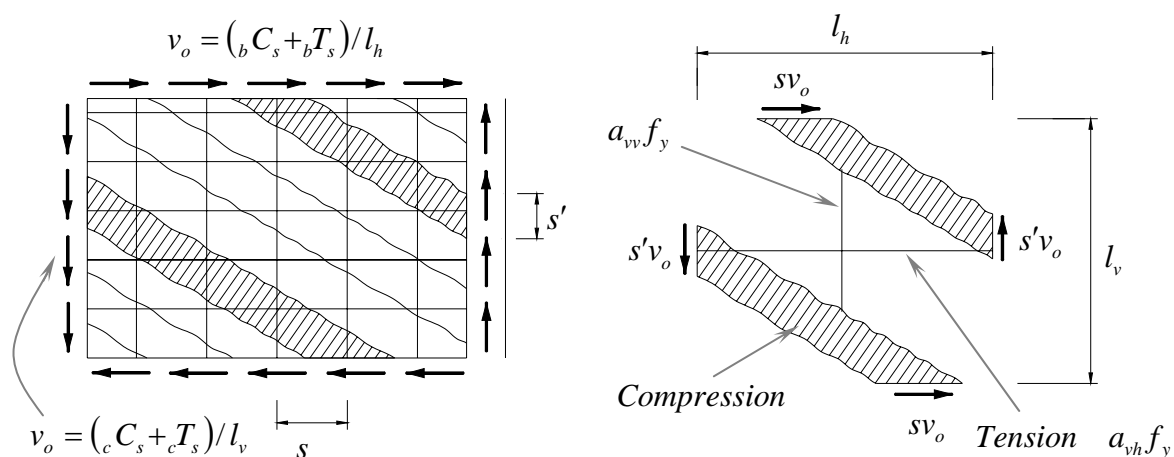


図 2.4.2 トラス機構^[2.27]

2.4.2 偏心柱梁接合部に作用する捩りモーメントの影響^{【2.32】}

本節は、文献^{【2.32】}より抜粋したものである。

(1) 柱梁接合部のせん断破壊に対する捩り応力の影響

柱に対して梁が偏心接合している柱梁接合部架構に水平力が作用すると、図 2.4.3 a)に示すように、梁の曲げモーメントによる偶力が接合部パネルの上下の水平断面において柱の軸心に対して逆向きの捩りモーメントをもたらすことになる。

実際の建物での柱梁接合部を考えると、床スラブによる拘束や境界梁・直交梁などによる捩り抵抗力の作用により、図 2.4.3 a)の捩りモーメントの値は小さくなる可能性も考えられる。

しかしながら、この捩りモーメントの作用により、接合部には図 2.4.3 b)のようなせん断応力度が生じて梁が偏心して取り付くほうの柱面（偏心面）の応力が極大になり、柱の外面を中心に同図 c)のような非対称なひび割れが生じることになる。この状態を概念的に示したものが図 2.4.4 である。

実際には、水平力が正負繰り返し作用するため、図 2.4.3 c)の斜めひび割れも交叉して生じるようになり、また外面のコンクリートの破壊が進展すると破壊は柱内面にまで進展することになる。

(2) 偏心接合された柱梁接合部に作用する捩りモーメント

偏心した柱梁接合部に破壊が生じやすい条件として外側ラーメンの内柱位置を想定し、破壊時には架構内の梁端部に曲げひび割れが発達するとともに、直交梁にも曲げひび割れが生じていると考える。

このような応力状態における柱、梁および接合部の応力を図 2.4.3 a)の記号で表し、計算の簡略化のために、左右の梁の主筋量は同一でかつ、すべての柱、梁の反曲点位置を各部材長さの中央とすれば、接合部せん断力 V_j 、柱せん断力 V_c および梁主筋の引張力の和 (T_1+T_2) の関係式として式 2.4.1 ~ 2.4.3 を導くことができる。

$$V_j = T_1 + T_2 - z \cdot V_c \quad (\text{式 2.4.1})$$

$$\frac{V_c}{V_j} = \frac{q}{0.5(1+z)(1-\gamma) - q \cdot z} \quad (\text{式 2.4.2})$$

$$\frac{V_j}{T_1 + T_2} = 1 - \frac{q}{0.5(1+z)(1-\gamma)} \quad (\text{式 2.4.3})$$

ここで、 $q = \frac{H'}{H}$ 、 z : 上階柱せん断力の下階柱せん断力に対する比

一方、図 2.4.5 に示したように柱の軸心まわりの水平面における捩りモーメントの分布を考えると、各階の床スラブ位置では捩り剛性が無限大と考えれば、柱下側主筋位置の柱の軸心に対する捩りモーメント $M_t = (T_1 + T_2) e$ は、柱梁接合部パネル部分に相当する柱上部と、梁のクリア高さ部分に相当する内法高さ部分に相当する柱下部とに、それらの捩り剛性の比に応じて分担されることになる。

直交梁がない場合には、柱上部への分割率 α_u は $\alpha_u = (H - H')/H$ となるが、側柱の接合部でも、一般に直交する大梁が存在するので、その捩り抵抗により柱上部の捩り剛性が増大し、その結果、実建物での分割率はこの値より大きくなることが考えられる。しかし、その捩りモーメントの増大分は直交大梁に負担されるので、結局、接合部パネルの負担する捩りモーメント M_m は $\alpha_u \cdot M_t$ に近い値となろう。

$$M_t = (T_1 + T_2) e \quad (\text{式 2.4.4})$$

$$M_m = \alpha_u \cdot M_t \quad M_t \cdot \frac{H - H'}{H} = (T_1 + T_2)(1 - q) e \quad (\text{式 2.4.5})$$

式 2.4.4 と式 2.4.5 において、 $z = 1$ 、 $\gamma = 0$ とすると、下記の近似式が成り立つ。

$$1 - \frac{q}{0.5(1+z)(1-\gamma)} \approx 1 - q$$

これにより、下記の近似式が得られる。

$$M_m \approx V_j \cdot e \quad (\text{式 2.4.6})$$

ここで、 e : 偏心距離

また、柱が負担する捩りモーメント M_{cu} は下記の式により得られる。

$$M_{cu} \approx V_c \cdot e \quad (\text{式 2.4.6})$$

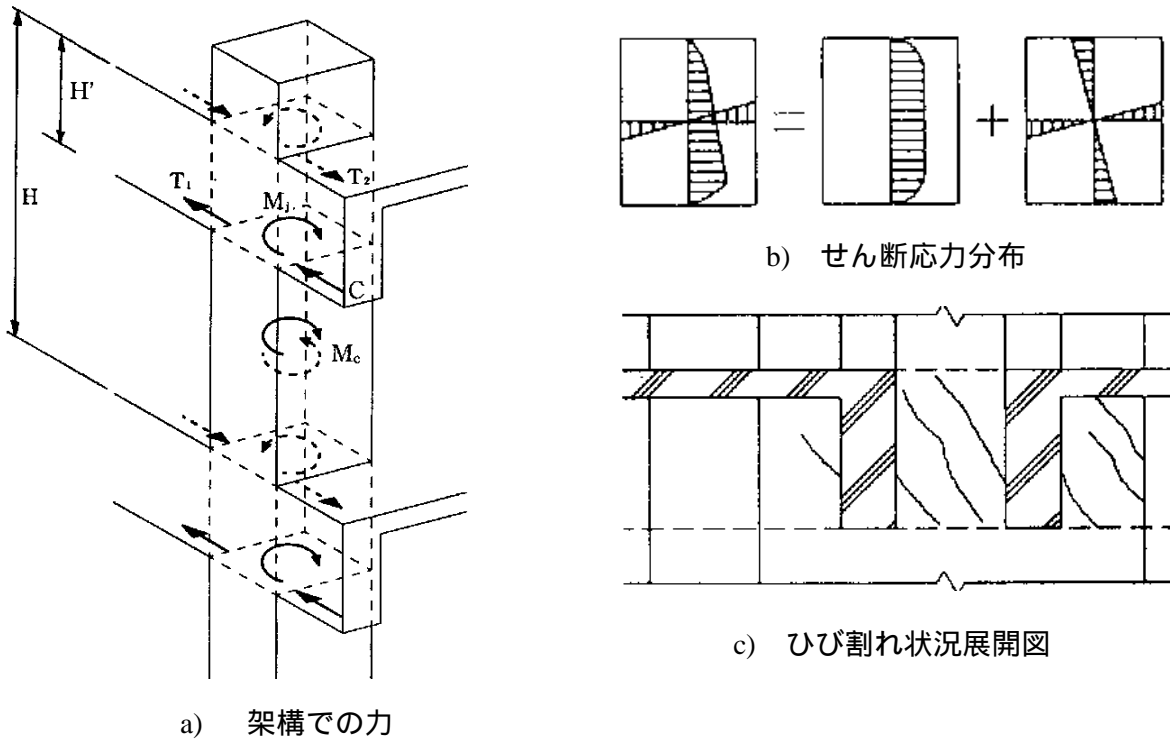


図 2.4.4 偏心をもつ接合部に働く各応力【2.32】

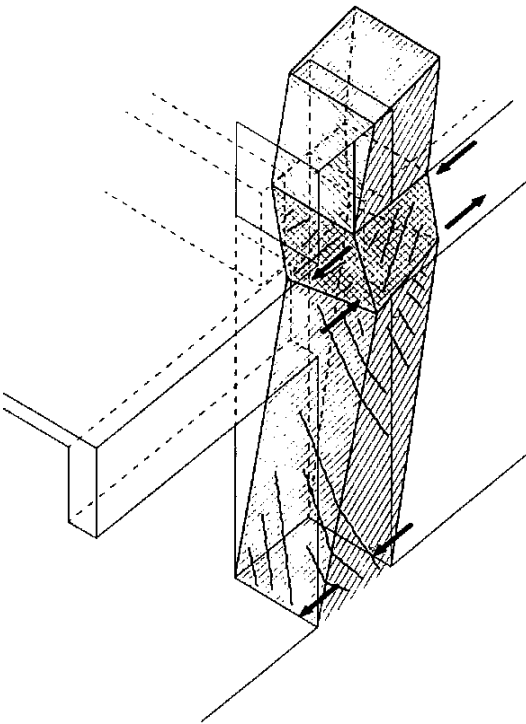


図 2.4.5 柱と接合部のねじれ【2.32】

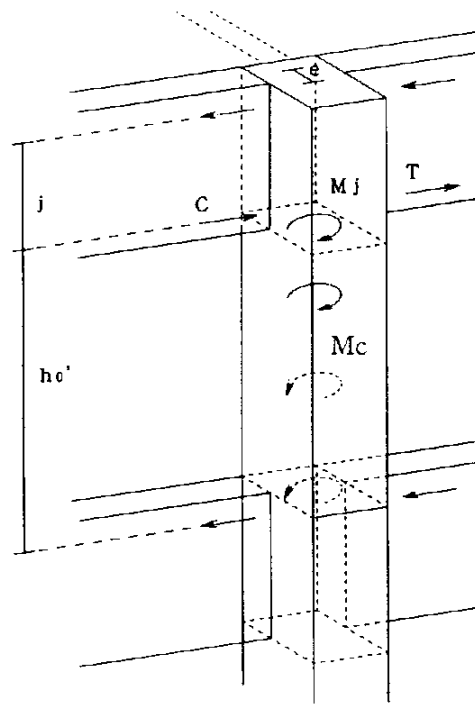


図 2.4.6 柱軸心まわりの水平断面における捩りモーメントの分布【2.32】

2.4.3 偏心接合部に関する既往の研究

偏心接合部に関する実験研究の多くは、接合部や梁、柱でのせん断ひび割れ、曲げひび割れの発生や伸展、拡幅などについて、偏心によって生じる特徴を捉えている。ここでは、偏心の影響をパラメータとした表 2.4.1 に示す文献の中から、偏心接合部の破壊性状や荷重変形関係などについての研究成果を整理してまとめて述べる。

(1) 接合部ひび割れ状況

写真 2.4.1 に藤井ら^[2.16]の繰返し載荷によって行われた実験試験体の破壊性状を示す。ここで、CN は偏心のない試験体で、EN は偏心距離 135 mmの十字型平面試験体、CS、ES は CN に直交梁およびスラブが片側に取り付いた試験体、ES は EN の非偏心面（偏心面の反対面）に直交梁およびスラブが付いた試験体である。いずれも梁曲げ降伏後の繰返し載荷によって接合部が破壊した試験体で、偏心面の破壊状況を示している。

写真 2.4.1 および文献^[2.16]の報告からもわかるように、偏心のない試験体 CN、CS ではかぶりコンクリートが剥落することなく、斜めのせん断ひび割れが大きく開口している。偏心接合部は偏心面をかぶりコンクリートの剥落を伴う損傷が著しく生じることがわかる。ただし、写真 2.4.1 から見れば、偏心接合部の非偏心面に直交梁およびスラブの取り付け付いた ES は、コンクリート剥落の面積が直交梁・スラブの付いていない EN に比べ小さくなっていることがわかる。また文献^[2.16]では、非偏心面では傾斜の急な斜めひび割れが生じているが、顕著な進展は見られないと示した。また、偏心試験体の偏心面では、偏心のない試験体に比べひび割れの発生が早くなり^[2.9]、偏心面でのパネル破壊が早期に進展する^[2.24]。

写真 2.4.2 には、城ら^[2.13]によって行われた接合部破壊型試験体の偏心面および非偏心面における破壊状況を示す。偏心面では接合部パネルのほぼ全域にわたってかぶりコンクリートの剥落が生じていたのに対して、非偏心面では大きな損傷が見られない^[2.13]。

広沢らは接合部破壊型の偏心接合部^[2.19-21]の実験から、層間変形角 1/100 の 3 回ピーク時におけるひび割れ幅について、偏心のない接合部では 0.3 mmとなるのに対して、偏心距離 85 mmでは偏心面で 0.4 mm、非偏心面で 0.1 mmとなり、偏心距離 135 mmでは偏心面で 0.65 mm、非偏心面で 0.02 mmとなることを示した。このことから、偏心率の大きいものほど、偏心面では非偏心面より大きくひび割れが生じ、それと逆に非偏心面では偏心率が大きいほどひび割れが生じにくくなることが示された。また、E135 では R=1/100 時、E85 では R=1/50 時から梁にひび割れが進展せず、破壊がパネルのみに集中して剥落に至ったとの報告から、偏心接合部ではひび割れより偏心面でのコンクリート圧壊が偏心接合部の最大耐力に大き

く影響すると予想される。

また、多くの文献において、偏心面にひび割れや圧壊による損傷が集中し、非偏心面には斜めのひび割れが生じる程度の、コンクリートの剥落までには至っていないことが報告されている。

(2) ねじれによるひび割れ

広沢ら^{【2.19-21】}は、偏心距離 135 mmの試験体において、ひび割れがパネル内から柱側面へ螺旋状に繋がっていることから、捩りせん断破壊が生じていると示した。

城ら^{【2.13】}は、偏心距離 60 mm、125 mmの偏心接合部の接合部側面に捩れ亀裂が発生しているが、この亀裂は偏心距離 125 mm試験体で顕著であり、これは接合部の捩れモーメントによる影響であるとの見解を示した。

藤井ら^{【2.16-18】}の研究でも、偏心距離 135 mmの平面柱梁接合部試験体およびそれに直交梁・スラブの取り付け試験体では、捩り変形によるとみられるひび割れが側面に生じていると示された。

(3) 梁のひび割れ

ほとんどの試験体では、柱より梁の曲げ降伏が先行するように設計されているため、柱に対するひび割れ状況の報告が少ないと思われる。梁および柱の曲げひび割れやせん断ひび割れの発生にも、捩りモーメントの影響により偏心のない接合部と異なる挙動を考えると考える。ここでは、城らにより報告^{【2.13-15】}された梁および接合部のひび割れ発生関係について示す。

偏心あり、偏心無し試験体ともに $R=1/500$ 時に梁付け根コンクリートで曲げひび割れが発生し、その後ひび割れは拡幅を続けるが、偏心側の面より反対側の面のほうが顕著であった。このため梁付け根コンクリートの圧壊は反対側（非偏心側）で大きい。接合部の初のせん断ひび割れは偏心側で発生し、偏心量 125 mmの試験体では $R=1/500$ 時で、60 mmは $R=1/200$ 時で発生した。その後、偏心接合部のひび割れ発生・伸展は顕著となり、偏心量 125 mmの試験体は 60 mmの試験体より顕著な拡幅が見られなかった。偏心距離 125 mmの試験体の偏心側では、梁による拘束によりひび割れの拡幅が制御された。そして、接合部コンクリート圧壊が顕著であったが、接合部横補強筋ひずみ度が降伏に至るものが少なかったことから、接合部パネルには圧縮場が卓越しているとの見解が示された。

また、寺岡ら^{【2.9】}は、接合部の偏心側表面のせん断変形角の進行が大きく、それ以上梁の変形が進まないとの見方を示した。

(4) 最大耐力

1 方向正負交番繰返しによって載荷する場合、梁降伏後に繰返し載荷によって接合部がせん断破壊する試験体や、梁降伏前に接合部が破壊する試験体では、 $R=1/50$ 時に最大耐力となることが多く現れた。いずれにしても、偏心接合部では、偏心のない接合部とほぼ等しい層間変形角で最大耐力となっている。偏心接合部は偏心の影響により、偏心のない接合部に比べてせん断耐力が低下し、また偏心率の大きい試験体ほど強度低下が大きくなるとの報告が多い。またいくつかの文献^{〔2.10-11、31〕}では、偏心率の小さい試験体では捩りモーメントの影響が小さく現れ、偏心の有無が最大耐力に及ぼす影響が小さくなると示されている。

(5) 最大耐力後の挙動

偏心接合部の繰返し載荷による履歴性状は、最大耐力は小さく現れるものの、形状は偏心のない試験体とほぼ同程度となっている。ただし、最大耐力以後においては、偏心接合部の耐力低下が偏心のない試験体に比べて大きく現れることが示されている。特に広沢ら^{〔2.26〕}の研究では、 $R=1/25$ 時の、 $R=1/50$ 時最大耐力に対する耐力低下が、直交梁・スラブのない偏心のない試験体 00 および片側に直交梁・スラブの付いた偏心距離 80 mm、115 mm の偏心試験体 80, 115 で、00 : 80 : 115 = 0.79 : 0.81 : 0.69 となり、偏心が大きいほど最大強度後の強度低下が大きくなると示していた。偏心接合部では、直交梁・スラブの拘束効果があるにもかかわらず、直交梁・スラブのない偏心のない試験体より強度低下が同等以下になることから、偏心接合することによって、また偏心距離が大きくなるほど最大耐力以後の劣化が顕著に現れることが予想される。

(6) 同変位繰返し載荷による耐力劣化

広沢ら^{〔2.19-21〕}は、最大耐力となった $R=1/50$ 時の 3 回繰返し載荷による耐力低下が、偏心無し : 偏心距離 85 mm : 偏心距離 135 mm = 0.32 : 0.41 : 0.34 になると示した。いずれも、同変位繰返し載荷による耐力低下が大きく現れるものの、偏心の影響による耐力劣化の違いは顕著なこととは考えられない。

(7) 梁主筋および柱主筋のひずみ度

塩原ら^{〔2.12〕}の実験では、偏心距離 55 mm の試験体で、非偏心側の梁主筋ひずみが偏心側に比べて若干高めになっていると示した。また、柱主筋の場合は偏心の影響が顕著に現れ、

偏心側のひずみがかなりの値まで増加し、これらに関しては偏心接合部の偏心面の変形角が大きい分、偏心側柱主筋により大きな応力が発生し、一方、梁の変形量は抑えられたとの見解を示した。

(8) 接合部横補強筋

塩原ら^{【2.12】}は、偏心距離 55 mmの偏心接合部について、コの字型鉄筋を接合部偏心側に配筋して、偏心面のひび割れの拡大の抑制効果を考察した。偏心面がコの字型鉄筋で補強される場合、最大耐力前の $R=1/100$ 時までは偏心のない試験体と同程度のひび割れ量に抑制されるが、 $R=3/100$ 時には補強されていない同等偏心距離を持つ接合部と同程度のひび割れおよび圧壊がみられたことから、接合部横補強筋の増加は、最大耐力前の小変形でのひび割れ抑制に効果があるが、大変形時ではその効果がないことを示した。また、最大耐力に対しては偏心のない試験体より耐力低下が生じるものの、補強されていない偏心接合部よりは耐力が若干は改善されるとの結果を示した。

城ら^{【2.13-15】}の実験では、偏心接合部の偏心側に補強筋を多く配筋すると、わずかに捩れ変形が小さくなるが、耐力への効果は少ないとの結果を示した。

また、上村ら^{【2.11】}の研究では、最大耐力時において無偏心接合部では、せい面はすべての補強筋で、幅面は接合部の一部で降伏したことに対して、偏心接合部では、幅面で降伏したがせい面では降伏していないと示した。

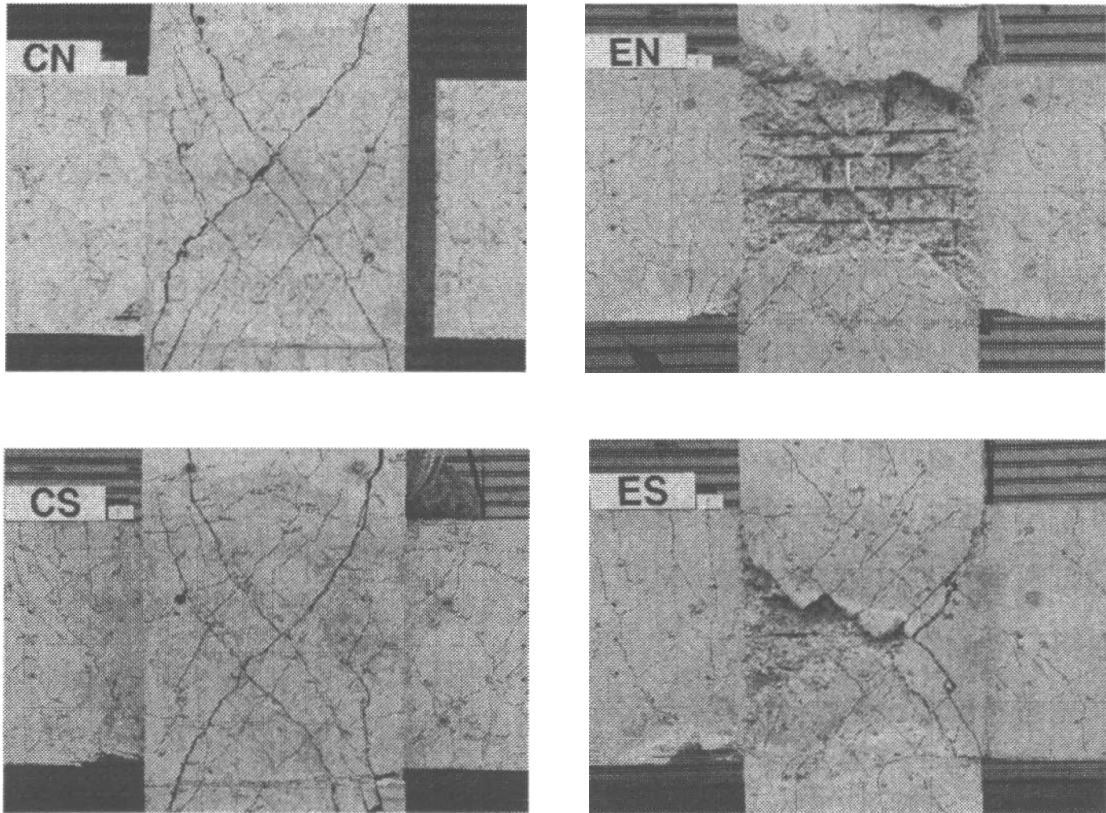


写真 2.4.1 (BJ型) 偏心有無、直交部材有無を変数とした試験体の破壊状況
(藤井らの実験^[2.16])

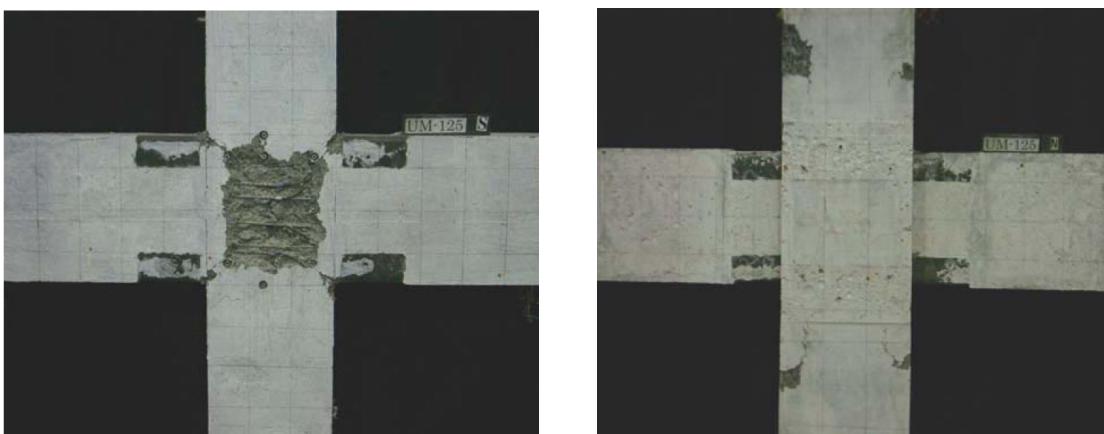


写真 2.4.2 (J型) 偏心面および反対面での破壊状況
(城らの実験^[2.13])

2.4.4 FEM 解析による RC 造柱梁接合部に関する既往の研究

RC 造柱梁接合部の FEM 解析に関する研究は、「RC 建物の柱梁接合部に関する研究の現状と将来」^[2.30]で野口，上村により紹介されている。本節では，その後に行われた解析的研究について焦点を絞って述べる。

(1) 柱梁接合部のモデル化において考慮すべき点^[2.33]

柱梁接合部は，地震力を受けると，接合部パネルに斜めのせん断ひび割れが生じるのが一般的であり，ひび割れ後のコンクリートの非線形構成則を FEM 解析上でモデル化することは接合部の力学挙動の正確な把握に非常に重要である。また，接合部内部の梁および柱主筋の応力勾配が柱や梁に比べて極めて大きく，それによって付着応力がもっとも大きくなり，付着劣化が生じやすくなる。そのため，柱梁接合部のモデル化においては，ひび割れ後のコンクリートの構成則や，鉄筋とコンクリート間の付着特性の表現が重要であると考えられる。

(1).1 ひび割れ後の圧縮劣化特性

接合部内部では，圧縮ストラット方向と平行する方向に，斜めのせん断ひび割れが生じ，圧縮応力はせん断ひび割れが生じた圧縮ストラットの中で伝達されるため，1 軸圧縮強度より低下する。接合部のせん断抵抗を圧縮ストラット機構とトラス機構の足し合わせによるものとして考えれば，コンクリートの有効圧縮強度が接合部のせん断強度に及ぼす影響が大きいと考えられる。

(1).2 ひび割れ後のひび割れ面でのせん断剛性の低下

ひび割れ面においてせん断力はコンクリートの骨材のかみ合いや鉄筋のダウエル効果により伝達される。固定ひび割れモデルを用いる場合にはこれらを考慮して，初期せん断剛性の低減を行う必要がある。ひび割れ後のせん断剛性は，柱梁接合部のせん断耐力や荷重変形関係の履歴形状に影響を及ぼすと考えられる。

(1).3 接合部内における梁主筋の付着劣化

梁主筋の付着挙動を考慮するために，鉄筋要素とコンクリート要素の間にボンドリンクを設けて，そこに付着特性を組み込むことが一般的に行われている。繰り返し载荷を受けるとき，接合部の両端部のコンクリートは，周辺から圧縮を受けたり，引張を受けてひび割れることによって，同じ場所でも付着性状が異なっている。また，接合部中央では付着

すべりと付着応力度の関係が、ほぼ正負対称の逆 S 字型の履歴形状となるのが特徴である^{〔2.34〕}。また、高軸力が梁主筋の付着性状に及ぼす影響も大きい。鉄筋とコンクリート間の付着性状は、柱梁接合部のせん断耐力や履歴形状に与える影響が大きいと考えられる。

(2) 柱梁接合部に関する解析的研究

(2).1 接合部内部での圧縮主応力の伝達

柏崎ら^{〔2.35-36〕}は、層間変形角 1/200 時の接合部パネル内で接合部パネル全域にわたって幅広く伝達されるのに対して、 $R=1/100$ 以後から最大耐力に至るまで、接合部圧縮ストラット域が狭まり、接合部パネルの対角辺に沿って集中的に伝達されると示した。

(2).2 接合部内コンクリートの有効圧縮強度

柏崎ら^{〔2.36〕}の 2 次元 FEM 解析による結果を見ると、接合部内部での圧縮強度の低減は約 0.6 程度となっている。ただし、付着ありは接合部パネルの広範囲にわたって圧縮強度が低下していることに対して、付着無しは中央領域の狭い範囲で限られ、付着ありよりは有効圧縮強度が高く現れている。

(2).3 横補強筋効果

柏崎ら^{〔2.37〕}は、接合部横補強筋比をパラメータとした 2 次元 FEM 解析を行い、 $p_{jw} = 0.2\%$ まで、接合部せん断耐力の上昇に寄与するが、それ以上の接合部横補強筋比による、接合部せん断耐力の上昇は見られないことを示した。

また、その後の研究^{〔2.38〕}では接合部せん断耐力と横補強筋量 $p_{jw} \cdot \sigma_y$ (σ_y : 横補強筋降伏応力度) の関係について検討を行い、普通強度コンクリートの場合は $p_{jw} \cdot \sigma_y$ の増大に伴うせん断耐力の上昇は著しく現れるが、高強度コンクリートの場合は $p_{jw} \cdot \sigma_y = 15 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ でせん断耐力上昇率が頭打ちになり、 $p_{jw} \cdot \sigma_y = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以後ではほとんど耐力上昇が見られないと示した。

また、これに関しては、最大耐力時の横補強筋ひずみが、普通強度コンクリートの場合には降伏までに達するが、高強度コンクリートの場合には高強度横補強筋の降伏ひずみが大きいために降伏せず、有効に働いていないことによるとの見解を示した。

(2).4 柱軸力の影響

柏崎ら^{〔2.37〕}の柱軸力をパラメータとした 2 次元 FEM 解析では、軸力が大きい ($0.3 B$ と $0.1 B$ の比較) とストラット角度が急になり、幅も増大すると示した。

(2).5 付着劣化の影響

柏崎ら^{〔2.37〕}は、接合部パネルと危険断面から梁せいの梁領域の付着伝達をなくした 2 次

元 FEM 解析では、付着劣化を考慮した場合に梁曲げ圧縮域の圧壊により耐力に達したので、梁曲げ圧縮部分を補強して解析を行った結果、圧壊が抑えられ、付着健全な場合より耐力が約 35% 上昇したことについて示した。また、補強した場合の耐力上昇については、接合部パネルでは、梁主筋からの付着力の伝達がないため、接合部内のせん断ひび割れの進展、開口が押さえられたためであるとの見解を示した。

(2).6 偏心接合の影響

荒生ら^[2.39]は、偏心距離を 7.5 cm とした偏心接合部に関する 3 次元 FEM 解析を行い、圧縮主応力およびせん断応力が偏心側に集中して伝達することや、偏心側にせん断力が集中していることを示すと同時に、梁曲げ降伏型試験体では偏心による捩りモーメントの影響が小さく現れることについて示した。

福島ら^[2.40]は、偏心距離を 0, 60, 125 mm とした接合部破壊型 (J 型) 偏心接合部に関する 3 次元 FEM 解析を行い、偏心のない場合には接合部中央部から表面に向け一様にストラットが形成されているが、偏心距離 125 mm では、偏心側に応力が集中し、最大耐力時には偏心側ではコンクリートが圧壊し応力が低下しているが、非偏心側ではストラットが形成され耐力を維持していると示した。またこれによって偏心接合部の耐力低下が少なかったとの見解を示した。

また、接合部コンクリートの圧壊状況については、偏心のない場合は接合部中央よりコンクリートの圧壊が始まり、最大耐力時には梁が取り付いている部分 (梁幅内) で激しく、接合部の表面まで達していると示した。偏心接合部では、応力が集中する偏心側から圧壊が起こり、最大耐力時には偏心のない場合と同様に、梁が取り付いている部分で激しくなり、非偏心側の表面では圧壊が見られないことについて示した。

(2).7 コンクリートの圧壊

砂井ら^[2.41]は、コンクリート要素内の 8 積分点における主応力 σ_1 , σ_2 , σ_3 を Drucker-Prager の破壊基準式に代入し、要素内のすべての積分点で $f=0$ となる時に、コンクリート要素が圧壊したと定義を行った。この定義に基づいて、福島ら^[2.40]は偏心のない接合部では接合部中央より圧壊が始まり、偏心接合部では最大耐力時に偏心側の梁が取り付いている部分で圧壊が激しくなるが、非偏心側では圧壊した要素が見られなかったことを示した。

また、早瀬ら^[2.42]は、最大耐力時には、コンクリートの一軸圧縮試験から得られた圧縮強度時ひずみ ϵ_{max} を超えた要素は $f=0$ を満たすことから、 ϵ_{max} を超えるひずみに達した要素を圧壊として定義を行った。

(2).8 コンクリートのひび割れ

3次元によるコンクリートのひび割れ表現が極めて少ない。峰ら^[2.43]は、直交梁・スラブ付き偏心柱梁接合部の解析結果から、円盤の向きでひび割れ面の方向を、色ラベルでひび割れ幅を表現する手法を用いて、ひび割れ発生状況の把握を試みた。偏心のない接合部ではひび割れが一様に広がっているのに対して、偏心接合部ではひび割れが偏心側に偏って分布していることについて示した。

(2).9 累積吸収ひずみエネルギー

堀部ら^[2.44]は、3次元FEM解析結果から、コンクリート要素の各積分点における応力、ひずみに基づいて累積吸収ひずみエネルギーを算出し、それをコンクリート損傷の程度に対応させる量として、解析独自の量的および視覚的評価を行った。柱梁接合部架構の各部材ごとにおけるエネルギーの分担割合に関する検討を行い、完全付着よりも付着を考慮したほうが、試験体全体に対する接合部のエネルギー吸収の割合が大きいことから、付着要素を入れ付着性状を考慮した場合の接合部損傷が大きくなったとの見解を示した。また、梁曲げ破壊先行型の柱梁接合部において、梁のエネルギー吸収が占める割合が変形の増大とともに多くなることや、試験体でのエネルギー分布図から見ると繰り返し载荷によるエネルギー集中が接合部側の梁の上、下端筋近辺に多く見られること、スラブにもエネルギー吸収による損傷が確認されること、などについて示した。

日下部ら^[2.45]は、直交梁・スラブの付いた立体柱梁接合部について、1方向加力時と田字加力時における累積吸収ひずみエネルギーの検討を行い、接合部のエネルギーが田字型加力の場合が1方向加力の場合より大きく現れることから、田字型加力による接合部の損傷が厳しくなるとの見解を示した。

(2).10 多方向载荷時の応力伝達

柏崎ら^[2.46]は、直交梁・スラブ付き立体柱梁接合部について1方向加力および45度方向加力（水平2方向加力）を行い、接合部内部での圧縮主応力分布を示した。分布図からは、1方向加力時には接合部パネルでの圧縮ストラットにより応力が伝達されることに対して、45°加力時には、接合部立方体の両隅角部を結ぶ対角線方向に沿って、圧縮応力が立体的に伝達されることが見られた。また、日下部ら^[2.45]により行われた田字型加力時の圧縮主応力のコンター図からも接合部内部で圧縮応力が立体的に伝達されることが確認できる。また、多方向载荷時の損傷に関して累積吸収ひずみエネルギーの検討も行われた。

2.5 まとめ 既往の研究における課題

本章では、柱と梁の偏心接合を含んだ柱梁接合部の地震被害について述べた上に、偏心接合部の実験的研究から得られた知見を影響因子別にまとめて示した。また、最近行われた柱梁接合部の FEM 解析による研究成果について 1993 年以後を中心に述べた。

既往の研究に関する調査では、偏心柱梁接合部に関する実験数が非常に少なく、接合部の力学的挙動に及ぼす偏心の影響については未解明な課題が多く残されていることが考えられる。例えば、せん断抵抗機構の解明、付着劣化の性状、偏心距離の影響、アスペクト比の影響、多方向入力に時の力学的挙動、繰り返し載荷時の劣化、寸法効果、などについてはまだ検討されていないのが現状である。

また、偏心の影響に関するデータベースが整備されていないため、偏心接合をも含んだ柱梁接合部の耐震設計法の提案がされていないが問題点として考えられる。

解析的研究においては、付着性状に伴う接合部せん断抵抗機構の解明やその結果に基づくマクロモデルの構築が期待される。また、累積吸収ひずみエネルギーによる損傷評価が可能となってきたにも関わらず、その評価手法（システムの開発）が確立されていないことから、部材の損傷度の指標としての評価基準をどのように建てるかが大きな課題として残されている。

それ以外にも、解析結果に対する定量的検討手法や耐震設計への解析成果の応用などが課題として考えられる。

【 第2章 参考文献 】

以下、AIJ 梗概集は「日本建築学会学術講演梗概集」、JCI 年次論文集は「コンクリート工学年次論文報告集」を示す。

- 【2.1】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998 年 10 月
- 【2.2】広沢雅也：コンクリート系建物の柱梁接合部の耐震設計の現状と懸念、コンクリート工学、Vol. 41, No. 4, pp. 10-19、2003 年 4 月
- 【2.3】日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、柱梁接合部(1)、pp. 116-120、1987 年 9 月
- 【2.4】日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法、1999
- 【2.5】広沢雅也：コンクリート系建物の柱梁接合部の耐震設計の現状と懸念、コンクリート工学、Vol. 41, No. 4, pp. 10-19、2003 年 4 月
- 【2.6】広沢雅也、近藤龍哉：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能の改善に関する研究 1995 年兵庫県南部地震の被害調査に基づく研究、工学院大学総合研究所年報第 4 号(1997 年度)、1997 年
- 【2.7】日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- 【2.8】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・同解説、1999
- 【2.9】高森直樹、林和也、寺岡勝：RC 造実大内柱・梁偏芯接合部の耐震性能に関する実験的研究 その 1 実験及び実験結果の概要、その 2 耐震性能に及ぼす寸法効果の検討、AIJ 梗概集、pp. 619-622、2002 年 8 月
- 【2.10】林和也、狩野芳一、寺岡勝、Mollick, A.：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、JCI 年次論文集、pp. 507-512、1991 年
- 【2.11】松本聡裕、丸山樹基、林静雄、上村智彦：梁が柱に偏心接合する場合の内部梁・柱接合部の力学的挙動、JCI 年次論文集、pp. 385-390、2002 年
- 【2.12】東川敬子、塩原等、小谷俊介：梁が柱に偏心して接続する RC 造十字型柱梁接合部の実験、JCI 年次論文集、pp. 541-546、2003 年
- 【2.13】辻哲郎、後藤康明、北野敦則、城攻：偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究、JCI 年次論文集、pp. 529-534、2003 年
- 【2.14】山崎慎介、後藤康明、北野敦則、城攻：偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部せん断入力量と破壊形式の関係、JCI 年次論文集、pp. 379-384、2002 年

- 【2.15】井澤寛人、山崎慎介、辻哲郎、北野敦則、後藤康明、城攻：偏心を有する RC 内部柱梁接合部の破壊性状に関する実験的研究 その1 実験概要、亀裂性状、変形、その2 耐力、鉄筋挙動と破壊形式の検討、AIJ 梗概集、pp. 629-633、2002年8月
- 【2.16】石田健吾、嶋 晃平、東健二、藤井 栄：鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験、JCI 年次論文集、pp. 343-348、2001年
- 【2.17】嶋晃平、石田健吾、佐藤裕一、藤井 栄：実大実験結果に基づく接合部の損傷評価と寸法効果に関する考察、JCI 年次論文集、pp. 349-354、2001年
- 【2.18】赤田匠、嶋晃平、石田健吾、馬場望、藤井栄、西村泰志：RC 実大柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、その1 実験計画と結果、その2 実験結果と接合部の寸法依存性、その3 接合部の損傷評価に関する考察、AIJ 梗概集、pp. 189-194、2001年
- 【2.19】黒澤亮太郎、近藤龍哉、佐藤学、広沢雅也：RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、JCI 年次論文集、pp. 361-366、2002年
- 【2.20】近藤龍哉、黒澤亮太郎、佐藤学、広沢雅也：RC 造偏心柱梁接合部のせん断及び捩り変形と応力に関する実験的研究、JCI 年次論文集、pp. 367-372、2002年
- 【2.21】鈴木公平、近藤龍哉、工藤祐也、佐藤学、黒澤亮太郎、広沢雅也：RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、その1 実験結果とスケールイフェクト、その2 せん断力と捩りモーメントによる応力度、AIJ 梗概集、pp. 623-626、2002年
- 【2.22】工藤祐也、佐藤学、近藤龍哉、広沢雅也：直交梁と直交スラブの付いた RC 柱梁接合部立体架構の破壊実験、コンクリート工学年次論文集、pp. 535-540、2003年
- 【2.23】床スラブ付き RC 造偏心柱梁接合部立体試験体の耐震実験 その1 実験概要と実験結果、その2 接合部及び柱の捩り抵抗機構の検討、AIJ 梗概集、pp. 497-500、2003年
- 【2.24】鈴木公平、岡部紘之、高田知明、佐藤学、近藤龍哉、広沢雅也：片側直交梁・床スラブ付き RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、AIJ 梗概集、pp. 809-810、2004年8月
- 【2.25】高田知明、小黒政史、佐藤学、近藤龍哉、広沢雅也：片側に取り付いた直交部材が偏心柱梁接合部に及ぼす影響に関する研究、AIJ 梗概集、pp. 287-288、2005.9
- 【2.26】小黒政史、高田知明、佐藤学、近藤龍哉、広沢雅也：片側に直交部材の付いた偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、AIJ 梗概集、pp. 289-290、2005.9
- 【2.27】R. Park, T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Inter-Science Publication , pp.738-746 , 1975.

- 【2.28】上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究、JCI 年次論文集、pp. 637-640、1986 年
- 【2.29】野口博、菅野弘：地震力を受ける RC 柱・はり接合部の内部応力状態に関する解析的研究、JCI 年次論文集、pp. 633-636、1986 年
- 【2.30】日本建築学会：シンポジウム『RC 建物の柱梁接合部に関する研究の現状と将来』、1993 年 12 月
- 【2.31】荒生和宏、柏崎隆志、野口博：RC 造偏心柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析、JCI 年次論文集、pp. 373-378、2002 年
- 【2.32】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、付録 3、付録 4、pp. 336-359、1998 年 10 月
- 【2.33】日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用、2008 年
- 【2.34】北山和宏：鉄筋コンクリート柱・はり接合部における通し主筋の付着性状、コンクリート工学、Vol. 33, No. 5, pp. 25-33、1995 年 5 月
- 【2.35】柏崎隆志、野口博：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の非線形有限要素解析、JCI 年次論文集、pp. 17-20、1993 年
- 【2.36】柏崎隆志、野口博：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断と付着に関する非線形有限要素解析、JCI 年次論文集、pp. 741-744、1994 年
- 【2.37】柏崎隆志、永井智之、野口博：有限要素法を用いた RC 内柱・梁接合部のせん断耐力に関するパラメータ解析、JCI 年次論文集、pp. 941-946、1996 年
- 【2.38】柏崎隆志、野口博：RC 内柱・梁接合部のせん断耐力に与える横補強筋の効果に関する有限要素法解析、JCI 年次論文集、pp. 999-1004、1997 年
- 【2.39】荒生和宏、柏崎隆志、野口博：RC 造偏心柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析、JCI 年次論文集、pp. 373-378、2002 年
- 【2.40】福島透、後藤康明、城攻：偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断応力伝達機構に関する 3 次元有限要素解析、JCI 年次論文集、pp. 499-504、2004 年
- 【2.41】砂井貴秀、後藤康明、城攻：RC 造内部柱梁接合部における耐震挙動の非線形 3 次元有限要素解析、JCI 年次論文集、pp. 643-648、1999 年
- 【2.42】早瀬崇城、後藤康明：コンクリート部材中に発生する局部支圧破壊機構に関する 3 次元有限要素解析、JCI 年次論文集、pp. 1387-1392、2007 年
- 【2.43】峰あゆみ、柏崎隆志、野口博：片側に直交部材の付いた RC 偏心柱梁接合部の 3 次元非線形 FEM 解析、JCI 年次論文集、pp. 361-366、2006 年

- 【2.44】堀部明久, 余勇, 柏崎隆志, 野口博: スラブ付 RC 柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析, JCI 年次論文集、pp. 457-462、2004 年
- 【2.45】日下部桃子, 余勇, 柏崎隆志, 野口博: 2 方向繰り返し水平力を受ける RC 立体柱・梁接合部の 3 次元非線形 FEM 解析, JCI 年次論文集、pp. 457-462、2005 年
- 【2.46】柏崎隆志, 日下部桃子, 堀部明久, 野口博: 2 方向加力を受ける RC 柱・梁接合部の 3 次元 FEM 解析, その 1 実験および解析結果, その 2 直交梁付き柱・梁接合部の解析結果, その 3 床スラブ付き柱・梁接合部の解析結果, AIJ 梗概集、pp. 469-474、2003.9

第3章 本研究で用いた有限要素法解析モデル

3.1	はじめに	41
3.2	3次元によるFEM解析の特徴	
3.2.1	FEM解析における3次元問題の定義	42
3.2.2	3次元によるFEM解析の特徴	43
3.2.3	3次元FEM解析の問題点	44
3.3	コンクリートの材料モデル	
3.3.1	繰返し載荷時の応力 ひずみ関係	47
3.3.2	破壊基準	57
3.3.3	ひび割れモデル	60
3.3.4	ひび割れたコンクリートのせん断剛性	66
3.3.5	ひび割れたコンクリートの圧縮劣化特性	69
3.3.6	ひび割れたコンクリートの引張剛性	71
3.3.7	コンクリートの破壊エネルギー	75
3.4	鉄筋の材料モデル	78
3.5	コンクリートと鉄筋の付着特性	80
3.6	まとめ	82
	【第3章の参考文献】	83

3.1 はじめに

有限要素法は1950年代に航空機の解析のために開発され、その後、土木、建築、造船、機械などの構造工学の分野へと導入された。現在では、構造工学分野だけでなく、流体、電気・電子、化学などの分野へも応用されている。また、構造工学分野でも、微小変形の線形弾性体の領域で確立された有限要素法は、動的解析、大変形解析、材料非線形解析へと適用領域も拡大した。

RC構造に関する有限要素法の適用は、1967年にNgoとScordelis^[3.1]が行ったRC梁の解析が最初である。その後、材料モデルの開発や柱、梁、耐震壁などの部材に関する解析も実施され、数多くの成果が得られている。しかし、計算時間と計算用ハードウェアの制限で、繰り返し荷重を受けるRC部材の3次元FEM解析的研究が活発するのは近年のことである。

本研究で対象とするRC構造では、コンクリート、鉄筋の2種類の材料を扱う必要がある。材料モデルとしては、それぞれの材料の非線形性を考慮するとともに、各材料間の相互作用のモデル化も重要である。

コンクリートを扱う材料非線形解析の困難さは、コンクリート自体にひび割れを代表とする破壊現象が早期から現れ、その応力-ひずみ関係は強い非線形性を示すところにある。また、コンクリートと鉄筋の付着作用に代表される材料間の相互作用も非線形性を示し、全体の挙動はさらに複雑なものとなる。近年、RC部材、構造に関する実験はほとんど繰り返し荷重や動的荷重であるが、RC部材の3次元FEM解析の中心であるコンクリートの繰り返し挙動を解明する基礎実験、特に、多軸拘束されたコンクリートを対象とした基礎実験はまだ少ないといえる。

本章では、まず、有限要素法の3次元解析特徴について述べた後に、千葉大学野口研究室で長年開発、応用してきた3次元非線形有限要素法解析プログラム^[3.4]に用いられている材料モデルの概要を引用する(3.3節~3.5節)^[3.4]。また、本研究を行う際に導入されたひび割れコンクリートの引張剛性(岡村・前川モデル)、せん断剛性(山田・青柳モデル)モデルの概要を追記する。有限要素モデル、数値解析法などの有限要素法手法の概要については付録1で引用する。

3.2 3次元によるFEM解析の特徴

本研究では、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の力学的挙動に及ぼす影響に関して、FEM解析による検討により把握することをひとつの目的としている。直交梁やスラブが取り付く柱梁接合部の3次元形状を扱うためにも、3次元による解析が必要であることは言うまでもなく、柱と梁が偏心接合すると接合部内部には捩りモーメントが生じ^[3.2]、このような力学的挙動に関して2次元FEM解析ではそれに関する表現や検討がほぼ不可能である。

本研究では3次元によるFEM解析が今後一層発展していくものと考えられ、本節では3次元によるFEM解析の意義や問題点などについて整理して示すことを試みる。

3.2.1 FEM解析における3次元問題の定義

JCI委員会報告書^[3.3]では、3次元非線形解析を行うことの意義については「より現実に近い条件で扱うことができる」とのことであると指摘し、3次元問題に関しては表3.2.1のように整理して示している。

またその例として、

対象構造が1次元もしくは2次元構造であっても、3次元的な加力が作用する場合（载荷条件の3次元）

逆に、加力方向は1次元であるが、対象構造の形状が3次元である場合（幾何学的3次元）

構造の形状が対称であり、同時に加力が1方向であったとしても、材料の非線形性の進行とともに変形や破壊が3次元的に生じる問題（応答の3次元）

などが挙げられた。

次の節では、FEM解析における3次元問題について、六面体ソリッド要素によりモデル化された場合の解析例を挙げながら、本研究との関連性も含めながら述べていく。

表 3.2.1 3次元問題の整理^{【3.3】}

要因	項目	具体例
境界条件	載荷条件，拘束条件	2方向加力，円弧状加力
	幾何学的形状	T型断面，H型断面
構成	構造的	配筋
	材料的	異方性
応答	変形，応力状態	ねじり，平面応力，3次元応力
	破壊，ひび割れ性状	局部破壊，ひび割れ進展
スケール	構成則レベル	1軸モデル，多軸モデル
	部材レベル	3次元的な断面形状
	構造系レベル	3次元構造

3.2.2 3次元による FEM 解析の特徴

(1) 形状の3次元

本研究では，柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響をひとつの研究項目として取り上げ，解析を行う。図 3.2.1 の a) に示すように，梁幅が柱幅より狭い柱梁接合部は，一見形状的には対称で，平面応力場として考えられるようであるが，水平力を受ける時には，曲げ圧縮を受ける梁危険断面では圧縮応力が高く現れ，3次元的に応力が広がっていることがわかる。また接合部内部応力の分布を見ると，中央部分では高応力度として現れていることがわかる。

図 3.2.2 には柱と梁が偏心接合した場合の柱梁接合部を示すが，捩りモーメントの影響により，偏心側および非偏心側での圧縮主応力（図 a））やせん断応力分布（図 b））が異なり，接合部パネルの面外変形として捩れによる変形が現れる。

図 3.2.3 のような直交梁・スラブの付いた柱梁接合部では，3次元による解析を行うことにより，直交梁の拘束効果やスラブでの応力の広がりへの検討ができる。

また，せん断補強筋が多く，コンクリートの拘束効果の影響が大きい柱などについて地震力入力時の力学的挙動を再現するには，部材を3次元的に忠実にモデル化することにより3次元応力場の再現ができる（図 3.2.4）。

(2) 加力の3次元

図 3.2.5 には、立体柱梁接合部に軸力および 45° 方向加力に 2 方向水平力を加えた場合の挙動を示す。接合部内部の応力伝達も図 a) のように、1 方向加力時の接合部パネルに平行するような圧縮ストラットと異なり、接合部内部の中心を通過しながら 3 次元的に伝達されていることが分かる。また、図 b) に示すように、 45° 方向加力時の梁方向における荷重変形関係は 1 方向加力時と異なり、層せん断耐力も 1 方向加力時に比べて小さく現れることがわかる。

(3) 応答の3次元

この問題は、構造物の形状が対称であり、加力が 1 方向であっても材料の非線形性の進行とともに変形や破壊が 3 次元的に生じる問題である。図 3.2.6 に示すように、せん断中心の移動による捩り変形の解析では、外力として捩れが作用していなくても、材料の非線形性により断面内のせん断中心が移動し、その結果捩れが生じる可能性を指摘している^[3.3]。

また、破壊形状や対象部材が 3 次元となる場合、図 3.2.7 のように 3 次元解析によって 2 次元的加力（変形）が作用する RC 部材の、3 次元的なひび割れ状況を再現することにより、せん断耐荷機構の把握、さらにはせん断耐荷力算定式の導出などに適用できる^[3.3]。

3.2.3 3次元 FEM 解析の問題点

3次元非線形 FEM 解析では、従来の解析と同じく最大耐力以後の下降域での挙動に関する解析精度が問題点として指摘される以外に、次のような項目が挙げられる。

3 軸応力下でのコンクリートの構成則は、平面応力下に比べると複雑であり、現状では本研究での解析プログラムも含め、RC 平板実験により導かれた平面応力場の構成則をそのまま 3 次元に拡張して適用している。

繰返し載荷による解析例が最近は増えているものの、実績が少ない。また、コンクリートの 3 軸応力下での繰返し挙動に関する基礎実験が難しいため、不明な点が多く、解析結果においても繰返しルールのモデル化により異なる挙動を示す。

解析結果の評価においては、部材内部の応力ひずみや変形などが 3 次元的になっているため、3 次元的表現が必要となり、いかに分かりやすく表現できるかが課題として挙げられる。例えば、ひび割れの 3 次元表現には大きさだけではなく方向性も含むため、3 次元的表現の工夫が必要となる。

形状の3次元

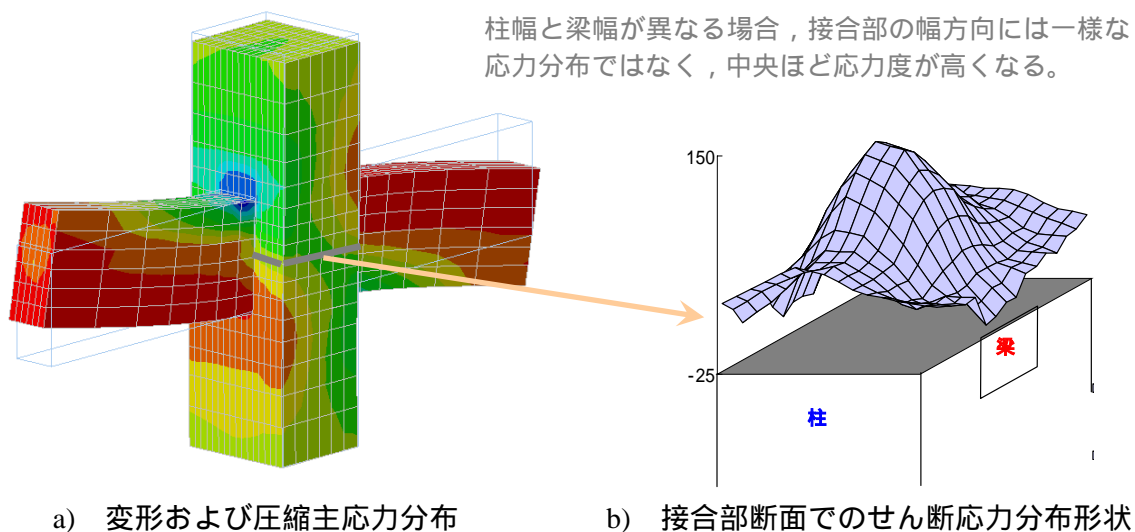


図 3.2.1 梁幅が柱幅より狭い柱梁接合部の挙動

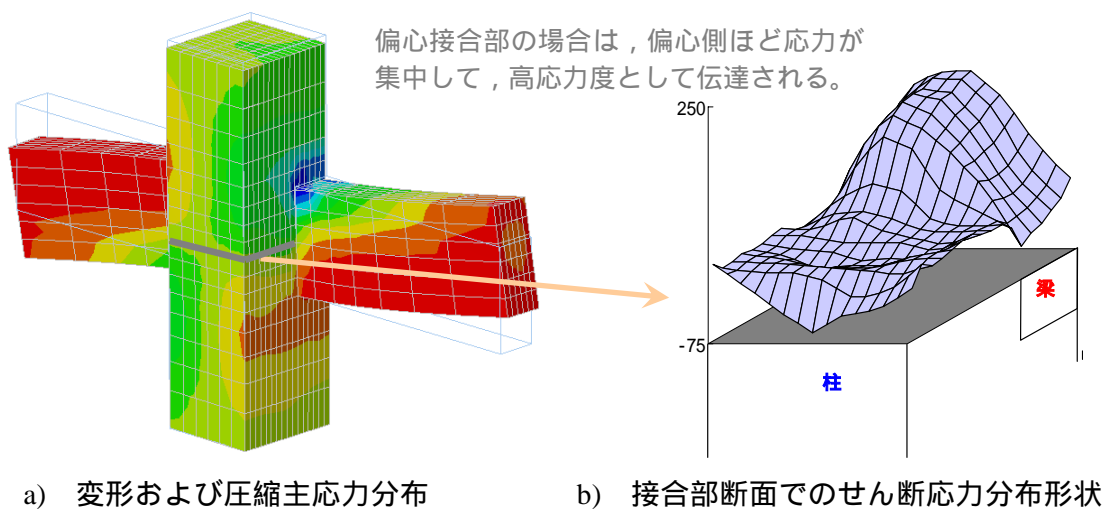
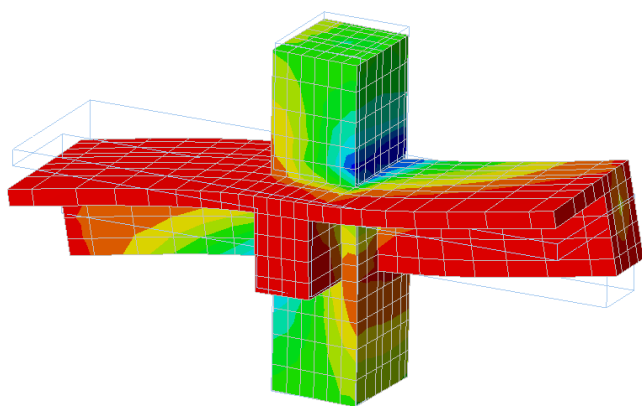


図 3.2.2 偏心柱梁接合部の挙動



変形および圧縮主応力分布

図 3.2.3 立体柱梁接合部の挙動

材料も3軸応力状態に置かれると、1軸時の応力ひずみ関係と異なる性状を示す。

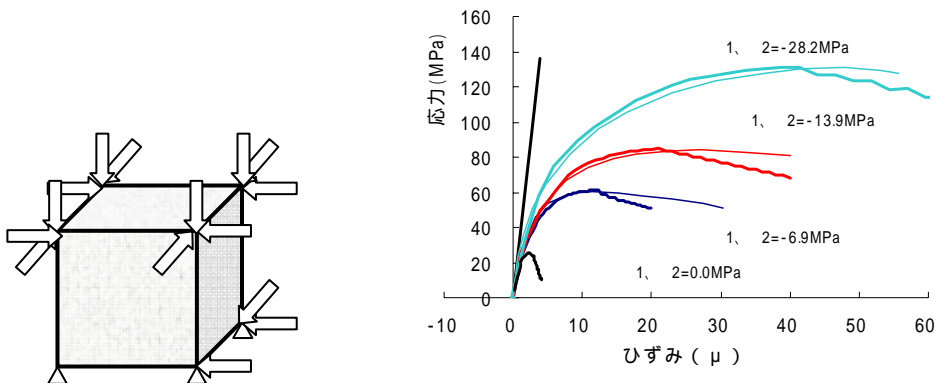
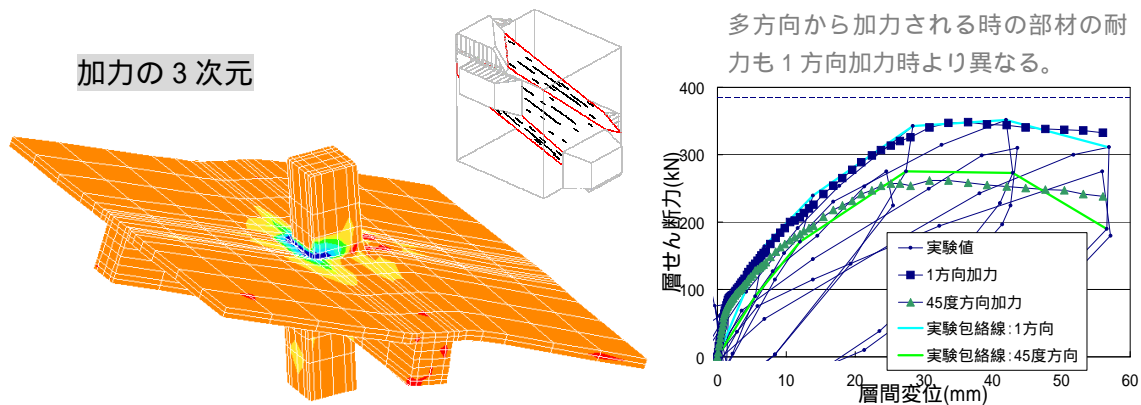


図 3.2.4 3 次元拘束効果【3.4】



a) 2 方向加力時の圧縮主ひずみ分布 b) 1 方向および 2 方向加力時の荷重変形関係

図 3.2.5 2 方向加力時の挙動【3.5】

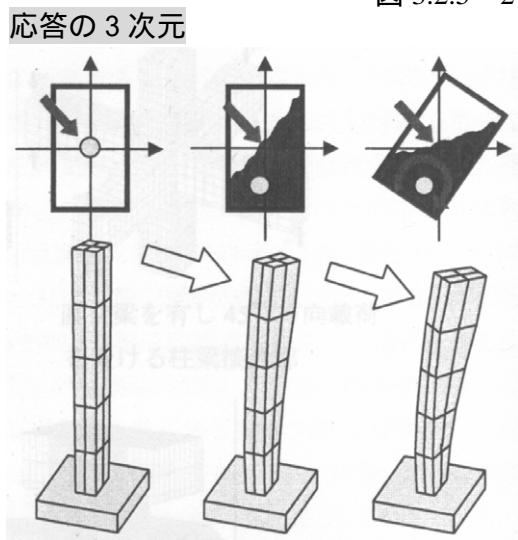


図 3.2.6 せん断中心移動によるねじり変形の解析【3.3】

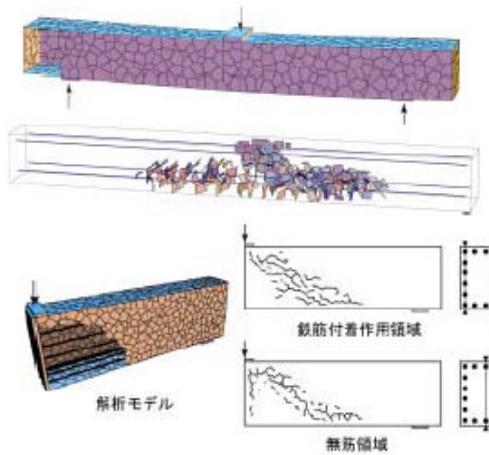


図 3.2.7 3 次元ひび割れ性状の評価 (山梨大学・斉藤成彦先生)

3.3 コンクリートの材料モデル^{〔3.4〕}

3.3.1 繰返し載荷時の応力 ひずみ関係

ここでは、本解析で用いたコンクリートの繰返し載荷下での履歴特性について説明する。解析ではある変位あるいは荷重が構造物に与えられたとき、付録1で説明したようなマトリックス計算が繰り返され、各荷重段階における解が求められるわけであるが、そのときのコンクリートの応力状態は予め設定した応力 - ひずみ関係上にあり、その意味でコンクリート挙動は履歴モデルに支配されていると言える。逆に考えれば、履歴モデルは解析の妥当性を占ううえで大変重要な要素なのである。よって、その決定には細心の注意が払われると同時に、より実験に近い形が推奨されるべきである。そのため、本研究では多くの研究者の提案モデルを採用する結果となった。特に長沼のモデルは、実験結果との対応も良く、各モデルが数学的に簡明であることから汎用性もあると考えられるため、随所で参考としている。

(1) 解析における除荷の判定

本解析では、野崎のモデルに従い、除荷の発生は各ステップでの増分ひずみ $\Delta\varepsilon$ により以下のように判定した。

図3.3.1に、圧縮側包絡線上における除荷判定の例を示す。圧縮域(直前ステップでの等価一軸ひずみが負の値)では、増分ひずみ $\Delta\varepsilon$ が正なら除荷が発生したとして除荷履歴に進み、逆に増分ひずみ $\Delta\varepsilon$ が負ならばそのまま圧縮包絡線に乗せるようにした。引張側についても同様である。表3.3.1に、除荷の判定基準についてまとめて示す。

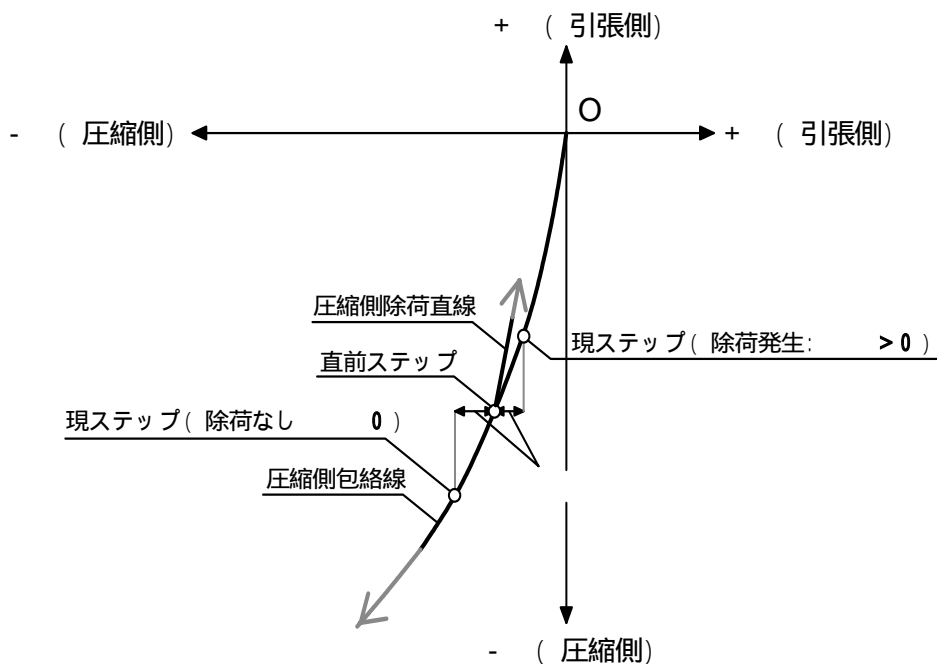


図 3.3.1 除荷判定の例 (圧縮側包絡線上)

表 3.3.1 増分ひずみによる除荷判定

0		0 <	
0	0 <	0	0 <
再載荷	除荷	除荷	再載荷

:前ステップでの等価一軸ひずみ
 :現ステップで生じた増分ひずみ

(2) 圧縮域および圧縮～引張域間における応力 - ひずみ関係

本解析では、既往の実験的研究から得られたコンクリートの圧縮下における繰返し挙動に関する知見をもとに、図 3.3.2 のようにモデル化する。(包絡線は Saenz^[3.6]あるいは Fafitis-Shah^[3.7]の提案式を用いている。)

圧縮側で除荷が発生した場合、包絡線上の除荷開始点 E から点 C (除荷曲線と再載荷曲線との交点、以下、コモンポイント) 点 D (剛性変化点) 点 P (除荷後に応力がゼロになる点、以下、残留ひずみ点) へと移行する。ただし、圧縮応力が最大圧縮強度の 1/3 以下で除荷が行われた場合では、既往の実験結果を見ても残留ひずみはごく僅かであるため、本モデルでは包絡線上を原点に向けて戻るように設定してある。

包絡線上からの除荷開始点の剛性は、経験した最大ひずみが大きくなるほど、剛性は低下するものと考えられるため、除荷開始点の剛性 E_E は E～P 間の割線剛性を E_{EP} とすれば、 E_E は E_{EP} に比例するものとして、次式で与える。

$$E_E = \alpha_1 \cdot E_{EP} \quad (\leq E_0 : \text{初期剛性}) \quad (\text{式 3.3.1})$$

係数 α_1 は実験との対応から 1.5 とする。ただし、除荷剛性は初期剛性 E_0 を越えないものとする。点 E からはこの剛性 E_E で直線的に C 点、D 点に向かう。C、D は E の関数として以下の式で求める。

$$\sigma_C = \frac{5}{6} \sigma_E \quad (\text{式 3.3.2})$$

$$\sigma_D = \frac{1}{2} \sigma_E \quad (\text{式 3.3.3})$$

残留ひずみ (ε_P) の算定は、以下に示す Karsan ら^[3.8]の提案式による。

$$\varepsilon_P = \left[0.145 \left(\frac{\varepsilon_E}{\varepsilon_M} \right)^2 + 0.127 \frac{\varepsilon_E}{\varepsilon_M} \right] \cdot \varepsilon_M \quad (\text{式 3.3.4})$$

点 D～P 間の履歴は長沼^[3.9]の提案式を採用し、次の 2 次曲線で近似した。つまり、

$$\sigma = a\varepsilon^2 + b\varepsilon + c \quad (\text{式 3.3.5})$$

ここで、定数 a、b、c は、点 D と点 P を通過し、点 D で剛性 E_E であるとの条件より、以下のように求められる。

$$a = \frac{E_E (\varepsilon_D - \varepsilon_P) - \sigma_D}{(\varepsilon_D - \varepsilon_P)^2} \quad (\text{式 3.3.6})$$

$$b = E_E - 2a\varepsilon_D \quad (\text{式 3.3.7})$$

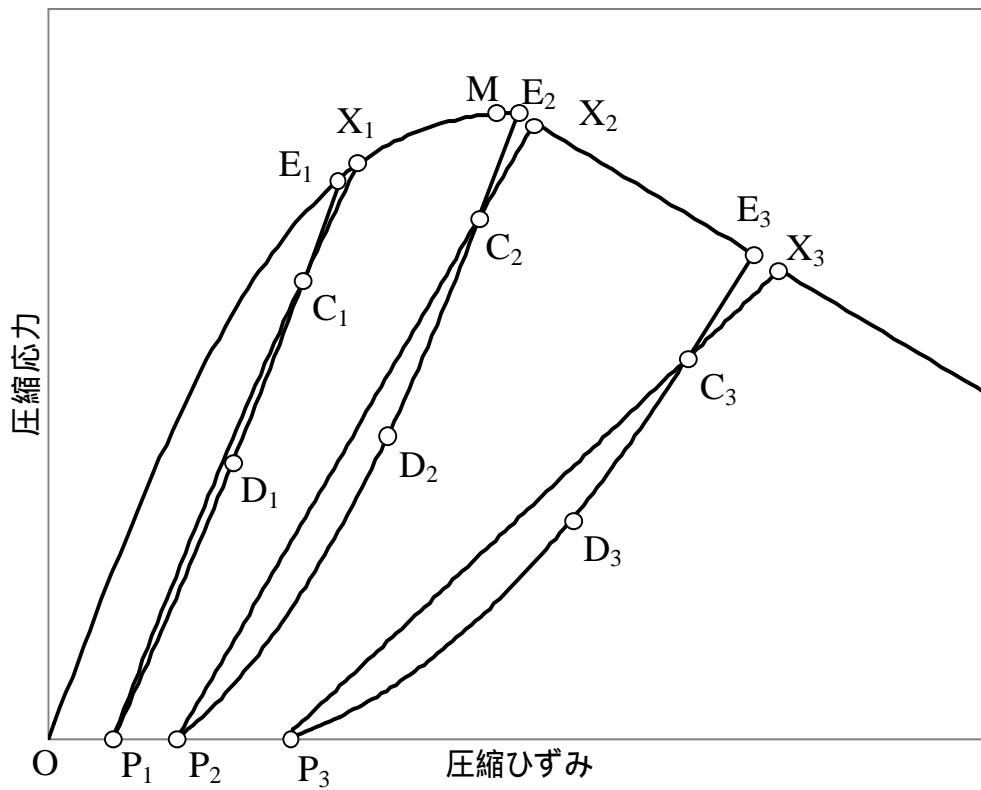
$$c = \sigma_D - a\varepsilon_D^2 - b\varepsilon_D \quad (\text{式 3.3.8})$$

除荷曲線上で再載荷（点 R）が発生した場合は，点 R から，点 C および点 X に直線的に移行するモデルとしている。さらに，この再載荷直線上で再除荷に転じる場合には，図 3.3.3(a)のように再除荷点が点 C を通過していないときは，点 E, C, D, P の座標はそのまま，ED 間剛性 E_E と等しい値を傾きとするとする直線履歴で DP 曲線へ向かうことにする。一方，図 3.3.3(b)のように再除荷点が点 C を通過しているときは，点 E, D, P を再計算し，除荷履歴へ乗せることとした。これによって，ある応力振幅での除荷，再載荷の繰り返しによって，ひずみが漸増する現象を再現することができる。

次に，点 P においてさらに正の力（引張側への移行）が加わったときの履歴について説明する。このとき，過去において引張側のテンションスティフニング領域を経験しているかどうかで多少履歴が変化するため別個に記すことにする。

まず，テンションスティフニング領域を経験していないときには，図 3.3.4 のように圧壊後の収斂点ひずみで応力がゼロの座標から一軸引張りしたときのひび割れ発生点に直線を引き，点 P から初期剛性と同じ傾きで伸ばした直線との交点 Q を新しいひび割れ発生点とする。これは，圧縮ひずみの影響によってひび割れ発生が圧縮側に移行することを考慮したことによる。Q 点からは白井式^[3.10]上を引張側に移動する。

テンションスティフニング領域を経験しているときは，図 3.3.5 のようにテンションスティフニング領域上での除荷点 F に向けて直線的に変化する。そして，点 F を越えたところで白井式に復活する事としている。



順序：O E C D P C X

E点：除荷点

C点：コモンポイント ($\sigma_C = 5/6\sigma_E$)

D点：剛性変化点 ($\sigma_D = 1/2\sigma_E$)

P点：圧縮側残留ひずみ点 (Karsanらの提案式)

X点：包絡線復活点

M点：最大強度点

E~D間：圧縮ひずみに応じた傾きを持つ直線

D~P間：2次曲線

P~X間：直線

図 3.3.2 圧縮側応力 - ひずみ関係

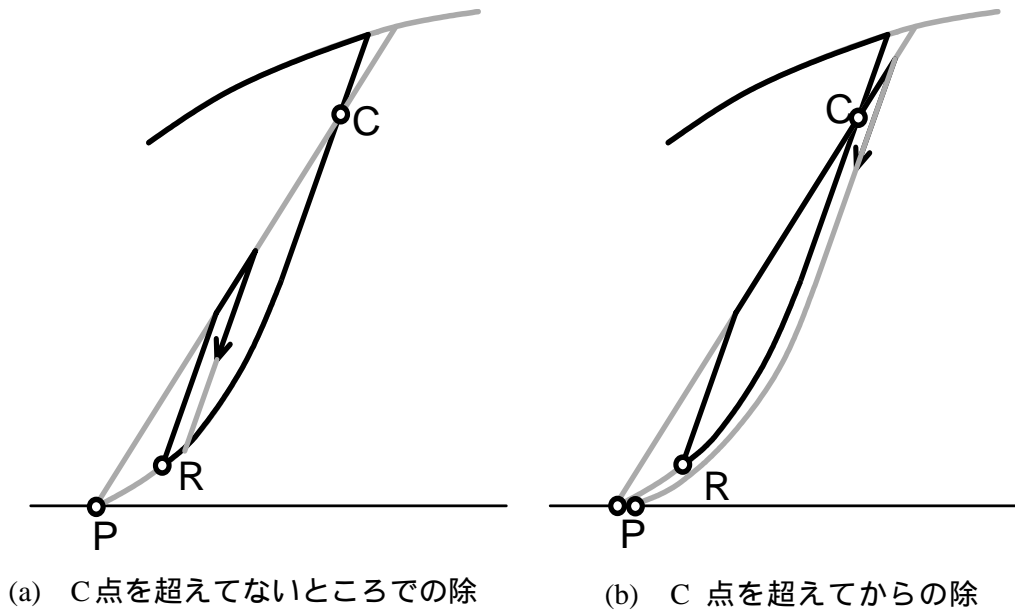


図 3.3.3 圧縮域における除荷・再載荷ルール

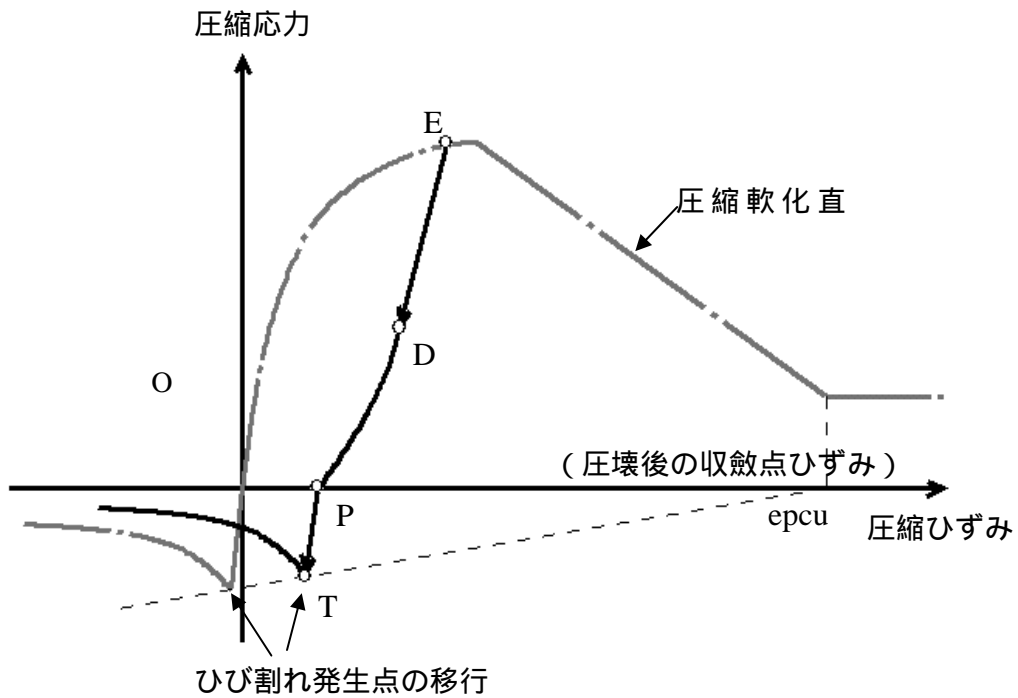


図 3.3.4 テンションスティフニング域を経験していないときの
圧縮～引張履歴

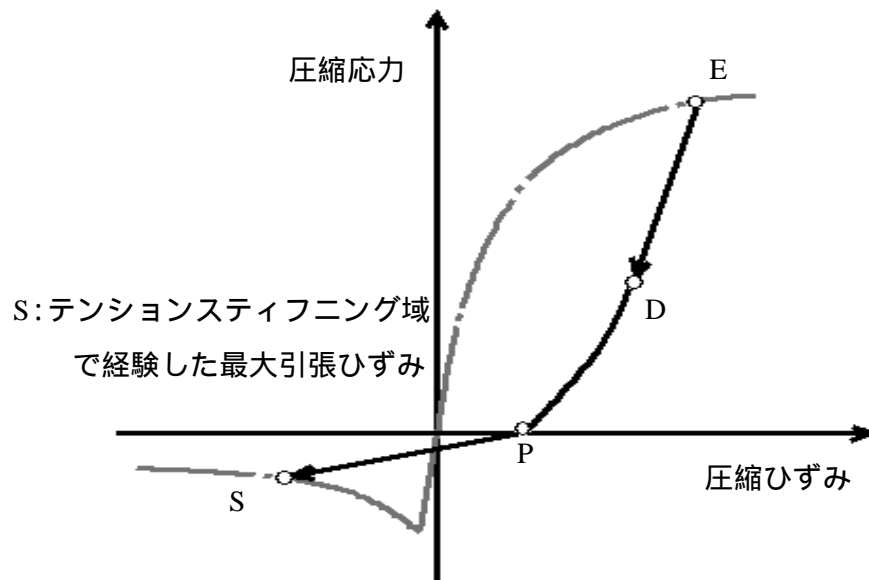


図 3.3.5 テンションスティフニング域を経験しているときの
圧縮～引張履歴

(3) 引張域および引張～圧縮域間における応力 - ひずみ関係

コンクリートの引張側の履歴特性は、ひびわれ発生時までは線形弾性とし、それ以降の応力はテンション・スティフニング領域として白井ら^[3.10]による提案式に従った。

既往の実験結果から、ひび割れ後の軟化域における除荷及び再載荷曲線の傾向として、除荷点のひずみが大きくなるほど、除荷・再載荷時の剛性が低下していること、そして除荷 - 再載荷時の履歴ループが大きくなることが挙げられる。この特徴を考慮して図 3.3.6 に示すように履歴特性をモデル化する。包絡線上の除荷開始点を F、除荷後に応力がゼロになる点を H とすると、FH 間は直線的に変化し、そのときの剛性 E_{FH} は除荷開始点のひずみの増大に伴って減少するものとして、以下のように求めた。

$$E_{FH} = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_F} E_0 \quad (E_0 : \text{初期剛性}) \quad (\text{式 3.3.9})$$

ここで、 ε_T はひび割れ時のひずみである。FH 間で再載荷が発生したときは、除荷 - 再載荷曲線間の履歴面積は全体挙動に大きな影響は与えないと考え、また、モデルの簡略化のため除荷時と同じ履歴上を戻ることとした。

次に、点 F を越えてひずみが引張側にあるにもかかわらず、圧縮応力を負担する領域から、圧縮包絡線上に移行するまでの履歴モデルについて述べる。図 3.3.7 に示すように引張側除荷曲線から圧縮側包絡線への移行点（以下、剛性復活点）を J 点とする。既往の実験結果には、この J 点は除荷開始点のひずみ（ここでは ε_F ）が大きいほど、点 J の応力 σ_J も大きくなるという傾向が見られる。これはひび割れの開閉が大きく影響し、ひび割れ幅が増大し、直交方向のずれが生じた場合、閉合時の局所的な接触効果が早い時期から発生するためであると考えられている。よって、本モデルでは、長沼^[3.9]のモデルを参考に、式 3.3.10, 11 に示すように点 J の応力 σ_J はひび割れ発生強度 σ_T に比例すると仮定し、先に述べた引張域除荷時ひずみの影響を表現することを試みた。

$$\sigma_J = \alpha \cdot \sigma_T \quad (\text{式 3.3.10})$$

$$\alpha = 1.0 + 0.02 \cdot \left(\frac{\varepsilon_F - \varepsilon_T}{\varepsilon_T} \right) \quad (\text{式 3.3.11})$$

σ_J : 圧縮域剛性復活点 (J 点) 応力

σ_T : ひび割れ発生時応力

ε_F : 引張域除荷時ひずみ

ε_T : ひび割れ発生時ひずみ

また、HJ間の履歴にはJ点における剛性変化が起きず、連続的に連結されるように次式に示す対数曲線で表現した。

$$\sigma = (\log_e(\epsilon + a) + b) \cdot c \quad (\text{式 3.3.12})$$

ここで、 a, b, c は係数で、点Hと点Jを通過し、また点Jの接線剛性が等しいという条件から決定することができる。

図 3.3.8 に引張域が先行する場合と圧縮域が先行する場合の応力 - ひずみ関係を示す。

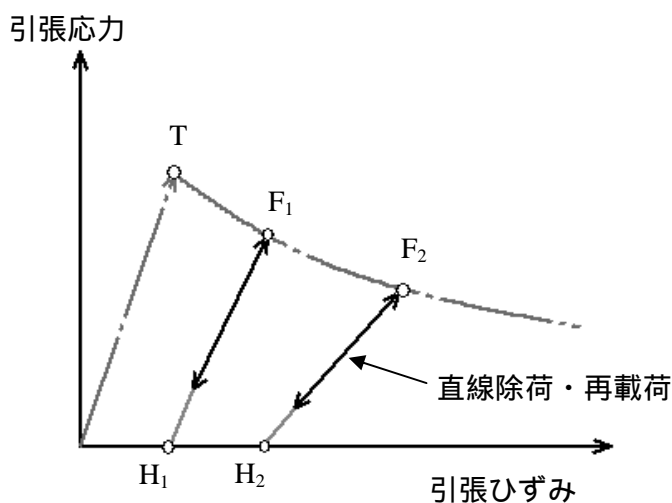


図 3.3.6 引張域における除荷・再載荷履歴

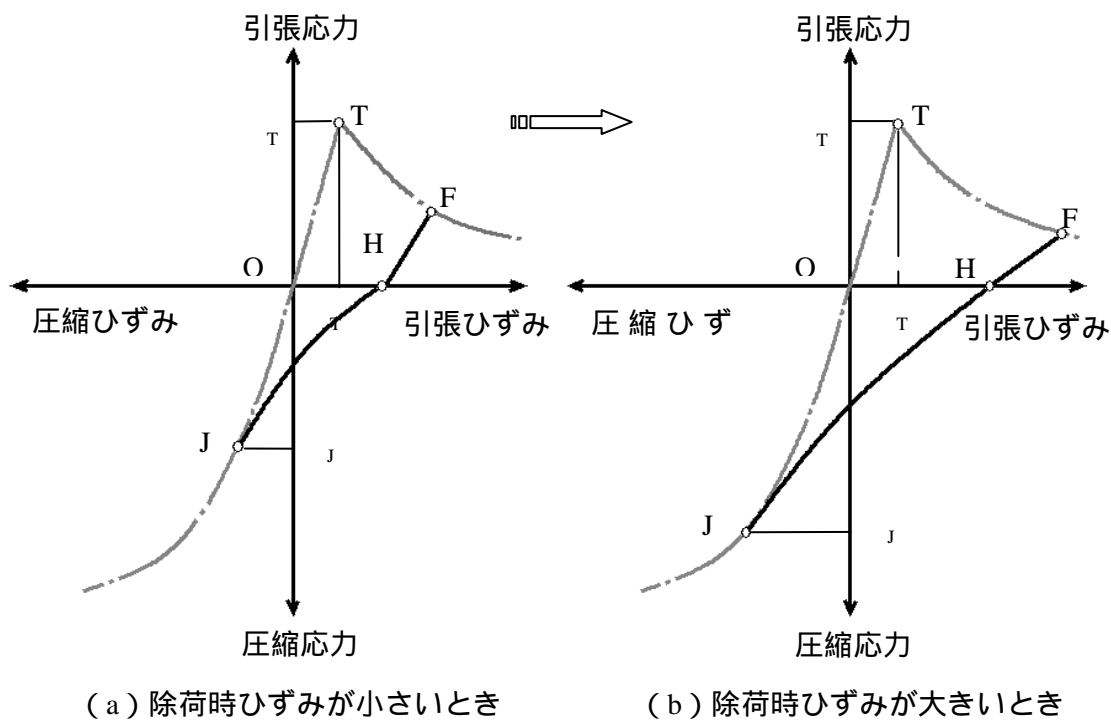


図 3.3.7 既往の実験的研究に見られる引張～圧縮間履歴

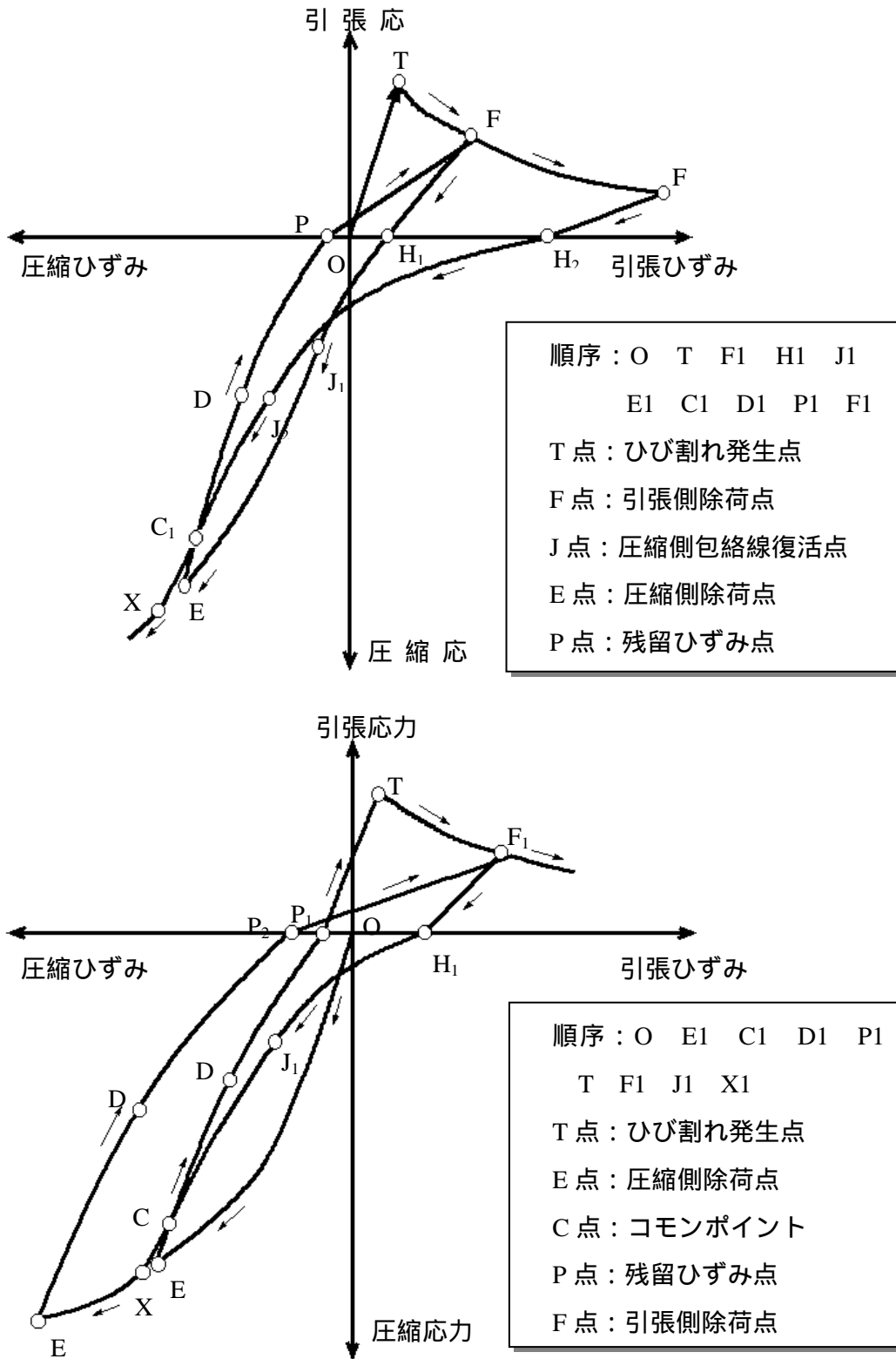


図 3.3.8 (上) 引張域先行 (下) 圧縮域先行の応力 - ひずみ関係

3.3.2 破壊基準

多軸応力下のコンクリートの破壊は、その応力の組み合わせによって決定される。破壊基準に関しては数多くの研究がなされ、応力状態の関数として定義されている。

一般に、破壊は、引張型と圧縮型に分類される。引張型の破壊はひび割れの発生現象に対応し、圧縮型の破壊は圧壊現象に対応する。

等価1軸ひずみに基づく直交異方性弾性モデルでは、応力 - ひずみ関係の引張および圧縮の最大応力点および最大ひずみ点を求める際に破壊基準を用いる。

本研究で開発したプログラムでは、Willam, Warnke ら^[3.11]の5パラメータモデルを用いる。同モデルでは、コンクリートの破壊応力曲面を1軸圧縮強度、1軸引張強度、2軸圧縮強度、他に2種類の応力比の破壊強度の5つの未知数を含む関数で定義する。

破壊曲面は、2つの子午線（引張子午線、圧縮子午線）と楕円形の偏差断面を組み合わせることによりその形状が決定される。ここで、破壊曲面の子午線とは曲面と静水圧軸を含む平面との交線であり、その線状では相似角 θ （偏差平面上で子午線と主軸のなす角）は一定である。 $\theta=0^\circ$ および $\theta=60^\circ$ の面内の子午線をそれぞれ引張子午線、圧縮子午線と呼ぶ。図 3.3.9 に破壊曲面を示す。(a)は破壊曲面の形状を主応力座標系で、(b)は偏差断面で、(c)は子午面でそれぞれ表示している。図 3.3.9(b)に示すように、破壊曲面は3軸に対して対称性を持つ。 σ_1 σ_2 σ_3 であれば、 θ は 0° θ 60° の範囲にある。

5パラメータモデルでは、子午線を1軸圧縮強度で無次元化した平均応力成分を用いて次式に示す2次式で表す（図 3.3.9(c)）。

$$\begin{aligned} r_1 &= a_0 + a_1 \bar{\sigma}_a + a_2 \bar{\sigma}_a^2 \\ r_2 &= b_0 + b_1 \bar{\sigma}_a + b_2 \bar{\sigma}_a^2 \end{aligned} \quad (\text{式 3.3.13})$$

上式の6つの未知数は、5つの破壊強度（1軸圧縮強度、1軸引張強度、等2軸圧縮強度、引張子午線上の高圧縮応力点、圧縮子午線上の高圧縮応力点）と2つの子午線が静水圧軸上の1点（3軸引張の点）で交わるという条件を用いて決定される。従って、必要なパラメータは5つとなり、5パラメータモデルと呼ばれる。

ここで、 $\bar{\sigma}_a$ は平均垂直応力、 r_1 、 r_2 は偏差平面内での引張および圧縮子午線と静水圧軸との距離で、平均せん断応力 $\bar{\tau}_a$ で表される。 I_1 は応力不変量、 J_2 は偏差応力不変量である。

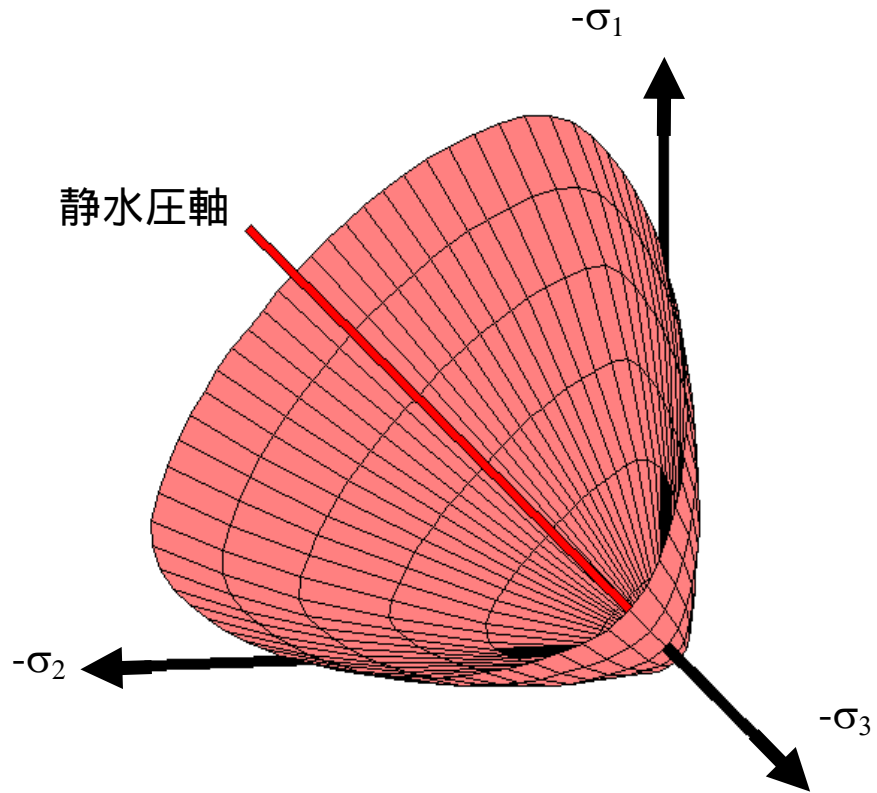
$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_a &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{1}{3} I_1 \\ \bar{\tau}_a &= \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{15}} = \sqrt{\frac{2}{5}} J_2 = \frac{r}{\sqrt{5}}\end{aligned}\tag{式 3.3.14}$$

任意の θ および r は次式で求められる。

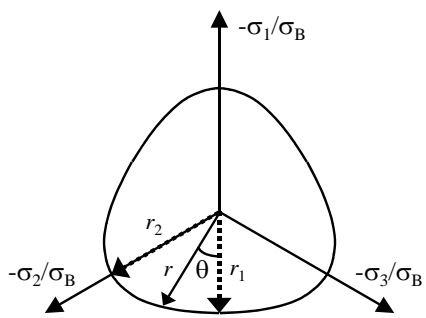
$$\begin{aligned}\cos \theta &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 - 2\sigma_3}{\sqrt{2[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \\ r &= \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos \theta + r_2(2r_1 - r_2)\sqrt{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2 \theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2 \theta + (r_2 - 2r_1)^2}\end{aligned}\tag{式 3.3.15}$$

ひずみの破壊曲面に関しても、5つの強度に対応するひずみを用いれば、同様の方法で定義することができる。

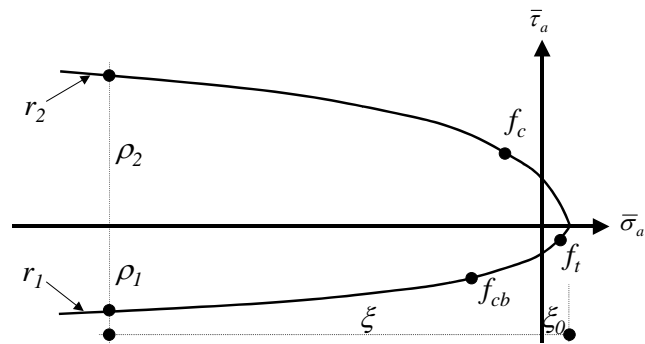
しかし、5つの強度およびひずみの内、簡単に試験が行えるのは1軸圧縮強度と1軸引張強度だけであり、他の試験を行うことは困難である。Murray ら^{【3.12】}は、Kupfer^{【3.13-14】}らの2軸平板実験結果を用いて、応力およびひずみの破壊曲面を求めた。本研究では、Murray らが求めた破壊曲面の諸数値を用いている。



(a) 破壊曲面（主応力座標系）



(b) 偏差断面



(c) 子午線断面

図 3.3.9 5 パラメータモデル (Willam, Warnke^[3.111])

3.3.3 ひび割れモデル

既往のひび割れモデルの代表的なものに、離散ひび割れモデル^[3.1]と分布ひび割れモデル^[3.15]がある。離散ひび割れモデルは、RC 構造物に初めて FEM 解析が適用された時に用いられた。実現象と同様にひび割れを幾何学的に不連続として扱い、実際に要素の節点を切り離すことによりひび割れを表現した。本研究で用いる解析プログラムにおいては、離散ひび割れに適用するクラックリンク要素を保有している。

分布ひび割れモデルとは、要素材料剛性マトリックスを修正することにより、ひび割れの存在を考慮するモデルである。すなわち、ひび割れが発生したと判断された場合、材料剛性マトリックスの係数を十分小さい値とするもので、この手法は、現在最も用いられている方法である。応力 - ひずみ関係の項で述べたように、ひび割れ発生後の応力は、テンション・スティフニング特性を考慮して徐々に応力を解放するモデルとひび割れ発生時にすべての応力を解放するテンション・カット・オフモデルを用いる。

現状では、3 軸応力状態での分散ひび割れモデルは、固定ひび割れモデルと回転ひび割れモデルに大別される。回転ひび割れモデルは、主応力軸とひび割れ軸の一致を仮定したもので主応力の回転に伴いひび割れも回転し、ひび割れ方向は前回のひび割れ方向とは関係なく現在の主応力方向に関係すると仮定され、複数のひび割れの相互関係を表現できない。一方、3 軸応力状態での固定ひび割れモデルは、初に生じたひび割れの変化は許容されず、固定された座標系において要素剛性マトリックスを構築し、単一のひび割れ座標系（直交 3 方向）により表現されており、2, 3 本目のひび割れは常に 1 本目のひび割れと直交するものとされている。

しかし、実際の実験試験体では、荷重の増大と共に、試験体のある位置で多本のひび割れが発生するのは普通で、それらのひび割れの開閉、幅などについては相互関連している。又、ひび割れの間角度は必ずしも 90 度ではない。その事実から、数値解析においても、1) 多方向荷重と履歴依存性の考慮、2) 多方向ひび割れを有するコンクリートの取り扱い、3) ひび割れ面におけるせん断伝達特性と異方性の表現が不可欠な問題であると考えられる。その必要性に応じて、長沼・米澤ら、または前川・福浦らは複数のひび割れの相互関係を表現できる非直交分散ひび割れモデルが提案した。

そこで、本研究では、長沼・米澤ら、または前川・福浦らのモデルを参考として、非直交分散ひび割れモデルを改良し、本 FEM 解析プログラムに導入した。

図 3.3.10 に分かりやすいため、平面化したひび割れモデルの概念図を示す。従来の回転ひび割れモデルでは、主軸の回転を許容するため、主応力がコンクリートの引張強度に達

した時に、ひび割れ座標がステップ毎に異なり、従って、常にコンクリートのひび割れしやすい方向にひび割れが発生する。しかし、実際の RC 部材では、わずか 2, 3 本のひび割れしか発生しないことが通常であるため、回転ひび割れモデルを用いた FEM 解析では、実際の RC 部材の挙動より耐力と剛性は低い結果になる。

本研究では、3次元単調 FEM 解析プログラムで用いる回転ひび割れモデルを流用した上、直交固定ひび割れモデルと、3次元立体応力状態で最大 9 方向まで、独立して交差するひび割れを有する多方向非直交固定ひび割れモデルを導入した。導入した RC モデルは、従来の 3 方向ひび割れ挙動に関するアクティブクラック法^[3.16-17]を拡張し、直交 3 方向ひび割れを対象とする RC モデルと組み合わせたものである。多方向ひび割れ間の開口と閉合をモデルに取り込み、できる限り実際の力学現象に対応したモデル化を図った。

直交固定ひび割れモデルの主軸は、ひび割れ前においては主ひずみ方向とし、この方向はモールの応力円から荷重ステップ毎に求める。ひび割れが生じるとその時点での主軸方向を保持し、その後は主ひずみ軸の回転が主軸に対して 90 度（直交）までひび割れの発生を許容しない直交固定ひび割れモデルと主ひずみ軸の回転が主軸に対して 90 度以下でもひび割れの発生を許容する非直交固定ひび割れモデルがある。

非線形性を強く呈する主たるひび割れに関して、それと最も直交関係に近い他方向ひび割れにのみ、相互作用(両ひび割れ群はせん断ずれを同時に起こす)を考慮し、その他の非直交関係にあるひび割れに対して、相互作用を無視する仮定を設けることとなされている。あるひび割れに沿った非線形性が卓越する(強非線形あるいは active)際には、他方向の非直交ひび割れに沿った非線形性は低い(弱非線形あるいは dormant)、として数値処理できることを意味する。独立 3 方向にひび割れが交差する状況に対して、3 方向のひび割れの内、最もひび割れ面に沿ったせん断剛性が小さい方向を強非線形軸としている。ここで、設定した強非線形軸以外の 2 方向ひび割れ群に対しては全て相互作用を考慮しない、という方法がまず考えられる。

強非線形軸となるアクティブクラックの判定には、ひび割れ直角方向の引張ひずみの大きい方を選択する方法を基本的に用いている。これはひび割れ面でのせん断剛性の比較による判定とほぼ同等であり、かつ与えられたひずみから直接に判定できる事から数値言計算プログラム上、便利な方法である。

ひび割れる前のコンクリートモデルから求めたひずみにより、最初のひび割れが発生した場合、第 1 座標系が導入され、ひび割れたコンクリート応力の算定を行う。

第 1 座標系において算定されたひずみから、非直交ひび割れが発生した場合に、第 2 座標系が導入される。同様に、第 2 座標系において算定されたひずみから、非直交ひび割れ

が発生した場合に，第3座標系が導入される。また，第3座標系に関して算定されたひずみから，新たなひび割れが発生した場合には，そのひび割れ方向が現在三つの座標系と成す角度が最も小さい座標系を active 座標系として計算を行う。

非直交固定ひび割れモデルのフローを図 3.3.12 に示す。疑似直交 2 方向ひび割れからアクティブクラックを判定する際には，基本的にひび割れ直角方向の平均引張ひずみが大きいものを選択する。但し，載荷履歴に応じたアクティブクラックの変化を滑らかにし，計算の収束安定性のため，新たにアクティブとなるひび割れの平均引張ひずみがもう一方の平均引張ひずみの 1.2 倍以上となった場合にアクティブクラックのスイッチを行うものとされている。直交固定ひび割れモデルは図 3.3.11 の中で，ひび割れ発生後，ひび割れ座標系の数を 1 つに固定すればよい。

新たなひび割れの判断基準を，長沼，米澤^[3.18]および前川ら^[3.16-17]の非直交多方向固定ひび割れモデルを参考とし，解析の連続性を保持できるように決定した。ひび割れの判断基準については，本来では，引張強度自体も載荷履歴の影響を受けることから，引張発生基準においても，圧縮応力履歴の影響を考慮しなければならないが，本解析プログラムでは，簡略するため，引張先行の場合では，引張強度を一定値に固定し，圧縮先行の場合では，圧縮残留ひずみによって引張強度を決めるように定式化した。

具体的には，図 3.3.12 のように，あるひび割れ座標系（前ステップ）における現ステップのひずみ ε_0 の計算は，引張先行の場合には，現ステップの引張ひずみ ε_0 からコンクリートの引張強度時ひずみ ε_{CR} を除いた値を（式 3.3.16），また圧縮先行の場合には，現ステップの引張ひずみ ε_0 から負方向にシフトした引張強度時ひずみ ε_{CR}' （除荷履歴ルールで算定する。図 3.3.4 を参考）を除いた値を，それぞれ採用した（式 3.3.17）。

$$\varepsilon_0' = \varepsilon_0 - \varepsilon_{CR} \quad (\text{式 3.3.16})$$

$$\varepsilon_0' = \varepsilon_0 - \varepsilon_{CR}' \quad (\text{式 3.3.17})$$

ひび割れの相互関係を表現するため，ひび割れ軸が移行される時に，前ひび割れ座標系のコンクリート要素の状態指標を次のひび割れ座標系に持ち込むことが必要である。そうではないと，新たなひび割れ座標系と前ひび割れ座標系の関連性がなくなる。その指標というのは，変量と不変量がある。たとえば，コンクリートの除荷状態指標など（本解析プログラムでは IVIRGIN，ある軸の応力-ひずみ関係が除荷を経験したかの指標）が不変量であり，一方，コンクリートの積分点のひずみなどが変量である。式 3.3.18 のように，コンクリート要素のひずみ増分 $\Delta\varepsilon$ を計算する。

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{new} - \varepsilon_{old} \quad (\text{式 3.3.18})$$

ひび割れ軸が移行された時に、式 3.3.18 での前ステップのひずみ ε_{old} の決まるには、移行する前の旧ひび割れ座標系のひずみを移行した後の新座標変換した値を用いる方法 A と新ひび割れの以前の最終状態値を用いる方法 B がある。たとえば、図 3.13 に示すように、履歴経路が太い黒矢印に沿う場合に D 点でのひずみ増分 $\Delta\varepsilon$ を計算するには、方法 A では、式 3.3.19、方法 B では式 3.3.20 を用いる。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon &= \varepsilon_{1_{new}} - \varepsilon_{1_{old}}' && \text{(式 3.3.19)} \\ \varepsilon_{1_{old}}' &= A^* \varepsilon_{2_{old}}' \end{aligned}$$

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{1_{new}} - \varepsilon_{1_{old}} \quad \text{(式 3.3.20)}$$

ここで、 $\varepsilon_{1_{new}}$ は D 点でのひずみ、 $\varepsilon_{1_{old}}$ は座標軸での最終状態でのひずみ、 $\varepsilon_{1_{old}}'$ は前ステップの座標軸でのひずみ $\varepsilon_{2_{old}}$ から座標軸に座標変換したものである。

方法 B では、解析での連続性を保持しやすい利点があるが、各ひび割れ軸が独立されたため、ひび割れの相互関係、載荷履歴の影響などを再現できない。本解析プログラムでは、ひび割れの相互関係、載荷履歴の影響を配慮した方法 A を用いた。

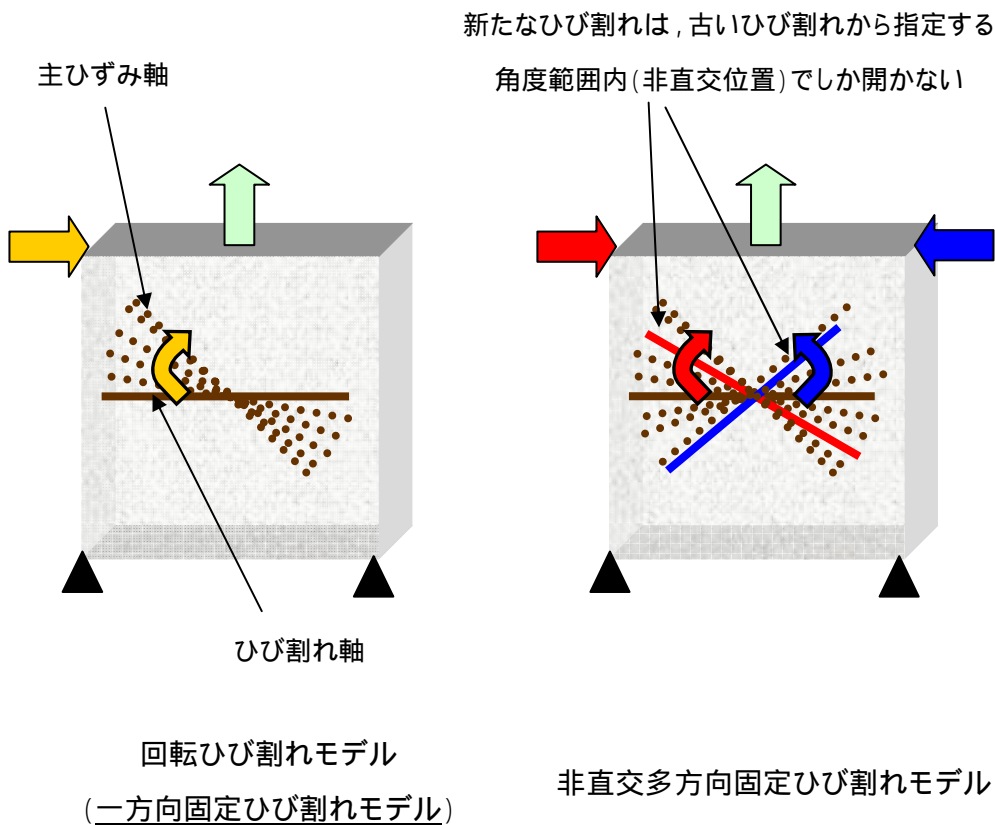


図 3.3.10 ひび割れモデルの概念

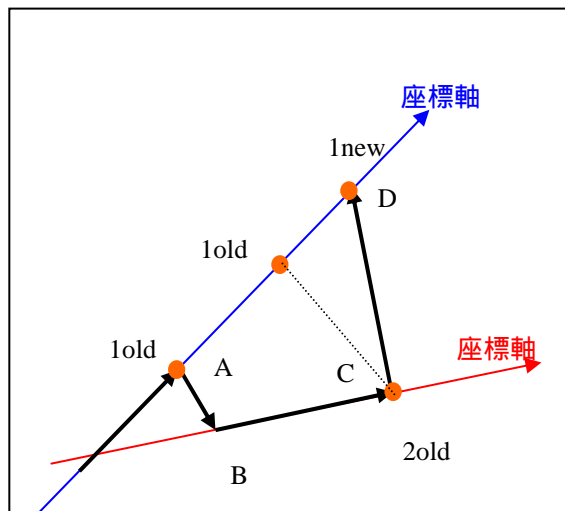


図 3.3.11 ひずみ増分の計算方法

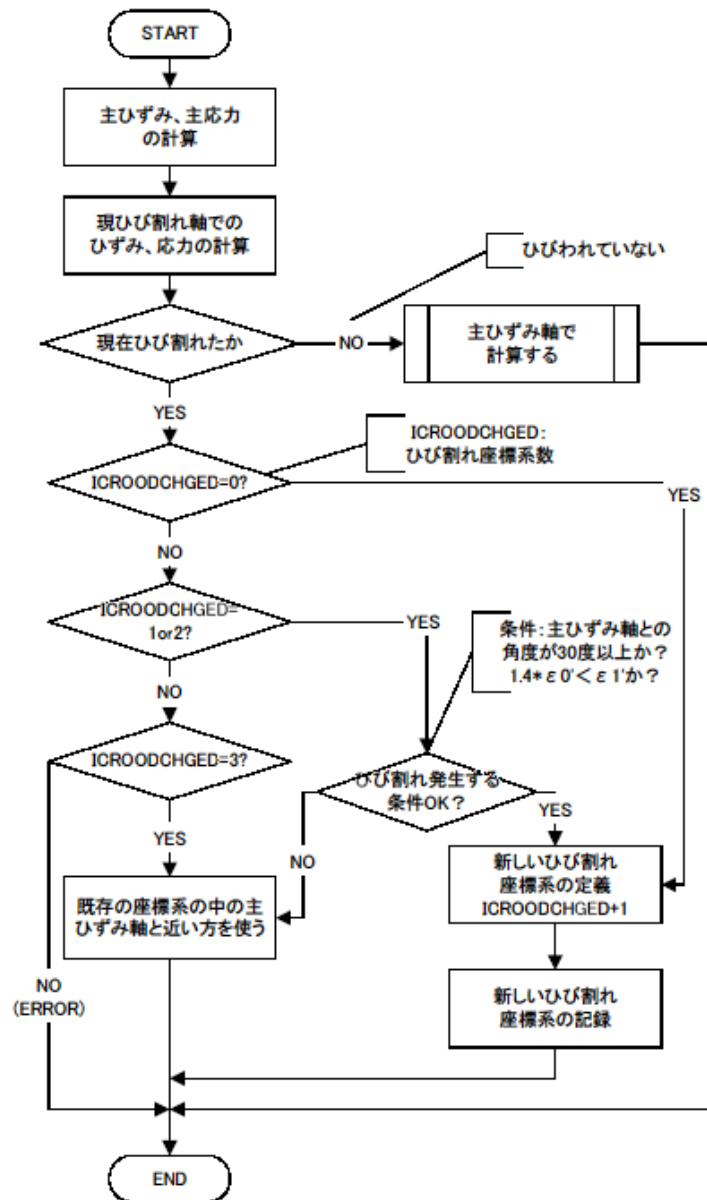


図 3.3.11 多方向固定非直交ひび割れモデルのフロー

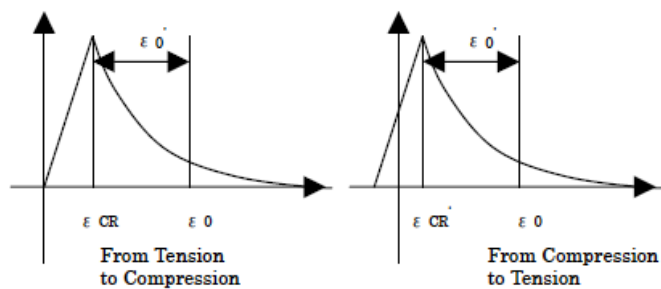


図 3.3.12 ひび割れの判断

3.3.4 ひび割れたコンクリートのせん断剛性

固定ひび割れモデルと回転ひび割れモデルでは，異なるモデル化を行っている。

回転ひび割れモデルでは，主軸の回転を許容するため，ひび割れ座標系が，ステップ毎に異なる。そこで，弾性時に仮定している座標系の回転に対しせん断剛性が不変という条件をひび割れ発生後も用いて，ひび割れ発生後のせん断剛性を求めている。この場合，せん断剛性の低下は，垂直方向のヤング係数の低下に依存する。

固定ひび割れモデル（直交，多方向非直交）では，ひび割れ発生時に決定したひび割れ座標系において，せん断剛性を定義する。

以下，本研究で用いる FEM 解析プログラムで導入されたひび割れ面でのせん断剛性について述べる。

(1) Al-Mahaidi モデル

Al-Mahaidi^[3.19] が提案した次式のような低減せん断剛性 \bar{G} を用いる。せん断応力については，X-Y-Z 軸で計算した応力をひび割れ軸に変換した値を用いる。（図 3.3.12 参照）

$$\begin{aligned} \bar{G} &= \frac{0.4G}{\varepsilon_1/\varepsilon_{t0}} && (\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{t0}) \\ \bar{G} &= G && (\varepsilon_1 < \varepsilon_{t0}) \end{aligned} \quad \text{(式 3.3.21)}$$

ここで， G はひび割れのないコンクリートのせん断弾性係数， ε_1 はひび割れに対して垂直方向の主引張ひずみ， ε_{t0} はひび割れが発生するときの引張ひずみである。

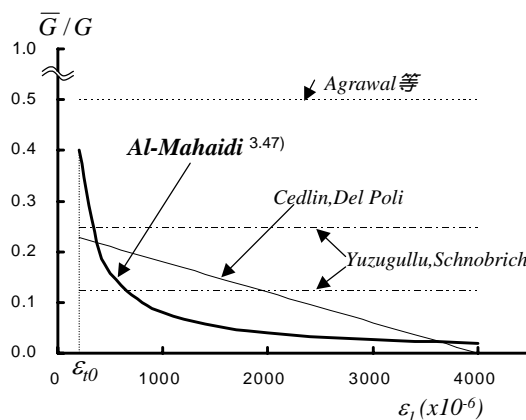


図 3.3.13 Al-Mahaidi モデル

回転ひび割れモデルを用いる解析において、せん断ひずみは0であるため、このモデルを用いて、ひび割れ面の法線方向のひずみからせん断剛性を算出し、全体剛性マトリクスを組み立てることができる。一方、固定ひび割れモデルの場合、主軸（ひび割れ軸）座標系では、せん断応力が存在するため、このモデルでせん断剛性を評価する上、軸変換から得たせん断応力を流用することが必要である。

(2) 接触密度関数に基づく応力伝達モデル

前川ら^[3.16-17]は、接触密度関数を利用したコンクリートのせん断剛性評価法を用いてせん断応力 - せん断ひずみ関係を求めた。除荷・再載荷時の履歴特性を図 3.3.13 に示す。ここで、包絡線上の除荷開始点を D、除荷後に応力がゼロとなる点を F、再載荷開始点を R とする。

まず、D 点で除荷が発生した場合、F 点に向かうが、DF 間の曲線を長沼の提案モデルを参考に次式で示すことにする。なお、せん断応力を τ 、せん断ひずみを γ とする。

$$\tau = a(\gamma - b)^4 \tag{式 3.3.22}$$

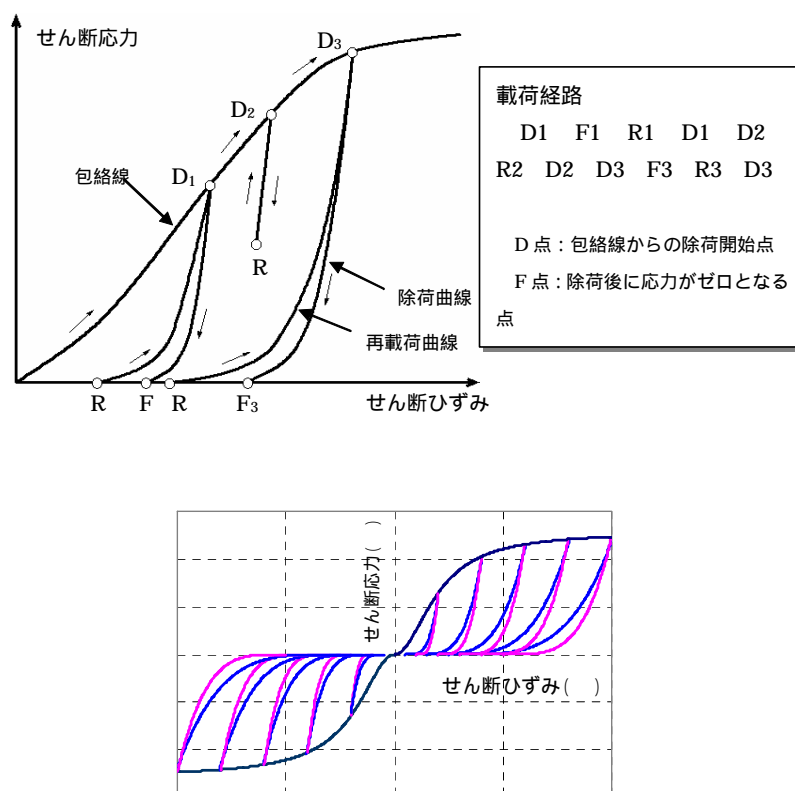


図 3.3.14 前川モデルでのひび割れ方向のせん断履歴特性

式 3.3.22 の係数 a, b は, D 点を通過することと, F 点を通過することから求められるが, この F のひずみ γ_F は次のように決定する。

$$\gamma_F = 0.5\gamma_D \quad \left(\leq \gamma_D - \frac{4\tau_D}{G_0} \right) \quad (\text{式 3.3.23})$$

除荷曲線は点 F を通過する時点で剛性がゼロとなり, さらにひずみが減少する場合は, 応力ゼロのまま推移し, ひずみが増加に転じる点が再載荷点 R となる。点 R で, 再載荷された後は点 D に向け DF 間同様に式 3.3.22 で変化する。なお, DF 間及び RD 間で除荷・再載荷された場合はそのまま除荷・再載荷曲線上を動くものとする。

前に述べたように, 回転ひび割れモデルを用いる解析において, 主軸でのせん断ひずみが 0 であるため, このモデルでは, せん断剛性の評価ができない。逆に, 固定ひび割れモデルを用いる解析する場合, このモデルでは, せん断剛性, せん断ひずみを同時に計算することができる。このときのせん断応力は, 要素の等価節点力の算出においては非常に重要である。

(3) 山田・青柳モデル

岡村・前川ら^{【3.35-36】}は, 山田・青柳モデル^{【3.37】}が分布ひび割れモデルを用いた鉄筋コンクリートに適用できるように開発されたモデルであり, ひび割れを介して伝達されるせん断剛性を主引張ひずみの関数として取り扱うことができると考え, 式 3.3.24 で示すようなひび割れたコンクリートのせん断剛性モデルを提案した。ひび割れ界面でのせん断剛性には式 3.3.25 で表される山田・青柳モデルを用いた。式 3.3.24 は, ひび割れたコンクリートのせん断剛性をひび割れ界面におけるせん断剛性とひび割れ間のコンクリートのせん断剛性との直列ばねモデルで表現したものである。

$$G_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{G_0} + \frac{1}{G_1}} \quad (\text{式 3.3.24})$$

ここで, G_0 : ひび割れのないコンクリートのせん断剛性

G_1 : ひび割れたコンクリートのひび割れ界面でのせん断剛性

コンクリートのひび割れ界面でのせん断剛性 (山田・青柳モデル) は,

$$G_1 = \frac{36}{\varepsilon_t} \quad (\text{式 3.3.25})$$

ここで, ε_t : ひび割れ面と直角方向の平均ひずみ

3.3.5 ひび割れたコンクリートの圧縮劣化特性

面内せん断応力下では、コンクリートの圧縮特性がコンクリートシリンダーの一軸圧縮特性と大きく異なることは、RC 平板実験などで示されており、この現象に着目して、より単純化した条件での実験が行われている。

Vecchio・Collins ら^{【3.20】}は、ひび割れたコンクリートの圧縮特性がシリンダーの圧縮特性と異なることに注目し、ひび割れたコンクリートの、圧縮強度の低下の度合いを示す圧縮強度有効係数 λ を導入し、数多くの単調載荷の RC 平板実験結果をもとに、式 3.3.26 に示すような λ を、直交する主引張ひずみ ε_{lu} の関数として提案した。

$$\lambda = \frac{1}{0.8 - 0.34 \left(\frac{\varepsilon_{lu}}{\varepsilon_0} \right)} \quad (\text{式 3.3.26})$$

ここで、 ε_{lu} : ひび割れ直交方向平均引張ひずみ
 ε_0 : 一軸圧縮強度時ひずみ

濱田・野口ら^{【3.21-24】}は、白井らと同様の実験方法によりコンクリートの一軸圧縮強度が 140 ~ 560kgf/cm² の範囲で、横筋のみを有する計 57 体の一連の 2 軸加力実験を実施した。圧縮方向に直交する横ひずみの大きさを主なパラメータとして、ひび割れ後のコンクリートの圧縮特性に及ぼす諸因子の影響を検討した結果、圧縮強度低減係数は横ひずみの大きさが 5000 μ 以上の領域では Collins らの平板実験で得られた提案式ほどには小さくないこと、同レベルの鉄筋ひずみに対しては鉄筋の付着の良い試験体の方が、強度低下が顕著であること、高強度コンクリートの場合には普通強度の場合より圧縮強度低減係数が小さくなることなどを指摘した。さらに、Collins らの提案式を修正した形で、普通強度及び高強度コンクリートに関する圧縮強度低減係数の評価式を提案している。

$$\lambda = \frac{1}{0.27 + 0.96 \left(\frac{\varepsilon_{lu}}{\varepsilon_0} \right)^{0.167}} \quad (\text{式 3.3.27})$$

ここで、 ε_{lu} : ひび割れ直交方向平均引張ひずみ
 ε_0 : 一軸圧縮強度時ひずみ

榎本・野口ら^{【3.25】}は、濱田ら^{【3.21-24】}や米澤ら^{【3.26】}の実験データに基づき、ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低減係数を、平均引張ひずみのみでなく、コンクリート圧縮強度の関数でもある次の評価式を提案した。

$$\lambda = \frac{1}{a + b(\varepsilon_{1u} / \varepsilon_0)^c}, \quad a = \frac{e^x}{e^x + 1470}$$

$$b = 0.02(9.9 - x)^2, \quad c = 0.141x - 0.715 \quad (\text{式 3.3.28})$$

$$x = f_c^{1/3} (f_c \geq 200)$$

ここで, ε_{1u} : ひび割れ直交方向の平均引張ひずみ
 ε_0 : 一軸圧縮強度時のひずみ

栗原ら^[3.27-30]は, RC 平板の繰返し載荷実験を行い, λ は $\varepsilon_{1u} / \varepsilon_0$ が - 1.0 になるまで圧縮強度は低減しないと仮定し, Collins らの提案式を鉄筋降伏型に適應するよう拡張した。

$$\lambda = \frac{1}{0.62 - 0.38 \left(\frac{\varepsilon_{1u}}{\varepsilon_0} \right)} \quad (\text{式 3.3.29})$$

ここで, ε_{1u} : ひび割れ直交方向平均引張ひずみ
 ε_0 : 一軸圧縮強度時ひずみ

飯塚^[3.31]は既往の小型平板, 平板, 円筒の実験の成果に基づいて, 圧縮強度低減係数をコンクリートの高強度化に伴う塑性機構を考慮した平均引張主ひずみの関数として評価した。

$$\lambda = \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \exp(-0.2(\varepsilon_{ct} / \varepsilon_{c0})^{0.5} \times K(fc)) \quad (\leq 1) \quad (\text{式 3.3.30})$$

$$K(fc) = -fc / 250$$

ここで, ε_{ct} : ひび割れ直交方向平均引張ひずみ
 ε_{c0} : 一軸圧縮強度時ひずみ

図 3.3.15 に, これらの圧縮強度低減係数提案式の比較を示す。本研究では飯塚式を用いることにした。

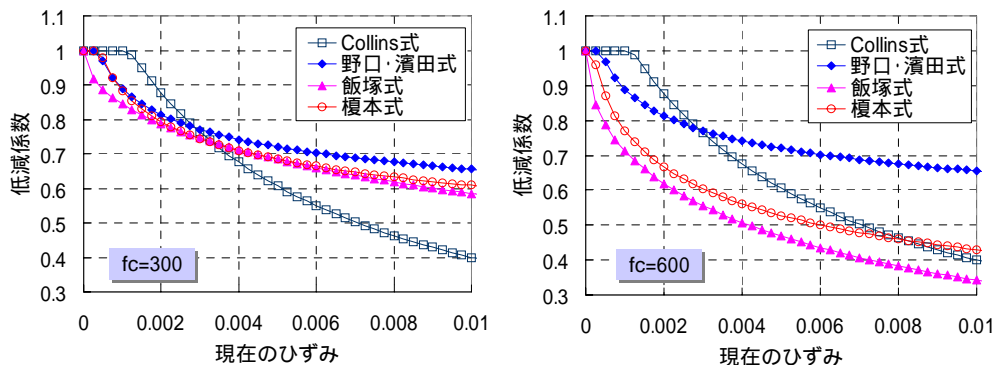


図 3.3.15 圧縮強度低減係数の比較

3.3.6 ひび割れたコンクリートの引張剛性

(1) テンションスティフニング効果に関する実験例

引張を受ける RC 造部材では、ひび割れが発生した後も鉄筋とコンクリートの間には付着が存在するため、ひび割れ間のコンクリートは引張力を負担し、鉄筋単体としての剛性より高く現れる。この特性はテンションスティフニングと呼ばれており、鉄筋の応力 ひずみ曲線にコンクリートの見かけ上の応力 ひずみ関係を累加することで表現できる。

図 3.3.16, 3.3.17 には、玉井・島^[3.38]により行われた RC 部材の試験体と交番载荷実験装置の概要を、図 3.3.18 には実験から得られた荷重 平均ひずみ関係を示す。コンクリートがひび割れた後に、RC 造部材の剛性が徐々に鉄筋の剛性に近づくことがわかる。島らは、部材の応力を鉄筋の負担応力とコンクリートの負担能力の重ねあわせにより表現し、コンクリートの負担引張力を、図 3.3.19 のように、荷重 平均ひずみ関係から鉄筋の平均応力を引いた平均応力として示している。図 3.3.19 の平均応力 平均ひずみ関係には、コンクリートの付着作用およびひび割れの接触が組み合わさっている。

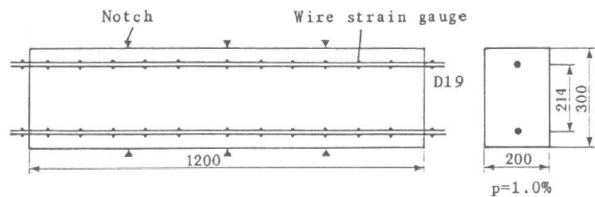


図 3.3.16 供試体

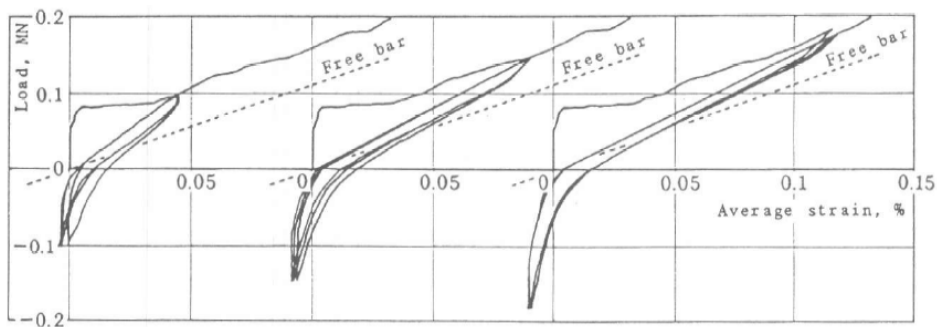


図 3.3.18 試験体の荷重 平均ひずみ関係

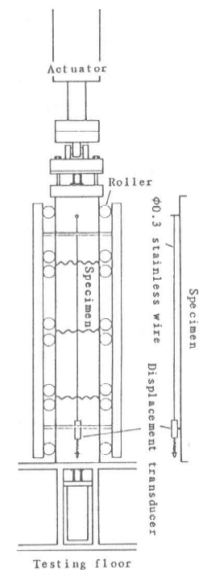
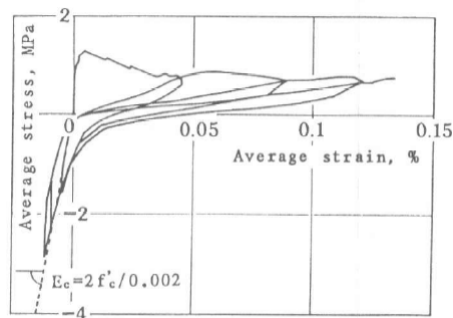


図 23.3.17 試験装置

図 3.3.19 コンクリートの
平均応力 平均ひずみの関係



(2) テンションスティフニング効果のモデル化

テンションスティフニング効果をモデル化する方法として、単体鉄筋の合成を修正する方法と、ひび割れ発生後もコンクリートに引張応力を受けもたせる方法がある。本研で用いる分布ひび割れモデルでは、コンクリートの平均応力 平均ひずみ関係で表す後者の方法より、ひび割れ後の引張剛性を低下させる。

以下、本研究で用いる FEM 解析プログラムに導入された白井モデル、岡村・前川の提案モデルを中心に記述する。

(2).1 白井の提案モデル

佐藤・白井ら^[3.39]は、付着特性を評価する方法として、鉄筋とコンクリート間の付着が、見かけ上コンクリートに引張抵抗を与えるものと考え、森田・角^[3.40]のコンクリート・プリズム両引張試験結果に基づき、亀裂の細分化に伴う剛性の低下を次式のように3次式として提案した。

$$\frac{{}_c\sigma_{t,eq}}{f_t} = 1.0 - 2.748x + 2.654x^2 - 0.906x^3 \quad (\text{式 3.3.31})$$

ここで、 $x = (\varepsilon_{av} - \varepsilon_{cr}) / (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr})$

${}_c\sigma_{t,eq}$: 有効引張応力

f_t : コンクリートの引張強度

ε_{av} : 平均引張ひずみ

ε_{cr} : 亀裂発生時のひずみ

ε_{bu} : 付着限界ひずみ

(2).2 岡村・前川の提案モデル

岡村・前川ら^[3.35-36]は、森田・角モデル^[3.37]で、鉄筋に関係なく、ひび割れ後のコンクリートの平均応力 平均ひずみ関係を一意に与えているのが特徴であることから、鉄筋軸方向や鉄筋比とは無関係に座標変換によって任意の方向のコンクリートの引張応力を与えることができる式 3.3.32 を提案した。式 3.3.32 は、鉄筋の形状などが付着性状に及ぼす影響を考慮できるようにパラメータ c が導入されている。

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}} \right)^c \quad (\text{式 3.3.32})$$

ここで， σ_{cr} ：ひび割れ面と直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t ：コンクリートの引張強度

ϵ_{cr} ：ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

ϵ_{ct} ：ひび割れ面と直角方向の平均引張ひずみ

このモデルは，パラメータ c によって，同じ平均ひずみであっても平均引張応力は異なる。例えば， $c=0$ の場合，ひび割れ後のコンクリートの引張応力は完全塑性となり，パラメータ c をゼロから増加させると，同じ平均ひずみに対してコンクリートの引張応力は減少する傾向を示す。

式 3.3.32 でのコンクリートの引張応力は，ひび割れ面と直角方向に対して与えられているが，一般的にコンクリートの引張応力は鉄筋軸方向と異なる。また，このモデルは鉄筋比とは無関係に与えているために，3 軸応力下でも適用できるか検証する必要があるのである。

図 3.3.20 には，式 3.3.32 およびほかのモデルで表現されるコンクリートの平均応力 平均ひずみ関係を示す。Collins・Vecchio の実験から求めたコンクリートの平均応力 平均ひずみ曲線に対して式 3.3.32 は，パラメータを 0.2 にとるとほぼ同様な曲線を与えている。

式 3.3.33 により表される Collins・Vecchio モデルは，鉄筋として溶接された金網を用いた RC 平板の面内せん断加力実験から得られたため，ひび割れ後のコンクリートの応力を高めに評価する傾向となっている。

$$\frac{c\sigma_1}{\sigma_{cr}} = \frac{1}{1 + \sqrt{200 \cdot \epsilon_1}} \quad (\text{式 3.3.33})$$

ここで， $c\sigma_1$ ：引張主方向のコンクリートの平均応力

σ_{cr} ：コンクリートのひび割れ発生応力

ϵ_1 ：ひび割れを含む引張主方向の平均ひずみ

異形鉄筋が用いられる通常の場合には，森田・角モデルと同じ程度のコンクリートの平均応力 平均ひずみの関係を与えるパラメータ c は 0.4 となる。

(2).3 野口・飯塚の提案モデル

野口・飯塚^[3.41]は，上述した岡村・前川らの式 3.3.32 のパラメータ c に対して，コンクリート圧縮強度と，鉄筋軸とひび割れ面のなす角度 の関数として次式のように表した。

$$c = 0.005 f_c^{2/3} (\theta/90)^{-1/2} \tag{式 3.3.34}$$

ここで， c ：式 3.3.32 での付着性状パラメータ

θ ：鉄筋軸とひび割れ面のなす角度

f_c ：コンクリートの圧縮強度

この提案モデルは，コンクリート圧縮強度 f_c の増大および鉄筋軸とひび割れ面のなす角度 θ が小さくなると平均応力度も低下する特性を与えている。この特性は， f_c の増大によるコンクリートの塑性化特性の進展と， c の値によるコンクリート間の付着性状を評価したものである。

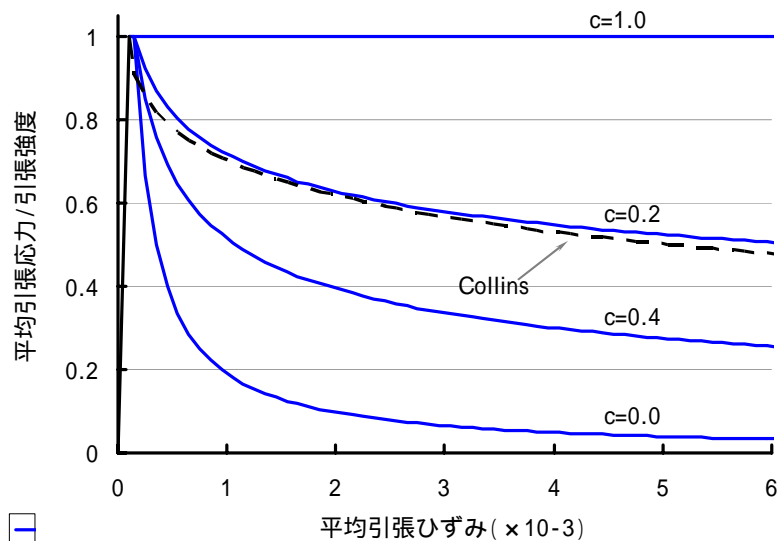


図 3.3.20 岡村・前川の提案モデル

3.3.7 コンクリートの破壊エネルギー

(1) 引張域

既存のオリジナルプログラムでは、図 3.3.21 に示すように、コンクリートの一軸応力 - ひずみ関係において、引張下降域では白井式を用いている。白井式をそのまま用いて、

$$\frac{G_F}{L_c} = \int_{\varepsilon_{cr}}^{\varepsilon_{bu}} f_t (1 - 2.748x + 2.654x^2 - 0.906x^3) d\varepsilon$$

$$x = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}}$$

が成り立つ ε_{bu} を求める。

ここで、左辺について求めると、

$$\frac{G_F}{L_c} = \frac{0.23f_c + 136}{1000 \times L_c}$$

$$G_F = \frac{0.23f_c + 136}{1000} \text{ (大岡らによる提案式)}$$

$$L_c = 2 \times \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi}}$$

V : コンクリート要素の1積分点が占める体積(mm³)

右辺について、

$$\int_{\varepsilon_{cr}}^{\varepsilon_{bu}} f_t (1 - 2.748x + 2.654x^2 - 0.906x^3) d\varepsilon$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}} \\ \frac{dx}{d\varepsilon} = \frac{1}{\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}} \quad d\varepsilon = (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}) dx \\ \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{bu} \Rightarrow 0 \leq x \leq 1 \end{array} \right\}$$

$$= (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}) \int_0^1 f_t (1 - 2.748x + 2.654x^2 - 0.906x^3) dx$$

$$= f_t (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}) \left[x - \frac{2.748}{2} x^2 + \frac{2.654}{3} x^3 - \frac{0.906}{4} x^4 \right]_0^1$$

$$= f_t (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{cr}) \times 0.284$$

となる。以上をまとめると，

$$\varepsilon_{bu} = \frac{0.23f_c + 136}{284 \times L_c \times f_t} + \varepsilon_{cr} \quad \begin{array}{l} \text{unit: } f_t [\text{MPa}] \\ f_c [\text{MPa}] \\ L_c [\text{mm}] \end{array}$$

として求まる。

以上より， ε_{bu} は，コンクリートの圧縮強度(f_c)，引張強度(f_t)，要素代表長さ(L_c)，亀裂発生時ひずみ ε_{cr} をパラメータとして成り立っていることが分かる。

(2) 圧縮域

既存のオリジナルプログラムでは，図 3.3.22 に示すようにコンクリートの一軸応力 - ひずみ関係において，圧縮軟化域では直線式を用いた。

圧縮域では ε_{pcu} を変数として，下式を成立させる。

$$\frac{G_{FC}}{L_c} = \frac{(\varepsilon_{pcu} - \varepsilon_{cu})(\sigma_{EPCU} + F_c)}{2}$$

$$G_{FC} = 8.8 \times \sqrt{f_c} \quad (\text{中村らによる提案式})$$

$$L_c = 2 \times \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi}}$$

V : コンクリート要素の1積分点が占める体積(mm³)

ε_{pcu} について求めると，

$$\varepsilon_{pcu} = \frac{17.6 \times \sqrt{f_c}}{(\sigma_{EPCU} + f_c)L_c} + \varepsilon_{cu}$$

となる。以上より， ε_{pcu} はコンクリートの圧縮強度(f_c)，圧壊時強度(σ_{EPCU})，圧縮強度時ひずみ(ε_{cu})，要素代表長さ(L_c)をパラメータとして成り立っていることが分かる。

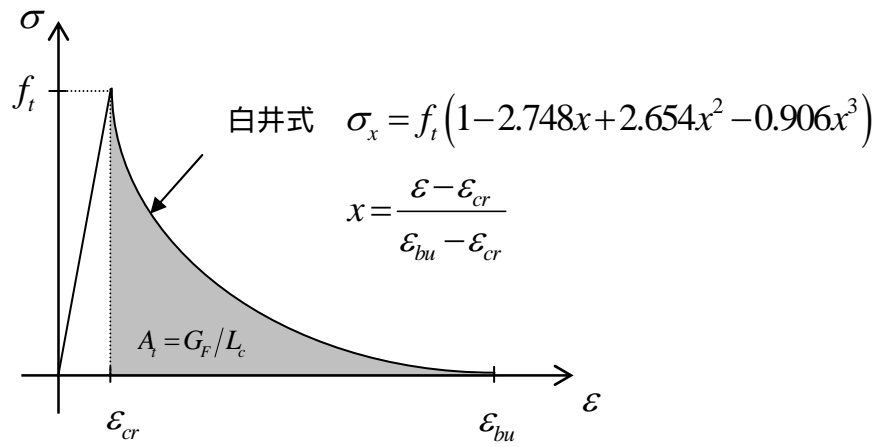


図 3.3.21 コンクリートの一軸応力 - ひずみ関係(引張域)

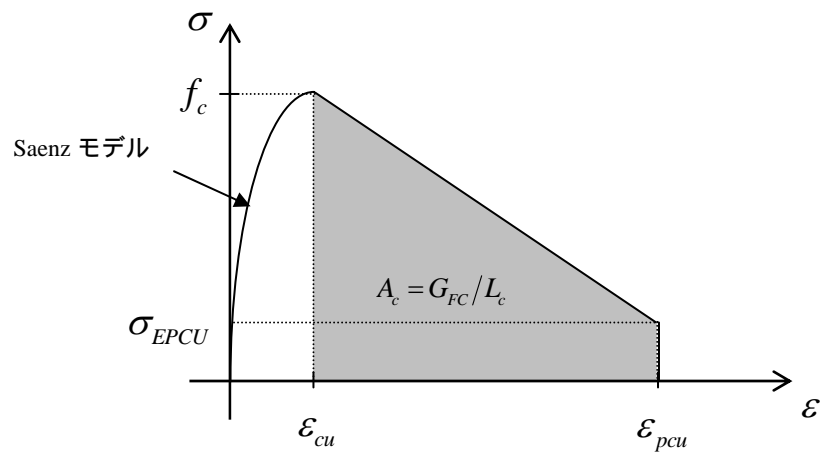


図 3.3.22 コンクリートの一軸応力 - ひずみ関係(圧縮域)

3.4 鉄筋の材料モデル^{【3.4】}

3.4.1 鉄筋のモデル化

鉄筋のモデル化には、離散モデルがある。離散モデルとは、鉄筋を直接、線要素で表現するモデルである。

鉄筋の応力 - ひずみ関係を定式化する際に、単純な定式化を意図し、鉄筋の応力 - ひずみ関係には完全弾塑性型を仮定し、降伏応力、降伏ひずみとしては鉄筋の材料試験結果を用いることにしている。また、鉄筋の降伏以後の除荷、再載荷の際の剛性も弾性剛性 E_s と等価であると仮定し、図 3.4.1 に示すようにモデル化を行っている。

3.4.2 構成関係

(1) バイリニアモデル

3次元単調解析プログラムで用いている単調のバイリニアモデルを繰り返しのバイリニアモデルに拡張して流用した。

鉄筋の応力 - ひずみ関係を定式化する際に、単純な定式化を意図し、鉄筋の応力 - ひずみ関係には完全弾塑性型を仮定し、降伏応力、降伏ひずみとしては鉄筋の材料試験結果を用いることにしている。鉄筋は、1軸応力状態を仮定し、図に示すようなバイリニア型の弾塑性モデルとした。降伏後の2次剛性は、ヤング係数の $1/100$ を仮定した。また、鉄筋の降伏以後の除荷、再載荷の際の剛性も弾性剛性 E_s と等価であると仮定し、図 3.4.1 に示すようにモデル化を行っている。

(2) 修正 Menegotto-Pinto モデル

Ciampi ら^{【3.32】}は提案した正負繰り返し載荷時のバウシinger効果を忠実に考慮した曲線型モデルと折線型モデル(修正 Menegotto-Pinto モデル)を用いる。このモデルは、ひずみの関数として応力が一義的に求められ、Ramberg-Osgood モデルのような数値計算過程で応力からひずみを求めるための逆関数計算が不要である点が特徴である。以下にそのモデルを説明する。

応力 - ひずみ関係の包絡線は、降伏点を $(\sigma_y, \varepsilon_y)$ 、ひずみ硬化率(塑性域の勾配、本研究では $1/100E_0$)を H とすると、次式で表現される。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = H \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + \frac{(1-H) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}}{\left(1 + \left|\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}\right|^R\right)^{1/R}} \quad (\text{式 3.4.1})$$

$$R = R_o - \frac{a_1 \varepsilon_{\max}}{a_2 + \varepsilon_{\max}} \quad (\text{式 3.4.2})$$

ここで, ε_{\max} : それまでに経験した最大の塑性ひずみ

$$R_o = 20.0, \quad a_1 = 18.5, \quad a_2 = 0.00015$$

除荷・再載荷曲線は, 式 3.4.1 において, σ/σ_y を $(\sigma - \sigma_i)/(\sigma_o - \sigma_i)$ に変え, $\varepsilon/\varepsilon_y$ を $(\varepsilon - \varepsilon_i)/(\varepsilon_o - \varepsilon_i)$ とする。 σ_i, ε_i は載荷方向が反転する点の応力とひずみ, σ_o, ε_o は除荷点 (再載荷点) から塑性域を表す直線 (Bi-linear 型のモデルであれば第 2 折れ線) に初期剛性で下ろしたときの点の座標である。図 3.4.2 に, 除荷・再載荷曲線に式 3.4.1 を用いて描いた鉄筋の履歴曲線を示す。

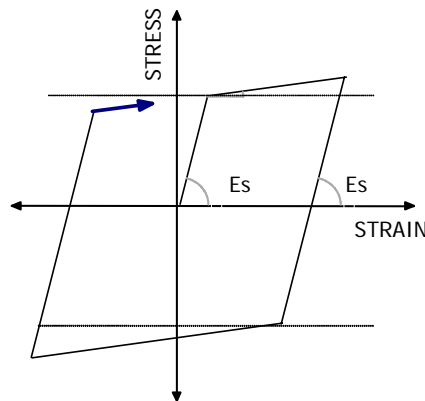


Fig3.3.16 鉄筋の応力 - ひずみ履歴モデル (Bi - Linear model)

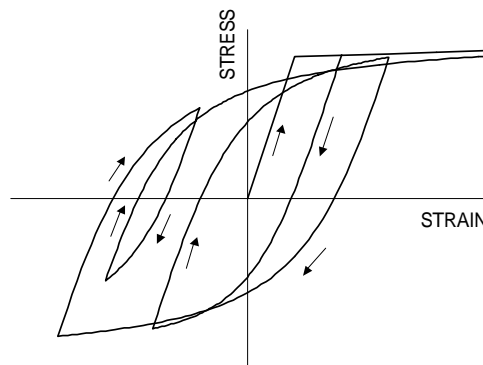


Fig3.3.17 鉄筋の応力 - ひずみ履歴モデル (Modified Menegotto-Pinto model)

3.5 コンクリートと鉄筋の付着特性^{【3.4】}

RC 構造は、鉄筋とコンクリートの間で力の伝達を行い、1 体化した構造として荷重に抵抗する。付着特性は、RC 構造をモデル化する上で、非常に重要な要素であり、これまで数多くの研究が行われている。

付着特性のモデル間は、直接的に付着作用を表現するモデルと間接的に表現するモデルがある。直接的に表現するモデルとしては、鉄筋要素とコンクリート要素間にボンドリンク要素を設け、付着応力 - すべり関係として考慮する方法がある。間接的に表現するモデルとしては、ひび割れたコンクリートの引張応力として考慮する方法がある(テンション・スティフニング効果)。

本研究では、ボンドリンク要素およびコンクリートのテンションスティフニングを考慮できる。

(1) ボンドリンクモデル

ボンドリンクモデルでは、鉄筋要素節点とコンクリート要素節点間に、ボンドリンク要素(長さを持たない線要素)を挿入し、その応力 - ひずみ関係として、付着応力 - 相対すべり関係を与える。付着応力 - 相対すべり関係として、図 3.5.1 に示す森田、藤井らの研究に基づく多直線モデル^{【3.33】}を用いる。付着剛性、付着強度は、森田、角らの実験的研究^{【3.34】}を基にした。

鉄筋軸と直交方向の特性は、ダボ作用に該当するが、本研究では、十分大きな剛性値を用い変形しないと仮定した。

(2) テンション・スティフニングモデル

ボンドリンクモデルが鉄筋 1 本の付着特性を表すのに対し、テンション・スティフニングモデルでは、鉄筋コンクリートとしての平均的な付着特性を表すのに適している。

テンション・スティフニングモデルとして、森田、角らの付着実験結果を基に白井ら^{【3.10】}が提案した 3 次式を用いる。

$$\frac{c \sigma_{t,eq}}{\sigma_t} = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad (\text{式 3.4.1})$$

ここで、 $x = (\varepsilon_{av} - \varepsilon_{cr}) / (\varepsilon_{Bu} - \varepsilon_{cr})$ 、 σ_t はコンクリートの引張強度、 ε_{Bu} は付着限界ひずみ、 a_0, a_1, a_2, a_3 は定数で、森田らの実験結果を基に、得られた以下の値を用いる。

$$a_0 = 1.0, \quad a_1 = -2.748, \quad a_2 = 2.654, \quad a_3 = -0.906 \quad (\text{式 3.4.2})$$

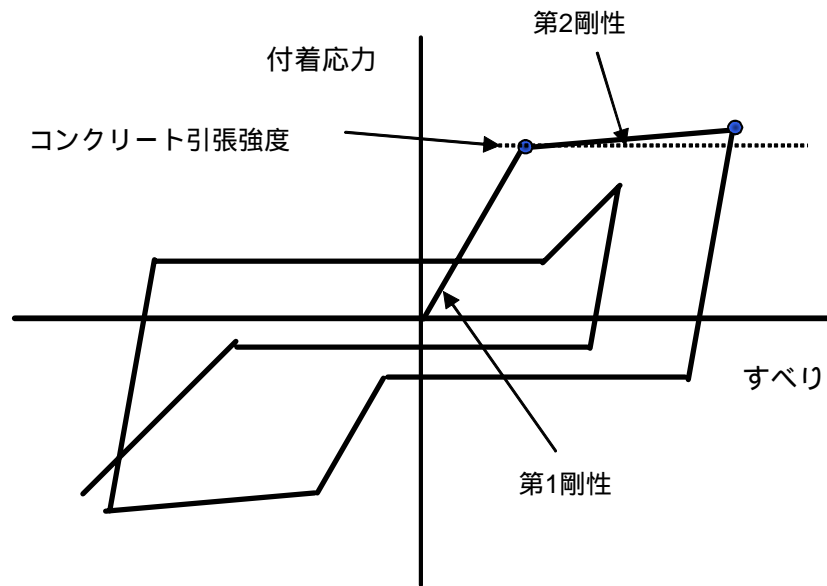


図 3.5.1 ボンドリンク要素の付着応力 - すべり履歴モデル

3.6 まとめ

第3章では、本研究のFEM解析で用いた材料モデルおよび3次元FEM解析の特徴について示した。

FEM解析における3次元解析の特徴について、形状の3次元、加力の3次元、応答の3次元として整理して示した。例えば、梁幅と柱幅の異なる平面柱梁接合部においても3次元解析を行わなければならないことが一例として挙げられる。

材料モデルでは、野口研オリジナルプログラムに組み込まれたコンクリート、鉄筋、付着に対するモデルを中心に記述した。コンクリートには、繰り返し載荷時の応力ひずみ関係や、ひび割れたコンクリートの引張剛性、せん断剛性、圧縮劣化特性などについて示した。また、鉄筋の応力ひずみ関係や、ボンドリンク要素によりモデル化されたコンクリートと鉄筋間の付着性状に関する付着応力すべり関係について示した。

【 参考文献 】

- 【3.1】 Ngo, D., and Scordelis, A.C. : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Vol.64, No.3, pp152-163, 1967.
- 【3.2】 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998年10月
- 【3.3】 日本コンクリート工学協会：塑性域の繰り返し耐力劣化と耐震性能研究委員会報告書 繰り返し載荷時の耐力の劣化過程、劣化機構および変形性能評価、3次元問題、 損傷評価に関する研究、2004年9月
- 【3.4】 余勇：繰り返し載荷時の RC 部材の3次元有限要素法解析プログラムの開発および応用、千葉大学学位論文、2005年9月
- 【3.5】 三浦浩太、柏崎隆志、野口博：2方向加力を受ける RC 内、外柱・梁接合部の力学的挙動に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、2007年8月
- 【3.6】 Saenz, L.P. : Discussion of 'Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete', by Desayi and Krishnan, Journal of the American Concrete Institute, Vol.61, No.9, pp1229-1235, 1964.
- 【3.7】 Fafitis, F. and Shah, S., P., "Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns," ACI Journal, pp.213-232, 1985
- 【3.8】 Karsan, I.D. and Jirsa, J.O. "Behavior of Concrete under Compressive Loadings," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No.ST12, pp.2543-2563, Dec.1969
- 【3.9】 長沼一洋, 大久保雅章：正負繰返し強制変位を受ける鉄筋コンクリート耐震壁の FEM 解析, 日本建築学会大会講演梗概集, 1996
- 【3.10】 白井伸明：有限要素法による鉄筋コンクリート壁板などの弾塑性数値解析法に関する研究, 日本大学学位取得論文, 昭和 61 年
- 【3.11】 Willam, K.J., and Warnke, E.P. : Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE Seminar on 'Concrete Structures subjected to Triaxial Stresses', Bergamo, Italy, 1974, Proceedings, Vol.19, pp1-31, 1975
- 【3.12】 Elwi, A., and Murray, D.W. : A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No.EM4, pp623-641, 1979.
- 【3.13】 Kupfer, H.B., and Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp853-866, 1973.

- 【3.14】 Kupfer, H.B., Hilsdorf, H.K., and Rusch, H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of the American Concrete Institute, Vol.66, No.8, pp656-666, 1969.
- 【3.15】 Rashid, Y.R. : Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels, Nuclear Engineering and Design, Vol.7, No.4, pp334-344, 1968.
- 【3.16】 前川宏一, 福浦尚之 : 疑似直交 2 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No.634/V 45, pp.157-pp.176, 1999.11
- 【3.17】 福浦尚之, 前川宏一 : 非直交する独立 4 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V 45, pp.177-pp.195, 1999.11
- 【3.18】 長沼一洋, 米沢健次, 江戸宏彰 : RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上 (その 3) 非直交ひび割れモデルの改良と付着すべりモデルの導入, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.427-428, 2003.9
- 【3.19】 Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Jan., 1979.
- 【3.20】 Vecchio, F.J., and Collins, M.P. : The Response of Reinforced Concrete Structures to inplane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 1982.
- 【3.21】 濱田聡, 野口博 : ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.397-398, 1988.10
- 【3.22】 大久保雅章, 濱田聡, 野口博 : ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験 (その 2)(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.917-920, 1989.10
- 【3.23】 大久保雅章, 濱田聡, 野口博 : ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.323-326, 1989
- 【3.24】 大久保雅章, 濱田聡, 野口博 : 地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, JCI コロキウム論文集, RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究, pp.17-22, 1989.10
- 【3.25】 榎本勝則, 米沢健次, 野口博 : ひび割れた超高強度コンクリートの圧縮特性の劣化に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.737-738, 1994.9
- 【3.26】 米沢健次, 野口博 : ひび割れた超高強度コンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 pp.479-480, 1991.9

- 【3.27】大森信次, 高橋敏夫, 坪田張二, 井上範夫, 栗原和夫, 渡辺茂雄: 繰り返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の断塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第403号, pp.105-118, 1989.9
- 【3.28】栗原和夫, 大森信次, 高橋敏夫, 坪田張二, 井上範夫, 渡辺茂雄: 繰り返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の断塑性解析モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第410号, pp.93-105, 1990.4
- 【3.29】栗原和夫, 大森信次, 高橋敏夫, 坪田張二, 渡辺茂雄: 繰り返し面内複合応力を受けるRC平板の断塑性挙動に関する実験研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.663-666, 1990.10
- 【3.30】渡辺茂雄, 大森信次, 高橋敏夫, 坪田張二, 栗原和夫: 繰り返し面内複合応力を受けるRC平板の断塑性挙動に関する実験研究(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.431-434, 1991.9
- 【3.31】飯塚崇文: 普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究, 千葉大学学位論文, 1992
- 【3.32】Ciampi, V. and Paolo, E., “Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations,” Report No.UCB/EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Nov.1982
- 【3.33】後藤定巳, 森田司郎, 藤井 栄, 得能正隆, 福井健二: 割り裂き付着破壊モードに与える横補強筋の影響, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.197-200, 1981.6
- 【3.34】森田司郎, 角徹三: 繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No.229, pp.15-24, 1975.3
- 【3.35】岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, Vol.360/V-3, pp.1-10, 1985.8
- 【3.36】出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 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, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 【3.37】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, pp.19-28, 1983.9
- 【3.38】玉井真一, 島弘: 正負交番載荷時のテンションスティフニング効果, コンクリート工学年次論文報告集, pp.85-90, 1987

- 【3.39】佐藤稔雄，白井伸明：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究，その6 引張応力 歪曲線にボンド特性を考慮した非弾性解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1615-1616, 1978.9
- 【3.40】森田司郎，角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究
コンクリート強度，乾燥収縮の影響 ，第18セメント技術年報，pp.426-430，1964.
- 【3.41】飯塚崇文，野口博：正負交番載荷時の高強度鉄筋コンクリートの構成モデル，コンクリート工学年次論文報告集，pp.49-54, 1991年

第4章 平面 RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能 に関する解析的研究

4.1	はじめに	87
4.2	解析モデル	
4.2.1	解析対象試験体の概要	89
4.2.2	解析モデル	92
4.2.3	要素分割および境界条件	93
4.3	解析結果 荷重変形関係	95
4.4	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態	
4.4.1	圧縮(最小)主応力・主ひずみ分布	99
(1)	垂直断面での圧縮主応力・主ひずみ分布	
(2)	水平断面での圧縮主応力・主ひずみ分布	
4.4.2	ひび割れ状況	110
(1)	ひび割れの3次元表現	
(2)	ひび割れ発生状況	
4.4.3	偏心接合部の捩り変形	116
4.4.4	接合部のせん断変形角	117
4.4.5	接合部の圧壊性状	119
(1)	3軸応力状態でのコンクリートの破壊	
(2)	コンクリートの圧壊性状	
4.5	まとめ	123
	【第4章の参考文献】	126

4.1 はじめに

兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート (RC) 造中高層建物の柱梁接合部 (以下、接合部と略称) に被害が多く見られ、その原因の一つとして柱と梁の偏心接合の影響が挙げられている。^[4.1] 偏心接合の影響に関する既往の実験研究では、柱と梁の偏心接合により生じる捩り応力 (捩りを受ける部材の断面に生じるせん断応力) がせん断応力に累加されることにより、偏心のない場合より接合部の耐力が低下するとの見解が示されている^[4.4-6]。

本章では、3次元有限要素法 (FEM) 解析により、第3章で述べた3次元解析の特徴を生かして、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響について検討することを目的とする。3次元のFEM解析の特徴については、既に第3章で述べているが、本章の研究で3次元解析を用いる理由としては、次のことが挙げられる。

偏心柱梁接合部には、水平力を受けると、接合部にはせん断力以外に柱と梁の偏心接合により生じる捩りモーメントが作用される。この捩れモーメントは、接合部の内部応力状態や変形、ひび割れの発生、コンクリートの圧壊などに影響を与えられられる。従来の2次元FEM解析では、このような捩りモーメントの表現および試験体の挙動に及ぼす影響に関する検討が不可能である。そのため、偏心による影響に関しては3次元によるFEM解析を用いて検討することが有効である。

偏心柱梁接合部は、形状的にも柱心と梁心が同一構面内に存在しないため、幅方向においても前後対称にならない。で述べた捩れモーメント以外にも、偏心側の梁幅付近で応力度が高く現れ、立体的な応力伝達経路を形成すると考えられる。このような幅方向における非対称な応力分布は2次元解析では表現できない。

偏心のない柱梁接合部においても、幅方向の応力分布は均等にならない。梁幅が柱幅に比べて狭いほど、接合部断面の中央で応力度が高くなり、梁側面より遠く離れるほど応力度が小さくなると考えられる。このような不均一な応力分布についても2次元解析では検討できない。

柱梁接合部が水平2方向からの地震力並びに軸力を受ける場合、接合部内部のコンクリートは3軸応力状態に置かれており、解析における破壊基準も3次元の破壊曲面を適用しなければならない。

以上のように、3次元FEM解析では多軸応力状態でのコンクリートの力学的挙動の表現ができ、また様々な形をした立体的な構造物における複雑な応力伝達状況を把握すること

ができることから、偏心柱梁接合部の FEM 解析モデルにはその利点を十分に生かすことができる。

本章では、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握することを目的として、偏心の有無を変数として取り挙げた十字型平面 RC 造柱梁接合部を対象にして、実験と同様な繰り返し載荷履歴を与えた時の 3 次元 FEM 解析を行い、その結果から接合部内部の応力やひずみ状態、接合部の変形などに関する検討を行う。また、ひび割れの 3 次元表現による検討や接合部コンクリートの圧壊に関する検討を行うことにより、偏心接合部の耐震性能に関する基礎的な研究を行う。

なお、本章は、筆者らによって発表された論文^[4.2-3]に基づき、それに修正を加え、さらに内容を充実させたものである。

4.2 解析モデル

4.2.1 解析対象試験体の概要

(1) 実験試験体の概要

本解析では、近藤ら^[4.4-6]によって実験された十字形平面柱梁接合部試験体を解析対象試験体とした。試験体は柱幅 400 mm、梁幅 230 mm に対し、梁を柱の側面に揃えて柱心と梁心の偏心距離を 85 mm とした e85 と偏心なしの e00 の 2 体とした。2 体共に階高が 2000 mm で梁スパンが 2600 mm の中高層 RC 造建物の外周構面 1 階中柱を想定して、接合部せん断破壊型として設計された。柱および梁断面は両試験体共に 400 mm × 500 mm、230 mm × 500 mm である。

試験体の諸元を表 4.2.1 に、コンクリートと鉄筋の材料特性を表 4.2.2、表 4.2.3 に、梁および柱の断面詳細を図 4.2.1 に示す。また、実験では強軸と弱軸を入れ替え、さらに梁を柱の側面に揃って偏心された偏心距離 135 mm の試験体も対象としたため、表 4.2.1 には e135 について一緒に示す。

(2) 実験結果の要約

ここでは、実験論文^[4.4-6]で示された実験結果を、解析対象以外の実験試験体 e135 も含めて要約して示す。

3 つの試験体ともに、柱、梁に大きなせん断ひび割れは生じず、コンクリートの圧壊、主筋の降伏は生じず、接合部の斜めひび割れが拡幅したとき試験体の強度が低下した。よって、接合部せん断破壊先行型と考える^[4.5]。

偏心試験体は非偏心試験体に比べて強度が低いことを示し、また、最大強度後の強度低下率も偏心試験体は大きく、偏心試験体は非偏心試験体に比べて力学的性能が劣れると思われる^[4.5]。

R=1/200 サイクル終了時までにはひび割れ進展状況や強度、剛性の劣化の差はほとんど見られない^[4.4]。

R=1/100 ステージでも 3 体共に強度、剛性の劣化に大きな差が見られないが、破壊状況において 3 回目ピーク時における最大ひび割れ幅はパネル内で e00 が 0.3 mm、e85 の偏心面、非偏心面が 0.4 mm、0.1 mm であり、また、E135 が 0.65 mm、0.02 mm である。e85 および E135 では特に偏心面パネル内に集中し、E135 ではひび割れがパネル内から柱側面へらせん状に繋がりはじめ^[4.4]。

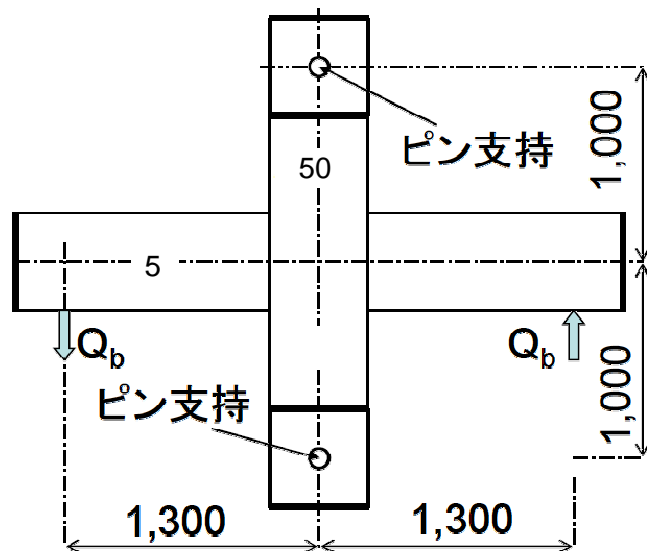
e85でも $R=1/25$ 時の1回目のピーク時でひび割れが螺旋状に繋がる^[4.4]。

E135は $R=1/100$ 時、e85は $R=1/50$ 時から梁にひび割れが進展せず破壊がパネル内のみに集中し剥落に至る^[4.4]。

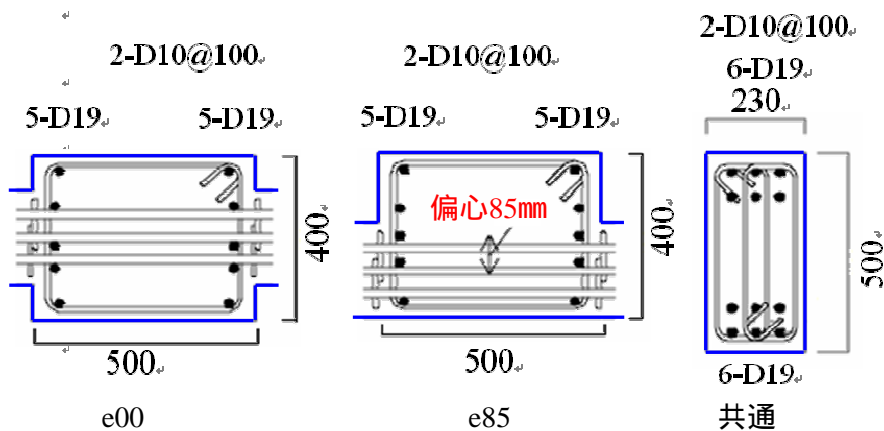
3体ともに加力初期の段階で梁、柱側面、接合部パネル内に微小なひび割れが生じ始めるが、変形が $R=1/200$ 時に至るまでひび割れの大きな進展は見られない^[4.6]。

最大強度 ($R=1/50$ 時) 以後では共に偏心面のパネル内で圧潰し剥落に至ったが、非偏心面ではひび割れは多少生じたものの、ひび割れ幅の拡大もなく圧潰にも至っていない。

また、偏心接合部特有の一方向に螺旋状に繋がる斜めひび割れが E135 では最大強度前に確認された^[4.6]。



試験体の形状および境界条件



接合部断面リスト

図 4.2.1 実験試験体の形状および接合部断面リスト

表 4.2.1 試験体諸元

		e00	e85	e135
柱	$b_c \times D_c$ (mm)	400 × 500		500 × 300
	有効せい (mm)	450		246
	$n - ({}_cP_t)$ (%)	5-D19 (0.72)		5-D19 (0.96)
	帯筋 $n - -@ ({}_cP_w)$ (%)	2-D10 @ 100 (0.36)		2-D10 @ 100 (0.29)
梁	$b_c \times D_c$ (mm)	230 × 500		230 × 450
	有効せい (mm)	420		370
	$n - ({}_cP_t)$ (%)	6-D19 (1.78)		4-D19 (1.35)
	あばら筋 $n - -@ ({}_cP_w)$ (%)	2-D10 @ 100 (1.24)		2-D10 @ 100 (0.62)
形状	階高 H (mm)	2000		2000
	スパン L	2600		2600
	軸方向応力度 σ_c	6.01	5.65	5.74
柱心と梁心の偏心距離 e		-	85	135
偏心率 e_1		-	0.213	0.45

偏心率 $e_1 = e / \min(\text{柱幅}, \text{柱せい})$

表 4.2.2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
e00	24.0	16600
e85	23.0	16900
E135	22.7	16900

表 4.2.3 鉄筋の材料特性

鋼種	呼び径	降伏点強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び率 (%)
SD295A	D10	358	475	20.1
SD345A	D19	384	553	16.7

4.2.2 解析モデル

解析コードは汎用 FEM 解析プログラム DIANA ver.9.1^[4.7]を用いた。以下に解析モデルの概要を示す。

(1) コンクリート

コンクリートはアイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素を用い，構成則には直交異方性弾性モデルを用いた。等価 1 軸応力 - ひずみ関係を図 4.2.2 に示す。圧縮域は Thorenfeldt により提案された曲線^[4.8]を用いた。破壊基準は 4 パラメータ Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面^[4.9]を用いた。ひび割れは固定ひび割れモデルを用い，引張強度に達し，ひび割れた後の引張軟化はひび割れ幅による破壊エネルギーに基づいた Hordijk のモデル^[4.10]を用いた。ひび割れによる圧縮強度の低減は Vecchio and Collins のモデル^[4.11]を用い，ひび割れ面でのせん断剛性はせん断剛性低下率 =0.1 により求めた。圧縮強度，ヤング係数は実験結果に従った。以上の本章で用いられたモデルの詳細に関しては付録 2 で示す。

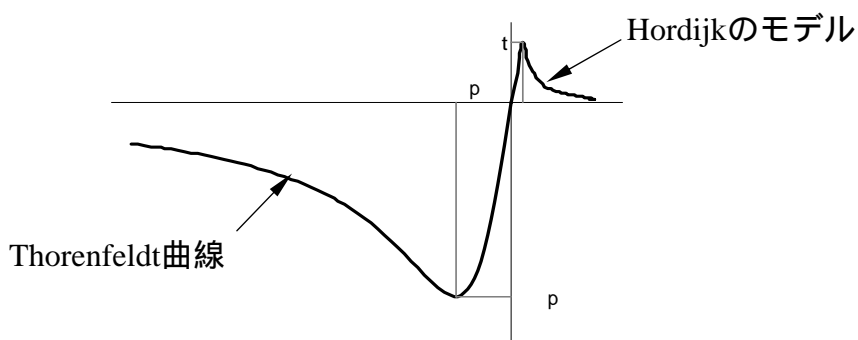


図 4.2.2 コンクリートの応力 - ひずみ関係

(2) 鉄筋

鉄筋には軸方向剛性のみを考慮した線材要素を用いた。応力 - ひずみ関係はバイリニアモデルで，ヤング係数，降伏強度には引張試験結果に従った。降伏以後の剛性は初期剛性の 1/100 と仮定した。

(3) 付着

鉄筋とコンクリート間は完全付着と仮定した。

4.2.3 要素分割および境界条件

(1) 要素分割

柱梁接合部に軸力やせん断力が作用すると、接合部はその周辺部材の梁や柱から曲げ圧縮力やせん断力、主筋からの付着力などの極めて複雑な外力を受けることになり、したがって接合部内部の応力状態も荷重の増加とともに複雑に変化していく。接合部だけではなく、接合部に面する柱や梁にも主に曲げ応力やせん断応力を伝達することによって、部材内部の応力勾配は大きく現れる。また、柱心と梁心が偏心接合した偏心接合部の場合は捩りモーメントの作用によって接合部には捩り変形やせん断応力が生じる。

このような接合部およびその周辺に取り付いている部材の応力状態をなるべく正確に表現し、解析精度を向上させるためには、より細かく要素分割を行うことや高次要素を用いるなどの工夫が求められている。

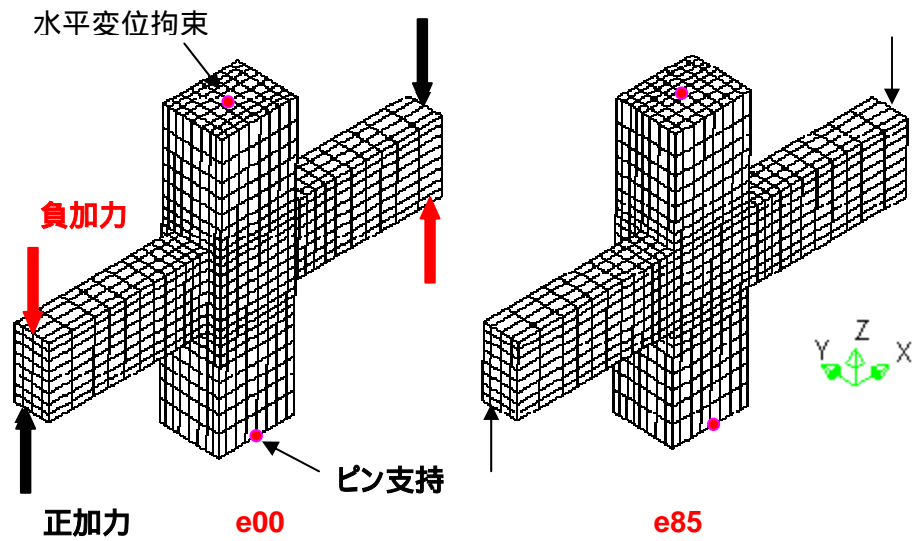
本解析では接合部および接合部に面する柱、梁の一部領域のコンクリートに対して、比較的小さい寸法を持って要素分割を行う手法を取った。要素分割および境界条件を図 4.2.3 に示す。

(2) 配筋

主筋およびせん断補強筋は、節点と節点の間に配置する離散モデルを用いた。そのため、せん断補強筋の場合は補強筋間隔がそれぞれ異なり、また実験でのせん断補強筋間隔と異なっている。そのため、実験と等しい補強筋比とするために、左右コンクリート要素の中心距離を補強筋間隔として、補強筋の断面積を求めた。主筋は、解析での本数および応力中心間距離から、曲げ耐力が実験試験体と一致するようにして断面積を求めた。図 4.2.3 に断面上における主筋およびせん断補強筋の位置を示す。

(3) 境界条件

加力は実験と同様に、荷重制御で柱軸応力 $\sigma_c = 5.88 \text{ N/mm}^2$ を加えた後、層間変形角 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ でそれぞれ 3 回、 $1/25$ で 1 回の正負交番繰り返し載荷を変位制御で行った。実験と同様な境界条件を与えるように、梁両端部の梁断面中央の 1 節点上で正負交番繰り返し載荷を行い、柱頭および柱脚は柱断面中央の 1 節点上で水平変位拘束およびピン支持とした。梁端および柱端のコンクリート要素には破壊を生じさせないように圧縮強度および引張強度を大きく設定し（ヤング係数は変更させない）、変形は弾性範囲内とした。



要素分割および境界条件

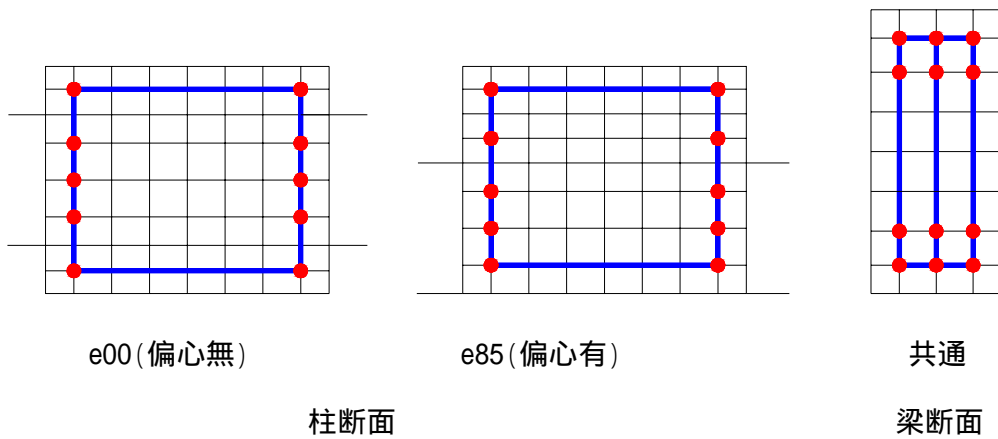


図 4.2.3 試験体の要素分割および境界条件

4.3 解析結果 荷重変形関係

(1) 層せん断力 - 層間変形角関係

e00 と e85 の層せん断力 - 層間変形角関係の履歴曲線を図 4.3.1 に示す。図 4.3.2 および図 4.3.3 には実験および解析同士の繰り返し载荷第 1 サイクル時における包絡線の比較を示す。層せん断力は e00 のせん断耐力により無次元化した。e00 および e85 共に正側で繰り返し载荷第 1 サイクル時の解析結果の包絡線は実験結果と良好な対応を示す。初期剛性は、コンクリートと鉄筋間を完全付着と仮定したため、実験より若干高い値となった。繰り返し载荷第 2 サイクルおよび第 3 サイクル時において、実験では繰り返し载荷により耐力が低下し、さらに層間変形角の増大に従ってその現象が顕著となるが、解析では繰り返し载荷による耐力低下が生じるものの、その程度が小さい。これは、解析では分布ひび割れモデルを用いたため、繰り返し荷重を受けるコンクリートにひび割れが局所的に生じ、ひび割れの拡幅による耐力低下を正確に表現することが困難であるためと思われる。図 4.3.3 の解析結果は、図 4.3.2 に示す実験結果と同様に、梁の偏心接合による耐力低下を示している。両試験体共に層間変形角 1/50 で最大耐力に達している。偏心無しの場合の e00 の耐力より基準化した偏心接合部 e85 の最大耐力は、実験では 0.93、解析では 0.91 となり、約 1 割の偏心接合による耐力低下を示している。

(2) 履歴ループ面積

図 4.3.4 に、層せん断力と柱頭変位関係から求めた 1 サイクルあたりの履歴ループの面積、即ち消費エネルギー（第 5 章の 5.5 節参照）を示す。いずれも実験と同様な傾向で層間変形角の増大とともに消費エネルギーが増加し、偏心無しと有りはほぼ同様な傾向となっている。また、いずれの層間変形角でも、第 2 サイクル目以後のループの面積が低下している。図 4.3.5 に各層間変形角での第 1 サイクル時に対する消費エネルギーの減少率を示す。

図 4.3.5 では、解析では実験ほどの定変位繰り返し载荷による消費エネルギーの減少は生じていないが、実験と同様な傾向で定変位繰り返し载荷によってエネルギーの吸収能力が次第に低下していることがわかる。いずれの層間変形角においても、第 2 サイクル時に消費エネルギーが大きく低下するが、その後の第 3 サイクル時には第 2 サイクル時と比べて差が小さく現れることがわかる。このことから、定変位繰り返し载荷時において、第 2 サイクル時にエネルギー吸収能力が著しく低下しているが、第 2 サイクル以後からは緩やかな減少傾向となることが予想される。これは、各層間変形角で定変位繰り返し载荷が終了し、次の層間変形角の第 1 サイクル繰り返し载荷を行う際、変形の増大に伴い試験体の梁

や接合部では新たなひび割れの発生や拡幅が生じ、圧縮域での残留ひずみや圧壊の進行度が増大され、その結果として第2サイクル時の消費エネルギーの減少に現れるためと考えられる。第2サイクル以後の定変位繰り返し载荷においては、ひび割れや残留ひずみ、圧壊の進行度が小さく現れるため、エネルギー吸収能力の顕著な低下は生じないと考えられる。

また、解析では実験とほぼ同様に、いずれの層間変形角においても偏心接合部の定変位繰り返し载荷時の消費エネルギーの減少は偏心有りの方が大きくなっていることから、偏心接合部での繰り返し载荷による損傷の程度が偏心無しより大きくなることが考えられる。

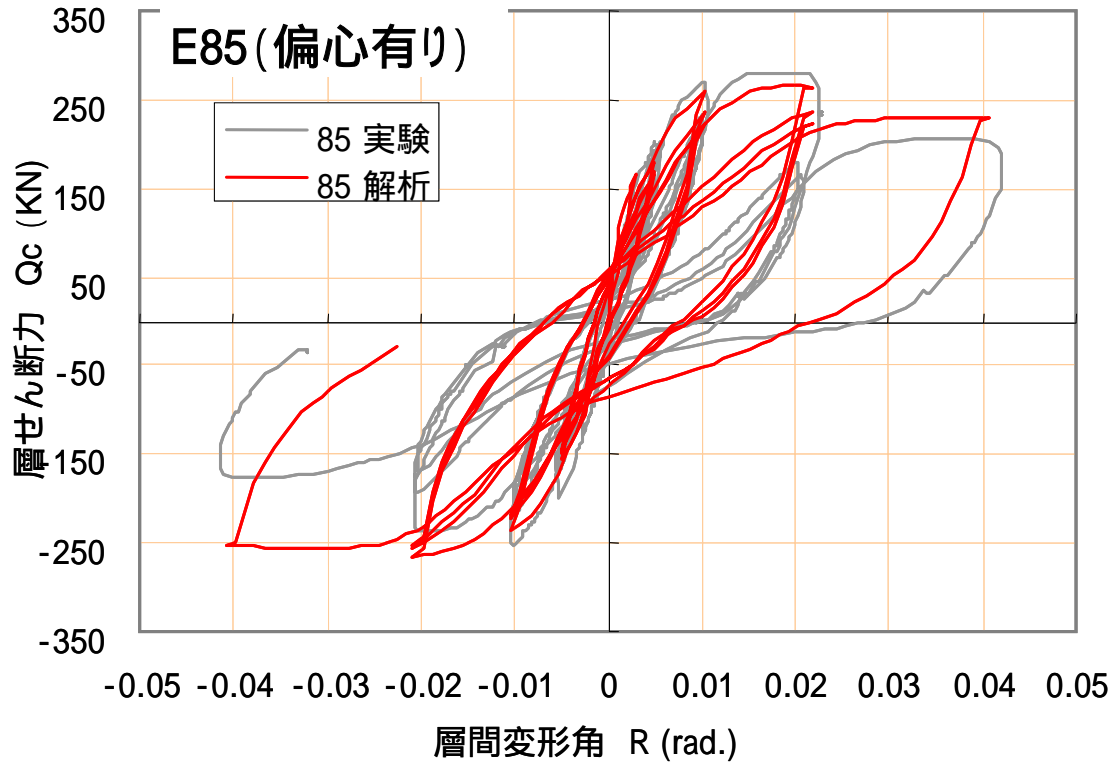
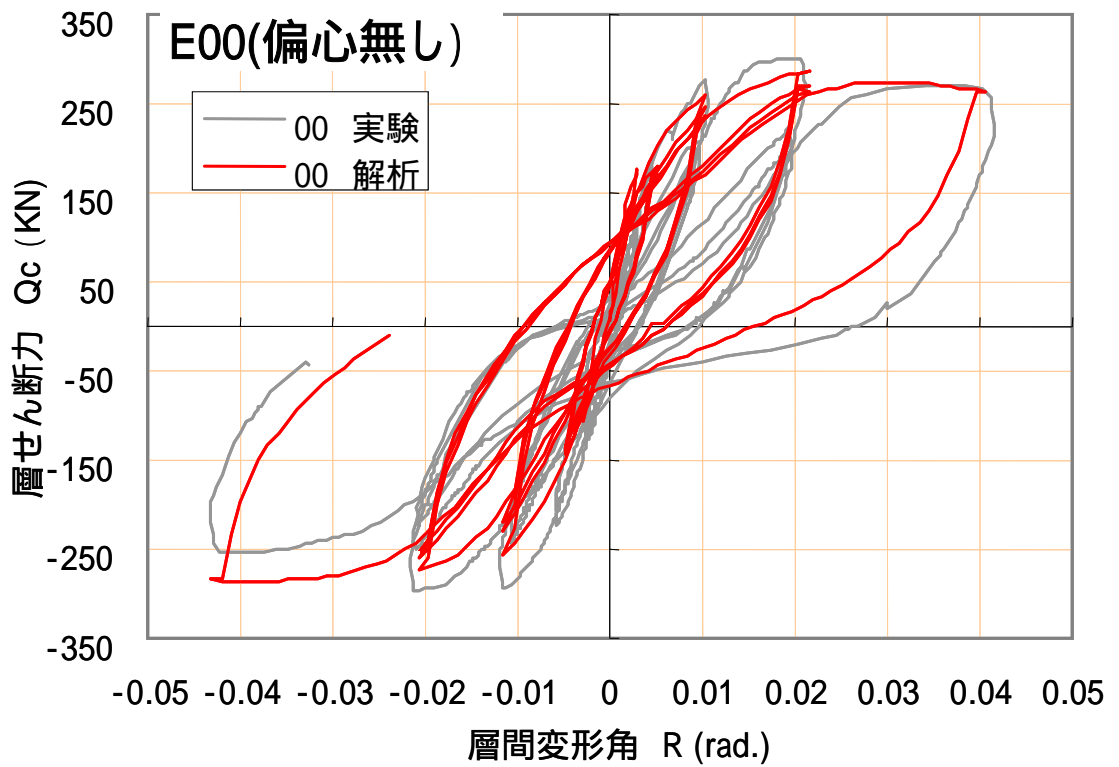


図 4.3.1 e00 の層せん断力 - 層間変形角関係

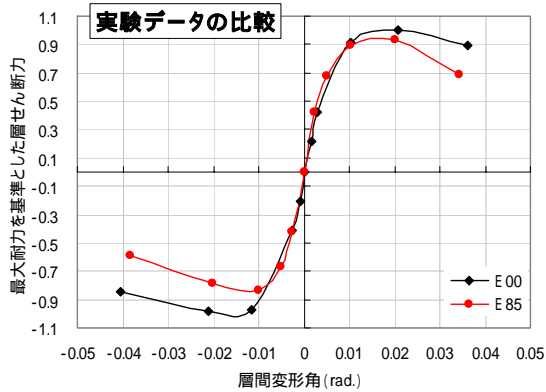


図 4.3.2 荷重変形関係包絡線 (実験)

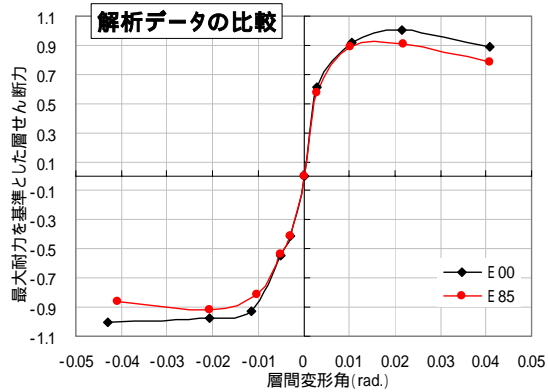


図 4.3.3 荷重変形関係包絡線 (解析)

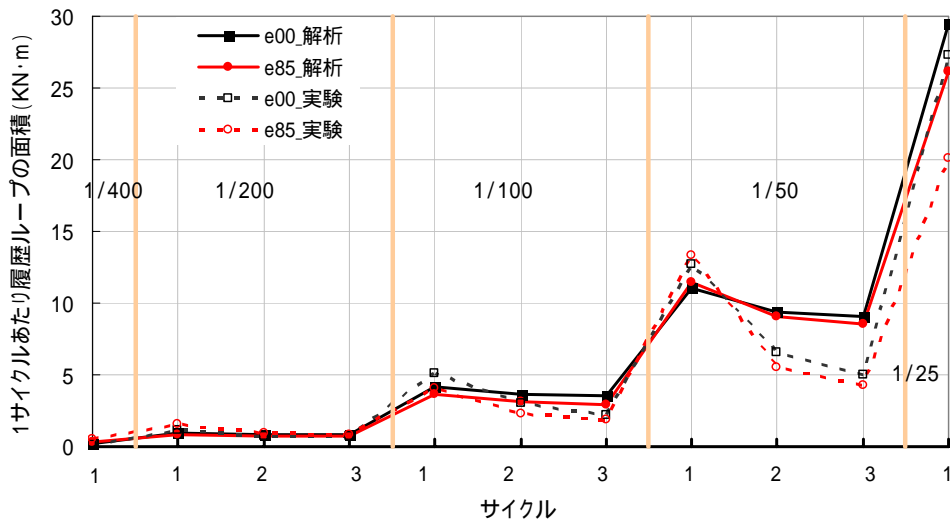


図 4.3.4 層せん断力 柱頭変位関係での1サイクルあたり履歴ループの面積

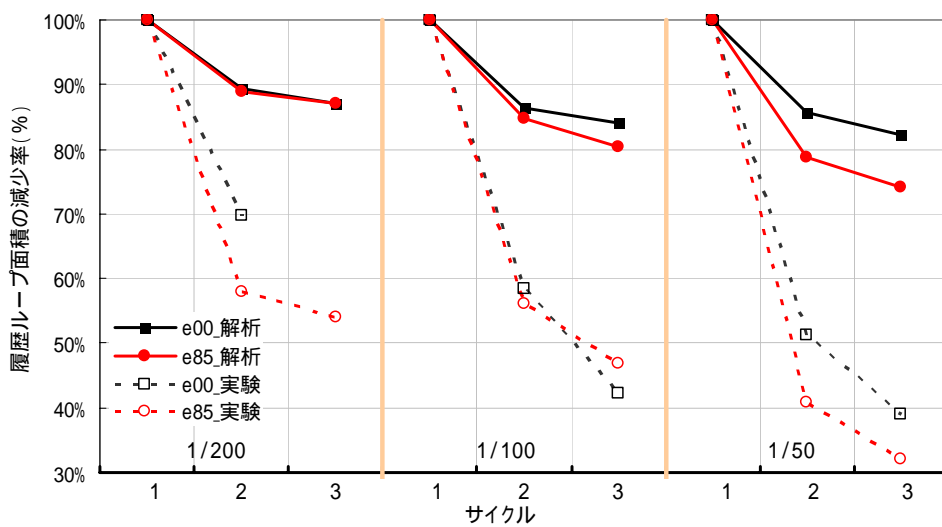


図 4.3.5 各サイクルにおける履歴ループ面積の低下率

4.4 解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態

4.4.1 圧縮（最小）主応力・主ひずみ分布

(1) 垂直断面における圧縮主応力・主ひずみ分布

荷重の増加と共に、接合部にはせん断変形が生じ、そして接合部内部には一般的に言われている圧縮ストラット機構、トラス機構により応力が伝達されると思われる。ただし、接合部内部の応力伝達は接合部変形の増加と共に複雑に変化していくと考える。そこで、本節では接合部の梁心を通るパネルおよび水平断面上で、層間変形角 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ の1回目ピーク時における圧縮主応力および圧縮主ひずみの分布について検討を行う。本項ではまずパネル上での検討を行う。図 4.4.2 に圧縮主応力分布を、図 4.4.3 に圧縮主ひずみ分布を示す。断面位置は図 4.4.1 に示す。

図 4.4.2 の $R=1/400$ 時においては、偏心無の $e00$ 、偏心あり $e85$ の梁心パネルでは両試験体共にほぼ同様な応力分布となっているように見える。 $R=1/400$ 時には最大耐力の約半分程度のせん断力となっており、接合部内部および梁、柱の曲げ圧縮域において応力ひずみがひずみ硬化域内に留まり、圧壊がまた生じていない（そのため、図 4.4.3 の圧縮主ひずみには $R=1/400$ 時について表示されていない）。パネル上の応力分布は次のような特徴を表わしていると考えられる。

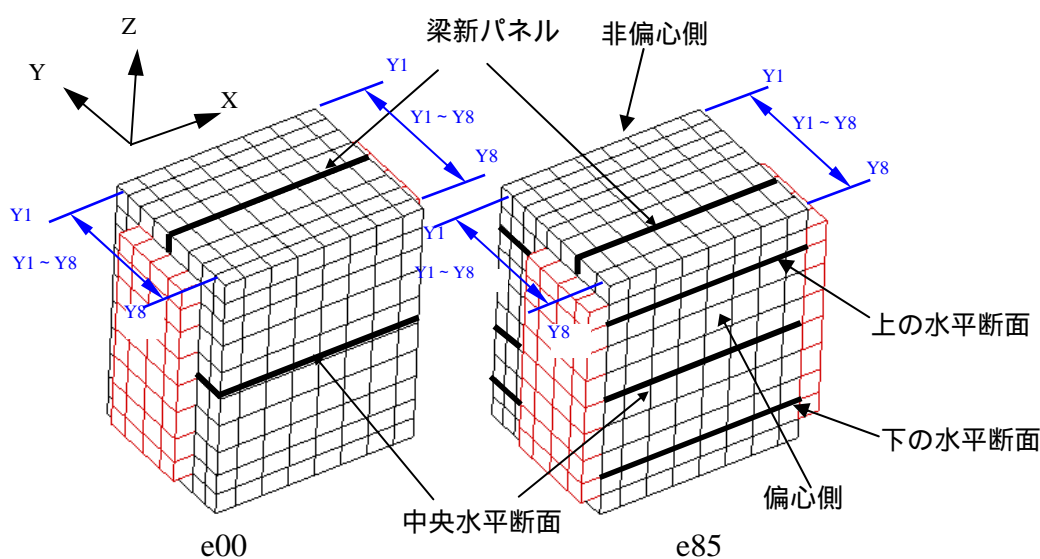


図 4.4.1 接合部の断面位置

(1).1 層間変形角 1/400 時

a. 圧縮ストラット機構による応力伝達

梁および柱は、曲げ圧縮を受ける接合部側の端部で曲げモーメントにより生じる圧縮応力度がもっとも高く現れている。左上の梁および柱端の曲げ圧縮域の圧縮応力は、接合部界面を通じて接合部の隅角部で合流し、圧縮主応力のベクトルが対角方向とほぼ平行するような合応力として現れる。反対側の右下の隅各部でも同様に応力が接合部内部で合流され、対角方向を示す合応力として現れる。このように梁および柱の曲げ圧縮域から伝達された応力が接合部内部で対角方向を示す圧縮応力として現れ、それによって対角方向への応力伝達機構、即ち圧縮ストラット機構による応力伝達を果たすと考えられる。

また、図には示されていないが、付着良好とした本章の接合部においては、圧縮ストラットは梁および柱端からの圧縮力、せん断力により形成される以外に、柱および梁主筋の付着力から接合部コンクリートへ応力が伝達され、ストラットコンクリートの応力成分に含まれていると考えられる。(それ以外にも、圧縮主応力には柱および梁からのせん断力の影響が含まれる。)

b. トラス機構による応力伝達

圧縮ストラットコンクリートは、接合部の隅角部を結ぶ対角線を中心に、応力度がもっとも高い楕円状の領域として現れる。この対角方向楕円状の応力度領域から遠くなるほど、応力度が次第に低下している。従って、曲げ圧縮域を結ぶ対角線に近いほど、圧縮ストラット機構による応力伝達が卓越すると考えられる。

逆に、その対角線から遠くなるほど、主筋からの付着力により形成される、概ね対角線方向を向くような斜め方向の応力伝達、即ちトラス機構による応力伝達が卓越すると考えられる。トラス機構による応力度はストラット機構による応力度よりかなり低くなっている。これは、ストラットコンクリートの応力は、梁および柱の曲げ圧縮域からの圧縮力による圧縮応力と、ストラット領域内主筋からの付着力による圧縮応力の足し合わせにより構成されているため、主にトラスコンクリート領域内主筋の付着力により構成されるトラス領域コンクリートの応力度より大きく現れると考えられる。また、鉄筋から伝達される付着力は、柱せい方向において一様な分布ではなく、引張力を受ける隅角部コンクリートには早期にひび割れが生じるため、付着力が小さくなり、従ってトラスコンクリートに伝達される圧縮応力度はさらに低下すると予想される。

(1).2 層間変形角 $1/200 \sim 1/100$ 時

荷重が更に加えられ、 $R=1/400$ から $1/200$ 、 $1/100$ のように変形が増大すると、圧縮ストラットせい、即ちストラット方向と直交方向の高応力度領域の長さ(図 4.4.2 中の楕円で囲まれた領域の短軸長さ)が次第に大きくなっていくことが確認される。この傾向は、偏心のない $e00$ と偏心ありの $e85$ ではほぼ同様になっている。これは、層間変形の増大に伴う接合部へのせん断力入力が増大によって、ストラットコンクリートの応力伝達負担が増え、その分高応力度による領域が拡大されるためであると考えられる。

また、圧縮ストラット域での応力度も増大されことから、 $R=1/100$ までは圧縮ストラットによる応力伝達の負担が増えることが考えられる。

ただし、偏心接合部の $e85$ はストラットほぼ全領域で応力度が順調に大きくなるように見えるが、偏心のない接合部 $e00$ は $R=1/200$ 時より、中央付近コンクリート要素の応力度が周辺より小さくなっていることがわかる。

そこで、図 4.4.3 に示す $R=1/200$ 時の圧縮主ひずみを見ると、同一位置でのコンクリート要素において、圧縮主ひずみが既に 1 軸圧縮強度時ひずみ $2000 \mu \sim 3000 \mu$ を越え始めており、 $R=1/100$ 時にはさらに大きくなっていることがわかる。圧縮ひずみが圧縮強度時ひずみより大きいことは、応力 - ひずみ関係が既にひずみ軟化域に入り、応力度が次第に低下していることを意味する。即ち、偏心無の $e00$ は繰返し載荷によって、 $R=1/200$ 時の比較的早い(最大耐力時の $R=1/50$ に比べると)段階に既に接合部中央コンクリートで圧壊が生じ始まることを意味する。

(1).3 層間変形角 $1/50$ 時(最大耐力時)

図 4.4.2 に示すように最大耐力の層間変形角 $1/50$ 時には、 $R=1/100$ 時よりストラット領域における応力度の増加は見られないが、ストラットせいは増大している。

$R=1/50$ 時の圧縮主応力コンターについて、色レベルを変更して図 4.4.4 に新たに示し、また、図 4.4.5 には圧縮主応力のベクトルも一緒に示す。図 4.4.4 の圧縮応力分布からは、両試験体共に高応力度の領域がパネルの広い範囲にわたって分布していることがわかる。また、最大耐力時において偏心のない $e00$ は圧壊によって破壊されたと考えられる中央付近コンクリートのベクトル方向が乱れており、応力度もその周辺より小さいことから、接合部内での応力伝達能力がこの時点で既に最大となり、従って柱梁接合部は最大耐力に達したと考えられる。

偏心接合部 $e85$ の梁心パネルでは、ストラット全領域においてベクトルが斜め方向を示している。偏心接合部 $e85$ の梁心パネルでの圧縮主応力およびベクトルの分布状態からは、

柱梁接合部が最大耐力となる原因が考えにくい。後の4.4.6節で述べる各パネルでの圧壊状況でさらに検討する。

(1).4 層間変形角 1/25 時 (最大耐力後)

最大耐力時の $R=1/50$ 以後、e00、e85 共に層間変形の増加に伴い耐力が低下していることが4.3節の荷重変形関係で示された。図4.4.2に示す最大耐力後の $R=1/25$ 時の圧縮主応力分布から、いずれの接合部もパネル中央付近から広範囲にわたって応力度が最大耐力の $R=1/50$ 時より著しく低下していることがわかる。また、図4.4.3では応力度が低くなる同一位置において圧縮主ひずみが著しく大きく現われていることがわかる。

即ち、 $R=1/50$ 時以後、いずれの接合部でもパネル中央から広範囲にわたって圧壊が生じており、それによって耐力が次第に低下すると考えられる。

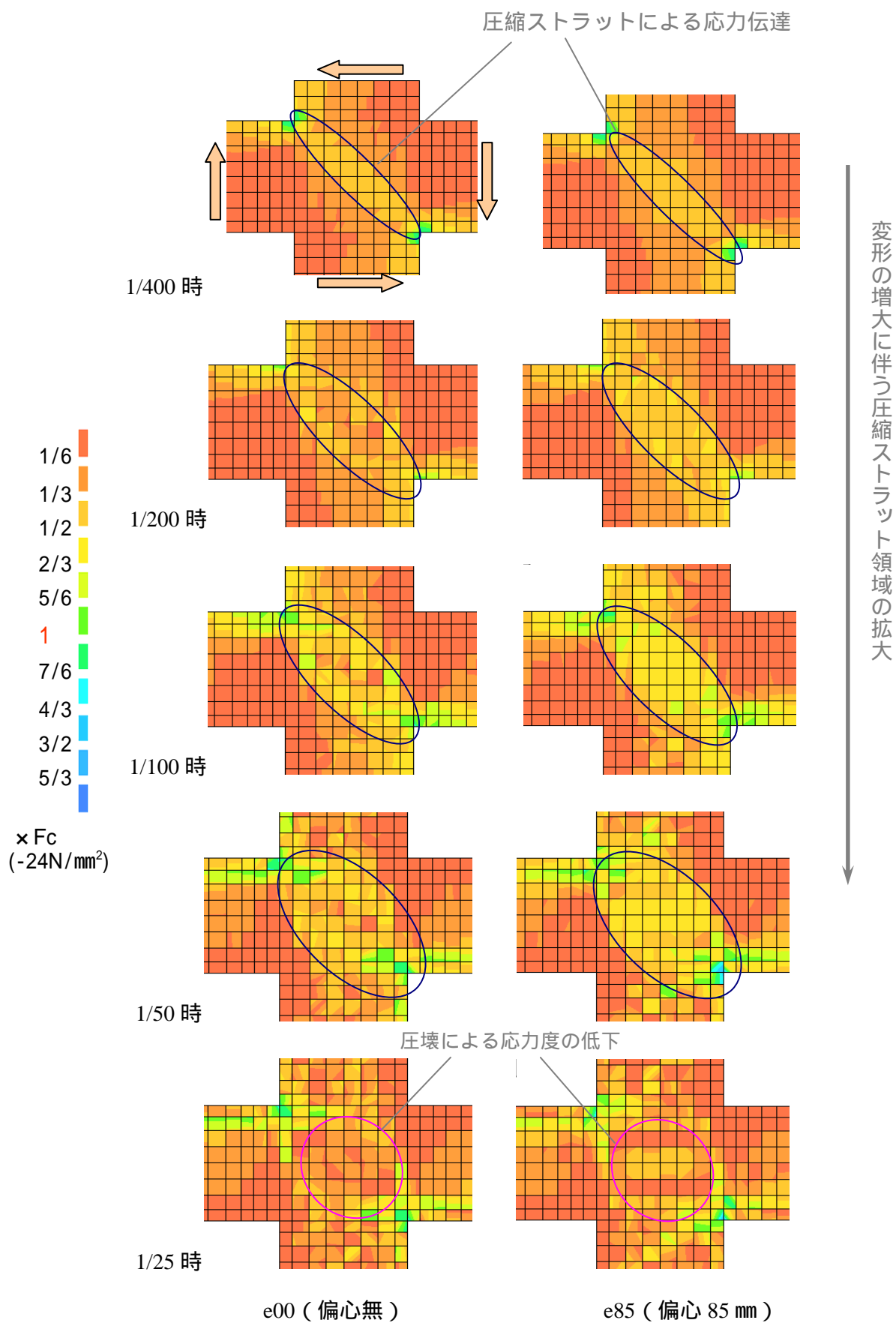


図 4.4.2 R=400 ~ 1/25 時における梁心パネルでの圧縮主応力分布

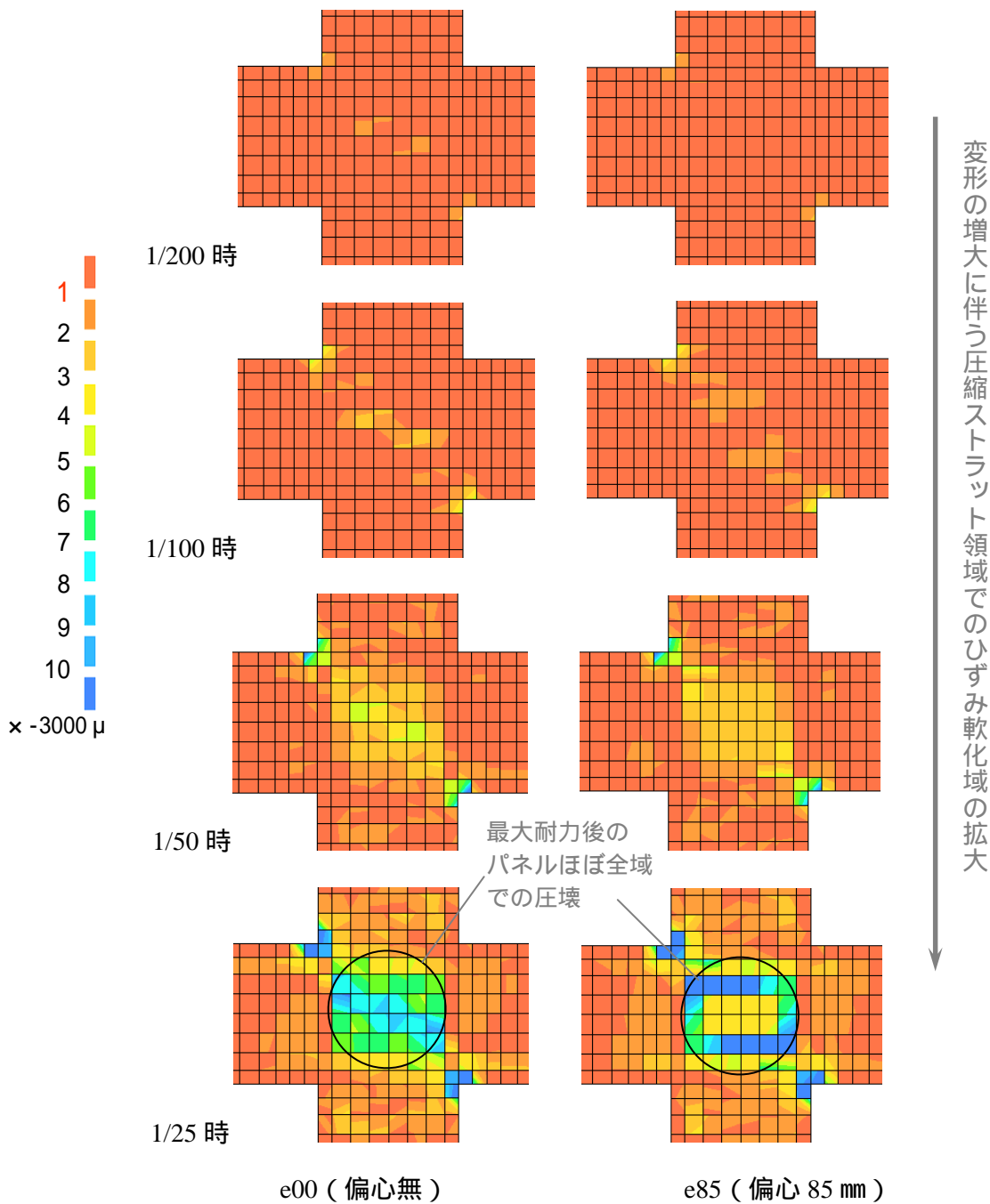


図 4.4.3 R=1/200 ~ 1/25 時における梁心パネルでの圧縮主ひずみ分布

圧壊によるパネル中央付近コンクリートの応力度の低下

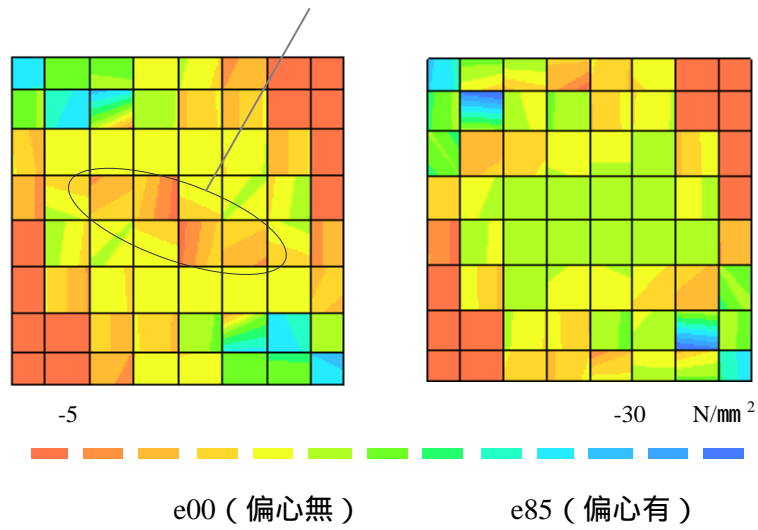


図 4.4.4 縦方向(Y面)の圧縮主応力の分布(R=1/50)

圧壊による
圧縮主応力ベクトル方向の乱れ

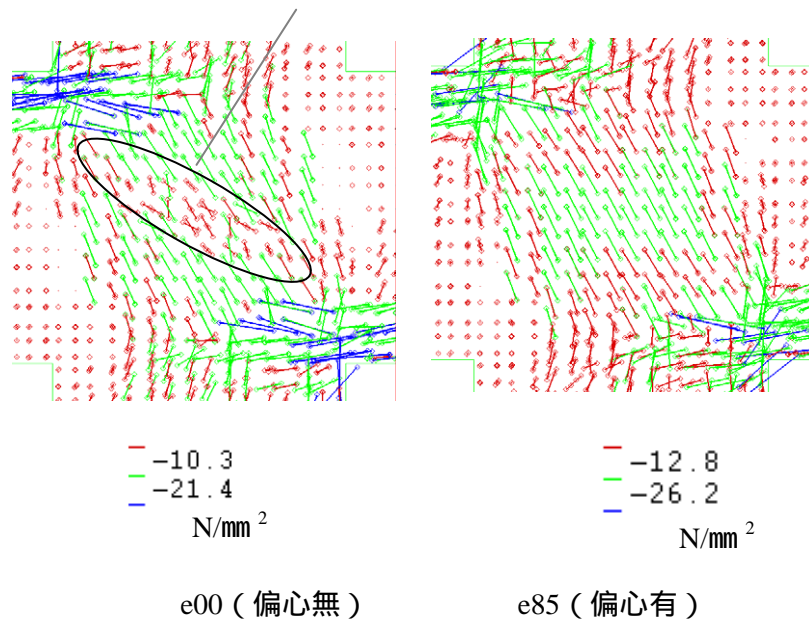


図 4.4.5 圧縮主応力(Y面)のベクトル(R=1/50)

(2) 水平断面における圧縮主応力・主ひずみ分布

(2).1 3次元解析の意義

(1)項の接合部梁心パネルでの圧縮主応力および圧縮主ひずみ分布では、荷重の早期段階から圧縮ストラットによって応力が伝達されることについて示し、最大耐力に達する以前に接合部内部の圧縮主ひずみが最大強度時ひずみを超えひずみ軟化域に入り、それによって応力伝達能力が接合部の中央から低下し始まる（偏心のないe00の場合）などについて述べた。また、最大耐力時の偏心のないe00は、接合部内部での応力伝達の能力が最大となることによって接合部が最大強度に達するとの見解を示した。

ところが、これらはいずれも梁心付近のパネルにおける応力ひずみ状態を示したものであって、本研究のように3次元におけるFEM解析モデルのような試験体においては、接合部の各パネルにおける応力・ひずみ状態についても検討しなければならない。このことは、前項で示したように、偏心接合部e85の梁心パネルでの応力ひずみ状態より、せん断耐力時のせん断抵抗機構が把握しにくい点からも、その必要性が訴えられている。

そこで本項では、接合部の水平断面上における応力およびひずみ分布に関する検討を行い、今までの2次元FEM解析ではできなかった接合部の幅方向の分布が力学的挙動に及ぼす影響に関する基礎的な見解を示す。

(2).2 結果の検討

図4.4.6および図4.4.7に最大耐力時（ $R=1/50$ ）における接合部の上、中央、下の位置にある水平断面での圧縮主応力および圧縮主ひずみ分布を示す。各断面の位置は図4.4.1に示す。

図4.4.6および図4.4.7では、偏心無しのe00、偏心有りのe85共に、圧縮主応力および圧縮主ひずみの分布において、上の断面の左側と梁端の領域で高い応力度とひずみ度を示していることがわかる。これと対照的に、下の断面では右側において高い応力度とひずみ度を形成しており、上の断面とほぼ逆対称な分布形状となっている。上下断面の中間位置にある中央断面では、ほぼ柱せいの全域にわたって圧縮主応力が分布しており、圧縮主ひずみは中央付近で高くなる傾向を示している。

このように、パネル上での対角方向の圧縮ストラットと同様に、接合部内の各水平断面での応力・ひずみ分布からも圧縮ストラットによる応力伝達が確認される。

また、圧縮主応力分布では、いずれの試験体も接合部の上下断面において応力度が中央断面より高い値として分布していることがわかる。これについて、次のように考える。

上の断面の場合、柱および梁の曲げ圧縮域を中心に応力が接合部に伝達されるため、水平断面から見れば柱の曲げ圧縮域での応力度がもっとも高く現われている。接合部内部では、対角方向に従って伝達される応力は、接合部の内部にいくほどその領域が広がり、接合部中央断面上でもっとも広い範囲の伝達領域を形成している。そのため、柱および梁の曲げ圧縮域から接合部隅角部の狭い領域に流れ込んだ圧縮応力は、接合部内部への移行に伴い次第に応力伝達領域が拡大し、従って中央断面における応力度の値が隅角部より低くなっている。

また、接合部隅角部の応力度が内部より高い値になっているにもかかわらず、コンクリートの圧壊が内部で先行され、内部での応力伝達能力が低下することにより最大耐力となることが、パネルでの応力・ひずみ分布の検討でも示された。これに関して次のように考える。

接合部隅角部のコンクリートは、柱および梁からの圧縮応力を受けて2軸圧縮応力状態に置かれているため、有効圧縮強度がより高く現われる。接合部内部では圧縮ストラット方向と直交する方向に作用する引張応力により載荷の早期段階からひび割れが生じ、最大耐力時にはひび割れの拡幅によりストラットコンクリートの有効圧縮強度が著しく低下すると考えられる。従って接合部内部で圧壊が先行されると考えられる。

また、偏心のない e00 の接合部ではいずれの断面でも柱の全幅上で応力が伝達されているが、偏心接合部の e85 は偏心側にある梁幅内で高応力度の領域を形成しており、偏心側に偏って応力が伝達されている。同時に、非偏心側では応力度の低い領域が現れ、この領域での応力伝達能力は著しく低下していることと考えられる。偏心接合部の偏心側での応力の偏在伝達が最大耐力に及ぼす影響について次のように考えている。

高応力度領域が偏心側に偏って集中的に現れることは、偏心側での圧壊が偏心のない接合部よりも早い内に生じ、最大耐力時の抵抗機構も早い内に形成されると考えられる。また、圧縮主ひずみも偏心側で大きく現れることから、圧壊が偏心側で先行すると考えられる。接合部コンクリートの圧壊性状に関しては、4.4.6 節で述べる。

応力が偏心側に集中して伝達すると同時に、非偏心側では応力をほとんど伝達しない領域が形成される。これは、有効に応力を伝達する領域が減少し、それによって伝達される応力の合力も減少することを意味する。その結果として、せん断耐力が小さく現れると考えられる。

また、偏心のない e_{00} は接合部の中央で応力度は小さく、ひずみ度は大きく現れていることがわかる。これは(1)項でのパネル上における応力分布からも示したように、繰返し載荷によって接合部内部で圧壊が先行して生じたためと考えられる。

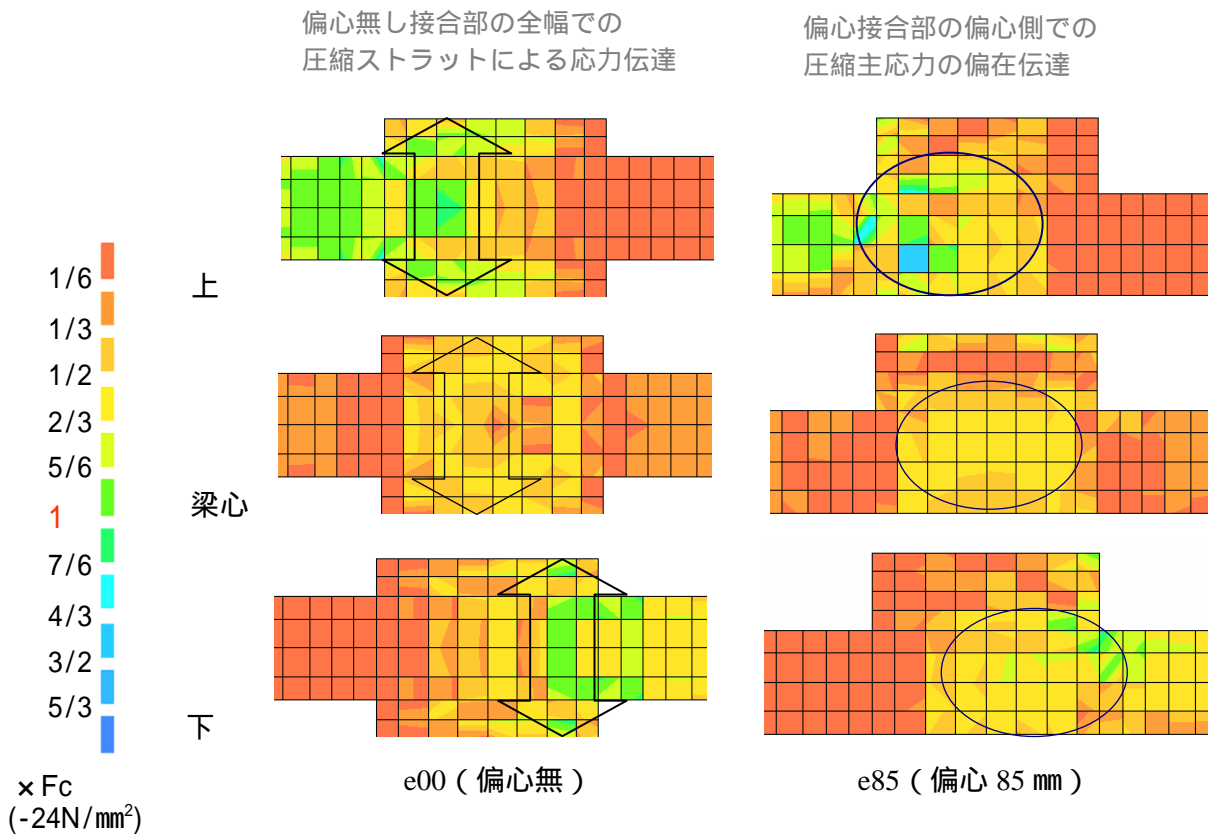


図 4.4.4 R=1/50 時における接合部水平断面での圧縮主応力 分布

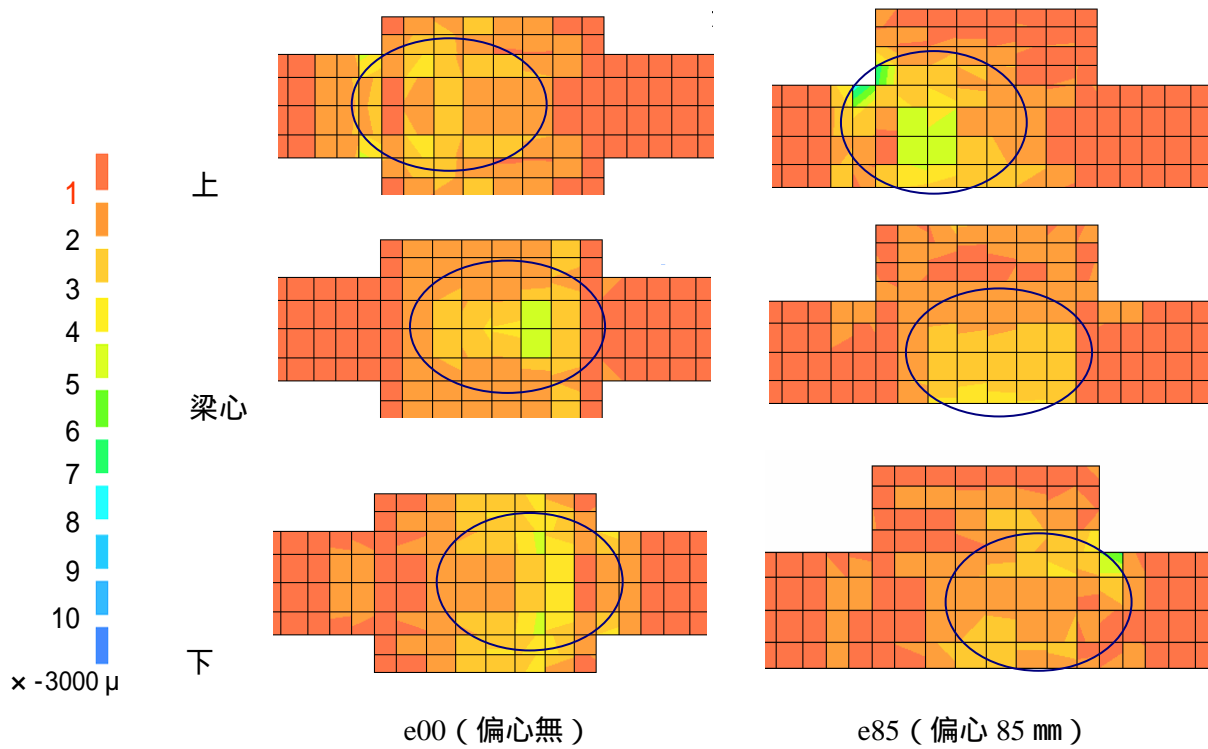


図 4.4.5 R=1/50 時における接合部水平断面での圧縮主ひずみ 分布

4.4.2 ひび割れ状況

(1) ひび割れの 3 次元表現

(1).1 クラックひずみ

本研究での FEM 解析では、分布ひび割れモデルにより、コンクリートのひび割れ発生を表現している。そのため、ひび割れ幅を直接用いるのではなく、ひび割れが要素内一部領域で均一に生じると仮定した上で、平均引張ひずみを用いて表現する。ひび割れ後の応力ひずみ関係に用いるひずみは図 4.4.8 に示すように、ひび割れ面に直交する方向の平均引張ひずみから、ひび割れ強度時ひずみを引いて得られた値をクラックひずみ ϵ_c とする。このひび割れ面に直交する方向の応力 - ひずみ関係は引張軟化曲線により表現されるが、解析結果に及ぼす要素寸法の依存性を解消するために、応力 - ひずみ曲線の形状は曲線下の面積 (エネルギー) がコンクリートの破壊エネルギー G_F に一致するようにして決められる。

そのため、ひとつのコンクリート要素においてひび割れの発生状況を検討するには、クラックひずみ ϵ_c と要素の大きさにより予測することができる。複数の要素分割によって構成される部材の場合は、各要素において独立に評価することではなく、実際にひび割れが発生する傾向を把握した上、ひび割れ間隔や隣接するひび割れの方向との繋がりなども考慮しなければならない。このような分布ひび割れモデルによるひび割れの表現手法については、最近では佐藤ら^[4.12]によって、鉄筋とコンクリート間の付着挙動と応力再分配を考慮することによりひび割れ幅を求める手法が開発されている。

また、試験体におけるひび割れの発生部位、ひび割れ間隔を仮定した上で、ひび割れ幅 L を次式により略算する方法も考えられる。

$$L = \int \epsilon_1 dL_c \quad (\text{式 4.4.1})$$

ここで、 ϵ_1 : 平均引張ひずみ

L_c : ひび割れ間隔, 1 要素の場合は要素の等価長さ

(1).2 クラックひずみによるひび割れの 3 次元的表現

本研究では、接合部および接合部周辺コンクリート要素がほぼ等しい大きさで分割されていることから、クラックひずみを用いてひび割れの発生状況を把握することにした。ひび割れをよりリアルに近い状態で表現するために、ひび割れ面の方向およびクラックひず

みの大きさを、要素内の積分点あるいは中央で表現する手法を用いる。積分点で表現する場合は、積分点でのクラックひずみを用い、要素の中央点で表現する場合は、ひび割れが発生したと判断される積分点のクラックひずみの平均値を用いる。ひび割れ面の方向については図 4.4.8 のように、円盤を用いて、円盤の法線がクラックひずみ（最大主ひずみ）のベクトル方向と一致するようにして表す。また、ひび割れ幅の大きさの程度はクラックひずみにより把握でき、円盤の色レベルを用いて表現する。円盤の大きさ（直径）はひび割れの幅や長さに関係なく、視覚的に見やすいようにして決める。

ひび割れを 2 次元の平面で表す場合、円に見える場合は平面とひび割れ面が平行していることを示し、線のように見える場合はひび割れ面が平面に対して直交していることを示す。また、ひび割れ面が平面に対して斜めの角度で傾いて生じている場合は楕円のように見られることになる。即ち、円のように見えるほど、平面と平行する傾向を示し、細い線状のように見えるほど、平面と直交するようにひび割れが生じていることを意味する。

また、ひび割れ円盤とコンクリート要素の表面との交線により、主にひび割れの角度を表現する手法も用いられる。ただし、この場合はひび割れが概ねパネルに直交することを条件とする。

(2) ひび割れ発生状況

図 4.4.9 および図 4.4.10 に偏心のない e00 と偏心接合部 e85 の層間変形角 1/400 時におけるひび割れの発生状況を、試験体の要素層（垂直断面）ごとに展開して示す。

R=1/400 時のひび割れ発生状況は、両試験体には大きな差は見られなく、ほぼ同様な傾向となっているように見える。「ほぼ同様な傾向」と考えられるところを、次のように示す。

梁は引張力を受ける梁端で曲げひび割れが発生しており、梁の内部に行くほど、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れとして現れている。曲げひび割れは接合部に近い領域ほど、梁内部に深く伸展しており、付け根コンクリートでは、中立軸を越え梁高さの約 0.75 倍のところまで開口している。また、梁付け根付近の曲げひび割れ幅がもっとも大きい値となっていることから、試験体にひび割れが生じ始まる層間変形の小さい時には、曲げひび割れの開きが卓越すると考えられる。また、接合部以外の柱には軸力の影響もあることから、ひび割れがほとんど生じていない。

接合部内部には中央から幅広くせん断ひび割れが発生している。中央ほど、対角方向を示す斜めのせん断ひび割れが明瞭に現れている。接合部内部では、梁曲げ圧縮域に近い接合部隅角部でひび割れ幅がもっとも大きくなり、中央に行くほど、幅が小さくなって

いる。これは、最大耐力時のように層間変形の大きい範囲では、接合部中央部で斜めのひび割れが大きく開く場合と異なる傾向となっている。

接合部内部では、梁幅内でひび割れがもっとも広い範囲で発生しており、また、梁幅内の各パネルではほぼ同程度のひび割れ分布状態となっている。ただし、偏心接合部 e85 は、偏心面パネルのひび割れ幅が内部より若干大きくなっているように見える。

接合部の表面でのひび割れ発生状況は内部と大きく異なる。梁幅外の柱部分のパネルでは、梁幅内よりひび割れの幅が著しく小さくなっていることがわかる。また、外側に行くほどひび割れ幅が小さくなり、ひび割れた領域の面積も減少している。例えば、偏心接合部 e85 では梁幅の範囲内にある偏心面でひび割れがもっとも大きく開いているのに対して、非偏心面ではひび割れがほとんど発生していない。また、e00 場合も接合部内部と違って、接合部表面には中央の一部領域でひび割れが小さい幅を持って開いていることがわかる。このように、表面からひび割れが観察される程度であっても、接合部内部では広範囲にわたって、ひび割れが大きく開いていると考えられる。

以上は両試験体のほぼ共通するところであるが、接合部表面でひび割れを観察すると、偏心接合部の偏心面でのひび割れが偏心のない接合部の表面より大きくなることや、非偏心面ではひび割れ発生がかなり遅れて発生することなどの e00 と e85 との違いが見られる。

ただし、以上で述べたのはひび割れが生じ始まる $R=1/400$ 時の結果あり、変形がさらに進んで最大耐力に近づくと、接合部の内部と外面でのひび割れ状況や、接合部パネルの中央と周辺でのひび割れ状況は以上に述べた結果と大きく異なると思われる。

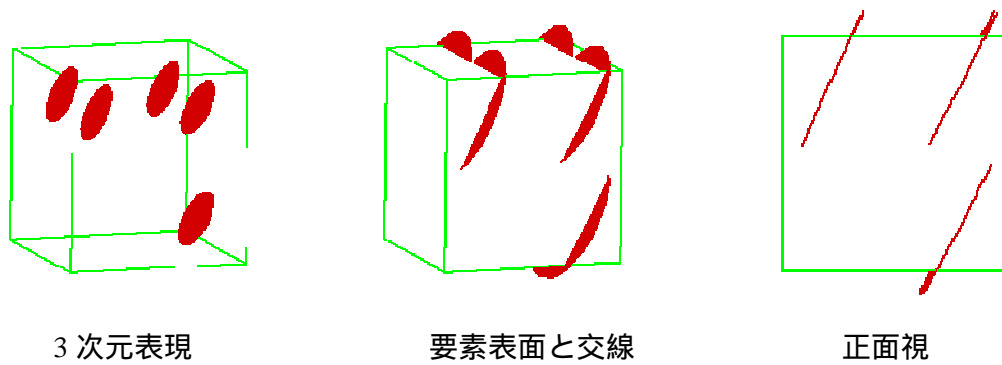
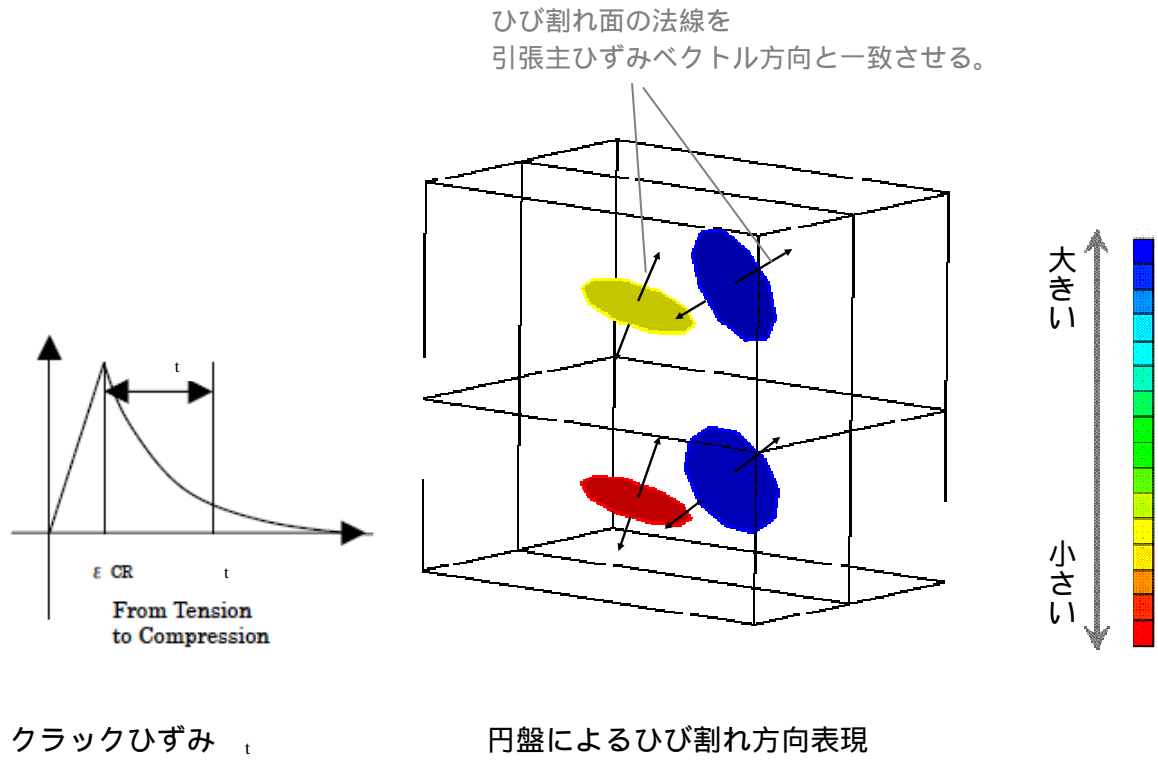


図 4.4.8 クラックひずみ ϵ_{CR} によるひび割れ表現

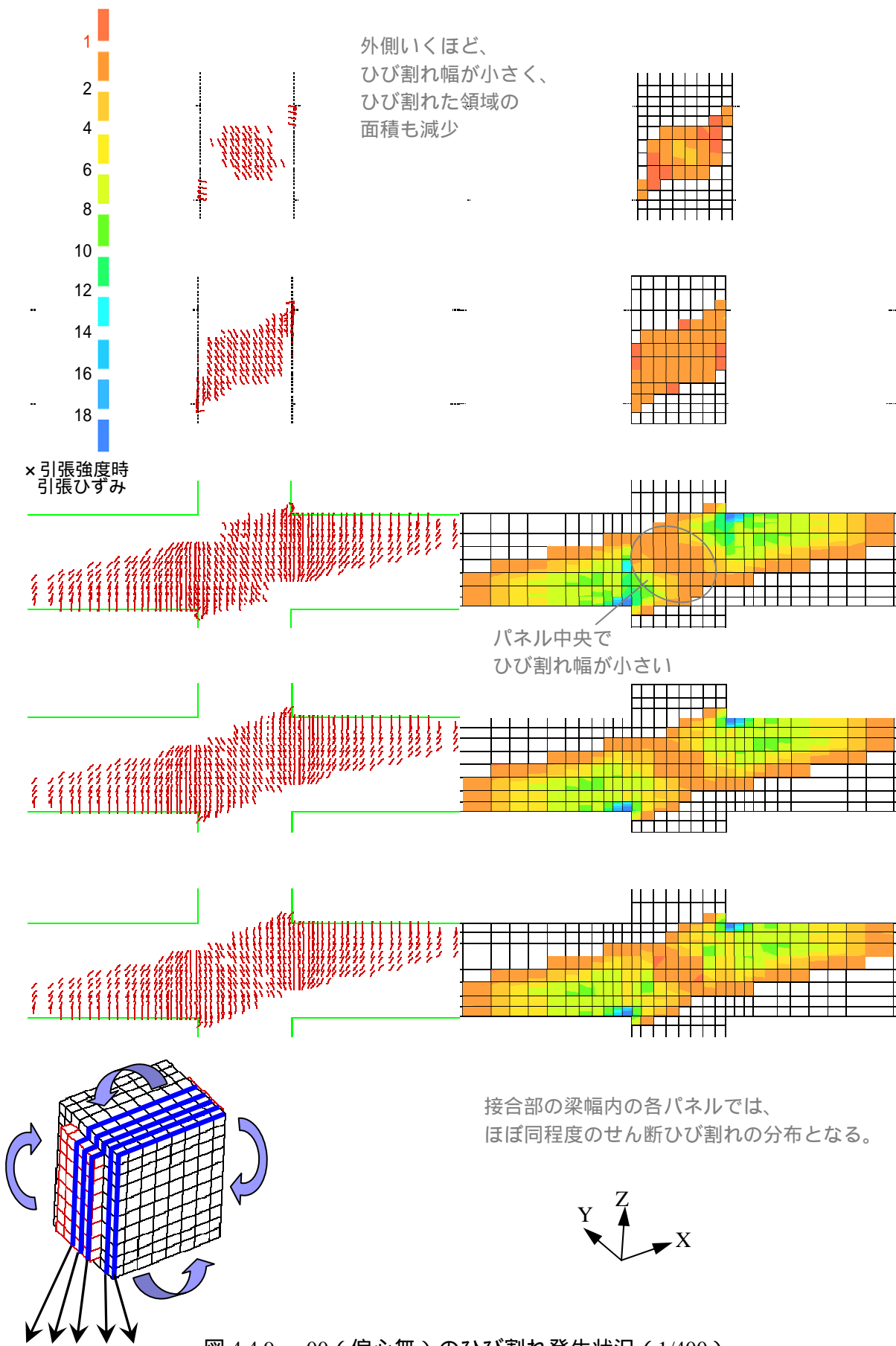


図 4.4.9 e00 (偏心無) のひび割れ発生状況 (1/400)

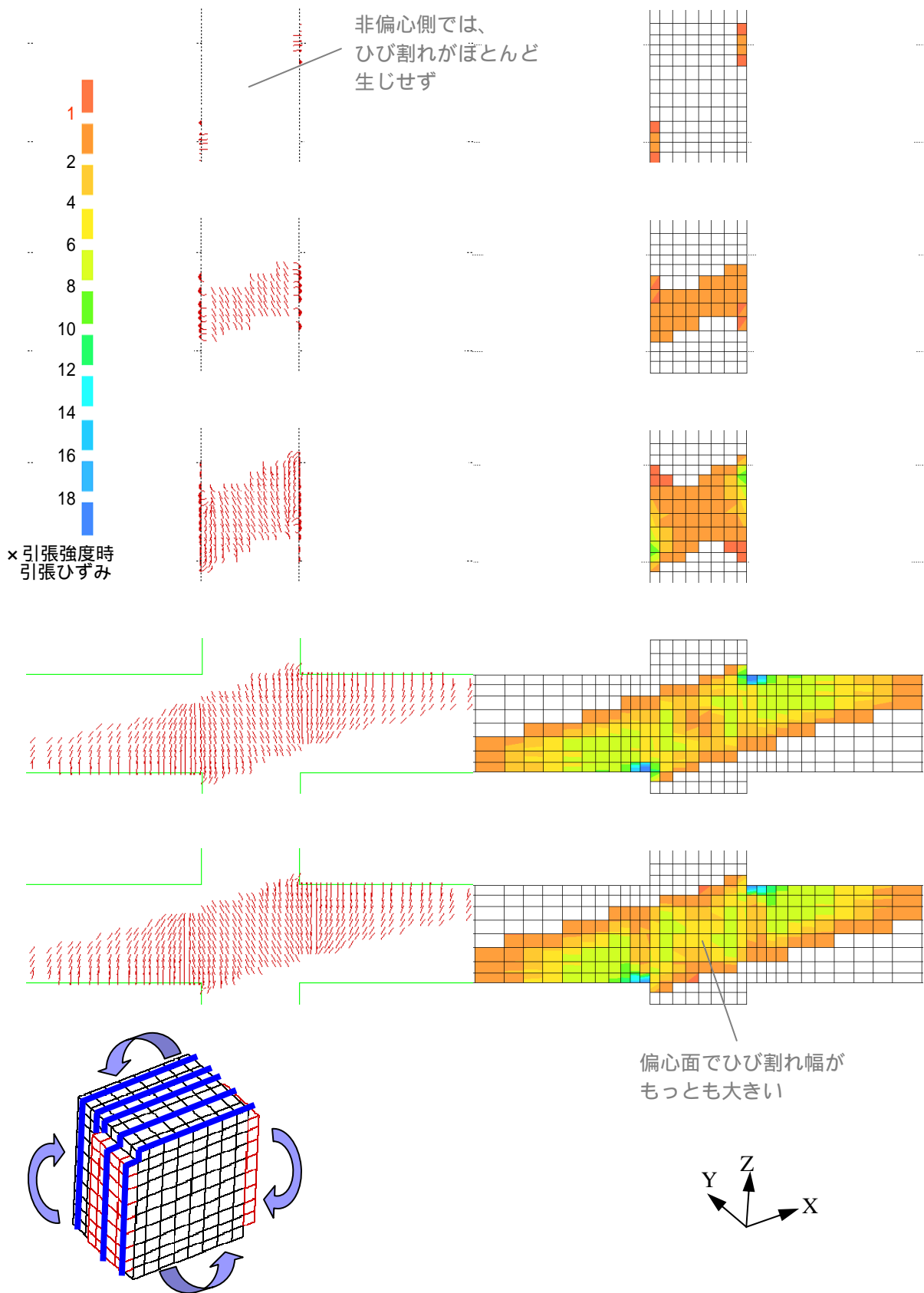


図 4.4.10 e85 (偏心有) のひび割れ発生状況 (1/400)

4.4.3 偏心接合部の捩り変形

(1) (相対)捩り角

円以外の断面を持つ真直棒に捩りモーメントが作用すると、部材の各断面は剛体的に回転するだけでなく、軸方向にも変形を生じることによって平面ではなくなる^{【4.13】}。本研究では主に捩りモーメントが試験体架構のせん断強度に及ぼす影響を検討することを目的とし、軸方向の変形が試験体のせん断強度に及ぼす影響が比較的小さいと考え、部材断面の剛体的な回転変形のみを検討対象とする。材料力学^{【4.13】}では単位長さ当たりの断面の剛体的な回転角をねじれ角として定義している。本研究では、このようなねじれ角の定義に基づき、結果分析の便利性を考慮した上、試験体架構の中央部位に当たる柱梁接合部の中央断面に対する柱および接合部の各断面の回転角を相対捩り角として定義を行う。もちろん接合部の中央断面は、捩り変形が逆対称する境界面であるため、相対回転は生じない。

捩れ変形に対してこのような相対捩り角の定義を行うと、捩り変形が生じなくても相対捩り角は存在する場合がある。例えば、柱頭および柱脚で捩れ拘束をしない場合において、捩れ変形は主に接合部内部で生じると考えられるが、柱断面の相対捩り角は接合部の最大捩り角とほぼ同様になる。また、接合部中央断面には捩りモーメントによる捩り変形が存在するにもかかわらず、相対捩り角はゼロとなる。相対捩り角を用いると、相対捩り角の変化が見られる場合のみに捩りモーメントによって断面が回転変形することになる。

(2) 結果の検討

本章では相対捩り角（以下、捩れ角と略称）に対して、図4.4.12に示すように、部分の節点のY方向における変位により偏心側および非偏心側の柱面における回転角として計算する。e00では捩り変形が見られないため、e85の偏心面と非偏心面の捩れ角のみを柱軸心方向に沿って求め、その分布を図4.4.13に示す。

図4.4.13では、偏心面、非偏心面ともに接合部内部で捩り角がほぼ線形的に変化し、柱では捩り角がほぼ一定の値となっていることがわかる。これは、捩り変形はほとんど接合部内部で生じ、接合部領域以外の柱面では捩れによる変形がほとんど生じていないことを示す。偏心接合部の捩りモーメントは主に梁せいの範囲内に挟まれた接合部内で集中的に生じ、それにより生じる捩り応力が接合部のせん断応力に累加され、偏心接合部の耐力低下の原因の一つにもなると考えられる。

また、接合部の偏心側の捩り角は非偏心側より若干大きくなっているが、その差は捩り角に比べて小さいため、偏心側と非偏心側での捩り変形により生じる力学的挙動はほぼ同程度であると考えられる。

4.4.4 接合部のせん断変形角

柱梁接合部は、その周辺に面している柱、梁および接合部内主筋との付着によりせん断力が入力され、せん断変形を引き起こす。柱および梁幅が異なる場合、梁からは梁幅の範囲内でせん断力が接合部に入力されるため、接合部においては梁幅内と梁幅以外の領域でのせん断変形が多少異なると考えられる。また、せん断力の増加と共に接合部にはひび割れが発生し、それによって接合部の各パネルにおけるせん断変形も異なると考えられる。

本論文では、図 4.4.11 に示すように接合部パネルが変形した場合の角度変化をせん断変形角として定義する。本節では最大耐力時の接合部内各パネルのせん断変形角を求めて接合部幅方向に展開して図 4.4.14 に示す。

図 4.4.14 からは、偏心のない接合部 e00 では、梁幅内パネルのせん断変形が梁幅外の柱部分でのせん断変形より若干大きくなっているが、その差は非常に小さい。それに対して、偏心接合部 e85 は、偏心面でもっとも大きいせん断変形角として現れ、非偏心側にいくほどせん断変形角がほぼ直線的な勾配で小さくなり、非偏心面では偏心面の約半分以下に減少している。このようなせん断変形の分布は、偏心面でせん断破壊が先に生じる可能性があることを示している。

また、偏心接合部のせん断変形角の勾配は、捻り変形の影響によるものと考え、偏心面および非偏心面の捻り率の平均値を用いて捻り変形により生じるせん断変形角を求め、またそれを偏心接合部のせん断変形角から除いて図 4.4.14 に破線でプロットした。捻り変形によるせん断変形角を除いた後のせん断変形角は e00 との差が縮まることから、せん断変形は捻り変形、即ち捻りモーメントの影響によるという考えの妥当性が示されている。

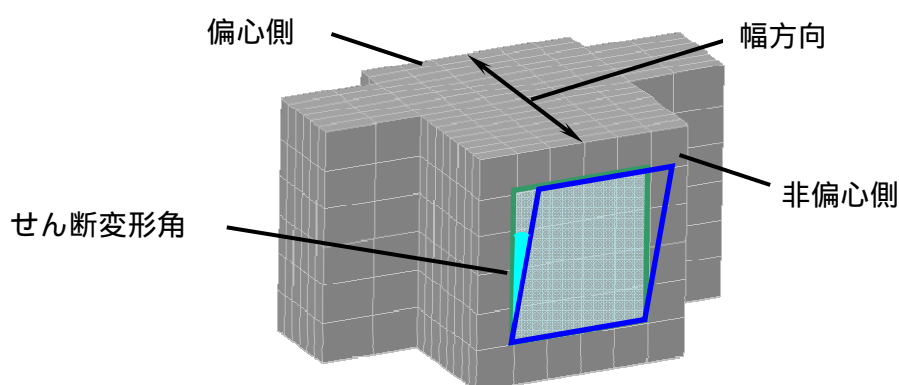


図 4.4.11 接合部パネルのせん断変形角

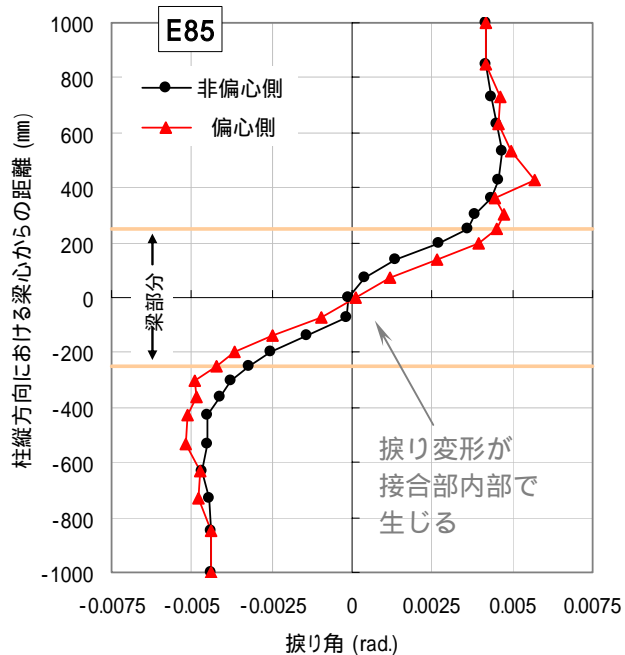
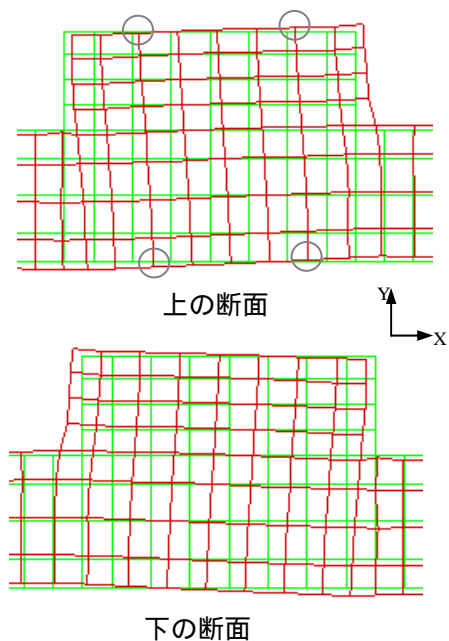


図4.4.12 e85接合部断面の捩り変形(10倍) 図4.4.13 柱縦方向における捩り角(R=1/50)

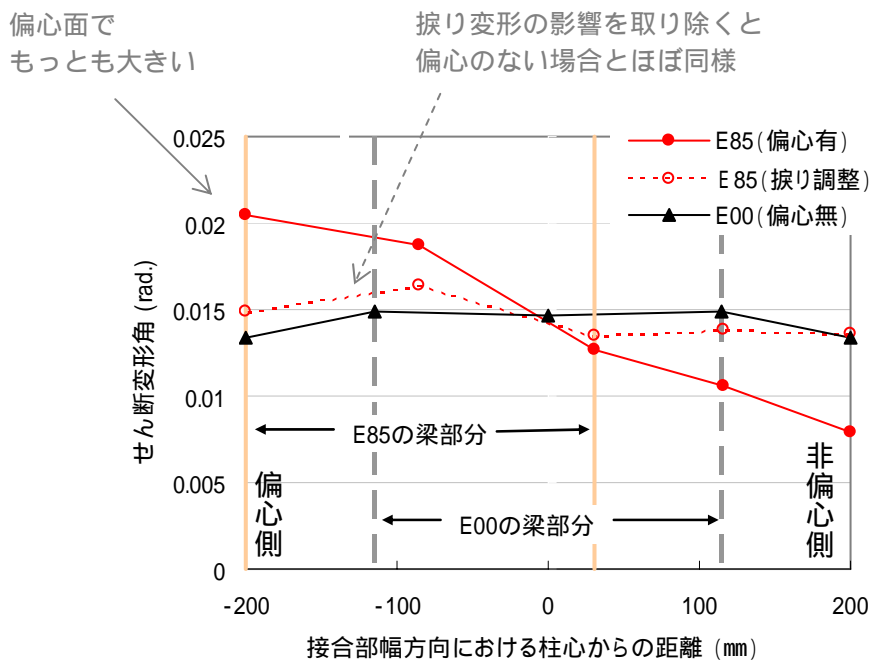


図 4.4.14 接合部幅方向のせん断変形角分布(R=1/50)

4.4.5 接合部の圧壊性状

(1) 3軸応力状態でのコンクリートの破壊^{【4.15】}

1 軸応力の場合、コンクリートが圧縮強度や引張強度に達したことにより、一般的に圧縮破壊、引張破壊として定義される。コンクリートが多軸応力下に置かれる場合には、コンクリートの強度は応力状態の関数であって、互いに独立な引張強度・圧縮強度・せん断強度によって推定することができない。例えば、1 軸圧縮強度が F_c で純せん断強度が $0.08F_c$ のコンクリートは、 $0.5F_c$ の圧縮応力のもとでせん断応力を増加させていくと、せん断応力がほぼ $0.2F_c$ のとき破壊するであろう。従って、コンクリートの強度は応力状態の種々の成分の相互作用を考慮することによってのみ正しく決定できる。

3 軸応力状態にある破壊基準の定式化には、まず破壊の定義を統一しておかなければならない。降伏、ひび割れの発生、最大耐力、変形の限界などの基準が破壊の定義に用いられている。一般的に、コンクリートの破壊は、引張型と圧縮型に分けられる。引張破壊は、大きなひび割れの形成とひび割れに垂直な方向のコンクリートの引張強度の消失によって定義される。圧縮破壊は、多数の小さなひび割れが発達し、コンクリートはその強度をほとんど失う。

コンクリートの実際の挙動と強度は極めて複雑であり、多くの要因、例えば骨材やセメントペーストの物理的機械的性質、荷重の特性、などに依存する。従って、実際に適用するための簡単な数学モデルを作るには、徹底的に理想化することが重要である。ひとつの数学モデルによってすべての条件に対するコンクリートの強度を完全に表現することはできない。考えている問題にとって重要な性質を表現しているものであれば、より簡単なモデルあるいは基準を用いるべきである。本研究の解析プログラムで用いた 4 パラメータ Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面（第 4 章で引用）や 5 パラメータ Willam-Warnke 破壊曲面（第 5 章で引用）もその例であり、1~5 パラメータの数多くの破壊基準が既に提案されている。

(2) コンクリートの圧壊性状

(2).1 本節における圧壊の基準

4.4.1 節では、圧縮主ひずみに関する検討において、圧縮主ひずみが圧縮強度時ひずみ $2000\mu \sim 3000\mu$ を超える場合に、応力・ひずみがひずみ軟化域に入ることによって、応力度が低下し、層間変形の増大と共に圧壊が生じ始めまる、などについて述べてきた。しかし、圧縮主ひずみが圧縮強度時ひずみを超えても圧縮応力がすぐに急激に低下しているわ

けでもない。例えば補強筋効果が大きい場合にはひずみ軟化域の勾配が緩やかになることにより、圧縮ひずみがさらに大きくなっても応力が有効に伝達しうる。建築では圧壊は、材料あるいは部材が圧縮力を受けて破壊し押し潰されることとして定義されているが、定量的な基準などについては示されていない。

そこで、本節では、柱梁接合部での破壊状況について検討することを目的とし、接合部コンクリートの圧壊についてひとつの基準を設けて結果処理を行うことにした。平面柱梁接合部では、幅方向の応力成分が小さく無視できるため、基本的に2軸応力状態に置かれると考えることができる。また、柱梁接合部の横補強筋による接合部強度上昇効果がほとんど期待できないとの見解^[4.14]も示されている。このようなことから、本試験体のように軸力 $0.25 P_B$ 、横補強筋比 0.32% の条件では、接合部コアコンクリートの圧縮強度や圧縮に対する変形能力はそれほど改善されないと予想される。また、ひび割れによる圧縮強度低減を考慮すると、接合部中央での応力 - ひずみ関係は1軸の場合より劣化が進むことと考えている。以上のことから、圧縮強度時ひずみの概ね3倍を超える領域でコンクリートは圧縮応力の伝達能力をほとんど失い、圧壊されたと仮定する。

(2).2 偏心のない接合部の場合

図4.4.18には、圧縮強度時ひずみの約3倍に当たる 8000μ を基準にして、最大耐力時および最大変形時の接合部パネルの圧壊状況を、接合部の幅方向に従って展開する。

最大耐力時 ($R=1/50$) において、偏心のない接合部 e00 は、接合部内部の梁幅内のコンクリート要素に、対角方向の圧縮ストラットで圧壊が生じ、梁幅外の柱部分では圧壊がほとんど生じていないことがわかる。また、4.4.1節のパネル上での圧縮主応力および圧縮主ひずみの分布でも示したように、接合部梁心付近パネルの中央コンクリート要素に圧壊が生じていることが確認できる。また梁幅内では、いずれのパネルも圧壊領域面積がほぼ同程度のように見えることから、偏心のない接合部では、最大耐力時に圧壊が主に梁幅内での幅方向上でほぼ均一に発生することが考えられる。変形が増大して $R=1/25$ 時に達すると、いずれのパネルでもほぼ全領域で圧壊されていることがわかる。もちろん、「いずれのパネル」は、最大耐力時には圧壊が確認されなかった梁幅外の柱部分のコンクリートも含まれている。

(2).3 偏心接合部の場合

偏心接合部 e85 は、以上のような偏心のない e00 の圧壊状況と異なる点が見られる。

まず、最大耐力時において、圧壊領域は e00 と同様な傾向で梁幅外ではほとんど生じなく、主に梁幅内の圧縮ストラットで生じているが、偏心面パネルの中央でもっとも広い面積を占めていることがわかる。また、偏心側から非偏心側に行くほど圧壊領域の面積が小さくなる傾向となっている。これによって、偏心接合部 e85 は圧壊領域の面積がもっとも大きく現れる偏心面パネルで、圧縮ストラットによる応力伝達能力が低下し、それによって接合部内部でのせん断抵抗能力は最大となり、接合部は最大耐力に達すると考えられる。確かに 4.4.1 節では、梁心パネルでの圧縮主応力およびベクトルの分布状態から、最大耐力となる原因の把握ができないことを示した。

また、R=1/25 時になると、e85 の梁幅内ではほとんどの領域が圧壊されており、これは偏心のない e00 の梁幅内の圧壊状況とほぼ一致している。ただし、梁幅外の柱部分においては、非偏心側にいくほど、圧壊領域の面積が減少し、非偏心側の外面では圧壊面積がパネル全断面積の半分以下になっている。これも e00 の柱部分のコンクリートがほぼ全域にわたって圧壊されている状況と異なる点である。

このように偏心接合部では、圧壊が主に偏心側の梁幅内で集中的に生じ、非偏心側では大変形まで進んでも圧壊されていない領域が存在している。つまり、最大耐力時には主に偏心側の一部の領域でせん断抵抗機構を形成し、また最大耐力後もその一部の領域で圧壊が集中して生じる一方、非偏心側コンクリートでは圧壊（破壊）が軽減されている。これは、偏心のない接合部のように、接合部のほぼ全領域上でせん断抵抗機構を形成することによって現れるせん断耐力より、偏心接合部のせん断耐力が小さくなる原因のひとつとして考えられる。また、主に偏心側の一部の領域内で圧壊が集中して進むことから、最大耐力後の耐力低下も偏心のない場合より急に進展していくと予測される。

以上の解析結果からの圧壊状況に対して、実験では、最大変形時に接合部の対角方向に集中的に剥落が生じていると示された。

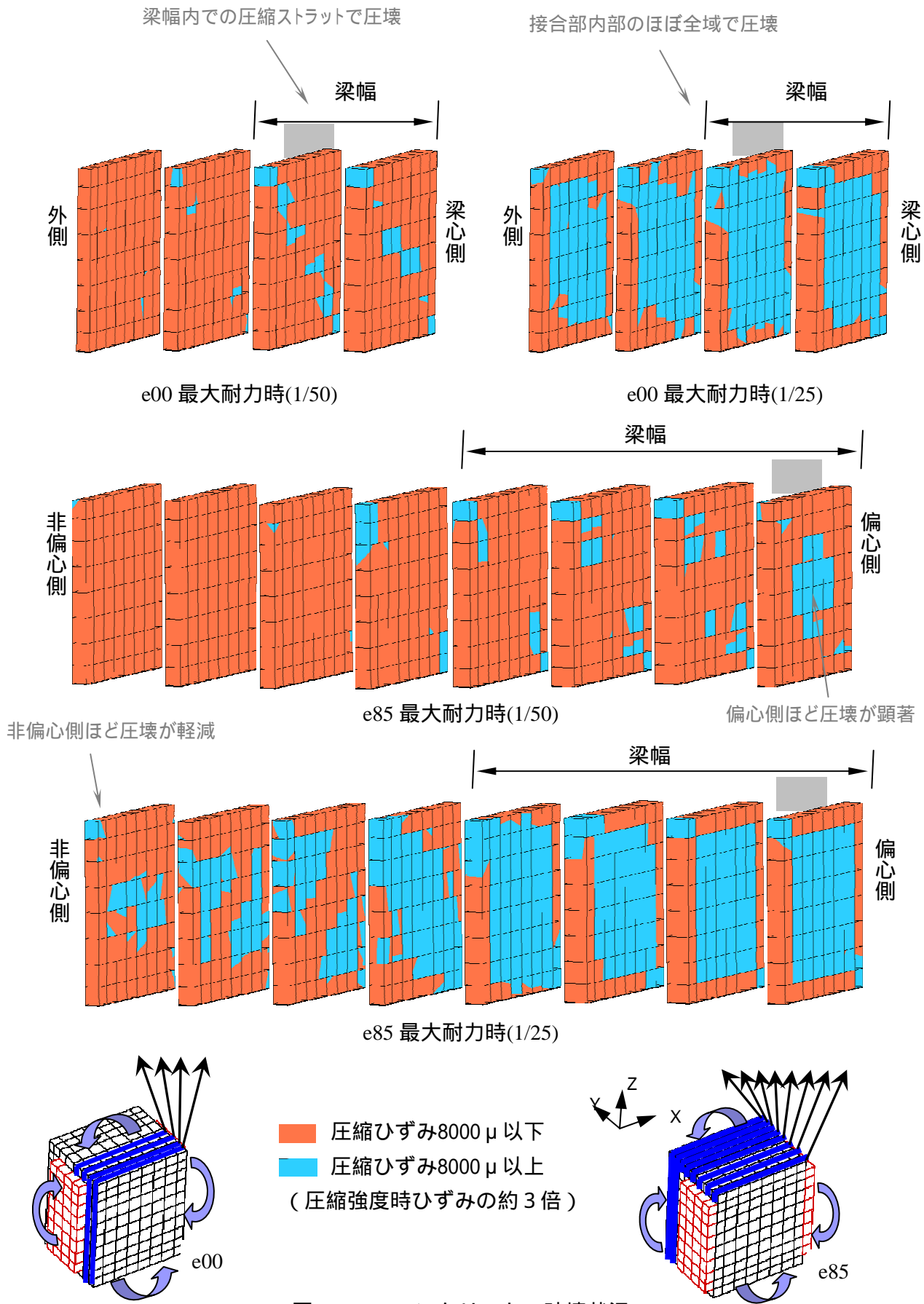


図 4.4.18 コンクリートの破壊状況

4.5 まとめ

本章では、十字型の平面 RC 造柱梁接合部の偏しありおよび偏心無しの試験体について、繰り返し載荷時の 3 次元 FEM 解析を行い、接合部の応力状態や変形に基づいて検討を行った。本章で得られた主な成果を次のように示す。

偏心の有無に関わらず、接合部内部では対角方向の圧縮ストラットにより応力が伝達される。

偏心のない接合部では柱のほぼ全幅にわたって応力を伝達しているが、偏心接合部では偏心側に偏って応力を伝達している。

偏心接合部では、応力が偏心側に偏って伝達されることによって、コンクリートの圧壊程度が偏心側でもっとも著しく現れる。

最大耐力後 ($R=1/25$) には、偏心のない接合部は接合部のほぼ全領域で圧壊されるが、偏心接合部では偏心側の梁幅範囲内で圧壊が集中し、非偏心側に行くほど圧壊程度が軽減される。

偏心接合部では、捩りモーメントの作用により接合部内部で捩り変形が生じ、またパネルのせん断変形は偏心側ほど大きくなる。

偏心接合部は偏心側に行くほど、ひび割れが大きく開口している。

以下、各節ごとの結果をまとめて示す。

(1) ひび割れの 3 次元表現 (4.4.2 節)

RC 造部材の 3 次元 FEM 解析において、分布ひび割れモデルを用いた解析結果から、コンクリートのひび割れ状況を表現するに当たって、引張ひずみから引張強度時ひずみを引いた値をクラックひずみとし、クラックひずみの大きさおよび最大主ひずみのベクトル方向に基づいて、円盤を用いたひび割れの 3 次元的表現方法を示し、またそれに関する見方についても記述した。

(2) 解析結果の検討項目ごとによるまとめ

(2).1 接合部内部での圧縮応力伝達 (4.4.1 節)

接合部内部の垂直断面(パネル)、および水平断面での圧縮主応力および圧縮主ひずみの分布について、従来の圧縮ストラット機構およびトラス機構の概念に立脚して、弾性変形

時 ($R=1/400$ 時) から最大耐力時、その後のいくつかの変形段階における考察を行い、ストラットおよびトラス機構による応力伝達を示すと同時に、変形の増大に伴う応力伝達機構の変化について示した。

ここでは、次のようないくつかの点について示した。

ほぼ弾性変形の範囲内と思われる $R=1/400$ 時においては、パネルでの圧縮主応力分布から、ストラット機構およびトラス機構による応力を伝達し、ストラット領域での圧縮応力が、トラス領域での圧縮応力より高く現れる。

$R=1/400$ 時から、 $R=1/200$ 、 $1/100$ のように変形が増大すると、圧縮ストラットせいが次第に大きくなる。また、ストラットコンクリートの応力度も大きくなるが、偏心のない接合部では、繰り返し载荷によって接合部内部の中央付近で既に圧壊が生じ始まる。

最大耐力 ($R=1/50$) 時になると、ストラットせいはさらに増大しているものの、応力度の増加はそれほど見られていない。また、偏心のない試験体は、接合部内部の中央付近で圧壊によりコンクリートの応力度が低く現れ、ベクトル方向も乱れていることから、接合部内部での応力伝達能力が既に最大となり、それによって最大耐力に達すると考えられる。

最大耐力を超える ($R=1/25$) と、いずれの接合部もパネル中央から広範囲にわたって圧壊領域が広がり、それによって最大耐力後に耐力が次第に低下していると考えられる。

3次元による FEM 解析の特徴を生かして、水平断面における応力・ひずみ分布に関する検討を行い、圧縮ストラットによる応力伝達の確認や、接合部隅角部の応力度が中央より高くなっていることに対する見解、それにしても圧壊が中央で先行することに対する見解を示した。

また、偏心接合部では、偏心側に偏って高応力度による応力伝達機構を形成しているが、これが最大耐力に及ぼす影響としては、偏心側での圧壊の早期発生による耐力低下や、有効応力伝達断面積の減少による見かけ上の耐力低下などが考えられる。

(2).2 ひび割れ発生状況 (4.4.2 節)

ひび割れが発生および拡散し始まる $R=1/400$ 時における、偏心ありおよび偏心なしの柱梁接合部試験体のひび割れ発生状況を、要素層 (パネル) ごとに展開して検討を行った。

ここでは、偏心有無に関わらず $R=1/400$ 時には、曲げひび割れが引張力を受ける梁付け根コンクリートで卓越して大きく開口し、また接合部内部にはせん断ひび割れが広範囲に発生しているものの、中央ほどひび割れ幅が小さく現れることや、接合部の内部から表面

(偏心接合部は非偏心面)へいくほどひび割れ発生領域の面積が減少し、ひび割れ幅も小さくなることなどがわかった。

また、偏心接合部の偏心面では偏心のない接合部の表面よりひび割れが大きく開口すること、非偏心面ではひび割れがかなり遅れて発生することがわかった。

(2).3 接合部の変形 (4.4.3 節、4.4.4 節)

(捩り変形) 接合部内部で捩り変形が集中して生じていることから、偏心接合部の捩りモーメントは主に梁せいの範囲内に挟まれた接合部内に作用すると考えられる。また、それによって生じる捩り応力がせん断応力に累加され、偏心接合部の耐力低下の原因にもなると考えられる。

(せん断変形) 接合部幅方向における接合部パネルのせん断変形角分布から、偏心無しは接合部内部のせん断変形が外側より若干大きめに現れるのに対して、偏心接合部では偏心側ほどせん断変形角が著しく大きく現れ、偏心面でのせん断破壊が先行することが予想される。また、偏心接合部のこのようなせん断変形角の分布は、捩りモーメントの影響を受けることによって生じると考えられる。

(2).4 接合部の圧壊状況 (4.4.6 節)

圧縮ひずみが1軸圧縮強度時ひずみのおおよそ3倍に当たる 8000μ を超えた場合にコンクリートが圧壊すると仮定し、偏心ありおよび偏心無しの柱梁接合部について、最大耐力時およびその後における接合部内部での圧壊状況について検討を行った。

ここでは偏心の有無によらず、最大耐力時 ($R=1/50$)には接合部内部の梁幅内コンクリートの圧縮ストラットで圧壊が生じ、また外面(偏心接合部は非偏心面)に行くほど圧壊がほとんど生じないことや、偏心接合部では偏心面のパネル中央でもっとも広い面積の圧壊領域を形成していることなどがわかった。

最大耐力後 ($R=1/25$)には、偏心のない場合は接合部のほぼ全域で圧壊されるが、偏心接合部では梁幅内のほぼ全域で圧壊が生じ、非偏心側にいくほど圧壊領域の面積が減少される。

偏心接合部では、偏心側に偏って圧壊領域を形成し、非偏心側では最大耐力後にも圧壊が軽減されることから、接合部のほぼ全域にわたってせん断抵抗機構を形成する偏心無し接合部よりせん断耐力が低下すると考えられる。また、それによって最大耐力後の耐力低下も急激に現れると予想される。

【 第4章 参考文献 】

- 【4.1】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998年10月
- 【4.2】洪杰、柏崎隆志、野口博：繰返し載荷時のRC造偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する3次元FEM解析、コンクリート工学年次論文集、pp. 319-324、2006年
- 【4.3】野口博、柏崎隆志、洪杰：繰返し荷重を受けるRC偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する3次元FEM解析、その1 解析概要および層せん断力-層間変形角関係、その2 解析結果の検討、日本建築学会学術講演梗概集、pp. 75-79、2006年
- 【4.4】黒澤亮太郎、近藤龍哉、佐藤学、広沢雅也：RC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、pp. 361-366、2002年
- 【4.5】近藤龍哉、黒澤亮太郎、佐藤学、広沢雅也：RC造偏心柱梁接合部のせん断及び捩り変形と応力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、pp. 367-372、2002年
- 【4.6】鈴木公平、近藤龍哉、工藤祐也、佐藤学、黒澤亮太郎、広沢雅也：RC造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、その1 実験結果とスケールイフェクト、その2 せん断力と捩りモーメントによる応力度、日本建築学会学術講演梗概集、pp. 623-626、2002年
- 【4.7】TNO DIANA：DIANA Finite Element Analysis, User's Manual Release 9, 2005
- 【4.8】Thorenfeldt, E, et.al.: Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design, In proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete, (Stavanger, Norway), 1987
- 【4.9】Han, D. J. and Chen, W. F.: Constitutive Modeling in Analysis of Concrete Structures, Journal of Eng. Mechanics, Vol. 113, No. 4, pp. 577-593, April. 1987
- 【4.10】Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- 【4.11】Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, J. Str. ASCE 119, pp. 3590-3610. Dec. 1993
- 【4.12】佐藤裕一、長沼一洋：分散ひび割れ型FEMによるひび割れ幅の予測、その1～その4、AIJ講演梗概集、pp. 341-344、2005年、pp. 667-668、2006年、pp. 143-144、2007年
- 【4.13】平修二（監修）：現代材料力学、オーム社、1970年
- 【4.14】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・同解説、1999年
- 【4.15】W.F. Chen（監訳：色部誠、河角誠、安達洋）：コンクリート構造物の塑性解析、丸善株式会社、1985年

第5章 直交梁・スラブ付き RC 造偏心 柱梁接合部の耐震性能に関する 解析的研究

5.1	はじめに	127
5.2	解析モデル	
5.2.1	解析対象試験体	128
5.2.2	解析モデル	131
5.2.3	要素分割および境界条件	132
5.3	解析結果 荷重変形関係	134
5.4	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態	
5.4.1	ひび割れ状況	136
(1)	変形の増大に伴うひび割れの進展	
(2)	各試験体のひび割れ状況	
(3)	偏心接合部のひび割れ発生状況	
5.4.2	偏心接合部の捩り変形	142
5.4.3	接合部のせん断変形角	144
5.4.4	圧縮主応力およびせん断応力分布	146
5.4.5	接合部断面におけるせん断力負担割合	153
5.5	消費ひずみエネルギー	157
(1)	消費エネルギー	
(2)	消費ひずみエネルギー	
(3)	累積消費ひずみエネルギー-Uの検討	
5.6	まとめ	164
	【第5章の参考文献】	167

5.1 はじめに

第4章では、平面柱梁接合部における偏心接合の影響について検討した。実際の建物の柱梁接合部には、直交方向に梁や床スラブが付くことが一般的であるため、地震時には平面柱梁接合部の場合と異なる挙動をすると考えられる。そのため、偏心接合が柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響について検討を行う場合、平面試験体における実験的・解析的検討のみでは不十分であり、接合部に取り付けられている直交梁およびスラブの影響を考慮しなければならない。

柱と梁の偏心接合は、多くは外周構面で存在することを考えると、偏心接合部の片側に直交梁・スラブが取り付けられる場合が一般的であり、このような場合の直交部材の影響に関する研究例が少なく不明な点も多い。また、靱性指針のせん断強度式においても接合部の片側に取り付けられる場合には協力効果を考慮していない。

以上の背景より本章では、直交梁およびスラブが偏心接合を含む柱梁接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握することを目的として、直交梁・スラブの有無および偏心の有無を変数とした実験試験体を対象とする以外に、実験では行われなかったパラメータについて仮定の解析モデルを追加し、繰り返し荷履歴を与えた場合の3次元FEM解析を行う。

解析結果の検討については、第4章と同様に内部応力や変形状態に関する検討を行う以外に、接合部内部の応力状態について、部位別のせん断力を求め、直交梁が取り付けられた場合の応力伝達性能に対して定量的な評価を行うことを試みる。また、応力とひずみの積から求まる累積消費ひずみエネルギーを用いてコンクリートの損傷の進行度に関する検討を行い、損傷の定量的評価に関する基礎資料の作成を行う。

なお、本章は、筆者らによって発表された論文^[5.2-3]に基づき、それに修正を加え、さらに内容を充実させたものである。

5.2 解析モデル

5.2.1 解析対象試験体

(1) 対象試験体概要

解析対象試験体は藤井ら^{【5.4-6】}により実験された外周構面を対象とした十字型柱梁接合部試験体の中から、偏心のない CN, CN の片側に直交梁および床スラブ（以下、直交部材と略称）が取り付けいた CS, 柱心と梁心の偏心距離を 135 mm とした EN, EN の非偏心側（偏心して梁から寄った柱面の側を偏心側とし、その対面側を非偏心側とする）に直交部材の取り付けいた ES の 4 体を選んだ。さらに、CN の両側に直交梁およびスラブを取り付けた CSv, 偏心接合部 EN の偏心側に直交梁および床スラブを取り付けた ESv の 2 体の仮想試験体を追加し、計 6 体とした。解析対象試験体の概要を表 5.2.1 に示す。全試験体ともに、直交梁および載荷梁の断面は 450 × 750 mm, 柱断面は 800 × 700 mm, 床スラブ厚さは 130 mm, 梁および柱の反曲点間距離はそれぞれ 4500 mm, 2730 mm となっている。

実験で示されたコンクリートと鉄筋の材料特性を表 5.2.2 と表 5.2.3 に、接合部の形状および配筋を図 5.2.1, 表 5.2.4 に、載荷装置を図 5.2.2 に示す。

(2) 実験結果の要約

ここでは、実験論文^{【5.4-6】}で報告された実験結果を要約して示す。

すべての試験体が、梁降伏後の繰り返し載荷で耐力の低下と大きな接合部斜めひび割れが見られ、接合部がせん断破壊した^{【5.4】}。

非偏心の CN, CS ではかぶりが剥落することはなかったものの、斜めひび割れが大きく開口している。偏心接合部 EN, ES の偏心面ではかぶりの剥落を伴う損傷が生じた。

偏心のない CN, CS では、ねじれ変形がない。EN, ES 試験体を比較すると EN のほうがねじれ量が大きく、スラブ・直交梁が変形を拘束している^{【5.4】}。

接合部ひび割れは偏心接合部の偏心面で早期に発生する^{【5.4】}。

靱性保証型指針により算出した付着強度は 7.4N/mm^2 程度に対し、生じた最大付着応力度は 5.8N/mm^2 であり、この付着強度までは達していない。1 段筋に比べ、2 段筋での発生する付着応力度が小さいことが各試験体で共通している^{【5.4】}。

偏心接合部では、スラブ、直交梁が偏心の影響を緩和し耐力が約 10% 上昇し、最大耐力以後の減退が緩やかになる^{【5.4】}。

表 5.2.1 解析対象試験体の概要

実験因子	偏心	偏心距離 (mm)	接合部せん断余裕度	床スラブ直交梁
CN	無	-	1.17	無
CS	無	-	1.0	片側
EN	有	135 (0.17)	1.17	無
ES	有	135 (0.17)	1.0	非偏心側
CSv *	無	-	1.05	両側
ESv *	有	135 (0.17)	1.0	偏心側

注) *付きは仮想試験体を示す。

() 内は偏心接合部の偏心率、 $e_1 = e/b_c$ (偏心距離/柱幅) により求める。

表 5.2.2 コンクリートの材料特性^[5.4-6]

圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
33.4	2000	25900	2.21

表 5.2.3 鉄筋の材料特性^[5.4-6]

鋼種	呼び径	用途	降伏強度 (N/mm ²)
SD390	D29	柱主筋	464
	D25	梁主筋	462
SD295A	D13	せん断補強筋	365
	D10	スラブ筋	369

表 5.2.4 試験体の部材断面^[5.4-6]

試験体	柱(800 × 700 mm)		梁 (450 × 750 mm)			接合部
	主筋	帯筋	主筋	肋筋	スラブ筋	帯筋
EN,CN	14-D29	2-D13 @100	8-D25	2-D13 @100	-	2-D13 × 5
ES,ESv CS,CSv					10-D10	

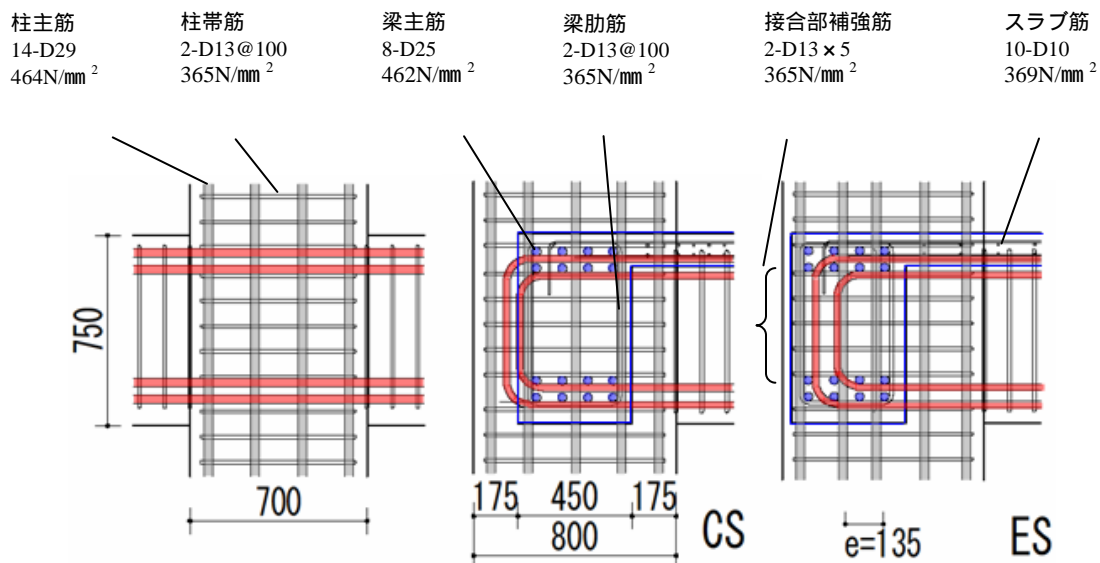


図 5.2.1 接合部の形状、配筋および鉄筋の材料特性【5.4-6】

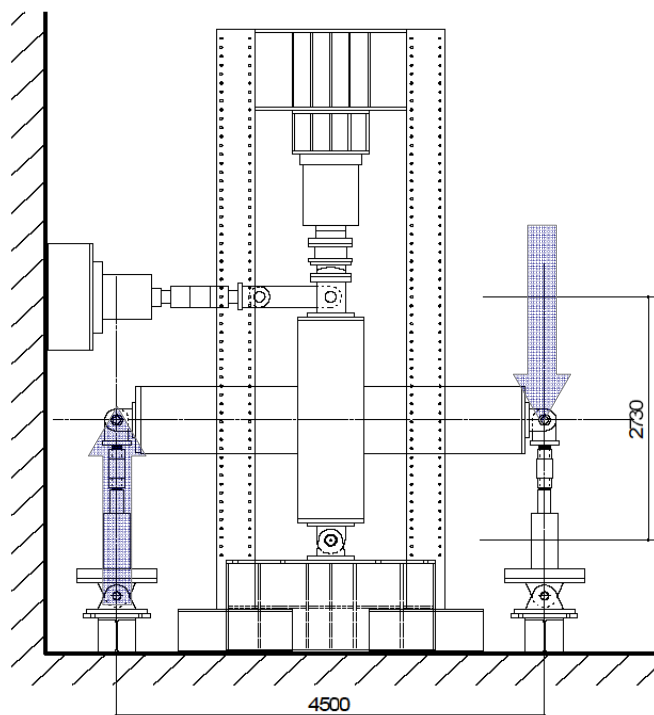


図 5.2.2 載荷装置【5.4-6】

5.2.2 解析モデル

本研究では、内田，余，柏崎，野口ら^[5.7]により開発された3次元非線形有限要素法解析プログラムを用いて、正負交番繰返し載荷時および単調載荷時の解析を行った。以下に本章で用いた解析モデルを要約して示す。モデルの詳細および関連文献は第3章を参照されたい。

(1) コンクリート

コンクリートはアイソパラメトリック8節点ソリッド要素を用いた。構成則は等価1軸ひずみに基づいた直交異方性弾性モデルを用いた。Willam-Warnkeらの5パラメータモデルによる破壊曲面から応力-ひずみ関係の最大強度点を求めた後、圧縮側での上昇域はSaenz式を、下降域はKent-Parkモデルを用いた。引張側ではひび割れた後の引張軟化は白井モデルを用いた。ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減には野口・飯塚式を用い、ひび割れ面に沿ったせん断剛性は修正前川モデルを用いてせん断応力-せん断ひずみ関係から求めた。本解析での垂直応力ひずみ関係は、繰返し載荷時には一方向固定軸上で適用し、単調載荷時には回転ひび割れモデルを用いた。コンクリートの圧縮強度、圧縮強度時ひずみ、引張強度およびヤング係数は表5.2.2の実験結果に基づいた。

(2) 鉄筋

鉄筋は軸方向剛性のみを考慮した2節点線材要素を用いた。応力ひずみ関係はバイリニアモデルを用い、ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とし、降伏強度は表5.2.3の実験結果に基づいた。降伏以後の剛性は初期剛性の1/100と仮定した。

(3) 付着

鉄筋とコンクリート間の付着は完全付着と仮定した。

5.2.3 要素分割および境界条件

解析対象試験体の要素分割および境界条件を CS と ES の場合を例として図 5.2.3 に示し、各試験体の接合部断面を図 5.2.4 に示す。

形状が左右対称の試験体 CN および CS_v では試験体の対称面をローラーとし、片側のみについてモデル化を行った。実験と同様な境界条件(図 5.2.2 の荷重装置で、柱上反曲点をピンローラー、柱下反曲点をピン支持、梁両端はピン位置で加力)を与えるように、梁両端部の梁断面中央付近の 1 節点上で正負交番繰返し荷重を行い、柱頭および柱脚は柱断面中央の 1 節点上で水平拘束およびピン支持とした。また拘束点付近のコンクリート要素が破壊しないように梁および柱の両端部のコンクリート要素の強度を大きくし、変形は弾性範囲内とした。

鉄筋要素は離散モデルを用い、安定して計算させるために試験体の外側に配置し、梁および柱の主筋は曲げ耐力が元の試験体と等しくなるように主筋の断面積を計算し直した。

柱の軸圧縮力は実験と同じく 1770kN と一定に荷重し、せん断力の繰返し荷重は 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33 で各 1 回ずつ行った。

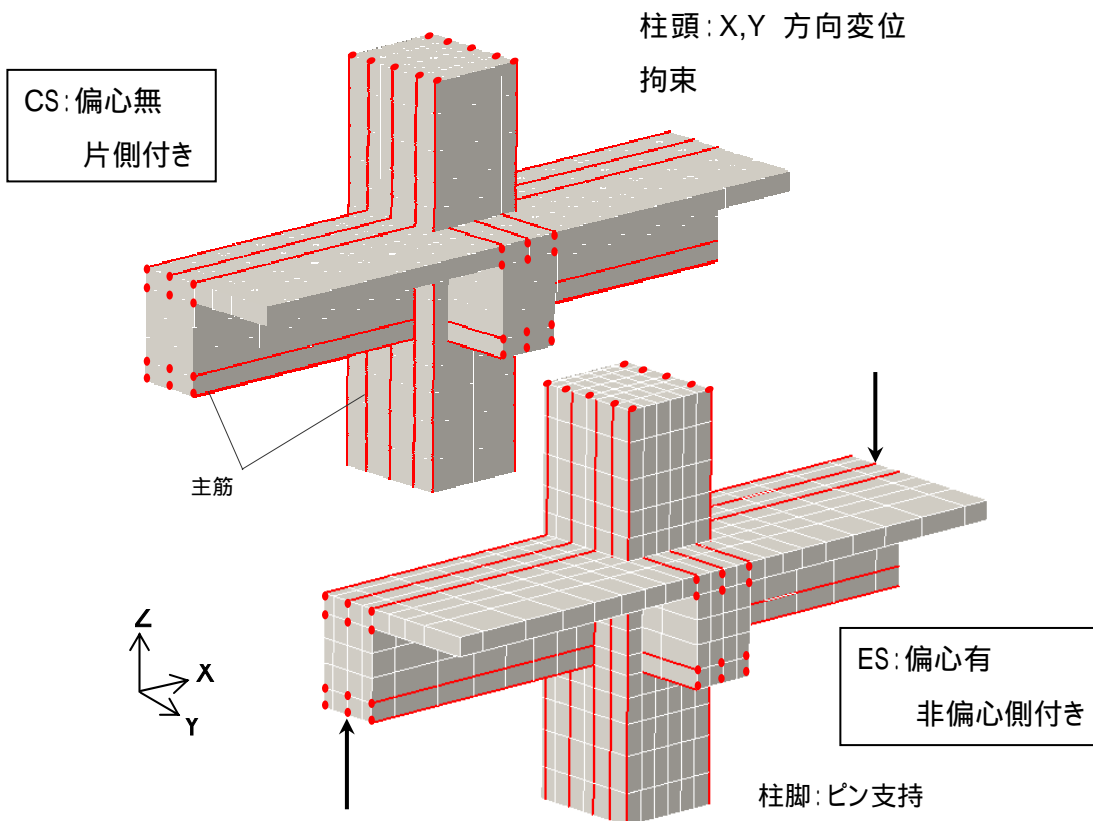


図 5.2.3 試験体の要素分割および境界条件

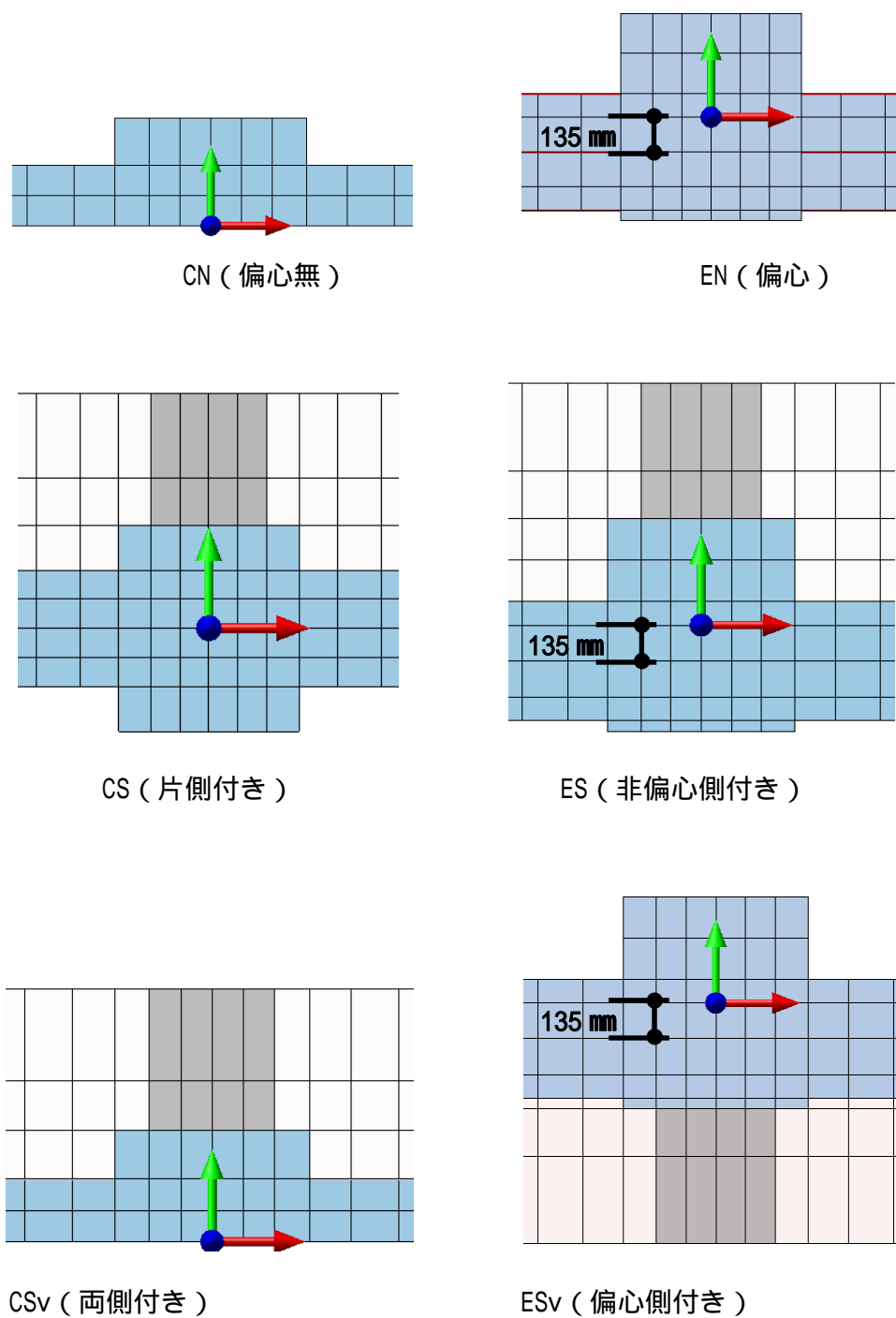


図 5.2.4 接合部断面

5.3 解析結果 荷重変形関係

(1) 層せん断力-層間変形角関係

図 5.3.1 に繰返し載荷および単調載荷時における各試験体の層せん断力と層間変形角の関係を示す。単調載荷時の層せん断力-層間変形角関係は実験結果より高く評価されるものの、繰返し載荷時はいずれも正負側ともに実験結果と最大耐力においてはよい対応を示している。仮想試験体を含めた 6 体試験体は実験と同様に層間変形角 $1/67$ で最大耐力となっている。実験では梁降伏後に接合部が破壊したことに対し、解析では層間変形角 $1/100$ の付近で鉄筋が降伏した。また、解析では初期剛性が実験より高く、履歴ループの形状における逆 S 字形表現や、最大耐力後の耐力低下の表現がまだ不十分であるが、これらは本解析において鉄筋とコンクリート間の付着がモデル化されていなかったこと、繰返しルール上においてひび割れたコンクリートの劣化表現が過小評価されたことなどの原因が考えられ、今後解析上でのモデル化およびプログラム上での対応を必要としている。

(2) せん断耐力

図 5.3.2 では解析結果から得られた各試験体の最大耐力を偏心のない接合部 CN の最大耐力を用いて無次元化した場合の比較を示す。無偏心接合部 CN に対して、片側に直交部材のついた CS では約 1 割弱の耐力上昇を、両側直交部材付きの CS_v では約 2 割以上の耐力上昇を示している。また、CN のせん断耐力を CS_v のせん断耐力により除すると 0.83 となり、これは靱性指針^[5.8]の直交梁の有無による補正係数 $=0.85$ とよく対応している。偏心接合部 EN では 1 割以上の耐力低下を示している。偏心接合部 EN に直交部材が付くことにより耐力低下が制御され、偏心のない接合部 CN とほぼ同等以上の値を示し、偏心側に直交部材の付いた ES_v では非偏心側に直交部材の付いた ES より耐力が若干高く評価されている。

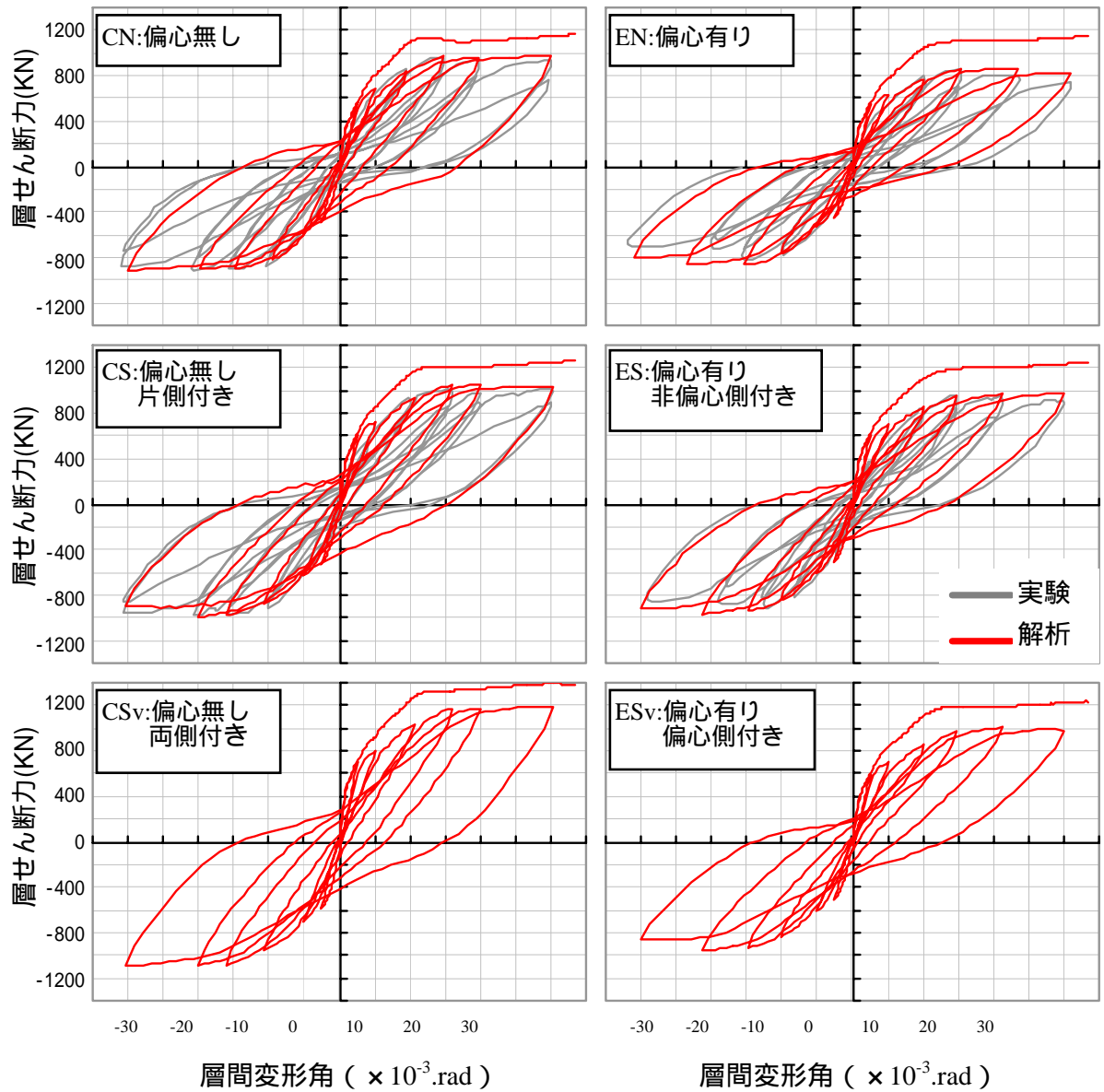


図 5.3.1 層せん断力 層間変形角関係

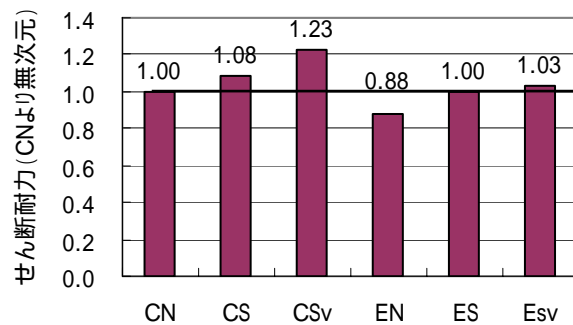


図 5.3.2 各試験体のせん断耐力

5.4 解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態

5.4.1 ひび割れ状況

本節では、第4章で述べたクラックひずみ ϵ_c について、円盤による表現手法を用いて、載荷の初期段階におけるひび割れの発生、進展および各試験体のひび割れ状況と、偏心接合部の内部および表面におけるひび割れ発生状況などについて検討を行う。

(1) 変形の増大に伴うひび割れの進展

図 5.4.1 には偏心のない接合部 CN の層間変形角 $1/1600 \sim 1/200$ 時におけるひび割れ発生状況を示す。

第2章の既往の研究では、 $R=1/500$ 時には梁付け根コンクリートに曲げひび割れが発生していることについて示した。それに対して、図 5.4.1 に示すように解析結果からは、 $R=1/1600$ 時に既にひび割れが接合部側梁端の引張域で発生し始まっていることがわかる。 $R=1/1600$ の時点において、ひび割れは発生したばかりであって、ひび割れ強度時の引張ひずみ $100 \mu \sim 200 \mu$ より若干大きい値となっている。このようなレベルのひび割れに対して、実験では観察しにくいと思われる。また、この時点で接合部にはまだひび割れが生じていない。

$R=1/800$ 、 $1/400$ 時のように変形が増大に伴って、梁の引張域から急速に梁内部に斜めのせん断ひび割れが拡散している。また、 $R=1/400$ 時に接合部内部へ斜めのひび割れが、梁の引張域に面する接合部の隅角部から発生し始まっていることがわかる。

$R=1/200$ 時になると、接合部内部の斜めせん断ひび割れが引張側の隅角部から接合部の中央へ向かって拡散しているが、中央部ではまだひび割れが生じていない。

このように、柱梁接合部試験体において、接合部側梁端で曲げひび割れが先行して発生し、変形の増大に伴い梁の引張域から梁内部へせん断ひび割れが拡散する一方、接合部の内部にも梁引張域に面する隅角部から斜めのせん断ひび割れが徐々に拡散して発生している。このようなひび割れの発生メカニズムは、他の試験体でも同様な傾向である。

実験では主に最大耐力経験後の接合部ひび割れに関する報告が多く、第2章の写真 2.4.1 に示すように中央部で斜めのせん断ひび割れが大きく開口する結果が多い。解析でも次項に示す $R=1/67$ 時のひび割れ発生状況のように、接合部中央でひび割れが大きく開いていることが見られる。ところが、本節でのひび割れ発生メカニズムから見ると、接合部のひび

割れは隅角部から先行して開くことから、荷の早期段階には接合部中央ではせん断ひび割れ幅が小さく現れる傾向である。第4章の図4.4.9，図4.4.10のひび割れ発生状況でも，接合部中央でのひび割れ幅が隅角部より小さい値となっていることについて示している。

(2) 各試験体のひび割れ状況

図5.4.2には最大耐力時の層間変形角1/67時における各試験体のひび割れ発生状況を示す。最大耐力時には梁および接合部の全域でひび割れが発生し、いずれも接合部中央ほどひび割れ幅が大きくなっている。いずれの試験体においても、梁の接合部側の端部で曲げひび割れがもっとも大きく開き、梁の内部にはせん断ひび割れが広範囲に生じていることがわかる。同様に、柱にも最大耐力時に達すると、接合部側の端部にひび割れが大きく開き、柱内部にも引張側の一部領域でせん断ひび割れが広がっていることが見られる。

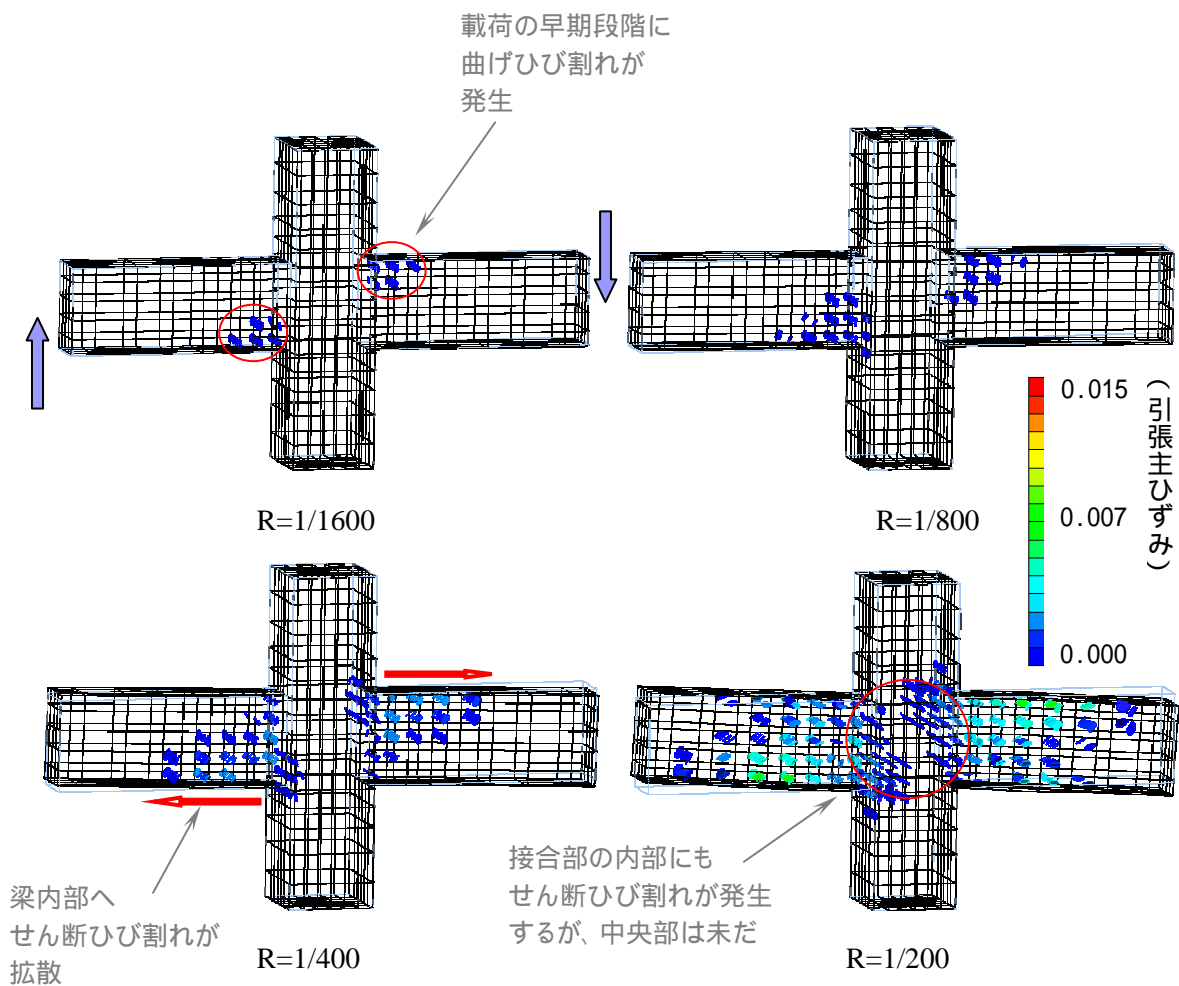


図 5.4.1 CN (偏心無) のひび割れ進展

偏心接合部の EN は偏心面側から目視した場合を示しているが、偏心面でのひび割れは偏心のない CN の接合部より大きく開口していることがわかる。またいずれの試験体においても、直交梁・スラブが取り付けられてもひび割れの発生状況に顕著な違いは見られないことから、直交梁・スラブが接合部のせん断ひび割れの開きに及ぼす影響は小さいと考えられる。これは、次節以後の捩り変形やせん断変形角の検討で示す見解と同様な原因であると考えている。

また、直交部材の付いた CS, CS_v, ES, ES_v では直交梁, スラブにもひび割れが進展していることがわかる。

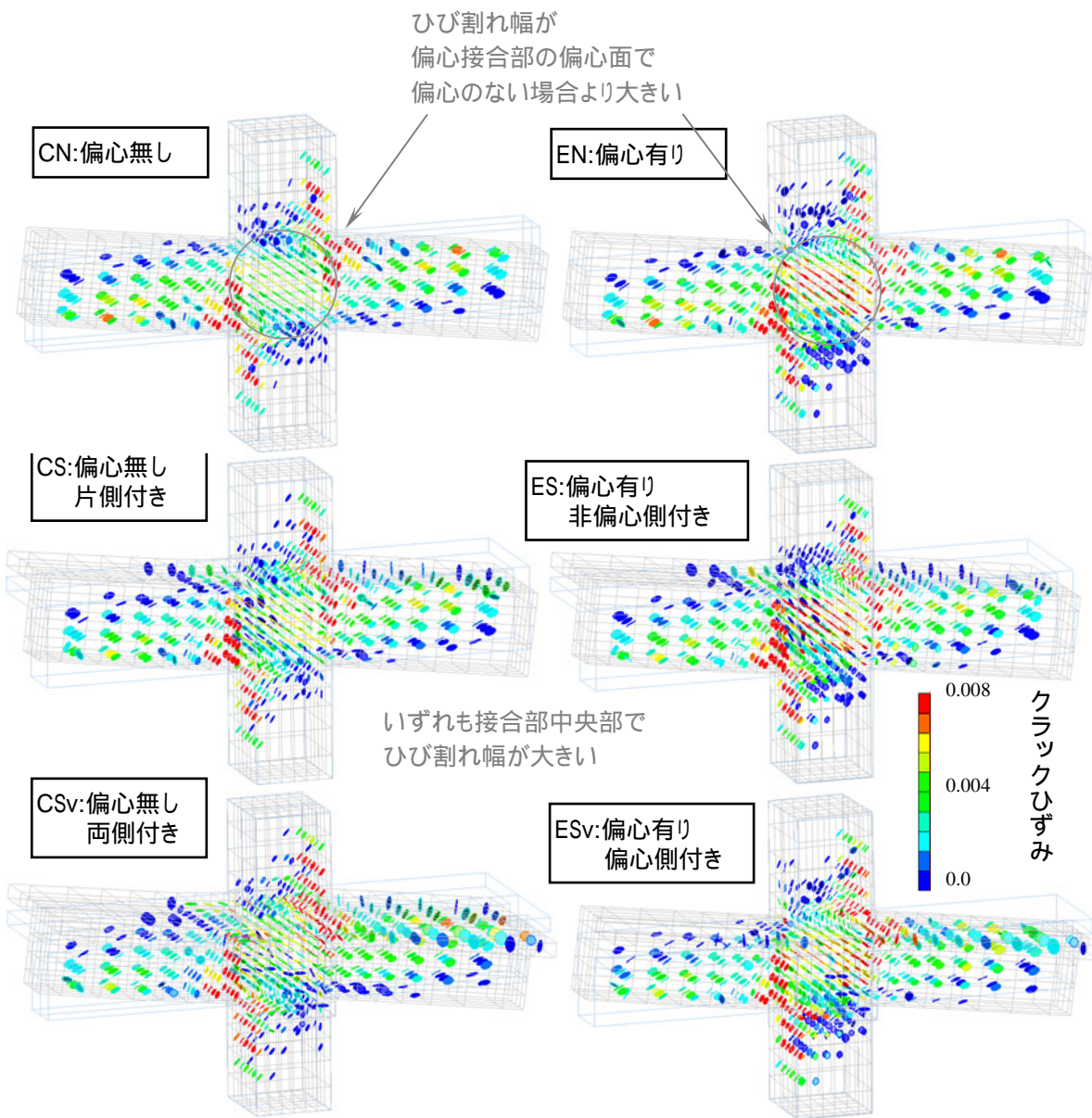


図 5.4.2 ひび割れ発生状況 (R=1/67, 変形 10 倍)

(3) 偏心接合部のひび割れ発生状況

第4章では偏心のない $e00$ と偏心ありの $e85$ のいずれも接合部内部と表面のひび割れ発生状況が異なっていることについて示した。偏心のない場合は、内部と外部のひび割れは主に発生領域の面積やひび割れ幅が異なることについて示したが、偏心接合部の場合は、このような違いのほかに捩れモーメントの影響を受けると考えられる。

ここでは、偏心接合部の内部と表面のひび割れを比較して見る。

(3).1 捩りモーメントによるひび割れ面の、パネルとの直角方向からの傾き

図 5.4.3 には接合部のひび割れを 3 次的に表現する (図 a)) と同時に、偏心面、梁心付近、非偏心面パネルについて 2 次的 (図 b)) に示す。

3 次元ひび割れ図 a) では、接合部パネルの中央ほど斜めせん断ひび割れのように見えるが、中央から離れた接合部の外周では斜め方向からずれているように見える。偏心側、梁心付近、非偏心側の 2 次元のひび割れ図 b) からはこの傾向が明確に現れている。たとえば、いずれのパネルでも中央ほど円盤で表したひび割れ面が線のように見え、これはひび割れ面がパネルと直交していることを意味し、また、パネル周辺の要素では楕円のように見える傾向が強いことから、ひび割れ面がパネルとの直角方向から傾いて斜めの角度となっていることを意味する。

ただし、このような傾向はパネルの位置によって若干異なっている。梁心パネルでは、ほぼ全域でパネルに直交する斜めせん断ひび割れが生じていることがわかる。偏心側および非偏心側のパネルでは、中央では基本的にパネルに直交するようなひび割れ面となっているが、両側では楕円のように見られ、直角方向から傾いていることがわかる。

このような、ひび割れ面がパネルとの直角方向から傾くことは、主に捩りモーメントにより生じる捩り応力により生じることとして、次のような原因が考えられる。

接合部に作用する捩りモーメントにより生じる捩り応力の方向は、柱心を中心とした楕円に近い形状の接線方向となる。

従って捩り応力は、柱心を通る接合部幅方向の線上では接合部のせん断力方向と平行となり、接合部せい方向の線上ではせん断力方向と直交している。そのため、柱心を通る接合部幅方向の線より離れるほど、捩り応力の方向はせん断力方向と異なっていく。

このように、捩り応力の方向がせん断力方向と異なると、引張主ひずみベクトルがせん断力方向と平行しなくなり、ベクトル方向と直交するひび割れ面はパネルとの直角方向からずれていく。たとえば、偏心面パネルの場合、中央 2 列要素ではパネルに直交するひ

び割れ面として現れるが、両側の 2 列要素（楕円ラインで囲まれた部分）では、ひび割れ面がパネルとの直角方向から傾いていることが明確に現れている。

偏心接合部でひび割れが接合部パネルとの直角方向から傾くことは、偏心接合部において螺旋状のひび割れが生じる原因にもなると考えられる。第 2 章の既往の研究では、螺旋状ひび割れが発生した偏心接合部に関する実験例を述べている。

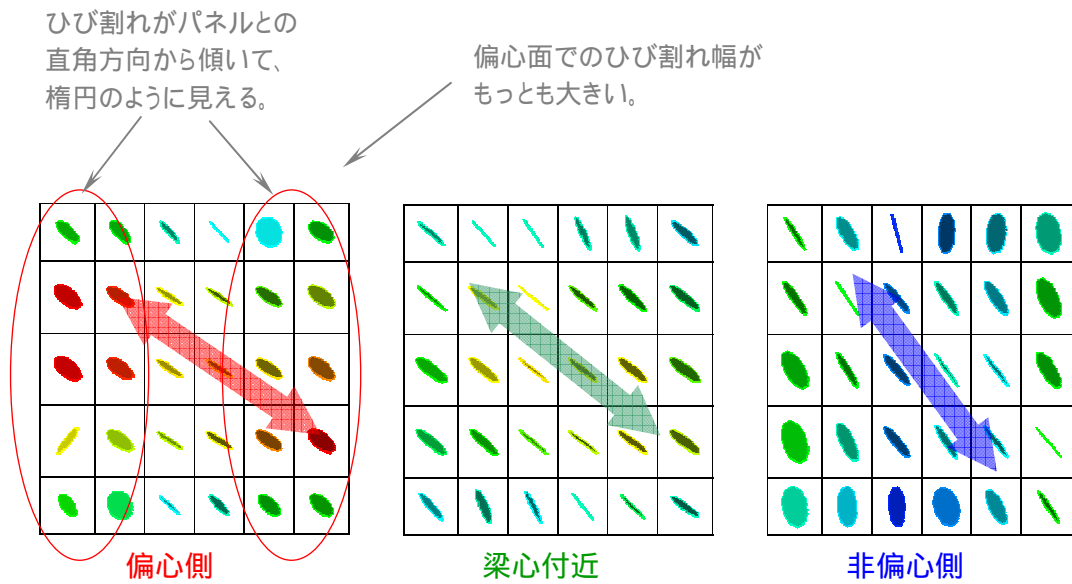
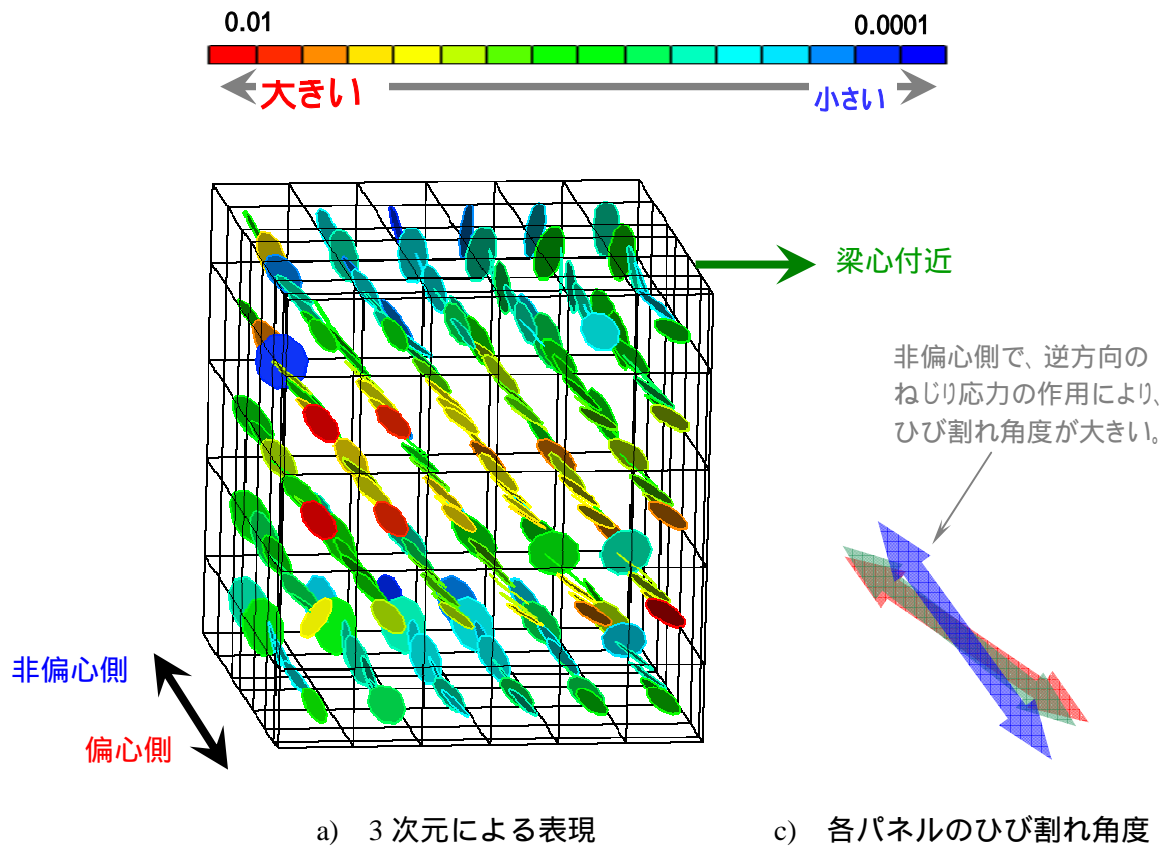
(3).2 ひび割れ幅、ひび割れ角度

捩り応力がせん断力により生じるせん断応力に累加されることによって、ひび割れの回転を起こすだけでなく、ひび割れ幅の大きさ、ひび割れの角度（水平断面との角度）にも影響を及ぼす。

図 b) の 2 次元パネルでのひび割れ図から、偏心面でひび割れ幅がもっとも大きくなり、梁心付近、非偏心面の順に幅が小さくなる傾向が見られる。これは、捩り応力が偏心側ではせん断力の方向と一致し、非偏心側ではせん断力方向と反対方向を示すことに原因すると考えられる。

また非偏心側では、捩り応力がせん断力方向と反対方向に作用されることにより、せん断力方向のせん断応力が低下することになる。その結果、引張および圧縮主応力のベクトル方向には軸力の影響が大きく現れ、軸力方向へ転じるように圧縮主応力のベクトル方向が変化していく。圧縮主応力ベクトル方向と法線が平行するひび割れ面も同然ながらひび割れ角度に変化が生じ、従って図 c) に示すように、非偏心面でのひび割れ角度が梁心および偏心面より大きくなっている。

また、前項でも示したように、いずれのパネルでも圧縮ストラット領域で、中央ほどひび割れ幅がもっとも大きくなっていることがわかる。



b) 偏心側、梁心付近、非偏心側の接合部パネルにおけるひび割れの2次元表現

図 5.4.3 偏心接合部の内部および外面のひび割れ発生状況

5.4.2 偏心接合部の捩り変形

第4章では相対捩り角について定義を行い、偏心接合部の偏心面および非偏心面での捩り角がほぼ等しくなることを示した。本節では、図 5.4.4 のように柱心を通る柱幅方向軸線の回転角を求めて、断面の相対捩り角として用いる。層間変形角 $1/67$ 時における柱の各断面の相対捩り角(以下捩り角と略称)を求め、柱軸方向上での分布について図 5.4.5 に示す。

(1) 偏心のない場合

偏心のない接合部の場合、形状が左右対称の CN および CS_v では捩りによる変形が生じていない。また、図 5.4.5 から見られるように、片側に直交部材の付いた CS での捩り変形は偏心接合部と比べて非常に小さいことから、偏心のない接合部では捩りモーメントが小さいと考えられる。

(2) 偏心接合の場合

それに対して、偏心接合部の場合は直交梁・スラブの有無にかかわらず、いずれも大きく捩りモーメントによって捩り変形が生じていることがわかる。また、捩り角は主に接合部内部で変化していることから、捩りモーメントによる断面の剛体回転は接合部内部で集中的に生じていることが明瞭に現れている。一方、接合部以外の柱の断面では、捩りによる変形がほとんど生じていないため、試験体の中央断面(接合部中央断面)に対する相対捩り角はほぼ変化せずに一定となっていることがわかる。

ただし、偏心接合部に直交梁・スラブが付くことにより、接合部内部での捩り変形が若干小さくなる傾向を示しているが、その差は捩り角に比べてかなり小さいため、直交梁・スラブが捩り変形に及ぼす影響は小さいと考えられる。その原因については次のように考えている。

第4章でも示したように、接合部の断面が捩りモーメントによって剛体回転の変形をするため、偏心面および非偏心面でもほぼ同程度の回転変形をすることが第4章の図 4.4.13 に示す偏心面および非偏心面での捩り角からわかる。これは、偏心面および非偏心面で面外変形(ここでは面と直交する方向の変形を示す)が生じていることを示す。従って、偏心面および非偏心面に直交梁やスラブが取り付くと面外変形に対して拘束すると考えられる。ただし、直交梁およびスラブが短く(柱面から 51 cm)、また端部の境界に変位拘束や加力などの境界条件を与えていないため、直交梁およびスラブによる柱断面の回転に対する拘束効果は、それほど大きくはならないと考えられる。

一方、層間変形角 $1/67$ 時には、偏心接合部 EN に直交梁・スラブの付いた ES、ES_v のせん断耐力が、直交梁・スラブの付いていない EN より高く現れているが、これは直交梁・スラブの付いた ES、ES_v の接合部へのせん断力入力が EN より大きくなることを示す。従って、捩りモーメントも大きく現れ、捩り変形を増大させるような役割を果たしている。

このように、直交梁およびスラブが取り付くと、直交梁による捩り変形への拘束効果が現れる一方、せん断力入力が大きくなることによって捩りモーメントが増大されるような、正と負の影響を受けるため、偏心接合部に直交梁およびスラブが付いても捩り変形への拘束効果は小さい傾向として現れると考えられる。

接合部水平断面

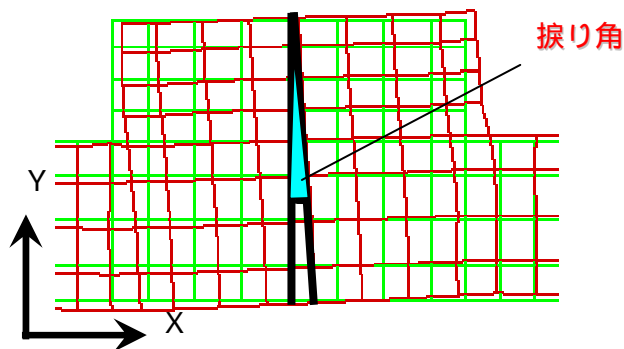


図 5.4.4 本章における (相対) 捩り角の求め方

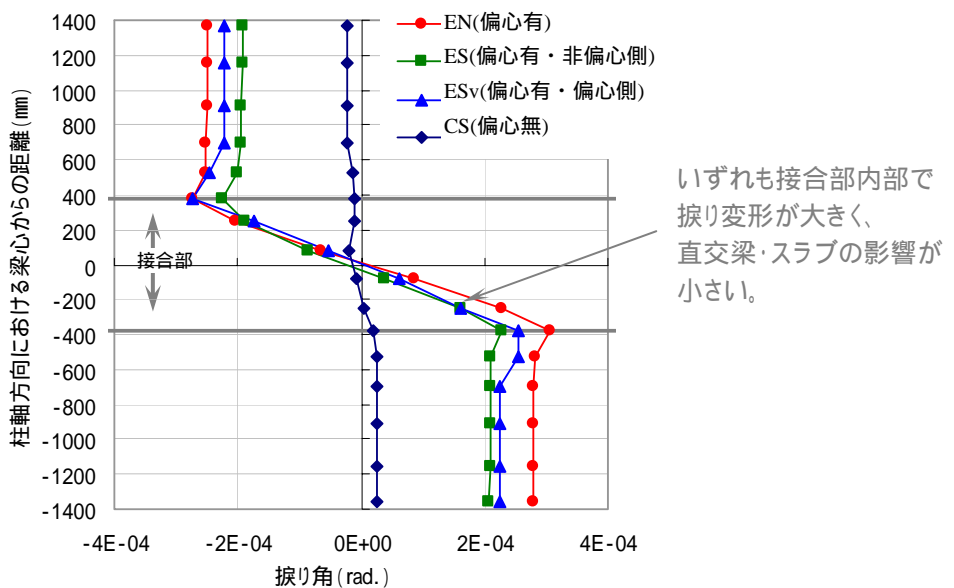


図 5.4.5 柱軸方向における捩り角分布 ($R=1/67$)

5.4.3 接合部のせん断変形角

本節では、接合部内部の各パネル上での層間変形角 $1/67$ 時におけるせん断変形角を第4章でのせん断変形角の定義により求め、接合部の幅方向に展開して図 5.4.6 に示す。

(1) 偏心のない場合

図 5.4.6 では、偏心のない接合部 CN、CS、CS_v ではいずれも接合部の内部ほどせん断変形が大きくなる傾向を示している。片側に直交部材の付いた CS では、直交梁の拘束効果により、直交部材の取り付いた側がそうでない側よりせん断変形が若干小さくなる傾向となっている。

また、偏心のない接合部に直交梁・スラブが取り付くことにより、せん断変形が増大するような傾向がみられる。これは、接合部に取り付いた直交梁が、接合部のせん断変形に対して拘束しようとする働きをするが、一方、直交梁・スラブ付き試験体のせん断耐力が上昇したため、接合部へのせん断力入力が増加し、従ってせん断変形を増大させようとする傾向もある。その結果として、直交梁・スラブが付く場合にせん断変形が大きくなったと考えられる。

(2) 偏心接合の場合 4章の e85 との比較

偏心接合部 EN の場合は、偏心側でせん断変形がもっとも大きく現れ、非偏心側にいくほどせん断変形が小さくなる傾向を示している。

これは、第4章で述べた偏心接合部 e85 の場合と同様な傾向となっている。ただし、e85 に比べ、偏心側から非偏心側へのせん断変形角の低下が顕著となっていることがわかる。例えば、e85 の偏心側でのせん断変形角は非偏心側の2倍以上となっているが、本章の EN は5倍にもなっている。実験試験体が異なることで、同然ながら結果も異なると考えられるが、その中でも接合部断面形状の影響が大きいと考えられる。ちなみに、e85 は接合部の幅とせいの比が 0.8 で、比較的扁平な形状に対して、EN は 1.14 で幅方向において比較的細長い形状となっている。このように、EN は e85 に比べ、幅がせいに対して長いタイプであるため、偏心側から非偏心への距離が長いような形状であり、従って偏心側と非偏心側でのせん断変形角の差が大きく現れると考えている。

(3) 偏心接合の場合 直交梁・スラブの影響

また、偏心接合部 EN に直交梁・スラブが付く場合、取り付いた側のせん断変形には影響するが、その反対側のせん断変形角には変化がなく、EN と等しい値となっている。また、取り付いた側のせん断変形への影響は取り付く位置によって異なる。偏心側に取り付く ESv の場合は、偏心側のせん断変形角が減少しているが、非偏心側に取り付く ES の場合はその逆の傾向として非偏心側のせん断変形が若干大きくなっている。これは、直交梁の拘束効果とせん断入力の上昇によるせん断変形角への増大効果が、偏心側と非偏心側でそれぞれ異なる傾向として現れるためであると考えられる。即ち、せん断変形が大きくなる偏心側では直交梁の拘束効果が大きく現れるが、非偏心側のようにせん断変形角が小さい場合には拘束効果が薄くなり、その代わりにせん断入力の上昇によるせん断変形角の増大効果が卓越すると考えられる。

このように、偏心接合部 EN の分布形状と、直交梁およびスラブの取り付いた ES、ESv の分布形状が異なっているが、接合部全体から見ると、偏心接合部に直交梁およびスラブが付くことによって大きな変化はないと考えられる。即ち、偏心接合部において、直交梁・スラブがせん断変形に及ぼす影響はそれほど大きくはないと考えている。

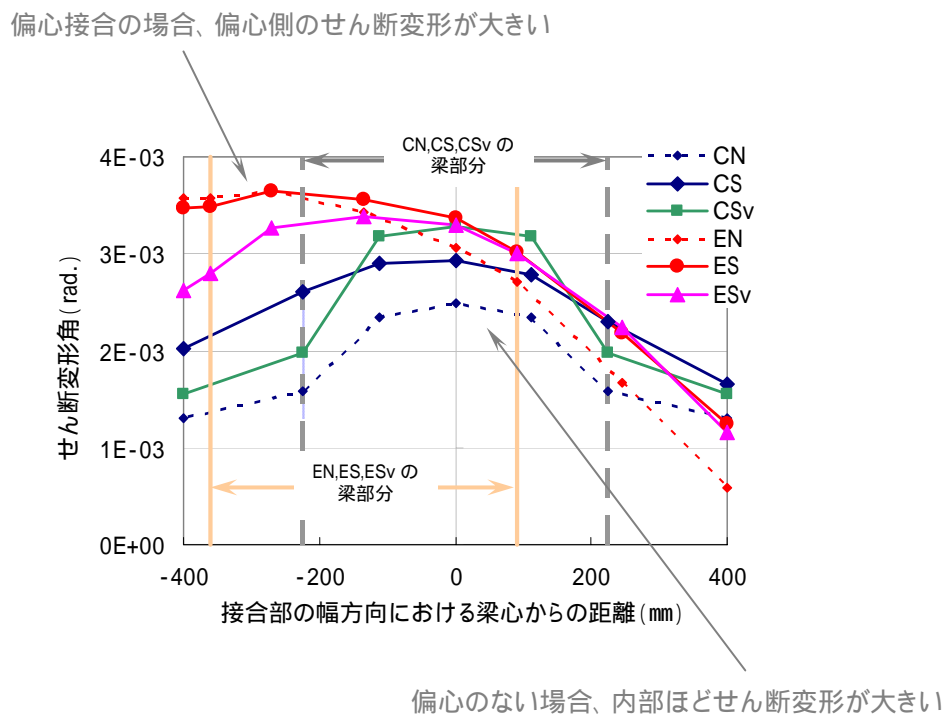


図 5.4.6 接合部幅方向におけるせん断変形角分布 (R=1/67)

5.4.4 圧縮主応力およびせん断応力分布

(1) パネルでの圧縮応力伝達

第4章では、接合部パネルでの圧縮主応力分布の検討において、圧縮ストラットによる応力伝達機構について述べた。本章の解析結果からも同様な傾向となっている。図 5.4.7 には、梁心を通るパネルでの層間変形角 $1/67$ 時における圧縮主応力および圧縮主応力ベクトル分布を示す。いずれの試験体も梁および柱の曲げ圧縮域から接合部に伝達された圧縮応力が接合部内部で対角線方向の高応力度領域を形成し、その領域内のベクトルも揃って対角方向とほぼ一致していることから、第4章で述べたような圧縮ストラットによる応力伝達が形成されていると考えられる。もちろん、鉄筋から伝達される付着力による応力成分も含まれていると考えられる。

また、このような圧縮主応力およびそのベクトルの分布は、偏心の有無や直交梁・スラブの有無にかかわらず酷似していることから、接合部内部の梁心付近のパネルではほぼ同様な傾向で圧縮応力の伝達機構を形成していると考えられる。

(2) 接合部斜め断面での圧縮主応力伝達

図 5.4.8 には、接合部を対角線に沿って切断して得られた斜めの断面上における圧縮主応力分布を、偏心のない CN および偏心ありの EN を例として示す。層間変形角は $1/67$ 時とした。

図 5.4.8 に示すように、斜めの断面上における圧縮主応力の分布は偏心の有無しによって大きく異なっていることがわかる。偏心のない CN は、基本的に幅方向において、ほぼ均一に応力を伝達することがわかる。柱せい方向から見ると、中央ほど圧縮応力が大きくなっており、中央から斜め断面長辺長さの約 $1/3$ 範囲内で高応力度として現れている。斜め断面上の圧縮応力分布は、圧縮ストラットをそれと直角方向に切断して表したものと考えることができる。したがって、斜め断面上での高応力度領域内での圧縮主応力は、圧縮ストラット断面を示すものとして仮定できる。その場合、高応力度領域を示す斜め断面長辺長さの約 $1/3$ をストラットせいとすると、幅は柱の全幅となる。

以上のように、偏心のない場合は接合部の全幅を持って圧縮ストラットが形成し、圧縮応力を伝達すると考えられる。

偏心接合部 EN では、偏心側に高応力度領域が形成され、圧縮応力が偏心側に偏って集中的に伝達されていることがわかる。偏心側ほど応力度が高くなっており、偏心面での応力度は偏心のない CN より高くなっていることから、偏心接合部の偏心側での圧壊が CN

より早期に発生し、また耐力も小さく現れると考えられる。(色レベルが異なるため、同一色コンターでも EN の応力度が高い)

また、非偏心側では応力度の低い、ほとんど応力が伝達されないと考えられる領域が広い面積をもって存在していることから、EN は偏心のない CN より応力伝達の効率が悪く、それによっても見かけ上耐力がさらに小さく現れると考えられる。

(3) 水平断面での応力伝達

(1)項では梁心パネルでの応力伝達がほぼ同様になっていると示したが、(2)項での斜め断面によって示されたストラット断面からは、幅方向における応力の伝達が、偏心有り無しによってかなり異なっていることを示した。このような幅方向上の違いは、ほかの試験体でも同様に現れると考え、本項では水平断面上における圧縮主応力およびせん断力方向を示すせん断応力分布について検討を行う。図 5.4.9、図 5.4.10 に梁心を通る水平断面での圧縮主応力分布およびせん断応力 σ_{zx} (せん断力方向) 分布を示す。

(3).1 水平断面で検討する方法の問題点

図 5.4.9 および図 5.4.10 からは、梁心を通る水平断面では、同一接合部では圧縮主応力とせん断応力がほぼ同様な形状として分布していることがわかる。いずれも柱せいの方向においては柱せいの中心ほど応力度が高くなる傾向を示すものの、接合部せいのほぼ全域にわたって圧縮応力が伝達されている。水平断面は(2)項に示す斜め断面の場合のように、圧縮ストラットに直角方向で切断して得ることではなく、ストラット方向と一定の角度(45°程度)を持って切断して得ているため、水平断面上でのストラットせいは斜め断面でのストラットせいに \cos を除した値となっている。従って、水平断面上では柱のほぼ全せいを持って応力を伝達しているように見られる。

また、本解析で用いた試験体は鉄筋とコンクリートの付着が良好であるため、鉄筋から伝達される付着力により形成されるトラス機構の圧縮応力成分も、柱せいの両側の領域で卓越すると考えられるが、これによっても接合部せい方向上では、広範囲にわたって圧縮主応力を伝達するようになると考えられる。

このように、水平断面での圧縮主応力分布から圧縮ストラットやトラス機構による応力伝達の検討が困難であると考えられ、応力分布については(2)項のような斜め断面上での検討が薦められる。

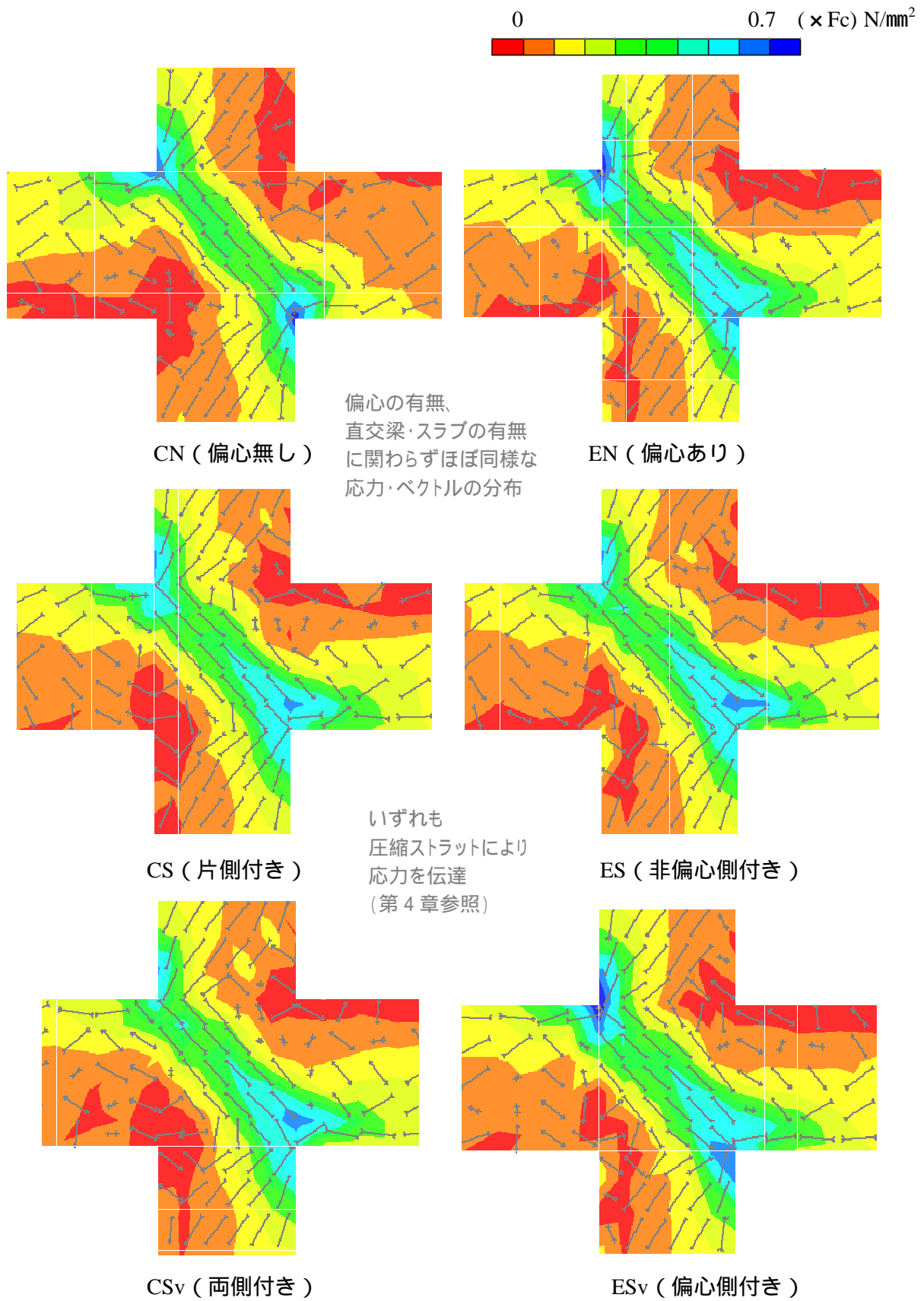


図 5.4.7 接合部パネルでの圧縮主応力度分布

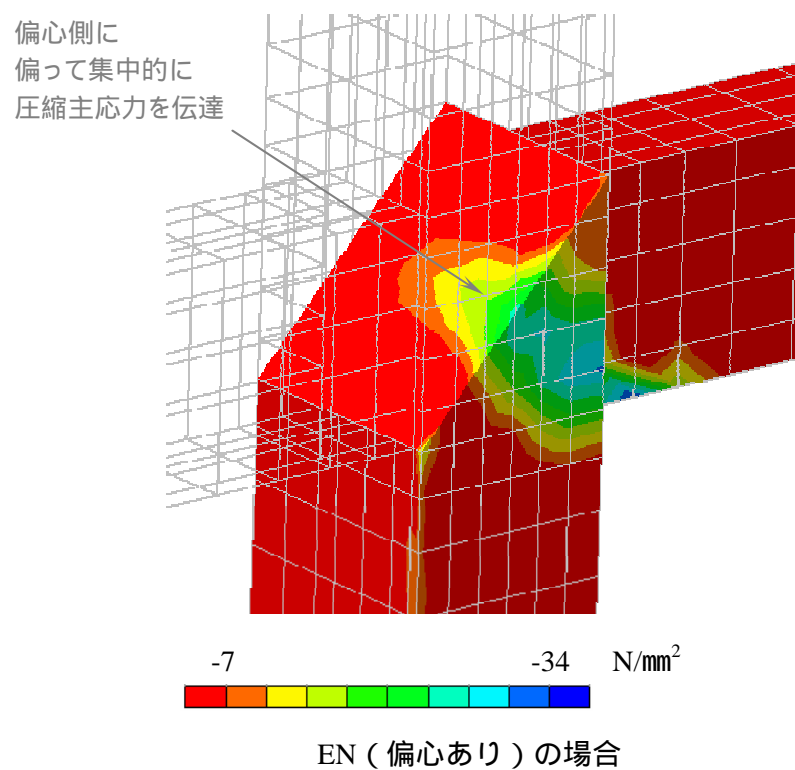
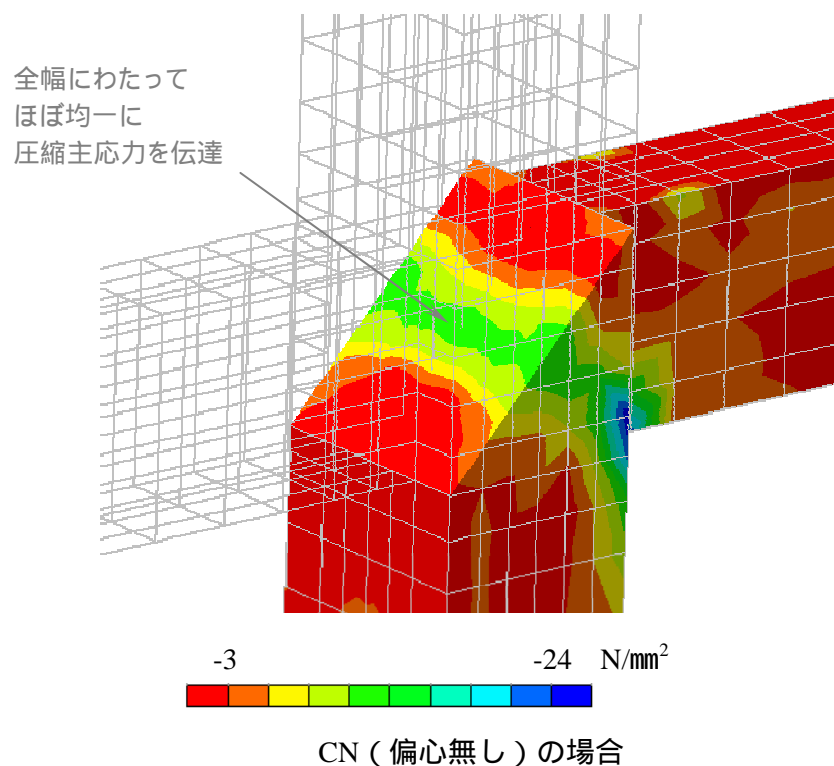


図 5.4.8 接合部表面および内部での圧縮主応力

(3).2 偏心のない場合

接合部の幅方向においては、圧縮主応力やせん断応力は試験体によって異なる分布形状となっている。偏心のない接合部 CN は、(2)項の斜め断面での幅方向における圧縮主応力分布と同様に、柱幅のほぼ全域にわたって応力の伝達を形成している。また、CN の片側および両側に直交部材が取り付いた CS、CS_v では、直交梁でも圧縮主応力が伝達されることが確認される。CS および CS_v は、直交梁・スラブの付いていない CN より、せん断耐力が直交部材の数に比例するように大きくなっているが、これは直交梁で伝達される応力に相当する分が、せん断耐力に反映されることによって生じた結果であると考えられる。

(3).3 偏心接合の場合

偏心接合部の場合は、EN、ES、ES_v のいずれも偏心側ほど応力度が高くなる傾向を示している。また、EN に直交梁・スラブが取り付く場合の ES、ES_v はいずれも直交梁での応力伝達が見られることから、偏心接合部においても直交梁での応力伝達によるせん断耐力への上昇効果によって、ES および ES_v の耐力が EN より増大していると考えられる。

また、直交梁・スラブは取り付く部位によって、偏心接合部の内部の応力分布に異なる影響を及ぼしている。非偏心側に取り付いた ES の場合は、偏心側の応力が EN の場合とほぼ等しい高応力度として現れており、接合部断面の全域にわたって同程度の応力度分布となっていることがわかる。それに対して、偏心側に取り付いた ES_v では、偏心側の高応力度が EN、ES よりかなり緩和されており、直交梁での応力度レベルも ES の非偏心側での応力度より高くなっているように見える。

このように、直交梁の取り付く部位により、偏心接合部の応力集中に対する緩和効果は異なっていると考えられる。すなわち、非偏心側に取り付く場合は、偏心側の高応力度分布に及ぼす影響は薄いですが、偏心側に取り付く場合は、その影響が顕著に現れる。従って、偏心側に取り付く場合には、応力集中による圧壊の早期発生が改善されると同時に、直交梁での応力伝達も非偏心側に取り付く場合より効率よくなることから、せん断耐力への上昇効果も期待できると考えられる。

ただし、最大耐力は偏心側に取り付いた ES_v が、その反対側に取り付いた ES より若干に大きくなる結果となっている。これに関して次のように考える。

偏心側に直交梁・スラブが取り付く ES_v の場合、偏心側の外側にあるスラブからのせん断力入力や、直交梁での応力伝達が見れている。これによって、接合部断面でのせん断力の作用中心線がさらに偏心側に移り、柱心から遠くなると考えられる。非偏心側に取り付く ES の場合は、その逆の傾向として、せん断力の作用中心線が柱心に近づくようにな

る。作用中心線と柱心間の距離が捩りモーメントの腕長さとして仮定すると、偏心側に取り付く場合は捩りモーメントが増大されると考えられる。従って、耐力にも負の影響を及ぼすと考えられる。

本章で用いた試験体は、いずれも梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型で、解析上においても層間変形角 $1/100$ 付近で鉄筋の降伏が見られた。これは、梁曲げ降伏が先行することによって、接合部へのせん断入力もほぼ頭打ちになり、接合部せん断変形の左右繰返しにより生じる接合部コンクリートのひび割れの拡幅により、有効圧縮強度が低下し、従ってせん断入力がさらに増大しなくても接合部のせん断耐力が低下し、荷重変形関係においても耐力低下が生じると考えられる。そのため、層せん断耐力には梁曲げ降伏による影響が大きく反映されていると考えられる。このことは、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型の試験体から得られた層せん断耐力からは、接合部の本質的な（固有の）せん断強度の検討が正確にはできないと考えられる。

偏心や直交部材が接合部に及ぼす影響について、今後、純接合部せん断破壊型の柱梁接合部試験体による検討が必要であると考えられる。

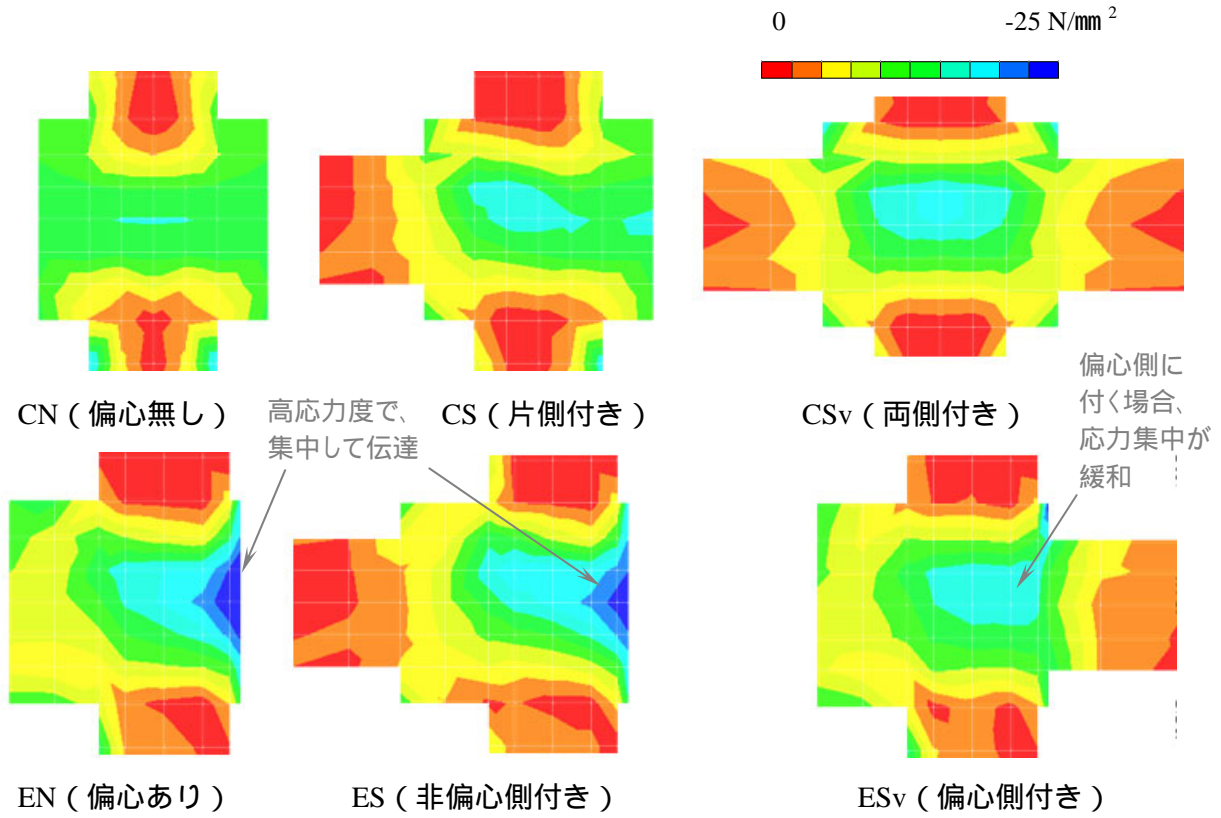


図 5.4.9 接合部水平断面での圧縮主応力 (R=1/67)

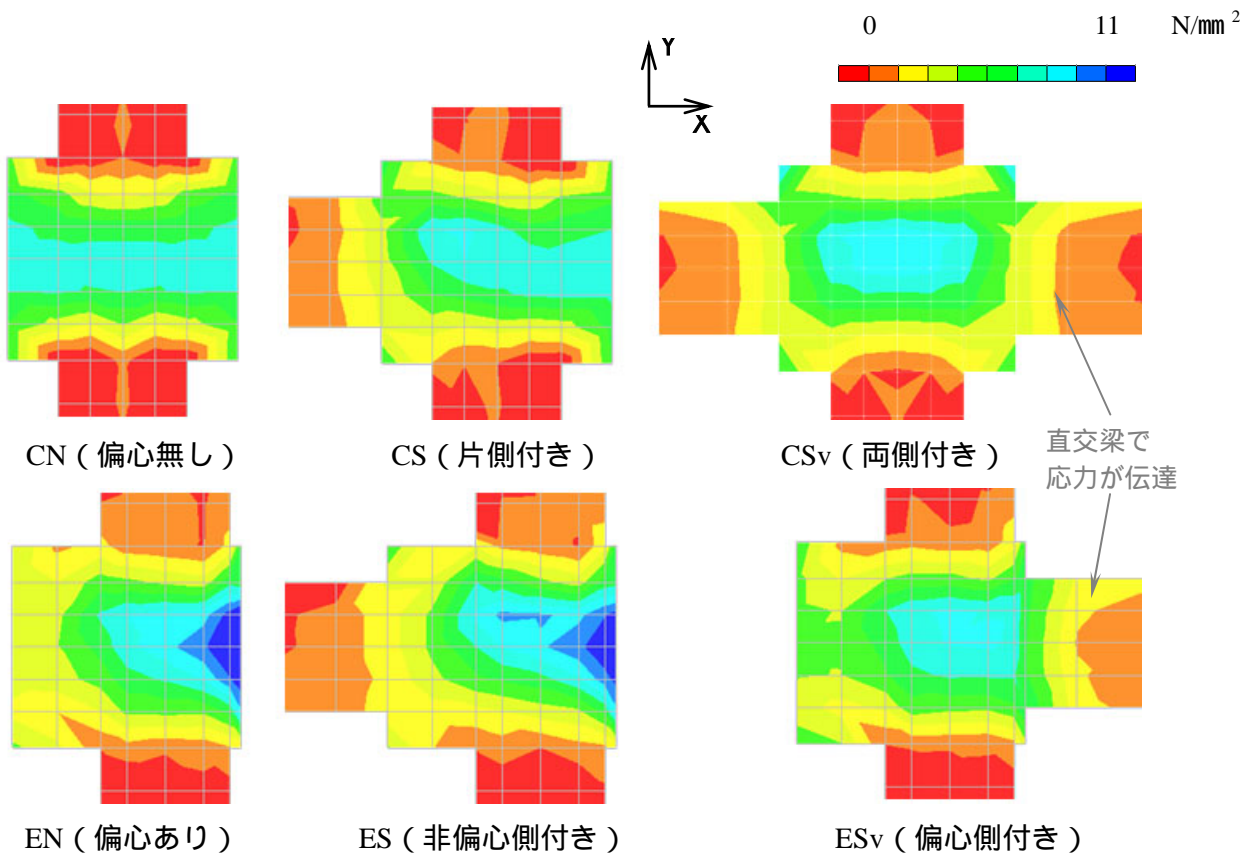


図 5.4.10 接合部水平断面でのせん断応力 τ_{zx} (R=1/67)

5.4.5 接合部断面におけるせん断力負担割合

5.4.4 節の(3)項では、圧縮主応力およびせん断応力分布から、接合部断面上における応力伝達や直交梁での応力伝達によるせん断耐力への増大効果などについて、定性的な検討を行ってきた。本節では、接合部断面における応力伝達について、さらに詳細な検討を行うことを目的として、接合部を図 5.4.11 のように、梁幅内、柱部分、直交梁、靱性指針による有効幅^[5.8]、柱幅などの領域に分けて、各領域でせん断応力を積分してせん断力として求めて検討することにした。図 5.4.12 には、各領域せん断力の、直交梁を含めた接合部全断面（以下、全断面と略称）に対する割合（負担率）を示す。また、接合部全断面および有効幅、柱幅でのせん断力を最大層せん断力と一緒に図 5.4.13 に示す。

(1) 全断面

図 5.4.13 では、全断面でのせん断力が層せん断耐力とよく対応していることがわかる。

(2) 有効幅内

有効幅内のせん断力を見ると、図 5.4.12 に示すように、偏心無し CN と偏心有り EN とのせん断力負担率の差が小さいことから、直交梁の付いていない平面試験体では、偏心の有無によらずに接合部内部でほぼ 8 割程度のせん断力を負担して伝達すると考えられる。これに直交梁が付くと、直交梁を通じて応力が伝達されることにより、いずれの試験体でも有効幅内の応力伝達負担率が減少している。偏心のない接合部では、片側に付く CS では 63%、両側に付く CS_v では 56%に減少していることから、取り付く直交梁の数が多いほど、有効幅での応力伝達の負担が減少していることがわかる。

偏心接合部の場合は、非偏心側に取り付く ES では 75%として減少率が比較的小さいことから、非偏心側に取り付く直交梁が有効幅内せん断力伝達に及ぼす影響はほかの試験体と比べて小さいと考えられる。それに対して、偏心側に取り付く ES_v の場合は、直交梁の影響が大きく現れ、有効幅内では 64%に減少している。

また、図 5.4.13 に示すように、せん断耐力は直交梁が付くことによって上昇しているが、有効幅でのせん断力は直交梁が付くことにより、非偏心側に付く ES 以外には著しく低下している。このことから、直交梁が付く場合、直交梁での応力伝達がせん断耐力の上昇に大きく寄与すると予想される。

(3) 直交梁

(2)項で述べたような、直交梁が取り付くことによる有効幅内でのせん断力負担率の減少は、直交梁でのせん断力負担率に強く依存している。即ち、直交梁でのせん断力負担率が大きいほど、有効幅での負担率が大きく低下することが考えられる。そこで、直交梁での負担率を見ると、偏心のない接合部では、片側に付く場合は9%、両側に付く場合は22%として、直交梁1個に概ね1割程度のせん断力を負担すると考えられる。偏心接合部の場合は、偏心側に付くES_vで16%として、反対側に付くESの9%より大きく現れていることがわかる。せん断耐力においても、偏心側に付くほうが非偏心側に付くほうより大きくなる傾向を示している。

(4) 柱幅内

試験体の層せん断耐力も、直交梁の負担率が大きいものほど、直交梁が付くことによる耐力上昇が大きく現れている。即ち、直交梁を通じて伝達されるせん断力に相当する分が、少なくとも層せん断耐力の増加量に含まれると考える。図5.4.13に示す柱幅内(柱断面)でのせん断力を見ると、直交梁の付いた試験体では、付いていない試験体より小さく現れている。このことから、耐力上昇は主に直交梁でせん断力が大きく伝達されることにより生じると考えられる。

(5) 梁幅内

梁幅内でも接合部有効幅と同様な傾向で、せん断力負担率は直交梁が付くことにより減少している。特に偏心接合部では、非偏心側に取り付く場合は負担せん断力の減少がそれほど見られないが、偏心側に取り付く場合は66%から52%に著しく低下されることから、偏心側に取り付くことによって、偏心側にある梁幅内でのせん断力集中を緩和する役割を果たすと考えられる。

(6) 検討結果から得られた見解

以上の考察から、次のようなことが考えられる。

直交梁が付かない接合部では、いずれの場合も有効幅内で、せん断力の伝達負担率が8割程度と考えてよいが、直交梁が付くと、有効幅内での負担率が減少され、従って有効幅以外の領域での応力伝達が卓越することになる。これは、せん断強度の計算上において、直交梁が付く場合は有効幅以外の領域での応力伝達を無視できないことを意味する。

外周部構面での十字型偏心柱梁接合部の場合は、一般的に片側に直交梁が付くことになる。図 5.4.13 に示すように、偏心接合部 EN の偏心側及び非偏心側に直交部材が取り付けられた ES_v 及び ES のせん断耐力が、偏心のない平面接合部 CN のせん断耐力レベルまで回復していることから、現行靱性指針^[5.8]の接合部せん断強度設計式によっても偏心接合部のせん断耐力が概ね安全側であるように考えられる。ただし、実建物での直交梁も繰返し载荷によって、梁端での曲げひび割れや圧壊による損傷が生じ、それによって直交梁の拘束効果が低下し、接合部には捩りモーメントが集中されることによって偏心の影響が更に大きく現れ、最大耐力の減少や、ピーク後の急激な耐力低下が生じると考えられる。

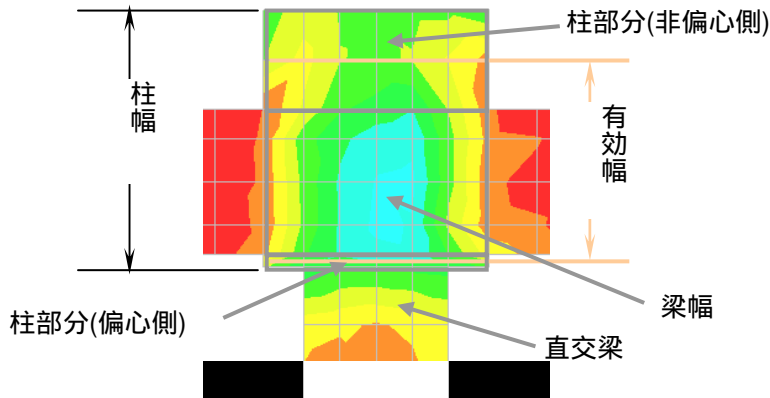


図 5.4.11 接合部の各部位 (ESv の場合)

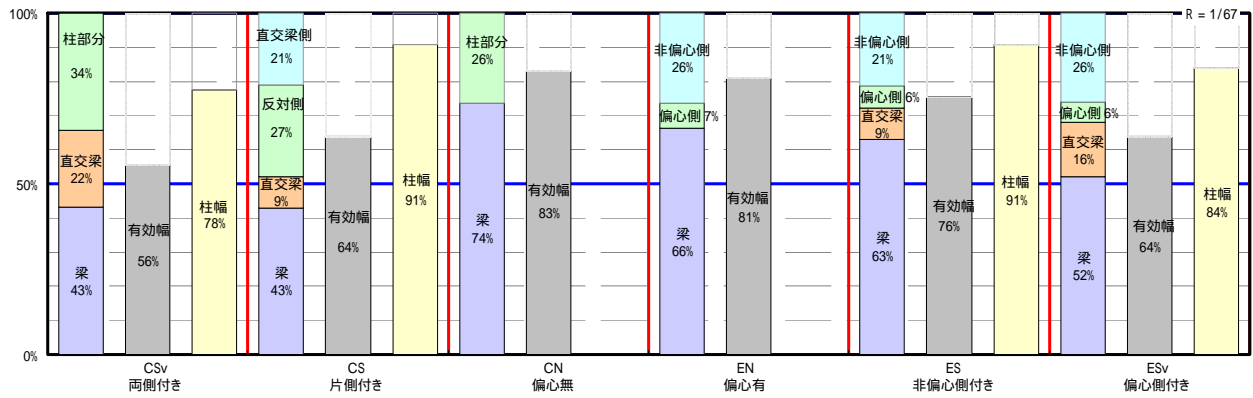


図 5.4.12 接合部の各部位のせん断力伝達負担率

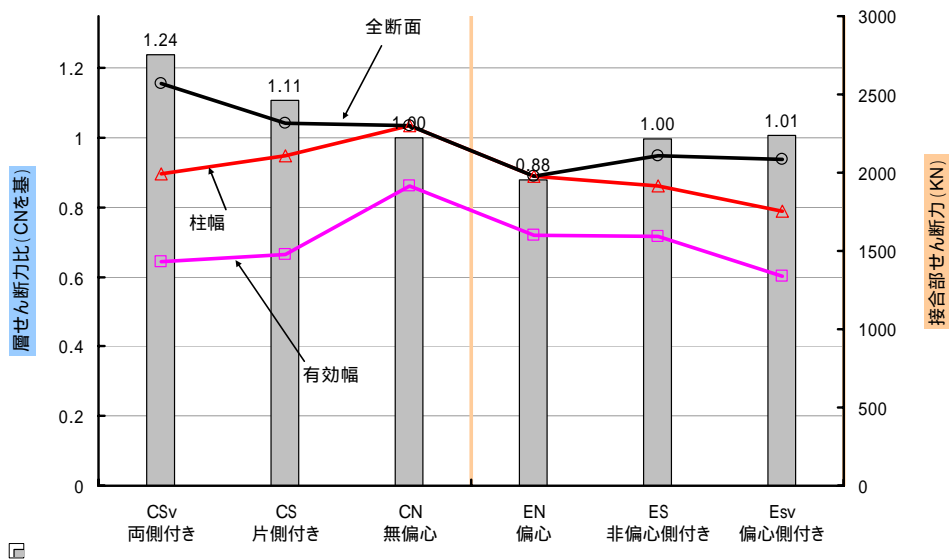


図 5.4.13 接合部内せん断力とせん断耐力との関係

5.5 消費ひずみエネルギー

(1) 消費エネルギー

RC 造構造物が地震動の繰り返し入力を受けた場合の損傷の程度について，Park ら^[5.9]は最大応答変形量と履歴消費エネルギーによって損傷度レベルを評価する指標を提案し，魚本ら^[5.10]は実験結果に基づいて累積消費エネルギーによる損傷度の提案を行った。これらはいずれも部材の荷重変形から求めた指標である。消費エネルギー W は，図 5.5.1 に示すように各サイクルの載荷終了時におけるループに囲まれた面積を計算することによって式 5.5.1 より求めることができる。

$$\Delta W = \int p d\delta = \sum p \Delta\delta \quad (\text{式 5.5.1})$$

ここで，

W ：消費エネルギー

P ：荷重

：変位の増分

累積消費エネルギー W は，消費エネルギー W を加算することによって次式により求める。

$$W = \sum \Delta W \quad (\text{式 5.5.2})$$

ここで，

W ：累積消費エネルギー

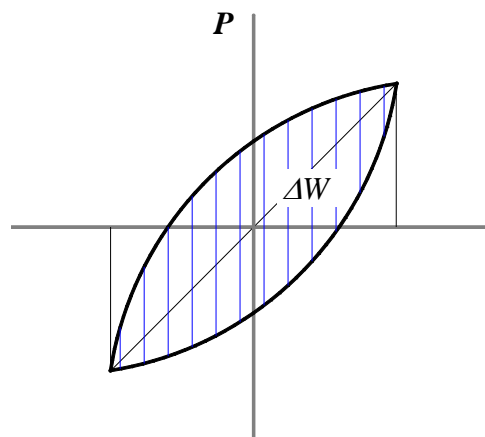


図 5.5.1 1 サイクルあたりの消費エネルギー量

繰り返し載荷時の RC 部材における損傷は，ある個所に集中的に生じる場合が多いと考えられる。荷重変形関係から求めた履歴消費エネルギーを用いて，RC 構造の損傷の度合いに関する定量的評価や，耐力の予測が可能にあるが，破壊機構の解明や材料レベルでの損傷評価は困難であるため，合理的な耐震設計手法を確立するための指標としては不十分であると考えられる。

(2) 消費ひずみエネルギー

RC 部材の FEM 解析結果からは，コンクリートや鉄筋，付着要素のあらゆる領域における応力やひずみ状態の把握が可能である。非線形解析では各増分載荷の区間内において外力と内力の釣り合いが形成されることから，外力によって生じる部材内部のひずみエネル

ギーは外力の成した仕事と等しくなる。繰り返し載荷時には、部材内部の応力ひずみから求めたひずみエネルギーの累積も外力の成す仕事と一致するようになる。

1 サイクル載荷終了時の外力が成す仕事消費エネルギーであれば、これと対応して部材内部のおおのこの要素の応力とひずみの積から求められるひずみエネルギーは、消費ひずみエネルギーとして次式により定義^[5.11]することができる。

$$\Delta U = \int_V \int_0^{\Delta \varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} dV \quad (\text{式 5.5.3})$$

添字 ij に総和規約が適用される。

ここで、

U：消費ひずみエネルギー

σ_{ij} ：応力

ε_{ij} ：ひずみの増分

V：要素体積

要素の累積消費ひずみエネルギー U は、各サイクルの消費ひずみエネルギー U を加算することによって次式により求める。

$$U = \sum \Delta U \quad (\text{式 5.5.4})$$

ここで、

U：累積消費ひずみエネルギー

消費ひずみエネルギー U は、履歴の消費エネルギーの代わりとして、損傷度の評価に用いることができると考える。消費ひずみエネルギーは次のような特徴がある。

おおのこの要素の応力ひずみ関係から求めるため、コンクリートや鉄筋、付着要素ごとに独立に計算され、材料レベルでの検討が可能である。それによって、材料ごとの損傷程度の把握が可能である。

おおのこの要素の消費ひずみエネルギー U を任意に区画された領域ごとに合計して検討することにより、部材の各部位での消費エネルギーを比較することができ、部材内部における損傷の分布状態を把握することが可能である。

要素ごとのエネルギーをコンターとして視覚的に表現することができる。

部材全体における合計を求めて、履歴の消費エネルギーの代わりとして、従来通りの損傷度の指標として用いることができる。

(3) 累積消費ひずみエネルギーUの検討

ここでは、解析結果から求めた累積消費ひずみエネルギーUについて検討を行う。ただし、各部材の体積の違いによるエネルギーUの違いを取り除くため、それぞれの部材体積で除した単位体積あたりのUを用いる。

(3).1 部材別の検討

柱梁接合部架構を、柱、梁、接合部、スラブ、直交梁などの部材ごとに、領域内のコンクリートや鉄筋の累積消費ひずみエネルギーUの総和を求めて図 5.5.2 示す。

図 5.5.2 では、いずれの試験体もほぼ同程度で部材ごとのエネルギー吸収の違いが明瞭に現れている。いずれも接合部でのエネルギー吸収がもっとも大きくなり、その次として梁のほうが大きく現れている。

これは、梁曲げ降伏後に接合部破壊した柱梁接合部においては、柱や梁に比べて体積が小さい接合部で損傷がもっとも大きくなることを示す。接合部がせん断破壊する前に、梁危険断面で曲げ降伏が生じた梁部材では、累積エネルギーUが接合部より小さく現れているが、これは、実験および解析ではひび割れや鉄筋の降伏が主に接合部側の梁端付近で生じ、接合部から離れた反曲点に近い領域に行くほど弾性挙動をするため、梁部材全体から見ればこのように単位体積あたりのエネルギーが小さく現れると考えられる。

直交梁の場合は、接合部に協力して応力を伝達すると同時に、接合部と繋がっているため、直交梁でも変形やひび割れが生じ、エネルギーが吸収される。

スラブの場合は、梁端中央でせん断力載荷を行うため、スラブからの直接入力が生じず、梁の協力幅として曲げ応力を伝達している。そのため、梁から遠いスラブ端部ではほぼ弾性変形となり、平均値として求められた単位体積あたりのエネルギー吸収は小さく現れている。また、梁の場合と同様に、接合部から離れた反曲点に近い領域に行くほど、弾性変形をするため、消費エネルギーはさらに小さく現れる。

柱ではエネルギーの吸収がもっとも小さく現れているが、これは、柱は弾性変形として設計されているため、鉄筋やコンクリートのほとんどが弾性変形に留まっているためと考えられる。また、柱の場合は、軸力によってコンクリートや柱主筋、帯筋に初期応力が導入されているため、図 5.5.2 で示す柱の累積消費ひずみエネルギーには弾性ひずみエネルギーの成分が大きな割合で含まれていると考えられる。即ち、実際に吸収されたエネルギー量は、それよりさらに小さい値であると考えられる。

(3).2 接合部，直交梁の累積消費ひずみエネルギー

図 5.5.3 には各試験体の接合部での累積消費ひずみエネルギーを，図 5.5.4 には直交梁（1 個あたり）での累積消費ひずみエネルギーを示している。

図 5.5.3 に示す接合部では，直交梁無しの場合は偏心接合部のエネルギーが大きく現れ，それによって損傷も偏心接合部で大きくなることが考えられる。また，直交梁が付くことにより，いずれもエネルギー吸収が低下している。偏心接合部での累積消費ひずみエネルギーの減少が著しく現れ，特に偏心側に付く場合にもっとも大きく低下していることから，偏心側に直交梁が付くことによって接合部の損傷程度が軽減されると考えられる。

図 5.5.4 からは，偏心接合部では偏心側に付く場合の直交梁でのエネルギー吸収が，非偏心側に付く場合より大きく現れ，また偏心のない場合は，両側に付く場合にエネルギーの吸収が大きくなっている。

(3).3 接合部幅方向における累積消費ひずみエネルギーの分布

図 5.5.5 に，接合部の各パネルにおける累積消費ひずみエネルギーを，幅方向に従って示す。偏心のない場合には，幅方向においてエネルギーの吸収がほぼ一様に分布していることに対して，偏心接合部では，偏心側ほどエネルギーの吸収が大きくなっている。これは，第 4 章で述べたような，偏心側で応力が偏って集中的に伝達されることや，偏心側ほど圧壊が顕著に現れるなどの傾向とよく対応し，また偏心のない場合にはほぼ全幅にわたって応力が伝達されることや，接合部の全領域にわたって圧壊されることなどの傾向とよく対応している。

また，直交梁が付くことにより，偏心接合部では，偏心側でのエネルギー吸収が減少されるものの，依然として偏心側のほうが大きい値となっている。偏心のない場合は，直交梁が幅方向のエネルギー分布形状に及ぼす影響はそれほど大きくはないと考えられる。

(3).4 材料ごとの検討

図 5.5.6 には，偏心無し CN と偏心有り EN の，接合部や梁，柱内部におけるコンクリートと主筋，せん断補強筋の累積消費ひずみエネルギーの負担割合を示す。

いずれも接合部内部ではコンクリートのエネルギー負担割合がもっとも大きく，また横補強筋のエネルギーが極めて小さい割合となっていることから，接合部内部では損傷が主にコンクリートに集中していることがわかる。また偏心接合部のコンクリートのエネルギー吸収が偏心のない場合より大きいことから，偏心するほどコンクリートの損傷が大きく現れることが考えられる。この傾向は，図 5.5.5 の検討で示したように，偏心側でのエネルギーが大きく現れることによるものと考えられる。

梁の場合は、梁主筋の曲げ降伏によって、梁主筋のエネルギー吸収がいずれも6割程度で大きな値として現れている。

柱の場合は、コンクリートや主筋、帯筋がほぼ同程度の割合となっているが、これは(3).1の部材別の検討でも示したように、柱の累積消費ひずみエネルギーには弾性ひずみエネルギーの成分が大きな割合を占めることによって、このような結果が現れると予測される。即ち、各材料のエネルギーには、軸力により導入された初期応力・初期ひずみ状態の影響が大きく現れる。

また、接合部では柱主筋と横補強筋、梁ではあばら筋が弾性変形の状態にあるにもかかわらず、負担割合が1~3%程度として極めて小さい値として現れている。これは、載荷終了後にも周辺コンクリートのひび割れや残留ひずみによって、鉄筋の一部に応力が導入され、鉄筋に弾性ひずみエネルギーが貯えているためと考えられる。

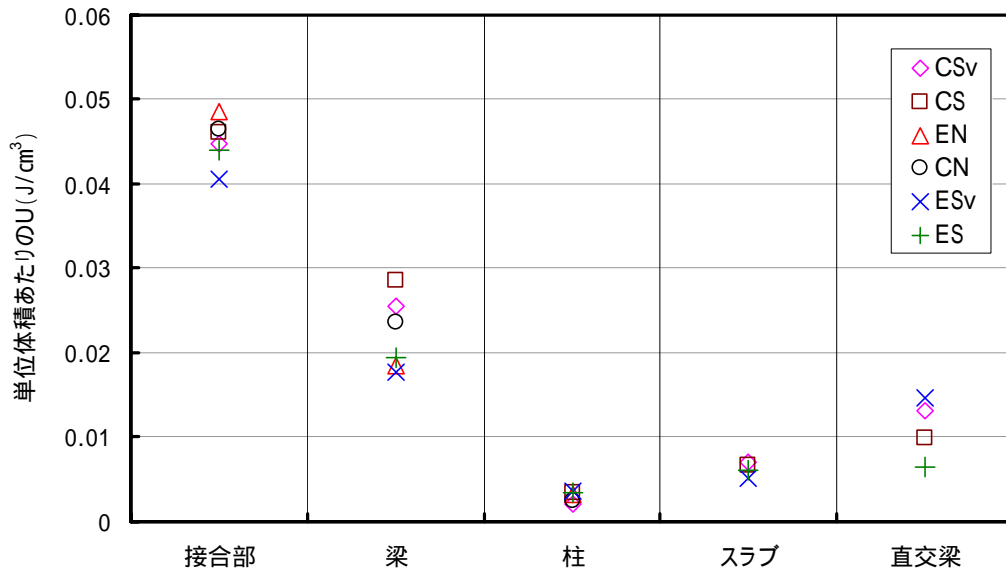


図 5.5.2 部材別の累積消費ひずみエネルギーU (R=1/67)

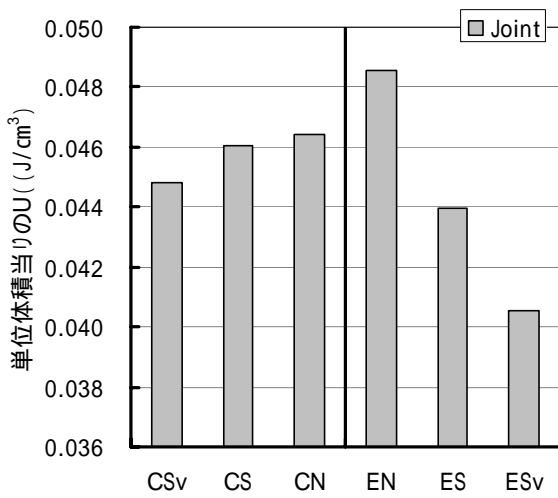


図 5.5.3 接合部の

累積消費ひずみエネルギーU (R=1/67)

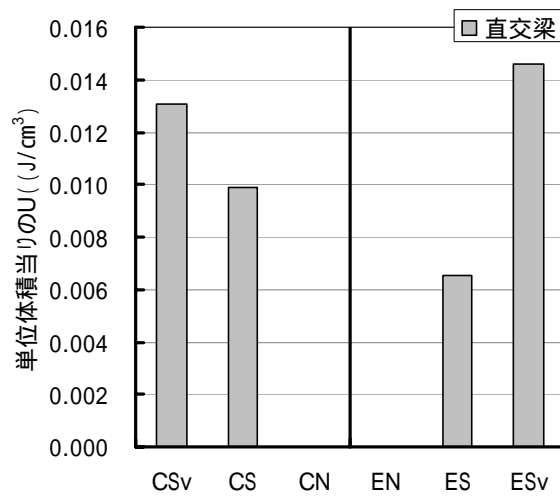


図 5.5.4 直交梁の

累積消費ひずみエネルギーU (R=1/67)

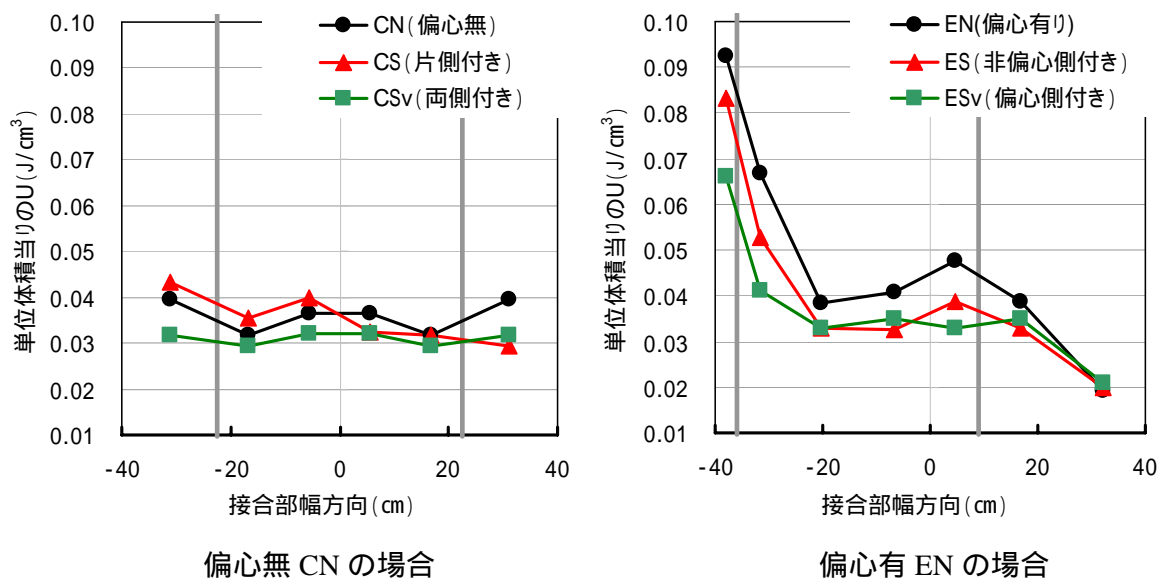


図 5.5.5 接合部パネルの消費ひずみエネルギーUの接合部幅方向における分布 (R=1/67)

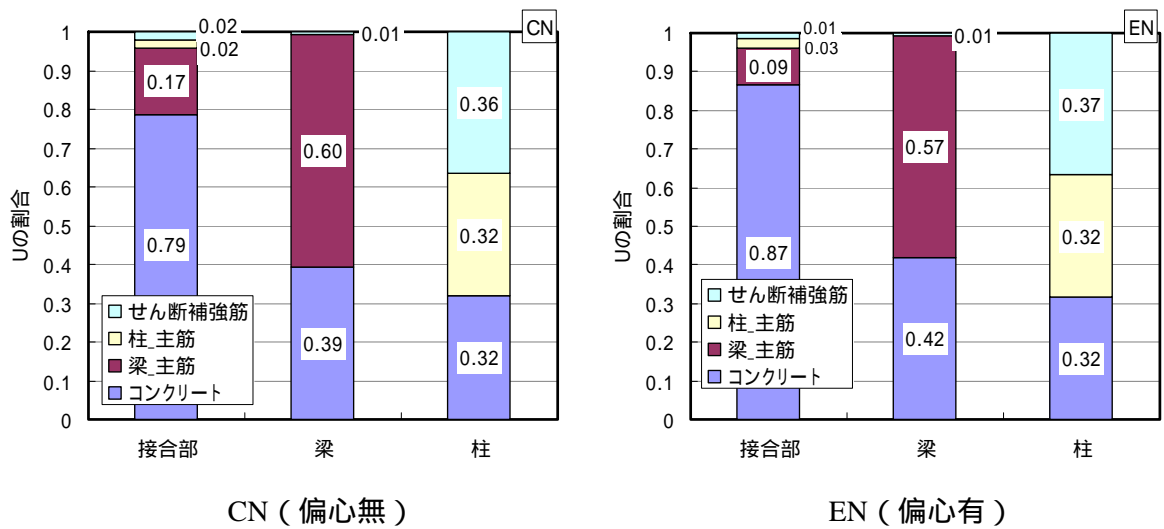


図 5.5.6 材料別の累積消費ひずみエネルギーUの分担割合 (R=1/67)

5.6 まとめ

本章では、十字型 RC 造の偏心無しおよび偏心有りの柱梁接合部に直交梁および床スラブが片側および両側（偏心のない場合のみ）に取り付く場合の実験試験体および仮想試験体について、繰り返し荷重、単調荷重の履歴を与えたときの 3 次元 FEM 解析を行い、その解析結果に関する検討を行った。本章で得られた主な成果を次のように示す。

偏心の有無や直交梁・スラブの有無によらず、接合部内部ではほぼ同様な傾向で圧縮ストラットにより圧縮応力を伝達する。

偏心側に偏って高応力度で圧縮応力が伝達されることが、接合部を斜めに切断して得られた断面での圧縮主応力の分布から明らかにされた。

直交梁ひとつに概ね 1 割程度の応力伝達を負担する。特に偏心接合部の偏心側に直交梁が付く場合に応力伝達量がもっとも大きく現れると同時に、偏心接合部の応力集中を緩和させる役割を果たしている。

偏心接合部では、捩り応力の作用により、ひび割れ面がパネルとの直角方向から傾くことや、偏心側ほどひび割れ幅が大きくなること、非偏心側でのひび割れ角度が大きくなることなどがわかった。

直交梁とスラブが偏心接合部の捩り変形やせん断変形に及ぼす影響はそれほど大きくはないと考えられる。

以下、各節ごとの結果をまとめて示す。

(1) 解析結果の検討項目ごとによるまとめ

(1).1 ひび割れ状況 (5.4.1 節)

(ひび割れ進展) 荷重の早期段階において、梁端引張域で曲げひび割れが先行して発生し、変形の増大とともに引張域から梁内部へせん断ひび割れが発生、拡散する一方、接合部内部にも梁引張域に面する隅角部から斜めせん断ひび割れが徐々に接合部の中央部へ向かって拡散している。また、このような荷重初期におけるひび割れ発生状況は、最大耐力時に実験および解析において、パネル中央部で斜めのせん断ひび割れが大きく開口していることと異なる。

(各試験体の比較) いずれの接合部も、最大耐力時に接合部の全域でひび割れが発生し、中央ほどひび割れ幅が大きく開口し、また直交梁・スラブが取り付けいてもひび割れの発生状況に顕著な違いは現れていない。

(偏心接合部の場合) 直交梁・スラブの付いていない偏心接合部では、捩りモーメントの作用により生じる捩り応力がせん断応力に累加されることにより、ひび割れ面がパネルとの直角方向から傾き、またひび割れが偏心側ほど大きく開き、ひび割れ角度(水平断面との角度)が非偏心側で大きく現れる。

(1).2 接合部の変形(5.4.2節、5.4.3節)

(捩り変形) 偏心接合部は直交梁・スラブの有無に関わらず捩りモーメントによって接合部で捩り変形が大きく生じ、また直交梁・スラブが捩り変形に及ぼす影響は小さく現れた。

(せん断変形) 接合部に直交梁・スラブが取り付く場合、直交梁による拘束効果が現れる一方、せん断耐力の上昇によって接合部へのせん断力入力が増大されるため、直交梁・スラブが付くことによってせん断変形角が必ずしも小さくはならない。また、偏心接合部では、偏心側に取り付く場合にせん断変形角は減少するが、接合部全体の変形から見ると、直交梁・スラブが偏心接合部のせん断変形に及ぼす影響はそれほど大きくはない考えられる。

(1).3 圧縮応力伝達(5.4.4節)

偏心の有無や直交梁・スラブの有無に関わらず、接合部内部の梁心付近ではほぼ同様な傾向で、圧縮ストラット機構により応力を伝達している。また、対角線方向に沿って切断して得られた断面上における圧縮主応力分布からは、偏心接合部の偏心側に偏って圧縮応力が伝達されることにより、偏心側での圧壊の早期発生による耐力低下や、有効応力伝達断面積の減少による見かけ上の耐力低下、などのせん断耐力低下の原因が考えられる。

水平断面での応力分布からは、直交梁での応力伝達を確認され、またそれによってせん断耐力が上昇すると考えられる。偏心接合部では、偏心側に直交梁・スラブが付く場合に偏心側の応力集中に対する緩和効果が現れている。それによって、偏心側での圧壊の早期発生現象が改善されること、接合部内で効率よく応力が伝達されることから、せん断耐力へ増大効果も期待できると考えられる。

(1).4 累積消費ひずみエネルギー (5.5 節)

1 サイクル終了時における架構の荷重変形関係から求められる消費エネルギーに対して、コンクリートや鉄筋のおのこの要素の応力ひずみ状態から求められるひずみエネルギーを消費ひずみエネルギー U として定義を行い、それが消費エネルギーの代わりとしても用いることができることを示すと同時に、材料ごとによる損傷評価や部材の各部位ごとによる損傷評価、さらに視覚的表現が可能であることなどの特徴について示した。

柱梁接合部の累積消費ひずみエネルギーに関する検討では、接合部でエネルギーの吸収がもっとも大きく現れること、偏心接合部では圧壊やひび割れ拡幅が顕著となる偏心側ほどエネルギー吸収が大きくなること、また、接合部では鉄筋に比べコンクリートの累積消費ひずみエネルギーの割合が大きくなり、曲げ降伏した梁では梁主筋のエネルギー割合が大きく現れることなどを示した。

(2) 接合部断面でのせん断力負担割合 (5.4.5 節)

接合部の断面を、直交梁や柱幅、梁幅、有効幅、などの領域に分け、領域ごとにせん断応力を積分して求めたせん断力に基づいて、直交梁が付くことによるせん断力負担率の変化に関する検討を行った。

検討結果より、偏心のない場合は、直交梁 1 個に概ね 1 割程度のせん断力を負担することや、偏心接合部では、偏心側に付く場合に負担率が 16% としてせん断力を大きく伝達していることなどがわかった。また直交梁での負担率が大きいものほど、耐力上昇が大きいことから、直交梁を通じて伝達されるせん断力に相当する分が、少なくとも層せん断耐力の増加量に含まれると考えられる。

【 第5章 参考文献 】

- 【5.1】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998年10月
- 【5.2】洪杰、柏崎隆志、野口博：繰り返し載荷時の直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文報告集、pp. 331-336、2008.
- 【5.3】柏崎隆志、洪杰、野口博：3次元 FEM 解析による直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する研究、その1 解析概要および層せん断力-層間変形角関係、その2 解析結果の検討、pp. 605-608、日本建築学会学術講演梗概集、2008年9月
- 【5.4】石田健吾、嶋晃平、東健二、藤井 栄：鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験、コンクリート工学年次論文報告集、pp. 343-348、2001年
- 【5.5】嶋晃平、石田健吾、佐藤裕一、藤井 栄：実大実験結果に基づく接合部の損傷評価と寸法効果に関する考察、コンクリート工学年次論文報告集、pp. 349-354、2001年
- 【5.6】赤田匠、嶋晃平、石田健吾、馬場望、藤井栄、西村泰志：RC 実大柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究、その1 実験計画と結果、その2 実験結果と接合部の寸法依存性、その3 接合部の損傷評価に関する考察、pp. 189-194、日本建築学会学術講演梗概集、2001年
- 【5.7】余勇：繰り返し載荷時の RC 部材の3次元有限要素解析プログラムの開発および応用、千葉大学学位論文、2005年9月
- 【5.8】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・同解説、1999
- 【5.9】Park, Y.J. and Ang, A.H.S. : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp. 722-739, Apr. 1985.
- 【5.10】魚本健人、矢島哲司、本郷和徳：繰り返し曲げを受ける RC 梁の消費エネルギーによる破壊特性評価、土木学会論文集、No.460 / V-18, pp. 85-91, 1993.2
- 【5.11】堀部明久、余勇、柏崎隆志、野口博：スラブ付 RC 柱・梁接合部の3次元 FEM 解析、コンクリート工学年次論文報告集、pp. 457-462、2004年

第6章 RC 造柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究

6.1	はじめに	169
6.2	柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する既往の研究	
6.2.1	Park & Paulay モデル	171
6.2.2	現行耐震設計における偏心接合部の耐力低下	174
(1)	靱性指針の有効幅による耐力低下	
(2)	ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率 <small>jt</small>	
6.3	解析モデル	
6.3.1	解析対象試験体	178
6.3.2	解析モデル	180
6.3.3	要素分割および境界条件	181
6.4	解析結果 荷重変形関係	
6.4.1	層せん断力-層間変形角関係	182
6.5	解析結果 接合部内部の応力・ひずみ状態に関する検討	
6.5.1	接合部パネルでの圧縮主応力伝達およびその問題点	188
6.5.2	ストラット方向応力 σ_a および対角断面	195
6.5.3	接合部コンクリートの圧壊状況	197
6.5.4	接合部コンクリートのひび割れ状況	202
6.5.5	接合部コンクリートの有効圧縮強度	205
6.5.6	垂直断面でのストラット方向応力 σ_a 分布	210
6.5.7	対角断面でのストラット方向応力 σ_a の分布	214
(1)	$R=1/400$ 時の σ_a 分布	214
(2)	$R=1/100$ 時の σ_a 分布	220
(3)	最大耐力時の σ_a 分布	226

(4) 最大耐力後の a 分布	232
6.6 最大耐力時のストラット方向圧縮応力 a の分布特徴に関する検討	
6.6.1 はじめに	237
6.6.2 各基準より区画された領域での a の検討	239
(1) 基準応力による方法	
(2) 一定面積による方法	
(3) 付着絶縁の有効圧縮力伝達領域を基準にする方法	
6.6.3 各方法の検討成果に基づく総合的考察	245
6.6.4 基準応力 $0.12F_c$ 領域の検討	247
6.7 柱梁接合部のせん断強度式の提案	
6.7.1 柱梁接合部のせん断強度式	249
6.7.2 接合部の有効断面積 S_j	250
(1) 接合部有効せい D_j	
(2) 接合部有効幅 b_j	
6.7.3 捩りモーメントの作用による耐力低下率 η_{jt}	252
(1) 偏心接合部の幅方向における応力分布の特徴	
(2) 偏心接合による耐力低下の原因に関する考察	
(3) 耐力低下率 η_{jt}	
(4) 捩りモーメントにより生じる接合部固有強度領域内での平均捩り応力度 $\bar{\sigma}_{jt}$	
(5) 接合部固有強度領域の半径 a	
(6) 捩りモーメントによる幅方向での最大せん断応力 σ_{jt}	
6.7.4 偏心接合部の耐力低下率 η_{jt} の考察	259
6.7.5 せん断強度の基準せん断応力度 F_j	267
6.7.6 適用範囲	273
6.8 まとめ	274
【第6章の参考文献】	280

6.1 はじめに

(1) 本章の背景

現行設計指針類^{〔6.2-4〕}における柱梁接合部のせん断強度設計式は、コンクリートの強度や形状を主なパラメータとしており、コンクリートの圧縮強度の関数である平均せん断応力度と、接合部有効幅と柱せいより求められる接合部水平断面積との積で表されている。平均せん断応力度は、梁曲げ降伏前に接合部がせん断破壊した試験体より求められており、接合部の有効幅は基本的には柱幅と梁幅の平均値として求められている。偏心接合部の場合もこの式によって設計されることになり、偏心の影響については、有効幅によってある程度は考慮されていると考えられるが、場合によっては偏心しても耐力低下が評価されないという曖昧さが含まれている。

また、報告書^{〔6.1〕}では、靱性指針^{〔6.3〕}の接合部せん断強度式を用いて、兵庫県南部地震で柱梁接合部が被災した建物について検討を行っているが、被災した接合部のほとんどはせん断余裕度が約 1.5 以上であり、設計上においては安全側として評価されると示されている。また、検討された接合部には偏心接合部が多く、偏心接合によって生じる捩り応力による耐力低下について、適切な評価が必要であることも明らかにしている。

兵庫県南部地震の後、柱と梁の偏心接合が柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、いくつかの実験が行われており、主には、BJ型、J型、BLJ型（偏心側接合部破壊を伴う梁曲げ破壊^{〔6.5〕}）破壊の試験体を対象とし、偏心距離、直交梁やスラブの有無、せん断力入力量、横補強筋量などをパラメータとする場合が多く、また偏心接合による耐力低下の一因として捩り応力の影響であるとの見解が示されている。接合部の挙動については、マクロモデルによる考察が行われてはいるものの、その説^{〔6.50-52〕}も多様であり、接合部の破壊機構に関しては未だに不明な点が多い。

解析的研究では実験で検討困難な内部応力や変形状態などに関する検討が精力的に行われ、接合部内部での圧縮ストラットによる応力伝達や、偏心接合部で偏心側に偏って応力が伝達されるなどの成果^{〔6.7-8〕}が挙げられているものの、せん断抵抗機構の解明までは至っていない。

近年 3次元による非線形 FEM 解析が盛んに行われ、より現実に近い条件で構造物の力学的挙動に関して検討を行うことができるようになった。RC部材での諸課題についても 3次元非線形 FEM 解析は有効である。既に第 3章、第 4章でも述べたように、水平力加力時の偏心接合部に生じる捩りモーメントは、部材を 3次元的にモデル化することにより表

現が可能となり、部材内部での応力集中や不均等な応力分布も3次元解析を行うことにより検討が可能となる。

(2) 本章の目的

第4章および第5章では、柱梁接合部の耐震性能に及ぼす偏心接合の影響や、直交梁・スラブの偏心接合部に及ぼす影響について検討してきた。検討方法としては、接合部内部での応力・ひずみ状態や変形に基づいた定性的な評価が主流である一方、直交梁の協力効果についてはせん断力負担率による定量的な検討手法にもふれている。

本研究ではこのような解析的研究から得られた成果に基づき、諸パラメータの影響に関する定性的評価に留まらず、如何にして解析結果から得られた成果を有効に利用し、接合部の耐震設計にその成果を応用することに着目点を置き、解析結果からの検討成果を接合部のせん断強度式の誘導に反映させることを目的とする。また、式の提案のみならず、検討および分析手法の開発にもその力点をおくことによって、解析結果分析ツールのもうひとつの領域を開拓することも試みる。

以上の目的を達成するために、まずはせん断抵抗機構の解明が必要となり、せん断抵抗機構に及ぼす諸影響因子に関する解析的検討も必要である。せん断抵抗機構に影響を及ぼすと考えられるパラメータは主に、鉄筋とコンクリート間の付着性状、接合部横補強筋の量、柱軸力、アスペクト比、直交梁・スラブの有無、繰り返し载荷による劣化、多方向载荷、偏心接合、接合部断面形状（柱と梁の幅比、接合部のせいと幅の比）などが考えられる。

本章では、その第一歩として、接合部内部での付着性状や横補強筋量および偏心接合の影響を取り挙げ、接合部せん断破壊型として設計した十字型平面柱梁接合部を対象にして単調载荷時の3次元FEM解析による検討を行う。また、内部応力状態に関する定量的な検討を行うことにより、柱と梁の偏心接合を含む柱梁接合部のせん断抵抗機構を明らかにし、さらにその成果をまとめて柱梁接合部のせん断強度式に反映することによって、安全かつより合理的な柱梁接合部の耐震設計法の提案を試みる。

6.2 柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する既往の研究

6.2.1 Park & Paulay モデル^{【6.9】}

第2章では、接合部内部でのせん断力抵抗機構について、Park & Paulay モデルの概略を述べた。ここでは、それに関する若干の詳細について記す。

(1) 接合部に作用する力^{【6.10】}

柱梁接合部架構に、右から左向きの水平力が作用する場合、図 6.2.1 に示すように柱、梁の応力は上下左右おのおの逆対称となる。ここで、単純化のため柱軸方向力は無視する。

その時、接合部の上下左右の部材の曲げモーメントは、図 6.2.2 のように引張側では鉄筋の引張力 T になり、圧縮側ではコンクリートの圧縮力 C_c と鉄筋の圧縮力 C_s になる。軸力のない梁の場合は、力の釣り合いにより左でも右でも $T=C_c+C_s$ である。ここで、接合部の耐震設計を行うには、次のような2点を満足しなければならない。

柱梁接合部内の梁主筋は $bT+bC_s$ の力を付着によって接合部内のコンクリートに伝えなければならない。柱の主筋も同様であるが、柱より梁曲げ降伏が先行するように設計するため、接合部内梁主筋とコンクリート間の付着が問題視される。

接合部内のコンクリートに作用する大きなせん断力 V_{jh} または V_{jv} によって、接合部がせん断破壊しないようにしなければならない。

(2) 接合部せん断力^{【6.9-10】}

梁曲げ降伏が先行すると仮定したとき、接合部内の水平せん断力の可能な最大値は次式より表される。

$$V_{jh} = (A_s + A'_s)k \cdot f_y - V_c \quad (\text{式 6.2.1})$$

ここで、 $bT = A_s k \cdot f_y$, $bT' = A'_s k \cdot f_y$

A_s , A'_s : 梁主筋, 柱主筋の断面積

f_y : 鉄筋の降伏強度

k : 鉄筋のひずみ硬化を考慮した最大応力度と降伏強度との比

(3) 接合部でのせん断力伝達^{【6.9-10】}

式 6.2.1 によるせん断力を、接合部内で伝達する抵抗機構として、ここでは、Park & Paulay らのコンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構について示す。接合部のせん断力 V_{jh} は、次式のように、圧縮ストラットによるせん断力成分 V_{ch} と、トラス機構により伝達されるせん断力成分 V_{sh} の和で表される。

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad (\text{式 6.2.2})$$

(3).1 コンクリート圧縮ストラット機構

図 6.2.3 で、コンクリートの負担する圧縮力 C_c など、柱、梁のせん断力 V_c または V_b など、それと圧縮領域で鉄筋からコンクリートに伝わる付着力 T_c などが釣り合いを保ち、接合部内の角度 α のコンクリート圧縮ストラットを介して、斜め圧縮力 D_c となって伝達される。これをコンクリートストラット機構と呼び、斜め圧縮力 D_c の水平成分（ストラット機構による負担分）を図の右下隅角部位置で取ると、次式より表される。

$$V_{ch} = D_c \cos \alpha = {}_b C_c + \Delta_b T_c + V_c' \quad (\text{式 6.2.3})$$

繰り返すが、ここで ${}_b T_c$ はコンクリートストラットの中で、付着によって鉄筋からコンクリートに伝達される水平力を示す。

(3).2 トラス機構

接合部内の梁の主筋に作用している力は上端筋で $T + C_s'$ 、下端筋で $T' + C_s$ となる。これらの力は上記の ${}_b T_c$ よりずっと大きいが、 ${}_b T_c$ などを除いた残りが釣り合うためには、それらが付着によってコンクリートに伝えられ、図 6.2.4 のようなトラス機構として伝達されなければならない（トラス機構による負担分）。

$$V_{sh} = D_s \cos \alpha = {}_b T' + {}_b C_s - \Delta_b T_c \quad (\text{式 6.2.4})$$

式 6.2.3 および式 6.2.4 を、式 6.2.2 に代入すると、次のようになる。

$$V_{jh} = {}_b T' + {}_b C_c + {}_b C_s - V_c' \quad (\text{式 6.2.5})$$

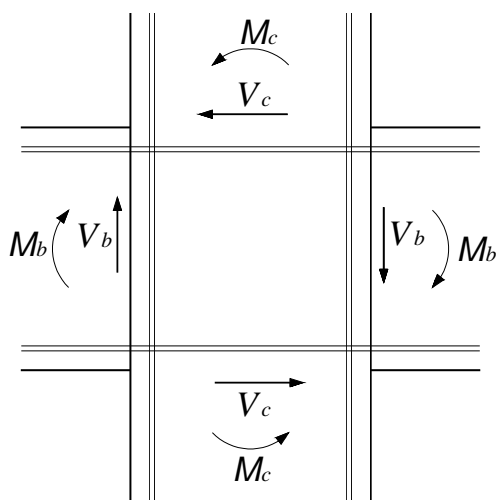


図 6.2.1 接合部まわりの
モーメントとせん断力 [6.9]

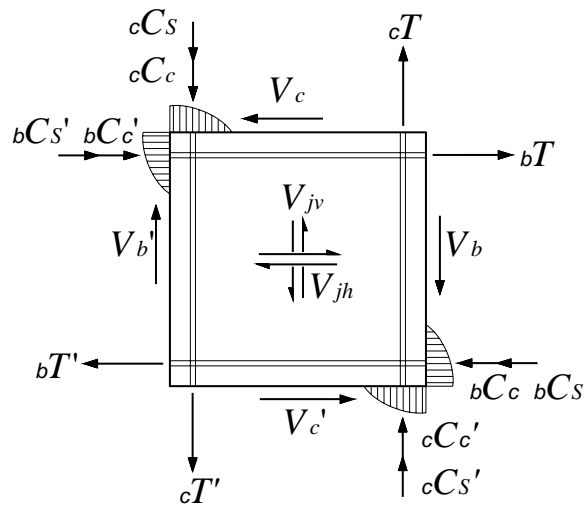


図 6.2.2 接合部にかかる力と
接合部内のせん断力 [6.9]

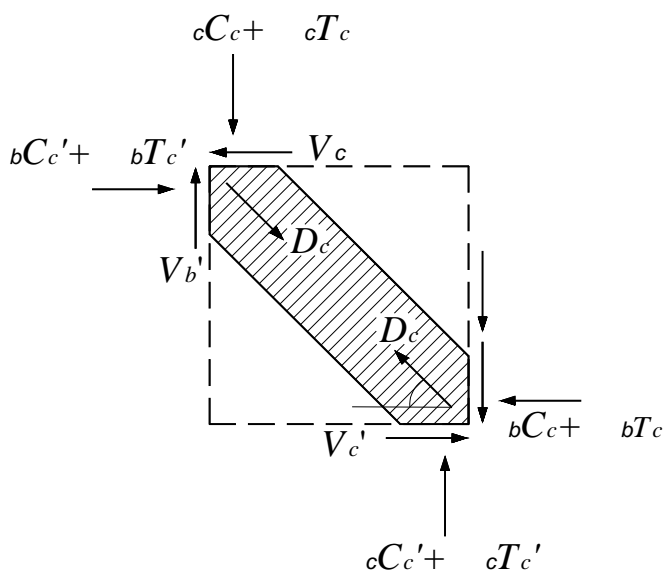


図 6.2.3 コンクリートストラット機構 [6.9]

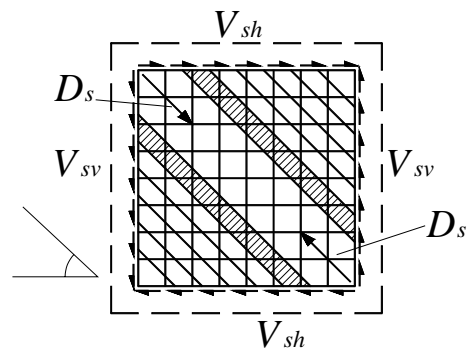


図 6.2.4 トラス機構 [6.9]

6.2.2 現行耐震設計における偏心接合部の耐力低下

(1) 靱性指針の有効幅による耐力低下

図 6.2.5 に第 2 章の表 2.4.1 の文献からまとめた偏心のない接合部に対する偏心接合部のせん断強度の低下率と靱性指針の有効幅による低下率 b_j を示す。靱性指針の有効幅による低下率とは、偏心接合部有効幅の偏心のない接合部有効幅に対する比を示す。図 6.2.6 には、有効幅による低下率と実験における偏心接合部のせん断耐力低下率との関係を示す。

靱性指針の接合部せん断強度式による偏心接合部の強度低下は、式 2.3.5 (第 2 章参照) により計算される有効幅の減少により評価される。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (\text{式 2.3.5})$$

式 2.3.5 では、梁両側の柱部分の協力幅の 1/2 が柱せい D の 1/4 を超える場合は $D/4$ を上限とし柱幅に加え、そうでない場合は協力幅の 1/2 を柱幅に加えることにより有効幅を求めている。そのため、柱と梁が偏心しても協力幅の 1/2 が $D/4$ を超えない場合には有効幅は柱幅と梁幅の平均値として現れ、偏心接合部の有効幅は偏心のない接合部の有効幅と等しくなる。長辺協力幅（非偏心側の協力幅）が $D/4$ を超えると有効幅が偏心のない接合部より減少される。このとき、有効幅の減少分は偏心側の短辺協力幅の減少により現れる。ただし、柱せいが柱幅により大きくなる場合、つまり $D/4$ が大きくなると、偏心距離が大きくなっても有効幅が減少されない場合がある。図 6.2.5 で示すように、偏心率 0.2 のときにも有効幅が減少していない試験体がある。また図 6.2.6 では、多くの試験体において有効幅によるせん断強度の低下は、実験のせん断耐力低下より過小な評価となっている。

このようなことから、偏心接合部では現行指針における有効幅によると、柱や梁の断面寸法によって低減されない場合があり、偏心柱梁接合部のせん断強度を過大評価する可能性がある。

また、終局指針では、「有効幅は柱幅と梁幅の平均値を基本として、梁の側面から角度 1/2 の範囲で接合部内に応力が有効に伝達すると考えて」と記述されている。ここで、有効幅は柱幅と梁幅の平均値とすることと、梁の側面から 1/2 の範囲で接合部の応力が伝達するとの考え方の根拠が示されていない。

実験研究では応力状態の把握が困難であるため、接合部内部での応力伝達や相互関係に関する検討がほとんどされていないと思われる。3次元 FEM 解析は部材内部の応力や変形

に関するデータの入手が可能となり、接合部の応力伝達メカニズムやせん断抵抗、損傷程度の検討も可能である。特に有効幅の正確な定義は3次元FEM解析での検討から導くことが有効であると考えられる。

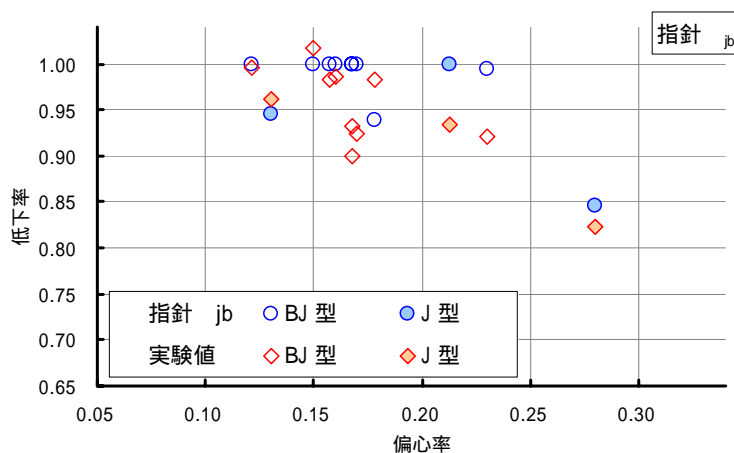


図 6.2.5 実験でのせん断耐力低下率，有効幅による低下率 j_b

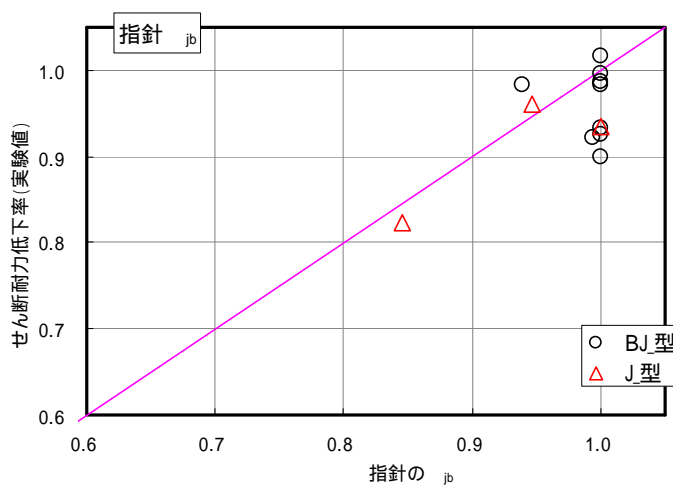


図 6.2.6 有効幅による低下率 j_b と実験でのせん断耐力低下率との関係

(2) ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} ^{【6.20】}

広沢 ^{【6.20】} は、式 6.2.6 に示す Furguson ら ^{【6.21-22】} により提案されたねじりと曲げせん断の組合せ応力を受ける RC 部材の破壊条件式に基づいて、耐力低下率 β_{jt} を誘導した。

$$\left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{T_{uo}}\right)^2 = 1 \quad (\text{式 6.2.6})$$

ここで、

T_{uo} : せん断力が作用しない場合の純ねじり耐力 (終局ねじりモーメント)

Q_{uo} : ねじりモーメントが作用しない場合の曲げせん断耐力として、靱性指針の接合部せん断強度式 (第2章参照) を用いる。

$$V_{ju} = F_j b_j D_j \quad (\text{式 2.3.4})$$

ここで、柱梁接合部を対象とした純捩り耐力の評価式の提案がなかったため、梁を対象として提案されたトラス理論による Cowan 式 ^{【6.23】} と、ねじりとせん断力による複合破壊をした多くの梁の終局強度の推定式として提案された中山式 ^{【6.24】} を用いて、18 体の柱梁接合部がせん断破壊した試験体 (うち 10 体が偏心のある試験体で残りの 8 体は比較用のねじりのない試験体) の実験結果について、最大耐力に対するねじりの影響に関する検討を行い、接合部の純ねじり耐力式 6.2.7 を提案した。

$$T_{ju} = (0.8\sqrt{F_c} + 0.45p_j \sigma_{jy}) B^2 \cdot D \quad (\text{式 6.2.7})$$

接合部のせん断強度式 2.3.4 と純ねじり耐力式 6.2.7 を破壊条件式 6.2.6 に代入することによるより、捩りモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} を提案した。

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_i \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (\text{式 6.2.8})$$

ここで、

$$K_{ju} = \frac{V_{ju}}{B \cdot D}, \quad K_T = \frac{T_{ju}}{B^2 \cdot D}, \quad e_1 = \frac{e}{B}$$

B, D : それぞれ柱幅とせいのうち, 小径と大径

b_j, D_j : 柱梁接合部の有効幅と有効せい

p_j, ρ_{jy} : 柱梁接合部の外周部のせん断補強筋(ねじり補強筋)の補強筋比と降伏点強度

F_c, F_j : それぞれ, コンクリートの設計基準強度と接合部の単位強度 ($F_j = 1.6F_c^{0.7}$)

また, 耐力低下率 β_{jt} について, 次のような傾向があることを示した。

柱梁接合部の形状の影響は, L型やト型接合部より, 十字型接合部の方が耐力低下が大きい。

梁幅と柱幅との比の値が小さくなると, 偏心率が大きくなって β_{jt} が小さくなる。

柱の断面積が同じでも柱が扁平になるほど, 偏心率が大きくなり β_{jt} は小さくなる。

コンクリート強度は大きいほど, ねじりの影響を受けやすくなる (β_{jt} が小さくなる)。

ねじり補強量 ($p_j \cdot \rho_{jy}$) が大きいほど, 捩り影響が小さくなるがねじり補強筋比が 0% から 1% に増えても β_{jt} は 0.74 から 0.92 と, その改善効果はあまり大きくない。

6.3 解析モデル

6.3.1 解析対象試験体

解析対象試験体は、藤井ら（第5章）により実験された試験体をもとにして作成する。本研究では、偏心接合部を含む柱梁接合部のせん断抵抗機構の解明を目的としている。既存建物に関する広沢らの調査^[6.11]によれば、偏心接合部では偏心率0.2~0.3の割合が多いことが報告された。そこで、本研究では次のいくつかの点を念頭にして試験体を作成する。

偏心率0~0.3程度までの範囲を対象とする。

接合部のせん断抵抗機構、せん断強度について検討を行うため、対象試験体は梁および柱の主筋降伏をさせず、柱梁接合部のコンクリートがせん断破壊するように設計する。そのため、梁および柱主筋の降伏強度を大きく設定する。

接合部せん断破壊は、接合部中央付近のコンクリートが先行して圧壊されることを確保する。

コンクリートと鉄筋間の付着劣化は、接合部内部のみを対象とし、梁端コンクリートの圧壊や梁での付着劣化が生じないことを確保する。

表6.3.1に偏心距離、付着劣化の有無、横補強筋有無をパラメータとした解析対象試験体の概要を示す。図6.3.1、図6.3.2には各試験体の形状および断面を示す。

表 6.3.1 解析対象試験体の概要

	概要	記号	偏心距離	横補強筋比	付着性状	備考
標準	偏心無し	E00	0 cm (0.0)	0.3%	良好	
偏心の影響	偏心あり	E05	5 cm (0.06)	0.3%	良好	
		E10	10 cm (0.13)			
		E15	15 cm (0.19)			
		E20	20 cm (0.25)			
		E25	25 cm (0.31)			
付着劣化の影響	付着絶縁	UNB	-	0.3%	絶縁	接合部での梁主筋とコンクリートの間の付着性状
	付着劣化型	B030			付着強度 3.0 N/mm ²	
接合部横補強筋の影響	横補強筋無	hoop0	-	0.0%	良好	
		-	-	0.05% 0.10% 0.15% 0.20% 0.25% 0.40%	良好	横補強筋比を0.05%～0.40%間にした計6体
	横補強筋多	hoop3	-	0.84%	良好	

() 内は偏心接合部の偏心率、 $e_1=e/b_c$ (偏心距離/柱幅) により求める。

6.3.2 解析モデル

解析コードは第3章で紹介した内田,余,野口ら^{【6.12】}により開発された3次元非線形有限要素法解析プログラムを用いた。以下に本章の解析で用いたモデルの概要を示す。モデルの詳細および関連文献は、第3章を参照されたい。

(1) コンクリート

コンクリートの破壊曲面はWillam-Warnkeらの5パラメータモデルを用いた。

圧縮側での上昇域にはSaenz式を用い、ひずみ軟化域はKent-Parkモデル^{【6.13】}により求めた値を用いた。

引張側のテンションスティフニング特性を考慮し、岡村・前川ら^{【6.14-15】}の提案モデルを用いた(パラメータ $c=1.0$)。

ひび割れは固定ひび割れモデルを用いた。

コンクリートのひび割れ後のせん断剛性は、岡村・前川^{【6.14-15】}の提案モデルをモデル用いた。ここで、ひび割れ面でのせん断剛性は山田・青柳モデル^{【6.17】}を用いた。

ひび割れによる圧縮強度低減は、野口・濱田式^{【6.18】}を用いた。

(2) 鉄筋

鉄筋は軸方向剛性のみを考慮した2節点線材要素を用いた。応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを用い、ヤング係数は $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とした。試験体は接合部せん断破壊型と設計されているため、降伏強度は最大耐力後にも鉄筋の降伏が生じないように、大きく設定した。

(3) 付着

コンクリートと鉄筋間の付着特性は、コンクリートと鉄筋要素の節点間に導入したボンドリンク要素を用いてモデル化した。付着良好な場合は付着破壊が生じないように付着強度を大きく設定し、付着絶縁の場合は、付着剛性をほぼゼロ剛性に近い値として設定することにより表現した。

6.3.3 要素分割および境界条件

図 6.3.1, 図 6.3.2 に要素分割、境界条件を示す。

試験体は中高層 RC 建物の中間層を対象にして、柱および梁の反曲点位置から切り取った十字型の柱梁接合部の架構である。境界条件は、柱脚は柱断面の中央節点に対してピン支持とし、柱頭は柱断面中央節点に対して水平 2 方向のみの変位拘束とした。梁の両端にそれぞれ逆方向の荷重を載荷することによりせん断力を与える。梁端載荷位置は断面の中央節点に置くことによって、載荷構面と柱の変位拘束構面が偏心距離の分離れる。

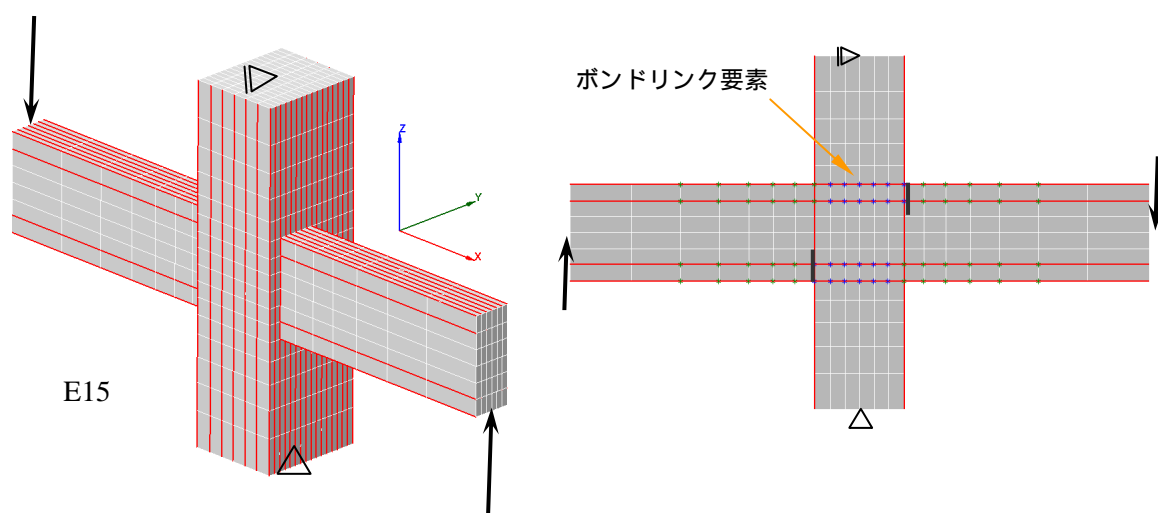


図 6.3.1 試験体の形状、要素分割および境界条件 (E15 の場合)

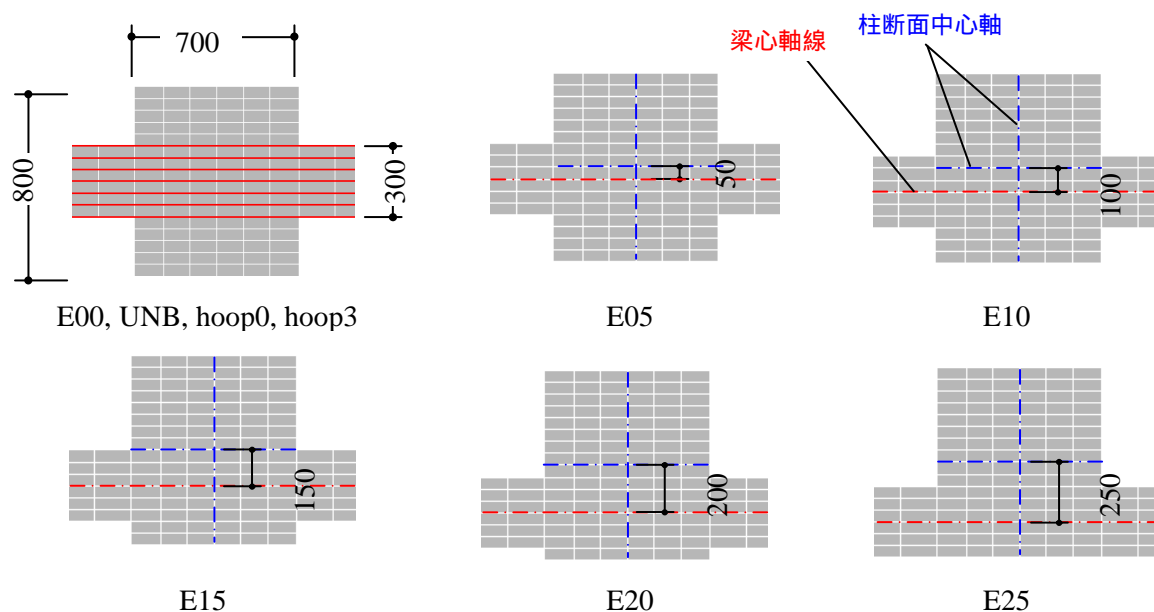


図 6.3.2 接合部の水平断面 (単位: mm)

6.4 解析結果 荷重変形関係

6.4.1 層せん断力 層間変形角関係

(1) 付着劣化の影響

図 6.4.1 には付着劣化をパラメータとした、付着絶縁の UNB、付着強度を 3.0N/mm^2 した付着劣化型の BO30、付着良好な E00 の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。

付着劣化型の BO30 は、層間変形角 $1/200$ までは剛性が付着良好な E00 とほぼ同様となっているが、 $1/200$ 以後からはせん断力が E00 より小さくなる傾向で、最大耐力は 9% の低下となっている。鉄筋とコンクリート間の付着を絶縁とした UNB は、初期剛性と最大耐力ともに E00 より小さく、最大耐力は E00 より 17% 低下している。

また、解析では付着良好な E00 の最大耐力が靱性指針^[6.3]のせん断強度式による計算値を 11% 上回っている。

(2) 横補強筋の影響

(2).1 荷重変形関係

図 6.4.2 には接合部の横補強筋比を $0 \sim 0.84\%$ の間に变化させた場合の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。また、横補強筋多 (0.84%) の hoop3 の最大層せん断力を基準にして求めた耐力低下率を右図に示す。

初期剛性は補強筋比によらずにほぼ同程度となっている。層せん断力 - 層間変形関係は、 $R=1/200$ (最大耐力の半分程度) まではいずれの試験体もほぼ同形状の曲線を辿っている。その後、横補強筋比によってそれぞれ異なる経路に従って最大耐力に達する。横補強筋比が大きくなるほど、最大層せん断力および最大層せん断力時の層間変形角が大きくなる傾向を示している。また、右図の耐力低下率では、横補強筋比 $0 \sim 0.3\%$ の間では最大耐力はほぼ直線に近い勾配で増大していることがわかる。横補強筋比 0.4% 以後からは耐力上昇が急に緩やかになり、横補強筋の増量による最大耐力への改善効果への期待が薄くなっていると考えられる。ここで、横補強筋比 0.84% 時の最大耐力を横補強筋効果によるポテンシャル強度と仮定すると、靱性指針の横補強筋比の下限値 0.3% 時は約 3% 程度の耐力低下、接合部横補強筋をまったく配置しない hoop0 の場合には約 17% の耐力低下となっている。

(2).2 接合部横補強筋の応力状態

横補強筋比がせん断耐力に及ぼす影響を把握するため、ここでは接合部横補強筋の応力状態を検討してみる。図 6.4.5 には層間変形角における横補強筋の応力状態を示す。横補強筋比 0.05、0.20、0.31 (E00)、0.40、0.84 (hoop3) % の試験体を対象とし、応力は接合部中央付近にある 3 本の横補強筋要素の応力の平均値を降伏強度より基準化した。図中の点は最大耐力時を示す (折れ点 2 は(4)項で示す)。

a. 横補強筋の応力状態

図 6.4.5 では、横補強筋多の hoop3 以外に、いずれも最大耐力時に既に横補強筋が降伏していることがわかる。横補強筋比 p_{jw} が小さいほど降伏が早まり、横補強筋がもっとも少ない $p_{jw} = 0.05\%$ の場合は $R=1/100$ の以前に既に降伏が生じている。せん断耐力が頭打ちとなる $p_{jw} = 0.40\%$ の試験体では、最大耐力時にちょうど降伏が生じていることから、 $p_{jw} = 0.40\%$ 以上になると、最大耐力に達しても鉄筋が弾性変形の範囲内に留まると考えられる。横補強筋比がもっとも大きい $p_{jw} = 0.84\%$ (hoop3) は、応力が $0.5 \sigma_y$ としてまだ降伏していない。

b. p_{jw} による検討

以上のような横補強筋の応力状態に基づいて、図 6.4.2 の荷重変形関係を見ると、横補強筋の降伏が早く生じるほど、最大耐力に先に到達し、耐力低下も著しい。また、横補強筋を多く配置して最大耐力時の降伏を防ぐと、せん断耐力は最大値として現れ、その後横補強筋をさらに増量してもせん断耐力はそれ以上にならない。

ここで、接合部横補強筋比 p_{jw} (単位%) と横補強筋応力 σ_{jw} を乗じた $p_{jw} \sigma_{jw}$ (以下、横補強筋の仮引張力と暫時定義) を求め、さらに hoop3 (0.84%) の $p_{jw} \sigma_{jw} = 147\text{N/mm}^2$ で基準化して図 6.4.6 に示す。

図 6.4.6 では、最大耐力時に横補強筋が降伏する $p_{jw} = 0.40\%$ までは、横補強筋の仮引張力は増大するが、横補強筋が降伏しなくなると、横補強筋が増量しても横補強筋の仮引張力は頭打ちとなり、それ以上に大きくはならないと考えられる。ここで、仮引張力と最大層せん断力 (hoop3 の耐力により基準化) の関係を図 6.4.7 に示すが、最大耐力は仮引張力 $p_{jw} \sigma_{jw}$ にほぼ線形的に比例していることがわかる。よって、横補強筋比をさらに大きくしても $p_{jw} \sigma_{jw}$ は最大値で留まってしまい、それと比例する最大耐力も頭打ちになると考えられる。

(3) 偏心距離の影響

図 6.4.3 には偏心距離を 0～25 cm (偏心率 0～0.31) の間に变化させた偏心接合部の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。各試験体の最大層せん断力を、偏心のない E00 の最大層せん断力により基準化して右図に示す。

偏心率が初期剛性に及ぼす影響は小さく、 $R=1/400$ までは層せん断力 - 層間変形関係がほぼ同形状の曲線を描いている。その後、急に剛性が低下する現象が生じ、それぞれの偏心接合部は異なる経路を辿る。最大層せん断力は偏心率が大きくなるほど減少していく。右図の偏心距離と強度低下率の関係は、接合部のせん断強度は偏心率に比例して低下し、また偏心距離が大きくなるほど低下程度が大きくなるような放物線状を描いている。偏心距離がもっとも大きい 25 cm (偏心率 0.31) の接合部では 32% の強度低下となっている。

(4) 剛性変化点

図 6.4.1 に示す E00 の層間変形角 - 層せん断力関係曲線に描いた折れ曲り点 1～3 のように、いずれの試験体でも剛性が变化する三つの点が生じている。折れ点 3 は最大耐力点を示しており、このときの接合部における応力・ひずみ状態に関しては次の 6.5 節で詳細に述べる。

(4).1 折れ点 1 および折れ点 2 の時の柱梁接合部試験体の状況

a. ひび割れ状況 (図 6.4.4)

折れ点 1 は層間変形角としておよそ $1/1600$ 以下に置かれており、折れ点 2 は概ね最大耐力の半分程度で、 $R=1/230$ に位置している。折れ点 1、2 のときの試験体のひび割れ発生状況を図 6.4.4 に示す。図 6.4.4 では、折れ点 1 は梁曲げひび割れが生じ始まる段階で、接合部はまだ弾性変形に留まっていることがわかる。その後変形が増大すると、接合部の中にもひび割れが拡散しているが、折れ点 2 の時になると、接合部内部のほぼ全域で微細なひび割れが発生したばかりとなっている。

b. 横補強筋の応力状態 (図 6.4.5)

図 6.4.5 に示す補強筋応力からは、いずれの試験体も折れ点 2 ($R=1/230$) の以前では接合部せん断補強筋の引張応力がほぼゼロで、引張力が生じていないが、折れ点 2 を過ぎると引張応力が急に増大していることがわかる。

これは、接合部に大きなせん断ひび割れが生じていないほぼ弾性変形の範囲内では、接合部のせん断変形が小さく、また補強筋の応力もほぼゼロとして現れるが、接合部の全域でひび割れが生じてからは、せん断ひび割れの拡幅が顕著に現れ、変形の増大に伴って接合部のせん断変形が急に大きくなると同時に、補強筋でのせん断力負担も急に増大することと考えられる。

以上のことから、梁の曲げひび割れが生じ始める時、折れ点1で1回目の剛性低下が生じ、さらに荷重が増加され最大耐力の約半分くらいのところになると、接合部内部のほぼ全域で微細なひび割れが生じ、その後変形の増大に伴って急にせん断ひび割れが拡幅していくことによって、折れ点2以後の2回目の剛性低下が生じると考えられる。

このような梁曲げひび割れや接合部せん断ひび割れの発生、拡幅による剛性低下はほかの試験体でも同様に生じている。

(4).2 パラメータごとによる考察

付着絶縁のUNBは、曲げひび割れ発生が早まることにより折れ点1の層間変形角は付着良好なE00より小さい。折れ点2はE00より大きくなっていることから、UNBの接合部せん断ひび割れは遅れて生じると考えられる。

接合部横補強筋比が梁の曲げひび割れや、接合部のせん断ひび割れの発生時期に及ぼす影響が小さいことが、図6.4.2に示す折れ点1および折れ点2が補強筋比に関係なくそれぞれ一致していることから考えられる。

また、折れ点2以後の剛性低下は横補強筋が少ないほど大きく現れていることから、横補強筋比が大きいほどひび割れの拡幅に拘束効果があると考えられる。ただし、剛性の低下程度は、せん断耐力の低下程度に比べると小さいように見られ、それほど顕著とは考えにくい。

偏心接合部の場合は、偏心距離に関係なく折れ点1の位置が一致していることから、梁曲げひび割れの発生に及ぼす偏心の影響が小さいと考えられる。それに対して、折れ点2の層間変形角は偏心ほど大きくなり、またその後の剛性低下の程度も偏心ほど大きくなる傾向を示している。このことから、偏心距離が大きい接合部ほど、接合部せん断ひび割れの発生時期が早まると考えられる。また、第4章および第5章では、偏心側ほどひび割れが大きく開口すると示されていることから、偏心ほど偏心側でのせん断ひび割れの発生が早まり、またその後の拡幅も変形の増大に伴い偏心側で顕著に現れると考えられる。

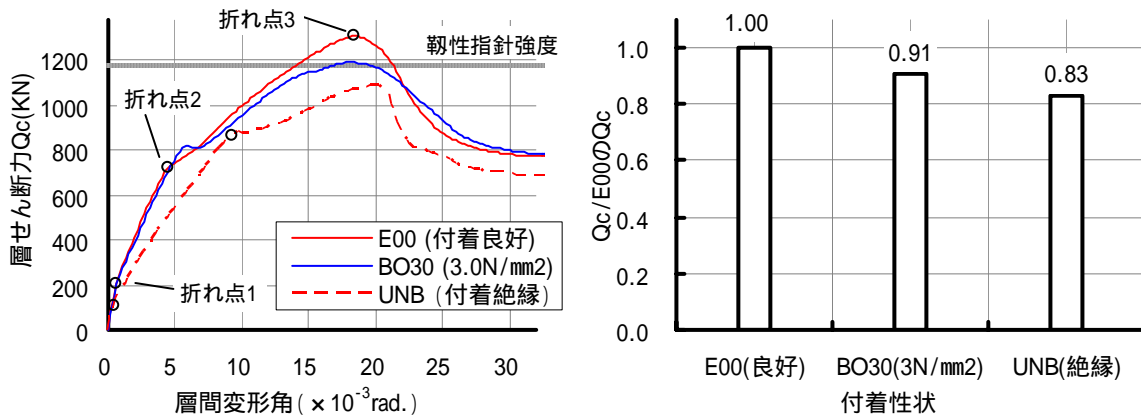


図 6.4.1 E00、BO30、UNB の層せん断力 層間変形角関係および最大耐力時の耐力比

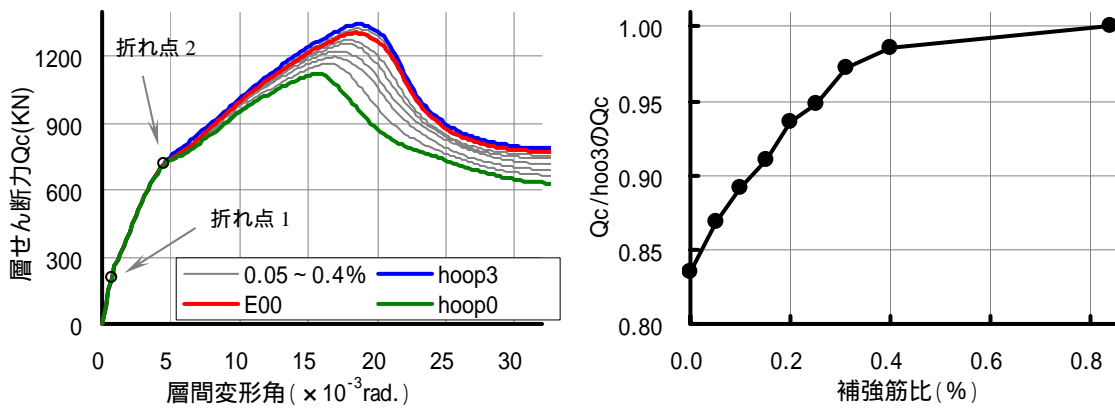


図 6.4.2 横補強筋比 0 ~ 0.84% の層せん断力 層間変形角関係および最大耐力時の耐力比

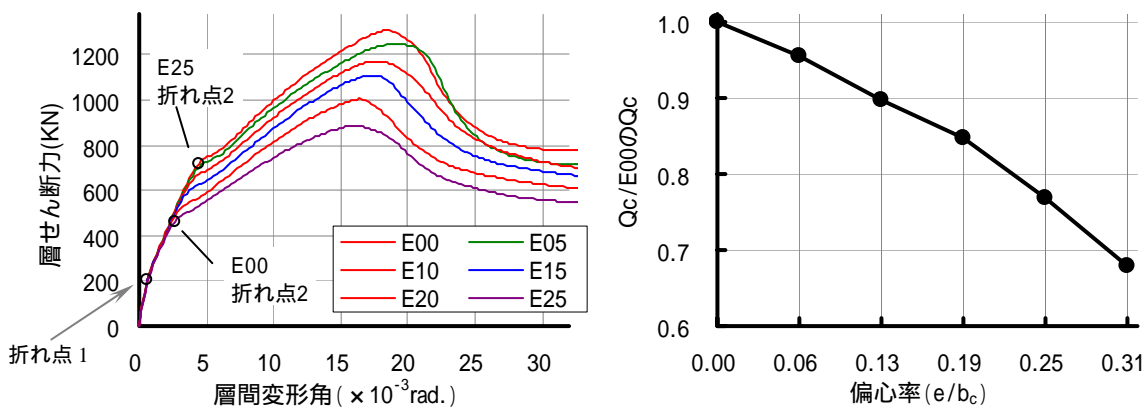


図 6.4.3 偏心距離 0 ~ 25 cm 時の層せん断力 層間変形角関係および E00 との最大耐力比

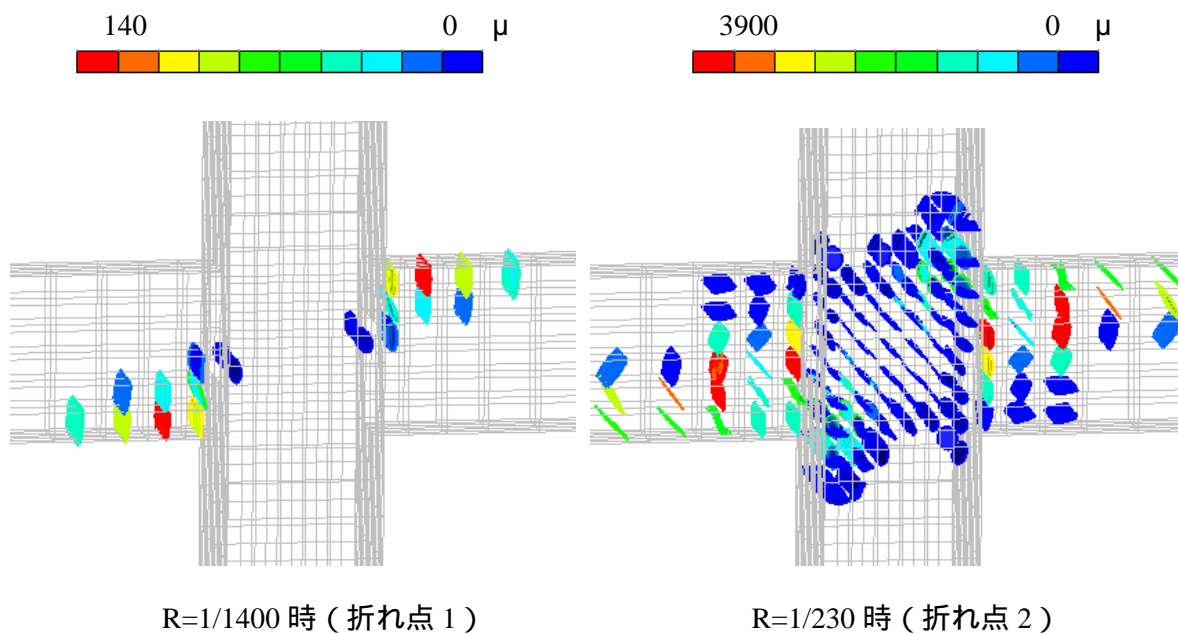


図 6.4.4 折れ点 1、2 の時のひび割れ発生状況 (E00 の場合)

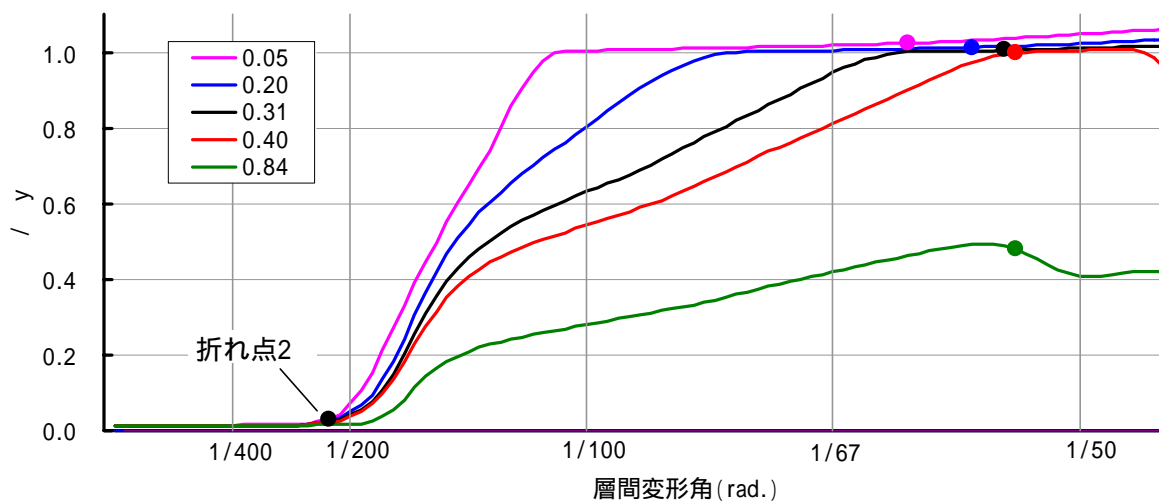


図 6.4.5 接合部せん断補強筋の応力

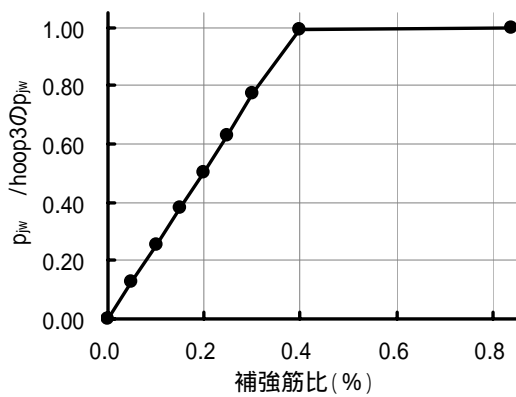


図 6.4.6 せん断補強筋量と p_{jw}

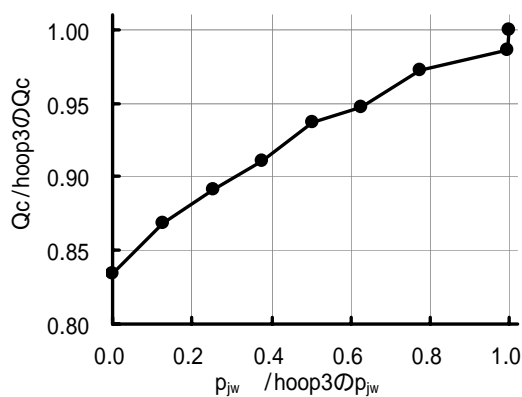


図 6.4.7 p_{jw} とせん断耐力

6.5 接合部内部での応力・ひずみ状態に関する検討

6.5.1 接合部パネルでの圧縮主応力伝達およびその問題点

図 6.5.1 および図 6.5.2 では偏心のない E00 と偏心ありの E15 の梁心を通る接合部パネルおよび接合部表面における圧縮主応力と圧縮主応力ベクトルの分布を示す。

(1) 圧縮主応力の伝達

図 6.5.1 および図 6.5.2 に示す梁心断面では、梁および柱の曲げ圧縮域で圧縮主応力が高く現れていることがわかる。接合部右上の柱および梁の曲げ圧縮域から接合部内部へ応力が伝達され、接合部の隅角部で合流され左下に伝達される。接合部右下の柱および梁からも同様に応力が接合部内部に伝達され、接合部の右下の隅角で合流され右上に伝達する。

このように、柱および梁から圧縮主応力が接合部内部に伝達され、接合部内部では対角方向の隅角部を結ぶ高応力度の領域が形成される。高応力度域は、接合部隅角部を結ぶ対角線上で応力がもっとも高く現れ、対角線より遠くなるほど応力度が低下する分布となっている。このような応力の伝達は既に第4章および第5章で述べてあって、ほぼ同様な傾向を示している。

この対角方向の高応力度域を圧縮ストラットとして仮定できる。接合部周辺に付いている柱や梁は、主に接合部の圧縮ストラットコンクリートを通じて応力の伝達を果たし、釣り合いを形成していると考えられる。圧縮ストラットコンクリートの圧縮主応力ベクトルも対角方向を向いていることが見られる。ただし、ストラット域以外の接合部領域(トラス機構により応力を伝達する領域)ではベクトル方向が揃わずに乱れていることが分かる。

(2) 接合部の内部と表面

偏心のない E00 の接合部表面では、圧縮主応力のベクトルが接合部対角方向を指す斜め方向になっていることがわかる。表面と内部のベクトルの方向はほぼ一致しているように見える。内部では圧縮ストラットコンクリートで高応力度となっているのに対して、表面では広い幅の範囲にわたって内部より低い応力度レベルで圧縮応力を伝達している。

偏心接合部の E15 では、偏心側、非偏心側、梁心断面での圧縮応力伝達がそれぞれ異なる傾向を示している。偏心側ではベクトルの方向が梁心断面と一致しているものの、E00 の場合と同様に広い幅にわたって圧縮応力が伝達される。それに対して非偏心側では斜め方向の応力伝達の幅が狭く、応力度も低く現れている。また、ベクトルの角度が内部より

大きくなっているが、これは非偏心側ではせん断力方向のせん断応力が捩り応力の累加により小さくなり、その分軸力がベクトルの角度に大きく影響するためだと思われる。これは、第5章で述べた偏心接合部のひび割れ角度と同様な傾向となっている。

(3) 問題点

以上の検討より、接合部の梁心付近では主に対角方向の圧縮ストラットにより応力を伝達しているが、接合部内部と表面でのストラット角度や応力度、ストラットのせいが異なることがわかる。また、ストラット以外の接合部領域、即ちトラス機構により応力が伝達される領域では、ベクトル方向が必ずしもストラット方向と一致しない。ストラット中心軸から遠くなるほど、ベクトル方向はストラット方向と大きく異なっていることがわかる。

従って、接合部で圧縮主応力により応力伝達を検討する場合には、応力のベクトル方向、即ち応力の伝達方向を考慮する必要がある。次節の6.5.2節でその対策を示す。

(4) ベクトル角度

本章では、圧縮主応力ベクトルと水平断面の成す角度をベクトル角度と定義する。接合部の梁心断面の中央付近におけるベクトル角度を求めて図6.5.3に示す。図6.5.4には偏心接合部E15と偏心のない接合部E00の内部と外面のベクトル角度を示す。

図6.5.3では、付着良好な試験体の場合は横補強筋量や偏心の有無によらずに $55^{\circ} \sim 57^{\circ}$ のほぼ同程度の値を示している。それに対して付着絶縁のUNBは 45° として付着良好と比べ小さい値となっている。その原因について次のように考えている。

付着絶縁の場合は梁主筋とコンクリート間の付着力が存在しない。そのため、梁側から接合部に伝達される力は、梁端曲げ圧縮域からの圧縮力となる。梁端曲げ圧縮域において、梁主筋は引張応力状態になっているため、鉄筋の引張力を曲げ圧縮域のコンクリートが負担することになる。従って、梁端曲げ圧縮域コンクリートの曲げ圧縮応力は付着良好な接合部より大きくなる。

ストラットコンクリートの圧縮主応力は水平方向応力成分と垂直方向応力成分の合応力として現れる。従って、水平方向の応力成分が大きくなると、ベクトル方向は水平方向に近づくように変化する。

また、梁曲げ圧縮域では圧縮力の負担が大きいので、圧縮縁からコンクリートの圧壊が生じ、変形が増大すると徐々に梁内部の引張域の方向へ浸透していく。それによって、曲げ圧縮域の最大応力の中心位置が梁心方向へ移動する。また曲げ圧縮域が梁内部へ広が

ることによって、もともとひび割れていたコンクリートは曲げひび割れが閉じられ、圧縮応力を伝達するようになると考えられる。

これらのことは、梁端圧縮力の作用中心位置が梁内部の梁心方向へ移動すること、即ち曲げ圧縮応力の領域が徐々に内部に移行され、応力中心間距離が小さくなることを意味する。それによって、ベクトル方向はさらに水平方向へ近づくように変化すると考えられる。

図 6.5.4 には接合部の内部と表面のベクトルを示している。偏心のない場合は接合部の全幅にわたってベクトル角度が $54^{\circ} \sim 57^{\circ}$ として、接合部の内部と外部のベクトル角度が概ね等しいと考えられる。偏心接合部の場合は、梁幅内と偏心側では $55^{\circ} \sim 56^{\circ}$ として、ベクトル方向がほぼ同程度となっているが、非偏心面では角度が 79° として内部より著しく大きい。

(5) 応力 - ひずみ関係

図 6.5.5 に付着良好 E00，付着絶縁 UNB，横補強筋無し hoop0 の接合部中央付近コンクリート要素の圧縮主応力と等価 1 軸ひずみ関係を示す。図 6.5.6 には偏心接合部の偏心側，梁心，柱中心，非偏心側パネルの中央コンクリート要素の圧縮主応力と等価 1 軸ひずみ関係を示す。図中の σ_c は最大層せん断力時を示す。

a. 偏心のない場合

偏心のない試験体では、付着の有無，横補強筋の有無にかかわらず接合部の中央ではコンクリートの応力 - ひずみ関係がほぼ同程度の傾向となっている。この「同程度の傾向」というのは、 σ_c いずれの試験体も最大層せん断力時には応力，ひずみは最大強度点を越えてひずみ軟化域に入り，ひずみは 10000μ 程度として最大圧縮強度時ひずみの約 5 倍程度となっている。そのときの応力は 1 軸圧縮強度の約 3 割程度残っている。ひび割れ発生後のコンクリート有効圧縮強度 σ_{fc} (最大応力度) は σ_c いずれの試験体でもほぼ同程度で，1 軸圧縮強度の約 0.6 倍となっている。

また、偏心のない試験体では、接合部内部の中央付近で上述したような圧壊が生じているが、接合部表面では応力 - ひずみ関係が載荷の全段階において弾性変形の範囲内に留まっていることがわかる。

b. 偏心の場合

偏心接合部の場合は、幅方向での各位置により応力 - ひずみ関係が異なっている。偏心側と梁心位置ではほぼ同程度で、有効圧縮強度(最大応力度)が $0.8 \sim 0.9F_c$ となっている。最大せん断耐力時には既に最大強度点に達しており、その後変形の増加に従ってひずみ軟化域に入り、コンクリートの破壊が進んでいる。これに対して、非偏心面では偏心のない接合部の表面コンクリートと同様な傾向で、応力 - ひずみ関係が載荷の全段階にわたって弾性変形の範囲内に留まり、コンクリートが健全な状態を保っている。また、偏心接合部では非偏心側の梁側面位置の接合部内部でひび割れによる圧縮強度の低下が大きく現れ、有効圧縮強度は $0.59F_c$ 、最大層せん断力時のひずみが 9400μ 、応力が $0.3F_c$ となっている。これは偏心のない接合部の中央付近コンクリートとほぼ同様な傾向である。このように、偏心接合部には梁側面位置で圧壊が先行して生じるが、これはひび割れ幅がその位置でもっとも大きく発生したためと考えられる。即ち、ひび割れ幅が大きくなることにより、有効圧縮強度が著しく低下し、従って圧壊が先行して生じる。

c. まとめ

以上の応力 - ひずみ関係から、偏心の有無、付着劣化の有無、補強筋量によらず、偏心のない場合は接合部内部でのコンクリートの応力 - ひずみ関係が、載荷過程においてほぼ同程度の傾向を示していると考えられる。即ち、接合部内部ではいずれの試験体もコンクリートの有効圧縮強度が約 $0.6F_c$ となり、最大耐力時には既に圧壊が生じ、応力度が $0.3F_c$ 程度として残っている。

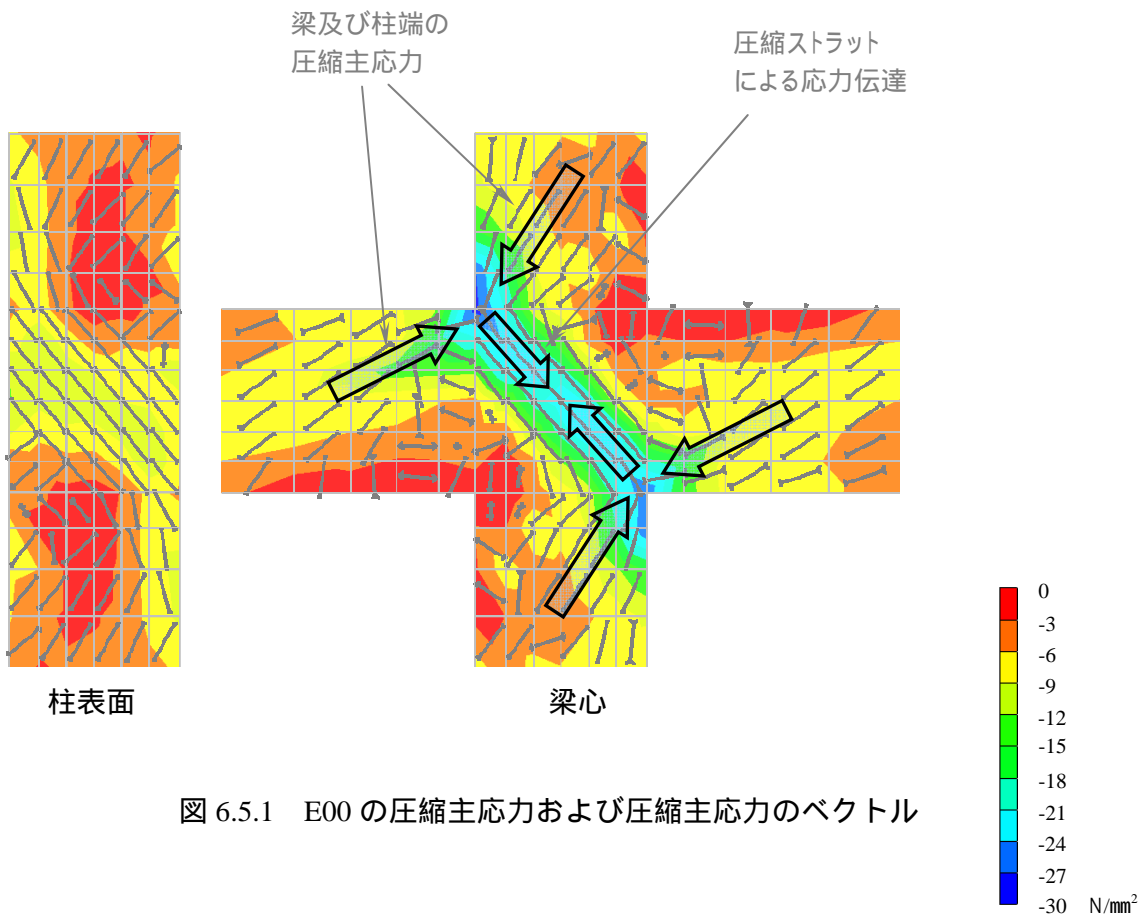


図 6.5.1 E00 の圧縮主応力および圧縮主応力のベクトル

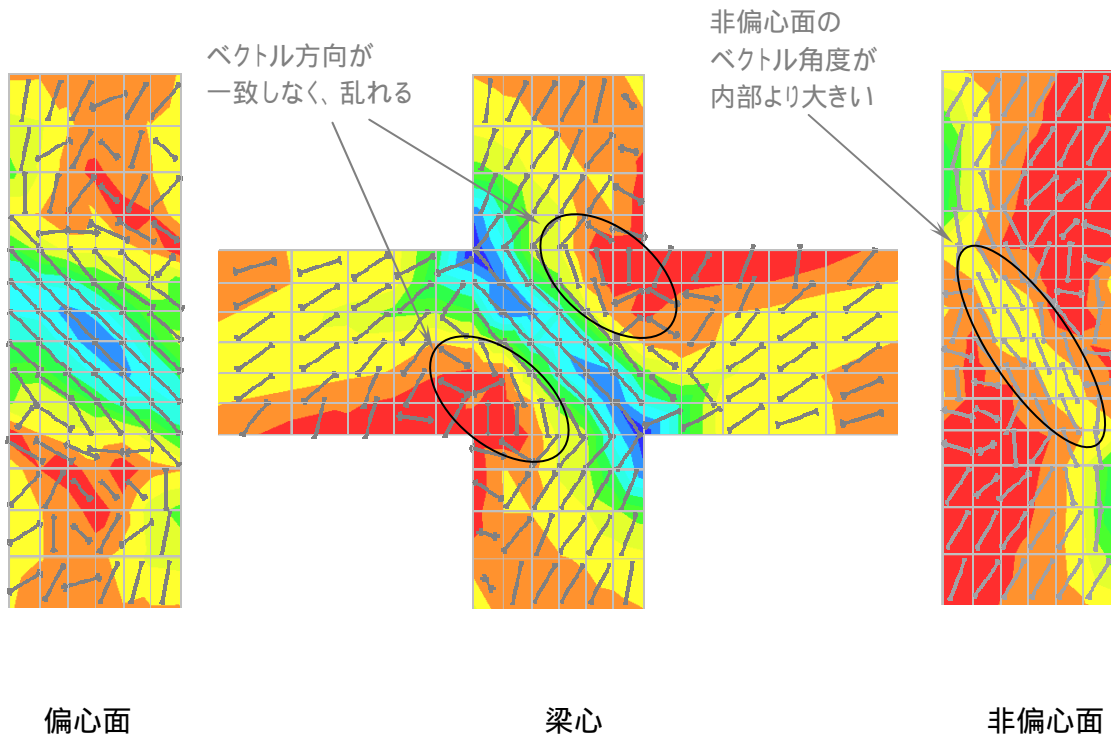


図 6.5.2 偏心接合部 E15 の圧縮主応力および圧縮主応力ベクトル (R = 1/67)

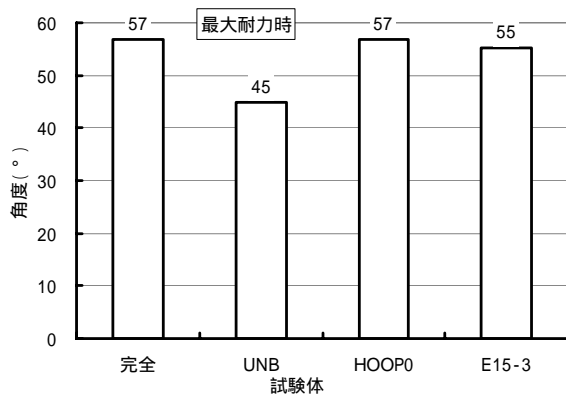


図 6.5.3 最大耐力時のベクトル角度

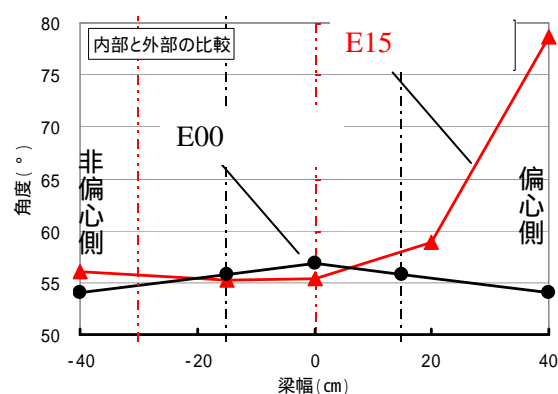
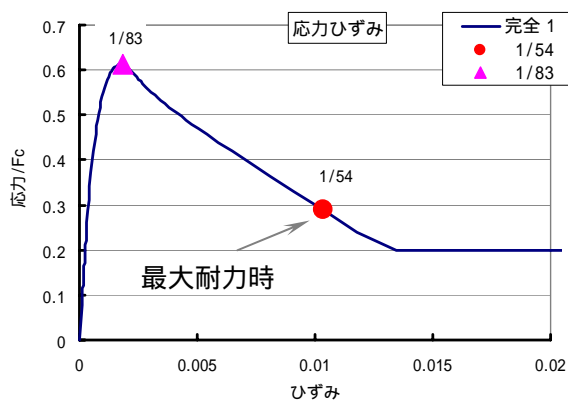
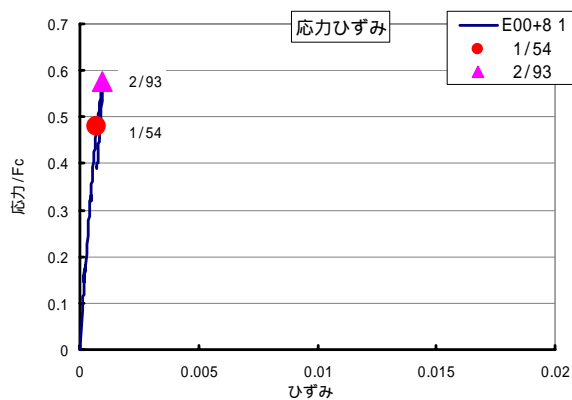


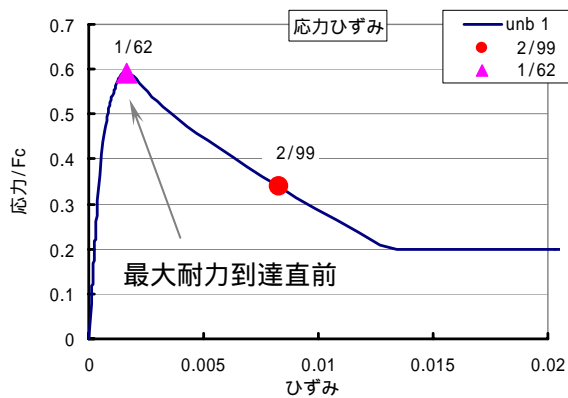
図 6.5.4 幅方向におけるベクトル角度



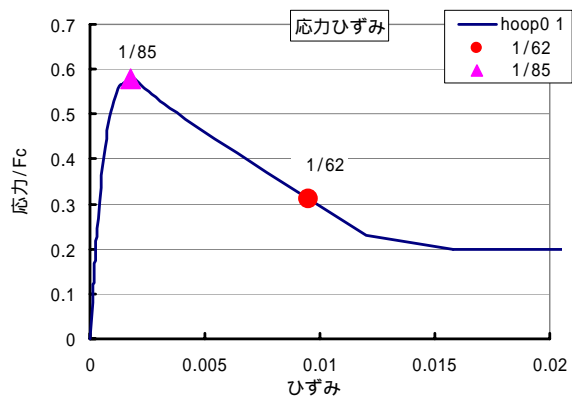
E00 (梁心、標準)



E00 (表面、標準)

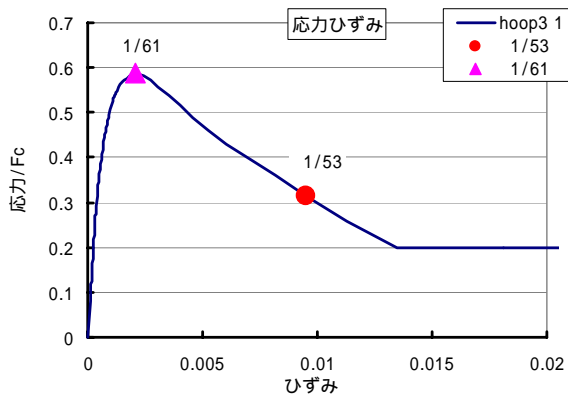


hoop0 (補強筋無)



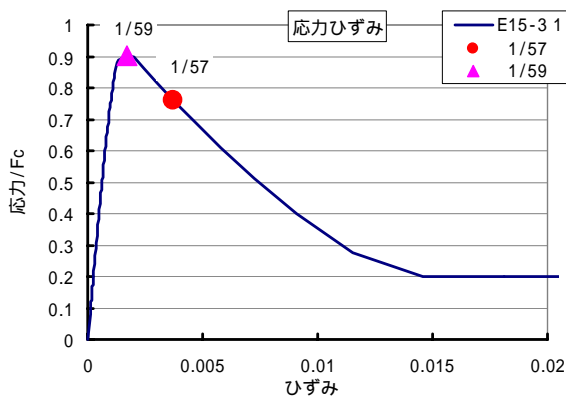
UNB (付着絶縁)

図 6.5.5 偏心のない接合部の中央付近コンクリートの
圧縮主応力 等価 1 軸ひずみ関係 (E00, UNB, hoop0)

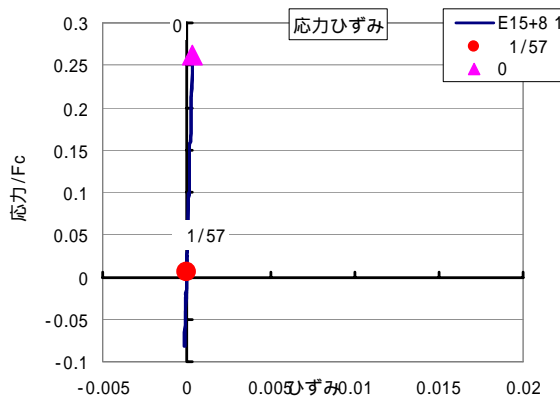


接合部内部ではいずれの試験体もコンクリートの σ_{Fc} が約 $0.6F_c$ となり、最大耐力時には既に圧壊が生じ、応力が $0.3F_c$ 程度残っている。

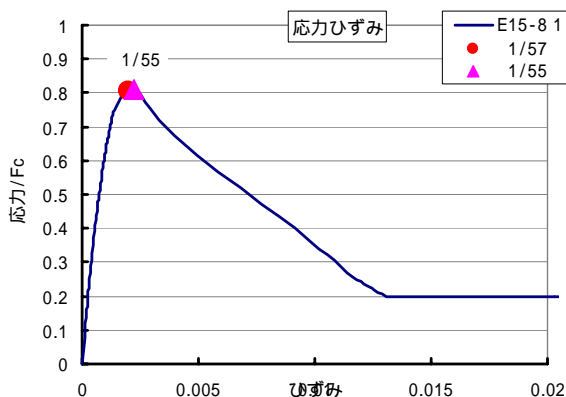
図 6.5.5 偏心のない接合部の中央付近コンクリートの圧縮主応力 等価 1 軸ひずみ関係 (hoop3)



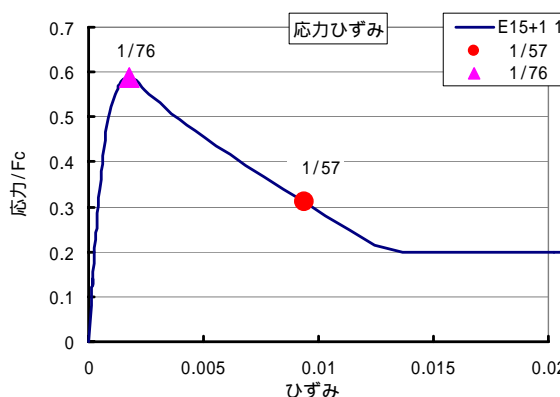
E15 (梁心)



E15 (非偏心面)



E15 (偏心面)



E15 (非偏心側の梁側面付近)

図 6.5.6 偏心接合部 E15 のパネル中央付近コンクリートの圧縮主応力 等価 1 軸ひずみ関係

6.5.2 ストラット方向応力 σ_a および対角断面

(1) ストラット方向（圧縮）応力 σ_a

6.5.1 節では、接合部圧縮主応力のベクトル方向は、ストラットの中心軸に近づくほど各コンクリート要素間に一致性が見られているが、ストラット域以外の領域ではベクトル方向が揃っておらず乱れていることを示した。図 6.5.8 は接合部斜めの対角断面上における圧縮主応力を示しているが、ストラット域外の領域（中心から離れた領域）での圧縮主応力ベクトルは異なる方向となっているため、応力伝達方向がストラット方向と一致していないことがわかる。

そのため、接合部での応力伝達の特徴やストラットの性質を検討するに当たって、異なるベクトル方向による影響を取り除く必要があると考えられる。そこで本章では、接合部の圧縮ストラット中心での圧縮主応力ベクトルの方向をストラット方向とし、全体座標系における応力成分からストラット方向における応力成分を求め、それをストラット方向圧縮応力 σ_a あるいはストラット方向応力 σ_a として定義し、また接合部内部における σ_a に基づいて、応力状態に関する検討を行う。

ストラットと水平断面（x方向）の成す角度を α とする場合、ストラット方向応力 σ_a は次式より求められる。

$$\sigma = l^2 \sigma_x + m^2 \sigma_y + 2lm \tau_{xy} \quad (\text{式 6.5.1})$$

ここで、

$$l = \cos \alpha, \quad m = \sin \alpha$$

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ は図 6.5.7 を参照

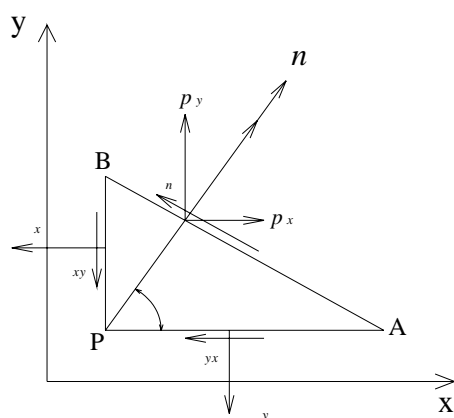


図 6.5.7 三角形要素に作用する応力^[6.19]

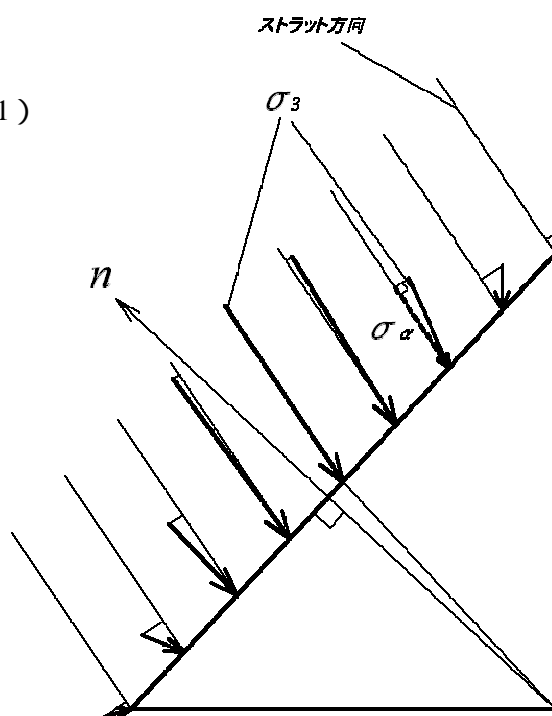


図 6.5.8 接合部対角断面での圧縮主応力 σ_3 とストラット方向応力 σ_a

(2) 対角断面

第5章の5.4.4節では、接合部の水平断面での圧縮主応力分布から圧縮ストラットやトラス機構による応力伝達の検討が困難であるとの見解を示した。本章でのストラット方向応力に関する検討でもそれと同様な理由が考えられ、接合部の斜めの断面上で検討を行うことにした。

図6.5.9に示すように接合部をストラット方向にほぼ直交する接合部の対角線方向に沿って斜めに切断して得られた断面をここでは対角断面として定義を行う。本章では、接合部内部の応力状態について検討を行う際、各試験体のストラット方向応力 σ を解析結果から求め、対角断面上でその分布性質について検討することにする。

また、対角断面において、柱せい方向と一致する方向を断面のせい方向（ストラットせい方向）とし、柱幅方向と一致する方向を断面の幅方向（ストラット幅方向）とする。

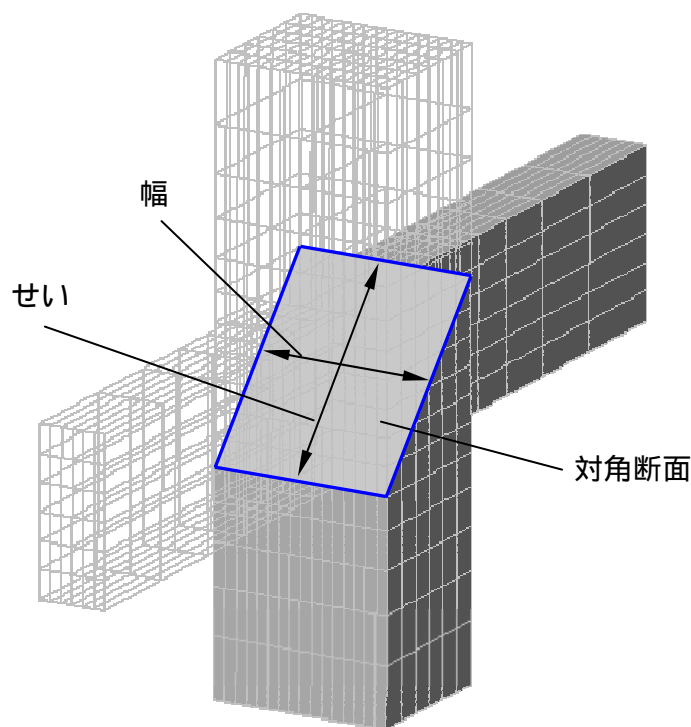


図 6.5.9 接合部の検討断面 対角断面

6.5.3 接合部コンクリートの圧壊状況

6.5.1 節の図 6.5.5 では、接合部中央付近コンクリートは、最大耐力到達前にひずみ軟化域に入り、圧縮応力が最大応力度の半分程度に低下、圧縮ひずみは圧縮強度時ひずみの約4~5倍程度となっていることがわかった。そこで、本節では接合部内部の圧縮主ひずみの分布から接合部コンクリートの圧壊状況に関する検討を試みる。また、最大耐力後の耐力低下が著しく、最大耐力時の圧壊域における応力度も低く現れることから、本節では、圧縮主ひずみが1軸圧縮強度時の圧縮ひずみ2000 μ を超えた場合を圧壊として仮定する。

図 6.5.11 および図 6.5.12 にはそれぞれ、対角断面および接合部パネルにおける圧縮主ひずみ分布を示す。図 6.5.12 では、偏心のない接合部の場合は接合部中央付近のパネルを、偏心接合部は梁心と非偏心側の梁側面位置のパネルを選んだ。

図 6.5.11、図 6.5.12 に示す接合部対角断面およびパネルにおける圧縮主ひずみ分布から、すべての試験体において層せん断耐力時には、接合部内部で既に圧壊が生じていることがわかる。

(1) 対角断面での検討(図 6.5.11)

図 6.5.11 からは、いずれの試験体においても断面の中央で圧縮領域が形成していることがわかる。対角断面の中央で圧縮主ひずみ度をもっとも高くなり、周辺にいくほど、楕円状の等高線を描きながらひずみ度が低下している。ただし、偏心接合部の場合は、断面の中央から偏心側に若干偏って高ひずみ度の分布を成している。

ここで、ひずみ度2000 μ 以上の領域の面積が全断面積に対する割合を求め図 6.5.10 に示す。付着良好な E00、hoop0、hoop3 は13%~15%の間で、領域面積がほぼ同程度となっている。それに対して、付着絶縁の UNB は7%で、付着良好な場合よりかなり小さい値となっている。付着絶縁の接合部では、ストラットによる応力伝達のみが存在し、圧縮応力をもっとも高くなるストラットコンクリートの中心付近で圧壊が集中して生じるため面積が小さくなると考える。それに対して、付着良好な場合は、鉄筋からの付着力により圧縮ストラット以外の領域でも応力が有効に伝達され、変形の増加とともに圧壊領域がさらにその周辺に広がり、それによって付着絶縁の場合より圧壊領域の面積が大きく現れると考えられる。

偏心接合する場合にも圧壊領域の面積が7%として、かなり小さい現れる。また、圧壊領域が梁幅の中央付近ではなく、非偏心側の梁側面付近となっている。これは、次節のひび割れ状況で後述するように、偏心接合部 E15 では、ひび割れが非偏心側の梁側面付近で

もっとも大きく開くことによって、この領域内コンクリートの有効圧縮強度が著しく低下し、従って圧壊が先行して発生すると考える。

(2) 垂直断面での検討 (図 6.5.12)

図 6.5.12 では、偏心のない接合部 E00、hoop0、hoop3、UNB は、いずれも接合部のパネル中央付近でひずみ度がもっとも高く現れていることがわかる。また図 6.5.11 の対角断面上でもひずみ度が中央でもっとも高くなることから、偏心のない場合、接合部内部での圧壊は接合部内部の中央で先行して発生すると考えられる。

パネルでの圧壊領域は、偏心のない接合部の場合は、対角線上の中央付近でもっとも高く、またその周辺に広がりながらひずみ度が小さくなり、紡錘状に近い形として見られる。付着良好な E00、hoop0、hoop3 は、ひずみ度が 2000 μ 以上の領域の形状や面積がほぼ同程度となっている。また、紡錘状領域はストラット対角線方向から若干縦方向に傾くような傾向となっている。

これに対して、付着絶縁の UNB は、圧壊領域が主にストラット対角線上で形成され、付着良好な接合部と比べるとストラットせいが小さく、狭い範囲で圧壊されていると考えられる。

(3) 接合部コンクリートの圧壊メカニズムに関する見解

以上に述べた圧縮主ひずみ分布の考察から、次のような圧壊メカニズムが考えられる。

偏心のない接合部において、最大耐力に達する以前に接合部の中央付近で既に圧壊が生じ始まる。圧壊は接合部内部のストラット中央で先行して生じるため、荷重の増大に伴いその周辺に広がることになるが、主にストラット中央から対角方向の両側へ圧壊領域が広がると考えられる。同時にストラット方向に直交する方向、即ち図 6.5.11 の対角断面上での楕円状の圧壊領域がその周辺に広がっている。このように、圧縮ストラット中央から紡錘状の圧壊領域が、荷重の増加とともに「伸びる、太る」ことによって、接合部内部では圧壊領域がその周辺に拡大すると考えられる。

対角方向の紡錘状圧壊領域は、荷重の増大とともに成長する段階において、付着力の影響により徐々にその形や向きに変化が生じると考えられる。最大耐力に近づくとストラットコンクリートの圧壊領域が広がり、圧縮ストラットによる応力伝達の負担割合が低下し、その代わりにトラス機構による応力伝達の負担割合が大きくなる。これは、トラス機構を形成する鉄筋からの付着力が増大していることを意味する。6.5.1 節では、付着良好な接合部では、付着力の作用により圧縮主応力ベクトルの角度が、付着絶縁の場合より縦方向に傾斜することについて示した。従って、付着力が増大するほど、紡錘状圧壊領域の向きは縦方向に傾いていくと考えられる。

軸力が大きくなることによってもベクトル方向が縦方向に近づくと考えられるが、本章での試験体では、いずれも軸力を $0.1 f_c$ と一定にしたため、軸力の影響については検討対象外となり、今後の軸力の大きさをパラメータとした研究が望まれる（第7章参照）。

また、圧縮ストラットコンクリートの圧壊が進行することによって、圧縮ストラットコンクリートの抵抗能力が低下し、その分付着力の伝達により形成されるトラス機構によるせん断力伝達が大きくなり、トラス域コンクリートの圧壊領域が徐々に拡大されることになる。従って、接合部内部の圧壊は、最初は接合部中央からストラット対角方向への進展が卓越するが、ストラットコンクリートによる応力伝達能力が低下することにより、ストラットと直交方向のコンクリート、即ちトラス域コンクリートへの圧壊領域の拡大が徐々に加速化されることになる。つまり、接合部コンクリートの紡錘状の圧壊領域の拡大は、最初是对角方向へ「伸びる」が、圧壊が進むに従って徐々に「太っていく」。

このような圧壊メカニズムによって、付着良好な接合部では、対角方向から縦方向に傾くような紡錘状の形状を持ち、ストラット直交方向にもかなり広がった形の圧壊領域を形成している。

これと対照的に、付着絶縁の UNB は狭い範囲を持って、対角方向にほぼ一致しながら圧壊領域を形成している。

(4) 偏心接合部 E15 の場合

偏心接合部 E15 の場合は、偏心のない接合部と同様な傾向で、対角ストラット上で圧壊領域が形成される。ただし、偏心のない接合部の場合と違って、ストラット中央で高ひずみ度の圧壊領域を形成することではなく、ストラット方向の両側で圧縮主ひずみが最も大きく現れている。また、対角断面での検討でも示したように、梁心パネルより、非偏心側の梁側面付近のパネルでストラットコンクリートの圧壊が著しく生じていることがわかる。

(5) 接合部（パネル）中央で圧壊が先行することに関する見解（偏心無しも）

偏心接合部において、ストラット中央よりストラット方向の両側で圧縮主ひずみが大きくなっているが、コンクリートの圧壊による応力伝達能力の低下は中央で著しくなると考えられる。その理由として次のように考えられる。

6.5.1 節の図 6.5.1 および図 6.5.2 に示すように、梁および柱の曲げ圧縮域から接合部に圧縮主応力が伝達されるが、この2方向から伝達された応力はストラット方向の両端で合流され、対角方向の高応力度の圧縮ストラット領域を形成する。ストラット方向の両端ではこのように、梁および柱の曲げ圧縮域からの圧縮応力を受け、基本的に2軸圧縮応力場を形成していると考えられる。そのためコンファインド効果により、ストラット両端でのコンクリートには圧縮強度が増大し、圧縮強度後のひずみ軟化域の勾配が緩やかになる。

また、この領域におけるひび割れの開きもストラット中央より小さくなっていることから（次節の図 6.5.14）ひび割れによる圧縮強度の低下程度も内部より小さく現れる（次次節の図 6.5.17）。また、平面柱梁接合部試験体の応力状態は、基本的に2軸圧縮応力場として考えるため、圧縮強度の増大はそれほど期待できなく、圧縮強度以後のひずみ軟化域の勾配が大きく改善されると考える。本章での解析対象試験体の設計においてもこのようなことを考慮して、接合部隅角部の一部要素について収斂点ひずみ（圧潰時ひずみ）を大きく設定している。

このようなことから、ストラット方向の両端において、圧縮主ひずみが圧縮強度時ひずみを越えてひずみ軟化域に入ってもすぐには急激な応力低下は生じず、ひずみがある程度増大しても一定の圧縮応力の伝達能力を維持している。

一方、ストラット中央コンクリートでは、圧縮ストラット方向と平行してひび割れが大きく開くと、基本的にストラット方向で圧縮応力のみが存在するような1軸応力場を成している。ただし、次節のひび割れ状況からわかるように、ストラット中央部ではひび割れ幅が大きく開口しているため、有効圧縮強度は1軸圧縮強度より大幅に低下している。次次節の 6.7 節で示す有効圧縮強度からも、ストラット中央での強度低下がストラット端部より著しいことがわかる。

このようなストラット領域でのひび割れや有効圧縮強度の状況から考えられるように、偏心接合部 E15 のようにストラット方向の両端で圧縮主ひずみが大きく現れても、圧壊による強度低下は基本的に中央付近で先行して生じる。

偏心のない接合部でもこれと同様な傾向で、接合部中央での圧壊が先行する。

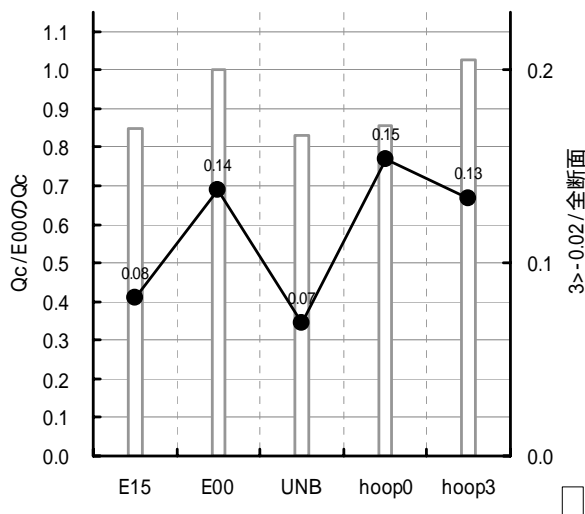


図 6.5.10 圧縮主ひずみ 2000 μ 以上の領域断面積の全対角断面積に対する割合

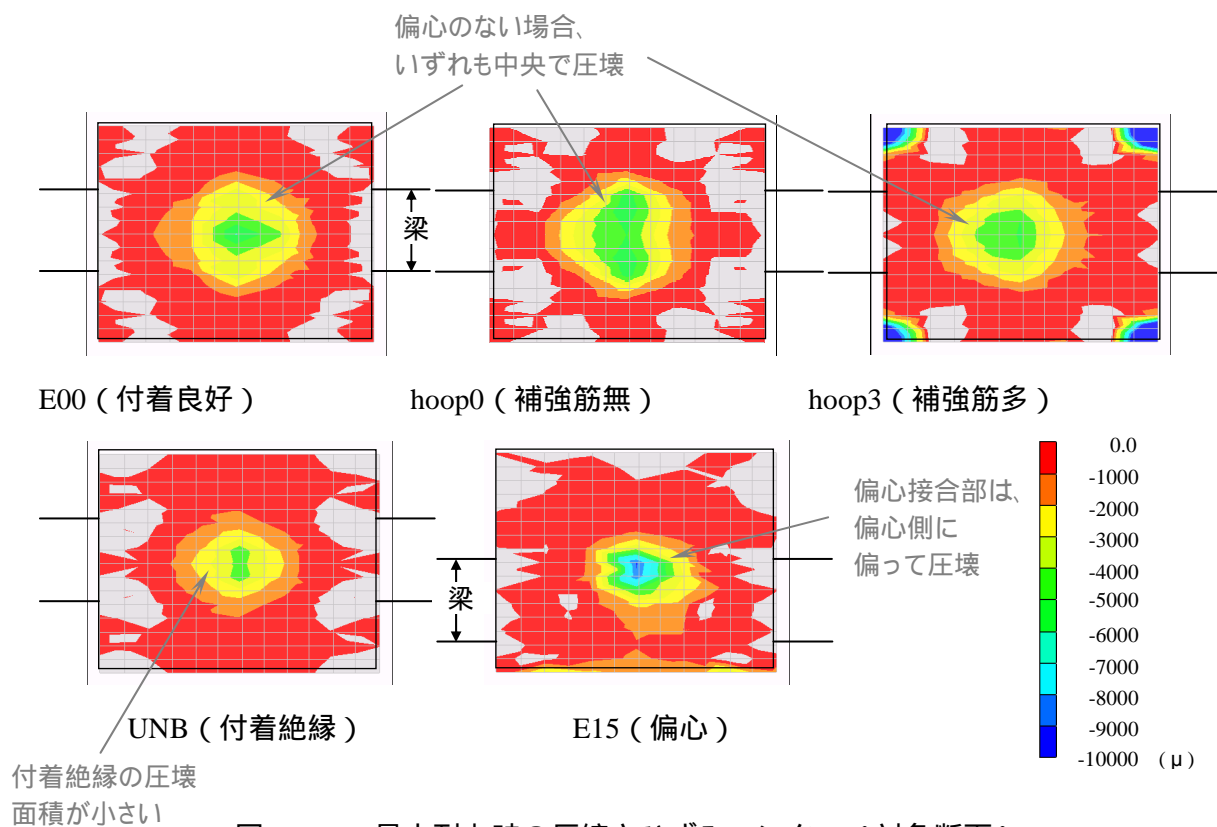


図 6.5.11 最大耐力時の圧縮主ひずみコンター（対角断面）

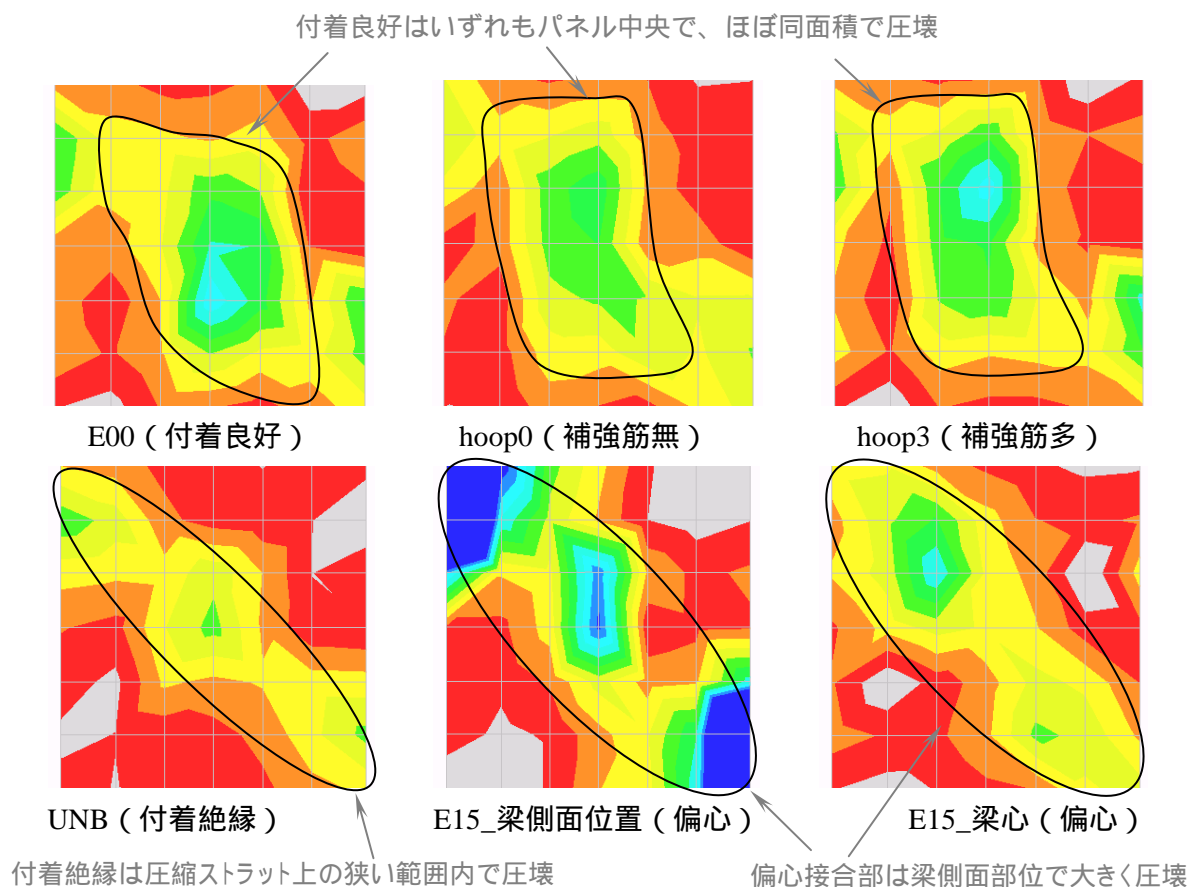


図 6.5.12 最大耐力時の圧縮主ひずみコンター（垂直断面）

6.5.4 接合部コンクリートのひび割れ状況

本節では、各試験体の接合部内部のひび割れ状況について、層間変形角 $1/100$ 時および最大耐力到達前の段階におけるクラックひずみ（第4章参照）を用いて検討を行う。最大耐力到達直前段階は、6.5.1節の図6.5.5および図6.5.6で示した接合部中央付近コンクリートの応力 - ひずみ関係で、最初に最大応力点に達したとき（図中の点の層間変形角）の層間変形角を用いる。図6.5.13には $R=1/100$ 時、図6.5.14には最大耐力到達直前の接合部内部パネルにおけるひび割れを示す。偏心のない接合部の場合は接合部中央付近のパネル、偏心接合部の場合は偏心側の梁心付近および非偏心側の梁側面位置のパネルとする。

(1) 層間変形角 $1/100$ 時（偏心無しの場合）

図6.5.13に示すように、 $R=1/100$ 時にはいずれの試験体も接合部内部に斜めのせん断ひび割れが生じていることがわかる。偏心のない接合部では、いずれも接合部中央でひび割れ面がパネルに直交しているため、線のように見える。また、6.5.1節のベクトル角度と同様な傾向で、付着良好な接合部 E00、hoop0、hoop3 のひび割れはほぼ同程度の向きで、概ね対角方向を示していることがわかる。

また、付着絶縁の UNB は、対角方向から水平方向に傾いていることがわかる。

付着良好な接合部 E00、hoop0、hoop3 は、いずれもパネルの全領域にわたってひび割れが発生している。またその中で、横補強筋のない hoop0 の対角線方向におけるひび割れの幅がもっとも大きく、補強筋を多量に配置した hoop3 のひび割れ幅がもっとも小さくなっているように見える。付着絶縁とした UNB は、ひび割れの発生が付着良好な場合よりかなり遅れて、 $R=1/100$ 時には微細なひび割れが接合部内部の一部の領域で生じるくらいで、ストラット方向の両側の端部にはまだひび割れが生じていない。

(2) 層間変形角 $1/100$ 時（偏心の場合）

偏心接合部の場合は、梁心付近の断面で対角方向のひび割れが生じている。ただし、第5章でも示したように、捩りモーメントによる影響によって、接合部周辺の斜めのせん断ひび割れがパネルとの直角方向から傾いているため、楕円の形状となっている。

非偏心側の梁側面位置のパネルでは、他の領域と違って、多くの要素のひび割れがパネルに平行して生じている。また、このパネルでのひび割れ幅がもっとも大きくなっている。このようなひび割れの発生について、次のように考えている。

接合部には、梁からは梁端部の曲げ圧縮域からの圧縮力および鉄筋からの付着力が

作用され、接合部にせん断変形を与えようとする。梁幅が柱幅より狭い接合部の場合、せん断変形は主に梁の部分、即ち梁幅内で生じ、また柱部分の協力幅にも一緒にせん断変形をさせようとする。

このようになると、接合部内部の梁側面の境界では梁側面に平行するようなせん断応力が生じている。梁側面境界上のコンクリートには、この梁側面に平行なせん断応力が累加されるため、ひび割れはパネルとの直角方向から平行方向へ転じるような傾向を取り、またひび割れ幅も増大される傾向になると考えられる。

梁心と柱心が偏心して接合することにより、非偏心側の梁側面から柱側面までの距離、即ち非偏心側柱部分の協力幅が大きくなっている。従って、接合部の非偏心側協力幅内の体積も増え、せん断剛性も大きくなる。

せん断力が直接入力されない非偏心側の協力幅内でのせん断剛性が大きくなると、梁側面の境界上に生じるせん断応力も増大していく。その結果、非偏心側の梁側面境界上では梁側面に平行するようなせん断ひび割れが生じやすくなる。

また、梁側面に平行するせん断ひび割れが生じると、協力幅内コンクリートのせん断ひび割れは回復されて閉じる方向に転じる。それと同時に、梁幅内では主にせん断力の負担が増えることによって、梁幅内でのせん断変形の増大がさらに卓越して行く。このようになると、梁側面境界上でのせん断ひび割れがさらに大きく開くと考えられる。

(3) 最大耐力到達直前

図 6.5.14 で示すように、接合部せん断変形が更に増大して、接合部内部で圧壊し始まるせん断耐力の直前段階に達すると、固定ひび割れモデルを用いたため接合部のひび割れ方向はほとんど変化せず、ひび割れ幅のみが増大している。圧壊し始まるこの段階において、偏心のない接合部 E00、hoop0、hoop3 は補強筋量の多少によらず、ほぼ同程度のひび割れ幅となっている。付着絶縁の UNB は、パネル中央での狭い範囲で斜めせん断ひび割れが生じているが、付着良好な場合よりは幅が若干小さくなっている。偏心接合部は、梁側面境界上でのひび割れが梁心パネルより大きく現れている。このような最大耐力直前のひび割れ発生状況は、次節で述べる有効圧縮強度に深くかかわる。

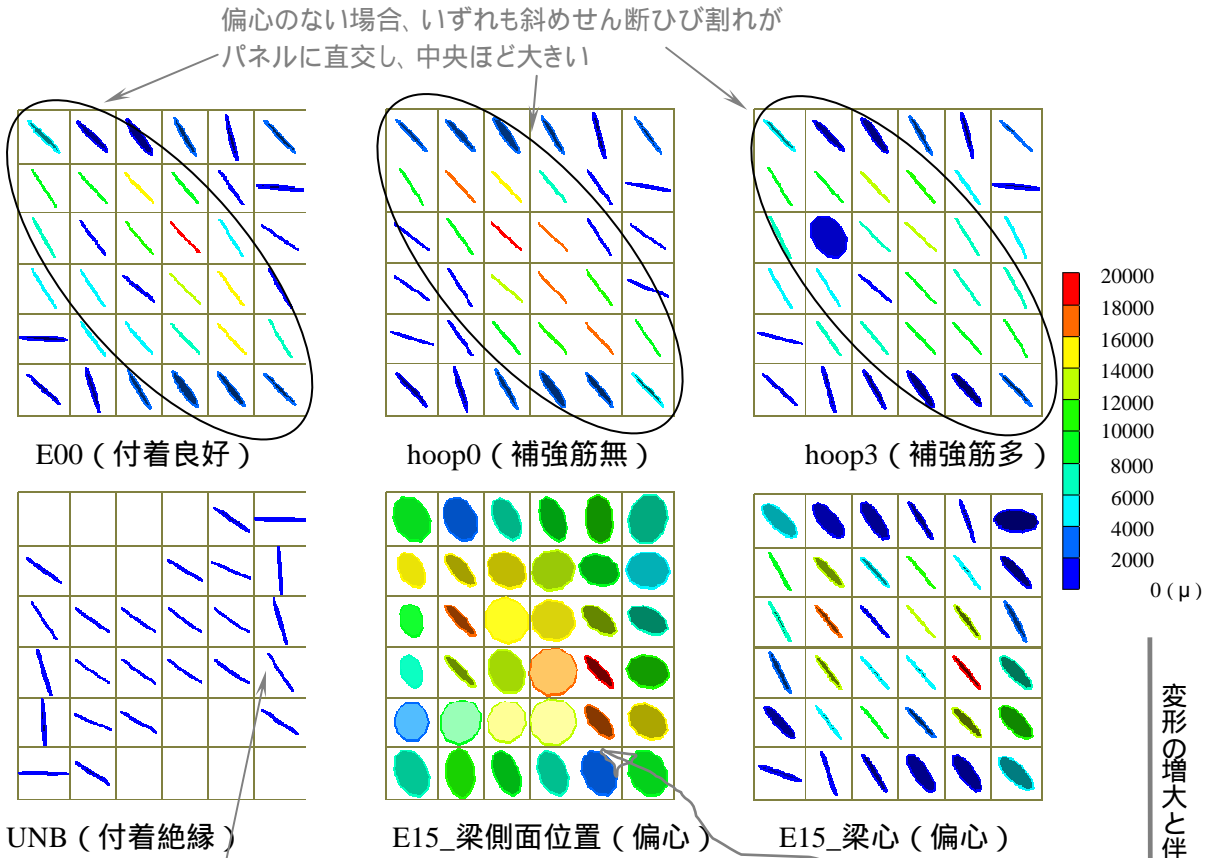


図 6.5.13 R=1/100 時のひび割れ発生状況

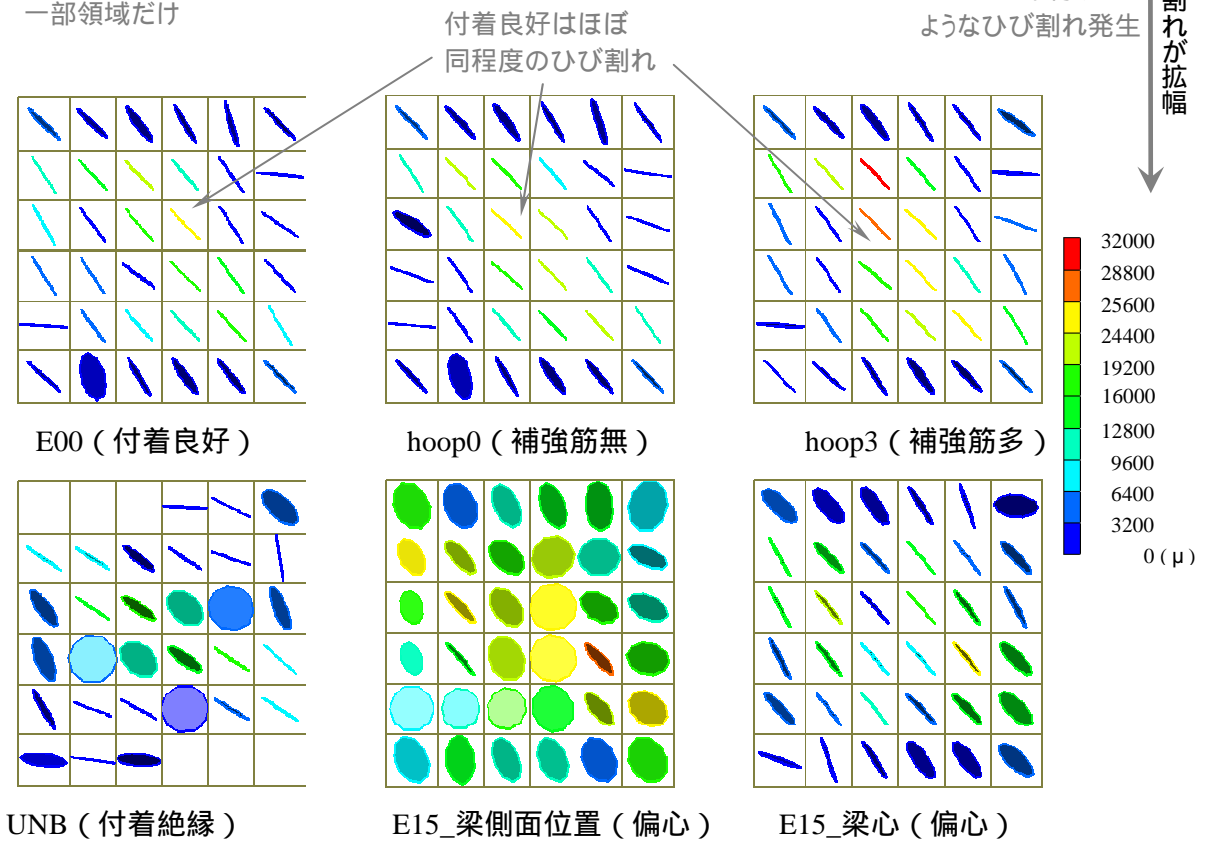


図 6.5.14 最大耐力到達直前のひび割れ発生状況

6.5.5 接合部コンクリートの有効圧縮強度

(1) 本解析における有効圧縮強度の定義

本解析における有効圧縮強度は、次式のように簡潔に表現できる。

$${}_u F_c = \lambda \times \pi \times F_c \quad (\text{式 6.5.2})$$

ここで、

${}_u F_c$: 有効圧縮強度

: ひび割れによる圧縮強度の低減係数

: 多軸応力状態による圧縮強度の増大係数 (5パラメータの破壊曲面^[6.13]より)

F_c : 1軸圧縮強度

(2) ひび割れによる圧縮強度低減

コンクリートにひび割れが生じると、ひび割れの間にはさまれたコンクリートのひび割れ面に平行する方向における圧縮強度は低下していく。本研究では、圧縮強度の低減係数に、圧縮強度 24N/mm^2 のコンクリートを用いた実験によりまとめられた野口・濱田式^[6.18]を用いることにした。野口・濱田式はひび割れ面と直交方向の平均引張ひずみの関数として次式より表される。

$$\lambda = \frac{1}{0.27 + 0.96 \left(\frac{\varepsilon_{1u}}{\varepsilon_0} \right)^{0.167}} \quad (\text{式 6.5.3})$$

ここで、

ε_{1u} : ひび割れ直交方向平均引張ひずみ

ε_0 : 一軸圧縮強度時ひずみ

式 6.5.3 は図 6.5.15 のようになる。図からは、約 $5000\ \mu$ までは急に強度が低下するが、その後は低下程度が緩やかになる傾向を示している。また、平均引張ひずみが $20000\ \mu$ 以上になると、ひび割れがさらに大きく開いても強度低下はほぼ頭打ちになっていると考えられる。

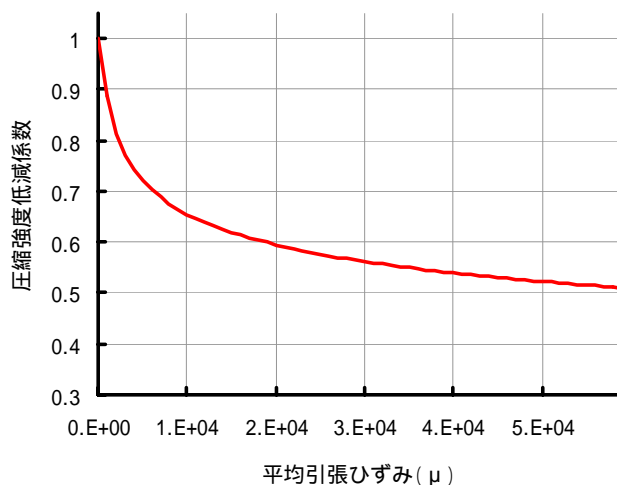


図 6.5.15 野口・濱田式^[6.18]による圧縮強度低減

(3) 多軸応力下でのコンクリートの圧縮強度

コンクリートは多軸応力下に置かれると、(圧縮)破壊時の応力状態は1軸時の強度と大きく異なっている。たとえば、コンクリートの周辺に圧縮応力のみが作用する場合には、破壊時の圧縮強度は1軸圧縮強度をはるかに上回り、逆に、周辺に引張応力状態に置かれている場合の圧縮強度は1軸圧縮強度をはるかに下回る傾向となっている。このようなコンクリートの多軸応力による圧縮強度の表現について、本解析では Willam, Warnke の5パラメータモデル^[6.13]を用いた。

本章の解析対象試験体は、直交梁・スラブは付かず、また構面での加力のみを行っているため、構面外(構面と直交方向)の応力度は極めて小さい。偏心試験体の場合は、構面外方向の応力として、捩りモーメントにより生じるせん断応力が考えられるが、これもせん断力に生じる応力や軸力により生じる応力に比べてかなり小さい値と考えられる。そのため、試験体の全領域において基本的に平面応力場であるとみなしてもよい。

また、平面応力場での圧縮強度は、引張を受ける場合には圧縮強度が低下し、2軸圧縮応力状態の場合は1軸圧縮強度の約1.25倍の以下となる。

柱梁接合部試験体において、最大耐力に近づくに伴い、部材内部には曲げひび割れやせん断ひび割れが多く生じ、ほとんどの要素はひび割れた状態下に置かれている。6.5.4節のひび割れ図 6.5.14 では、接合部の全領域にわたって斜めのせん断ひび割れが生じていることが見られる。柱梁接合部内部では、ひび割れが生じていない場合には平面応力場である

と考えられるが、一旦ひび割れが生じてしまうと、ひび割れ面に直角方向の引張応力は急に低下して引張力の伝達を負担しなくなり、ひび割れ間のコンクリートは1軸応力場に置かれていると考えられる。

ひび割れ間のコンクリートが1軸応力場の状態下に置かれると、破壊基準は1軸圧縮強度となり、このときの有効圧縮強度はひび割れていない健全なコンクリートの1軸圧縮強度に、ひび割れによる圧縮強度低減を考慮した値となる。

以上のことをまとめると、平面柱梁接合部は最大耐力に達する以前に斜めのせん断ひび割れが接合部のほぼ全領域で生じ、そのため有効圧縮強度は、多軸応力状態の場合よりむしろ1軸圧縮時の圧縮強度にひび割れによる強度低下を考慮したこととして考えうる。即ち、接合部内部の圧縮強度は、多軸応力より1軸応力状態に近く、また、ひび割れによる強度低下が顕著に現れる。

(4) 結果の考察

接合部内部のコンクリートは、ひび割れの影響により圧縮強度が低下し、またそれによって内部コンクリートの圧壊が早まる、あるいは偏心接合部の場合は圧壊領域の形成部位にも変化をもたらすと考えられる。図 6.5.16、図 6.5.17 にそれぞれ最大耐力到達直前および最大耐力時の接合部内部垂直パネルにおける有効圧縮強度分布を示す。

(4).1 最大耐力到達直前

図 6.5.16 の有効圧縮強度の分布からは、偏心のない接合部のいずれもパネル中央付近で有効圧縮強度が $0.6F_c$ 程度となっていることがわかる。いずれも中央付近で圧縮強度の低減がもっとも大きくなり、その周辺にいくほど低減程度は減少し、有効圧縮強度が大きく現れる。また、有効圧縮強度が $0.75F_c$ 以下の領域は偏心のない接合部において基本的に紡錘状の形を成している。この紡錘状領域はいずれも対角方向を示し、圧縮主応力のベクトル(6.5.1節)やひび割れの角度(6.5.4節)の場合と同様に、付着絶縁の UNB の場合は水平方向に傾いていることがわかる。また、6.5.3節の圧壊領域とほぼ同様な形状となっていることから、ひび割れによる圧縮強度の低下によって圧壊が卓越することと考えられる。

また、付着良好な E00、hoop0、hoop3 はストラットのせい方向においてかなり広い範囲内で強度低下が生じているが、UNB の場合はかなり狭い範囲内に限っている。

また、ストラット領域以外の領域、即ちトラス機構により応力が伝達されるトラス領域での有効圧縮強度はほぼ $0.9F_c$ 以上となっている。6.5.4節のひび割れ図 6.5.14 では、パネ

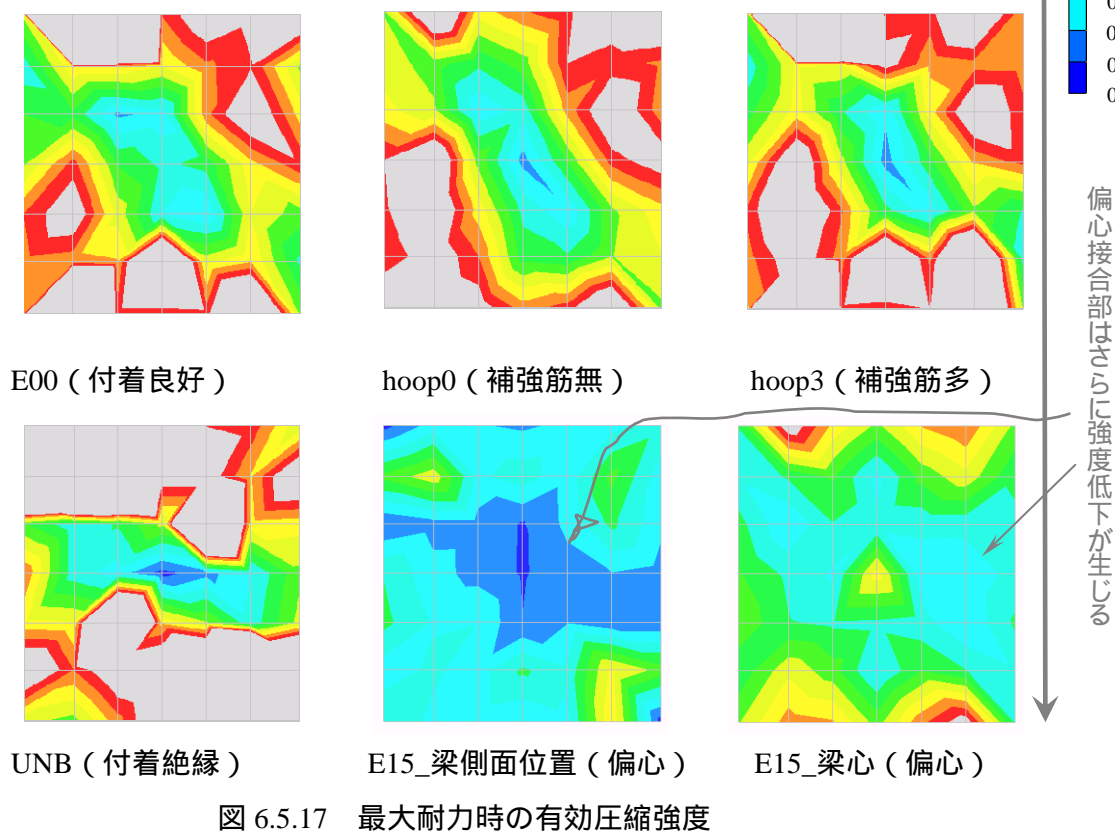
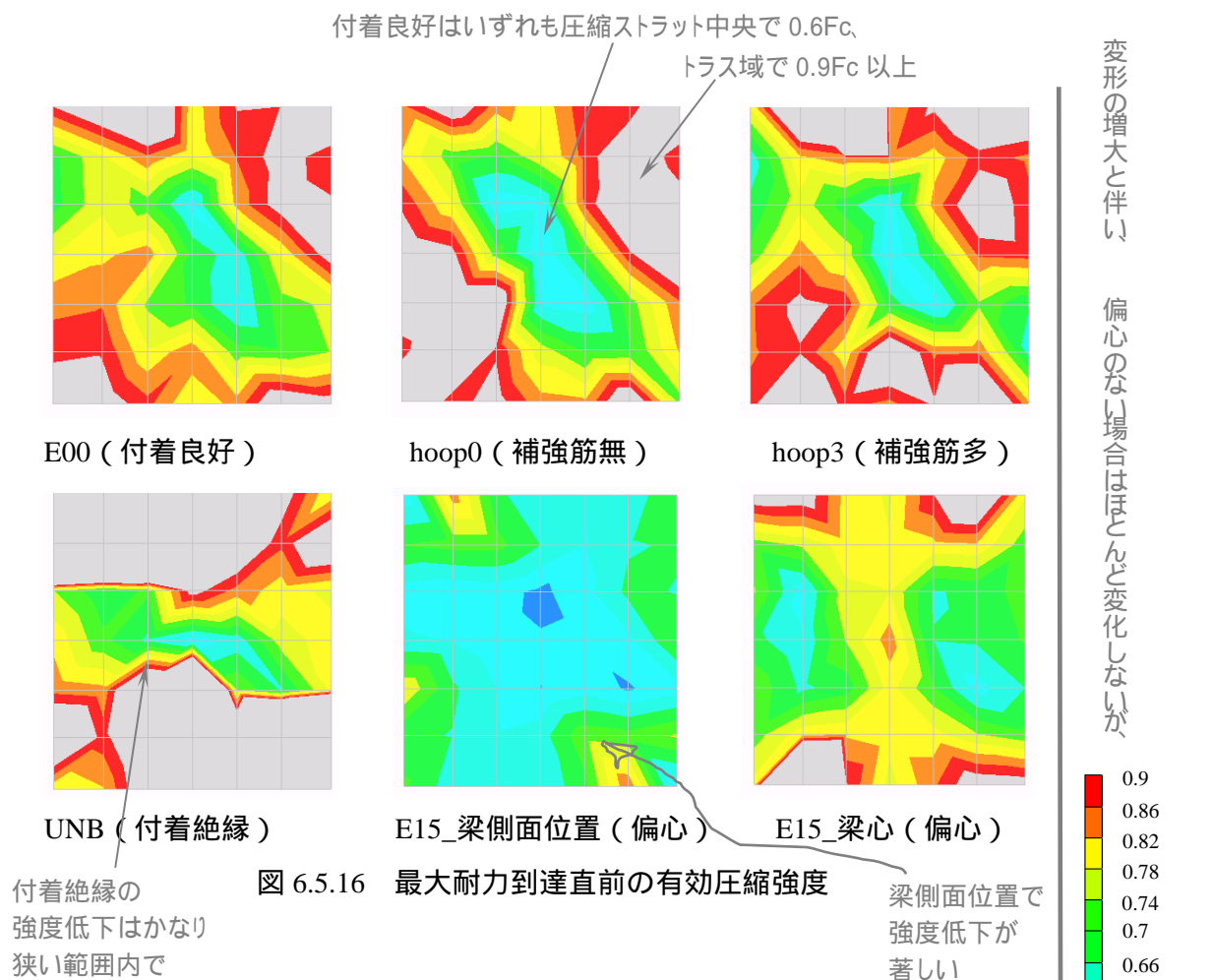
ルの全領域にわたってひび割れが生じているが、中央からトラス領域にいくほどひび割れ幅が小さくなっている。それによって圧縮強度の低下もトラス領域で小さく現れると考えられる。付着絶縁の UNB は鉄筋からの応力伝達がないため、トラス域コンクリートのひび割れ幅が極めて小さく、従って圧縮強度の低減はほとんど生じていない。

偏心接合部の場合は、6.5.4 節でも検討されたように、非偏心側の梁側面位置では梁側面に平行するようなひび割れがもっとも大きく開き、それによって圧縮強度の低下も梁側面位置のパネルでもっとも大きく現れている。また、6.5.4 節の図 6.5.14 に示す E15 のひび割れ分布状況とほぼ同様な傾向で、梁側面位置パネルのほぼ全領域で有効圧縮強度が $0.6F_c$ 程度となっている。梁心位置のパネル上ではこれと違って、パネル中央での圧縮強度の低下が小さく現れる。

(4).2 最大耐力時

最大耐力直前を示す図 6.5.16 と、最大耐力時の示す図 6.5.17 の有効圧縮強度分布を比較して見ると、偏心のない接合部ではいずれも有効圧縮強度には大きな変化がないように見える。

それに対して偏心接合部では、梁側面位置および梁心位置での圧縮強度がさらに低下していることがわかる。このことから、偏心接合部では接合部の内部で圧壊が生じ始めると、圧壊の進行度が著しく大きくなり、また圧壊領域の広がりも早まると考えられる。



6.5.6 垂直断面（パネル）でのストラット方向応力 a の分布

6.5.3 節～5.6.5 節では、接合部内部での圧縮主ひずみ、ひび割れ発生状況、有効圧縮強度について検討を行った。接合部のコンクリートは、変形を受けるとひび割れが生じたり、そして圧縮強度が低下したり、圧壊が生じたりすることによって、コンクリート間での応力伝達は弾性変形時とずいぶん異なると考えられる。

6.5.1 節では、接合部内部において、圧縮主応力により応力伝達を考察する場合、圧縮主応力のベクトルが必ずしもストラット方向と一致しないため、応力の伝達方向を考慮する必要性を示し、6.5.2 節ではストラット方向応力の定義を行った。

本節の垂直断面および次節からの対角断面上での応力について、ストラット方向応力 a を定義により求め用い、それに関する検討を行う。図 6.5.18 および図 6.5.19 にそれぞれ層間変形角 1/100 時と最大耐力時の a の分布を示す。

(1) 層間変形角 1/100 時（図 6.5.18）

$R=1/100$ 時には、いずれの試験体も、接合部の対角方向を結ぶ対角線を中心に高応力度の領域が形成されている。この高応力度領域、たとえば $0.27F_c$ 以上の領域を圧縮ストラット領域として仮定すると、いずれの試験体でも、圧縮ストラットによって応力を伝達していることがわかる。

また、圧縮ストラット領域は次のような特徴を共通していることがわかる。

圧縮ストラットは、いずれもほぼ対角方向を指す 2 本の平行線の間で伝達している。ただし UNB の場合は、ストラット中央ほど狭くなるような、くびれが生じている。即ち、UNB 以外は、対角ストラットせいは対角方向上で変化がなく、ほぼ一定となっている。

いずれもストラット方向の両端部で、応力度がもっとも大きく現れている。

ストラット中央部は、応力度が両端部より小さいかわりに、ストラット領域以外の接合部領域では、 $0.07F_c \sim 0.27F_c$ の応力が分布し、ストラット対角方向の中心線から遠くなるほど応力度が次第に低下している。ただし、付着絶縁の UNB は、 $0.07F_c$ 以下の応力をほとんど伝達しない領域の面積が、ほかの付着良好な接合部に比べて大きな割合を占めていることがわかる。 $0.27F_c$ 以上の領域をストラット領域と仮定することに対して、 $0.27F_c$ 以下の領域をトラス領域と仮定することができ、この領域内ではトラス機構により応力が伝達されると考えられる。当然ながら、トラス領域内での応力伝達は、主に主筋からの付着力により伝わることを考えられる。

応力度の高いストラット領域で圧壊が先行して生じることについて 6.5.3 節で既に検討

されてきた。また、ストラット方向の両端で応力度がもっとも大きくなっているが、圧壊による接合部の破壊は主にストラット中心付近で生じ、その原因としては、ストラット両端では圧縮主ひずみが圧縮強度時ひずみを越えてひずみ軟化域に入っても、2軸圧縮による拘束効果によりひずみ軟化域での応力低下の勾配が緩やかであるため、一定の応力伝達能力を保ち、また、圧縮ひずみの増大の早さも中央部に比べて比較的小さく、急に破壊することはないと考えられる。一方、ストラット中央では、ひび割れによる強度低下が顕著となり、それによって小さい応力度レベルでも圧壊が生じ、圧縮強度後の強度低下も急に進むことにより、中央コンクリートの圧壊による接合部の破壊が卓越すると考えられる。

また、付着良好な E00、hoop0、hoop3 の応力分布形状は、ほぼ一致していることがわかる。ここで「ほぼ一致」というのは、各試験体のストラットせいが等しい、ストラットコンクリートでの応力分布が等しい、トラス領域が占める割合が等しい、トラス域での応力伝達が等しいなどを示している。偏心接合部の梁心パネルでもストラットせいが若干小さく、従ってトラス領域の割合が若干大きく現れる以外に、上述した「ほぼ一致」を共有している。

このような、付着良好な接合部の応力分布と違って、付着絶縁の UNB は、ストラット中央での応力度が低く、またストラットせいも小さくなっている。従って、トラス領域の断面積の割合も大きくなっている。また、トラス域での応力勾配が急となり、応力をほとんど伝達しないと考えられる $0.07 F_c$ 以下の領域の面積の割合が大きくなっている。

(2) 最大耐力時 (図 6.5.19)

最大耐力時になると、接合部内部には大きな変化が見られている。

付着良好な E00、hoop0、hoop3 では、トラス領域の応力度が、ストラット領域とほぼ同様に高くなっているため、パネルのほぼ全域で高応力度の状態となっている。また、パネル中央の応力度がその周辺より小さくなっていることがわかる。このことは、ストラット中央で圧壊が生じることにより応力度が低下し、またストラット領域での応力伝達能力が低下していることを意味する。それによって、トラス域では応力度が高くなり、応力伝達の負担が増えていると考えられる。

付着絶縁の UNB は付着良好な場合と同様に、ストラット中央で圧壊が生じている。R=1/100 時よりは、より広い範囲を持って応力を伝達しているが、ほとんど応力を伝達しない $0.07 F_c$ 以下の領域は R=100 時とほぼ変わりがなく、依然として大きな面積を占めている。

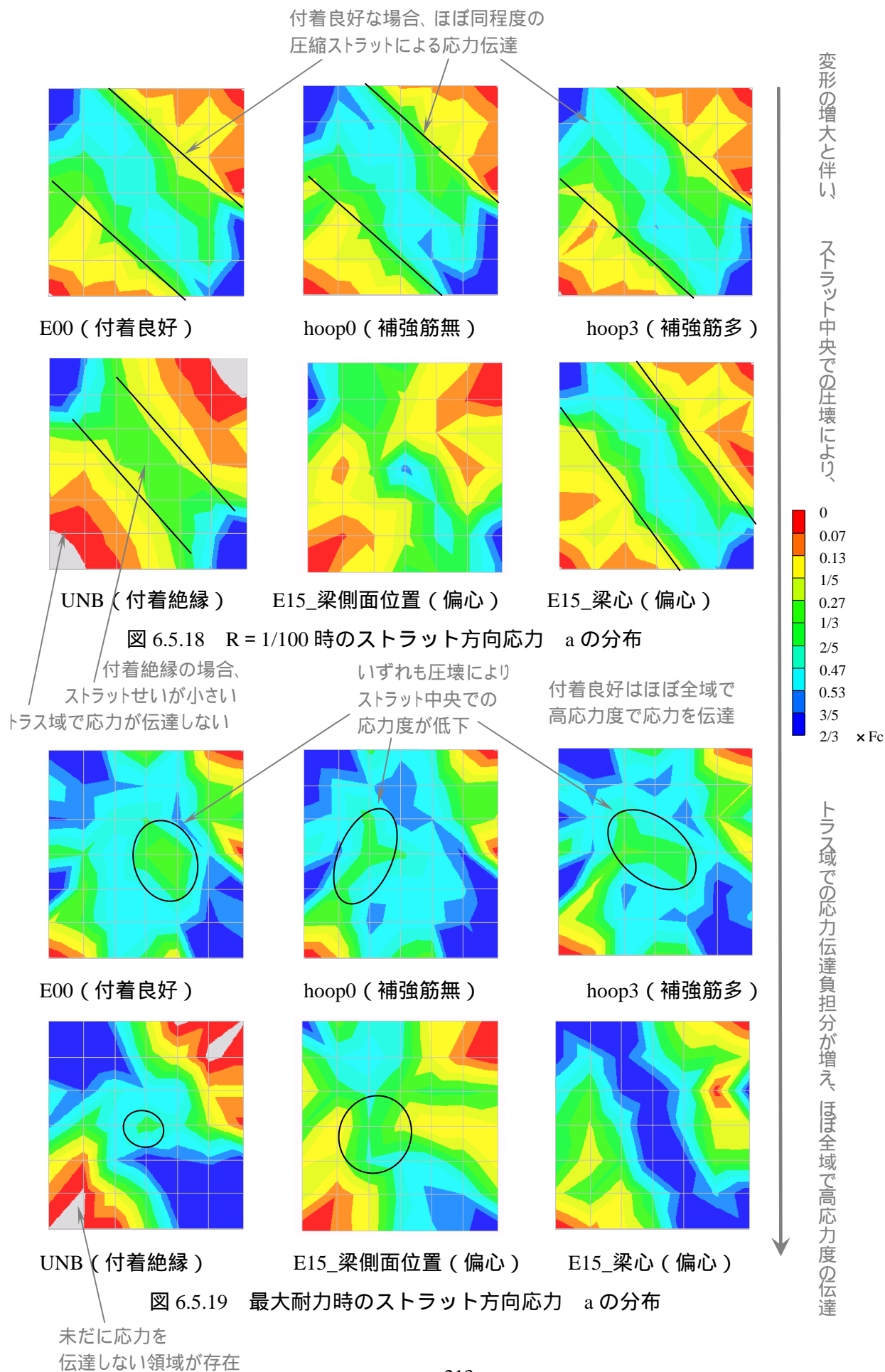
このことは、付着劣化が著しい場合、UNB のように圧縮ストラットコンクリートの圧壊により最大耐力に達し、また最大耐力時にはストラット領域以外の領域で応力を伝達しな

い、ひび割れによる損傷が少ない領域が存在することを意味する。

それに対して付着良好な場合は、ストラットコンクリートが圧壊し始めると、ストラット領域での応力伝達能力が低下し、それによってトラス領域でのトラス機構による応力伝達の負担が増え、パネルのほぼ全領域にわたって応力を伝達することになり、接合部内コンクリートを有効に利用することによって、付着劣化の場合により耐力が大きくなると考えられる。

ただし、付着良好は付着絶縁より、ひび割れが広範囲にわたって生じ、またひび割れ幅もストラット内部およびトラス領域で大きく開いていることから、有効圧縮強度も著しく低下し、それによって応力伝達能力が低下するような、負の面も持っている。

偏心接合部では、ひび割れ幅がもっとも大きくなった梁側面位置パネルでのストラットコンクリートの破壊により最大耐力に達している。



6.5.7 対角断面でのストラット方向圧縮応力 σ_c の分布(1) 層間変形角 $1/400$ 時

層間変形角 $1/400$ 時は、いずれの試験体も層せん断力が最大層せん断力の約 $1/3 \sim 1/2$ の範囲内に留まり、接合部内部ではひび割れが発生し始まる段階である。そのため、 $R=1/400$ 時の柱梁接合部は、まだ弾性変形の範囲に留まっていると考えられる。

図 6.5.20 には、対角断面での応力分布を 3 次元グラフにより示す。図 6.5.21 および図 6.5.22 には、ストラットせい方向およびストラット幅方向における σ_c と σ_c の合力を求めて示す。応力は断面中央を通る線上の分布を示す。

(1).1 ストラットせい方向での分布

図 6.5.20 からは、いずれの試験体も、断面の中央で応力度がもっとも高くなっていることがわかる。図 6.5.21 に示す断面の中央におけるせい方向の応力と、せい方向の合力分布からも、いずれの試験体においても断面の中央ほど応力が高く現れる。また、せい方向の両端部においては、 σ_c が引張応力として現れている。

せい方向の両端部というのは、柱および梁の引張域に面する接合部隅角部の断面を示しており、この領域内のストラット方向応力が引張応力として現れていることから、この領域で引張主応力がもっとも大きく現れると考える。従って、この領域からひび割れが先行して生じると考えられる。第 5 章のひび割れ状況では、 $R=1/400$ 時に梁引張域に面する接合部の隅角部から斜めひび割れが発生し始まることについて示したが、以上で述べたように、ストラットせい方向の端部で载荷の初期段階に引張応力として現れることにその原因があると考えられる。

層間変形の小さい $R=1/400$ 時にストラットせいの端部で引張応力として現れることは、柱および梁の引張域のコンクリートで曲げひび割れが生じたとしても、テンションスティフニング効果により、ひび割れ幅が小さい内に引張応力がまだ残存し、したがって接合部ではその周辺の柱および梁の引張域のコンクリートから引張力を受け、引張応力として現れると考えられる。

また、 $R=1/400$ 時のような弾性変形の範囲においては、対角断面のせい方向上における応力分布は、付着劣化の程度や横補強筋量、偏心の有無にかかわらず、応力および合力分布はほぼ同様な形状となっていることがわかる。

(1).2 幅方向分布

偏心のない試験体では、付着劣化の有無，横補強筋量の多少によらずにいずれも幅方向において応力度および合力がほぼ均一に分布している。これは，偏心のない柱梁接合部では，ひび割れが生じていない弾性変形時には接合部の全幅にわたってほぼ同程度に応力を伝達していることを示す。また，梁幅が柱幅より狭い柱梁接合部においても，弾性変形時には柱の全幅にわたってほぼ同様なせん断挙動を呈していると考えられる。

偏心接合部の場合は図 6.5.22 に示すように，応力度および合力が偏心側でもっとも大きく，非偏心側でもっとも小さくなっており，また偏心側から非偏心側に行くほど応力度がほぼ直線的な勾配で低下することがわかる。このような，偏心接合部の幅方向における応力変化は，捩りモーメントの作用により生じる捩り応力が，せん断力入力により生じるせん断応力に累加されることによって生じた結果であると考えられる。

表 6.5.1 には，偏心無しの E00 および偏心ありの E15 の応力・合力の平均値，および E15 の内部と外面における応力・合力の値を示す。E00 と E15 の応力・合力の平均値はそれぞれほぼ一致していることから，偏心の有無に関係なく，接合部の全対角断面上におけるせん断力伝達能力は，弾性変形時にはほぼ同様であることが考えられる。また，E15 では偏心面，非偏心面と中央点との応力差がそれぞれ 2.19 N/mm^2 と -2.22 N/mm^2 として，応力差の大きさがほぼ同程度となっている。また合力もその差が 11.4 KN/cm と -12.0 KN/cm としてほぼ一致している。

表 6.5.1 E15 の内部および外面の応力・合力の差

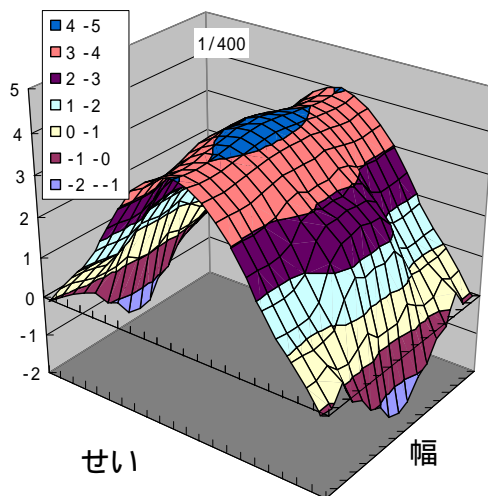
		E00		E15		
		外面	中央点	偏心側 外面	中央点	非偏心側 外面
応力	N/mm^2			6.19	3.98	1.78
	平均	4.06		4.00		
	平均との差			2.19	-0.02	-2.22
合力	KN/cm			32.8	22.8	9.45
	平均	21.4		21.4		
	平均との差			11.4	1.4	-12.0

(1).3 まとめ

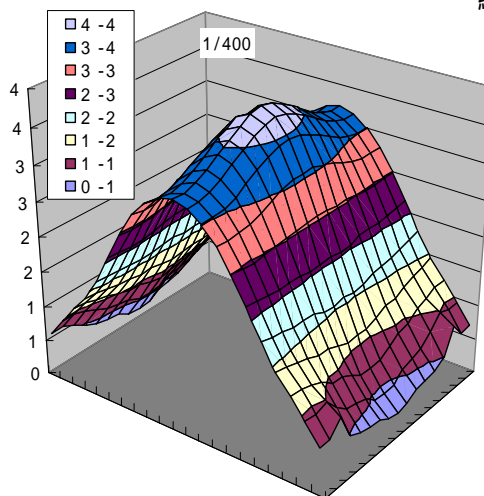
以上のストラットのせい方向，幅方向における応力および合力分布に関する検討より，偏心のない場合は，付着劣化の有無，横補強筋の有無によらず，接合部内部の応力分布はほぼ同程度として現れることから，弾性変形時にはほぼ同程度の応力伝達機構を形成していると考えられる。また，柱幅と梁幅が異なっても柱の全幅にわたって同程度の応力を伝達し，ほぼ同程度のせん断挙動を呈すると考えられる。

偏心接合部の場合は，幅方向上において偏心側から非偏心側へほぼ直線的な勾配で応力度が低下していることが確認され，これは，捩りモーメントの作用による捩り応力が，せん断力入力により生じるせん断応力に累加されることによって生じる結果であると考えられる。

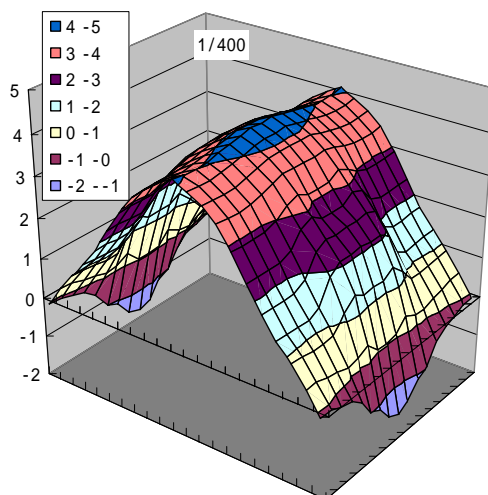
縦軸単位: N/mm^2



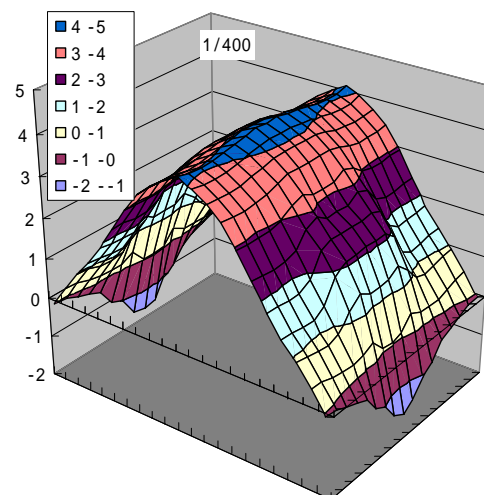
E00 (標準)



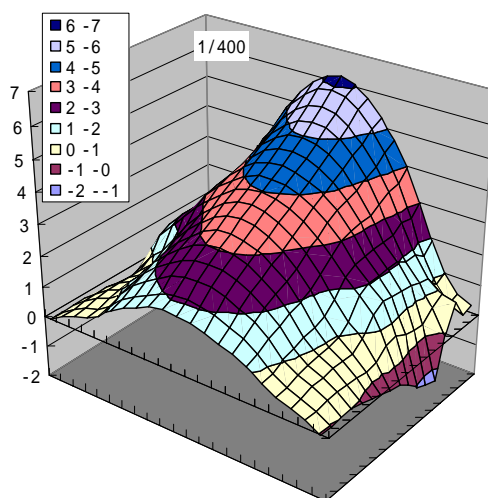
UNB (付着絶縁)



Hoop0 (横補強筋ゼロ)



hoop3 (横補強筋多)



E15(偏心)

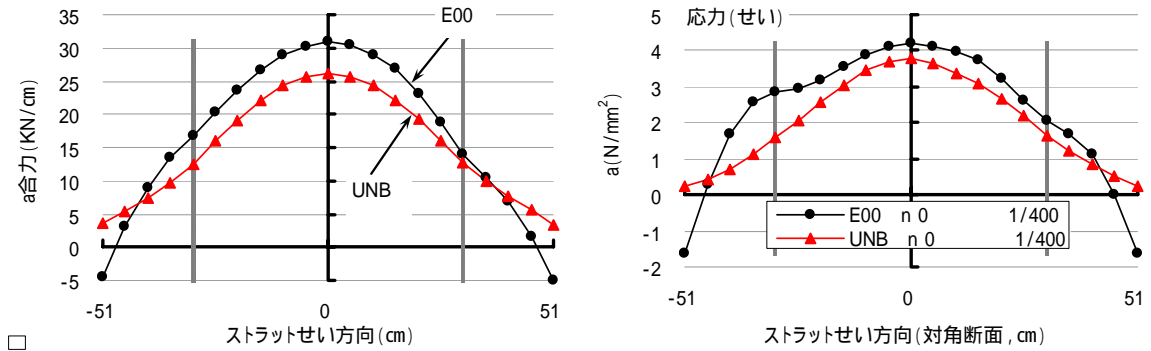
偏心のない場合は、
いずれもほぼ同程度の応力分布形状となる。

偏心接合部は、
偏心側ほど応力度が高く、集中している。

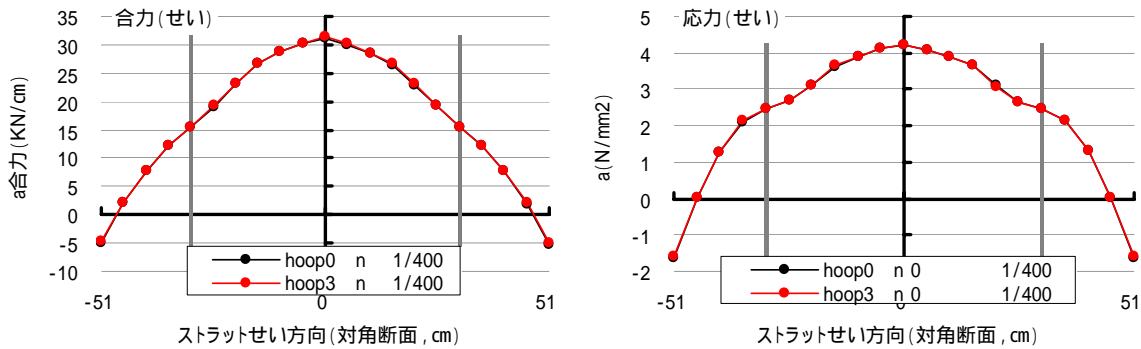
図 6.5.20 対角断面での σ 分布

($R=1/400$ 時)

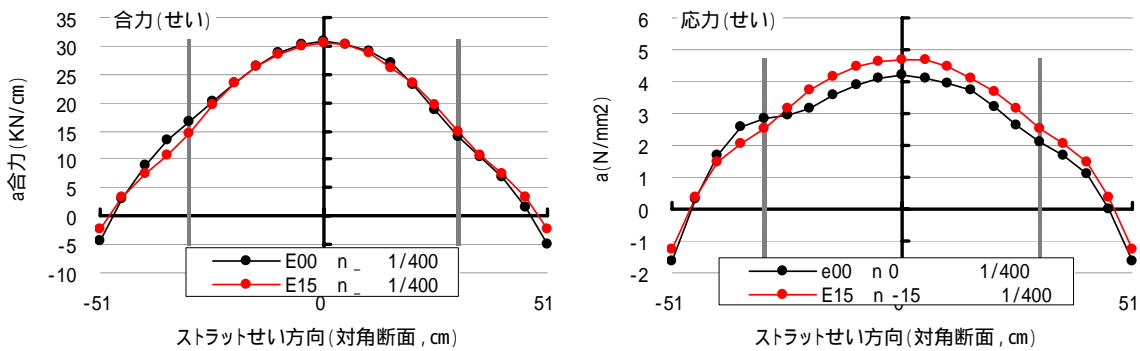
1/400時のせい方向では、いずれも中央ほど応力度が高く、
梁心パネルでは付着性状、補強筋量、偏心有無の影響が見られない。



a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)



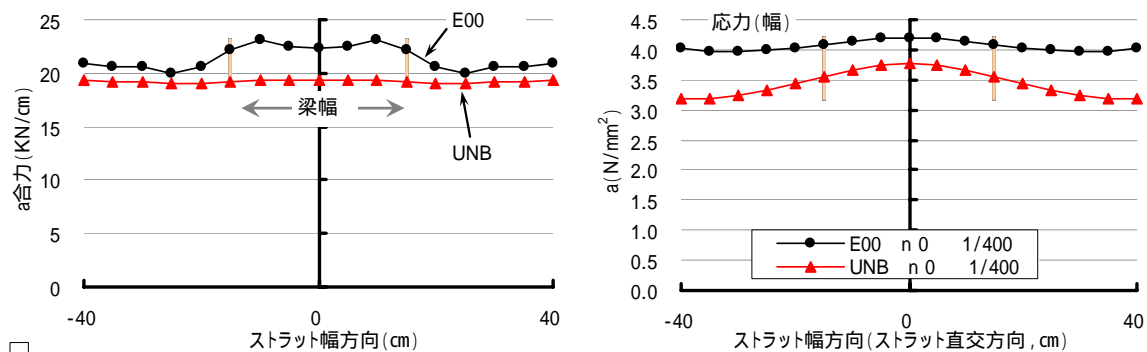
c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

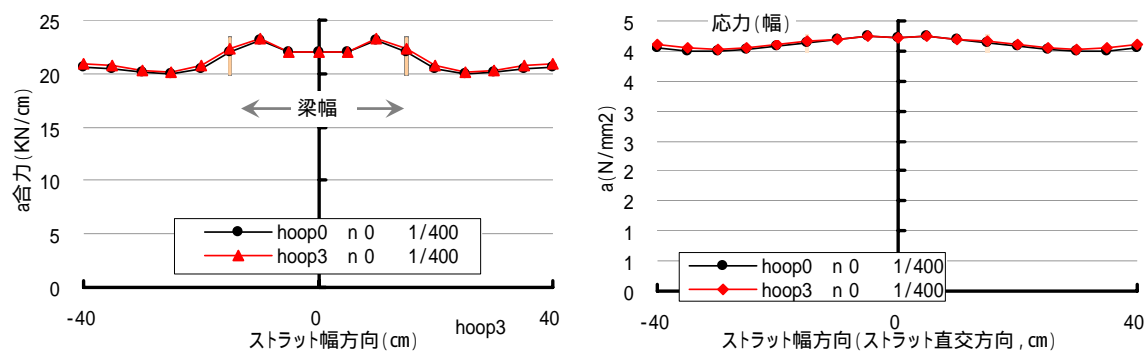
a 分布

図 6.5.21 ストラットせい方向における a および a 合力の分布 (R=1/400 時)

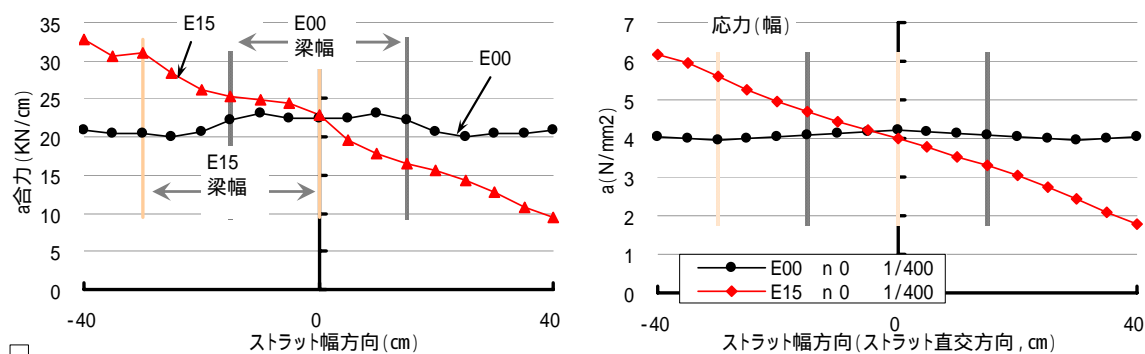
幅方向では、偏心無しは、弾性範囲内では全幅内でほぼ均一に応力を伝達し、
 偏心有りは、捩りモーメントにより、偏心側から非偏心側へ直線勾配で応力が低下する。



a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)



c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

a 分布

図 6.5.22 ストラット幅方向における a および a 合力の分布 (R=1/400 時)

(2) 層間変形角 1/100 時

層間変形角 1/100 時には、層せん断力が最大層せん断力の 0.74~0.84 までに達し、最大耐力の直前段階におかれていると考えられる。ひび割れは 6.5.4 節の図 6.5.13 で示すように、付着良好な E00、hoop0、hoop3、E15 においては接合部内部のほぼ全域にわたって生じている。付着絶縁の UNB は、接合部内部の一部の領域ではまだひび割れが生じなく、生じたとしてもひび割れ幅はまだ小さい範囲内に留まっている。

図 6.5.24 には、対角断面での応力分布を 3 次元グラフにより示す。図 6.5.25 および図 6.5.26 には、ストラットせい方向およびストラット幅方向における σ と τ の合力を求めて示す。応力は断面中央を通る線上の分布を示す。

(2).1 せい方向分布

ストラットせいの方向においては、層間変形角の増大に伴い接合部へのせん断力入力が増加し、接合部内部の応力度も増大していく。そこで、層間変形角 1/100 時と 1/400 時の応力および合力の差をそれぞれ求めて図 6.5.23 に示す。図では、接合部の中央ほど応力・合力の増加がもっとも大きくなっている。また、中央からストラットせいのおおよそ 0.3 倍の位置までは、応力および合力増加程度が急な勾配で減少しているが、0.3 倍の位置を越えると、応力および合力の増加程度はほぼ一定で、中央に比べてかなり小さい増加量となっている。この中央からストラットせいの 0.3 倍の範囲を、ここでは変化点として定義する。

また、変化点と変化点の間をここではストラット域と仮定し、変化点から外側の間をトラス域と仮定する。このような仮定に基づいて図 6.5.23 の応力・合力の変化を見ると、最大耐力に達する以前までは、せん断力入力の増加に伴い、圧縮ストラット域内での応力および合力の増加が顕著に現れ、ストラット機構による応力伝達の負担が増えていることが考えられる。またトラス域では、合力増加の値が -6~16KN/cm として、ストラット域での値 14~31 KN/cm に比べて小さくなっている。

R=1/100 時のせい方向における応力・合力分布は、1/400 時と同様に中央において応力度がもっとも高く現れる。ただし、上述したように、ストラット域での応力・合力の増加量がトラス域より大きいため、R=1/100 時は R=1/400 時の放物線の形状より、中央部がさらに凸起していることがわかる。

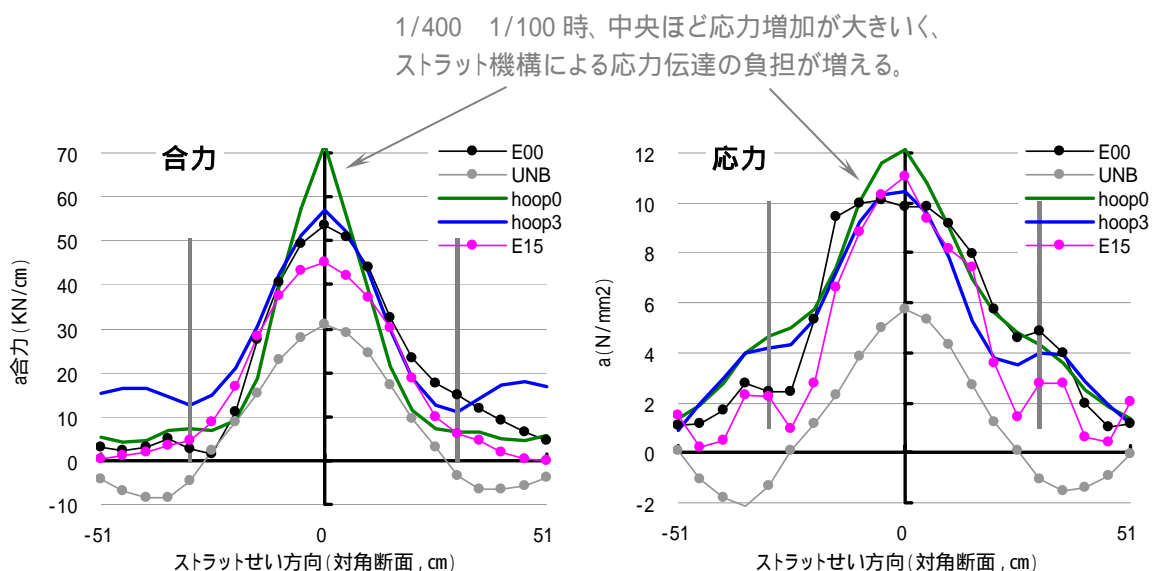


図 6.5.23 R=1/100 時と R = 1/400 時の応力および合力の差

横補強筋多少の hoop3 と hoop0 の間、偏心有無の E00 と E15 の間は、応力・合力の分布は依然として大きな違いがなく、ほぼ同様な形状となっている。それに対して、付着絶縁 UNB はトラス域で応力がほぼゼロとなっている。合力の分布も応力の分布とその形状がほぼ同様となっていることから、付着を絶縁とした場合はトラス域での応力伝達がほぼゼロとして考えられる。

(2).3 幅方向分布

R=1/100 時になると、UNB 以外のすべての接合部では、幅方向における応力・合力の分布は弾性変形時の均一分布形状と大きく変わっている。偏心がなく、また付着良好な E00, hoop0、hoop3 の場合、梁幅内では応力度の差が小さく現れ、応力がほぼ均一に分布しているとみなすことができる。また、梁幅内と梁幅外の柱部分（協力幅）では梁幅内より応力度がずいぶん低く現れていることがわかる。合力も中央ほど大きく現れ、中央で凸起した形状となっている。このような分布形状は、R=1/400 時の幅方向における均一な分布形状と異なる。

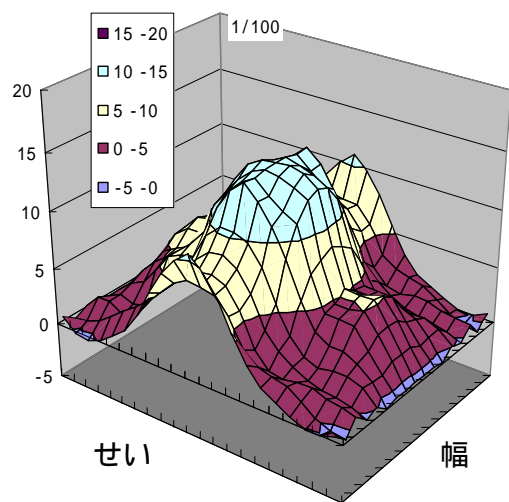
付着絶縁の UNB は、応力および合力の分布形状が R=1/400 時とそれほど変わりがなく、ほぼ均一に分布しているように見えるが、これは接合部内部のひび割れ幅が小さく、まだ弾性変形の範囲内に留まっているためであると考えられる。

また、横補強筋有無の比較図では、協力幅において hoop0 と hoop3 の応力には差が見られないが、合力は横補強筋がないほうが小さくなっている。このことから、横補強筋の接合部に及ぼす影響は、接合部の内部では少なく、補強筋から近い領域で大きく現れると考えられる。特に本章の試験体のように梁幅が柱幅より狭い場合は、主に協力幅に及ぼす影

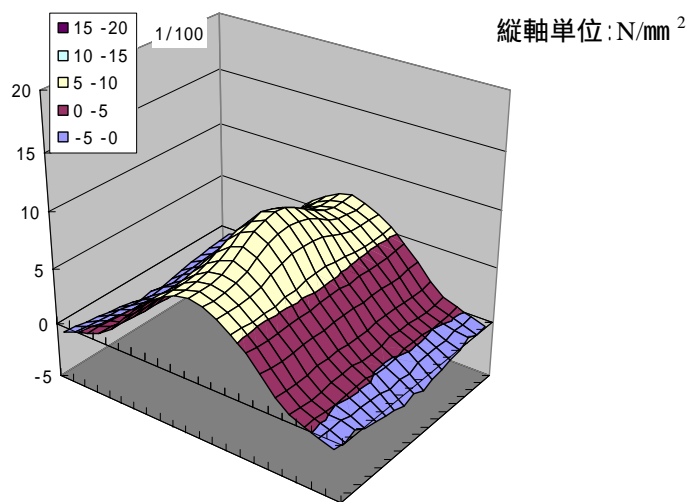
響が大きく現れ、横補強筋が少ないほど、協力幅内での応力伝達能力が低下し、それによって協力幅での負担せん断力も小さくなると考えられる。

偏心接合部 E15 の場合は、非偏心側の梁側面から偏心側の外面にわたって、応力度が高い値として集中して分布している。また偏心側と梁幅内では応力度が概ね一様に分布していると考えられる。非偏心側の協力幅内では、非偏心側の梁側面から応力度が急な勾配で低下し、非偏心側協力幅の約 1/2 より外側の領域ではほぼゼロとなっていることがわかる。また、合力も応力分布形状と類似して、偏心側ほど大きくなり、非偏心側では合力がゼロに近い領域が存在する。

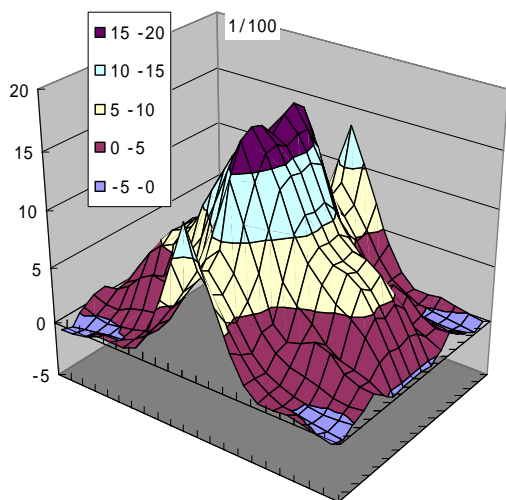
これらのことから、偏心接合部では、偏心側および梁幅内では応力伝達が卓越しているが、非偏心側では梁側面から応力が急に低下し、また応力を伝達しない領域が存在していることがわかる。



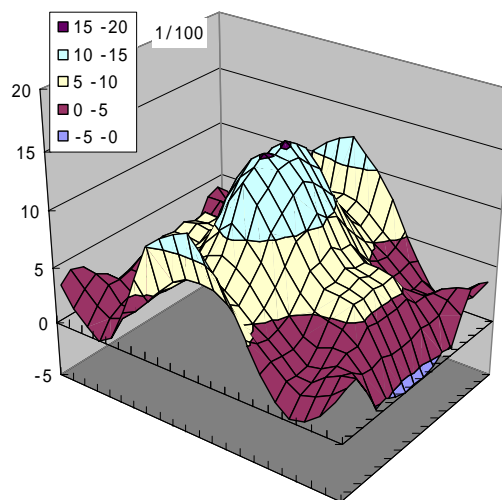
E00 (標準)



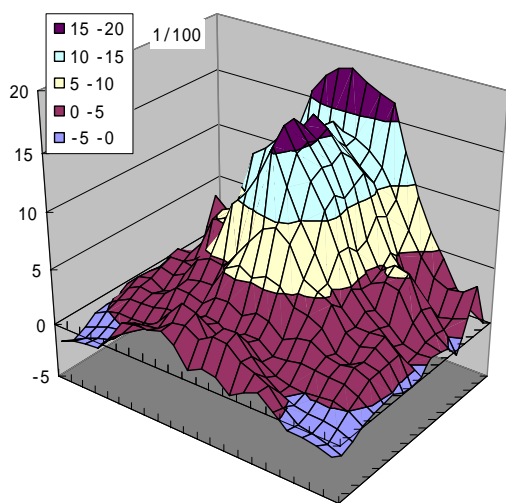
UNB (付着絶縁)



Hoop0 (横補強筋ゼロ)



hoop3 (横補強筋多)



E15 (偏心)

付着良好は、
いずれも断面中央ほど応力が高くなるような
分布形状となる。

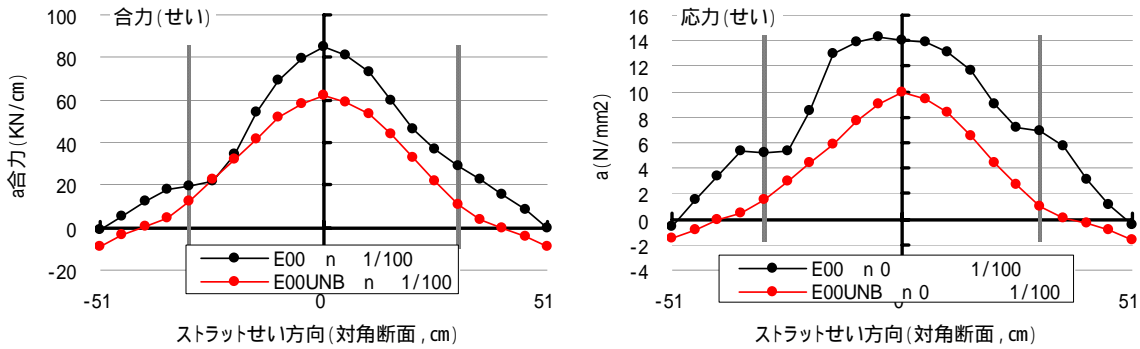
付着絶縁は幅方向で、
R=1/400 時と、ほぼ変わらない分布形状である。

偏心接合部は、
梁幅内でほぼ均一の高応力度で、梁側面から
非偏心側へ急な勾配で応力が低下する。

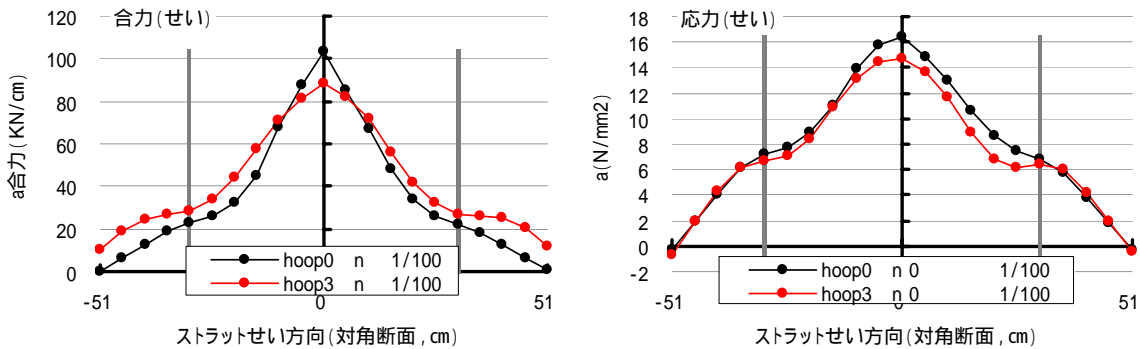
図 6.5.24 対角断面での σ 分布

(R=1/100 時)

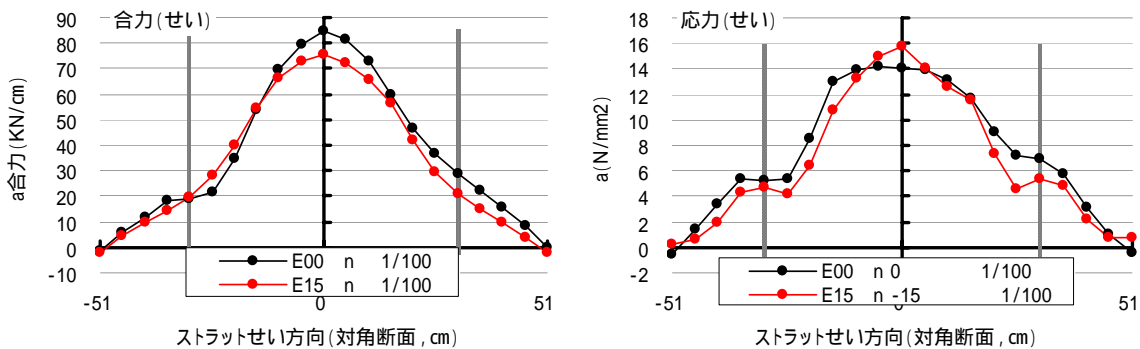
1/100時のせい方向では、補強筋量、偏心有無の影響がまだ見られない。
 付着絶縁のトラス域では応力をほとんど伝達しない。



a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)



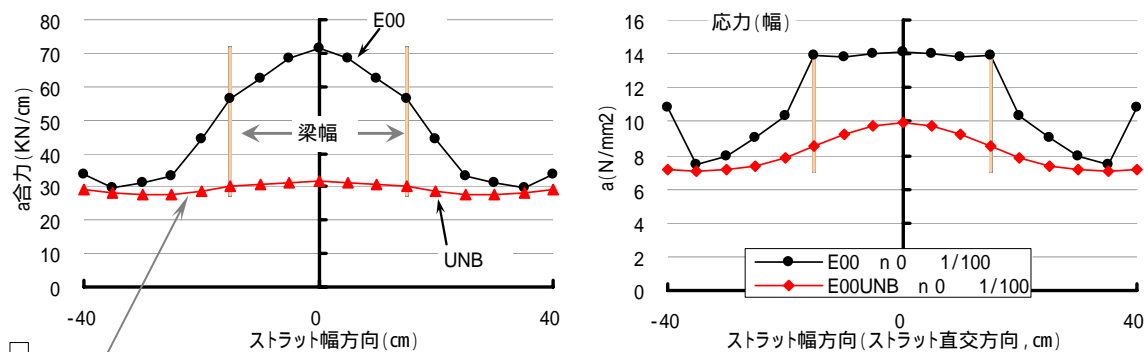
c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

a 分布

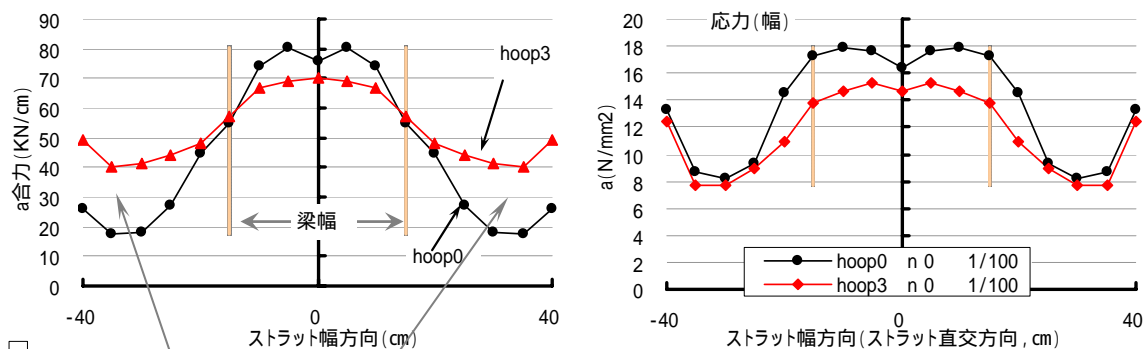
図 6.5.25 ストラットせい方向における a および a 合力の分布 (R=1/100)

幅方向では、付着絶縁は未だに弾性範囲内に留まっていると考えられる。補強筋多の補強筋に近い領域での合力が大きくなる。偏心接合部の偏心側での応力伝達が卓越する。



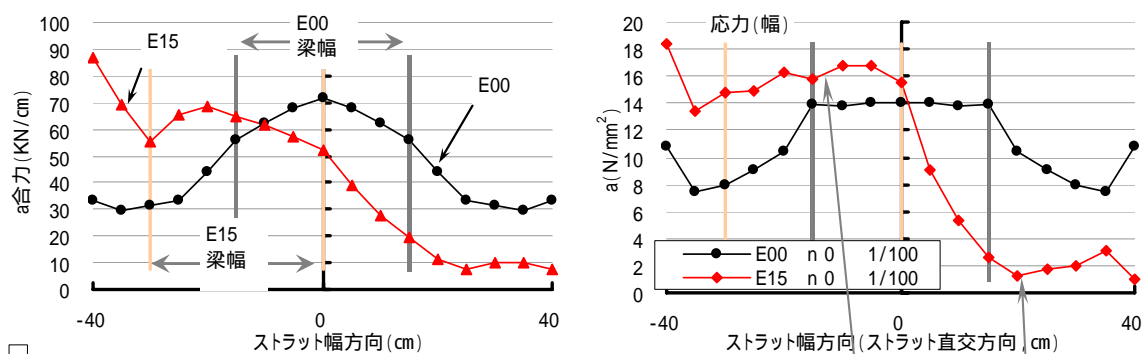
a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)

付着絶縁は、 $R=1/400$ 時と分布形状がほとんど変わらない。



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)

補強筋の影響が接合部の中央には小さく、補強筋に近い領域に大きく影響する。



c 偏心有無の比較 (E00, E15)

偏心側の梁幅内で応力伝達が卓越し、非偏心側には応力をほぼ伝達しない領域が存在する。

a 合力分布

a 分布

図 6.5.26 ストラット幅方向における a および a 合力の分布 ($R=1/100$)

(3) 最大層せん断力時

最大層せん断力時の層間変形角は $1/63 \sim 1/50$ ($0.016 \sim 0.02$) として比較的大きな変形となっている。いずれの試験体においても接合部の中央では既に圧壊が生じ(6.5.3節の図6.5.11)、ひび割れはストラットコンクリートで大きく開き、ストラット中央でひび割れ幅がもっとも大きい(6.5.4節の図6.5.14)。この時点では、接合部内部の応力伝達にさまざまな変化が生じている。

図6.5.28には、対角断面での応力分布を3次元グラフにより示す。図6.5.29および図6.5.30には、ストラットせい方向およびストラット幅方向における σ_x と σ_y の合力を求めて示す。応力は断面中央を通る線上の分布を示す。

図6.5.28に示す3次元による応力分布を見ると、偏心のない接合部はいずれも断面の中央で応力度が周辺より小さく現れ、窪みが生じていることがわかる。

(3).1 せい方向分布

層間変形角 $1/100$ 時の検討では、層間変形の増加に伴い、接合部の内部では主にストラット域(本節(2)項での仮定により)内で、中央ほど応力および圧縮力の伝達が大きく増大していることがわかった。 $R=1/100$ からは、ストラット域での応力の増加は緩やかになり、最大耐力に近づくに伴って、中央では応力 - ひずみ関係がひずみ軟化域に入ることにより、応力度が低下する。

図6.5.27には最大耐力時と $R=1/100$ 時の応力および合力の差をそれぞれ求めて示す。すべての試験体において、中央(E15は梁心)では応力度の増加が鈍くなる(UNB、E15)か、あるいは減少している(E00、hoop0、hoop3)ことがわかる。偏心のない場合、付着良好な試験体E00、hoop0、hoop3で応力が低下していることは、鉄筋からの付着力により接合部の内部でひび割れの発生や拡幅が著しく生じるため、ひび割れによる圧縮強度の低減によりストラットコンクリートの有効圧縮強度が著しく低下し、それによって、コンクリートの圧壊が早い内に先行して生じるためと考えられる。

いずれにしても、すべての試験体において接合部中央で圧壊が生じ、応力度が低下している。合力も中央での応力の低下により、付着絶縁のUNB以外の接合部では中央での圧縮力伝達の増加が鈍くなっている。

このように、接合部中央コンクリートでは圧壊による応力の低下により、図6.5.29に示す σ_x の分布のように、最大耐力時の偏心のない試験体では、中央付近で応力度がその周辺より低くなっていることがわかる。

1/100 最大耐力時、付着良好は中央ほど応力の増加が鈍く、トラス機構による応力伝達の負担が増える。

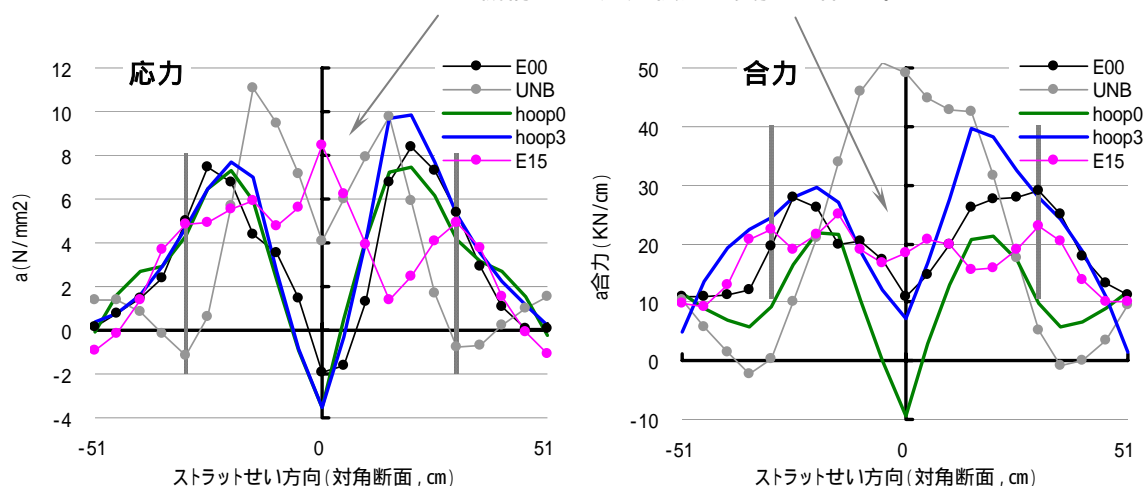


図 6.5.27 最大耐力時と $R = 1/100$ 時の応力および合力の差

付着良好な E00 は、ストラット内部の高応力度点からトラス域へ応力がほぼ直線的な勾配で低下し、トラス域でも応力の伝達を负担していることがわかる。また、付着を良好とした試験体 hoop0、hoop3、E15 もこれと同様な傾向となっている。

付着絶縁の UNB は、ストラットコンクリートの中央付近では付着良好な E00 とほぼ同程度の応力度となっているが、トラス域へ向かって応力度が急な勾配で低下し、トラス域内では応力がゼロとなっている。また、合力もトラス域でゼロとして現れていることから、最大耐力時においては、トラス域では応力の伝達が生じず、ストラットコンクリートのみで応力を伝達していると考えられる。

また、合力はいずれの試験体も中央ほど大きく現れ、中央で圧壊が先行して生じても依然としてストラット域での圧縮力の伝達が大きく、主役を果たしていると考えられる。

(3).2 幅方向分布

接合部中央コンクリートの圧壊により、接合部中央での応力がその周辺より小さくなっていることが、図 6.5.30 に示す幅方向での a の分布からもわかる。

偏心のない場合は、いずれも梁幅内での応力度が、協力幅での応力度より高く現れている。応力分布では、付着劣化有無の E00 と UNB、横補強筋有無の hoop0、hoop3 はほぼ同程度となっているが、合力分布では次のような違いが見られている。

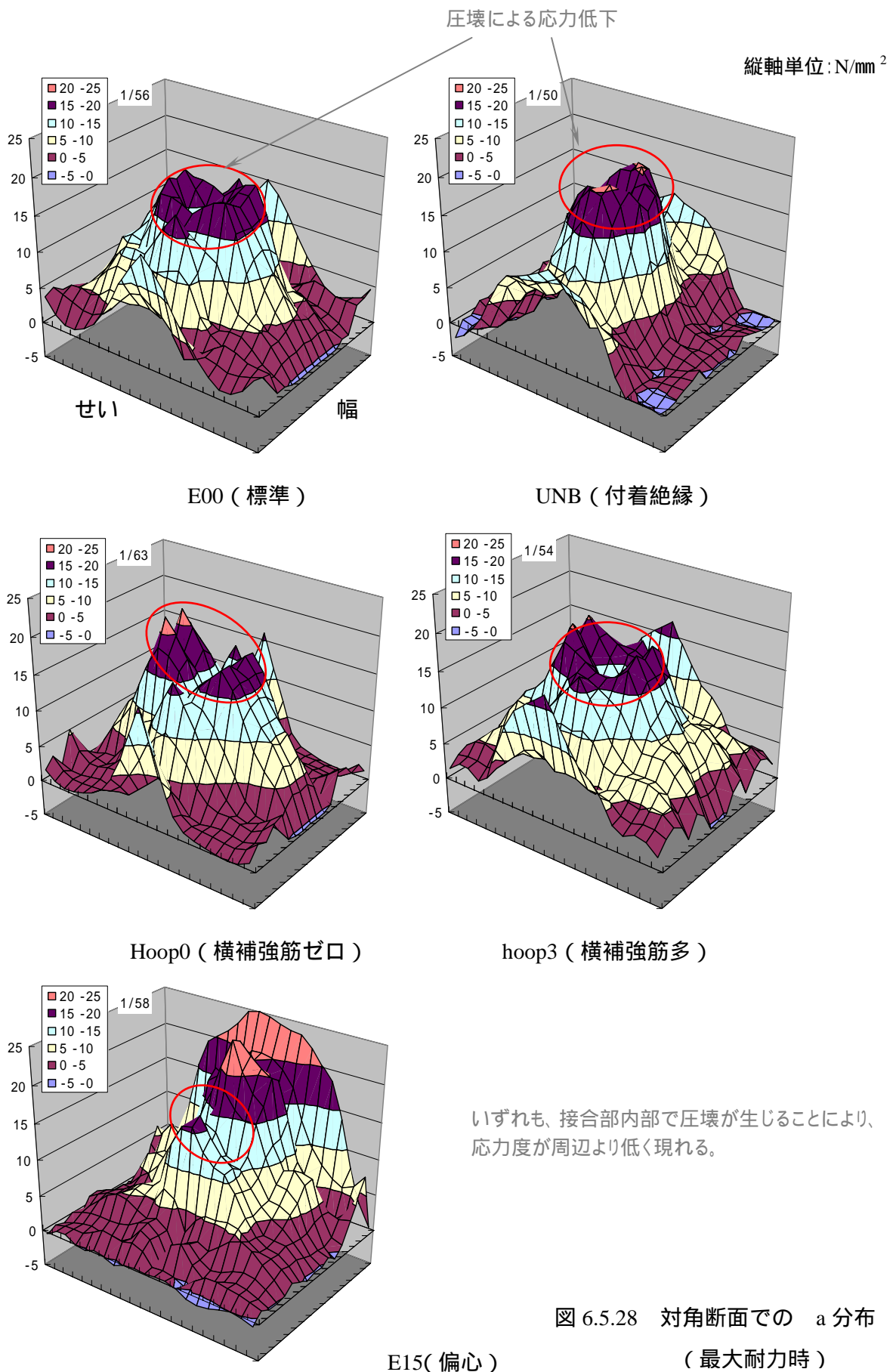
合力分布では、付着絶縁の UNB と付着良好な E00 は幅方向の両端ではほぼ一致するが、中央では E00 の圧縮力伝達が大きくなっている。

補強筋有無の hoop0 および hoop3 は、中央付近ではほぼ一致しているが、協力幅の領域へいくほど、合力の差が大きく開いている。これは $R=1/100$ 時と同様な傾向であって、

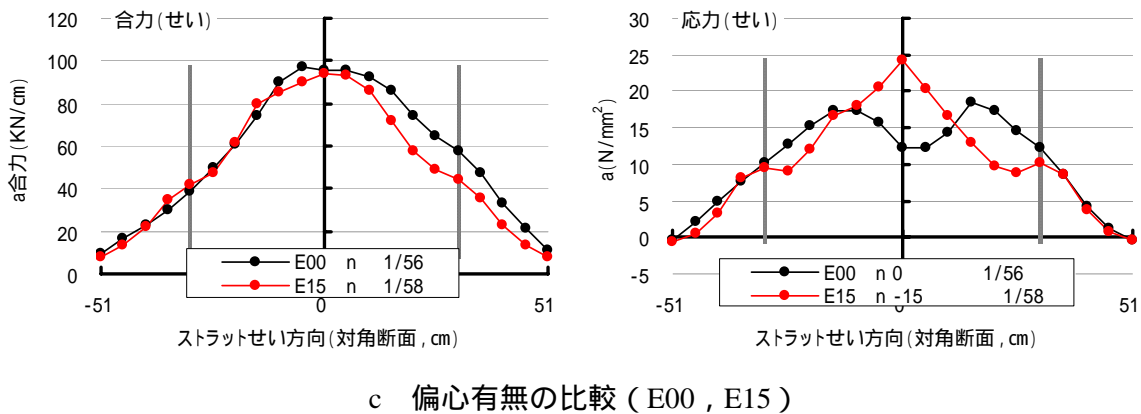
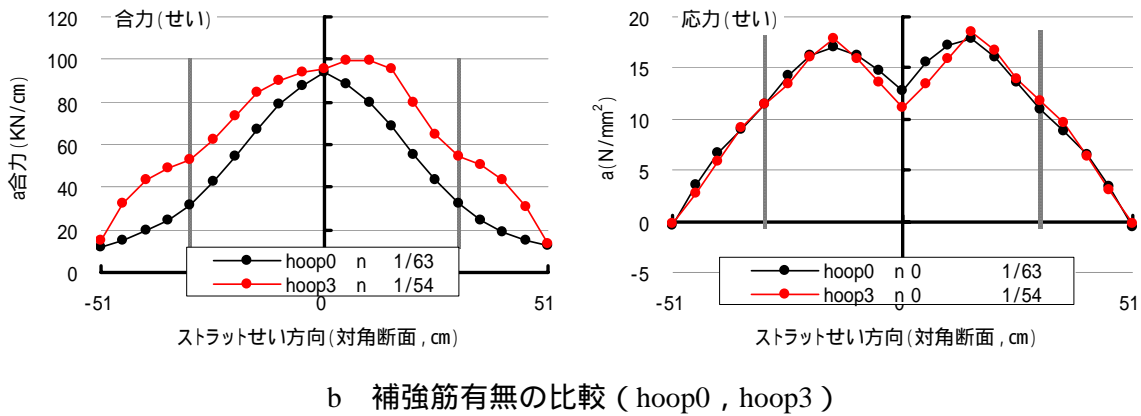
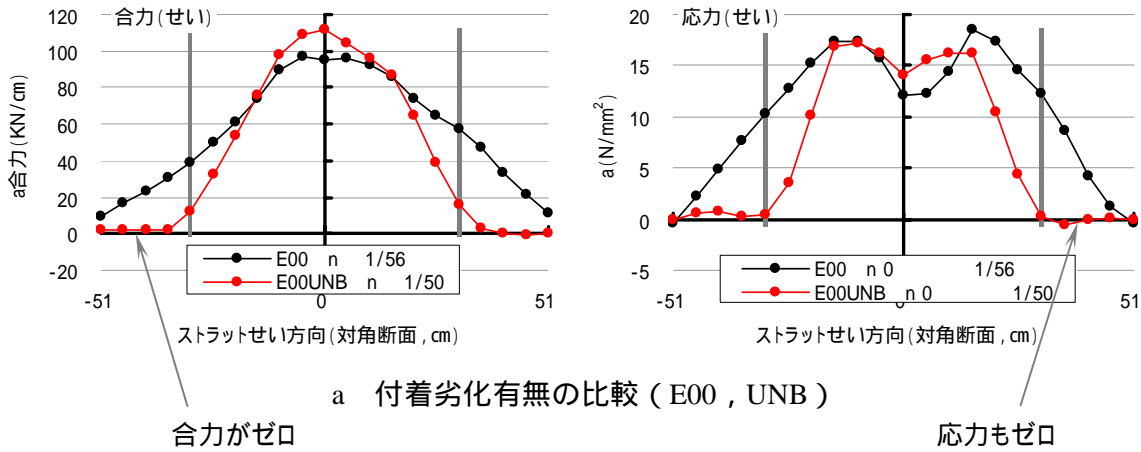
横補強筋の影響は、接合部の内部へ行くほど薄く現れているが、横補強筋に近づくほど合力の増大が顕著となり、主に協力幅内の応力分布に大きく影響すると考えられる。

偏心有りの E15 では、 $R=1/100$ 時とほぼ同様な傾向で、依然として偏心側と梁幅内で応力度が高くなっている。ただし、非偏心側の梁側面位置での応力度がその周辺より低く現れているが、これはこの部分でひび割れ幅が最も大きくなり（6.5.4 節の図 6.5.14）、また圧壊も集中して生じている（6.5.3 節の図 6.5.11）ためと考えられる。

また、非偏心側では応力度がゼロとなる領域、即ち応力を伝達しない領域が、柱幅の約 30% を占めていることがわかる。合力の分布も応力とほぼ同様な傾向で、偏心側ほどせん断力の伝達が大きく、また非偏心側ほど小さくなっている。



最大耐力時のせい方向では、付着絶縁のトラス域での応力の伝達が生じなく、圧縮ストラットののみによる応力伝達が明確に現れる。

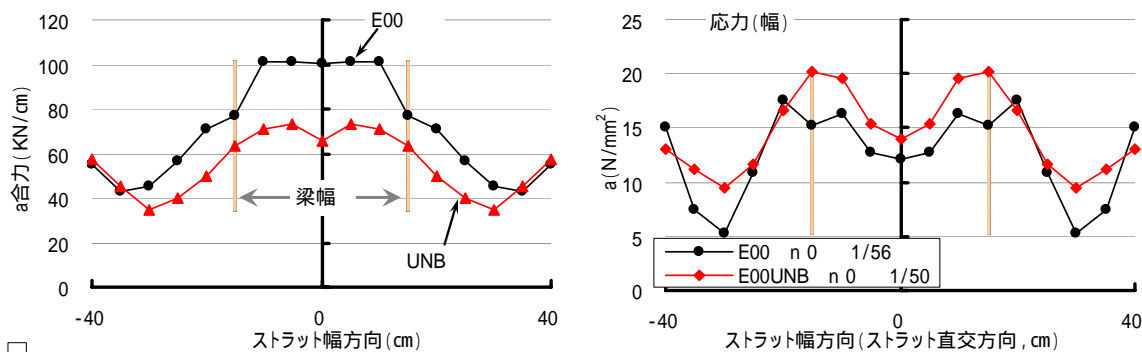


a 合力分布

a 分布

図 6.5.29 ストラットせい方向における a および a 合力の分布 (最大耐力時)

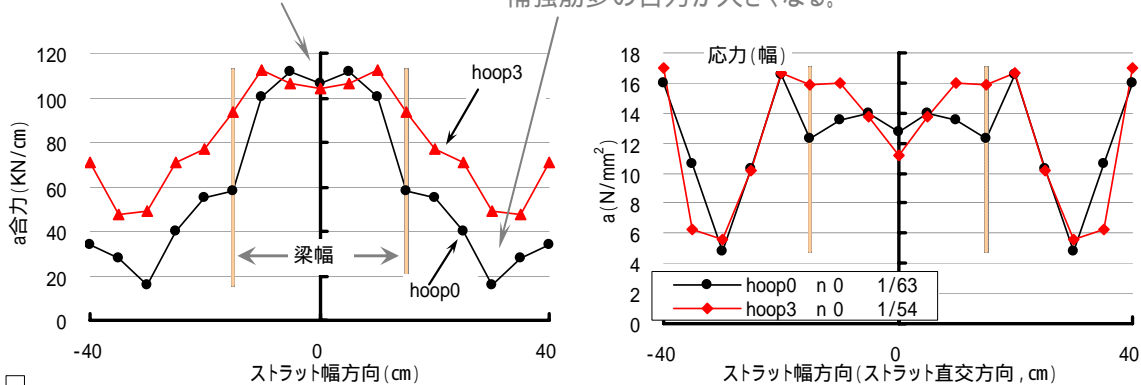
幅方向では、補強筋多少の影響は、 $R=1/400$ 時と同様で、
 接合部内部へいくほどその影響が薄く、補強筋に近いほど補強筋多の合力の上昇が顕著となる。



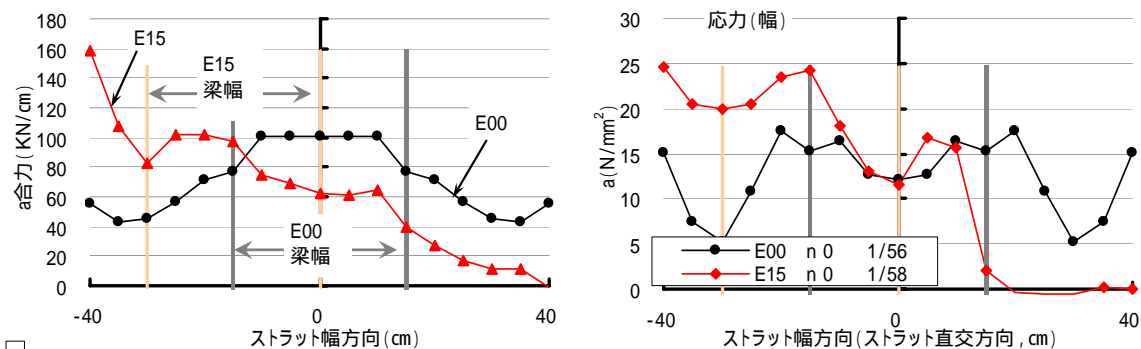
a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)

中央ほど補強筋多少に関わらず、合力がほぼ等しくなる。

補強筋に近いほど、補強筋多の合力が大きくなる。



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)



c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

a 分布

図 6.5.30 ストラット幅方向における a および a 合力の分布 (最大耐力時)

(4) 最大耐力後

接合部の中央では既に最大耐力以前に圧壊が始まり、最大耐力時の変形を超えると、接合部の中央から始まった圧壊が急にその周辺に広がる。圧壊域が拡大することにより、接合部内部でのせん断力伝達能力が低下し、層せん断力が低下していく。

図 6.5.31 には、対角断面での応力コンター(色レベル)を示す。図 6.5.32 および図 6.5.33 には、ストラットせい方向およびストラット幅方向における σ_a と σ_a の合力を求めて示す。応力は断面中央を通る線上の分布を示す。

(4).1 せい方向分布

接合部中央部コンクリートの圧壊が始まると、その周辺コンクリートの応力伝達負担が増え、応力度が高くなる。この応力度の高い部分は最大耐力後に環状の形状としてその形がはっきりと現れる。環状の内部はコンクリートが圧壊されることにより、応力度が低く現れが、環状の外部はその内部と違って、圧縮ひずみが圧縮強度時のひずみを超えていないことにより低い応力度として現れる(火山口のような形)。

最大耐力後には、変形の増大とともに層せん断力は低下していくと同時に、接合部の内部では圧壊域がその周辺へ拡大していく。ストラット域(本節(2)項での仮定により)コンクリートの圧壊に伴い、ストラットコンクリートによる圧縮応力の伝達能力が低下し、それに代替してトラスコンクリートの圧縮応力伝達の負担が増えていく。即ち、最大耐力以前は主にストラット機構によってせん断力を伝達しているが、最大耐力に近づくに従ってトラス機構によるせん断伝達の負担分が増え、最大耐力を超えるとほぼ全断面にわたるせん断力を伝達している。ただし、最大耐力以後には接合部内部コンクリートの圧壊が急に進むことによってせん断力伝達能力の低下が顕著となり、従って層せん断耐力の低下も著しく現れる。

特に、付着を良好とした偏心のない接合部(E00、hoop0、hoop3)では、トラス域でのせん断力の負担量が多く増加され、層間変形角 1/40 時になると、ストラット域でのせん断力負担量との差が小さくなっている。

それに対して、付着絶縁とした UNB は、トラス域コンクリートでも最大耐力後にはせん断力伝達を負担しているが、 $R=1/40$ 時にはまだ圧縮ストラットによるせん断力伝達負担量が多くなっていることがわかる。

(4).2 幅方向分布

偏心のない場合、最大耐力後に接合部中央付近コンクリートの圧壊がその周辺に拡大することにより、梁幅域外の柱協力幅での応力度が高くなり、せん断力伝達負担分が多くなっている。

偏心接合部では、偏心側での協力幅と梁幅で先行した圧壊領域が、非偏心側の方向へ拡大し、非偏心側協力幅内での応力伝達負担が増加していることがわかる。

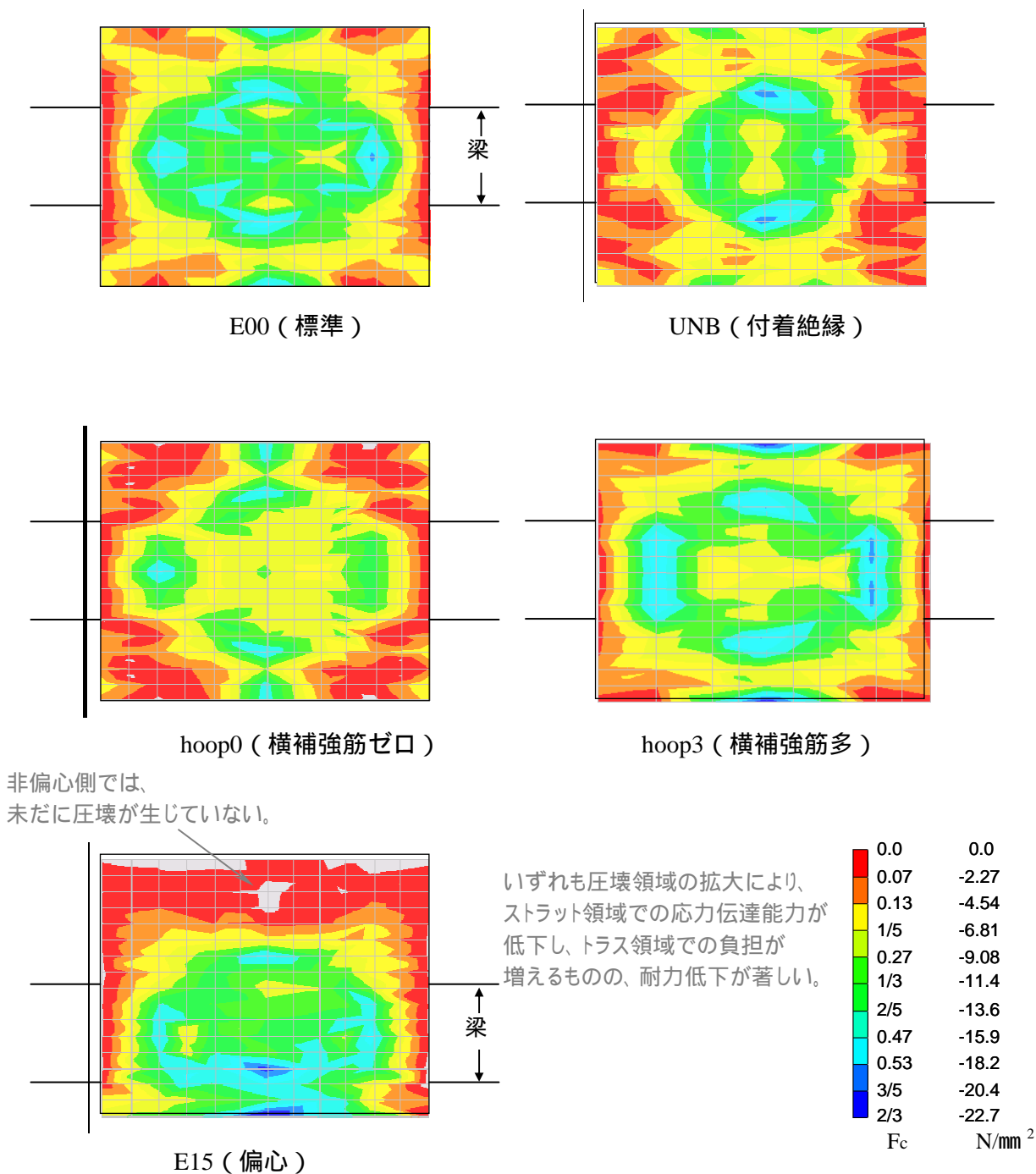
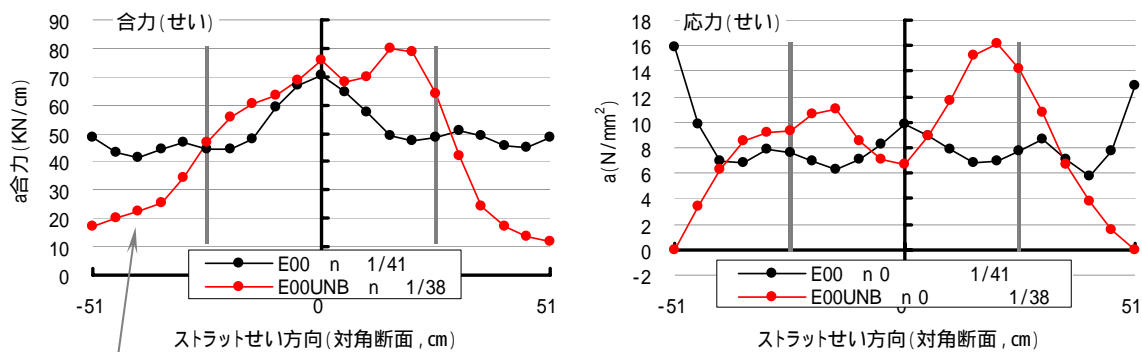


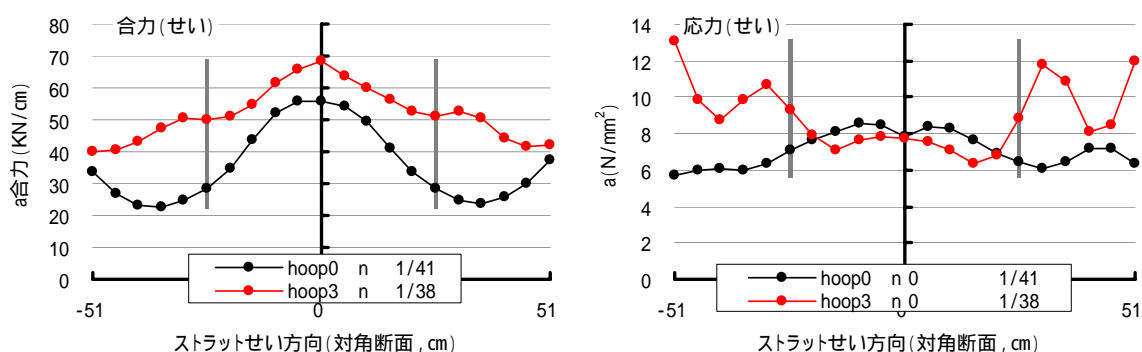
図 6.5.31 対角断面での a 分布 (最大耐力以後)

最大耐力後に、トラス域でもせん断力を伝達するようになっているが、まだ圧縮ストラットによる応力伝達が主役を果たす。

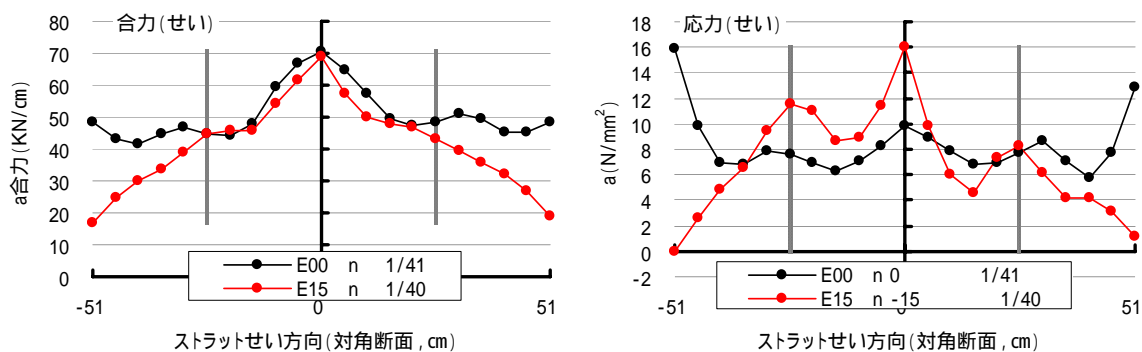


a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)

付着絶縁は、トラス域でも応力を伝達



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)



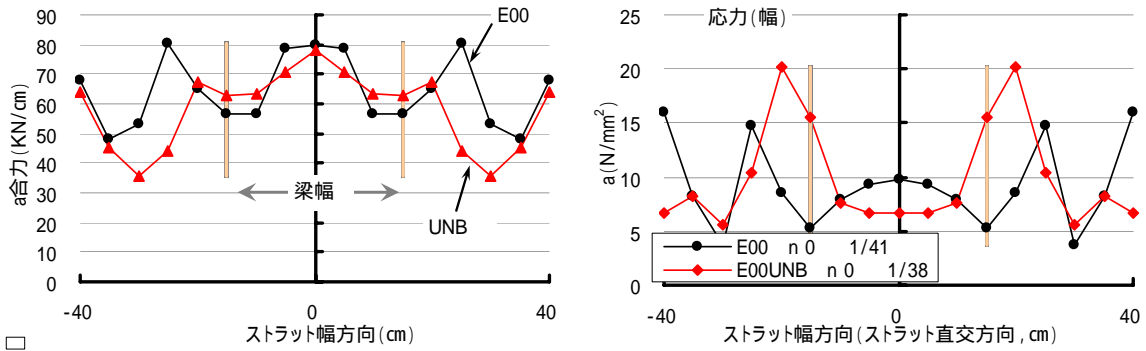
c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

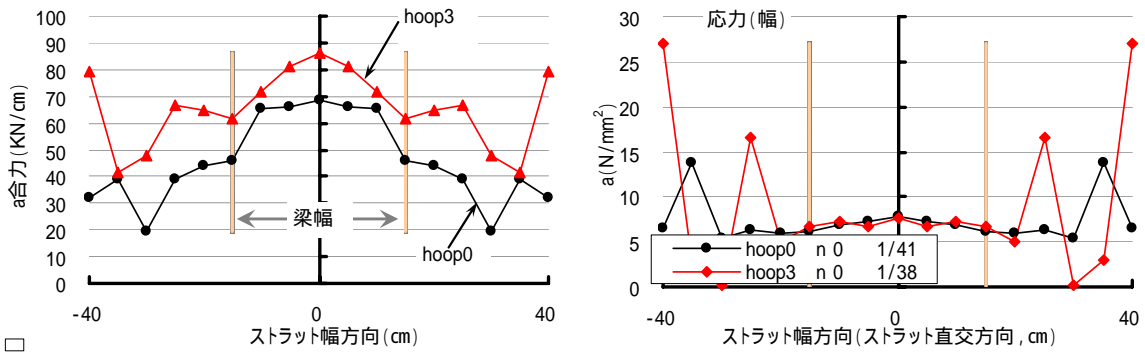
a 分布

図 6.5.32 ストラットせい方向における a および a 合力の分布 (最大耐力以後)

偏心接合部の非偏心側での応力伝達負担が増加している。

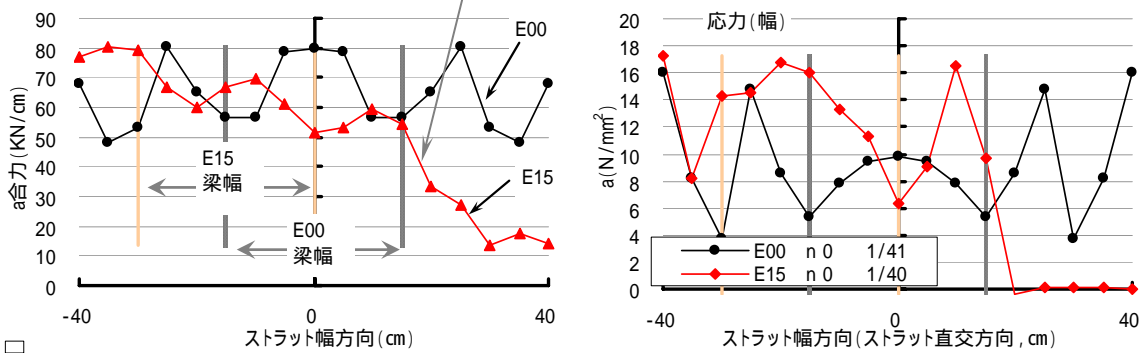


a 付着劣化有無の比較 (E00, UNB)



b 補強筋有無の比較 (hoop0, hoop3)

偏心接合部の非偏心側での合力が増加し、
応力伝達の負担が増える。



c 偏心有無の比較 (E00, E15)

a 合力分布

a 分布

図 6.5.33 ストラット幅方向における a および a 合力の分布 (最大耐力以後)

6.6 最大耐力時のストラット方向圧縮応力 a の分布特徴に関する検討

6.6.1 はじめに

最大耐力時において、接合部の対角断面上でストラット方向応力が偏心のない試験体では断面の中央ほど高く現れることが 6.5 節で明らかにされた。従って、中央部コンクリートが先に圧壊し始め、圧壊領域が一定の範囲に拡大すると内部応力の合力が最大となり、それにつりあって接合部のせん断力も最大になると考えられる。

本節では、接合部対角断面でのストラット方向応力について定量的分析を行い、内部応力状態とせん断強度との関係について検討を行う。

(1) 領域の区画方法

図 6.6.1 に各試験体の最大層せん断力時における接合部対角断面でのストラット方向応力 a の分布を示す。 a の応力分布形状から接合部せん断伝達の特徴を見出すため、せん断伝達が卓越すると考えられる領域を区画し、その領域の断面特性やせん断力伝達について検討を行う。本節では、領域の区画には応力度を基準にする方法と、一定面積の領域を基準にする方法、さらに付着絶縁の有効応力伝達領域を基準にする三つの手法により検討を行う。

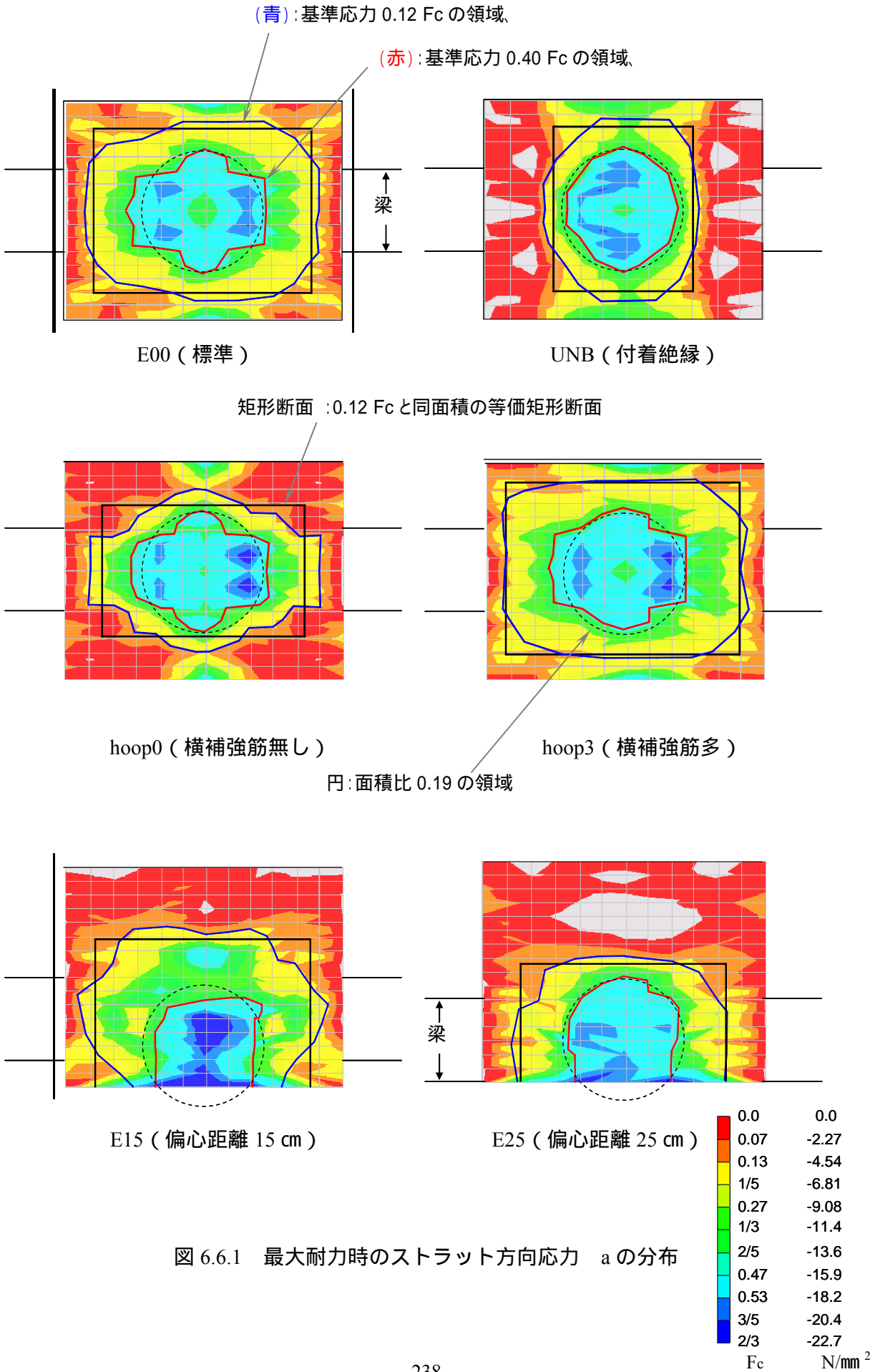


図 6.6.1 最大耐力時のストラット方向応力 σ の分布

6.6.2 各基準より区画された領域での a の検討

(1) 基準応力による方法

接合部中央コンクリートの有効圧縮強度 ${}_uF_c$ が概ね $0.6 F_c$ となり、また、最大耐力時における対角断面での最大応力度も $0.6 F_c$ に近い値となっている。本節では応力度 $0.12 F_c \sim 0.4 F_c$ ($1/5 {}_uF_c \sim 2/3 {}_uF_c$) 間の応力を基準応力とし、基準応力より応力度が大きい領域(以下、基準応力領域と略称)での断面特性やせん断伝達について検討を行う。図 6.6.1 には基準応力 $0.12 F_c$ と $0.4 F_c$ の領域を例として示す。

(1).1 領域面積

各基準応力領域の面積と対角断面の全断面積との比を求めて図 6.6.2 に示す。また、基準応力領域でのストラット方向応力の合力を、E00 の全断面における合力により標準化したものを図 6.6.3 に、各自の全断面の合力により標準化したものを図 6.6.4 に示す。

図 6.6.2 では、基準応力が小さい場合は領域面積が試験体ごとに大きく異なっているが、基準応力が大きくなるに伴い各試験体間の面積の差が小さくなり、ほぼ一定の値に収束していることがわかる。基準応力 $0.12 F_c$ 領域の断面積は $0.38 \sim 0.66$ 、基準応力 $0.4 F_c$ 領域の断面積は $0.15 \sim 0.19$ の範囲内となっている。ここで、基準応力 $0.12 F_c$ 、 $0.25 F_c$ 、 $0.35 F_c$ 、 $0.4 F_c$ について、試験体ごとに展開して図 6.6.5 に示す(以下、図中の棒グラフは層せん断耐力を示す)。

図 6.6.5 からは、基準応力 $0.12 F_c$ の場合、E00 の面積は全断面積の 60% を占めている。付着絶縁の UNB の面積はもっとも小さく現れ 38% となっている。横補強筋無の hoop0 も 44% として E00 より小さくなっており、横補強筋多の hoop3 は 66% としてもっとも大きくなっている。これらのことから、有効圧縮強度の 2 割以上 ($0.12 F_c$) の応力を伝達する領域を、応力が有効に伝達する領域として仮定する場合、その領域の断面積は、標準試験体 E00 では対角断面の約 6 割程度を占めているが、付着劣化が進むなるあるいは横補強筋量が少なくなるとその面積は低下すると考えられる。また、偏心接合部の E15、E25 では $0.12 F_c$ 領域面積がそれぞれ 50% と 40% になり、これは偏心するほど有効に応力を伝達する領域の面積が減少することを示す。

このように基準応力 $0.12 F_c$ 領域では各試験体のパラメータによるせん断耐力の違いが領域の断面積に現れている。即ち、各試験体の $0.12 F_c$ 領域面積の違いは、最大層せん断力とほぼ同様な傾向で現れていることが考察される。また基準応力 $0.25 F_c$ 、 $0.35 F_c$ 、 $0.4 F_c$

のように、高応力度になるほど各試験体間の領域面積の差が小さくなり、また一定の値に収束する傾向となっていることから、高応力度になるほど領域面積と最大層せん断耐力との相関関係が見られなくなることがわかる。

(1).2 領域内合力

図 6.6.3 示す領域内ストラット合力からは、領域面積と同様な傾向で基準応力の小さい範囲では試験体によってストラット合力が大きく異なり、基準応力が大きくなるほどストラット合力は一定の値に収束していることがわかる。

図 6.6.6 には基準応力 $0.12 F_c$ 、 $0.25 F_c$ 、 $0.35 F_c$ 、 $0.4 F_c$ の場合を試験体ごとに展開して示しているが、基準応力 $0.12 F_c$ 領域合力は全断面合力と同様に試験体によるせん断耐力の違いを表している。これは基準応力 $0.12 F_c$ の断面積の場合とほぼ同様な傾向となっている。 $0.25 F_c$ 、 $0.35 F_c$ 、 $0.4 F_c$ のように高応力度の領域を取るほど、ストラット合力は試験体による差が小さくなり、これも領域面積と同様な傾向を示していることがわかる。

基準応力 $0.4 F_c$ ($2/3 \sigma_{uc}$) の場合には、各試験体のストラット合力は E00 の全断面合力の約 33% ~ 38% の範囲内に収まり、ほぼ一定の値となっている。

(1).3 領域内平均応力度

図 6.6.7 には各基準応力領域でのストラット方向応力の平均値を示す。全断面での平均応力度は E00 では $0.24 F_c$ 、他の試験体は $0.18 F_c \sim 0.28 F_c$ の間にある。また、基準応力 $0.35 F_c$ 、 $0.4 F_c$ では各試験体間の平均応力度の差が小さいことから、 $0.35 F_c$ 以上の高応力度領域内では試験体によらずほぼ同程度の応力状態になっていると考えられる。

即ち、基準応力が高くなるほど、各試験体の平均応力度の差が小さくなり、領域内応力状態はほぼ同程度となっている。いずれの試験体も、基準応力 $0.4 F_c$ 領域では平均応力度が約 $0.5 F_c$ となっている。

(1).4 領域内で伝達される合力の割合

図 6.6.4 に示す全断面での合力に対する各領域内合力の割合は、いずれの基準応力レベルでも試験体による差が小さく現れている。基準応力 $0.12 F_c$ 領域では 7 割 ~ 8 割り程度の合力を伝達し、基準応力 $0.4 F_c$ の領域では 4 割程度の合力を伝達していることがわかる。

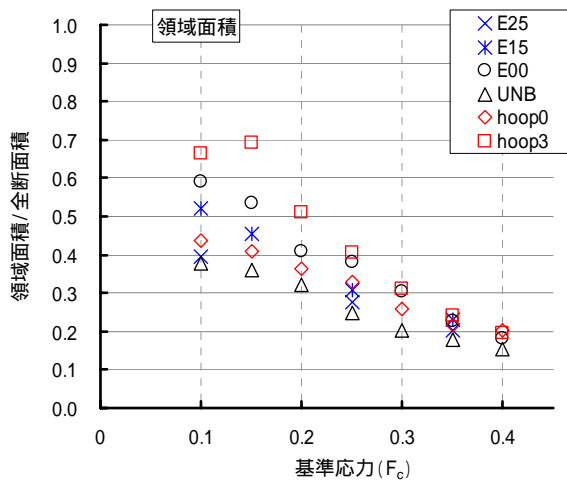


図 6.6.2 基準応力領域の面積

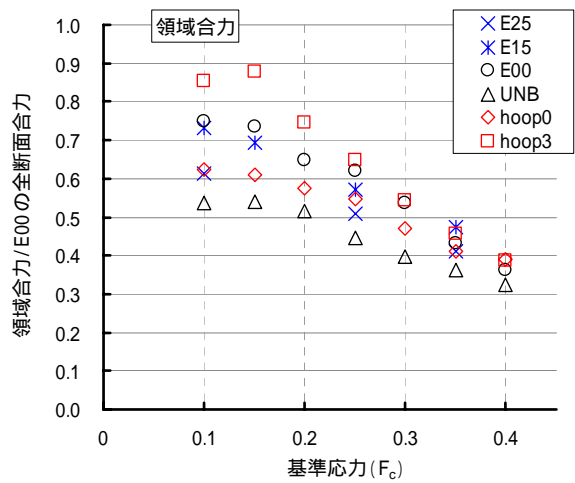


図 6.6.3 領域内合力の E00 に対する比

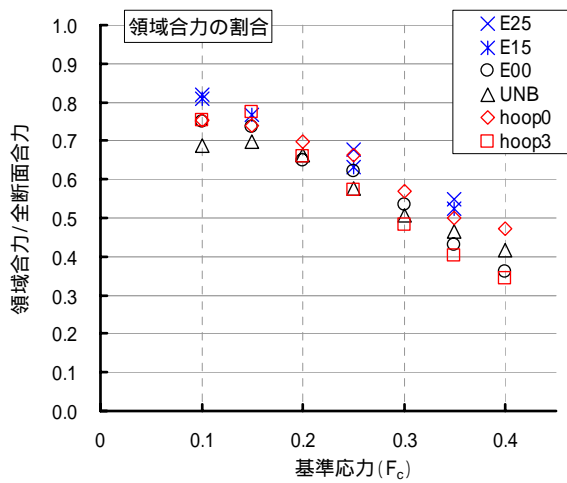


図 6.6.4 領域内合力の全断面合力に対する割合

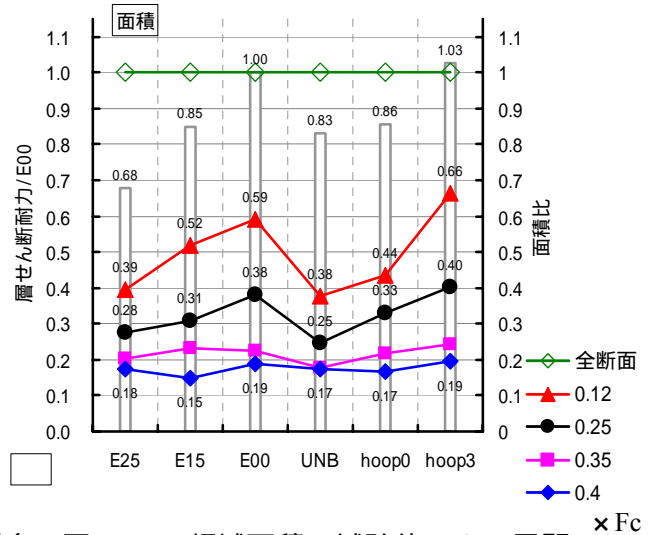


図 6.6.5 領域面積の試験体による展開

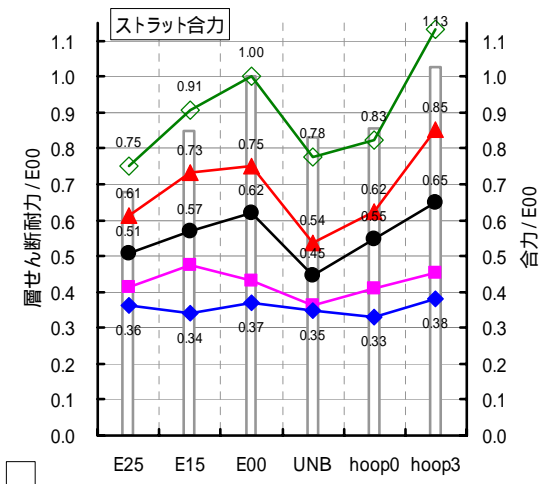


図 6.6.6 領域合力の試験体による展開

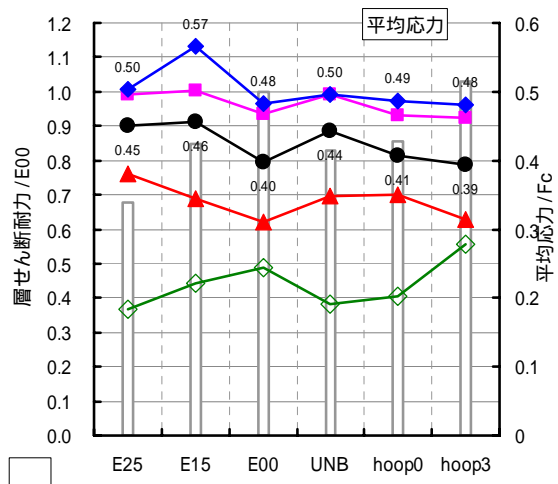


図 6.6.7 領域内平均応力度

(2) 一定面積による方法

ここでは、対角断面上で一定面積の領域を取り、その領域での応力伝達について検討を行う。

図 6.6.1 では偏心のない試験体において基準応力 $0.4 F_c$ の領域が楕円に近い形状になっていることがわかる。特に、付着絶縁の UNB では長軸と短軸がほぼ同程度で、円のように見える。そこで便以上のことから、偏心のない接合部については断面中心から円状の領域を取り、偏心接合部では梁心位置を中心に円状の領域を取ることにした。ただし、偏心接合部で円の一部が断面領域を食い出す場合、食い出した部分の面積に相当する値を断面内で増やして、元の断面面積を保つようにする。図中の円は面積比 0.19 の場合を例として示している。

面積比（対角断面に対する）を 0.07、0.12、0.19、0.30 とした場合について、ストラット合力 (E_{00} の全断面合力により標準化した値) および断面内での平均応力を求め図 6.6.8、図 6.6.9 に示す（以下、図中の棒グラフは層せん断耐力を示す）。

図 6.6.8 からは、面積比を 0.07~0.30 の間で取る場合、偏心のない試験体では付着劣化や横補強筋によらずほぼ一定値のストラット合力を伝達し、面積比が小さくなるほどその傾向は顕著に現れていることがわかる。

また、図 6.6.9 では、面積比 0.19 およびそれより小さい 0.12 と 0.07 の間では、多くの試験体において平均応力度の変化が見られなく、概ね $0.5 F_c$ になっていることがわかる。このように、領域面積を 0.19~0.07 間で取る場合に領域での平均応力度がほぼ一定の値となっていることから、面積 0.19 以下の高応力度の領域では応力勾配が緩やかで、ほぼ一様に

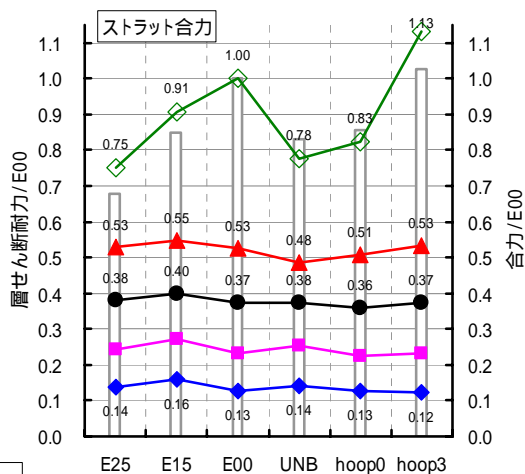


図 6.6.8 領域内合力の E00 に対する比

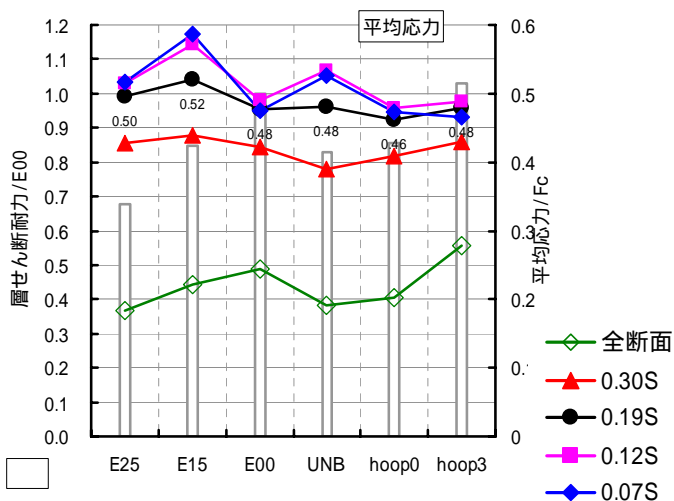


図 6.6.9 領域内平均応力度

分布すると仮定することができる。

また、偏心のない試験体では、面積比 0.19 の場合にストラット合力が 0.36 ~ 0.38、平均応力が $0.46 F_c \sim 0.48 F_c$ として、各試験体でのストラット合力の伝達がほぼ同程度の値となっていることがわかる。

これらのことから、接合部内部には付着劣化の程度や横補強筋量によらずに、応力の伝達がほぼ同程度となる領域が存在し、その領域の面積は対角断面積の約 2 割程度を占めることがわかる。また、その領域での平均応力度は約 $0.5F_c$ となっている。

(3) 付着絶縁の有効応力伝達領域を基準にする方法

6.5.7 節の図 6.5.28, 図 6.5.29 に示すように、付着絶縁の UNB ではストラットせい方向の両側に応力を全くほど伝達しない領域が存在し、その領域は対角断面せいの約 4 割を占めていることがわかった。これは、UNB の接合部内部には梁主筋からの付着力が存在しないため、梁端曲げ圧縮域からの圧縮力により生じる圧縮ストラットのみ依存して応力が伝達されるためと考えられる。接合部周辺の曲げ圧縮域以外の領域では応力伝達が存在しなく、それによって接合部内部では応力度がゼロとなる領域が現れると考えられる。

しかし、UNB 以外の付着を良好にした試験体では、いずれもこの領域では応力を伝達していることが確認される。即ち、付着良好な接合部において、UNB の応力がゼロとなる領域にと同様な領域での応力伝達は、鉄筋から伝達される付着力により形成されるものと考えることができる。また、この領域での応力伝達は純粋にトラス機構によるものと仮定できる。

そこで、UNB の応力が伝達される領域をストラット領域とし、そのストラット領域を基準にして応力伝達を検討してみる。このストラット領域は対角断面の中心付近に位置し、対角断面のせいの約 60% となっている。

ここで、ストラット領域の幅を柱幅と仮定して、ストラット領域でのストラット方向応力の合力（圧縮力）を求め、各試験体のそれぞれの対角断面合力との比として図 6.6.10 a) に示し、また E00 の対角断面合力より基準化して同図 b) に示す（以下、図中の棒グラフは層せん断耐力を示す）

図 a) からは、UNB はストラット領域で 99% の圧縮力を伝達していることから、ストラット機構のみによる応力伝達機構を成していると考えられる。そのほかの付着良好な試験体では 79% ~ 85% 間の範囲内で圧縮力を伝達し、付着良好な試験体においてストラット領

域での応力伝達が概ね全体の約85%を占めると考えられる。その余りの約15%はトラス機構により伝達されと考えられる。

また、図 b)では、ストラット領域での圧縮力から、各試験体によるせん断耐力の違いが現れていることがわかる。

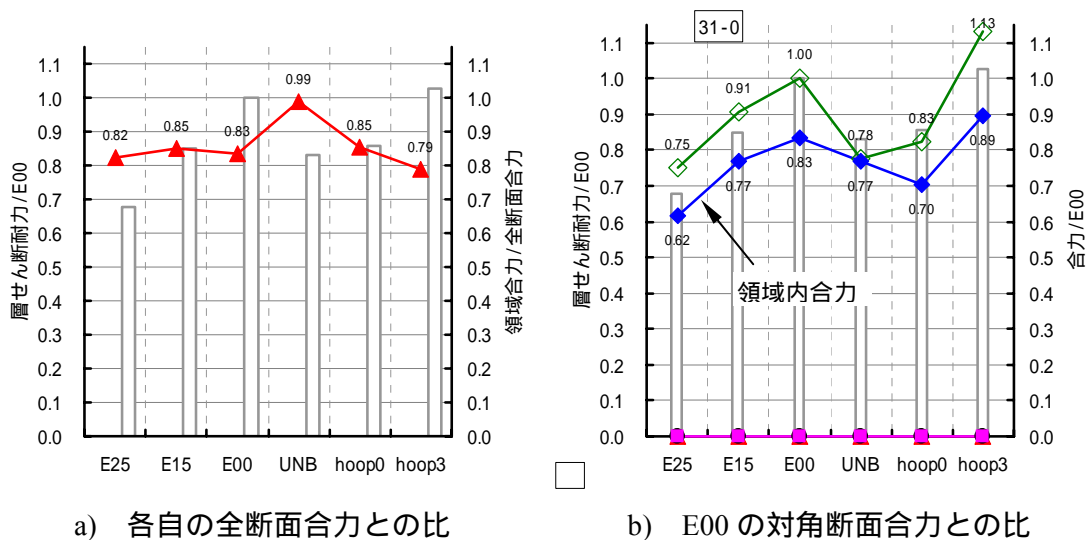


図 6.6.10 付着絶縁の有効応力伝達領域におけるストラット方向合力

6.6.3 各方法の検討結果に基づく総合的考察

本節では、基準応力に基づく方法、一定面積による方法、付着絶縁 UNB の有効応力伝達領域に基づく方法により、接合部内部での応力伝達について検討を行った。ここでは、各方法による検討結果について要約してまとめると同時に、固有強度領域に関する定義を行い、また接合部内部応力状態とせん断耐力との関係に関する見解を示す。

(1) 各方法による検討結果のまとめおよび固有強度領域の定義

基準応力に基づく方法では、応力度 $0.12 F_c$ 以上の領域が対角断面積の約 4 割～7 割の範囲内に留まり、またその領域内では全断面合力の約 7 割～8 割を伝達していることがわかった。基準応力 $0.12 F_c$ 領域では、領域面積および領域内合力ともに試験体によるせん断耐力の違いを表していることが見られる。

また、高応力度の領域を取るほど、領域面積および領域内合力ともに試験体による差が縮まり、基準応力 $0.4 F_c$ の場合は面積比が $0.15 \sim 0.19$ 、合力が E_{00} の $0.33 \sim 0.38$ としてパラメータ（付着劣化，横補強筋量，偏心有無）による違いが薄くなり，面積、合力ともにほぼ同程度として現れていることがわかる。

この傾向はまた面積を一定にした場合にも現れ、特に面積比 0.19 の場合に合力が $0.36 \sim 0.40$ となり、各試験体間の合力の差が小さく現れている。

このことは、接合部内部の中央付近には接合部の付着劣化や横補強筋量、偏心の有無によらず、圧縮力の伝達量がほぼ同程度でストラット断面積がほぼ一定となる領域が存在し、その領域では応力度が圧縮強度の 0.4 倍以上、断面積が対角断面積の約 2 割程度となっている。この領域でのストラット合力はいずれの試験体でも全断面合力の約 4 割程度となっている。

本章では、このように、試験体のパラメータに関係なく合力およびストラット断面積が一定の値になる領域を接合部の固有強度領域と定義する。

付着絶縁 UNB の有効応力伝達領域を付着良好な試験体のストラット域と仮定する場合、付着良好な試験体においてはストラット域内で概ね 85% の応力を伝達すると考えることができ、同時にトラス機構による応力伝達はその余りの 15% を負担すると考えることができる。

(2) 総合的考察

以上のことから、接合部内部には最大層せん断力と強い相関性を持つ領域 ($0.12 F_c$) が

存在し、また試験体のパラメータによらずにストラット合力がほぼ同程度となる高応力度の固有強度領域が存在すると仮定することができる。またこのことから、固有強度領域以外の接合部領域で伝達される圧縮力がせん断耐力と強く相関すると考えられる。

従って、接合部内部の応力分布状態からせん断耐力を考える（予測）場合、せん断耐力と相関性があると思われる、応力度を基準にした領域上で検討する方法と、固有強度領域以外の領域での応力伝達、即ちトラス機構により検討する方法が考えられる。

付着絶縁の UNB の応力伝達域をストラット域とした場合にもストラット域での合力と最大層せん断力との相関関係が見られることから、この方法によってもせん断強度の検討（予測）が可能であると考えられる。

ただし、以上の三つの方法の中で、応力度による場合（基準応力 $0.12 F_c$ ）にはストラット合力のみならず領域の面積も同様にせん断耐力と強く相関している。

次節の 6.6.4 では基準応力 $0.12 F_c$ の領域面積の性質について検討する。

6.6.4 基準応力 $0.12 F_c$ 領域の検討

基準応力 $0.12 F_c$ の場合に領域面積および領域内ストラット合力ともにせん断耐力とよい相関関係を示していることが本章での検討によりわかってきた。ここでは $0.12 F_c$ 領域を同面積の矩形断面に置き換えてその性質を調べて見る。この同面積の矩形断面を等価矩形断面と定義する。各試験体における等価矩形断面を 6.6.1 節の図 6.6.1 に示す。

等価矩形断面において、ストラットせい方向の長さを矩形断面のせいとし、ストラット幅方向の長さを矩形断面の幅とする。等価矩形断面のせいおよび幅と対角断面のせいおよび幅との比を求め、図 6.6.11 および図 6.6.12 に示す。

(1) 等価矩形断面のせいおよび幅に関する検討

E00 では等価矩形断面のせい、幅がそれぞれ 0.79、0.75 となり、面積は全断面面積の約 6 割を占めている。

横補強筋無の hoop0、横補強筋多の hoop3 のせいは 0.73、0.84 となり、これは E00 に対して約 ± 0.05 変動している。偏心接合部の場合は E25 せいが 0.74 としてもっとも小さく現れ E00 と 0.05 の差を付けている。それに対して、付着絶縁の UNB のせいは 0.5 として E00 より 0.29 も低下していることから、付着性状が劣化するほど等角形断面のせいが小さくなることが考えられる。

等価矩形断面の幅は、UNB と hoop3 はそれぞれ 0.75、0.79 として E00 の 0.75 とほぼ同程度の値となっているが、横補強筋を無しにした hoop0 は 0.6 として E00 より著しく小さ

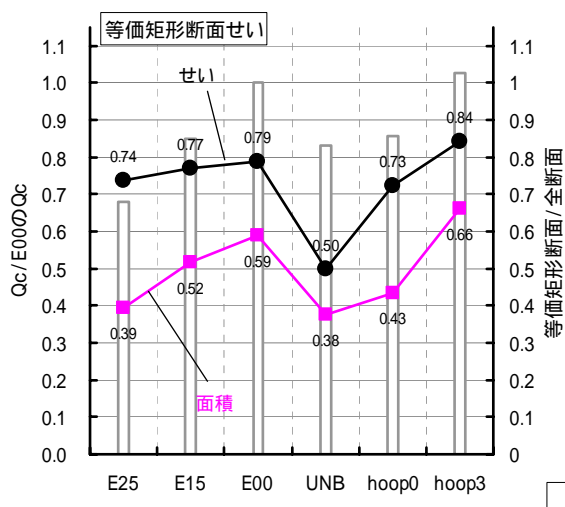


図 6.6.11 等価矩形断面のせい

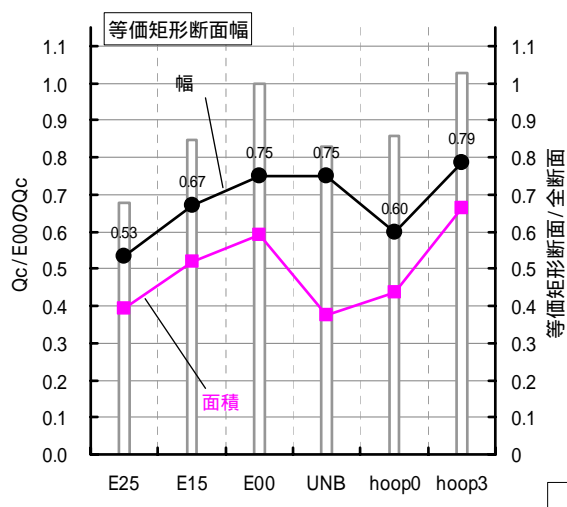


図 6.6.12 等価矩形断面の幅

い。また、偏心接合部 E15、E25 は幅が 0.67、0.53 として、偏心距離が大きいほど幅が小さくなる傾向を示している。

E00 の幅 0.75 は靱性指針の有効幅 0.69 より若干大きい値となっている。矩形断面のせいを対角断面の全せいとして取る場合に幅が 0.59 となり、靱性指針^[6.3]の有効幅より小さくなっている。横補強筋無の hoop0 について、対角断面の全せいをを用いて等価矩形断面の幅を求めると 0.375 となり、これは梁の幅と等しい。

(2) まとめ

以上のように、基準応力 $0.12 F_c$ の領域を等価矩形断面に置き換えて見ると、せいにおいては付着良好な接合部では 0.74 ~ 0.84 の範囲内で、横補強筋量や偏心有無によらずにほぼ同程度となっているのに対して、付着を絶縁した UNB は 0.5 として著しく小さい。

幅においては接合部の横補強筋比を 0.3%以上にした場合、偏心のない接合部では 0.75 ~ 0.79 としてほぼ同程度となっているのに対して、横補強筋無の hoop0 は 0.6 としてもっとも小さく現れる。また、偏心接合部では偏心するほど幅が狭くなる傾向を示している。

これらのことから、付着性状は主にストラットせいに影響を及ぼし、付着劣化が進むほどストラットせいが減少すると考えられる。また横補強筋量と偏心距離は主にストラット幅に影響を及ぼし、横補強筋量が少ないほど、偏心距離が大きいほど幅が減少すると考えられる。

6.7 柱梁接合部せん断強度式の提案

6.7.1 柱梁接合部のせん断強度式

6.6節では、接合部のせん断強度に及ぼす付着劣化、横補強筋量、偏心の影響は、接合部内で7割～8割程度のせん断力を伝達する基準応力 $0.12 F_c$ 領域の断面積、領域内合力でもよく現れていることが明らかにされた。また、 $0.12 F_c$ 領域の断面を矩形断面として置き換えてみると、断面のせいは主に付着性状の影響を、断面の幅は主に横補強筋量および偏心距離の影響を受けるとの結果を示した。これらの成果をせん断強度式としてまとめると次のように表すことができる。

$$V_{ju} = F_j \times S_j \times \beta_{jt} \quad (\text{式 6.7.1})$$

ここで、

V_{ju} ：接合部のせん断強度

S_j ：有効断面積， $S_j = b_j \times D_j$

b_j ：有効断面の幅（有効幅）

D_j ：有効断面のせい（有効せい）

β_{jt} ：捩り応力による偏心接合部せん断強度の耐力低下率，偏心のない接合部では 1.0 とする。

F_j ：せん断強度の基準せん断応力度

6.7.2 接合部の有効断面積 S_j

(1) 接合部の有効せい D_j

接合部有効せい D_j は、付着劣化の程度を表す指標の関数として仮定できる。付着良好な E00 の等価矩形断面せいの検討により 0.8D を上限とし、付着絶縁 UNB の E00 に対する耐力低下率 17% を下限として、その間を線形補間すると次式により表される。

$$D_j = 0.66D + 0.14D \cdot S \tag{式 6.7.2}$$

ここで、

S : 付着劣化の程度を表す指標、0.0 ~ 1.0 の間に設定

D : 柱せい

ただし、接合部せん断強度と付着劣化程度の関係が式 6.7.2 のような線形関係になるか否かについては本研究の範囲内では証明できず、仮定に過ぎない。これに関しては第7章の今後の課題でさらに述べる。

(2) 接合部の有効幅 b_j

図 6.7.2 に示すように、 $p_{jw} = 0\%$ の hoop0 では梁側面から角度 β の範囲内で応力が有効に伝達されていることがわかる。他の試験体でも hoop0 のように明確にはなっていないが、同様な傾向として協力幅内の応力伝達領域を梁側面からある角度をもって仮定できると考えられる。そこで、 $p_{jw} = 0\%$ の hoop0 と $p_{jw} = 0.3\%$ の E00 をそれぞれ横補強筋効果の上限と

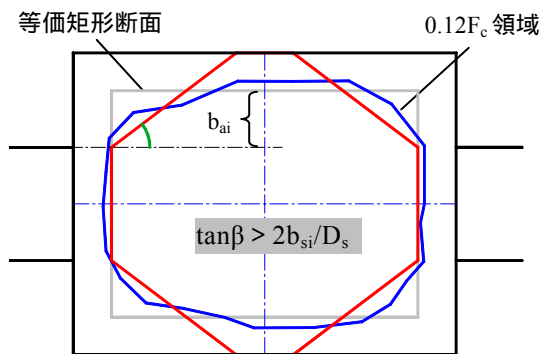


図 6.7.1 E00 (標準) の場合

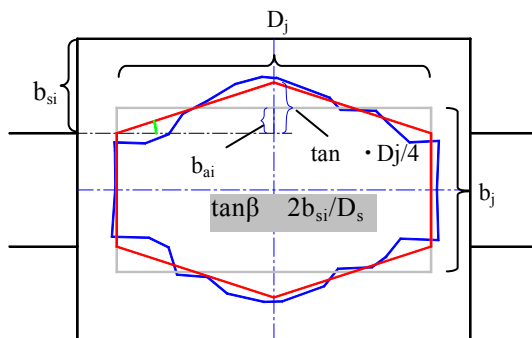


図 6.7.2 hoop0 (横補強筋無) の場合

下限として設定し、梁側面からの角度 θ よりせん断強度に及ぼす横補強筋効果を表現する。

横補強筋比 0.3% を上限とすることは、本章の 6.4 節では横補強筋比 0.4% 程度でせん断耐力がほぼ頭打ちになり、また、靱性指針でも接合部横補強筋比を 0.3% 以上として規定していることから、安全性も考慮して課した結果である。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (\text{式 6.7.3})$$

$$b_{ai} = \tan \beta \cdot D_s / 4 \quad \tan \beta \leq 2b_{si}/D_s \text{ の場合} \quad (\text{式 6.7.4-1})$$

$$b_{ai} = (1 - b_{si}/D_s \cdot \cot \beta) \cdot b_{si} \quad \tan \beta > 2b_{si}/D_s \text{ の場合} \quad (\text{式 6.7.4-2})$$

$$= 0.15 + 18.5 \cdot p_{jw} \quad (\text{式 6.7.5})$$

ここで、

$$D_s: \text{対角断面のせい}, D_s = \sqrt{D_b^2 + D_c^2}$$

D_b, D_c : 梁せい, 柱せい

b_{si} : 協力幅, 梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ

β : 図 6.7.1, 図 6.7.2 に示すように, 梁側面から応力が有効に伝達される範囲の角度

b_{ai} : 梁両側面から応力が有効に伝達される角度 β の範囲を, 同面積の矩形断面として置き換えた場合の梁側面からの長さ

p_{jw} : 接合部の横補強筋比, p_{jw} が 0.003 以上の場合は 0.003 とする。

式 6.7.5 において, β の上限 β_{max} および下限 β_{min} は解析結果より定める。横補強筋 0.3% を上限とした場合には図 6.7.1 により $\beta_{max} = 37^\circ$ となる。 $p_{jw} = 0\%$ の β を図 6.7.2 により求めると層せん断耐力が大きめに評価されるため, hoop0 の E00 に対する層せん断耐力の低下率に基づいて求める。本章の解析結果によると $\beta_{min} = 27^\circ$ となる。

6.7.3 捩り応力による耐力低下率 η_t

(1) 偏心接合部の幅方向における応力分布の特徴

偏心接合部の幅方向における応力分布は、偏心側では応力度が高く、非偏心側では応力度が低い、図 6.7.4 の曲線 f_e のような分布形状となる。このような左右非対称の分布形状は、主に高応力度域の偏在と捩り応力の累加により生じると考えられる。

(1).1 捩りモーメントの作用による捩り応力

柱心と梁心の偏心接合により、接合部には接合部せん断力×偏心距離の大きさをもつ捩りモーメントが作用される。この捩りモーメントにより接合部水平断面では柱心を中心として逆対称となり、柱心までの距離に正比例する捩り応力（せん断応力）が生じ、またそれがせん断力入力に生じるせん断応力に累加される。層間変形角 $1/400$ 時のせん断応力分布（6.5.7 節の図 6.5.22）からも逆対称の捩り応力が累加されていることが予想される。

捩り応力の方向は柱心より偏心側の方では接合部せん断力の方向と等しく、柱心より非偏心側の方では逆方向となっている。従って、偏心側では捩れモーメントにより生じる捩り応力が増加されが、非偏心側では減少される。

(1).2 高応力度域の偏在

弾性変形時と考えられる $R=1/400$ 時の幅方向における応力分布は、偏心のない接合部では全幅にわたってほぼ一様となり、偏心接合部では捩りモーメントの作用により偏心側から非偏心側へ向かって直線的な勾配で低下している。

ところが、変形が増大して塑性域（概ね $R=1/100$ 以後）に入ると、偏心のない接合部では接合部中央付近で応力度がもっとも高くなり、両側にいくほど応力度が低下する。偏心接合部の場合には、基本的に梁心付近で応力度が高く現れ、非偏心側へいくほど応力度の減少が著しく現れる。

これらのことから、偏心の有無に関係なく接合部では梁幅内で応力度がもっとも高く現れ、梁心から遠くなるほど応力度が減少すると考えられる。偏心の大きい試験体では梁心より偏心側での応力度が高く現れているが、これは捩り応力の累加より生じた結果であると予測される。ちなみに、捩り応力は柱心からの距離に正比例して増大する分布となっている。

(2) 偏心接合による耐力低下の原因に関する考察

(1)項で述べた偏心接合部内部の応力分布から、偏心接合することによってせん断強度が低下する原因について次のように考える。

(2).1 捩りモーメントの作用しない偏心接合部のせん断強度の低下

梁心と柱心が偏心接合し、接合部には捩りモーメントが作用しない場合、偏心接合部の応力分布は、偏心のない場合の応力分布が、形がそのまま偏心距離の分偏心側に平行移動すると仮定する。

その時、図 6.7.3 に示すように、偏心側では応力分布曲線と横軸間に囲まれた領域 1 が減少し、非偏心側では領域 2 が増加する。領域 1 は偏心するほど梁心に近い領域となり、領域面積の増加程度はさらに加速化される傾向を示すが、領域 2 は偏心するほど梁心から遠くなる領域を取るため領域面積の増加程度がさらに減少する傾向となる。

即ち、偏心接合する場合、減少される領域 1 の面積が増加される領域 2 の面積より大きくなり、そのため偏心接合部の応力分布曲線に囲まれる面積（合力）は偏心のない接合部より小さくなる。これは、偏心接合部では捩りモーメントが作用しなくてもせん断耐力が低下することを意味する。

また、偏心するほど非偏心側では応力を伝達しないと考えられる領域の面積が増えることから、有効に応力を伝達する領域の面積が減少すると仮定することができ、図 6.7.3 で

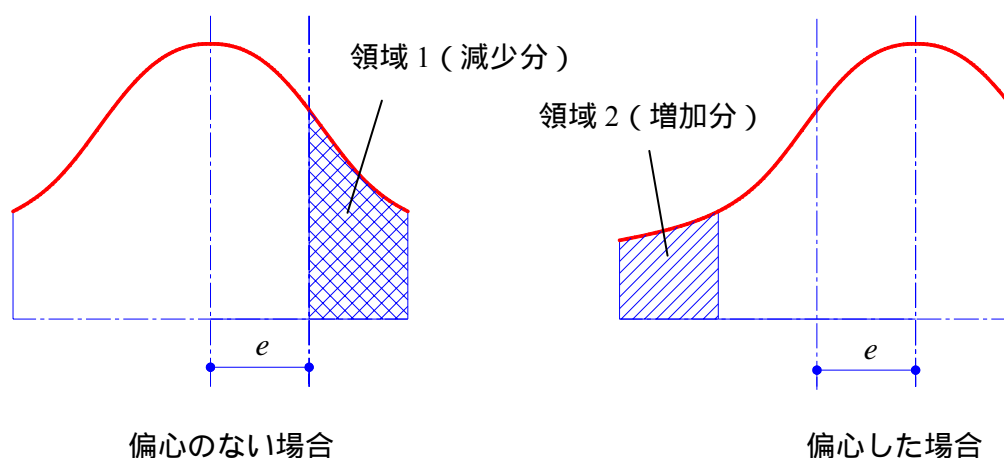


図 6.7.3 偏心接合による合力の増加と減少

示す応力分布曲線の面積(合力)減少の表現に接合部有効断面積 S_j を用いることができる。有効断面積 S_j の成分となる接合部有効幅 b_j の計算式 6.7.3 では偏心接合により有効幅の減少が表現されるようになっている(ただし、梁幅が柱幅より極端に小さい場合は、有効幅が減少しない場合もある)。

(2).2 捩りモーメントが作用することによるせん断強度の低下

(2).2.a 捩り応力による耐力低下に関する見解

6.6 節では偏心の有無や付着劣化の程度、横補強筋量に関係なく、接合部の内部には伝達圧縮力および断面積が一定の値となる領域を固有強度領域と定義した。この固有強度領域の平均応力度は約 $0.5 F_c$ として、最大応力度 $0.6 F_c$ に近づいていることから、この領域ではほぼ全域にわたって応力が最大応力度の近辺に達していると考えることができる。また固有強度領域内では応力度の変化が小さいため、領域内では一様に高応力度の状態として圧縮応力が分布していると仮定することができる。

即ち、試験体の形状やパラメータの影響に関係なく、接合部固有強度領域内での平均応力度が $0.5 F_c$ になると、接合部は最大耐力に達すると仮定することができる。

固有強度領域は、偏心のない場合は接合部中央で取るが、偏心接合部の場合は梁心を中心として取る。偏心接合部に捩りモーメントが作用する場合、偏心側では捩りモーメントによるせん断応力が累加されるため、固有強度領域での応力度は捩りモーメントが作用しない場合より大きく現れる。従って、捩りモーメントが作用することにより、固有強度領域での応力は先に最大耐力時の平均応力度 $0.5 F_c$ に達する。

このことは、捩りモーメントが作用する接合部は、そうでない接合部より先にせん断耐力に達し、せん断強度が見掛け上小さくなることを意味する。6.4 節の荷重変形関係の図 6.4.3 を見ても、偏心接合部では偏心距離が大きくなるほど、最大耐力時の層間変形角が小さくなり、最大耐力も低下している。

(2).2.b 図 6.7.4 による補説

以上で述べた捩りモーメントの影響を図 6.7.4 にイメージして示す。

曲線 f_e は捩りモーメントが作用する場合の偏心接合部の応力分布を示す。曲線 f_e から捩りモーメントによるせん断応力を取り除くと曲線 f_{e0} になると仮定する。

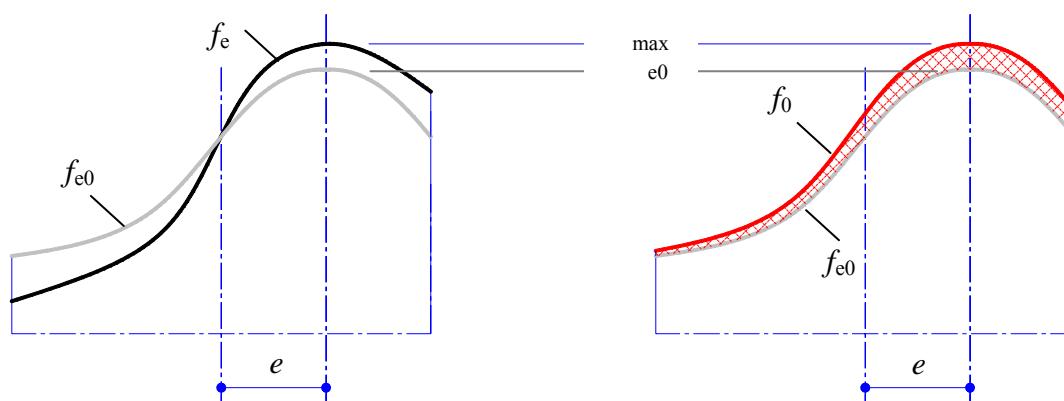
柱心を中心として逆対称分布となる捩り応力を柱全断面で積分して合力を求めると値はゼロとなるため、接合部せん断力の大きさに影響しない。そのため、曲線 f_{e0} の面積(合力)

は f_e の面積と等しく、従って接合部せん断力も等しい。

曲線 f_{e0} の最大応力度 σ_{e0} は曲線 f_e の最大耐力時の最大応力度 σ_{max} より小さく、最大耐力時の応力度 $0.5 F_c$ に達していない。このことは、捩りモーメントが作用する接合部から捩りモーメントによるせん断応力を取り除くと最大耐力が更に増大することができ、それは曲線 f_{e0} の最大応力度 σ_{e0} が $\sigma_{max}=0.5 F_c$ まで成長する間に続くと考えられる。

ここで、偏心接合部の応力分布曲線 f_e から捩り応力を取り除いた場合の分布曲線 f_{e0} が、 $\sigma_{max}=0.5 F_c$ に達すると曲線 f_0 のようになると仮定する。捩りモーメントが作用しない偏心接合部の最大耐力時の応力分布曲線 f_0 は、 f_{e0} より接合部の全断面にわたって応力度が高くなる。

ここで、曲線 f_{e0} と曲線 f_0 の面積の差(f_{e0} と曲線 f_0 間に挟まれている塗りつぶされた部分の面積)が捩りモーメントの作用によるせん断強度の低下に相当する分と考えられる。



f_e : 捩りモーメントを受ける偏心接合部の応力分布曲線

f_{e0} : f_e から捩り応力を取り除いた場合の応力分布曲線

f_0 : 捩りモーメントが作用しないと仮定した場合の偏心接合部のせん断耐力時における応力分布曲線

σ_{max} : 最大耐力時の最大応力度 , e : 偏心距離

図 6.7.4 最大耐力時の応力分布

(3) 耐力低下率 β_{jt}

(2)項では、偏心接合部の耐力低下の原因について次のように分析している。

振りモーメントにより生じる振り応力が、せん断力により生じるせん断応力に累加されることによるもの

応力が偏心側に偏って伝達することにより、有効に応力を伝達する断面積が減少することによるもの

原因は接合部有効幅 b_j の計算式 6.7.3 ~ 4 で既に考慮されていることに対して、原因は「振り応力による接合部せん断強度の耐力低下率」として定義され、ここではその誘導を行う。

振り応力によるせん断強度の耐力低下率 β_{jt} は、

β_{jt} = 振りモーメントが作用する場合の耐力/振りモーメントが作用しない場合の耐力として、次式のように表す(図 6.7.4 参照)。

$$\beta_{jt} = \frac{\int f_e}{\int f_0} = \frac{\int f_{e0}}{\int f_0} \quad (\text{式 6.7.6})$$

ここで、 f_{e0} 、 f_0 の計算が困難であるため、次式のように応力度の比によって略算する。

$$\beta_{jt} = \frac{\int f_{e0}}{\int f_0} = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{\max}} \quad (\text{式 6.7.7})$$

$$\sigma_{e0} = \sigma_{\max} - \bar{\tau}_{jt} \cdot \cos \alpha' \quad (\text{式 6.7.8})$$

ここで、 α' はストラット角度

σ_{\max} : 最大耐力時の固有強度領域での平均応力度, 6.6 節の検討結果より, $0.5 F_c$ と仮定する。

$\bar{\tau}_{jt}$: 振りモーメントにより生じる接合部固有強度領域内での平均振り応力度, (4)項の方法より求める。

(4) 捩りモーメントにより生じる接合部固有強度領域内での平均捩り応力度 σ_{jt}

σ_{jt} は接合部固有強度領域内における捩りモーメントにより生じるせん断応力度の平均値であって、固有強度領域の両端での捩りモーメントによるせん断応力 σ_1 および σ_2 の平均値として略算する。

$$\sigma_{jt} = (\sigma_1 + \sigma_2)/2 = (L_1 + L_2)/b_c \cdot \sigma_o \quad (\text{式 6.7.9-1})$$

ただし、 $a_0 + e < b_c/2$ の場合は

$$\sigma_{jt} = 2e_1 \cdot \sigma_o \quad (\text{式 6.7.9-2})$$

ここで、 $L_1 = a_0 + e$ ($L_1 < b_c/2$)、 $L_2 = -a_0 + e$ 、 $a_0 = \cos \theta \cdot a$

L_1, L_2 : 柱心を中心とした場合の固有強度領域両端の座標

a : 固有強度領域の半径、(5)項の方法より求める。

$\cos \theta$: 対角断面の水平断面への投影、 $\cos \theta = b_c/D_s$

σ_o : 接合部幅方向上での捩りモーメントにより生じる最大せん断応力度

e_1 : 偏心率、 $e_1 = e/b_c$ (偏心距離/柱幅)

σ_1, σ_2 : 接合部の固有強度領域の両端での捩りモーメントによるせん断応力、

$$\sigma_1 = 2L_1/b_c \cdot \sigma_o, \quad \sigma_2 = 2L_2/b_c \cdot \sigma_o$$

(5) 接合部固有強度領域の半径 a

領域面積が 0.19 の場合には、6.6 節の図 6.6.9 に示すように、ストラット方向応力の平均応力度が約 $0.5 F_c$ となっている。接合部固有強度領域の大きさは梁幅および梁幅と柱幅との比の影響を大きく受けると考えられるが、今後の解析研究によりさらに検討する必要がある(第7章参照)。本章における固有強度領域の半径 a は次式により求める。

$$a^2 = 0.2D_s \cdot b_c \quad (\text{式 6.7.10})$$

ここで、 D_s は対角断面のせい

(6) 捩りモーメントによる幅方向での最大せん断応力。

接合部断面における捩りモーメントにより生じるせん断応力は 図 6.7.5 に示すように、柱断面を同面積の楕円断面に置き換えて近似的に求める。楕円断面の長軸と短軸の長さ比は柱断面の長辺と短辺の比と等しく取る。

楕円の断面積は、

$$S = \pi \cdot a \cdot b \quad (\text{式 6.7.11})$$

A 点におけるせん断応力 τ_A ^[6.19] は、

$$\tau_A = \frac{2M_t}{\pi a \cdot b^2} \quad (\text{式 6.7.12})$$

ここで、捩りモーメント M_t は、 $M_t = \text{接合部せん断力} \times \text{偏心距離}$ として求められる（第2章の 2.4.2 節を参照）。

$$M_t = V_j \times e \quad (\text{式 6.7.13})$$

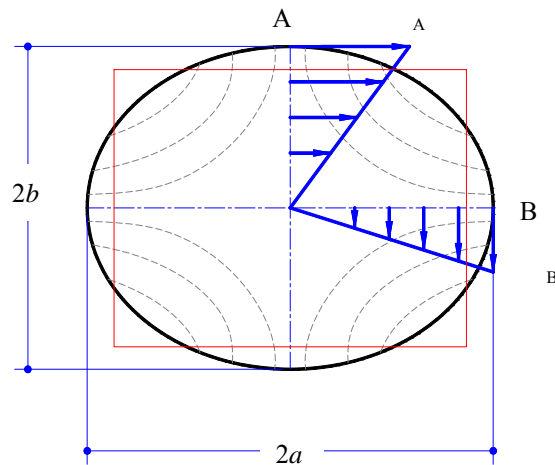


図 6.7.5 楕円断面での捩り応力

6.7.4 偏心接合部の耐力低下率 β_j の考察

(1) 柱梁接合部せん断強度の耐力低下率 β_j

本研究では、偏心接合部の耐力低下の原因を、捩り応力が累加されることによるものと、有効に応力が伝達される接合部の幅が減少することによるものとして分析した。ここで、前者は捩り応力による耐力低下率 β_{jt} として定義されているのに対して、後者については接合部有効幅の減少による耐力低下率 β_{jb} として定義を行う。そして、偏心接合部の耐力低下率 β_j は、 β_{jt} と β_{jb} の積として式 6.7.14 により表される。

$$\beta_j = \beta_{jt} \cdot \beta_{jb} \quad (\text{式 6.7.14})$$

(2) 実験および解析結果による検証

(2).1 検討用データ

偏心接合部の耐力低下率 β_j を構成する捩り応力による β_{jt} と有効幅による β_{jb} の性質を考察する前に、実験データを用いて偏心接合部の耐力低下を評価できるか否かを検討する。検討用データは、第2章の表 2.4.1 の中で、偏心のみをパラメータとして行われた 22 体の実験試験体に、解析対象試験体 6 体を加えた計 28 体の試験体から収集した。その中で、偏心接合部は 16 体（内解析対象試験体 5 体）で、残りの 11 体は比較用の偏心のない試験体である。表 6.7.1 に試験体のリストを示す（参考文献は第2章を参照）。

(2).2 偏心率による耐力低下率

図 6.7.6 に、提案した耐力低下率 β_j と実験結果から求めた偏心接合部の耐力低下率を示す以外に、広沢の耐力低下率 β_{jt} (6.2.2 節を参照) および靱性指針^[6.3]の有効幅による β_{jb} も一緒に示す。ここで、実験での耐力低下率とは、偏心のない接合部に対する偏心接合部のせん断耐力の低下率を示すものである。

図 6.7.6 a)では、提案した耐力低下率 β_j は、ほぼすべてが実験値より小さい値となっていることから、実験結果に対して過小な評価となり、同図 c)の靱性指針の有効幅による β_{jb} より安全側として偏心接合部の耐力低下を評価できると考えられる。

また、同図 b)の広沢の β_{jt} と比較して見ると、提案の β_j はばらつきが小さいように見える。

(2).3 実験値との比較

図 6.7.7 には試験体ごとに、提案した β_j と実験および解析での偏心接合部の耐力低下率

表 6.7.1 検討用試験体リスト

担当 【文献】	試験体	偏心 率	破壊 モード	直交梁 スラブ	担当 【文献】	試験体	偏心率	破壊 モード	直交梁 スラブ
寺岡 2002 【2.9】	NO1	0.121	BJ		上村 2002 【2.11】	NN.1	0	BJ	
	NO2	0.178	(B)J			NN.2	0.157	BJ	
	NO3	0	BJ		広沢 2002 【2.19-21】	E00	0	J	
寺岡 1991 【2.10】	NO.34	0	BJ			E085	0.21	J	
	NO.35	0.15	BJ		広沢 2004 【2.24】	E00s	0		有
塩原 2003 【2.12】	JE-0	0	BJ			E80s	0.16		有
	JE-55	0.17	BJ		広沢 2005 【2.25-26】	E000	0		有
城 2003 【2.13】	UM-0	0	J			E115	0.23		有
	UM-60	0.13	J		解析 (第6章)	E00	0	J	
	UM-125	0.28	J			E05	0.06	J	
藤井 2001 【2.16-18】	CN	0	BJ			E10	0.13	J	
	CS	0	BJ	有		E15	0.19	J	
	EN	0.168	BJ			E20	0.25	J	
	ES	0.168	BJ	有	E25	0.31	J		

との比較を示す。広沢の j_t と、靱性指針の有効幅による j_b も一緒に示す。

提案の j_j は、すべての実験値に対して小さい計算値となり、解析値に対してはほぼ一致する傾向となっている（図 6.7.7 a）。

広沢の j_t は、ばらつきが大きい上に、若干の数の実験値と、ほとんどの解析値に対して過大な計算値となっている（図 6.7.7 b）。

靱性指針の有効幅による j_b は、若干の数の実験値に対しては小さい計算値となっているが、それ以外のほとんどの実験値とすべての解析値に対して過大な計算値となっている（図 6.7.7 c）。

以上の検討から、提案した j_j は、安全側として、また比較的ばらつきの小さい値として、偏心接合部の耐力低下を評価できると考えられる。

(3) 捩り応力による j_t と有効幅による j_b の考察

(3).1 試験体に基づく捩り応力による j_t と有効幅による j_b との比較

j_b と j_t について、表 6.7.1 の試験体を用いてそれぞれの値を計算して図 6.7.8 に比較して示す。

いずれも偏心率が大きくなるほど、低下率が小さくなる傾向を示す。有効幅による耐力

低下が、捩り応力による耐力低下より大きく現れ、また、偏心率が大きくなるほど、その差が拡大していることがわかる。例えば、偏心率 0.28 では、 $j_t=0.95$ に対して $j_b=0.8$ として、有効幅の減少による耐力低下が顕著となることがわかる。

(3).2 捩り応力による耐力低下率 j_t

6.7.2 節の式 6.7.7～6.7.13 によると、捩り応力による耐力低下率 j_t は、捩りモーメント M_t の 1 次関数として表される。従って、偏心率が大きいほど、またはせん断入力大きいほど耐力低下が大きくなる。

(3).3 有効幅による耐力低下率 j_b

以下に 6.7.2 節の有効幅の式 6.7.3～6.7.4 を示す（記号は 6.7.2 節を参照）。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (\text{式 6.7.3})$$

$$b_{ai} = \tan \beta \cdot D_s / 4 \quad \tan \beta < 2b_{si}/D_s \text{ の場合} \quad (\text{式 6.7.4-1})$$

$$b_{ai} = (1 - b_{si}/D_s \cdot \cot \beta) \cdot b_{si} \quad \tan \beta > 2b_{si}/D_s \text{ の場合} \quad (\text{式 6.7.4-2})$$

式 6.7.4-2 に示す $\tan \beta > 2b_{si}/D_s$ の時は、偏心によって有効幅 b_{ai} の値が変化し、式 6.7.4-1 に示す $\tan \beta < 2b_{si}/D_s$ の時は、偏心が小さい場合に有効幅 b_{ai} の値が変化しない場合があることを意味する。

ここで、式 6.7.4-1 について、偏心しても有効幅 b_{ai} が変化しない範囲について検討してみる。横補強筋比 0.3% で、付着良好で、 $D_b/D_c=1$ の場合を対象にすると、

$$D_s = \sqrt{2}D_c, \quad \tan(37^\circ) = 0.753$$

$$\tan \beta < 2b_{si}/D_D \quad 0.53 \quad b_{si}/D_c$$

$$b_{si}/2 \quad D_c/4 \quad (\text{式 6.7.15})$$

式 6.7.15 は、式 6.7.4-1 と式 6.7.4-2 の選択の判別条件となるが、これは、靱性指針における有効幅 b_{ai} の計算において、「 $b_{si}/2$ または $D_c/4$ の小さいほう」を選択することと同様な判別条件となる。ここで、 $b_{si}/2$ が $D_c/4$ より大きい場合に靱性指針では $D_c/4$ を取ることにに対して、式 6.7.4-1 は $b_{ai} = \tan \beta \cdot D_s/4$ $b_{ai} = 0.753 \cdot \sqrt{2}D_c/4$ $b_{ai} > D_c/4$ となることで、靱性指針と同様になる。

即ち、横補強筋比 0.3% 以上で、付着良好で、アスペクト比が 1 程度の柱梁接合部では、 b_{ai} の計算において、 $b_{si}/2$ が $D_c/4$ より大きい場合には靱性指針の場合と同様にほぼ $D_c/4$ となり、その逆の場合は、靱性指針は $b_{si}/2$ を取るのに対して、本研究の提案では式 6.7.4-2 により計算される。

また、式 6.7.4-2 によると、偏心率が小さい場合にも b_{ai} の値が変化するので、提案の有

効幅による j_b より偏心率が小さい範囲内でも耐力低下が評価される。

(3).4 j_t と j_b の値

本章の解析対象試験体 E00～E25 ($D_c=70$ cm, $b_c=80$ cm, $b_b=30$ cm) と、柱幅を長くして扁平な長方形断面柱とした場合 ($D_c=60$ cm, $b_c=120$ cm, $b_b=30$ cm) と、正方形断面柱とした場合 ($D_c=60$ cm, $b_c=60$ cm, $b_b=30$ cm) について、捩り応力による j_t と有効幅による j_b の値を求めて図 6.7.9 示す。ここで、長方形断面柱と正方形断面柱は、 $f_B=30\text{N/mm}^2$ 、横補強筋比 0.3%、付着良好とし、接合部のせん断強度は靱性指針の式より計算した。

図 6.7.9 a) の解析対象試験体においては、有効幅による j_b が捩り応力による j_t より値が小さくなり、偏心接合部の耐力低下には、有効幅による j_b の影響が大きく現れる。また、靱性指針の有効幅による j_b は、偏心率 0.1 までは耐力低下を評価できないのに対して、提案の j ($j_b \cdot j_t$) はいずれの偏心率でも耐力低下を現している。偏心率 0.2 までは広沢の j_t とほぼ同様で、それ以後は提案の j による耐力低下が大きくなっている。

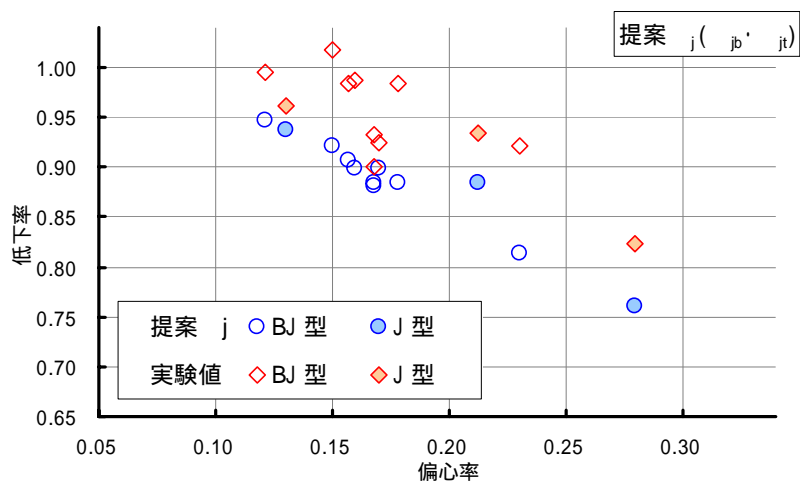
図 6.7.9 c) の正方形断面柱の場合は、同図 a) の解析対象試験体とほぼ同様な傾向で、提案の j_b は提案の j_t より小さい値として、有効幅による耐力低下が大きく現れる。また靱性指針の有効幅による j_b は、すべての偏心率に対して値が 1.0 として耐力低下が評価されず、広沢の j_t は提案より耐力低下を過大に評価している。

図 6.7.9 b) の扁平な長方形断面柱の場合は、提案の有効幅による j_b が偏心率 0.2 までは 1.0 として、耐力低下が評価されていないが、捩り応力による j_t は偏心率の関数であるため、偏心接合のすべての場合に対して耐力低下を呈している。そのため、同図 a) の長方形断面柱や同図 c) の解析対象試験体の場合と違って、偏心率 0.3 までは捩り応力の j_t による耐力低下は有効幅の j_b に耐力低下より大きく現れている。

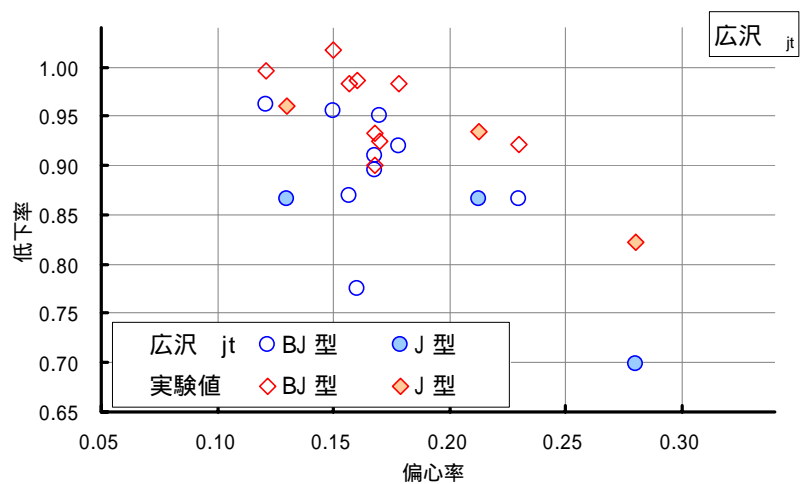
また、提案の j は、靱性指針の有効幅による j_b と比べると、大きな違いは見られないが、広沢の j_t に比べると耐力低下がかなり小さく現れている。例えば、最大偏心率 0.38 では提案の $j=0.65$ となるのに対して、広沢の $j_b=0.38$ となり、提案の j は耐力低下を過小評価している。

以上の検討から、柱断面の辺長比が 1.0 程度で、偏心率が 0.0～0.3 程度の場合には、有効幅の j_b による耐力低下への影響が大きく現れることがわかる。また、提案の j ($j_b \cdot j_t$) は靱性指針の有効幅より耐力低下を大きく評価することから、このような範囲では偏心接合部の耐力低下を安全側として評価できると考えられる。

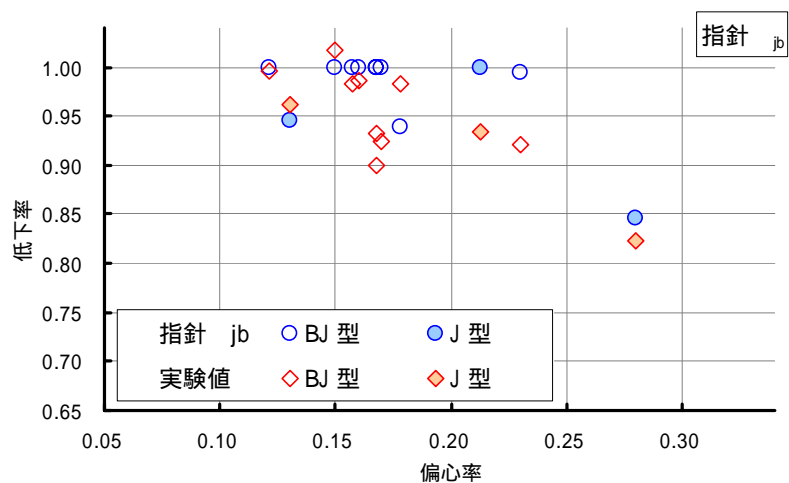
ただし、提案式は柱の辺長比が 1.0 に近い柱梁接合部の対象として導いたため、図 6.7.9 b) に示すように、梁幅の狭い壁梁に近いタイプの柱梁接合部では、靱性指針の場合と大きな違いが見られなく、耐力低下を過小評価する可能性がある。



a) 提案の $j_b \cdot j_t$



b) 広沢の j_t



c) 靱性指針有効幅による j_b

図 6.7.6 偏心率と諸式による耐力低下

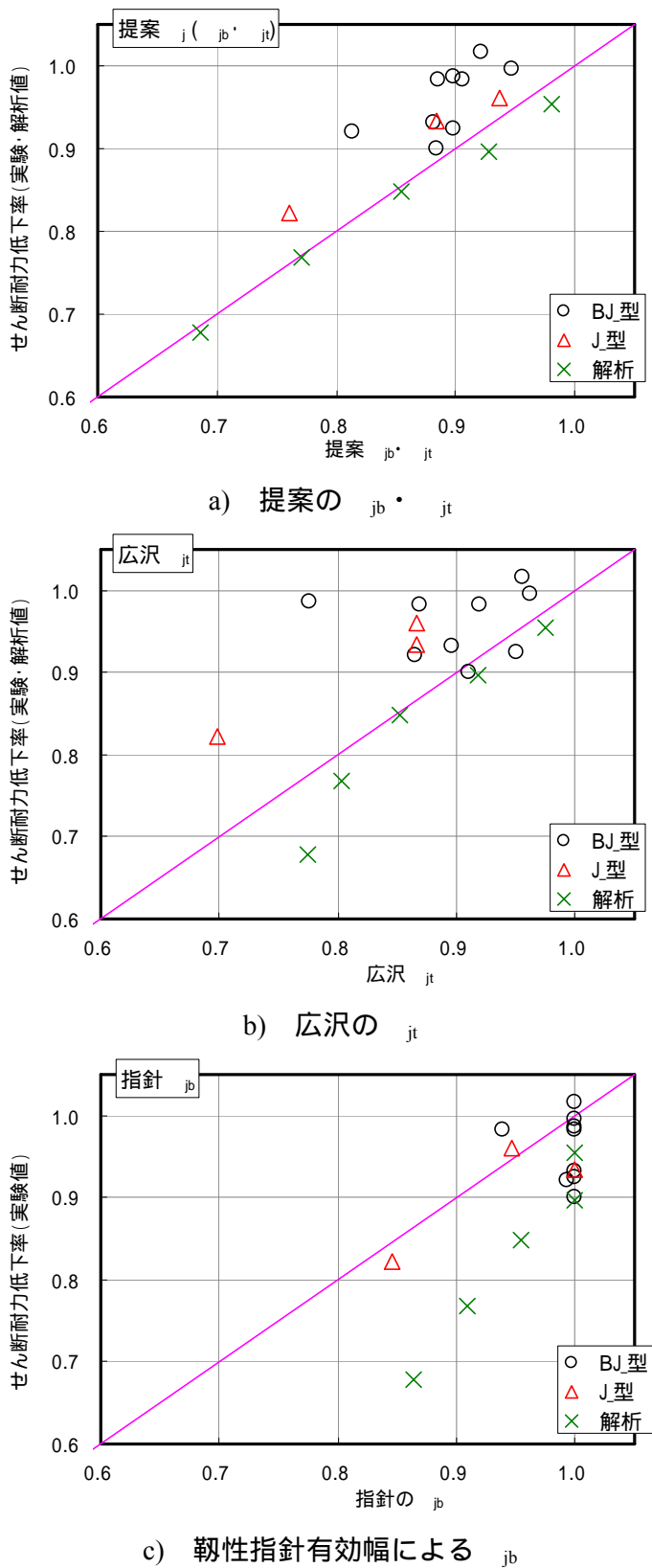


図 6.7.7 諸式による耐力低下と実験値との比較

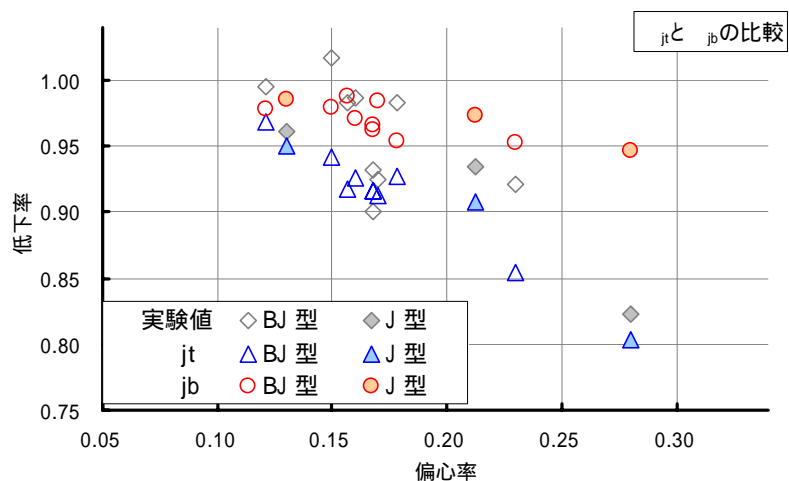
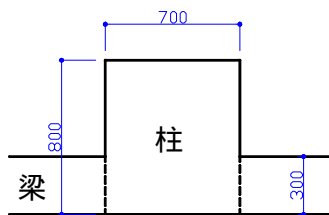
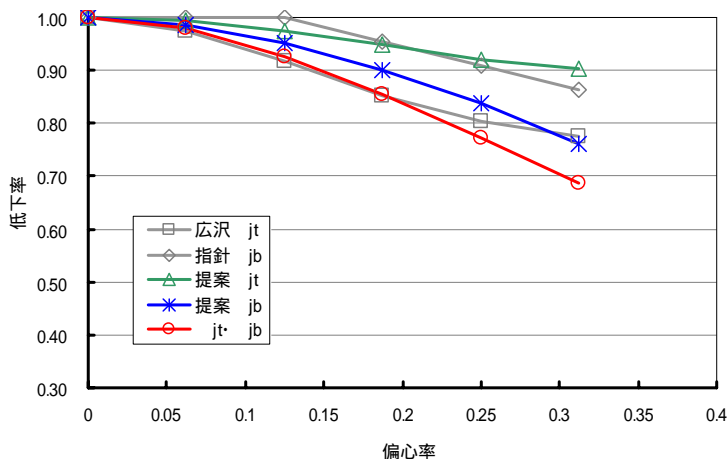
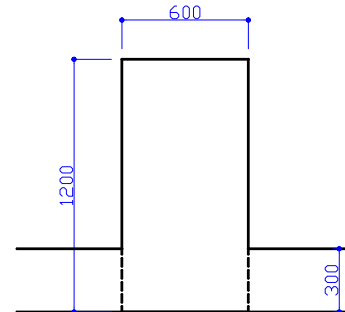
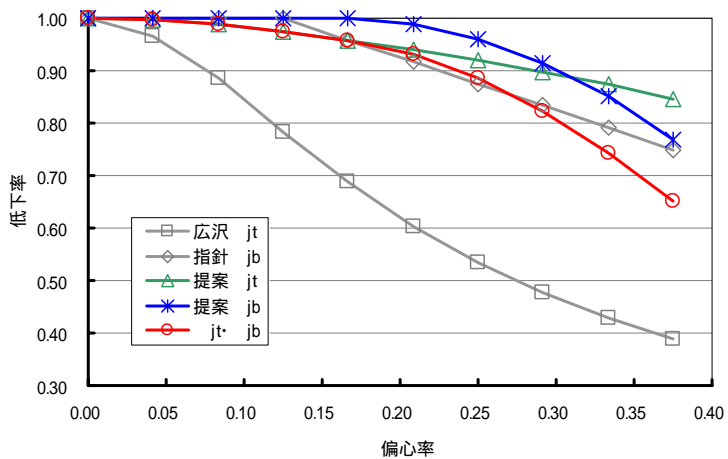


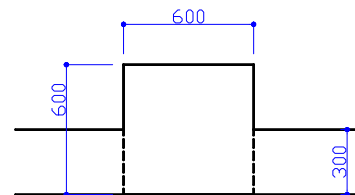
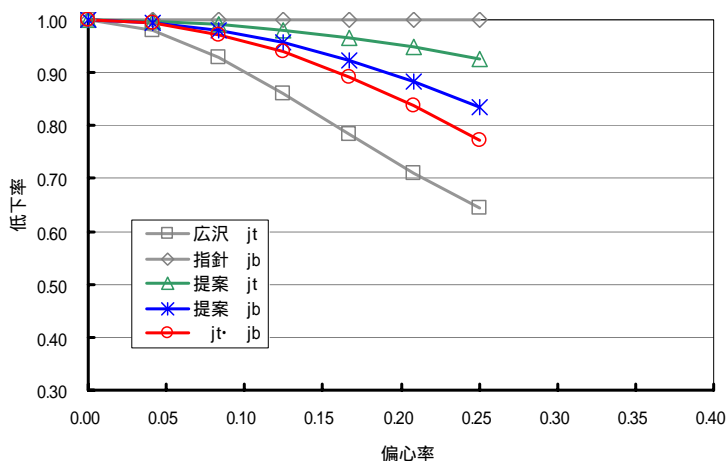
図 6.7.8 提案の有効幅による j_b と換り応力による j_t との関係



a) 解析対象試験体 E00 ~ E25



b) 扁平な長方形断面柱の場合（梁幅が柱幅に比べてかなり狭い場合）



c) 正方形断面柱の場合（一般的な形状の場合）

図 6.7.9 有効幅による j_b と換り応力による j_t の値

6.7.5 せん断強度の基準せん断応力度 F_j

(1) 検討用実験データ

本節では、靱性指針^[6.3]と同様な方法で、せん断強度の基準せん断応力度 F_j を、コンクリート圧縮強度 f_c の関数として表す。検討用実験データは、2008年までのRC造柱梁接合部に関する既発表論文の中から、次の項目を満足するように収集する。表6.7.2に検討用実験データの引用試験体リストを示す。

接合部のコンクリートに、普通強度コンクリートから超高強度コンクリートまでを対象とする。

形状は十字型で、直交梁やスラブが付いていない、また柱心と梁心の偏心がない平面柱梁接合部とする。

破壊モードは梁曲げ降伏以前に接合部せん断破壊が先行したJ型破壊を対象とする。

(2) 計算方法

接合部有効幅内での平均せん断応力度を求めるには、まず、接合部せん断力を求めなければならない。多くの文献では柱梁接合部架構の最大層せん断力を記載しているため、ここでは架構の層せん断力から接合部せん断力を求める略算法を導く。序に接合部せん断耐力時の層せん断力の略算法と、梁曲げ耐力時の接合部せん断力の略算法も導く。記号は第2章の図2.2.2に示す。

なお、本章では、下記の式6.7.17より計算するとき、応力中心間距離 j は梁有効せい d の $7/8$ と仮定する。

(2).1 層せん断力 V_c から接合部せん断力入力 V_j の略算

ここでは、柱梁接合部架構の層せん断力から接合部せん断力入力を求める略算式を導く。十字型接合部架構のスペンが左右対称であれば、第2章の式2.3.3は次のように表される。ここで、 $\alpha = L/L'$ にしておくと、

$$V_c = \frac{2}{h} M_b = \frac{2}{h} Tj \quad \Rightarrow \quad T = \frac{hV_c}{2j} \quad (\text{式 6.7.16})$$

式6.7.16を、第2章の式2.3.1に代入すると、接合部せん断力 V_j は次式のようにになる。

$$V_j = V_c \left(\frac{h}{j} - 1 \right) \quad (\text{式 6.7.17})$$

(2).2 接合部せん断耐力時の層せん断力 V_c の略算

ここでは、接合部せん断耐力時の層せん断力を求める略算式を導く。

$$V_{ju} = 2T - V_c = 2T - \frac{2}{h} M_b = 2T - \frac{2}{h} Tj \quad (\text{式 6.7.18})$$

$$T = \frac{hV_{ju}}{2(h-j)}$$

この T を式 6.7.16 に代入すると V_c が次式より表される。

$$V_c = \frac{j}{h-j} V_{ju} \quad (\text{式 6.7.19})$$

(2).3 梁曲げ耐力時の接合部せん断入力 V_j および層せん断力 V_c の略算

ここでは、梁曲げ耐力時の接合部せん断入力および層せん断力を求める略算式を導く。

$$M_b = 0.9a_{t,y} d_b = Tj \quad (\text{式 6.7.20})$$

ここで、 $T = a_{t,y}$ 、 $j = 0.9d_b$

$$V_c = \frac{2}{h} M_b = \frac{2}{h} Tj = \frac{1.8}{h} a_{t,y} d_b \quad (\text{式 6.7.21})$$

また、T、j を式 6.7.18 に代入すると

$$V_j = 2T \left(1 - \frac{j}{h}\right) = 2a_{t,y} \left(1 - \frac{0.9}{h} d_b\right) \quad (\text{式 6.7.22})$$

(3) 提案有効幅と有効せい

本章で提案した接合部の有効幅は、式 6.7.3 ~ 式 6.7.5 により計算されるため、靱性指針により計算した接合部有効幅と異なる値となる。図 6.7.10 に、横補強筋比を 0.3% として、表 2.4.1 (第 2 章) および表 6.7.2 の試験体に基づいて、提案有効幅と靱性指針有効幅の比を計算して示す。

図 6.7.10 からは、提案有効幅が靱性指針の有効幅より高く評価され、平均的に 1.1 倍程度となっていることがわかる。

また、提案の接合部有効せいは、付着良好な場合は式 6.7.2 によると靱性指針の接合部せいの概ね 0.8 倍程度となる。

(4) 靱性指針の有効幅による平均せん断応力 コンクリート圧縮強度の関係

図 6.7.11 に、靱性指針の有効幅に基づいて求めた平均（基準）せん断応力 τ_j と接合部コンクリートの圧縮強度 σ_B との関係を示す。

$\sigma_B=120\text{N/mm}^2$ 程度までは、コンクリートの圧縮強度が大きくなるほど、平均せん断応力度の増大が見られるが、それ以後の超高強度領域では、平均せん断応力度の増大が鈍くなっている。また、高強度になるほど、平均せん断応力度のばらつきが大きくなっていることがわかる。

ここで、終局指針^[6.2]の計算値を 36N/mm^2 以上に適用して見ると、ほぼすべての計算値が実験結果より過大な値となっている。また、靱性指針式を $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ 以上に適用して見ると、 $\sigma_B=120\text{N/mm}^2$ までは、実験結果の評価が可能であるが、それ以上からは実験結果より過大な計算値となっている。ただし、 $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ 以上ではばらつきが大きくなっている。

(5) 提案有効幅による平均せん断応力 コンクリート圧縮強度の関係

図 6.7.12 に、提案有効幅に基づいて求めた平均（基準）せん断応力 τ_j と接合部コンクリートの圧縮強度 σ_B との関係を示す。

図 6.7.12 では、図 6.7.11 に示す靱性指針幅に基づく $\tau_j - \sigma_B$ 関係と、ほぼ同様な傾向となっている。ここで、 $\tau_j - \sigma_B$ 関係を回帰分析により求めると次式より表される。

$$\tau_j = 1.74 \times \sigma_B^{0.551} \quad (\text{式 6.7.22})$$

靱性指針の有効幅に基づく $\tau_j - \sigma_B$ 関係と同様に、図 6.7.12 では $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ 以上ではばらつきが大きくなっているが、これは高強度コンクリートの領域では提案の有効幅と靱性指針の有効幅ともに接合部での有効応力伝達領域を適切に評価できない可能性があることを意味する。即ち、本研究での提案有効幅は普通強度コンクリートの構成則に基づく解析データから導いた結果であるため、高強度コンクリートを用いた接合部には適用できない可能性がある。高強度コンクリートを用いた柱梁接合部のせん断強度に関して解析的検討を行うことが必要であると考えられる（第7章参照）。

式 6.7.22 より計算した値を実験値と比較して図 6.7.13 に示す。平均せん断応力度 20N/mm^2 以下では良い対応を示しているが、それ以上からはばらつきが大きくなっていることがわかる。

表 6.7.2 実験データ引用試験体リスト

代表研究者	試験体記号	破壊モード	梁幅 (mm)	梁成 (mm)	柱幅 (mm)	柱成 (mm)	階高 (mm)	スパン (mm)	接合部 _B (N/mm ²)	P _{jw} (%)	文献
城 03	UM-0	J	200	350	450	300	1750	3000	24	0.25	【6.25】
塩原 91	J-10	J	300	300	300	300	1400	2860	39	0.00	【6.26】
野口 91	OKJ-1	J	200	300	300	300	1470	2700	70	0.00	【6.27】
	OKJ-3	J	200	300	300	300	1470	2700	107	0.54	
	OKJ-6	J	200	300	300	300	1470	2700	54	0.00	
別所 79	J-1	J	275	375	400	400	1375	3000	32	0.00	【6.28】
寺岡 86	No.4	J	240	300	300	300	1300	2500	37	0.00	【6.29】
	No.11	J	240	300	300	300	1300	2500	32	0.00	
寺岡 88	No.28	J	260	300	340	340	1100	2160	36	0.00	【6.30】
	No.30	J	260	300	340	340	1100	2160	44	0.00	
田中 73	A	J	150	150	150	150	1200	1200	18	0.00	【6.31】
北山 03	M1	J	300	400	300	350	2330	2800	17	0.16	【6.32】
丸田 03	N	J	370	500	500	500	2000	2800	36	0.00	【6.33】
木村 89	J4-0	J	300	400	440	440	1400	2780	30	0.00	【6.34】
塩原 90	J-2	J	240	300	300	300	1400	3440	81	0.00	【6.35】
	J-3	J	240	300	300	300	1400	3440	71	0.00	
小谷 92	I1	J	200	300	300	300	1470	2700	99	0.40	【6.36】
北山 05	MP-2	J	250	400	250	400	2330	2800	22	0.00	【6.37】
	MP-1	J	250	400	250	400	2330	2800	22	0.00	
丸田 04	CC1	J	300	400	400	400	1600	2800	170	0.22	【6.38】
	CC2	J	300	400	400	400	1600	2800	190	0.22	
野口 93	AT-8	J	200	300	300	300	1470	2700	64	0.54	【6.39】
黒瀬 01	J-12	J	310	400	400	400	1600	3000	115	0.00	【6.40】
岩岡 03	J2	J	250	400	400	400	1200	2160	115	0.22	【6.41】
北山 08	JP-1	J	250	400	350	350	2830	3200	77	0.00	【6.42】
甲斐 05	No.6	(B)J	275	400	400	400	2400	2600	157	0.30	【6.43】
岩岡 05	J15-1	(B)J	220	400	300	380	1600	2560	182	0.23	【6.41】
木村 05	J17NF	J	340	500	420	420	1600	2524	190	0.47	【6.44】
	J14NF	J	280	330	350	350	1600	2524	190	0.57	
増田 04	No.1-1	J	350	400	400	400	2700	3450	151	0.32	【6.45】
平石 04	No.1	J	280	350	350	350	1750	3150	121	0.30	【6.46】
鈴木 02	BC-P2	J	280	440	350	350	1260	2750	76	0.42	【6.47】
近藤 07	NR	(B)J	270	450	470	400	2000	3600	26	0.00	【6.48】
大和田 73	P-4	J	160	300	200	200	1600	3000	13	0.66	【6.49】

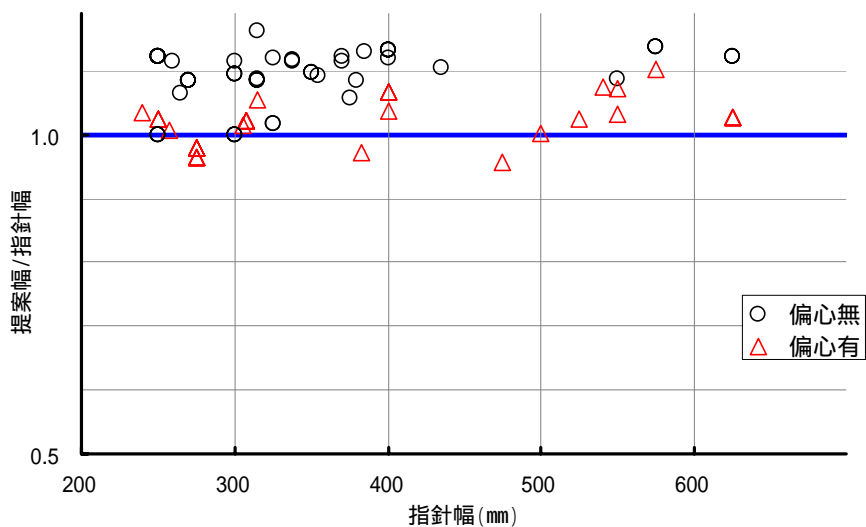


図 6.7.10 韌性指針有効幅と提案有効幅

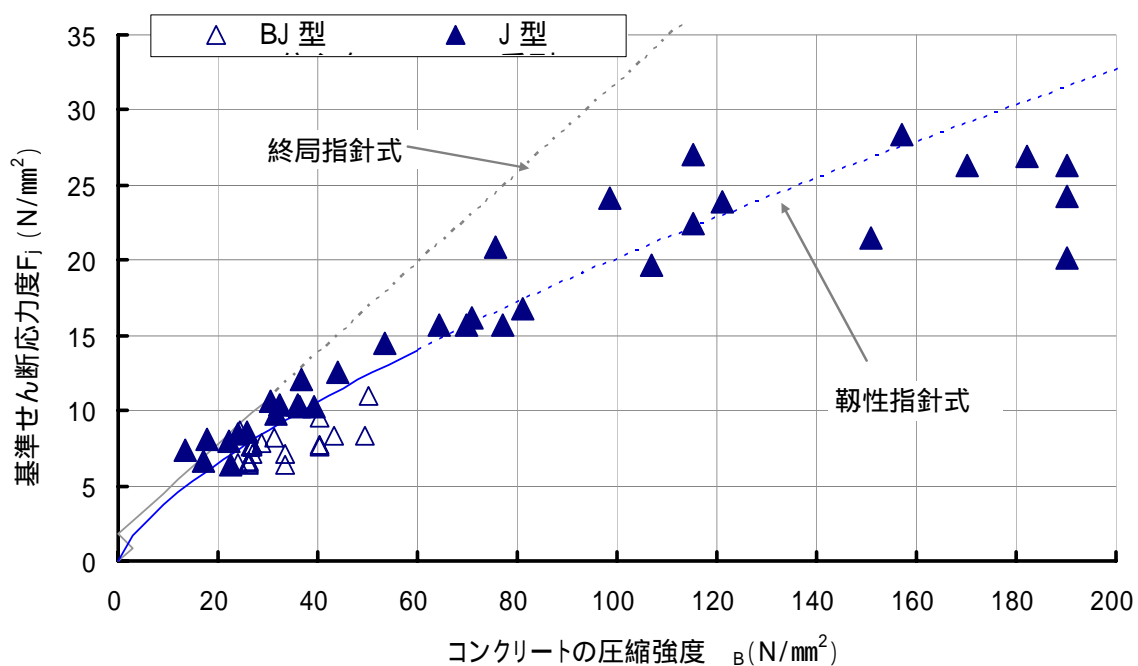


図 6.7.11 韌性指針式による F_j と B の関係 (十字型・直交部材無)

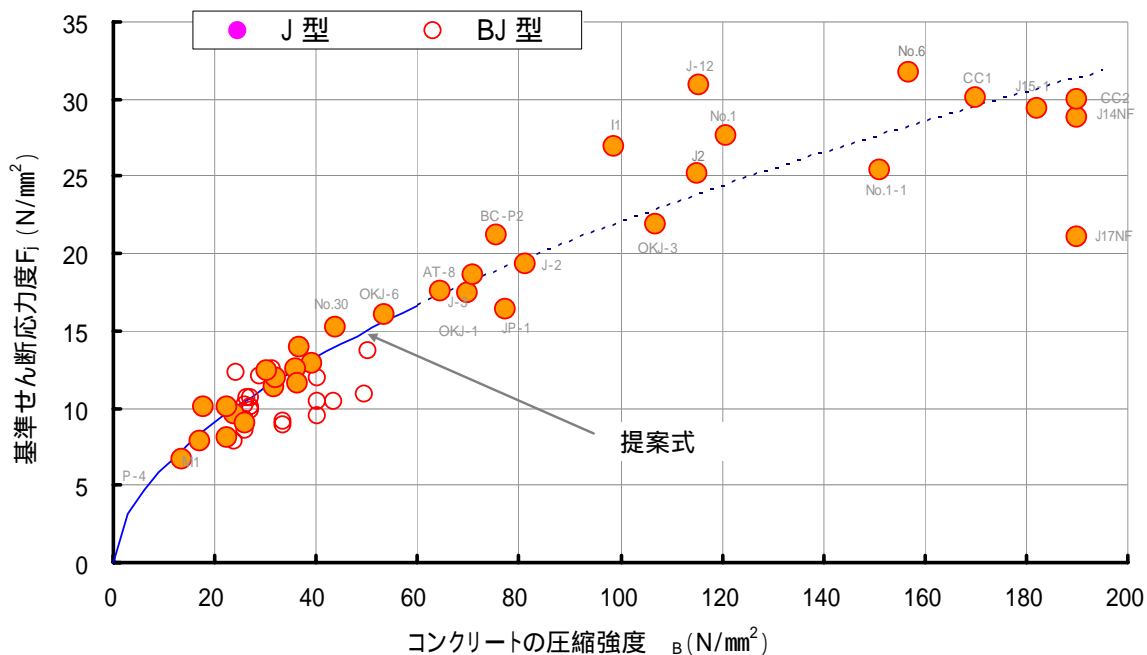


図 6.7.12 提案式による F_j と B の関係 (十字型・直交部材無)

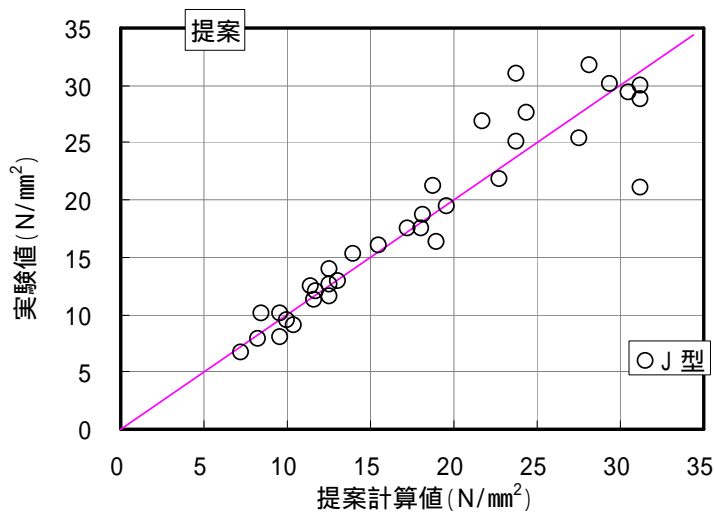


図 6.7.13 提案式による計算値と実験値との関係

6.7.6 適用範囲

本論文で提案した接合部せん断強度式は、偏心率が0～0.3程度で、接合部コンクリートの圧縮強度 $f_c=33\text{ N/mm}^2$ とした十字型平面柱梁接合部に関する解析データより求められている。軸力比やアスペクト比、多方向繰り返し載荷などの多くの影響因子については本研究では検討されていない。本研究と直接かかわりがあると思われる課題について次章で示すこととし、ここでは提案式を用いるための以下の制限を設ける。

接合部形状は通常の断面形を持つ十字型に限定し、梁幅が柱幅を超えないものを対象とするが、梁幅が極端的に小さい壁梁のような柱梁接合部は対象外とする。

梁心と柱心が偏心接合する場合、偏心距離と柱幅比で表される偏心率が0.3以下の接合部を対象とする。

接合部コンクリートは、圧縮強度が 21 N/mm^2 以上、 60 N/mm^2 以下の普通強度レベルのものを対象とする。

コンクリート種類や使用鉄筋などは、靱性指針の柱梁接合部設計の適用範囲に準じる。

6.8 まとめ

本章では、十字型の平面 RC 造柱梁接合部に対して、付着性状、接合部横補強筋量、偏心距離をパラメータとして取り上げ、解析モデルを作成し、3次元 FEM 解析により得られた結果に対して、定性的および定量的検討を行い、その成果をせん断強度式としてまとめて提案した。本章で得られた主な成果を次のように示す。

接合部内部の中央付近では、付着劣化や横補強筋の量に関係なく、圧縮力の伝達量がほぼ同程度でストラット断面積がほぼ一定となる領域が存在する。

接合部コンクリート圧縮強度の 0.12 倍以上の領域は、領域面積および領域内で伝達される圧縮力ともに接合部せん断耐力とよく相関する。

横補強筋は主にそれに近い接合部領域での応力伝達に影響を及ぼし、接合部中央ほど横補強筋比によらずほぼ一定の圧縮力伝達となる。

接合部内梁主筋の付着を絶縁にした場合、圧縮ストラットのみによる圧縮力伝達機構となり、せん断耐力は約 17% 低下する。

接合部応力状態に関する定量的分析を行い、その成果に基づいて接合部のせん断強度式を、基準せん断応力度に有効断面積、擦り応力による耐力低下率を乗じた形として誘導、提案し、評価を行った。

以下、各節ごとの結果をまとめて示す。

(1) 対角断面上におけるストラット方向応力に基づく検討手法 (6.5.1 節、6.5.2 節)

接合部内部での圧縮 (最小) 主応力分布およびそのベクトルの分布から、接合部内部のベクトル方向が必ずしも一致することではなく、ストラット域から離れるほど大きく異なることから、接合部内部のストラット中心部位でのベクトル方向をストラット方向とし、全体座標系における応力成分からストラット方向応力を求め、それによって接合部内部の応力状態に関する検討を行った。この場合、検討断面は接合部対角線方向に沿って切断して得られた対角断面を用いることにした。

(2) 解析結果の検討項目ごとによるまとめ

(2).1 コンクリートの圧壊 (6.5.3 節)

付着劣化の有無や、接合部横補強筋量の多少によらず、最大耐力時に既に対角断面上およびパネルの中央付近で圧壊が生じていることから、最大耐力に達する以前に既に接合部中央で圧壊が先行する。

また、荷重の増加とともに、ストラット中央で先行したほぼ対角方向に傾くような紡錘状の圧壊領域が、ストラット方向へ「伸びる」と同時に、ストラット方向に直交する方向へ「太る」との、圧壊領域の成長過程について示した。

圧壊領域の拡大とともに圧縮ストラットによる応力伝達能力が低下し、その代わりにトラス機構による応力伝達の負担割合が増大する。

偏心無しの接合部では、横補強筋量によらず、接合部コンクリートの圧壊はほぼ同様な傾向を示すが、付着絶縁の場合には接合部対角方向上で狭いストラットせいを持って圧壊領域を形成している。

いずれの接合部も、接合部（パネルの）内部の中央で圧壊が先行する。

(2).2 コンクリートのひび割れ (6.5.4 節)

R=1/100 時には、偏心無しで付着良好な場合は、いずれも全領域にわたってひび割れが生じているものの、接合部横補強筋が少ないほどせん断ひび割れが大きく開口する傾向となり、また付着絶縁の場合はひび割れ発生がかなり遅れて、接合部内部の一部領域で微細なひび割れが生じ始まっている。

また、偏心接合部では非偏心側の梁側面付近のパネルでひび割れがパネルに平行して生じ、ひび割れ幅が最も大きく開いている。

最大耐力到達の直前になると、ひび割れ幅がさらに大きく開き、横補強筋量の多少によらずひび割れ幅がほぼ同程度となり、また付着絶縁の場合は付着良好な場合よりひび割れ幅が若干小さく現れる。

(2).3 コンクリートの有効圧縮強度 (6.5.5 節)

本研究の FEM 解析プログラムで用いた有効圧縮強度に関する定義を行った。また、平面柱梁接合部では、せん断ひび割れが発生することによって多軸応力状態による破壊基準より、1 軸応力状態にひび割れによる強度低減を考慮した有効圧縮強度として考えることができるとの見方を示した。

いずれの試験体も接合部の中央付近では有効圧縮強度が $0.6F_c$ 程度として、圧縮強度の低減がもっとも著しく現れているが、ストラット以外の領域、即ちトラス領域では有効圧縮強度が $0.9F_c$ 以上として現れている。

付着良好な場合はストラットせい方向において、かなり広い範囲で強度低下が生じているが、付着絶縁の場合は強度低下領域がかなり狭い範囲内に限っている。

圧縮強度低減係数の分布特徴が、圧壊領域拡大の原因にも繋がると考えられる。

最大耐力到達直前から最大耐力時までには、偏心のない接合部はいずれも有効圧縮強度が変化しないが、偏心接合部では非偏心側の梁側面付近パネルでの有効圧縮強度がさらに低下し、それによって偏心側での圧壊領域の広がりがさらに早まると考えられる。

また、偏心接合部では、非偏心側柱部分協力幅の約半分弱を占める領域で圧壊がほとんど生じていない。

(2).4 垂直断面（パネル）での a 分布（6.5.6 節）

（ $R=1/100$ 時） 付着良好な接合部ではいずれも接合部パネルでほぼ同様な傾向で圧縮ストラットによる応力伝達が形成されるが、付着絶縁の接合部ではストラット中央ほどストラットせいが小さく、応力度も低く現れる。

また、いずれもストラット方向の両端部で応力度が高く現れるが、圧壊による接合部の破壊は主にストラット中心付近で生じることに関する見解を示した。

ストラット領域以外のトラス領域では、付着良好な場合はストラット領域より小さい応力度で応力が伝達されることに対して、付着絶縁の場合は応力をほとんど伝達しない領域の面積が大きな割合を占めている。

（最大耐力時） 最大耐力時になると、付着良好な場合は接合部パネルのほぼ全域にわたって高応力度による応力伝達を果たしているが、パネル中央では既に圧壊によって周辺より応力度が低下している。また、それはストラット領域での応力伝達能力が低下し、トラス領域では応力伝達負担が増えることを意味する。

付着絶縁の接合部では、最大耐力時においてもトラス領域で応力が伝達されないため、接合部の有効応力伝達断面積が減少し、したがって付着良好な場合より耐力が小さく現れると考えられる。

付着良好な接合部では、トラス領域でも応力伝達を負担し、したがって接合部内コンクリートを有効に利用しているが、ひび割れが広範囲に生じ、ひび割れも大きく拡幅することから、有効圧縮強度が著しく低下するような負の面も持っている。

(2).5 対角断面でのストラット方向圧縮応力 σ 分布 (6.5.7 節)

($R=1/400$ 時) ストラットのせい方向、幅方向における応力および合力分布から、偏心のない場合は付着劣化の有無、横補強筋量の多少によらず、接合部内部の応力分布はほぼ同程度として現れることが見られることによって、弾性変形時にはパラメータに関係なくほぼ同程度の応力伝達機構を形成すると考えられる。また梁幅が柱幅より狭い場合にも柱の全幅にわたって同程度の応力を伝達し、ほぼ同程度のせん断挙動を呈すると考えられる。

また偏心接合部では、幅方向上において偏心側から非偏心側へほぼ直線的な勾配で応力が低下していることが確認され、これは捩りモーメントの作用により生じる捩り応力がせん断応力に累加されることによって生じた結果と考えられる。

($R=1/100$ 時) 層間変形角の増大に従って、ストラットせいの中央ほど応力度の増加が著しく現れるから、主にストラット機構による応力伝達負担が増えていると考えられる。

また付着良好な場合には、ストラットせい方向での応力分布には横補強筋量の多少による違いが見られないが、付着絶縁の場合には、トラス域での応力がほぼゼロに近い値になっている。

また、幅方向での応力分布では、付着絶縁は未だひび割れの生じていない弾性変形の範囲内に留まっているため、 $R=1/400$ 時と形状がほぼ変わらないが、ほかの偏心のない付着良好な接合部では中央ほど応力が高く現れている。偏心接合部は偏心側では応力伝達が卓越するが、非偏心側では応力を伝達しない領域が存在している。

また、横補強筋の接合部に及ぼす影響は、接合部の内部への影響が小さく、主に補強筋から近い領域内で影響している。

(最大耐力時) 最大耐力時に達すると、いずれの試験体も接合部中央で圧壊が先行し、それによって中央での応力度が低下しているが、依然としてストラット域での圧縮力の伝達が主役を果たしている。付着絶縁の場合はストラットコンクリートに限って応力を伝達している。

横補強筋の影響は、 $R=1/100$ 時と同様に、接合部内部へ行くほど薄く現れるが、横補強筋より近い領域ほど、補強筋量の増加による応力度の増大が顕著となる。

また、偏心接合部の非偏心側では応力をほぼ伝達しない領域が、柱幅の約 30% を占めている。

(最大耐力後) 最大耐力後、圧壊域が接合部の中央からその周辺に拡大していくことによって、ストラットコンクリートによる圧縮応力伝達能力が低下し、それに代替してトラス機構による応力伝達の負担が大幅に増え、ほぼ全断面にわたるせん断力抵抗となっているが、接合部内部コンクリートの圧壊が急速に進むことによって、せん断耐力の低下が著

しく現れる。

また、偏心接合部では、偏心側で先行した圧壊領域が非偏心側の方向へ拡大し、非偏心側協力幅内での応力伝達負担が増加している。

(3) ストラット方向圧縮応力の分布特徴に関する検討(6.6節)

(各方法の検討) 最大耐力時の対角断面におけるストラット方向圧縮応力分布に対して、応力度を基準にする方法、一定面積を基準にする方法、そして付着絶縁の有効応力伝達領域を基準にする方法により対角断面を区画し、区画された領域上における応力分布特徴や、圧縮力(合力)の伝達、領域面積などについて検討を行った。

検討結果から、接合部の付着劣化や横補強筋量などのパラメータに関係なく、接合部内部には伝達される圧縮力がほぼ一定となる領域が存在し、それを固有強度領域として定義した。この固有強度領域は、面積が全断面積の約2割程度となり、伝達される圧縮力が全断面合力の約4割程度となる。

また、各方法による検討結果から、せん断耐力との相関性について考察し、応力度 $0.12F_c$ 以上の領域が、領域内で伝達されるストラット合力およびストラット断面積ともに層せん断耐力と強く相関することを示した。

($0.12F_c$ の検討) 全断面合力の約7割~8割を伝達する応力度 $0.12F_c$ 以上の領域を、それと同面積の等価矩形断面に置き換え、等価矩形断面のせい(ストラットせい方向における断面の長さ)および幅(ストラット幅方向における断面の長さ)について検討した。

その結果から、付着性状は主にストラットせいに影響を及ぼし、横補強筋量および偏心距離は主に接合部の幅に影響を及ぼすと考えられる。

(4) せん断強度式の提案(6.7節)

ここでは、各接合部の $0.12F_c$ の領域に基づき、接合部のせん断強度式の誘導、提案し、提案式による耐力低下率の評価を行い、基準せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係を求めた後、提案式の適用範囲を示した。

(4).1 提案式の誘導

柱梁接合部のせん断強度 V_{ju} は、接合部の基準せん断応力度 F_j に、有効断面積 S_j 、および振り応力による耐力低下率 β_{jt} の積で表される。

ここで、有効断面積 S_j は、接合部の有効せい D_j および有効幅 b_j の積で現れる。

有効せい D_j には付着性状の影響を、有効幅 b_j には横補強筋量および偏心接合の影響を取り入れる形として誘導した。

耐力低下率は、偏心接合による耐力低下の原因を、捩り応力の累加によるもの、応力の偏心側での偏在伝達による有効幅の減少によるものとして分析した上、前者より耐力低下率 η_{jt} を誘導し、それを捩り応力による耐力低下率として定義した。

応力の偏在伝達による有効幅の減少は、既に有効幅 b_j で考慮されている。

(4).2 耐力低下率 η_j の考察

有効幅 b_j の減少によるに低下率 η_{jb} と、捩り応力による耐力低下率 η_{jt} によって構成される偏心接合部の耐力低下率 η_j について、実験および解析データに基づいて検討を行い、 η_j は安全側として偏心接合による耐力低下を評価できることを示した。ただし、梁幅の狭い壁梁に近いタイプの柱梁接合部では、靱性指針の場合と大きな違いが見られなく、耐力低下を過小評価する可能性がある。

(4).3 平均せん断応力度 σ_j コンクリート圧縮強度 σ_B 関係

普通強度から超高強度までの材料を用いた偏心なし RC 造柱梁接合部のせん断強度を 2008 年までの既発表論文の中から収集し、提案有効幅に基づいて接合部せん断強度の平均(基準)せん断応力度 σ_j とコンクリート圧縮強度 σ_B との関係式を回帰分析により求めた。

また、 $\sigma_B = 120 \text{ N/mm}^2$ 程度までは σ_B が大きくなるほど平均せん断応力度 σ_j の増大が見られるが、それ以後の超高強度領域では σ_j の増大が鈍くなり、 $\sigma_B = 60 \text{ N/mm}^2$ 以上ではばらつきが大きく現れる。

【 第6章 参考文献 】

以下、AIJ 梗概集は「日本建築学会学術講演梗概集」、JCI 年次論文集は「コンクリート工学年次論文報告集」を示す。

- 【6.1】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、1998年10月
- 【6.2】日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- 【6.3】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・同解説、1999
- 【6.4】日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法、1999
- 【6.5】辻哲郎、後藤康明、北野敦則、城攻：偏心を有するRC造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究、JCI年次論文集、2003年
- 【6.6】日本建築学会：シンポジウム『RC建物の柱梁接合部に関する研究の現状と将来』、1993年12月
- 【6.7】荒生和宏、柏崎隆志、野口博：RC造偏心柱・梁接合部の3次元FEM解析、JCI年次論文集、2002年
- 【6.8】福島透、後藤康明、城攻：偏心を有するRC造内柱梁接合部のせん断応力伝達機構に関する3次元有限要素解析、JCI年次論文集、2004年
- 【6.9】T. Paulay, R. Park and M.J.N. Priestley : Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, Journal of the American Concrete Inst., Vol. 75, No. 11, pp. 585 ~ 593, Nov. 1978
- 【6.10】青山博之：鉄筋コンクリート柱はり接合部論争の結末 ニュージーランド人による幕の引き方、コンクリート工学、Vol. 30, No. 9, 1992年9月
- 【6.11】広沢雅也：コンクリート系建物の柱梁接合部の耐震設計の現状と懸念、コンクリート工学、Vol. 41, No. 4, 2003年4月
- 【6.12】余勇：繰り返し載荷時のRC部材の3次元有限要素解析プログラムの開発および応用、千葉大学学位申請論文、2005年9月
- 【6.13】Park. R., Kent D. C. and Sampson R. A. “Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading,” Proc. of ASCE, ST7, Jul.1972
- 【6.14】岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析，土木学会論文集，Vol.360/V-3, pp.1-10，1985.8

- 【6.15】出雲淳一，島弘，岡村甫：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，Vol.25, No.9, pp.107-120，1987.9
- 【6.16】飯塚崇文，野口博：正負交番載荷時の高強度鉄筋コンクリートの構成モデル，JCI年次論文集，pp.49-54, 1991年
- 【6.17】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，pp.19-28，1983.9
- 【6.18】大久保雅章，濱田聡，野口博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，JCI年次論文集，Vol.11, No.2, pp.323-326, 1989
- 【6.19】平修二（監修）：現代材料力学，オーム社，1970年
- 【6.20】日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案、付録3，pp.336-348, 1998年10月
- 【6.21】U. Ersoy and P. M. Ferguson : Behavior and Strength of Concrete L-Beams under Combined Torsion and Shear, ACI Journal, Dec. 1967
- 【6.22】P. K. Syamal, M. S. Mirza and D. P. Ray : Plain and Reinforced Concrete L-Beams under Combined Flexure, Shear and Torsion, ACI Journal, Nov. 1971
- 【6.23】Cowan, H. J. : An Elastic Theory for the Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, July 1950
- 【6.24】中山達雄：ねじりを受ける鉄筋コンクリートに関する実験的研究，明治大学学位論文，pp.252，1981年12月
- 【6.25】辻哲郎、後藤康明、北野敦則、城攻：偏心を有するRC造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究、JCI年次論文集、pp. 529-534、2003年
- 【6.26】岡功治，塩原等，古川淳，小河原信：高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法，その7，AIJ梗概集，pp.599-600，1991
- 【6.27】柏崎隆志，野口博：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究，JCI年次論文集，pp.475-478，1991
- 【6.28】別所佐登志，岡本公夫，石井孝二，福島稔：高層鉄筋コンクリート造ビルの柱はり接合部に関する実験的研究，AIJ梗概集，pp.1311-1312，1979.9
- 【6.29】寺岡勝，狩野芳一，小林勝巳，藤原敏夫，林和也，佐藤和彦：鉄筋コンクリート造十字形柱はり接合部の力学性状に関する研究，AIJ梗概集，pp.115-118，1986
- 【6.30】林和也，狩野芳一，寺岡勝，藤原敏夫，内田和弘：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究，その6，AIJ梗概集，pp.415-416，1988

- 【6.31】田中輝明，島村秀夫：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の実験的研究，厚さ方向の影響について その(1)，AIJ 梗概集，pp.1293-1294，1973
- 【6.32】森田真司，北山和宏，岸田慎司，平良美智子：主筋付着性能を向上させた RC 造柱・梁接合部のせん断性状に関する研究，JCI 年次論文集，pp.457-462，2003
- 【6.33】高谷真次，丸田誠：柱梁接合部内機械式継手の付着性状に関する実験的研究，JCI 年次論文集，pp.463-468，2003
- 【6.34】木村秀樹，菅野俊介，長嶋俊雄，市川敦史：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究，JCI 年次論文集，pp.525-530，1989
- 【6.35】河口俊郎，塩原等，小河原信，佐藤達郎：高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験，JCI 年次論文集，pp.627-632，1990
- 【6.36】李祥浩，北山和宏，小谷俊介，青山博之：高強度 RC 造内柱・梁接合部のせん断強度，JCI 年次論文集，pp.379-384，1992
- 【6.37】岸田慎司，森山健作，北山和宏，西川孝夫：梁主筋付着性状を変化させた RC 立体柱・梁接合部のせん断性状に関する研究，JCI 年次論文集，pp.385-390，2005
- 【6.38】丸田誠，真田暁子：170 N/mm²を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動，JCI 年次論文集，pp.469-474，2004
- 【6.39】竹崎真一，野口博：高強度材料を用いた RC 内柱・梁接合部の耐震性能に関する研究，JCI 年次論文集，pp.21-26，1993
- 【6.40】中澤春生，熊谷仁志，塚越英夫，黒瀬行信：超高強度鉄筋コンクリート構造($F_c=120$ N/mm²)の開発，その4，AIJ 梗概集，pp.663-664，2001
- 【6.41】北山和宏，田島祐之，矢島龍人：PRC 柱梁十字形部分架構の耐震性能評価に関する実験的研究，その1 実験概要および破壊性状，AIJ 梗概集，pp.157-158，2008.9
- 【6.42】原孝文，渡辺秀義，小坂英生，服部敦志，小室努，甲斐隆夫：超高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた RC 架構の構造性能，AIJ 梗概集，pp.241-244，2005.9
- 【6.43】岩岡信一，堀伸輔，成瀬忠，渡邊朋之，山本憲一郎，今野修：超高強度鉄筋コンクリート構造の柱梁接合部実験，その3 $F_c=150$ N/mm²級柱梁接合部のせん断耐力，AIJ 梗概集，pp.489-490，2003.9，pp.489-490，2005.9
- 【6.44】上甲尚典，菅野俊介，木村秀樹，白井義一：200N/mm²級繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究，AIJ 梗概集，pp.247-248，2005.9
- 【6.45】増田安彦，杉本訓祥，江戸宏彰：超高強度コンクリート(120 N/mm²)を使用した RC 架構の耐震性能に関する研究，AIJ 梗概集，pp.839-842，2004.8

- 【6.46】平石久廣，その他：超高強度材料も用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する実験研究，その1，その2，AIJ梗概集，pp.843-846，2004.8
- 【6.47】鈴木亨，有馬文昭，新上浩，鈴木利哉，蔵田富雄：高強度材料を用いた超高層RC構造物の柱梁接合部実験，その1，その2，AIJ梗概集，pp.643-646，2002
- 【6.48】近藤龍哉，佐藤学，鈴木公平：定着性能を調整したRC造柱梁接合部の耐力性能について，AIJ梗概集，pp.651-652，2007.8
- 【6.49】大和田義正：水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究，9報接合部破壊形試験体の実験 その2，AIJ梗概集，pp.1297-1298，1973
- 【6.50】Cheung, P.C., Paulay, T., and Park, R.: Some Possible Revisions to the Seismic Provisions of the New Zealand Concrete Design Code for Moment Resisting Frames, Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, Vol. 25, No. 1, March, 1992
- 【6.51】市之瀬敏勝：付着良好な梁降伏型RC内部接合部の必要せん断補強筋量、日本建築学会構造系論文報告集、第383号、pp. 88-97、1988年1月
- 【6.52】藤井栄、森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文報告集、第398号、pp. 61-71、1989年4月

第7章 結論

7.1 本研究で得られた成果	285
7.2 今後の研究課題	290
【第7章の参考文献】	294
謝辞	295
発表論文リスト	297

7.1 本研究で得られた成果

(1) はじめに

本研究では、RC 造柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱心と梁心の偏心接合の影響を主な研究項目として取り挙げる以外に、直交梁・スラブの影響や、接合部内梁主筋の付着性状、横補強筋量の影響に関して 3 次元 FEM 解析による検討を行った。特に実験で観察困難な検討項目に着目し、解析的研究から得られた独自の結果に関する分析および考察を通じて、偏心接合を含む柱梁接合部の耐震性能を把握し、それらの検討成果に基づき、柱梁接合部のせん断強度式を提案することにより論文のまとめを図った。

また、本研究では検討手法として、内部の応力やひずみ状態に基づいて定性的および定量的検討を行うことにより応力伝達の特徴を明らかにし、それらの成果を設計へ応用するための新しい定義の導入や定量的な検討手法の開発にも力点を置いた。

本研究で得られた研究成果や、解析結果に対する検討および分析手法は、柱梁接合部の力学的挙動に関するマクロモデルの構築や、実験のための資料提供などにも基礎資料としての意義があると考えられる。

本研究で得られた主な成果を次のように示す。

偏心の有無，直交梁・スラブの有無によらず，接合部では主に圧縮ストラットにより圧縮応力を伝達する。

偏心接合部では，圧縮応力が偏心側に偏って集中的に伝達されることにより，ひび割れや圧壊の進行度が偏心側ほど顕著となり，耐力が低下する。

偏心接合部の耐力低下の原因について，圧縮応力の偏在伝達による有効断面積の減少と，捩り応力の累加による耐力低下と分析する。

横補強筋比や付着性状によらず，接合部内部には同程度の圧縮力を伝達する一定の大きさを持つ圧縮ストラット領域が存在する。

ストラット方向圧縮応力に関する検討成果に基づいて RC 造柱梁接合部のせん断強度式を誘導，提案し，それによって偏心接合による耐力低下を安全側として評価できる。

(2) 各章ごとのまとめ

以下に、本論文で得られた成果を、各章ごとに要約して示す。

第1章では、本研究を行う背景として建物の地震被害から FEM 解析の RC 構造物への応用の現状について論じ、本研究の目的、特徴と位置付けおよび論文の構成について述べた。

第2章では、1995年の兵庫県南部地震での RC 造柱梁接合部の被害例を述べた後に、偏心接合を含む 37 体の柱梁接合部に関する既往の実験研究から得られた成果を項目別にまとめて示し、また、FEM 解析から得られた柱梁接合部の力学挙動に関する既往の研究の成果を述べた。最後に、既往の研究の調査からまとめた柱梁接合部の課題について述べた。

第3章では、3次元解析の特徴や本研究で用いられている 3次元非線形 FEM 解析プログラムの材料モデルに関する概要について述べた。なお、3次元 FEM 解析システム、有限要素モデル、非線形数値計算法などの FEM 解析手法については付録 1 で記述した。

第4章では、偏心距離 85 mm (偏心率 0.21) と偏心のない平面 RC 造柱梁接合部実験試験体について 3次元の解析モデルを作成し、汎用 FEM 解析コード DIANA を用いて、地震力を模擬した正負繰返し載荷履歴を与えたときの解析を行った。ここでは主に、柱と梁の偏心接合が接合部の力学的挙動に及ぼす影響について明らかにすることを目的として検討を行い、次のような結果を得た。

(応力・ひずみ状態) 接合部内部のパネル上における圧縮主応力および主ひずみの分布に基づいて、弾性変形時 ($R=1/400$ 時) から最大耐力時およびその後における応力伝達に着目し、ストラット機構およびトラス機構による応力伝達を示すと同時に、変形の増大に伴って圧縮トラットせいが次第に大きくなること、最大耐力時以前に既に接合部内部の中央付近で圧壊が生じ始め、最大耐力後には広範囲わたって圧壊領域が広がり、したがって耐力が次第に低下することなどについて見解も含めて示した。

また、水平断面における応力・ひずみ分布に関する検討では、偏心接合部では偏心側に偏って高応力度で応力が伝達されることから、偏心側での圧壊の早期発生による耐力低下や、接合部断面の有効応力伝達断面積の減少による見かけ上の耐力低下などに関する見解を示した。

(コンクリート損傷) コンクリートの圧壊状況に関する検討では、偏心のない場合は接合部のほぼ全域にわたって圧壊されることに対して、偏心接合部は偏心側に圧壊が集中され非偏心側に行くほど圧壊が軽減されることから、それによる最大耐力の減少や、その後の耐力低下も急激に現れることなどの見解を示した。

また、 $R=1/400$ 時には、接合部内部パネルにはせん断ひび割れが広範囲に発生し、この時点においてパネル中央ではまだひび割れ幅が小さいことや、接合部内部から表面(偏心接合部は非偏心面)にいくほどひび割れ発生領域の面積が減少し、ひび割れ幅が小さくなることなどを示した。

(接合部変形) 接合部の捩り変形が接合部内部で生じていることから、接合部にはねじりモーメントが作用されていることを示し、またその影響によって、偏心接合部の偏心側にせん断変形が大きく現れること、それによって偏心面でのせん断破壊が先行されることなどを示した。

第5章では、偏心の有無や直交梁およびスラブの有無を変数とした、実建物の一部を想定した柱梁接合部の実験試験体を解析対象として、当研究室で開発された3次元FEM解析プログラムによる解析およびその結果の検討を行った。ここでは主に直交梁・スラブが偏心接合部の力学的挙動に及ぼす影響を把握することを目的とし、次のような結果を得た。

(応力・ひずみ状態) 直交梁やスラブの有無、偏心の有無に関わらず、接合部内部の梁心付近のパネルではほぼ同様な傾向で圧縮ストラット機構により応力を伝達し、また接合部の対角線方向の斜め断面上における応力分布から、偏心接合部における圧縮応力の偏在伝達を示し、それによる偏心側での圧壊の早期発生や効率の悪い応力の伝達(有効応力伝達断面積の減少)などのせん断耐力低下の原因に関する見解を示した。

また、直交梁での応力伝達が確認され、それによってせん断耐力が上昇するとの見方を示し、それ以外にも、偏心接合部の偏心側に直交梁が付くことにより応力集中が緩和されることや、偏心側直交梁でのせん断力負担率が大きく現れることなどによるせん断耐力上昇への期待ができるとの見方を示した。

また、接合部断面上でのせん断力負担割合に関する検討では、直交梁を通じて伝達されるせん断力に相当する分が、少なくとも層せん断耐力の増加量に含まれる(耐力上昇に寄与する)との見方を示した。

(接合部変形、損傷) 直交梁・スラブが偏心接合部の捩り変形やせん断変形に及ぼす影響は、直交梁による変形への拘束効果がある反面、せん断耐力の上昇によって接合部へのせん断力入力が増大されることから、それほど大きくはならないとの見方を示した。

また、梁端引張側からの曲げひび割れの早期発生、その後の接合部内部へのせん断ひび割れの発生および拡散などを示し、また3次元によるひび割れの表現から、偏心接合部のひび割れ面がパネルとの直角方向から傾くことや、偏心側でひび割れ幅が大きく開くことなどについて示した。

(累積消費ひずみエネルギー) 接合部でエネルギーの吸収がもっとも大きく現れること、偏心接合部では圧壊やひび割れ拡幅が顕著となる偏心側ほどエネルギー吸収が大きくなること、また、接合部では鉄筋に比べコンクリートのエネルギーの割合が大きくなり、曲げ降伏した梁では梁主筋のエネルギー割合が大きくなることなどを示した。

第6章では、偏心距離や接合部内部での付着劣化、横補強筋量をパラメータとした柱梁接合部について3次元FEM解析を行い、接合部コンクリートのストラット方向応力の分布特性に関する定量的な分析を行い、その検討成果に基づいて接合部のせん断強度式を誘導し、提案を行った。得られた結果を次に示す。

(定性的検討) 接合部を対角線方向に沿って切断して得られた対角断面ならびに接合部パネルでのストラット方向の圧縮応力や圧縮主ひずみ、ひび割れ、圧壊などについて、弾性変形時から最大耐力時、そして最大耐力後のいくつかの段階における検討を行った。検討結果から、付着劣化の有無や横補強筋量の多少にかかわらず、最大耐力時には接合部内部の中央付近で既に圧壊が先行され、その後圧壊領域の拡大によってストラット機構による応力伝達能力が低下し、トラス機構による応力伝達負担が増えるものの、最大耐力後の耐力低下は著しくなる、などについて見解も含めて示した。

また、ひび割れの発生状況について示すと同時に、それと相関性が強いと思われる有効圧縮強度は、いずれの試験体でも接合部の中央付近で $0.6F_c$ 程度、トラス領域では $0.9F_c$ 以上となることを示した。

(応力分布の定量的分析) 各試験体の最大耐力時における対角断面でのストラット方向圧縮応力の分布に基づいて、応力度や面積、付着絶縁の有効応力伝達領域などを基準にして領域を区画し、領域内での応力分布特徴や圧縮力の伝達、面積などに関して定量的な検討を行った。その結果から、付着劣化や補強筋の有無に関係なく、全断面合力の約4割程度を伝達し、全断面積の約2割程度を占める領域が断面の中央付近に存在することを示し、その領域を固有強度領域として定義した。

また、応力度 $0.12 F_c$ ($=0.2 \sigma_{F_c}$ 、 σ_{F_c} は有効圧縮強度) 以上の領域では、領域内で伝達される圧縮力および面積ともに層せん断耐力と強い相関があることを示しながら、その領域と同面積の等価矩形断面に置き換えて検討を行い、その結果、付着性状は主にストラット

せいに影響を及ぼし、横補強筋量および偏心距離（偏心率）は主にストラット幅に影響を及ぼすとの見解を示した。

（式の提案、評価） 以上の、第6章の解析結果に関する定性的および定量的検討・分析から得られた成果に基づいて、接合部せん断強度 V_{ju} を、接合部の基準せん断応力度 F_j 、有効断面積 S_j 、および捩り応力による耐力低下率 η_t の積で表したときの、各パラメータに関する誘導を行った。有効断面積 S_j の成分となる、接合部の有効せい D_j には付着性状の影響を、有効幅 b_j には横補強筋量および偏心接合の影響を取り入れる形として誘導した。また偏心接合による耐力低下を、捩り応力の累加によるもの、応力の偏心側での偏在伝達による有効断面積の減少により生じるもの、として分析した上、耐力低下率 η_t は、前者によるものに帰着し、近似的な誘導を行った。後者は有効幅 b_j に既に考慮されていると示した。

また、有効幅 b_j の減少による低下率 η_b と、捩り応力による耐力低下率 η_t によって構成される偏心接合部の耐力低下率 η_j について、解析および実験結果に基づいた検証や既往の偏心接合部の耐力低下率との比較を通じて評価を行った。最後に、偏心のない柱梁接合部のせん断強度を文献から収集して、提案した有効幅に基づいて接合部せん断強度の平均（基準）せん断応力度 \bar{f}_j とコンクリート圧縮強度 f'_c との関係式を回帰分析により求めた後、提案されたせん断強度式の適用範囲を示した。

7.2 今後の研究課題

本論文は、柱と梁の偏心接合を含む RC 造柱梁接合部の耐震性能に関して研究を行ったものであり、接合部のせん断強度式を提案することによって論文を取りまとめているが、不十分なところが多く残されている。ここでは、本論文と直接関わりがあると思われる研究課題について示す。

(1) 直交梁・スラブ付き RC 造偏心柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究

第5章では、繰り返し荷重によって梁曲げ降伏が先行した後に接合部がせん断破壊した直交梁・スラブ付きの RC 造柱梁接合部について 3次元 FEM 解析を行い、最大層せん断耐力時の内部応力状態に関する検討を行っているが、直交梁付き接合部のせん断伝達に関する定量的分析や評価までは至らなかった。そのため、直交梁および床スラブ付き柱梁接合部のせん断強度式に関しては本研究では検討されていない。

実際の建物での柱梁接合部は床スラブや直交梁が取り付くことが一般的であり、また直交梁からも接合部にせん断力が入力される。本論文の第5章でも、現行耐震設計規準^{【7.1】}における柱梁接合部のせん断強度式での直交梁の拘束効果^{【7.2-3】}の考慮が曖昧であることを示していることから、直交梁での応力伝達を考慮した接合部せん断強度式の提案は非常に重要であると考えられる。

そのため、まず接合部せん断破壊先行型の直交梁・スラブ付き柱梁接合部を対象に、単調荷重時の 3次元 FEM 解析を行い、得られた結果についてひび割れや圧壊に関する定性的検討を行う以外に、本論文の第6章で行ったような、対角断面でのストラット方向応力に関する定量的分析を行い、直交梁およびスラブが接合部のせん断抵抗機構に及ぼす影響および直交梁での応力伝達の協力効果を明らかにすることが望まれる。

ここでは、特に固有強度領域（第6章）の定義が直交梁付き柱梁接合部でも成り立つか否かについて着目する以外に、直交梁が接合部の有効に応力を伝達する領域へ及ぼす影響、床スラブおよび直交梁が捩りモーメントの大きさに及ぼす影響、捩りモーメントによって生じる捩り応力の分布特徴の把握、などについて検討を行うことが望ましい。

また、研究成果を反映したせん断強度式の提案を試みることを望ましいが、直交梁・床スラブが取り付いた柱梁接合部においても第6章で提案したせん断強度式の形式が有効となる場合には、直交梁およびスラブの効果をどのようにせん断強度式に取り入れるかが大きな課題として考えられる。上述したことが把握されていない現段階においては、直交梁

での応力伝達量の足し合わせや、接合部有効幅計算式の修正，あるいは直交梁協力効果係数の提案，などのいくつかの方法が考えられる。

以上のような研究テーマに関する解析的研究を行った後，その成果に基づいて繰り返し載荷や多方向からのせん断力と変動軸力を受ける立体柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する研究を進むことが望ましい。

(2) RC造柱梁接合部の耐震性能に及ぼす付着性状の影響に関する解析的研究

この研究テーマは，第6章で付着劣化の程度を表す指標をパラメータとした接合部有効せい D_j の式の決定に関するものである。第6章では，付着性状をパラメータとした解析的研究が欠かしているため，付着絶縁と付着良好な場合に基づいて線形補間の形で式を誘導した。また，接合部内付着がもっとも劣化した場合のせん断強度低下を17%程度として表現した。これは，接合部内部での付着劣化のみを考慮したためであって，実際には梁端コンクリートの圧壊や梁での付着劣化が柱梁接合部架構の層せん断耐力に及ぼす影響が大きいと考えられる。

そのため，梁危険断面での付着劣化が接合部のせん断挙動に及ぼす影響を把握することが必要となり，また，接合部内部での付着劣化の程度がせん断伝達機構に及ぼす影響を明らかにすることが必要で，それらの結果を本章のせん断強度式に反映することが望まれる。

梁での付着劣化の影響に関しては，繰り返し載荷によって接合部で生じ始めた付着劣化が梁内部にも浸透した場合を想定して，接合部側から梁内部での付着劣化領域の長さをパラメータとして検討を行うことが望まれる。

接合部内での付着劣化の程度に関しては，梁主筋の本数（主筋径）と付着強度をパラメータとした解析結果に関する検討が望まれる。

靱性指針^[7.11]では，柱せいを大きくし，主筋本数を増やして主筋径を細くすることにより付着応力度の制限を行う。ただし，付着劣化を完全に防ぐことが現実的に困難であることから，付着劣化の程度がせん断強度や変形性能に及ぼす影響を把握することが重要である。付着の劣化程度，すなわち付着強度の低下による付着力の減少や付着すべりの程度が応力伝達に及ぼす影響を把握し，接合部のせん断強度の著しい低下を生じさせない境界を把握することが望まれる。

また，付着特性のモデル化において，接合部と梁にはそれぞれの付着応力-付着すべり関係を適用することが望ましい。特に，接合部内部においては，圧縮域と引張域での異なる付着性状を考慮することが必要であり，繰り返し載荷によって生じる圧縮と引張が交番に作用する接合部隅角部での付着特性の変化への対応も工夫されたい。

以上のような、付着性状が接合部せん断強度に及ぼす影響に関する研究成果に基づき、第6章のせん断強度式の改善を行うことが望ましい。また、繰り返し載荷時の付着劣化の程度の把握や2方向載荷時の接合部付着性状の把握に関する解析的研究も望まれる。

(3) RC造柱梁接合部のせん断伝達機構に及ぼす接合部形状の影響に関する解析的研究 アスペクト比の影響

本研究では、アスペクト比（梁せいと柱せいとの比）が1.0に近い試験体を対象にして検討を行ったため、提案したせん断強度式にはアスペクト比が含まれていない。接合部せん断力はストラット圧縮合力に \cos （ はストラット角度）を乗じた形で表せる（第6章6.2節の式6.2.2～式6.2.4）ため、アスペクト比が1.0より異なる場合には、本提案式にストラット角度 を導入しなければならない。また、近年の高層集合住宅では、梁せいを低くする傾向も見られていることから、アスペクト比を考慮したせん断強度式の改良が必要とされている。アスペクト比をパラメータとした解析結果の検討を通じて、アスペクト比の接合部せん断耐力への影響、ストラット角度への影響を把握することが望ましい。

梁幅の影響

第6章では、柱幅80cmに対して梁幅30cmの試験体を対象にしてせん断強度に関する検討を行ったため、梁幅と柱幅の比が異なる場合の応力伝達特徴に関しては検討されていない。また、固有強度領域は、梁幅によって影響されると考えられるが、第6章での固有強度領域の半径 a には梁幅の影響が考慮されていない。梁幅と柱幅の比をパラメータとした解析結果の検討を通じて、接合部のせん断抵抗機構に及ぼす梁幅の影響を明らかにし、その結果に基づいて上述した課題への対応が望ましい。

(4) RC造柱梁接合部のせん断強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究

Park & Paulay モデルによると、接合部せん断力 V_j は圧縮ストラット機構により伝達される圧縮力 D_c とトラス機構により伝達される圧縮力 D_s の水平方向成分の和として次式により表される。

$$V_j = D_c \cos \alpha_c + D_s \cos \alpha_s \quad (\text{式 7.1})$$

ここで、 α_c 、 α_s はそれぞれ D_c と D_s の角度

柱梁接合部に加わる軸力が圧縮である場合、接合部コンクリートの圧縮主応力ベクトルの角度が大きくなり、したがってストラット機構とトラス機構による圧縮力の角度 も大きくなると考えられる。ここで、 D_c と D_s はコンクリートの圧縮強度に依存するもので、

角度 θ が大きくなっても変わらないものと仮定すると、 V_j は $\cos \theta$ の関数として現れ、軸力が大きくなるほど V_j は小さくなる。また、軸力が引張力として柱梁接合部に加わる場合には、圧縮の場合と逆傾向で、ストラット角度が小さく、従って V_j が大きくなる。

実際には D_c と D_s は軸力に大きく影響されると考えられる。圧縮軸力の場合には D_c と D_s はコンファインド効果により大きくなり、引張軸力の場合には接合部コンクリートのひび割れの拡幅による強度低下により D_c と D_s は小さくなることが予測される。

実際の建物の外周構面での柱梁接合部は、繰り返し地震力により変動軸力を受けることを考えると、軸力が接合部せん断強度に及ぼす影響を把握することが必要である。また、解析データの分析により、軸力が V_j の成分となる D_c 、 D_s と角度 θ へ及ぼす影響を把握することができるため、軸力が接合部のせん断抵抗機構に及ぼす影響を明らかにすることが可能となる。

(5) 高強度コンクリートを用いた柱梁接合部のせん断強度に関する解析的研究

第6章の6.7.5節では、靱性指針有効幅および提案有効幅に基づいて求められた平均せん断応力 f_j - コンクリート圧縮強度 f_c 関係で、いずれも $f_c = 120 \text{ N/mm}^2$ 以上では F_j が頭打ちになること、また $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ 以上ではばらつきが大きいことから、いずれの有効幅も高強度領域では対応が適切ではないことについて示した。これには、高強度コンクリートと普通強度コンクリートは強度だけではなく、応力 - ひずみ関係も大きく異なり、それによって有効に応力を伝達する領域が異なることがひとつの原因として考えられる。

高強度コンクリートは普通強度コンクリートに比べ圧縮強度やヤング係数が大きく現れる以外に、最大応力時の圧縮ひずみが $0.2 \sim 0.3\%$ の範囲として大きく現れ、また最大応力以後のひずみ軟化域の負勾配も著しく急となる^[7.4]。また、圧縮強度が 100 N/mm^2 を超える超高強度コンクリートのひび割れは骨材を貫通するため、普通強度コンクリートより平滑な形状となり、それ故超高強度コンクリートのひび割れ面におけるせん断伝達能力が低下することが予想される^[7.5]。

このような高強度コンクリートの材料構成則を適切にモデル化して、超高強度までを対象とした試験体に関する解析結果より、有効に応力を伝達する領域に関する検討を行い、また、接合部せん断抵抗機構に関して考察を行い、それらの成果に基づいて超高強度までを対象としたせん断強度式を提案することが望まれる。

【 第7章 参考文献 】

- 【7.1】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・同解説、1999
- 【7.2】北山和宏，小嶋千洋，小谷俊介，青山博之：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，pp.531-536，1987年
- 【7.3】大和田義正：鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1437-1738，1981年
- 【7.4】六車熙：高強度および超高強度コンクリート、材料、第38巻、第431号、1-10、1989.8
- 【7.5】篠原保二、斎藤弘幸、林静雄：超高強度コンクリート部材の平滑なひび割れ面におけるせん断メカニズム、日本建築学会構造系論文集、No.618、pp.183-190、2007.8

謝 辞

本研究は、筆者が2005年から2009年までの間、千葉大学自然科学研究科の博士後期課程の学生として野口研究室に所属し、行ってきた研究成果をまとめたものであります。本研究をまとめるに当たって、多くの方々からのご指導、ご協力、励ましを戴きました。以下にサポートして戴いた方々に感謝の意を記します。

千葉大学工学研究科教授・工学博士 野口 博先生には、本研究を行うに当たり、多忙極まる中、終始変わらぬ懇切丁寧なご指導とご鞭撻、ご援助をいただきました。修士課程では建築材料を専攻していた筆者が、建築構造分野で本論文を無事にまとめることができたのは、すべて野口先生のご指導、ご配慮の賜物でありました。博士課程の4年間、研究の組み方や論文の書き方など、研究全般にわたる貴重なご教示を賜りました。また、コンパや先生のご自宅でのクリスマスパーティーなど、楽しい思い出を作ることができました。ここに、心より深く感謝の意を表し、お礼を申し上げます。

千葉大学工学研究科教授 和泉信之先生、同教授 原田幸博先生、同准教授 近藤吾郎先生には、極めてご多忙の中にも本論文の審査を通じて多くの貴重なご指導とご教示、ご意見を戴きました。ここに、深く感謝の意を表します。

恩師工学院大学名誉教授 広沢雅也先生には、大学院研究生として元工学院大学広沢研究室に在籍の間、終始変わらぬ懇切丁寧なご指導とご鞭撻、ご援助を戴きました。広沢先生のもとで耐震構造知識を勉強し、多くのご指導、ご教示を戴いたことが、本研究の実施のきっかけとなりました。ここに、深く感謝の意を表し、お礼を申し上げます。

工学院大学名誉教授 嵩 英雄先生には、元工学院大学嵩研究室に在籍の間、終始変わらぬ懇切丁寧なご指導とご鞭撻、ご援助を戴きました。嵩先生のもとで習得した論文の書き方は本論文の作成に多大な力となりました。ここに、深く感謝の意を表します。

工学院大学准教授 近藤龍哉先生には、本研究を遂行に当たり、貴重なご意見、ご助言を戴きました。また、貴重な実験データを提供して戴きました。深く感謝の意を表します。

元千葉大学工学部教授 小谷俊介先生、同教授 森田耕次先生、千葉大学工学研究科教授 高橋 徹先生、同教授 安藤正雄先生、同准教授 前田孝一先生には、博士課程の在学間、多くの有益なるご助言、ご教示を戴きました。ここに深く感謝申し上げます。

工学院大学教授 宮澤健二先生、同教授 阿部道彦先生、同准教授 田村雅紀先生、同研究員 周 建東博士には、工学院大学に在籍の間、多くの有益なるご助言、ご教示を戴きました。周博士にはいつも親身にご相談にのって戴きました。深く感謝申し上げます。

首都大学東京准教授 北山和宏先生には、AIJ 大会、JCI 年次大会において適切にご指導と温かいご配慮を戴きました。ここに、深く感謝の意を表します。

千葉大学工学研究科助教 柏崎隆志先生には、野口研究室に在籍の間、大変お世話になりました。研究室の環境を整えて下さり、研究に関しても有益なるご指導、ご助言と適切なアドバイス、励ましを戴きました。研究旅行では日本の名所を紹介して下さり、お酒の席にご一緒させて頂くなど研究以外にも大変お世話になりました。ここに、深く感謝の意を表します。

野口研究室の大先輩である(株)フジタ技術センター 内田和弘博士、(株)大林組技術研究所 長沼一洋博士、同 米澤健次博士、独立行政法人建築研究所 諏訪田晴彦博士には、本研究を遂行するに当たり、貴重なご意見と適切にご助言、励ましを戴きました。ここに、深く感謝の意を表します。

千葉大学工学研究科技術専門職員 江波戸和正博士には、本論文の作成や発表に当たり、適切にご意見とご助言、励ましを戴きました。ここに、深く感謝の意を表します。

JIP テクノサイエンス(株)事業推進プロジェクト 村上正明部長には、本研究を遂行するに当たり全面的サポートをして戴きました。同 山川 創氏には、midas の環境を整えて戴き、快適に研究を進めることができました。ここに、深く感謝の意を表します。

野口研究室で出会った元千葉大学大学院生の余 勇博士、唐 新宇さん、水野花恵さん、峯あゆみさん、横林直浩氏、月山由紀子さん、加藤恒樹氏、田中宏樹氏、村山 聡氏、渡辺圭彦氏には、長い間に研究面、生活面ともお世話になりました。深く感謝いたします。

野口研究室修士2年生の細野清子さん、高橋 誠氏、三浦浩太氏、吉澤徳康氏、同修士1年生の関口雄平氏、坂下智幸氏、孫 宏農氏、梁 生鈿氏、同研究生の金 成澤氏、張毅氏には、長い間に研究面、生活面ともお世話になりました。大学院生・卒論生の皆さんにはプログラムの開発に多大なご協力を戴きました。修士2年生には、論文作成時に文章のチェックを戴いたり、修士1年生には発表準備を手伝って戴いたり、また、大会発表では朝まで語らうなど楽しい時間を過ごさせて戴きました。同じく中国からの留学生の皆さんには論文の執筆の際に多大なご協力を戴きました。ここに、深く感謝いたします。

財団法人 東華教育文化交流財団には、千葉大学在学中に奨学金を戴きました。関係各位に御礼を申し上げます。

最後ですが、妻の姜景霞の理解と生活の支援なくしては研究生生活を進めることができませんでした。母国の母、兄からは長い間いつも励ましを戴きました。娘の松恵にはいつも笑顔で迎えてくれてありがとう。ここに、深く感謝します。

既公表論文

1. 洪杰、柏崎隆志、野口博：繰返し載荷時の RC 造偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.2、pp.319-324、2006 年
2. 洪杰、柏崎隆志、野口博：繰返し載荷時の直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.331-336、2008 年
3. 野口博、洪杰、柏崎隆志：繰返し荷重を受ける RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析(その 1：解析概要および層せん断力 - 層間変形角関係)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造 IV、pp.75-76、2006 年 9 月
4. 洪杰、野口博、柏崎隆志：繰返し荷重を受ける RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析(その 2：解析結果の検討)日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造 IV、pp.77-78、2006 年 9 月
5. 三浦浩太、洪杰、柏崎隆志、野口博：繰返し載荷時の直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究(その 1：解析概要および層せん断力 層間変形角関係)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造 IV、pp.185-186、2008 年 9 月
6. 洪杰、三浦浩太、柏崎隆志、野口博：繰返し載荷時の直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究(その 2：解析結果の検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造 IV、pp.187-188、2008 年 9 月

その他参考論文

1. H.Noguchi、T.Kashiwazaki and J.Hong： FEM Analysis of Three-Dimensional Interaction of RC Frames subjected to Multi-Directional Cyclic Loading、 The 14th World Conference on Earthquake Engineering、 October 12-17、 Paper ID 14-0064、 2008、 Beijing、 China
2. 柏崎隆志、洪杰、野口博：3次元 FEM 解析による直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する研究（その1：解析概要および層せん断力 層間変形角関係）日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、pp.605-606、2007年8月
3. 洪杰、柏崎隆志、野口博：3次元 FEM 解析による直交部材付き RC 偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する研究（その2：解析結果の検討）日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、pp.607-608、2007年8月
4. 因幡芳樹、長田浩治、洪杰、嵩英雄：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生温度の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.2、pp. 475-480、2000年
5. 因幡芳樹、清水憲一、嵩英雄、長田浩治、洪杰、檜垣誠：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響（その1：実験概要および標準養成と封緘養成の強度発現性）日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.297-298、1999年9月
6. 長田浩治、清水憲一、嵩英雄、因幡芳樹、洪杰、檜垣誠：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響（その2：強度発現に及ぼす養生温度の影響）日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.299-300、1999年9月
7. 洪杰、久津輪哲朗、因幡芳樹、嵩英雄、假屋園礼文、長田浩治：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響 第2報（その1）実験概要及び強度発現性、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.791-792、2000年9月
8. 久津輪哲朗、洪杰、因幡芳樹、嵩英雄、假屋園礼文、長田浩治：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響 第2報（その2）高流動コンクリートの強度発現性、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.793-794、2000年9月
9. 假屋園礼文、洪杰、因幡芳樹、嵩英雄、久津輪哲朗、長田浩治：各種セメントを用

- いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響 第2報(その3) 引張強度、せん断強度、及び付着強度に及ぼす養生温度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.795-796、2000年9月
10. 長田浩治、嵩英雄、久津輪哲朗、因幡芳樹、洪杰、假屋園礼文：各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生方法と温度の影響 第2報(その4) 養生温度による強度補正值 T の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.797-798、2000年9月
 11. 假屋園礼文、洪杰、全洪珠、志村重顕、嵩英雄：低発熱形セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生温度の影響(その2) 各種セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生温度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.121-122、2001年9月
 12. 志村重顕、洪杰、假屋園礼文、全洪珠、嵩英雄：普通および低熱ポルトランドセメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼすせき板の脱型時期と養生の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.803-804、2001年9月
 13. 洪杰、假屋園礼文、全洪珠、志村重顕、嵩英雄：低発熱形セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生温度の影響(その1) 各種セメントの圧縮強さに及ぼす養生温度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.119-120、2001年9月
 14. 志村重顕、嵩英雄、全洪珠、洪杰：高温に長期間さらされたコンクリートの諸性質に関する研究、(第1報) 高温暴露後の強度性状に及ぼすセメントの種類の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.603-604、2002年8月
 15. 洪杰、假屋園礼文、全洪珠、志村重顕、嵩英雄：低発熱形セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生の影響に関する研究(その1) 圧縮強度及び静弾性係数に及ぼすセメントの種類と養生の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.809-810、2002年8月
 16. 假屋園礼文、洪杰、全洪珠、志村重顕、嵩英雄：低発熱形セメントを用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生の影響に関する研究(その2) 強度発現に及ぼす湿潤養生期間の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.811-812、2002年8月
 17. 洪杰、全洪珠、渡辺英樹、嵩英雄：コンクリートの諸性質に及ぼすフライアッシュの種類と置換率の影響に関する実験的研究(第1報) モルタルおよびコンクリートに性質に及ぼすフライアッシュの品質と置換率の影響、日本建築学会大会学術講

演梗概集、A-1、材料施工、pp.455-456、2003年9月

18. 全洪珠、洪杰、渡辺英樹、嵩英雄：コンクリートの諸性質に及ぼすフライアッシュの種類と置換率の影響に関する実験的研究(第2報)コンクリートの強度と耐久性に及ぼすフライアッシュの置換率と空気量の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1、材料施工、pp.457-458、2003年9月

付録

付録 1 野口研オリジナルプログラムにおける FEM 解析手法

付1.1	有限要素モデル	301
付1.1.1	立方体要素	301
付1.1.2	シェル要素	303
付1.1.3	線要素	307
付1.1.4	リンク要素(ボンドリンク,クラックリンク)	308
付1.1.5	数値積分法	310
付1.2	コンクリートの材料構成則	311
付1.3	数値解析法	319
付1.3.1	材料非線形解析法	
付1.3.2	連立方程式の解法	
付1.3.3	荷重条件,境界条件,力学的境界条件	
付1.4	解析結果の考察方法	322
付1.5	解析プログラムと計算環境	324
	【付録 1 の参考文献】	326
付録 2	第 4 章の材料モデル (DIANA)	333
付録 3	論文要旨 (英文)	343
付録 4	論文要旨(中国語)	348

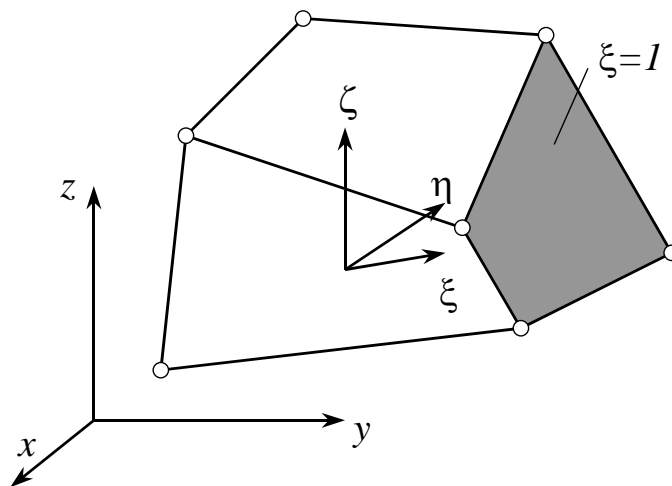
付1 野口研オリジナルプログラムにおける FEM 解析手法

付1.1 有限要素モデル

3次元解析プログラムでは、ソリッド要素には8節点および20節点のアイソパラメトリック六面体要素，線材要素にはトラス要素を中心として開発した。また，現時点では繰り返しルートを適用していないが，4節点シェル要素を流用した。

付1.1.1 立方体要素

立方体要素は，8節点および20節点のアイソパラメトリック六面体要素を使用する。材料モデルは，コンクリートに適用できる。要素の形状を付図 1.1.1 に示す。8節点六面体要素の形状関数，変位関数，要素剛性マトリックスを示す。



付図 1.1.1 8節点アイソパラメトリック 6 面体 1 次要素

(1) 形状関数

X : 要素内部座標 , x : 節点座標とすると ,

$$X = Nx \tag{付 1.1.1}$$

ここで ,

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \cdots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \cdots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \cdots & 0 & 0 & N_8 \end{bmatrix} \tag{付 1.1.2}$$

$$\mathbf{X}^T = (x, y, z), \quad \mathbf{x}^T = (x_1, y_1, z_1, x_2, y_2, z_2, \dots, x_8, y_8, z_8) \tag{付 1.1.3}$$

形状関数 N_i は $\xi_1 = \eta_1 = \zeta_1 = -1, \xi_7 = \eta_7 = \zeta_7 = 1$ として , 次式で与えられる。

$$N_i = 1/8(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta) \tag{付 1.1.4}$$

(2) 変位関数

u : 要素内部変位 , δ : 節点変位とすると ,

$$u = N\delta \tag{付 1.1.5}$$

ここで ,

$$\mathbf{u}^T = (u, v, w), \quad \boldsymbol{\delta}^T = (u_1, v_1, w_1, u_2, v_2, w_2, \dots, u_8, v_8, w_8) \tag{付 1.1.6}$$

(3) ひずみ - 変位関係

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial w / \partial z \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \\ \partial v / \partial z + \partial w / \partial y \\ \partial w / \partial x + \partial u / \partial z \end{Bmatrix} = [\mathbf{B}_1, \mathbf{B}_2, \dots, \mathbf{B}_8] \boldsymbol{\delta} = \mathbf{B} \boldsymbol{\delta} \tag{付 1.1.7}$$

ここで ,

$$\mathbf{B}_i = \begin{bmatrix} \partial N_i / \partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial N_i / \partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial N_i / \partial z \\ \partial N_i / \partial y & \partial N_i / \partial x & 0 \\ 0 & \partial N_i / \partial z & \partial N_i / \partial y \\ \partial N_i / \partial z & 0 & \partial N_i / \partial x \end{bmatrix} \tag{付 1.1.8}$$

(4) ヤコビアン・マトリックス

$$\begin{Bmatrix} \partial N_i / \partial x \\ \partial N_i / \partial y \\ \partial N_i / \partial z \end{Bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{Bmatrix} \partial N_i / \partial \xi \\ \partial N_i / \partial \eta \\ \partial N_i / \partial \zeta \end{Bmatrix} \tag{付 1.1.9}$$

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \partial N_1 / \partial \xi & \partial N_2 / \partial \xi & \cdots & \partial N_8 / \partial \xi \\ \partial N_1 / \partial \eta & \partial N_2 / \partial \eta & \cdots & \partial N_8 / \partial \eta \\ \partial N_1 / \partial \zeta & \partial N_2 / \partial \zeta & \cdots & \partial N_8 / \partial \zeta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ x_8 & y_8 & z_8 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.10})$$

$$\mathbf{B}_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{J}^{-1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{J}^{-1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{J}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_i & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & n_i & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & n_i \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.11})$$

$$\mathbf{n}_i^T = \{ \partial N_i / \partial \xi, \partial N_i / \partial \eta, \partial N_i / \partial \zeta \} \quad (\text{付 1.1.12})$$

(5) 応力 - ひずみ関係

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.13})$$

(6) 要素剛性マトリックス

$$\mathbf{k} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \det \mathbf{J} d\xi d\eta d\zeta \quad (\text{付 1.1.14})$$

また，20 節点六面体要素の場合，形状関数は次式のようなになる。

隅節点で

$$N_i = 1/8(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta)(\xi_i \xi + \eta_i \eta + \zeta_i \zeta - 2) \quad (\text{付 1.1.15})$$

中間節点（たとえば， $\xi=0$ ， $\eta=\pm 1$ ， $\zeta=\pm 1$ ）で

$$N_i = 1/4(1 - \xi \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta) \quad (\text{付 1.1.16})$$

付1.1.2 シェル要素

シェル要素は，4 節点および 8 節点のアイソパラメトリック・シェル要素を使用する。材料モデルは，鉄骨に適用できる。以下に，4 節点シェル要素の形状関数，変位関数，要素剛性マトリックスを示す。

(1) 形状関数

x ：要素内部座標， x_i ：節点 i 座標とすると，

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^4 N_i \mathbf{x}_i + \sum_{i=1}^4 N_i h_i \mathbf{v}_{3i} \zeta / 2 \quad (\text{付 1.1.17})$$

形状関数 N_i は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} N_1 &= 1/4(1-\xi)(1-\eta), & N_2 &= 1/4(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 &= 1/4(1+\xi)(1+\eta), & N_4 &= 1/4(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned} \quad (\text{付 1.1.18})$$

ここで,

$$\mathbf{x}^T = (x, y, z), \quad \mathbf{x}_i^T = (x_i, y_i, z_i), \quad h_i : \text{節点 } i \text{ での板厚} \quad (\text{付 1.1.19})$$

(2) 変位関数

\mathbf{u} : 要素内部変位, \mathbf{u}_i : 節点 i 変位とすると,

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^4 N_i \mathbf{u}_i + \sum_{i=1}^4 N_i h_i \zeta / 2 [\mathbf{v}_{1i} \quad -\mathbf{v}_{2i}] \begin{Bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.1.20})$$

全体座標系への変換を考慮し, 局所座標系単位ベクトル $\mathbf{v}_{1i}, \mathbf{v}_{2i}, \mathbf{v}_{3i}$ のそれぞれの軸周りの回転角を $\theta_{1i} (= \beta_i), \theta_{2i} (= \alpha_i), \theta_{3i}$ とすると, 次式のように再記できる。

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^4 N_i \mathbf{u}_i + \sum_{i=1}^4 N_i h_i \zeta / 2 [-\mathbf{v}_{2i} \quad \mathbf{v}_{1i} \quad \mathbf{0}] \begin{Bmatrix} \theta_{1i} \\ \theta_{2i} \\ \theta_{3i} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.1.21})$$

$$\mathbf{u}^T = (u, v, w), \quad \mathbf{u}_i^T = (u_i, v_i, w_i) \quad (\text{付 1.1.22})$$

ここで, $\mathbf{v}_{1i}, \mathbf{v}_{2i}$ は節点 i の厚さ中央面における接線単位ベクトル, \mathbf{v}_{3i} は $\mathbf{v}_{1i}, \mathbf{v}_{2i}$ に直交する単位ベクトルである。

(3) ひずみ - 変位関係

$$\boldsymbol{\varepsilon} [5] = \mathbf{B} [5 \times 24] \mathbf{u}^* [24] \quad (\text{付 1.1.23})$$

$$\mathbf{B} [5 \times 24] = \mathbf{A} [5 \times 9] \mathbf{E} [9 \times 9] \mathbf{J}_0^{-1} [9 \times 9] \mathbf{C} [9 \times 24] \quad (\text{付 1.1.24})$$

ここで,

$$\boldsymbol{\varepsilon}' = \begin{Bmatrix} \varepsilon'_x \\ \varepsilon'_y \\ \gamma'_{xy} \\ \gamma'_{yz} \\ \gamma'_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u' / \partial x' \\ \partial v' / \partial y' \\ \partial u' / \partial y' + \partial v' / \partial x' \\ \partial v' / \partial z' + \partial w' / \partial y' \\ \partial w' / \partial x' + \partial u' / \partial z' \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.1.25})$$

$$\mathbf{u}^{*T} [24] = (u_1, v_1, w_1, \theta_{11}, \theta_{21}, \theta_{31}, \dots, u_4, v_4, w_4, \theta_{41}, \theta_{41}, \theta_{41}) \quad (\text{付 1.1.26})$$

\mathbf{E} はひずみ成分の座標変換マトリックス

$$\frac{\partial \mathbf{u}'}{\partial \mathbf{x}'} = \mathbf{E} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{x}}, \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{E}_{11} & \mathbf{E}_{12} & \mathbf{E}_{13} \\ \mathbf{E}_{21} & \mathbf{E}_{22} & \mathbf{E}_{23} \\ \mathbf{E}_{31} & \mathbf{E}_{32} & \mathbf{E}_{33} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E}_{ij} = \mathbf{v}_{ji} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_1^T \\ \mathbf{v}_2^T \\ \mathbf{v}_3^T \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} \partial \mathbf{u}' / \partial \mathbf{x}'^T &= (\partial u' / \partial x', \partial u' / \partial y', \partial u' / \partial z', \dots, \partial w' / \partial z') \\ \partial \mathbf{u} / \partial \mathbf{x}^T &= (\partial u / \partial x, \partial u / \partial y, \partial u / \partial z, \dots, \partial w / \partial z) \end{aligned} \quad (\text{付 1.1.27})$$

A はひずみ成分とひずみの変換マトリックス

$$\boldsymbol{\varepsilon}' = A \frac{\partial \boldsymbol{u}'}{\partial \boldsymbol{x}'}, \quad A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.28})$$

J_0^{-1} は変数変換マトリックス

$$\frac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial \boldsymbol{x}} = \boldsymbol{J}_0^{-1} \frac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial \boldsymbol{\xi}}, \quad \boldsymbol{J}_0^{-1} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{J}^{-1} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{J}^{-1} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{J}^{-1} \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.29})$$

$$\partial \boldsymbol{u} / \partial \boldsymbol{\xi}^T = (\partial u / \partial \xi, \partial u / \partial \eta, \partial u / \partial \zeta, \dots, \partial w / \partial \zeta)$$

J はヤコビアン・マトリックス

$$\boldsymbol{J} = \begin{bmatrix} \partial x / \partial \xi & \partial y / \partial \xi & \partial z / \partial \xi \\ \partial x / \partial \eta & \partial y / \partial \eta & \partial z / \partial \eta \\ \partial x / \partial \zeta & \partial y / \partial \zeta & \partial z / \partial \zeta \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.30})$$

C は変位勾配と変位を関係づけるマトリックス

$$\frac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial \boldsymbol{\xi}} = \boldsymbol{C} \boldsymbol{u}^*, \quad \boldsymbol{C} = [\boldsymbol{C}_1 \quad \boldsymbol{C}_2 \quad \boldsymbol{C}_3 \quad \boldsymbol{C}_4]$$

$$\boldsymbol{C}_i = \begin{bmatrix} \partial N_i / \partial \xi & 0 & 0 & -(\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{12})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{11})_i / 2 & 0 \\ \partial N_i / \partial \eta & 0 & 0 & -(\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{12})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{11})_i / 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -N_i h_i (v_{12})_i / 2 & N_i h_i (v_{11})_i / 2 & 0 \\ 0 & \partial N_i / \partial \xi & 0 & -(\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{22})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{21})_i / 2 & 0 \\ 0 & \partial N_i / \partial \eta & 0 & -(\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{22})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{21})_i / 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -N_i h_i (v_{22})_i / 2 & N_i h_i (v_{21})_i / 2 & 0 \\ 0 & 0 & \partial N_i / \partial \xi & -(\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{32})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \xi) h_i \zeta (v_{31})_i / 2 & 0 \\ 0 & 0 & \partial N_i / \partial \eta & -(\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{32})_i / 2 & (\partial N_i / \partial \eta) h_i \zeta (v_{31})_i / 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -N_i h_i (v_{32})_i / 2 & N_i h_i (v_{31})_i / 2 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.31})$$

(4) 応力 - ひずみ関係

$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{D} \boldsymbol{\varepsilon}'$ (局所座標系)

$$\boldsymbol{\sigma}' = \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \\ \tau_{y'z'} \\ \tau_{z'x'} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{D} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & (1-\nu)/2 & 0 & 0 \\ & & & (1-\nu)/2k & 0 \\ \text{Sym} & & & & (1-\nu)/2k \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.32})$$

ここで、 k はせん断剛性に関する等価係数。平面保持を仮定し、せん断変形によるひずみエネルギーが放物線分布と等価にすると仮定し、 $k=1.2$ とする。

(5) 要素剛性マトリックス

$$k'[24 \times 24] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T [24 \times 5] \mathbf{D} [5 \times 5] \mathbf{B} [5 \times 24] \det \mathbf{J} d\xi d\eta d\zeta \quad (\text{付 1.1.33})$$

ここで、 k' は並進項が全体座標系、回転項が局所座標系のマトリックスである。要素が同一平面上にない場合は、回転項も全体座標系に変換して、全体剛性マトリックスを作成する必要がある。

(6) 仮想回転剛性

$$k' = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} & \mathbf{K}_{13} & \mathbf{K}_{14} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} & \mathbf{K}_{23} & \mathbf{K}_{24} \\ \mathbf{K}_{31} & \mathbf{K}_{32} & \mathbf{K}_{33} & \mathbf{K}_{34} \\ \mathbf{K}_{41} & \mathbf{K}_{42} & \mathbf{K}_{43} & \mathbf{K}_{44} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_{ij} = \begin{bmatrix} (K_{11})_{ij} & \cdots & (K_{15})_{ij} & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ (K_{51})_{ij} & \cdots & (K_{55})_{ij} & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.34})$$

局所座標系の剛性マトリックスの回転項 θ_{3i} に対応する位置には、0が入っている。全体座標系と局所座標系とが異なっているとき、またはその節点を含む複数の要素が同一平面上にない場合には、座標変換後全体マトリックスの対角項は0にはならないが、それ以外の場合は全体剛性マトリックスの対角項に0が入る。これを避けるために、O.C.Zienkiewicz【付1.2】の仮想回転剛性係数を導入する。

すなわち、 \mathbf{K}_{ij} の回転項 θ_{3i} に対応する位置に、以下に示す仮想回転剛性を加算し、その後、回転項のみ全体座標系に座標変換し、剛性マトリックスを得る。

$$\begin{Bmatrix} M_{31} \\ M_{32} \\ M_{33} \\ M_{34} \end{Bmatrix} = \alpha EV \begin{bmatrix} 1 & -1/3 & -1/3 & -1/3 \\ -1/3 & 1 & -1/3 & -1/3 \\ -1/3 & -1/3 & 1 & -1/3 \\ -1/3 & -1/3 & -1/3 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{31} \\ \theta_{32} \\ \theta_{33} \\ \theta_{34} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.1.35})$$

ここで、 α は低減係数(=0.03)、 E はヤング係数、 V は体積である。

(7) 全体座標系の要素剛性マトリックス

$$k = \mathbf{T} k' \mathbf{T}^T \quad (\text{付 1.1.36})$$

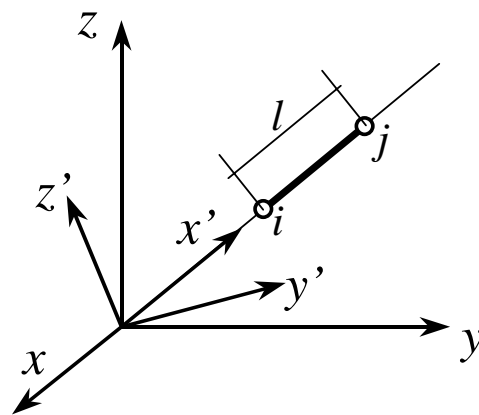
ここで、 k' は仮想回転剛性を加算した回転項が局所座標系の要素剛性マトリックス、 \mathbf{T} は座標変換マトリックス

$$T = \begin{bmatrix} L_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & L_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L_4 \end{bmatrix}, \quad L_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (v_{11})_i & (v_{12})_i & (v_{13})_i \\ 0 & 0 & 0 & (v_{21})_i & (v_{22})_i & (v_{23})_i \\ 0 & 0 & 0 & (v_{31})_i & (v_{32})_i & (v_{33})_i \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.37})$$

また、8 節点シェル要素の場合、8 節点平面応力要素と同じ形状関数を用いている。

付1.1.3 線要素

線要素は、2 節点線要素を使用する。材料モデルは、鉄筋に適用できる。以下に、2 節点線要素の変位関数、要素剛性マトリックスを示す。(1)~(4)では、材軸方向の 1 次元座標系で示す。要素の形状を付図 1.1.2 に示す。



付図 1.1.2 2 節点線要素

(1) 変位関数

$$u = \left(1 - \frac{x}{l}\right)u_i + \frac{x}{l}u_j \quad (\text{付 1.1.38})$$

ここで、 u ：任意位置 x での変位、 u_i 、 u_j ：節点 i 、 j での変位、 l ：節点 i 、 j 間の長さ。

(2) ひずみ - 変位関係

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{du}{dx} = \frac{1}{l}(u_j - u_i) = \frac{\delta}{l} \\ &= \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & \frac{1}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} = \mathbf{B} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix}\end{aligned}\quad (\text{付 1.1.39})$$

(3) 応力 - ひずみ関係

$$\sigma = E\varepsilon \quad (\text{付 1.1.40})$$

(4) 要素剛性マトリックス

$$\mathbf{k} = \int_0^l \mathbf{B}^T \mathbf{E} \mathbf{B} A dx = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.41})$$

(5) 全体座標系の剛性マトリックス

$$\begin{aligned}\mathbf{f}' &= \mathbf{k}' \boldsymbol{\delta}' \\ \mathbf{f}'^T &= \begin{pmatrix} f'_{xi} & f'_{yi} & f'_{zi} & f'_{xj} & f'_{yj} & f'_{zj} \end{pmatrix} \\ \boldsymbol{\delta}'^T &= \begin{pmatrix} u'_{xi} & u'_{yi} & u'_{zi} & u'_{xj} & u'_{yj} & u'_{zj} \end{pmatrix}\end{aligned} \quad \mathbf{k}' = \begin{bmatrix} k & 0 & 0 & -k & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k & 0 & 0 & k & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, k = \frac{EA}{l} \quad (\text{付 1.1.42})$$

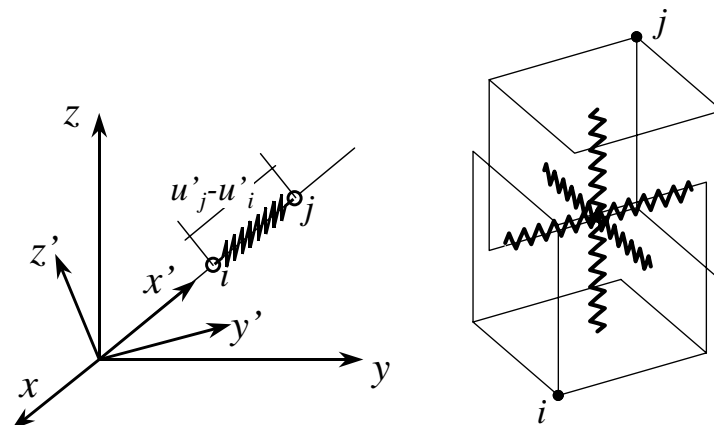
ここで, \mathbf{f}' , \mathbf{k}' , $\boldsymbol{\delta}'$ は局所座標系。

$$\begin{aligned}\mathbf{k} &= \mathbf{T}^T \mathbf{k}' \mathbf{T} \\ \mathbf{T} &= \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{A} \end{bmatrix} \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \cos(x', x) & \cos(x', y) & \cos(x', z) \\ \cos(y', x) & \cos(y', y) & \cos(y', z) \\ \cos(z', x) & \cos(z', y) & \cos(z', z) \end{bmatrix}\end{aligned} \quad (\text{付 1.1.43})$$

ここで, \mathbf{k} は全体座標系, \mathbf{A} は全体座標系に対する局所座標系の方向余弦マトリックス。

付1.1.4 リンク要素 (ボンドリンク, クラックリンク)

リンク要素は, 2つあるいはそれ以上の物体が接触した状態を表現する特殊要素である。この要素では, 物体の節点間に剛性値を直接与えることにより定義されるので, 長さおよび体積を持たない要素である。材料モデルとしては, コンクリートと鉄筋間の付着モデル, コンクリートとコンクリート間の離散ひび割れモデルを選択可能。前者の場合, ボンドリンク要素と呼び, 後者の場合, クラックリンク要素と呼ぶ。2次元および3次元問題両方に適用可能であるが, クラックリンク要素に関しては, 現実的な3次元のひび割れ面を再現する要素分割は困難である。



付図 1.1.3 2 節点リンク要素

要素剛性マトリックスは，前述の線要素の場合とほぼ同様の形となるが，体積を持たないため k を直接与えるところが異なる。以下に，剛性マトリックスを示す。要素の形状を付図 1.1.3 に示す。

(1) 全体座標系の剛性マトリックス

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f}' &= \mathbf{k}' \boldsymbol{\delta}' \\
 \mathbf{f}'^T &= \begin{pmatrix} f'_{xi} & f'_{yi} & f'_{zi} & f'_{xj} & f'_{yj} & f'_{zj} \end{pmatrix} \\
 \boldsymbol{\delta}'^T &= \begin{pmatrix} u'_{xi} & u'_{yi} & u'_{zi} & u'_{xj} & u'_{yj} & u'_{zj} \end{pmatrix}
 \end{aligned}
 \quad
 \mathbf{k}' = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & -k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & 0 & -k_2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 & 0 & 0 & -k_3 \\ -k_1 & 0 & 0 & k_1 & 0 & 0 \\ 0 & -k_2 & 0 & 0 & k_2 & 0 \\ 0 & 0 & -k_3 & 0 & 0 & k_3 \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.44})$$

ここで， \mathbf{f}' ， \mathbf{k}' ， $\boldsymbol{\delta}'$ は局所座標系。 k_1 ， k_2 ， k_3 は，局所座標系 $(x'$ ， y' ， $z')$ の各軸方向に対応する剛性。

ボンドリンク要素の場合，節点 i がコンクリート要素の節点，節点 j が鉄筋要素の節点であり，クラックリンク要素の場合，節点 i ， j ともコンクリート要素の節点である。

$$\mathbf{k} = \mathbf{T}^T \mathbf{k}' \mathbf{T} \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \cos(x',x) & \cos(x',y) & \cos(x',z) \\ \cos(y',x) & \cos(y',y) & \cos(y',z) \\ \cos(z',x) & \cos(z',y) & \cos(z',z) \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.1.45})$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{A} \end{bmatrix}$$

ここで， \mathbf{k} は全体座標系， \mathbf{A} は全体座標系に対する局所座標系の方向余弦マトリックス。

付1.1.5 数値積分法

要素剛性マトリックスを求める際の数値積分には、基本的に各変数について1次元用の Gauss の積分公式を適用している。付表 1.1.1 に各要素の積分点の数を、付表 1.1.2 に Gauss 1次元積分の横座標と重み係数を示す。

付表 1.1.1 各要素の積分点数

		x	y	z
ソリッド要素				
	8 節点 6 面体	2	2	2
	20 節点 6 面体	3	3	3
シェル				
	4 節点シェル	1, 2	1, 2	2, 3, 11
	8 節点シェル	2	2	2, 3, 11
線材				
	2 節点	なし	なし	なし

付表 1.1.2 Gauss 1次元積分の横座標と重み

n	i	座標 ($\pm a$)	重み
2	1	$-\sqrt{1/3}$	1
	2	$\sqrt{1/3}$	1
3	1	$-\sqrt{3/5}$	5/9
	2	0	8/9
	3	$\sqrt{3/5}$	5/9

付1.2 材料モデル

付1.2.1 コンクリート

(1) 既往のコンクリートの構成関係

現在用いられているコンクリートの構成関係は、非線形弾性モデルと塑性論モデルに大別される。以下、両モデルに関する既往のモデルについて概説する。

(1).1 非線形弾性モデル

非線形弾性モデルは、圧縮応力下のコンクリートの非線形性を考慮することにより線形弾性モデルを改良したものである。一般に、これらのモデルは超弾性 (hyperelastic)、亜弾性 (hypoelastic) と呼ばれる。超弾性モデルは、現在の全ひずみ状態のみに依存する全応力状態に基づく割線剛性の定式化を用いる。亜弾性モデルは増分応力と増分ひずみの関係に基づく接線剛性の定式化を用いる。このモデルは、増分の範囲内において弾性であることから亜弾性という用語が用いられている。超弾性モデルは、応力経路に依存せず、一方、亜弾性モデルはひずみ履歴と載荷 / 除荷ルールを考慮することで、経路依存挙動を表現できる。非線形弾性モデルの利点は、その概念の簡明さにある。

Palaniswamy, Shah ら^{【付1.3】}, Cedolin ら^{【付1.4】} は、応力やひずみの不変量の関数を用いた非線形弾性等方性モデルに基づくコンクリートの 3 軸構成関係を提案した。Palaniswamy, Shah らは体積弾性係数を第 1 応力不変量の関数、ポアソン比を第 2 応力不変量の関数とした。両関係式は実験データに適合していた。Cedolin らは、実験で体積弾性係数が終局近くでのマイクロクラックによる非弾性膨張のために第 2 偏差ひずみ不変量に依存する結果を得たが、体積弾性係数を第 1 ひずみ不変量のみ関数、せん断係数を第 2 偏差ひずみ不変量の関数とするモデルを提案した。両モデルは終局強度の 70% 程度まで実験結果の追跡が可能であった。

Kotsovos, Newman^{【付1.5】} は、体積およびせん断弾性係数に基づくコンクリートの非線形弾性等方性関係を開発した。このモデルでは偏差応力下で生じる体積ひずみが考慮されている。シミュレーション解析では、全体の応力-ひずみ関係曲線を十分追跡できることが示された。

Ottosen^{【付1.6】} は、全体の 3 軸応力-ひずみ応答をシミュレートするモデルを開発した。この非線形弾性等方性の定式化では、弾性係数 E とポアソン比 ν が、応力とひずみの状態に

より変化する。放物線の応力-ひずみ関係が、現在の応力状態を破壊時の応力状態に係づける非線形インデックスにより多軸応力状態を考慮して修正される。

ここまでのモデルは比例的な荷経路に限定されており(すなわち経路非依存性),終局状態近傍ではあまり正確な挙動を表すことができない。Bazant, Tsubaki^[付 1.7]は,経路依存性をモデル化した複雑な全応力 - 全ひずみ構成モデルを開発した。終局応力,ひずみ軟化,非弾性体積挙動といった終局近傍での挙動を対象としている。体積およびせん断弾性係数は,応力およびひずみ第一,第二不変量の関数である。主応力と主ひずみの方向の一致は仮定されず,経路依存項が構成モデルに追加されることにより,非比例的荷経路が考慮されている。このモデルはコンクリートの3軸応答に関し,非線形弾性等方性モデルに比べ,終局に近いひずみ状態に対しても正確に追跡することができる。

増分応力と増分ひずみが関係づけられるコンクリートの非弾性材料では,応力 - ひずみ関係は応力状態で変化する接線剛性を用いて記述される。以下,増分形式の非弾性モデルについて述べる。

Darwin, Pecknold^[付 1.8-9]は等価一軸ひずみという独自の概念を提案し,主応力と等価一軸ひずみにより増分接線剛性を定義した。等価一軸ひずみ増分と応力増分との一軸圧縮応力 - ひずみ関係には Saenz 式^[付 1.10]が用いられた。ピーク時の応力とひずみの値は,2軸応力状態により破壊条件を用いて修正される。ポアソン比は,終局ひずみに対する現在のひずみの比の関数とし,実験データへの適合性から決定された。このモデルは,圧縮,引張両方の応答において,良い対応が得られた。

野口^[付 1.11]は,等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル,塑性論モデルなどのいくつかの構成関係の比較検討を詳細に行い,等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルが最も妥当な結果を示すことを示している。

Elwi, Murray^[付 1.12]は,軸対称非弾性構成関係を開発した。軸対称条件をモデル化するために,増分形の直交異方性の定式化が用いられた。増分非弾性係数は,Darwin, Pecknoldの等価一軸ひずみの概念が3次元に拡張され,決定された。等価一軸ひずみ増分と応力増分との一軸圧縮応力 - ひずみ関係には Saenz 式を修正して用いられた。この曲線のピーク値は,多軸応力状態を考慮し,主応力比と破壊曲面を用いて求められる。

Bathe, Ramaswamy^[付 1.13]は非弾性コンクリートモデルを汎用有限要素プログラム ADINA に導入した。主方向の応力とひずみが Saenz 式に基づく単軸応力 - ひずみ関係により関係づけられた。低圧縮状態(主圧縮応力 $<0.4f'_c$)では,材料は等価な多軸弾性係数と一定のポアソン比を持つ等方性として扱われ,高圧縮状態では,主軸に関して直交異方性関係が定義された。ここでも一定のポアソン比が仮定され,結果として材料の剛性マトリックス

は対称であった。後に Bathe ら^{【付 1.14】}は、このモデルを修正し、低圧縮、高圧縮を区別せず直交異方性挙動のみがモデル化した。直交異方性モデルでは圧縮荷重下での膨張を考慮するために、一定でないポアソン比を用いられた。

Gerstle^{【付 1.15】}は増分形 8 面体応力 - ひずみ関係を用いた非線形等方性モデルを提案した。このモデルは、8 面体垂直応力 σ_{oct} と 8 面体せん断応力 τ_{oct} のそれぞれに対し線形に変化する体積弾性係数とせん断弾性係数の項で定式化された。偏差応力下での膨張を考慮するために、付加的な結合係数が定義され、偏差応力とひずみの不変量の方向の一致が仮定された。単調と比例的な載荷履歴を持つ実験データに対し、良好な結果が報告されている。後に、Stankowski, Gerstle^{【付 1.16】}は、多軸応力履歴下のコンクリート挙動解析用にこのモデルを修正している。

等方性モデルはピーク応力の近傍においてのみ現実的な挙動を予測できる。これは、このモデルがすべての方向が同程度の非線形性を経験するという仮定をしているからである、しかし、コンクリートは終局状態の近傍では非常に非等方性になっている。また、増分形式の直交異方性の手法は、載荷中に主軸が回転する場合、熱力学の条件を破壊するという報告もある^{【付 1.17】}。

Ahmad ら^{【付 1.18】}は、これらの欠点を克服した非線形直交異方性構成モデルを割線剛性の定式化により提案した。このモデルは直交異方性軸に沿う主応力 - 主ひずみ関係として、6 つの材料定数 ($E_1, E_2, E_3, \nu_{12}, \nu_{23}, \nu_{13}$) を用いて材料剛性が定義される。各荷重レベルの材料特性は最大強度時の割線係数とポアソン比の関数である。破壊インデックスは、その方向の破壊応力に対する最大圧縮応力の比として定義され、最大圧縮方向の割線剛性 E_3 の計算に用いられる。他の方向の割線係数は E_3 に基づいて求められる。3 つの割線ポアソン比は、終局時のポアソン比と破壊インデックスの関数である。このモデルは、単軸、2 軸、3 軸試験体に適用され、膨張を含むピーク前後の挙動をとらえることができた。高強度コンクリートでは低膨張が予測されるので、このモデルはコンクリート強度に対して敏感である。

Ahmad らの割線直交異方性モデルの対称性の仮定は、コンクリートの挙動に対して矛盾を生じた。圧縮におけるコンクリートの応力 - ひずみ関係における割線剛性は、連続的に低下していく。また、コンクリートは圧縮が増加するとともに、より高い比率の水平方向伸びを示す。 $\sigma_3 < \sigma_2$ の場合、3 軸圧縮下のコンクリートの 2/3-平面を考えてみると、一般に $E_3 < E_2, \nu_{23} > \nu_{32}$ である。(ν_{ij} が j 方向に作用する応力による i 方向のひずみ成分である。) 結果として、 $\nu_{23}E_2 = \nu_{32}E_3$ は、満足されず、対称条件に従うコンクリートの弾性直交異方性の定式化は、伸び効果が重要である挙動を正確に表すことができないと報告されている。

(1).2 塑性論モデル

元来は完全弾塑性材料のために開発された完全塑性理論はコンクリートにも適用されてきた。これは、コンクリートが非弾性変形を経験し、3 軸応力下では破壊前に顕著な延性を示すからである。ひずみは可逆（弾性, ε_e ）、非可逆（塑性, ε_p ）部分に分けられる。

降伏以前には、線形弾性モデルが適用される。塑性モデルは降伏曲面と流れ則の存在に基礎をおいている。降伏は降伏条件（降伏関数： f ）に達したときに生じると仮定される。流れ則は、塑性ひずみ増分を塑性応力増分に関係づける。

$f=g$ （塑性ポテンシャル： g ）の場合、結合流れ則、 $f \neq g$ の場合、非結合流れ則と呼ぶ。除荷は弾性的に生じると仮定され、再載荷は降伏条件に達するまでは弾性的に生じる。完全弾塑性モデルはコンクリートの挙動の最初の近似のみが考慮されるが、強度の評価が第一義であるような極限解析において有用である。

古典的塑性論の加工硬化モデルは（たとえば、Chen ら^{【付 1.19】}）、完全塑性モデルを拡張して用いる。一度材料が降伏したあと、ひずみ硬化挙動を考慮できる硬化則に従って新しい降伏曲面が形成される。古典的な塑性論モデルは、軟化挙動をモデル化できず、適正に体積挙動を追跡することは困難である。

利便性のために塑性ポテンシャル関数は、いわゆる結合流れ則の中でのように、しばしば降伏条件と等しいとおかれてきた。結合流れ則は体積挙動を正確に捉えることはできない。キャップモデル（たとえば、Chen^{【付 1.20】}）は、それが流れ則において用いられた時、破壊条件が正しい体積応答与えないことを修正する試みである。非結合流れ則は、非対称の接線材料剛性マトリックスを生じ、計算を困難にする。

ピーク後の範囲のコンクリートの応答を十分にとらえるモデルはできてこなかった（ASCE^{【付 1.21】}）。古典的な塑性理論は、塑性変形が弾性係数において対応する変化なしに生じるという仮定に基づいている。コンクリートは、特に軟化域では、マイクロクラックの発生により弾性係数の剛性低下を経験することが知られている。塑性破壊理論（たとえば、Bazant, Kim^{【付 1.22】}, Han, Chen^{【付 1.23】}）は塑性流れにおける定義の中にひずみを含むことでこの挙動を説明した。

水野, 畑中^{【付 1.24】}は、増分形式で表される、非結合流れ則を用いた塑性論モデルを開発した。このモデルでは、ひずみ空間における負荷関数と塑性ポテンシャル関数を用いるところに特徴があり、破壊曲面には Lade 型の降伏曲面をひずみ空間に拡張して用いる。ひずみ空間での判別により、除荷と軟化の区別が明確になり、軟化域での解析を可能にする。

前川^{【付 1.25】}は、実験結果に基づいた弾塑性破壊条件と独自の流れ則を用いた弾塑性モデルを開発した。流れ則（塑性論では塑性ひずみベクトルの変化をさすが、ここでは変形の

動きをすべて流れと定義している。)を用いる点で塑性論モデルと類似している点もあるが、基礎となる等価応力 - 等価ひずみ関係式は、全ひずみ形式で得られ、線形微分することにより、増分形式の構成関係を導いている。

この他にも、コンクリートのピーク後の挙動を適正にとらえるために塑性タイプのモデルを改良が続けられている。

(1).3 他のモデル

これまで議論されたモデルは、それらが材料の応答をいくつかの状態(載荷, 除荷, 再載荷)に区別しているため非連続材料モデルである。降伏条件と硬化は、しばしば正確に記述されることが困難である。エンドクロニックモデル(たとえば, Bazant, Bhat【付 1.26】)は、イントリシク・タイムの概念を用い、材料を降伏条件や硬化則から自由にすることで、材料を連続的に扱うことを可能とする。非常に複雑すぎて有限要素プログラムで広く用いることはできないが、エンドクロニック理論はコンクリートの広範な応答を予測する上で非常に力強い。多くの材料パラメーターが定義されなければならず、その手法は増分形の非線形で、より徹底した計算力を要求する。

最近では、損傷モデルがコンクリートに適用されてきた(たとえば, Frantziskonis, Desai【付 1.27】, Simo, Ju【付 1.28】, Lubliner ら【付 1.29】, Oliver ら【付 1.30】)。これらの理論で最も簡単なものは、等方性損傷モデルである(Oliver ら)。前項までの理論では、非線形弾性や塑性は、ひび割れのない領域をモデル化するために用いられ、破壊力学的説明(たとえば、分布ひび割れの手法)は、ひび割れ領域で用いられた。しかし、損傷理論は破壊を含む引張、圧縮の両方のコンクリートの非線形挙動をモデル化する。この理論も計算力学的観点から検討されてきているが、3次元有限要素解析分野ではまだ広くは用いられていない。

マイクロプレーンモデルは最新のコンクリート構成モデルである(Bazant, Ozbolt【付 1.31】)。ここまでのすべてのモデルは、それらが応力とひずみ成分を連続体の中で直接的に関係づけるという点でマクロ的観点のモデルである。マイクロプレーン理論は微小構造レベルでの挙動を考慮している。材料剛性マトリックスは様々な方向のマイクロプレーンの要素挙動を積分することにより決定される。マイクロプレーンは、垂直偏差、体積ひずみとせん断ひずみからなる微小構造内の弱い平面での変形によって特徴づけられる。このモデルはひび割れの発生、軟化、膨張を説明できる。しかし、この手法は多くの計算力学的な工夫が必要であるという欠点を持つ。

(2) 本研究で用いたコンクリートの構成関係

本研究では, Darwin, Pecknold^[付1.8]の等価1軸ひずみに基づく直交異方性弾性モデルを用いる。このモデルは, 多軸応力下の破壊曲面と1軸の応力-ひずみ関係を用いることで, 様々な応力状態を表現できる。また, 増分形式で表すことができるため, FEM解析プログラムに導入することが容易であるという利点を持っている。

以下, 本研究で用いた構成モデルについて示す。

(2).1 構成方程式

平面応力下における直交異方性体の増分構成方程式は, 次式のように表される。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_{21}E_1 & 0 \\ \nu_{12}E_2 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu_{12}\nu_{21})G_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.2.1})$$

ここで, 添え字1, 2は異方性の主軸を表す。また, E, G, ν はヤング係数, せん断弾性係数, ポアソン比をそれぞれ表す。

上式は, 等価ポアソン比 ($\mu_{12}^2 = \nu_{12}\nu_{21}$) とせん断弾性係数が座標変換に対し不変であるという条件を用いて次式のように表される。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\mu_{12}^2} \begin{bmatrix} E_1 & \mu_{12}\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ & E_2 & 0 \\ \text{Sym} & & \frac{E_1 + E_2 - 2\mu_{12}\sqrt{E_1E_2}}{4} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.2.2})$$

同様に, 3次元応力下における直交異方性関係は次式のように表される。

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (\text{付 1.2.3})$$

$$\begin{aligned} d\boldsymbol{\sigma}^T &= \{d\sigma_1 \ d\sigma_2 \ d\sigma_3 \ d\tau_{12} \ d\tau_{23} \ d\tau_{31}\} \\ d\boldsymbol{\varepsilon}^T &= \{d\varepsilon_1 \ d\varepsilon_2 \ d\varepsilon_3 \ d\gamma_{12} \ d\gamma_{23} \ d\gamma_{31}\} \end{aligned} \quad (\text{付 1.2.4})$$

$$\mathbf{C} = \frac{1}{\phi} \begin{bmatrix} E_1(1-\mu_{32}^2) & \sqrt{E_1E_2}(\mu_{13}\mu_{32} + \mu_{12}) & \sqrt{E_1E_3}(\mu_{12}\mu_{32} + \mu_{13}) & 0 & 0 & 0 \\ & E_2(1-\mu_{13}^2) & \sqrt{E_2E_3}(\mu_{12}\mu_{13} + \mu_{32}) & 0 & 0 & 0 \\ & & E_3(1-\mu_{12}^2) & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{12}\phi & 0 & 0 \\ & & & & G_{23}\phi & 0 \\ \text{Sym} & & & & & G_{31}\phi \end{bmatrix} \quad (\text{付 1.2.5})$$

$$\begin{aligned} \mu_{12}^2 &= \nu_{12}\nu_{21}, \quad \mu_{23}^2 = \nu_{23}\nu_{32}, \quad \mu_{13}^2 = \nu_{13}\nu_{31} \\ \phi &= 1 - \mu_{12}^2 - \mu_{23}^2 - \mu_{31}^2 - 2\mu_{12}\mu_{23}\mu_{13} \end{aligned} \quad (\text{付 1.2.6})$$

$$\begin{aligned} G_{12} &= 1/4 \left[E_1 + E_2 - 2\mu_{12}\sqrt{E_1E_2} - \left(\sqrt{E_1}\mu_{23} + \sqrt{E_2}\mu_{31} \right)^2 \right] \\ G_{23} &= 1/4 \left[E_2 + E_3 - 2\mu_{23}\sqrt{E_2E_3} - \left(\sqrt{E_2}\mu_{31} + \sqrt{E_3}\mu_{12} \right)^2 \right] \\ G_{31} &= 1/4 \left[E_3 + E_1 - 2\mu_{31}\sqrt{E_3E_1} - \left(\sqrt{E_3}\mu_{12} + \sqrt{E_1}\mu_{23} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (\text{付 1.2.7})$$

ここで、添字 1, 2, 3 は異方性の主軸を示す。

等価ポアソン比は、Kupfer ら^{【付 1.32-33】}の実験結果を用いて、2次元では Darwin ら^{【付 1.8】}により、3次元では Murray ら^{【付 1.22】}により求められた次式を用いた。

2次元

$$\begin{aligned} \nu &= 0.2 && (2\text{軸引張 } 2\text{軸圧縮}) \\ \nu &= 0.2 + 0.6 \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_B} \right)^4 + 0.4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_t} \right)^4 && (1\text{軸圧縮 } 1\text{軸引張}) \end{aligned} \quad (\text{付 1.2.8})$$

3次元

$$\nu = \nu_0 \left[1.0 + 1.3763 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) - 5.36 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 + 8.586 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^3 \right] \quad (\text{付 1.2.9})$$

(2).2 等価 1 軸ひずみ

構成方程式は、等価 軸歪^{【付 1.8,付 1.12】}を用いて次式のように表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_{12} \\ d\tau_{23} \\ d\tau_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & E_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & E_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{12} & 0 & 0 \\ & & & & G_{23} & 0 \\ \text{Sym} & & & & & G_{31} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{1u} \\ d\varepsilon_{2u} \\ d\varepsilon_{3u} \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{31} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.2.10})$$

ここで、 $d\varepsilon_{iu}$ は i 方向の等価 1 軸ひずみで、主方向の増分ひずみから次式のように求まる。

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{1u} \\ d\varepsilon_{2u} \\ d\varepsilon_{3u} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\phi} \begin{bmatrix} 1 - \mu_{32}^2 & \sqrt{E_2/E_1}(\mu_{13}\mu_{32} + \mu_{12}) & \sqrt{E_3/E_1}(\mu_{12}\mu_{32} + \mu_{13}) \\ \sqrt{E_1/E_2}(\mu_{13}\mu_{32} + \mu_{12}) & 1 - \mu_{13}^2 & \sqrt{E_3/E_2}(\mu_{12}\mu_{13} + \mu_{32}) \\ \sqrt{E_1/E_3}(\mu_{12}\mu_{32} + \mu_{13}) & \sqrt{E_2/E_3}(\mu_{12}\mu_{13} + \mu_{32}) & 1 - \mu_{12}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{付 1.2.11})$$

等価 1 軸ひずみ増分は、増分ステップ毎の主方向に対して定義される量であり、それを積分したものが、現在の等価 1 軸ひずみである。主軸方向に変化がなければ、等価 1 軸ひずみは、その時の主方向ひずみ成分からポアソン比の効果を取り除いたものである。主軸方向が変化する場合は、等価 1 軸ひずみは積分した値としてしか求めることはできない。すなわち、このことは等価 1 軸ひずみが応力経路に依存する量であるということを示している。したがって、等価 1 軸ひずみとは、異なる主方向の増分ひずみからポアソン比の効果を取り除いたものを積分した量であり、その量自体には物理的な意味はない仮想の量である。

等価一軸ひずみの概念を以下に示す。

$$\varepsilon_{iu} = \int d\varepsilon_{iu} = \int \frac{d\sigma_i}{E_i} \quad (\text{付 1.2.12})$$

ここで、 $d\sigma_i$ 、 $d\varepsilon_{iu}$ は、 i 方向の応力増分、ひずみ増分、 E_i は i 方向の接線剛性である。

すなわち、ある多軸応力下の応力増分が既知であれば、その増分応力を基本とする応力 - ひずみ関係に当てはめ、その接線剛性で除すことにより、ポアソン効果を含まない等価一軸ひずみ増分が求まる。そして、前ステップの値に加算していく。

主軸の変化を伴う増分解析では、一般に次式のように扱う。

$$\Delta\varepsilon_{iu} = \frac{\sigma_{i\text{new}} - \sigma_{i\text{old}}}{E_i} \quad (\text{付 1.2.13})$$

付1.3 数値解析法

付1.3.1 材料非線形解析法【付1.34】

本研究では、材料非線形数値解析法として、Newton-Raphson 法を用いる。

Newton-Raphson 法では、各荷重ステップの各繰り返しごとに、各要素の剛性マトリックスを逐次、計算し直す方法である。

以下に、その計算フローの概略を示す。

第1ステップの釣り合い式

$$[K^{ep}]_1 \{\Delta U\}_1 = \{\Delta F\} \quad (\text{付 1.3.1})$$

第1ステップの解

$$\{\Delta U\}_1 = [K^{ep}]_1^{-1} \{\Delta F\} \quad (\text{付 1.3.2})$$

変位より求まるひずみと応力

$$\{\Delta \varepsilon\}_1 = [B] \{\Delta u\}_1, \quad \{\Delta \sigma\}_1 = [D^{ep}] \{\Delta \varepsilon\}_1 \quad (\text{付 1.3.3})$$

第1ステップは、前ステップの応力に増分応力を加算して求まる

$$\{\sigma\}_1 = \{\sigma\}_0 + \{\Delta \sigma\}_1 \quad (\text{付 1.3.4})$$

第1ステップの応力を積分し、外荷重との差として、残差力ベクトルが求まる

$$\{R\}_1 = \{F_0 + F_1\} - \sum \int [B]^T \{\Delta \sigma\}_1 dV \quad (\text{付 1.3.5})$$

第2ステップの釣り合い式

$$[K^{ep}]_2 \{\Delta U\}_2 = \{R\}_1 \quad (\text{付 1.3.6})$$

このフローを反復することにより、収束解を求めることができる。

残差力ベクトル $\{R\}_i$ が、ゼロベクトルとなる時が釣り合いを満足したことになる。しかし、コンクリートのような強い非線形性を持つ材料を含む方程式で、完全な収束解を得ることは困難である。そこで、本研究では、次のような収束の判定を用いる。

$$\frac{\sqrt{\sum (\{R\}_i)^2}}{\sqrt{\sum (\{F\}_i)^2}} \leq \text{収束判定値} \quad (\text{付 1.3.7})$$

収束判定値として、1%を基準値として用いる。

付1.3.2 連立方程式の解法

現在，連立方程式の解法について，解の精度，計算時間の観点より，バンドマトリックス法，スカイライン法，ウエーブフロント法^{【付1.35】}などが主として用いられている。

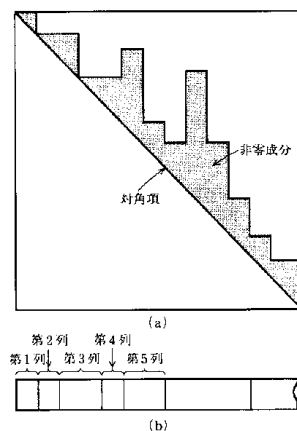
有限要素法の構造全体の剛性マトリックスは付図 1.3.1(a)に示すように対角項付近に非0成分が集まるという特徴を持つ。この特徴を利用して非零成分のみを効率よく記憶し，記憶領域の減少を図る方法の1つがスカイライン法である。本解析ツールでは，必要に応じて細かく要素分割された複雑な RC 部材を解析対象にするため，計算連立方程式の解法には演算時間の早いスカイライン法^{【付1.35】}を用いている。

スカイライン法では，付図 1.3.1 (a)のアミ部，すなわち各列ごとの成分の個数が異なる場合，2次元配列を用いることは無駄が多いため，付図 1.3.1 (b)に示すように1次元配列に列ごとの成分を詰めて並べるという手法を用いる。この場合，全体の剛性マトリックス中の i, j 成分が1次元配列中の何番目に当たるかを知ることが必要である。両者の関係を示すインデックスとして，あらかじめ2つの配列を用意する。

INDEX1(I)：第 i 列の最初の非零成分の行番号を示す。

INDEX 2(J)：第 j 列の対角成分が1次元配列の何番目に格納されているかを示す。

これらのインデックスを用いれば，全体の剛性マトリックスの i, j 成分は1次元配列中では INDEX2(J) - J + I の位置に格納されることになる。要素の剛性マトリックスを重ね合せて構造全体の性マトリックスを作成する際，あるいは拘束条件の処理を行なう際などには，これらの関係を参照する必要がある。



付図 1.3.1 構造全体のマトリックス

付1.3.3 荷重条件，境界条件，力学的境界条件

荷重として，節点荷重を扱うことができる。

強制変位として，節点の強制変位を与えることができる。

境界条件としては，シェル要素のみ並進および回轉變位の拘束，その他の要素では並進方向変位の拘束が可能である。

荷重条件，強制変位条件を組み合わせて，荷重制御加力，変位制御加力をそれぞれ単独に，または，組み合わせて用いることが可能である。

本研究で開発した3次元繰り返し解析プログラムの詳細構成フローを付録に示す

付1.4 解析結果の考察方法

FEM解析では、部材の全体荷重変形についての検討は、基本的に実験と同じ方法で行う。破壊形式について、実験では目測でコンクリートの圧壊を判別したり、計測ケージから鉄筋の降伏などを判断するが、解析では、要素内部の降伏、圧壊を要素の積分点のひずみ、節点の変位から精密に判断するが可能である。そのことによって、鉄筋の降伏とコンクリートの圧壊の前後順番を明確に把握でき、実験より部材の破壊形式を正確に判定できる。

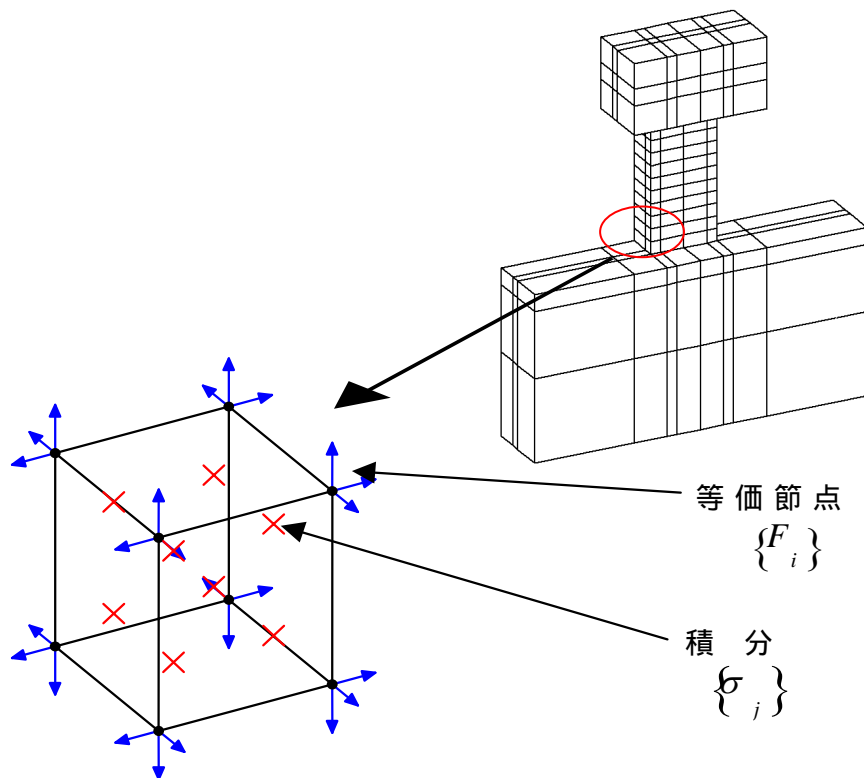
また、FEM解析で得られる内部応力やひずみの分布から応力の流れや集中の様子が観察できる。しかし、応力のままではその要素がどれくらいの力を負担しているかを知ることができない。付図1.4.1に示すように、ソリッド要素と線材要素で構成する要素群に対して、ソリッド要素（コンクリートなど）については、各積分点で評価される応力を数値積分することにより、各節点の等価節点力を求め、線材要素（鉄筋、ポンドリンク要素など）については、直接節点で等価節点力を求め、その等価節点力を注目する要素群全体で加算することにより、要素群の負担力を評価できる。その利点を生かして、実験データを用いてある仮定から算出した中立軸位置などを、FEM解析では直観的に積分点の応力や、等価節点力などから計算、視覚化できる。

部材変形について、実験では計測ケージから計測することができるが、経済性と実用性を考えて、そのデータは限られたポジションで計測することが現状であり、一方、FEM解析では、要素分割によって節点位置が異なるが、実験以上のデータを得られることには間違わない、そのデータを活用し、実験と比較しながら、部材をもっと深く検証できるはずである。

ひび割れについて、実験では、外面のひび割れを描くことによって、ひび割れが変形とともに進む様子を検討できるのは普通である。また、実験終わった後、試験体を切断し、内部断面でのひび割れ状況を検討する例もある。FEM解析では、履歴のいかなる段階のひび割れ状態を要素の積分点の応力 - ひずみ関係から検討できる。但し、解析では、分布ひび割れモデルを用いるケースが多く、ひび割れの位置、幅を特定することが難しい、また、3次的にひび割れ状態を精密に視覚化できるツールソフトがまだ現れていない。

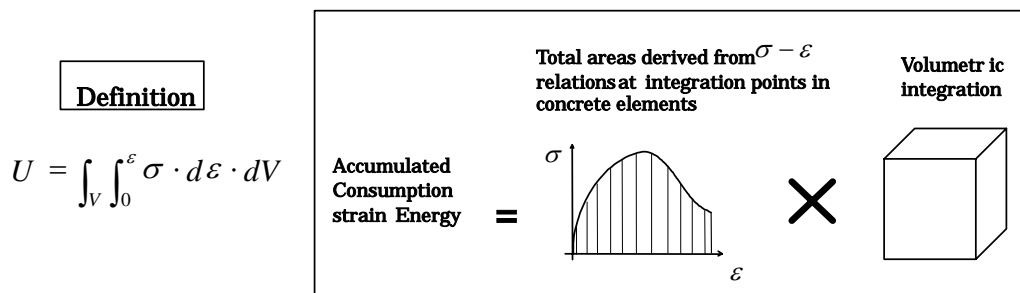
実験では、荷重 - 変形関係から、部材全体の吸収エネルギーを評価するが可能である。しかし、構造全体の耐震性能を向上するとともに、コストダウンの視点から、構造部材内部のひずみエネルギー消費状況の把握が必要である。つまり、部材のどの材料、材料のどの部分がひずみエネルギーよく消費しているのかを明らかにすべきである。FEM解析では、図1.4.2のように、材料の応力 - ひずみ関係曲線を積分すれば、内部のひずみエネルギー

の消費状況を把握できる【付1.36】。その結果を視覚化することによって、RC構造部材内部のひずみエネルギーの消費状況が一目瞭然である。



$$\{F_i\} = \int [B]^T \{\sigma\} dV$$

付図1.4.1 要素の応力の積分



付図1.4.2 要素のひずみエネルギー計算方法【付1.36】

付1.5 解析プログラムと計算環境

付図1.5.1に野口研オリジナルプログラムの全体構造を示す。

付表1.5.1に使用したコンピューターの諸元を示す。

付表1.5.2に使用したソフト一覧を示す。

付表1.5.1 使用したコンピューターの諸元

仕様	プロセッサ	Intel(R) Core(TM)2 Quad CPU Q9650 @ 3.00GHz 3.00GHz	Intel(R) Pentium(R) 4 CPU 2.40GHz
	メモリー	4.00GB	1.00GB
	OS	Windows Vista™ Enterprise	Windows XP Professional
解析例	解析モデル概要	RC造立体柱梁接合部架構、せん断力加力時 節点数：2579 8節点ソリッド要素数：1416 2節点トラス要素数：1920 ボンドリンク要素数：528	
	所要時間（1回）	70 秒	256 秒

付表1.5.2 使用したソフト一覧

用途	ソフト	販売元
Pre , Post処理	midas FX+ for DIANA	J I Pテクノサイエンス（株）
汎用FEM解析コード	DIANA Ver.9.1	J I Pテクノサイエンス（株）
コンパイラー	Visual Fortran (Ver6.0)	

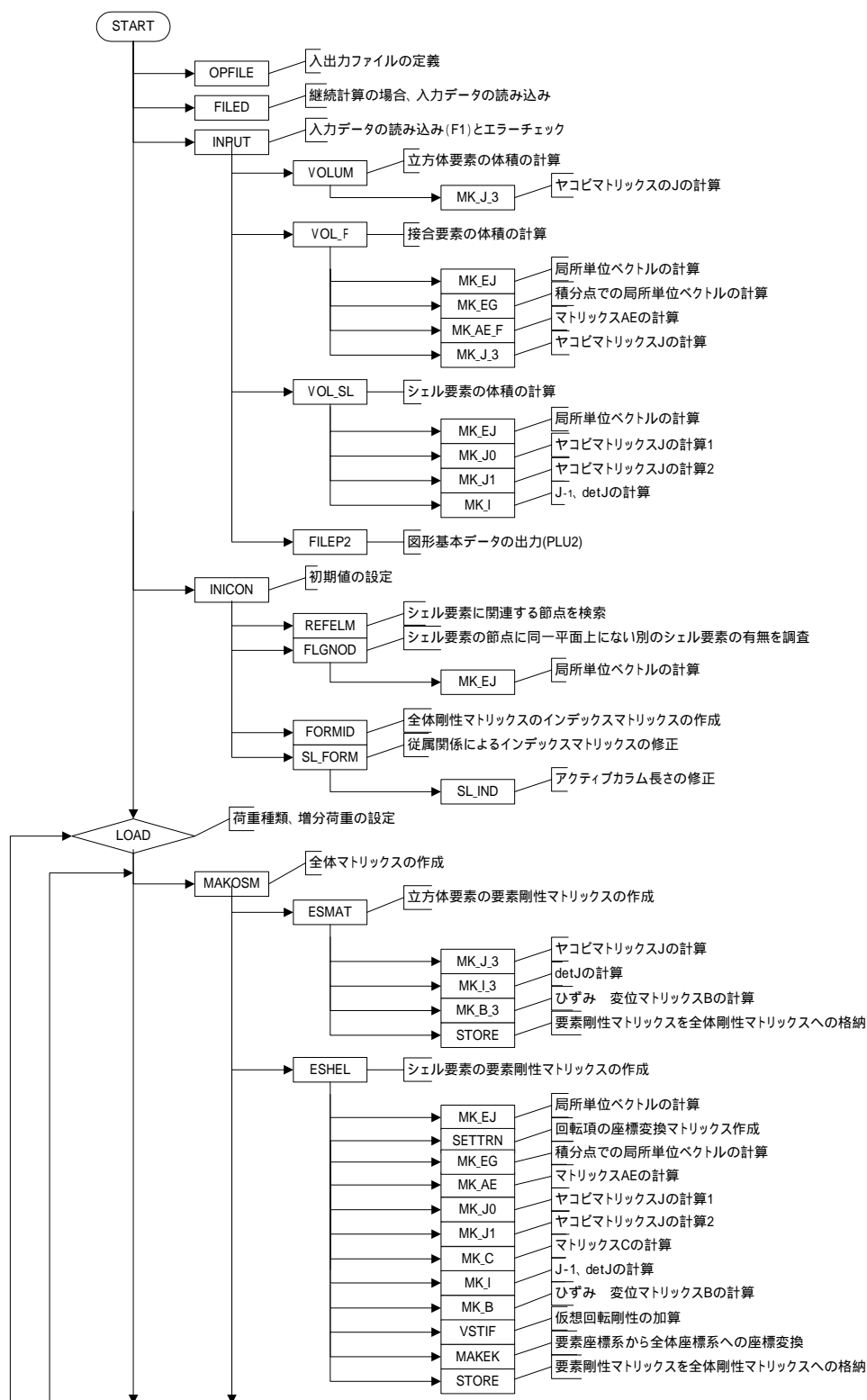


図 1.5.1 a) プログラムの全体構造

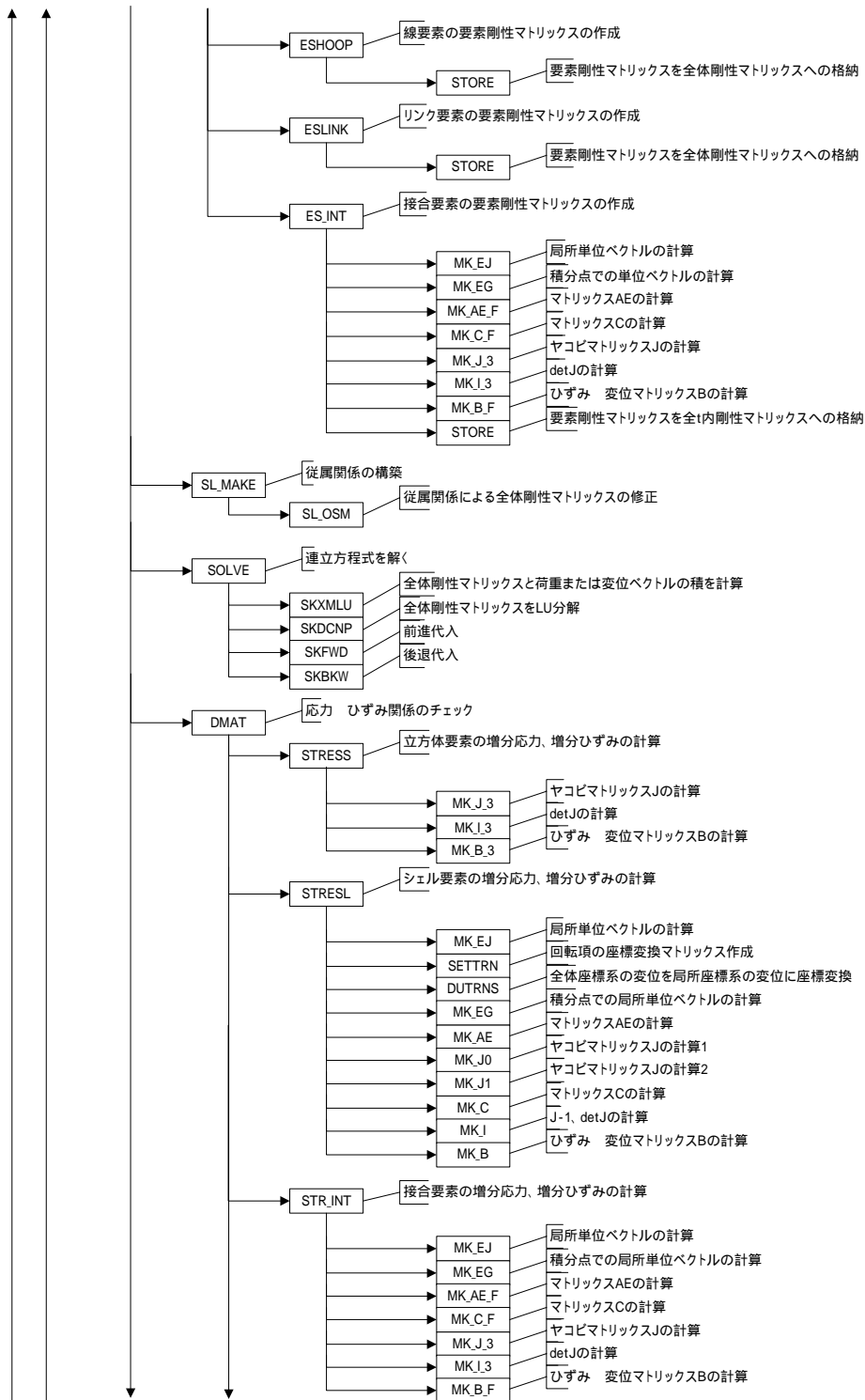


図 1.5.1 b) プログラムの全体構造

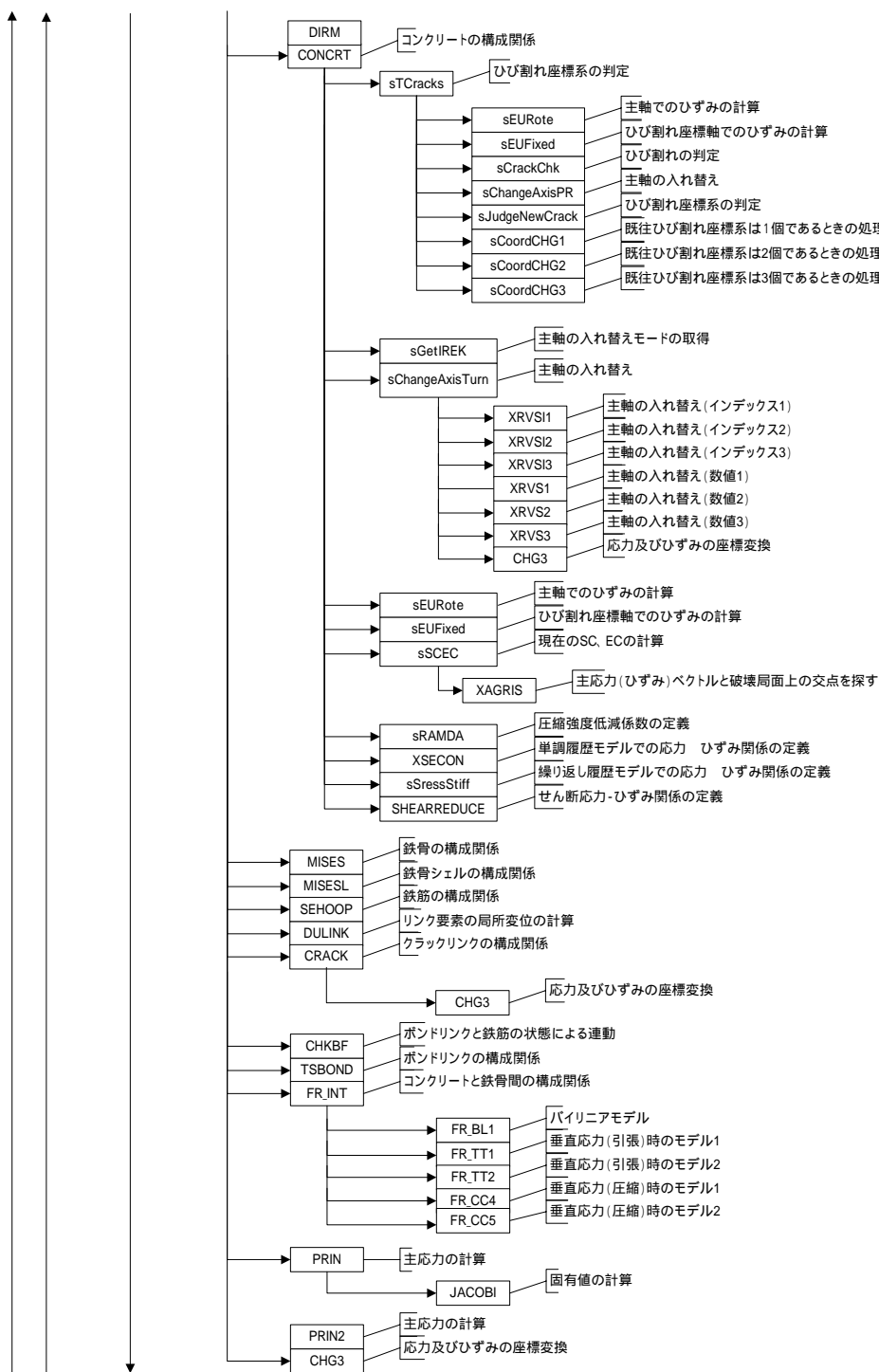


図 1.5.1 c) プログラムの全体構造

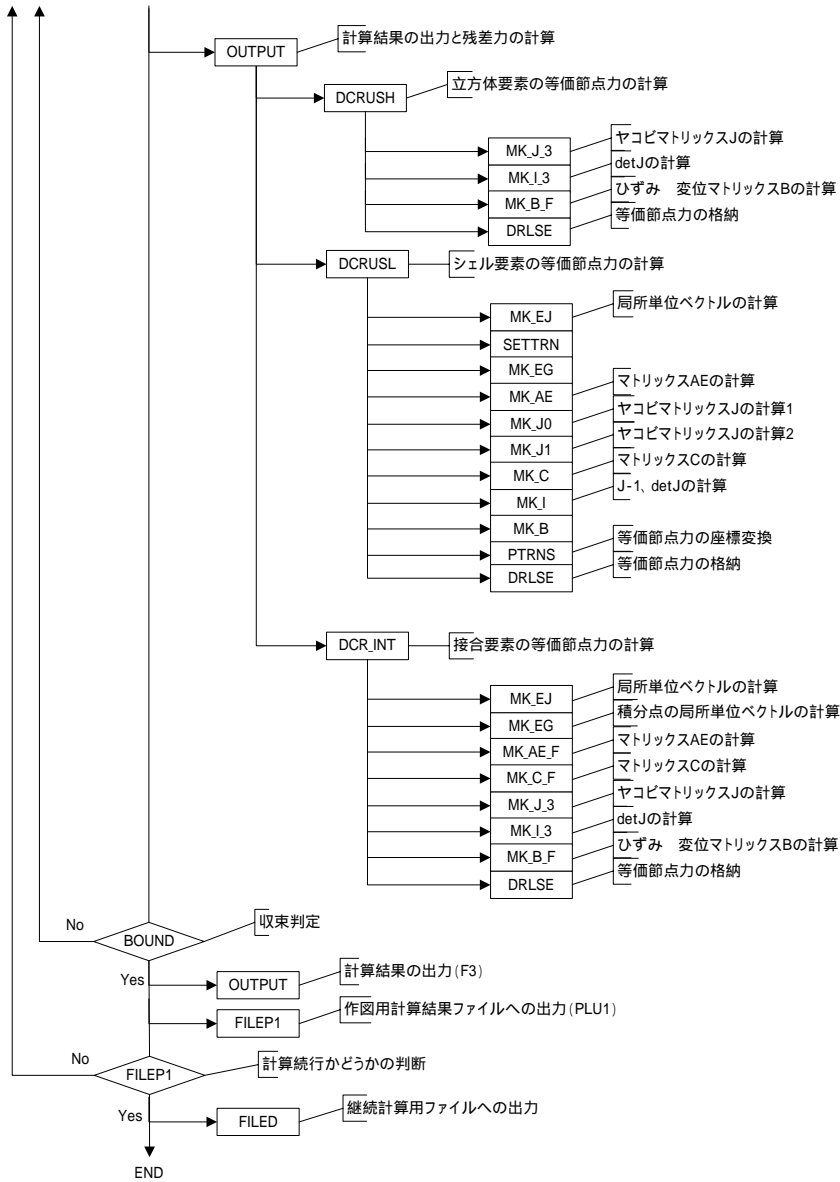


図 1.5.1 d) プログラムの全体構造

【 付 1 参考文献 】

- 【付1.1】 Ngo, D., and Scordelis, A.C. : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Vol.64, No.3, pp152-163, 1967.
- 【付1.2】 Zienkiewicz, O.C. (吉織雅夫, 山田嘉昭監訳): 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, 培風館, 1975
- 【付1.3】 Palaniswamy, R., and Shah, S.P. : Fracture and Stress-Strain Relationship of Concrete under Triaxial Compression, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST5, pp901-916, 1974.
- 【付1.4】 Cedlin, L., Crutzen, Y.R.J., and Dei Poli, S. : Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM3, pp423-439, 1977.
- 【付1.5】 Kotosvos, M.D., and Newman, J.B. : Generalized Stress-Strain Relations for Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.104, No.EM4, pp845-856, 1978.
- 【付1.6】 Ottosen, N.S. : Constitutive Model for Short-time loading of Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No.EM1, pp127-141, 1979.
- 【付1.7】 Bazant, Z.P., and Tsubaki, T. : Total Strain Theory and Path-dependence of Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.106, No.EM6, pp1151-1174, 1980.
- 【付1.8】 Darwin, D., and Pecknold, D.A.W. : Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, A Report on A Research Project Sponsored by the NSF, University of Illinois, July 1974.
- 【付1.9】 Darwin, D., and Pecknold, D.A. : Nonlinear Biaxial Law for Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.102, No.EM2, pp229-241, 1977.
- 【付1.10】 Saenz, L.P. : Discussion of 'Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete', by Desayi and Krishnan, Journal of the American Concrete Institute, Vol.61, No.9, pp1229-1235, 1964.
- 【付1.11】 野口 博 : 有限要素法による鉄筋コンクリ - トの非線形解析 (第 1 報 : 二軸応力下のコンクリートの応力 - 歪関係), 日本建築学会論文報告集 , No.252 , pp.1-10 , 1977.2

- 【付1.12】 Elwi, A., and Murray, D.W. : A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No.EM4, pp623-641, 1979.
- 【付1.13】 Bathe, K.J., and Ramawamy, S. : On Three-dimensional Nonlinear Analysis of Concrete Structures, Nuclear Engineering and Design, Vol.52, No.3, pp385-409, 1979.
- 【付1.14】 Bathe, K.J., and Walczak, J., and Mistry, N. : Nonlinear analysis of Concrete Structures, Computers and Structures, Vol.32, No.3/4, pp565-590, 1989.
- 【付1.15】 Gerstle, K.H. : Simple Formulation of Triaxial Concrete Behaviour, Journal of the American Concrete Institute, Vol.77, No.5, pp382-387, 1981.
- 【付1.16】 Stankowski, T., and Gerstle, K.H. : Simple Formulation of Concrete Behaviour under Multiaxial Load Histories, Journal of the American Concrete Institute, Vol.82, No.3, pp213-221, 1985.
- 【付1.17】 Bazant, Z.P. : Comment on Orthotropic Models for Concrete and Geomaterials, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.109, No.3, pp849-865, 1983.
- 【付1.18】 Ahmad, S.H., Shsh, S.P., and Khaloo, A.R. : Orthotropic Model of Concrete for Triaxial Stresses, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.1, pp165-181, 1986.
- 【付1.19】 Chen, A.C.T., and Chen, W.F. : Constitutive Relation for Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.101, No.EM4, pp465-481, 1975.
- 【付1.20】 Chen, W.F. (色部誠, 河角誠, 安達洋監訳) : コンクリート構造物の塑性解析, 丸善, 1985
- 【付1.21】 ASCE : ASCE International Workshop on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, Preliminary Proceedings, Columbia University, New York, June1991.
- 【付1.22】 Bazant, Z.P., and Kim, S. : Plastic-fracturing Theory for Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No.EM3, pp407-428, 1979.
- 【付1.23】 Han, D.J., and Chen, W.F. : On Strain-space Plasticity Formulations for hardening-softening Materials with Elasto-plastic Coupling, International Journal of Solids and Structures, Vol.22, No.8, pp935-950, 1986.
- 【付1.24】 水野英二, 畑中重光 : 塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, 第2巻第2号, pp.85-95, 1991.7.
- 【付1.25】 前川宏一 : Triaxial Elasto-Plastic and Continuum Fracture Model for Concrete, Concrete Library of JSCE, No.22, pp131-161, Dec 1993.

- 【付1.26】 Bazant, Z.P., and Bhat, P.D. : Endochronic Theory of Inelasticity and failure of Concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.102, No.EM3, pp581-610, 1976.
- 【付1.27】 Frantziskonis, G., and Desai, C.S. : Constitutive Model with Strain Softening, International Journal of Solids and Structures, Vol.23, No.6, pp733-750, 1987.
- 【付1.28】 Simo, J.C., and Ju, J.W. : Strain- and Stress-based on Continuum Damage Models-I. Formulation, International Journal of Solids and Structures, Vol.23, No.7, pp821-840, 1987.
- 【付1.29】 Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E : A Plastic-damage model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, Vol.25, No.5, pp299-326, 1989.
- 【付1.30】 Oliver, J., Cervera, M., Oller, S., and Lubliner, J. : Isotropic Damage Models and Smeared Crack Analysis of Concrete, Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Pineridge Press, Swansea, Vol.2, pp.945-958, 1990.
- 【付1.31】 Bazant, Z.P., and Ozbolt, J. : Nonlocal Microplane Model for Fracture, Damage, and Size Effect I Structures, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.116, No.11, pp2485-2505, 1990.
- 【付1.32】 Kupfer, H.B., and Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp853-866, 1973.
- 【付1.33】 Kupfer, H.B., Hilsdorf, H.K., and Rusch, H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of the American Concrete Institute, Vol.66, No.8, pp656-666, 1969.
- 【付1.34】 鷲津久一郎，宮本博，山田嘉昭，山本善之，川井忠彦共編：有限要素法ハンドブック，基礎編，応用編，培風館，1983
- 【付1.35】 三好俊郎：有限要素法入門，培風館，1978 初版発行，1997 改訂
- 【付1.36】 堀部明久：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の3次元非線形 FEM 解析とひずみエネルギー評価，千葉大学学位論文，2004

付2 第 4 章の材料モデル (DIANA)

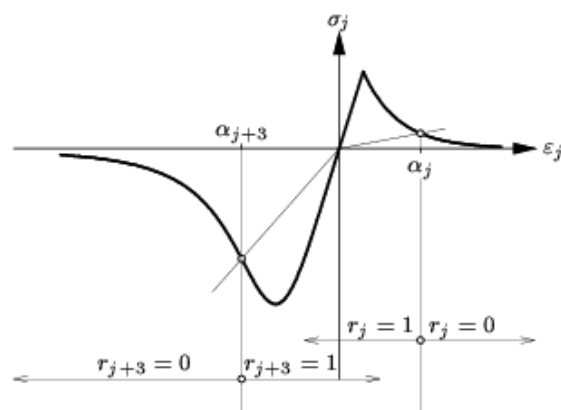
付録 2 は、文献^{【付 2.1】}より抜粋したものである。

(1) 全体ひずみに基づくひび割れモデル

全体ひずみに基づく構成則モデルは、元々 Vecchio and Collins^{【付 2.4】}により提案された、修正圧縮場理論 (Modified Compression Field Theory) の線に沿って開発されている。この理論の 3 次元への拡張は Selby and Vecchio^{【付 2.5】}により提案されている。以下に共軸および固定応力 - ひずみ概念について記す。

全体ひずみに基づく構成則モデルは、応力をひずみの関数として記述する。この概念は、負荷および除荷挙動が同一の応力 - ひずみパスに沿って起こるとき、亜弾性 (hypo-elasticity) として知られている。DIANA への組み込みでは、負荷と除荷挙動は割線除荷を用いて別々にモデル化される (付図 2.1)。全体ひずみ - 応力関係の枠内では、種々の手法が可能である。

ひとつの一般に使われる手法は、共軸応力 - ひずみの概念であり、応力 - ひずみ関係はひずみベクトルの主方向で評価される。「回転ひび割れモデル (rotating crack model)」として知られている、この手法は長い期間、鉄筋コンクリートの構成則をモデル化するのに適用されてきており、モデル化手法は鉄筋コンクリート構造物に適していることが示されている。ひび割れの物理特性に対してさらに魅力的な点は、応力 - ひずみ関係がひび割れ発生後固定される固定座標系において評価される固定応力 - ひずみの概念である。両手法は同一の枠組で容易に記述される。つまり、ひび割れ方向 n_{st} は固定されるか、あるいはひずみベクトルの主方向とともに連続的に回転する。



付図 2.1 負荷 - 除荷

全体ひずみに基づくひび割れモデルの基本概念は、応力がひび割れ方向により与えられる方向で評価される点である。要素座標系 xyz におけるひずみベクトル ε_{xyz} は次式に従いひずみ増分 ε_{xyz} を用いて更新される。

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} = {}^t\varepsilon_{xyz} + {}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (\text{付 2.1})$$

これはひずみ変換マトリクス T を用いてひび割れ方向のひずみベクトルに変換される。

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst} = T {}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} \quad (\text{付 2.2})$$

共軸回転概念では、ひずみ変換マトリクス T は現在のひずみベクトルに依存する。

$$T = T({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz}) \quad (\text{付 2.3})$$

一方、固定概念は、ひずみ変換マトリクスはひび割れ発生後固定される。圧縮側の拳動は、材料にひび割れが生じていないとき、回転座標系で評価される。固定概念の場合、圧縮拳動はひび割れ方向により決定される固定座標系で評価される。

ひずみ変換マトリクスは、例えば、Jacobi 法を用いて、ひずみテンソルの固有ベクトルを計算することにより評価される。

$$E = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{付 2.4})$$

固有ベクトルは次式のように書かれる回転マトリクス R 内に保存される。

$$R = [n \quad s \quad t] = \begin{bmatrix} c_{xn} & c_{xs} & c_{xt} \\ c_{yn} & c_{ys} & c_{yt} \\ c_{zn} & c_{zs} & c_{zt} \end{bmatrix} \quad (\text{付 2.5})$$

ただし、 $c_{xn} = \cos \theta_{ij}$: i 軸と j 軸間の余弦である。次に、一般 3 次元応力状態におけるひずみ変換マトリクス T は適切な値を代入することにより計算される。

$$T = \begin{bmatrix} c_{xn}^2 & c_{yn}^2 & c_{zn}^2 & c_{xn}c_{yn} & c_{yn}c_{zn} & c_{zn}c_{xn} \\ c_{xs}^2 & c_{ys}^2 & c_{zs}^2 & c_{xs}c_{ys} & c_{ys}c_{zs} & c_{zs}c_{xs} \\ c_{xt}^2 & c_{yt}^2 & c_{zt}^2 & c_{xt}c_{yt} & c_{yt}c_{zt} & c_{zt}c_{xt} \\ 2c_{xn}c_{xs} & 2c_{yn}c_{ys} & 2c_{zn}c_{zs} & c_{xn}c_{ys} + c_{yn}c_{xs} & c_{yn}c_{zs} + c_{zn}c_{ys} & c_{zn}c_{xs} + c_{xn}c_{zs} \\ 2c_{xs}c_{xt} & 2c_{ys}c_{yt} & 2c_{zs}c_{zt} & c_{xs}c_{yt} + c_{ys}c_{xt} & c_{ys}c_{zt} + c_{zs}c_{yt} & c_{zs}c_{xt} + c_{xs}c_{zt} \\ 2c_{xt}c_{xn} & 2c_{yt}c_{yn} & 2c_{zt}c_{zn} & c_{xt}c_{yn} + c_{yt}c_{xn} & c_{yt}c_{zn} + c_{zt}c_{yn} & c_{zt}c_{xn} + c_{xt}c_{zn} \end{bmatrix} \quad (\text{付 2.6})$$

他の応力状態の場合、適切なサブマトリクスが作用されるべきである。次に、構成則モデルが、一般には次式により与えられるひび割れ座標系において定式化される。

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} = \sigma({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst}) \quad (\text{付 2.7})$$

最終的に、要素座標系における更新応力ベクトルは次式により与えられる。

$${}^{t+\Delta t} \sigma_{xyz} = T^T {}^{t+\Delta t} \sigma_{nst} \quad (\text{付 2.8})$$

ひずみ変換マトリクス T は共軸回転概念における現在のひずみ変換マトリクス $T^T({}^{t+\Delta t} \varepsilon_{xyz})$ により与えられる。固定概念では、ひずみ変換マトリクス T は初期ひび割れ発生時の変換マトリクスにより与えられる。

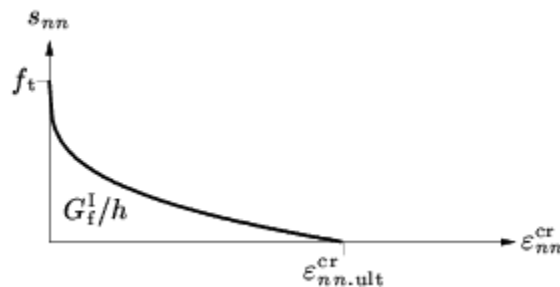
(2) 非線形引張軟化(Hordijk et al.)

Hordijk、Cornelissen および Reinhardt^[付 2.2-3] はクラックひずみ $\varepsilon_{nn,ult}$ においてゼロに等しいクラック応力を生じさせるコンクリートの軟化挙動に対する式を提案した(付図 2.2)。関数は次式により定義される。

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} \left(1 + \left(c_1 \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \right)^3 \right) \exp\left(-c_2 \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \right) \dots \\ - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) & \text{if } 0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \varepsilon_{nn,ult}^{cr} \\ 0 & \text{if } \varepsilon_{nn,ult}^{cr} < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty \end{cases} \quad (\text{付 2.9})$$

ただし、パラメータは $c_1=3$ および $c_2=6.93$ である。終局クラックひずみに対するパラメータ α は次式により与えられる。

$$\begin{aligned} \alpha &= \int_0^\infty y(x) dx = \int_0^1 y(x) dx + \int_1^\infty 0 dx \\ &= \int_0^1 \left(1 + (c_1 x)^3 \right) \exp(-c_2 x) - x(1 + c_1^3) \exp(-c_2 x) dx \\ &= \frac{-12c_1^3 - 12c_1^3 c_2 - 6c_1^3 c_2^2 - 2c_2^3 - 2c_1^3 c_2^3}{\dots} \\ &\quad \dots \frac{-c_2^4 - c_1^3 c_2^4 + 12c_1^3 \exp(c_2) + 2c_2^3 \exp(c_2)}{2c_2^4 \exp(c_2)} \end{aligned} \quad (\text{付 2.10})$$



付図 2.2 非線形引張軟化 (Hordijk et al.)

ここで、パラメータ $c_1=3$ および $c_2=6.93$ に対して $\beta=0.195$ を与える。また、終局クラックひずみは次式のように表される。

$$\varepsilon_{nm,ult}^{cr} = 5.136 \frac{G_f^I}{hf_t} \quad (\text{付 2.11})$$

Hordijk et al. の軟化曲線の場合、次の関係が導かれる。

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} &= \left(3(c_1x)^2 - c_2(1 + (c_1x)^3) - (1 + c_1^3)\exp(-c_2x) \right) \Big|_{x=0} \\ &= -c_2 - (1 + c_1^3)\exp(-c_2) \end{aligned} \quad (\text{付 2.12})$$

終局クラックひずみの最小値は次式により与えられる。

$$\varepsilon_{nm,ult,min}^{cr} = 6.957 \frac{f_t}{E} \quad (\text{付 2.13})$$

また、低減引張強度は次式のようなのである。

$$f_t = \left(0.739 \frac{G_f^I E}{h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{付 2.14})$$

(3) ひび割れたコンクリートのせん断挙動

せん断挙動のモデルは、せん断剛性がひび割れ発生後に通常低減される固定ひび割れ概念においてのみ必要である。現在の DIANA への組み込みでは、一定せん断剛性低下のみがモデル化される。つまり、

$$G^{cr} = \beta G \quad (\text{付 2.15})$$

ただし、 β はせん断保有係数、 $0 \leq \beta \leq 1$ である。回転ひび割れ概念の場合、せん断保有係数は 1 に等しいと仮定できる。

(4) 圧縮挙動

圧縮応力を受けるコンクリートは圧力依存挙動を示す。つまり、等方性応力 (isotropic stress) の増加に伴って、強度及び靱性が増大する。横拘束による増加した等方性応力の影響を考慮するため、圧縮応力 - ひずみ関係は修正される。さらに、圧縮挙動は横ひび割れによって影響を受けると仮定される。横拘束の影響をモデル化するため、圧縮応力 - ひずみのパラメータ、 f_{cf} 及び β_p は、破壊を生じさせる圧縮応力を横方向の拘束応力の関数として与える破壊関数を用いて評価される。

材料に横方向のひび割れが生じたならば、パラメータはピークひずみに対する係数 α_{cr} 及びピーク応力 f_{cr} に対する係数を用いて減じられる。圧縮における基本曲線はピーク応力値 $f_p = \alpha_{cr} f_{cf}$ と対応するピークひずみ値 $\alpha_p = \alpha_{cr} \alpha_p$ により評価されると巧みに仮定されている。まとめると、

$$f_p = \beta_{\sigma cr} f_{cf} \quad (\text{付 2.16})$$

$$\alpha_p = \beta_{\epsilon cr} \epsilon_p \quad (\text{付 2.17})$$

パラメータ f_p 及び α_p を用いた圧縮側の基本関数は多数の異なった事前定義及びユーザー定義曲線を用いてモデル化される。事前定義曲線は一定曲線及び脆性曲線、並びに圧縮曲線エネルギー G_c に基づく線形及び指数軟化曲線である。線形硬化及び飽和硬化曲線 (saturation hardening curves) も利用できる。圧縮で利用可能な硬化 - 軟化曲線は放物線、放物 - 指数および Thorenfeldt et al. ^{【付 2.6】} による硬化曲線である。

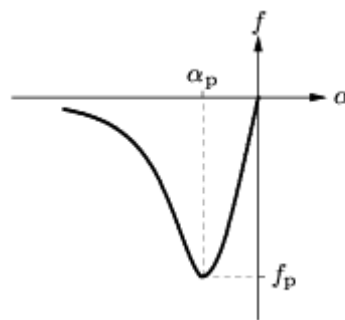
Thorenfeldt 曲線 (付図 2.3) は次式により記述される。

$$f = -f_p \frac{\alpha_j}{\alpha_p} \left(\frac{n}{n-1 + \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_p} \right)^{nk}} \right) \quad (\text{付 2.18})$$

ただし、

$$n = 0.80 + \frac{f_{cc}}{17} ; \quad k = \begin{cases} 1 & \text{if } 0 > \alpha > \alpha_p \\ 0.67 + \frac{f_{cc}}{62} & \text{if } \alpha \leq \alpha_p \end{cases} \quad (\text{付 2.19})$$

また、圧縮挙動に対して多直線曲線及びユーザー供給曲線が組み込まれる。



付図 2.3 Thorenfeldt 圧縮曲線

(5) 横拘束を考慮した圧縮挙動

等方性応力の増加に伴う強度の増大は、次式のように定義される 4 - パラメータ Hsieh-Ting-Chen 破壊面を用いてモデル化される。

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{f_{cc}^2} + 0.9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0.2312 \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0 \quad (\text{付 2.20})$$

ただし、不変量 J_2 及び I_1 は次式によりコンクリートの応力 σ_{ci} の関数として定義される。

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_{c1} - \sigma_{c2})^2 + (\sigma_{c2} - \sigma_{c3})^2 + (\sigma_{c3} - \sigma_{c1})^2 \right) \quad (\text{付 2.21})$$

$$I_1 = \sigma_{c1} + \sigma_{c2} + \sigma_{c3} \quad (\text{付 2.22})$$

また f_{c1} は最大コンクリート応力である。

$$f_{c1} = \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (\text{付 2.23})$$

これは最大引張応力ではなく、最大主応力である。(付 2.20) のパラメータは 1 軸引張及び圧縮強度、2 軸圧縮強度及びコンクリート試験体に関する実験データを適合させることにより評価される。

応力 f_{c3} は破壊を生じさせると仮定され、式(付 2.20) が成立するように線形弾性応力ベクトル $\sigma_c = sE\varepsilon_{nst}$ を縮尺することにより評価される。すると、多軸応力状態での圧縮破壊応力は次式により与えられる：

$$f_{c3} = s \cdot \min(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) \quad (\text{付 2.24})$$

縮尺係数 s が負ならば、正の破壊応力 f_{c3} が得られ、応力ベクトルは破壊面の引張側に縮尺され、破壊強度は大きな負値 ($-30f_{cc}$) に等しくされる。破壊強度 f_{cf} は次式により与えられる。

$$f_{cf} = -f_{c3} \quad (\text{付 2.25})$$

ピーク応力係数 K は Selby^[付 2.5] により与えられている。

$$k_\delta = \frac{f_{cf}}{f_{cc}} \geq 1 \quad (\text{付 2.26})$$

また、ピークひずみ係数は次式により与えられると仮定される。

$$K_\varepsilon = K_\delta \quad (\text{付 2.27})$$

無拘束圧縮では、ピーク時の値は 1 軸圧縮強度により与えられ、ピーク応力係数は 1 に等しい。今度は、圧縮応力 - ひずみ関数のパラメータは次式となる。

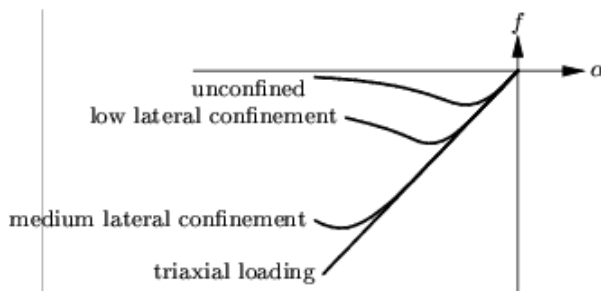
$$f_{cf} = K_\delta f_{cc} \quad (\text{付 2.28})$$

$$\varepsilon_p = K_\delta \varepsilon_0 \quad (\text{付 2.29})$$

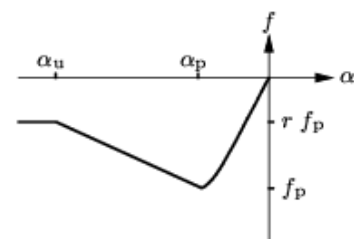
ただし、初期ひずみ値 ε_0 は次の関係により与えられる。

$$\varepsilon_0 = -\frac{n}{n-1} \times \frac{f_{cc}}{E_c} \quad (\text{付 2.30})$$

上述の方程式は、ヤング係数により与えられる応力 - ひずみ曲線の初期勾配を用いて、拘束された圧縮の下で最大強度を徐々に増大される結果を与える。完全な3軸応力状態では、破壊面に達することはなく、線形応力 - ひずみ関係が得られる（付図 2.4）。



付図 2.4 横拘束が圧縮応力 - ひずみ関係に及ぼす影響



付図 2.5 横拘束の下での圧縮挙動

拘束コンクリートの増加した靱性は、次式に従い、Thorenfeldt 曲線の下降ブランチを線形に近似することによりモデル化される。

$$f_j = -f_b \left(1 - (1-r) \frac{\alpha_j - \alpha_p}{\alpha_u - \alpha_p} \right) \leq -rf_p \quad (\text{付 2.31})$$

ただし、 r は材料の残留強度をモデル化する係数である（付図 2.5）。圧縮側の終局ひずみは次式により、ピーク強度と圧縮強度の比及びピーク時のひずみにより評価されると仮定される。

$$\alpha_u = \left(\frac{f_p}{f_{cc}} \right)^\gamma \alpha_p \quad (\text{付 2.32})$$

ただし、決定すべきスカラー γ は、現在のところ $\gamma = 3$ と仮定される。残留強度 rf_p も次式による、ピーク強度と圧縮強度の比に依存する。

$$\gamma = \left(\frac{f_p}{f_{cc}} \right)^\gamma r_0 \quad (\text{付 2.33})$$

ただし、 r_0 は初期値であり、 $r_0 = 0.1$ と仮定する。

ピーク値は f_p が圧縮強度 f_{cc} よりかなり大きいならば、つまり $f_p/f_{cc} > 1.05$ ならば、線形圧縮 - 軟化関係のみが Thorenfeldt 曲線に適用される。 $f_p/f_{cc} < 1.05$ を生じさせる横圧縮及び横ひび割れの場合、材料の靱性は増大しないであろう。

(6) 横ひび割れを考慮した圧縮挙動

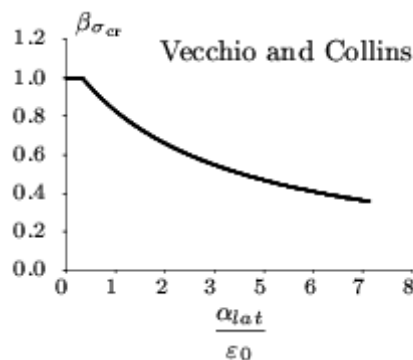
ひび割れたコンクリートの場合、主圧縮方向に垂直な大きな引張りひずみがコンクリート圧縮強度を低下させる。結果として、圧縮強度 f_p は内部変数 α_j のみの関数ではなく、横方向の引張損傷を支配する内部変数 $\alpha_{1,1}$ 及び $\alpha_{1,2}$ の関数でもある。横ひび割れによる低減係数は $\beta_{\sigma_{cr}} = \beta_{\sigma_{cr}}(\alpha_{lat})$ 及び $\beta_{\sigma_{cr}} = \beta_{\sigma_{cr}}(\alpha_{lat})$ として表され、これは $\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{1,1}^2 + \alpha_{1,2}^2}$ により与えられる平均横損傷変数の関数である。

横ひび割れによる低減に対して採用した関係は Vecchio and Collins^{【付 2.6-7, model B】} (付図 2.6) によるモデルである。

$$\beta_{\sigma_{cr}} = \frac{1}{1 + K_c} \leq 1 \quad (\text{付 2.34})$$

ただし、

$$K_c = 0.27 \left(-\frac{\alpha_{lat}}{\varepsilon_0} - 0.37 \right) \quad (\text{付 2.35})$$



付図 2.6 横ひび割れによる低減係数

【 付 2 参考文献 】

- 【付2.1】 TNO DIANA : DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release 9 , 2005
- 【付2.2】 Cornelissen, H. A. W., Hordijk, D. A., and Reinhardt, H. W. : Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of normal weight and lightweight Concrete. *Heron* 31, 2 1986.
- 【付2.3】 Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 【付2.4】 Vecchio, F. J., and Collins, M. P : Ten Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal* 83, 22 (1986), pp.219-231.
- 【付2.5】 Selby, R. G., and Vecchio, F. J. : Three-Dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, Dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993
- 【付2.6】 Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J. : Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design : In Proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete (Stavanger, Norway) (Trondheim, 1987), Tapir.
- 【付2.7】 Vecchio, F. J., and Collins, M. P. : Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *J. Str. Eng., ASCE* 119, 12 (1993), 3590-3610.