



RC床版付半剛接接合部の力学的性能評価と骨組への応用に関する研究

市岡, 大幸

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2007-09-25

(Date of Publication)

2008-02-04

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲4071

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1004071>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

RC 床版付半剛接接合部の力学的性能評価と
骨組への応用に関する研究

平成 19 年 7 月

神戸大学大学院自然科学研究科

市岡 大幸

目次

第1章 序章	1
1.1 序論	1
第2章 既往の研究	3
2.1 半剛接接合部に関する研究	3
2.1.1 半剛接接合部の分類	3
2.1.2 フラッシュ・エンドプレート型接合部に関する研究	5
2.2 テンション・スティフニングに関する研究	8
2.3 負曲げを受ける床版付半剛接接合部に関する研究	9
2.3.1 実験的研究	9
2.3.2 解析的研究	13
2.3.3 負曲げを受ける床版付半剛接接合部回転剛性に関する研究	14
2.4 鉄筋の付着に関する研究	15
2.5 まとめと本論文の位置づけ	17
2.6 本論文の構成	18
第3章 フラッシュ・エンドプレート型接合部性能評価	19
3.1 はじめに	19
3.2 実験概要	19
3.2.1 試験体および載荷方法	19
3.2.2 測定方法	21
3.3 実験結果	24
3.3.1 全体挙動	24
3.3.2 仕口部変形性状	25
3.3.3 仕口部近傍の梁部変形性状	25
3.3.4 初期回転剛性のバラツキの要因に関する考察	26
3.3.5 仕口部の接触状態に関する考察	27
3.4 接合部の耐力評価	29
3.4.1 ボルトの軸力負担	29
3.4.2 接合部耐力評価	30
3.5 モーメント-回転角関係のモデル化	32
3.6 まとめ	32

第4章	有限要素法による	
	フラッシュ・エンドプレート型接合部の解析	35
4.1	概説	35
4.2	解析概要	35
4.2.1	解析モデル	35
4.2.2	解析シリーズ	37
4.3	解析結果	39
4.3.1	柱フランジに初期不整がない場合の検討	39
4.3.2	エンドプレートの局所変形	40
4.3.3	仕口部近傍でのひずみの乱れの検討	41
4.3.4	仕口部ひずみ分布に見る梁端部性状	42
4.3.5	初期回転剛性	45
4.3.6	材間圧縮力分布	46
4.4	まとめ	47
第5章	鉄筋抜け出し量評価	49
5.1	はじめに	49
5.2	鉄筋両引き実験概要	50
5.2.1	試験体シリーズ	50
5.2.2	載荷および計測方法	51
5.3	シリーズ1 試験体実験結果	52
5.4	鉄筋抜け出し剛性の評価	58
5.4.1	P-S 関係式の導出	58
5.4.2	鉄筋引張力-端部抜け出し量関係の基準化	58
5.5	シリーズ2 試験体実験結果:ひび割れ幅と抜け出し量	60
5.6	まとめ	61
第6章	半剛接合部を有する十字形合成梁試験	63
6.1	はじめに	63
6.2	実験概要	63
6.2.1	試験体および載荷方法	63
6.2.2	測定方法	65
6.3	実験結果と考察	71
6.3.1	全体挙動	71
6.3.2	スラブのずれ量	71
6.3.3	亀裂幅と鉄筋抜け出し量	76
6.3.4	負曲げスラブ幅方向鉄筋応力分布	76
6.3.5	正曲げスラブ幅方向ひずみ分布	76
6.3.6	中立軸位置	78
6.4	負曲げ時の Phase 定義	78
6.5	正曲げ剛性評価力学モデル	79
6.6	終局耐力の算出	81

6.7	モーメントー回転角関係のモデル化	82
6.8	まとめ	84
第 7 章 有限要素法による		
	負曲げ時の仕口部鉄筋応力分布の評価	85
7.1	はじめに	85
7.2	解析モデル	86
7.2.1	解析モデルの概要	86
7.2.2	解析シリーズ	88
7.3	解析結果	89
7.3.1	Phase1 の仕口部応力分布	89
7.3.2	Phase2 仕口部鉄筋応力分布について	91
7.3.3	Phase3 仕口部鉄筋応力分布について	92
7.3.4	2 次元ひび割れ解析結果	93
7.3.5	逆対称曲げ時鉄筋応力分布	94
7.4	鉄筋応力分布の決定	95
7.5	応力分布のモデル化	97
7.6	まとめ	99
第 8 章 有限要素法による		
	正曲げ時の仕口部コンクリート応力分布の評価	101
8.1	はじめに	101
8.2	解析概要	101
8.2.1	解析モデル	101
8.2.2	解析シリーズ	105
8.3	解析結果	106
8.3.1	解析結果の妥当性	106
8.3.2	反力負担率 β の算出	106
8.4	局所変形剛性 K_c 解析モデル	108
8.5	まとめ	109
第 9 章 床版付半剛接接合部の力学的性能評価		
	111	111
9.1	はじめに	111
9.2	付着解析によるスラブずれ量	111
9.2.1	基礎微分方程式の導出	111
9.2.2	仕口部でのスラブずれ量評価式の導出	113
9.3	接合部回転剛性評価式の導出	115
9.3.1	負曲げ接合部回転剛性評価式	115
9.3.2	正曲げ接合部回転剛性評価式	116
9.4	スラブのずれ量評価	118
9.4.1	負曲げ側仕口部でのずれ量	118
9.5	回転剛性評価	120

9.6	まとめ	121
第 10 章	床版付半剛接結合骨組の解析	123
10.1	はじめに	123
10.2	建物概要	123
10.2.1	設計荷重	123
10.3	解析モデル	126
10.3.1	接合部性状	126
10.3.2	ブレース配置	129
10.4	解析結果	131
10.5	結論	133
第 11 章	まとめ	149
付録 A	ボルト軸力について	153
A.1	ボルトの離間軸力	153
付録 B	スタッド押し抜き試験	155
B.1	試験体概要	155
B.2	スタッド押し抜き試験結果とモデル化	155
付録 C	有限要素法による	
	フラッシュ・エンドプレート型接合部の解析補足	159
C.1	はじめに	159
C.2	フラッシュ・エンドプレート型接合部の 解析におけるボルト伸び剛性について	159
C.2.1	4章フラッシュ・エンドプレート型接合部解析結果の考察	159
C.2.2	ボルト伸び剛性のキャリブレーション	159
C.2.3	回転中心と中立軸位置	160
C.3	7章仕口部鉄筋応力分布の補足解析	162
C.4	解析モデル	162
C.5	解析結果	163
謝辞		168

第 1 章

序章

1.1 序論

構造物は地震や風などの様々な外乱から人や財を守る役割がある。特に日本は地震が極めて多く、地球上で発生する地震の約 2 割が集中するため、我国の構造物において耐震性は重要な性能の一つである。

地震荷重に対する建物の性能評価には骨組解析が行われるが、通常、部材は線材置換され、パネルゾーンは無視され、接合部や柱脚は剛接合かピン接合に理想化してモデル化される。しかし、実際には部材は厚さを持ち、パネルゾーンのせん断変形やせん断降伏は、骨組の性能に大きく影響する。また、接合部に関しては完全な剛接合やピン接合である接合部は存在しない。そこで、実際の現象を適切にモデル化して骨組解析を行うには半剛接合という概念を導入する必要がある。

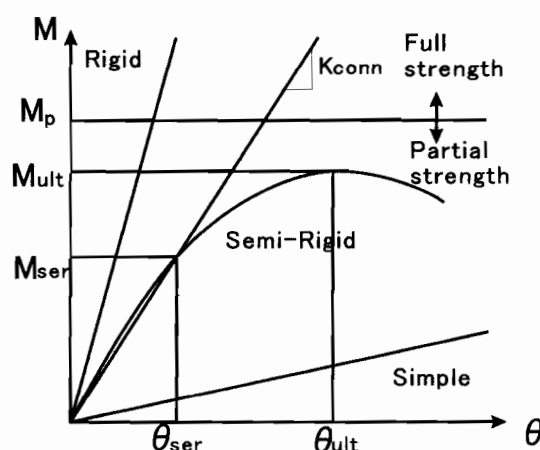


図 1.1 接合部剛性の区分け

半剛接合部 (Semi-rigid) は図 1.1 に示すように、モーメント-回転角関係において剛接合 (Rigid) とピン接合 (Simple) の中間の剛性を持つ接合部であると定義され、欧米でよく用いられているフラッシュ・エンドプレートなどを用いてボルト接合された接合部を指す。

鉄骨構造物の柱梁接合部において、ボルト接合された半剛接合は、施工性、コストや変形能力などの点で優れている。半剛接合は溶接接合と比べて接合部回転剛性、強度が劣るため、日本などの地震国で用いる時は注意が必要であるが、ボルト本数などを変える事で接合部の剛性が選択でき、骨組の構造的な設計の自由度を向上させることができる。

RC 床版と鉄骨梁をスタッドで合成した合成梁は適切な配筋を行うことで、接合部においてその補強効果が期待でき、半剛接合の長所を損なうことなく接合部の強度、剛性を高めることができる。日本の建築分野においては、鉄骨構造物は合成梁を多く用いられているが、慣用的な設計法では特に負曲げにおいてはほとんど補剛効果を期待していない。しかし、EuroCode4 [7] ではひび割れ後もテンション・スティフニング効果による補剛効果を期待した設計法となっている。負曲げを受ける半剛接合部に対する床版の補剛効果を適切に評価することで、より合理的な設計が可能となる。しかし、合成梁とすることで中立軸が移動し、また上下非対称断面となり、正曲げ時と負曲げ時の挙動が異なる。鉄骨とコンクリートとの材料境界面にずれが発生するなどその挙動は複雑なものとなる。それは地震時の逆対称曲げ時に特に現れるため、その実用化には適切に接合部の性能を評価し、設計手段を

確立することが必要である。

床版付半剛接接合部の設計に際しては、鉄骨梁接合部の回轉剛性、強度の把握、並びに梁が RC 床版と合成された場合における RC 床版の接合部への影響の評価が求められる。RC 床版の接合部回轉剛性への影響は主に、負曲げ時の仕口部での鉄筋抜け出し剛性、正曲げ時の柱フランジ界面でのスラブの圧縮剛性、そしてスラブのずれが挙げられる。

本研究の目的は半剛接接合部の利点を生かし、強度、剛性を補うために本来構造的に使われていない床版を積極的に活用することで合理的な設計を行うことにある。床版付半剛接接合部の力学的性能評価法を提案し、床版の影響を考慮した半剛接接合骨組の性能評価を行う。

第 2 章

既往の研究

2.1 半剛接接合部に関する研究

2.1.1 半剛接接合部の分類

半剛接とは通常エンドプレートやアングルを用いてボルト接合され、剛接合とピン接合の中間の接合部回転剛性を持つ接合部を指して使われる。半剛接接合部の接合形式は多種多様なものがあるが、文献 [8] では半剛接接合部を以下の 12 個に分類している。代表的な接合部形式を図 2.1 に示す。

- | | |
|--|---|
| ① Single web cleat (single angle) | ⑦ Flush end plate |
| ② Web side plate (shear tab) | ⑧ Extended end plate |
| ③ Double web cleats (double angle) | ⑨ Combined web and flange cleats (angles) |
| ④ Flange cleats (flange angle) | ⑩ Tee stubs |
| ⑤ Bottom flange cleat and web cleat (seat and web angle) | ⑪ Top plate and seat cleat (angle) |
| ⑥ Header plate (shear end plate) | ⑫ Top stubs and web cleat (angle) |

EuroCode3 [6](以下 EC3) の $M - \theta$ 関係による分類を図 2.2 に示す。EC3 では接合部でのモーメント M 、回転角 θ を下式により無次元化を行っている。

$$\bar{M} = \frac{M}{M_p}, \quad \bar{\theta} = \frac{\theta}{\theta_p}, \quad \theta_p = \frac{M_p}{\left(\frac{EI}{L_b}\right)} \quad (2.1)$$

M_p :鉄骨梁の全塑性モーメント, L_b :梁スパン

EC3 では図 2.2 に示すように、ブレースの有無により分けられ、半剛接接合部は剛性により剛接合とピン接合に区別される。また、強度については $\bar{M} > 1$ となるものを Full-Strength Joints(全強接合), $\bar{M} < 1$ を Partial-Strength Joints(半強接合)と呼び、半剛接接合部と区別をしている。通常半剛接接合部は Full-Strength Joints となることは少ない。欧米では Semi-Rigid の他, Partial Restrained や Flexibly Connected の用語を用いられることも多い。

半剛接接合部の分類に関しては Kishi and Chen [16] らが図 2.3 に示すように接合部ごとにまとめている。図中の無次元化での梁スパン L_b は 7.6m を用いている。

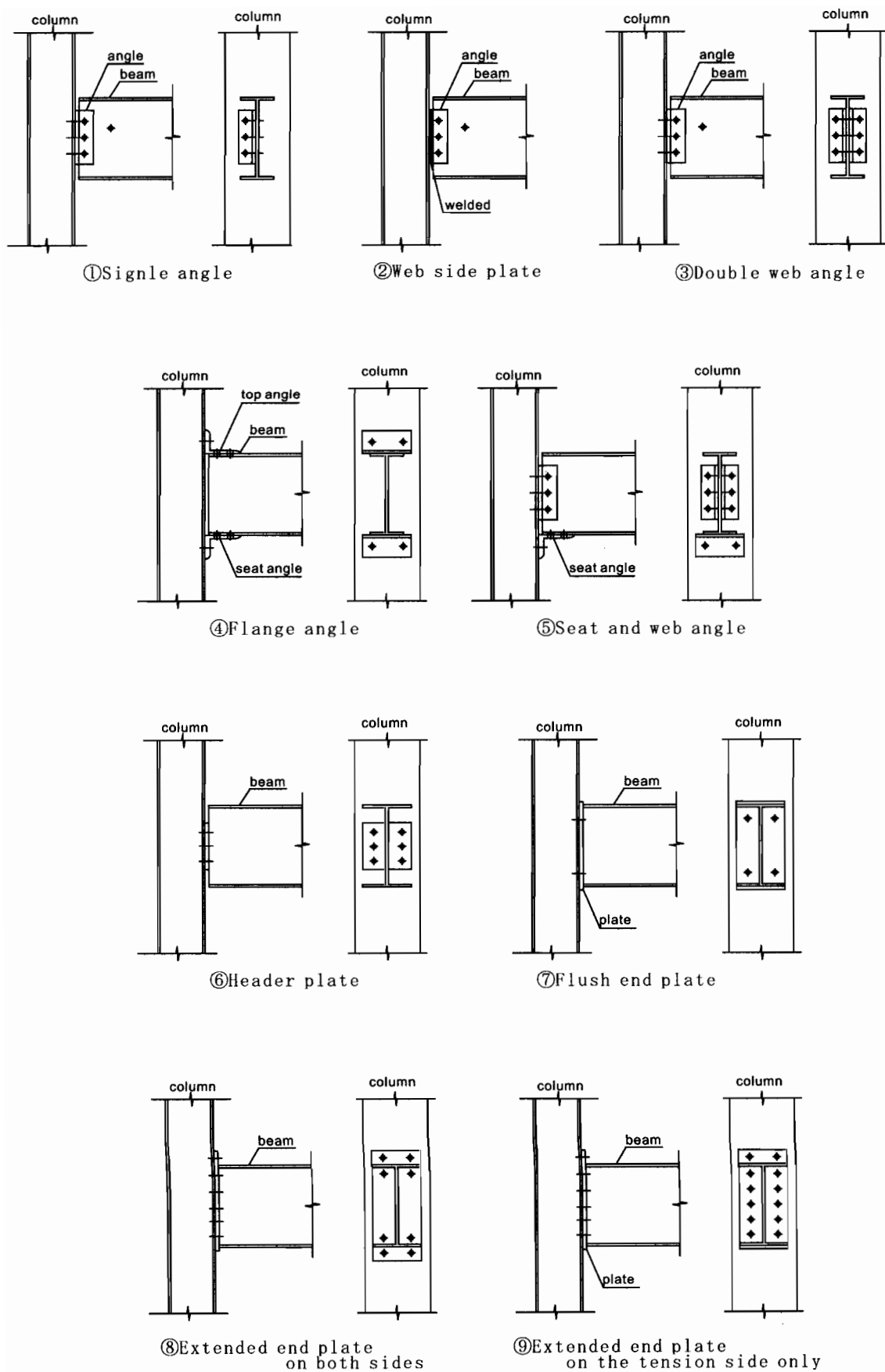


図 2.1 接合部の種類

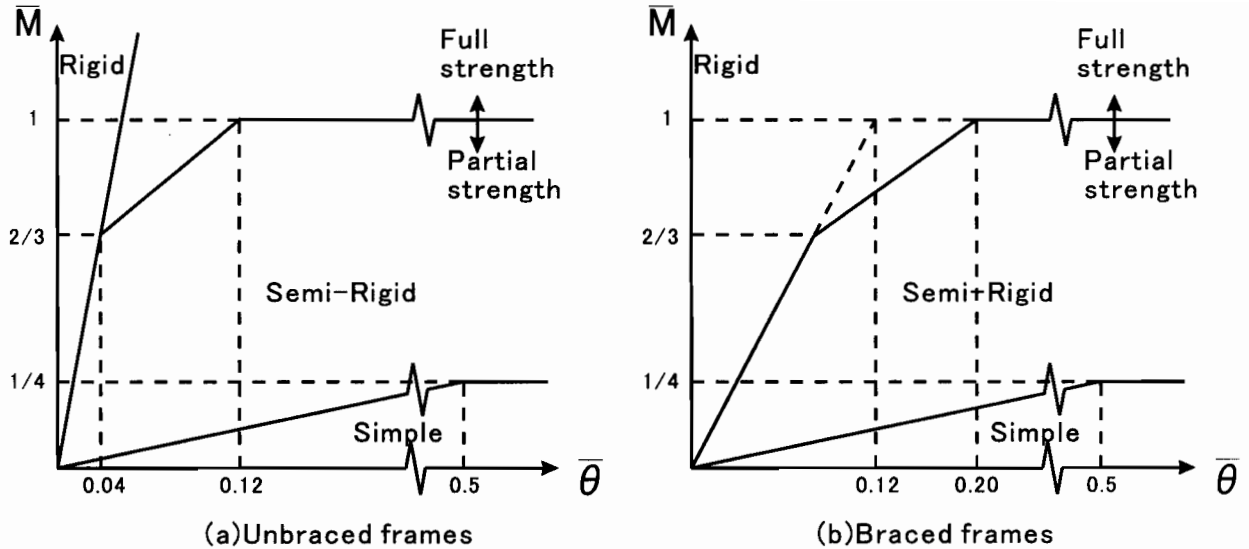


図 2.2 EC3 による接合部の区分分け

(a)Single web-angle and single plate connections は、初期剛性に関しては多くの曲線が半剛接の範囲にあるが、荷重が上がるとすぐにピン接合となる。最大耐力は $1/10M_p$ から $1/4M_p$ (M_p : 鉄骨梁全塑性モーメント) で、EC3 の分類上は半剛接であるが、明らかにピン接合の挙動をしている。

(b)Double web-angle connections の接合部耐力は最大で $1/5M_p$ であるが、大半は $1/10M_p$ であり耐力は小さい。接合部回転能力は高く、ピン接合に分類される。

(c)Top and seat-angle connections with double web-angle はほとんどが半剛接の分類の範囲に入っている。初期剛性も高く剛接であり、荷重が大きくなると半剛接接合部の挙動となる。接合部耐力は $1/5M_p$ から $4/5M_p$ で接合部回転能力も十分ある。半剛接接合部に分類される。

(d)Top and seat-angle connections も初期剛性は高いが、荷重が大きくなるに従い、剛性は下がり半剛接接合部の挙動となる。接合部耐力は $1/10M_p$ から $1/2M_p$ の範囲である。

(e)Extended end-plate connections は最も強度、剛性が高い接合部形式であり、接合部耐力は $2/5M_p$ から $4/5M_p$ 、初期剛性はほぼ剛接に分類される。

(f)Flush end-plate connections は Top and seat-angle connections の挙動とよく似ている。初期剛性は剛接、荷重が上がると半剛接となる。耐力は $1/5M_p$ から $4/5M_p$ で、半剛接接合部に分類される。

(g)Header plate connections は Double web-angle connections と似た挙動をし、耐力は低く、回転能力は高い。ピン接合に分類される。

半剛接接合部の設計に関しては EC3 の他、Stark and Bijlaard [34] らがまとめている。本研究では半剛接接合部全般を対象としているが、引張ボルト接合かつ強度、剛性のある程度持っているということから、特にフラッシュ・エンドプレート形式について床版の影響を調べている。そこで、フラッシュ・エンドプレート型接合部の性状に関して以下でまとめる。

2.1.2 フラッシュ・エンドプレート型接合部に関する研究

フラッシュ・エンドプレート型接合部はエンドプレートの破壊モードについては、エンドプレート耐力とボルト耐力により、図 2.4 に示す 3 つの破壊モードに分けられる。

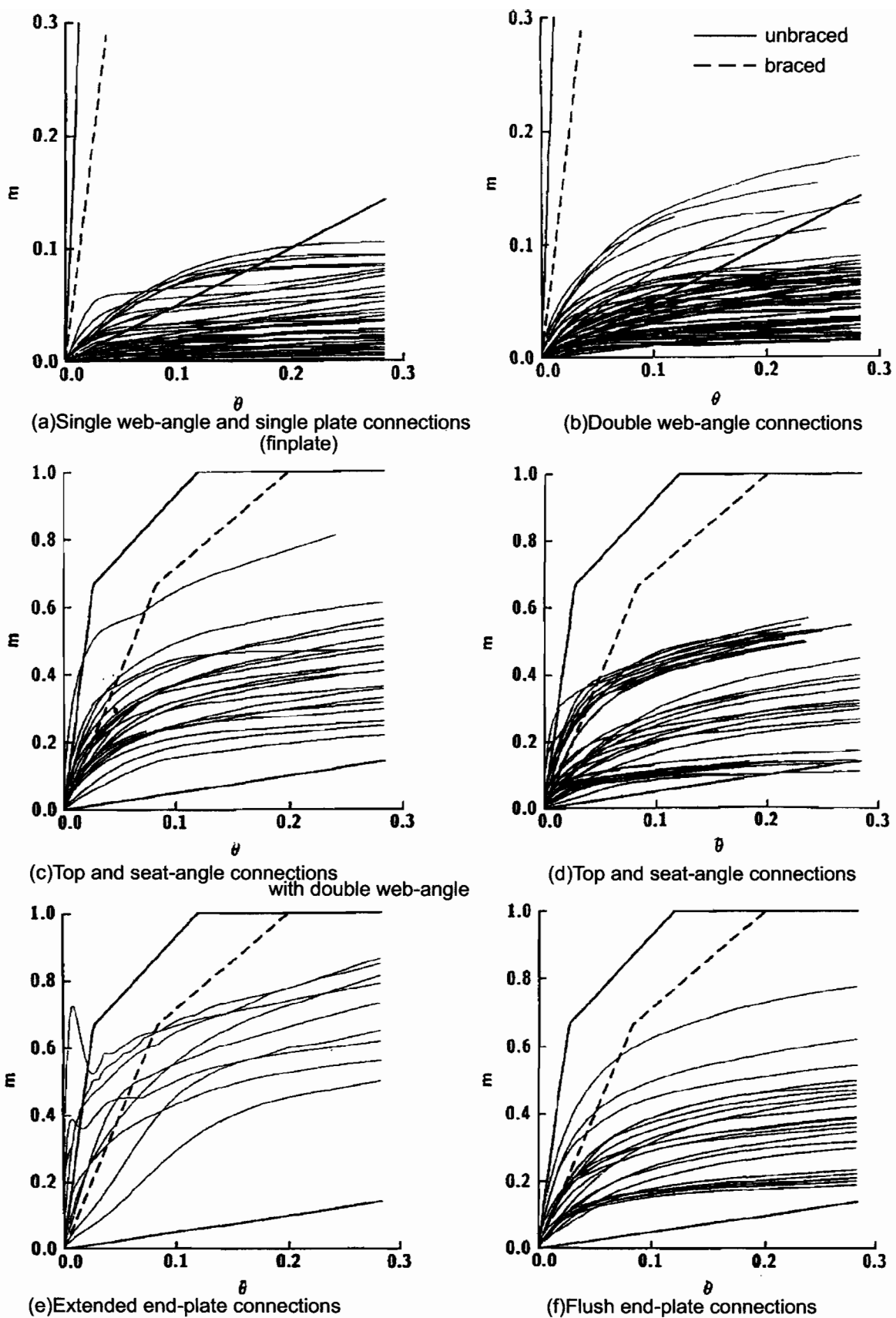
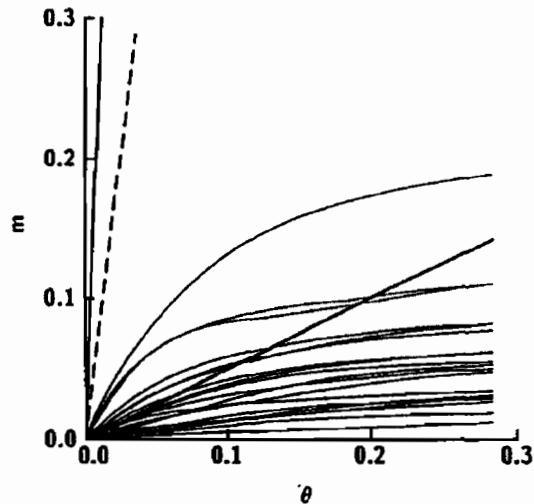


圖 2.3 $\bar{M} - \bar{\theta}$ 曲線 [16]



(g)Header plate connections

図 2.3 $\bar{M} - \bar{\theta}$ 曲線 [16]

柱フランジに関しては，図 2.5(a) に示すボルト列距離 p ，ボルトの端あき e ，ウェブ溶接端からの距離 m の組み合わせにより，図に示す 3 種類の破壊モードに分類している。

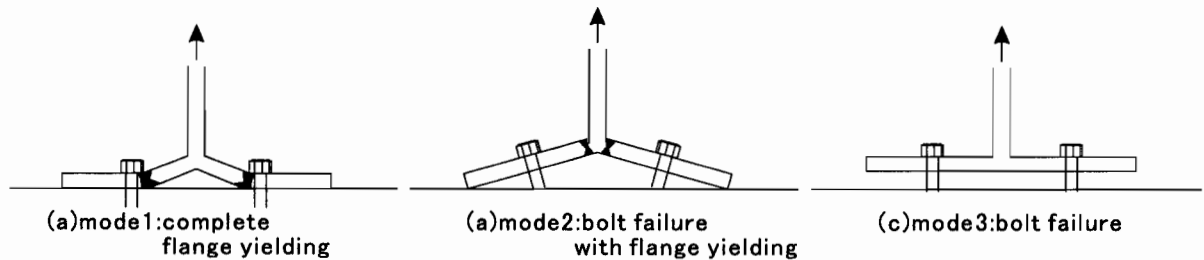


図 2.4 T-stub フランジ破壊モード

Murray [28] はエンドプレート型接合部について，柱，エンドプレートの降伏線理論に基づく設計手法，ボルト付加軸力の評価，てこ反力の評価について既往の研究をまとめている。Mann and Morris [27] はエンドプレート型接合部の設計法について特にエンドプレートと柱フランジ厚の接合部挙動の影響について既往の研究をまとめている。その中で Mann はエンドプレート厚により破壊モードが変わり接合部変形能力に影響すると指摘している。

2.1.2.1 エンドプレート厚の影響

フラッシュ・エンドプレート形式の接合部回転剛性，接合部耐力に及ぼすパラメータとしてエンドプレート厚が挙げられる。Packer ら [31] はエンドプレート厚が接合部耐力に及ぼす影響を M22 のボルトに対して実験を行うとともに，Douty [14] や Zoetermeijer [37] らのエンドプレート厚算定式とも比較検討をしている。

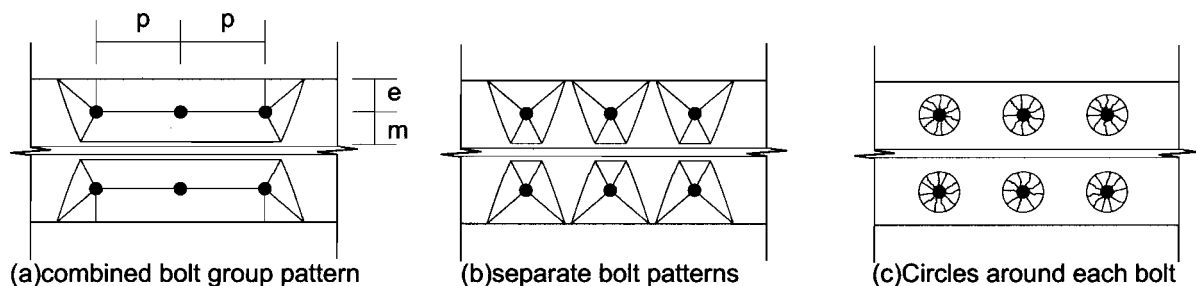


図 2.5 柱フランジ降伏線

2.2 テンション・スティフニングに関する研究

我国の建築分野においては、負曲げを受ける合成梁のコンクリートは通常無視して設計される。しかし、コンクリートひび割れ後もコンクリートによる拘束効果により、鉄筋の伸び剛性は鉄筋のみの剛性に比べて大きくなることが知られている。図 2.6 にコンクリート塊に埋め込まれた鉄筋ひび割れ時の鉄筋およびコンクリートの応力状態を示す。図 2.6 に示すように、ひび割れが発生することにより、ひび割れ位置では鉄筋のみで軸力を受けるため鉄筋応力は上昇し、ひび割れ間では付着力により鉄筋-コンクリート間において力が伝達されるため、コンクリートも軸力に抵抗する。この効果はテンション・スティフニングと呼ばれる。

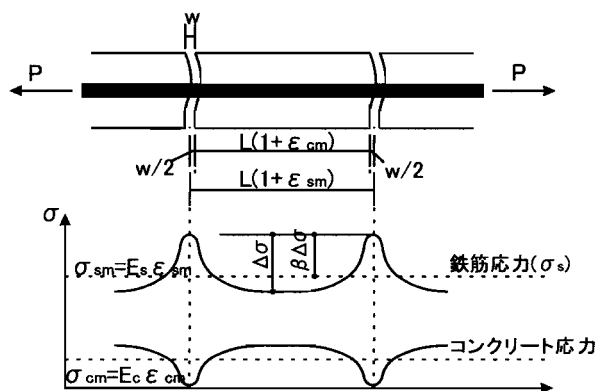


図 2.6 ひび割れ時鉄筋、コンクリート応力

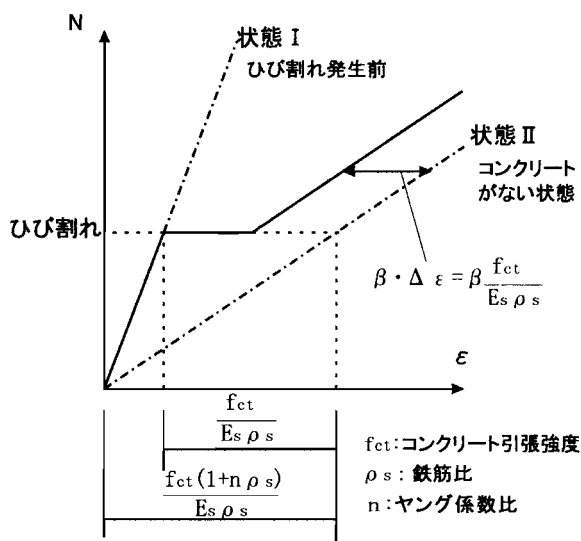


図 2.7 軸力-ひずみ関係

図 2.7 に一軸引張状態における鉄筋の軸力-ひずみ関係を示す。実際の挙動ではひび割れ発生前 (状態 I) からひび割れが次々に発生し、状態 II へ漸近していき、ひび割れが飽和状態になる (完全ひび割れ状態) と状態 II (コンクリートがない状態) の剛性へ近づく。コンクリートがない状態での鉄筋ひずみと完全ひび割れ状態での平均鉄筋ひずみとの割合を β として表すと、梁理論を基礎とした合成梁断面でのスラブ分担力を容易に表すことができる。EuroCode4 や日本の橋梁分野においては合成梁

でのテンション・スティフニング効果を積極的に取り入れている。Hanswille [15] はこの係数 β を用いて、ひび割れ制御を取り入れた合成梁の設計式を理論展開している [50]。

負曲げを受ける合成梁のテンション・スティフニングを考慮した床版分担力を評価するには係数 β を決定する必要がある。長井ら [45] は CEB/FIP-90 [35], コンクリート標準示方書 [3], Hanswille [15] における, 初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態でのひび割れ幅算定法をまとめている。 β については Hanswille [15] は初期載荷で $\beta = 0.6$, 安定ひび割れ状態では $\beta = 0.4$ を推奨している。また, CEB/FIP-90 [35] では初期載荷で $\beta = 0.6$, 安定ひび割れ状態では $\beta = 0.38$ を採用している。

つまりコンクリートひび割れ発生後においても, 部材全長での鉄筋の平均応力で見れば, 鉄筋のみの場合の 4 割程度の応力であり, 残り 6 割はコンクリートが受け持っていると評価できる。このように橋梁の分野においては合成梁のひび割れ幅制御を考慮した設計がなされており, 積極的に床版の合成効果を取り入れることにより, 合理的な設計が可能となる。

2.3 負曲げを受ける床版付半剛接接合部に関する研究

2.3.1 実験的研究

我国においては, 接合部における負曲げ時の床版の補強, 補剛効果は無視される。しかし, 欧米においては負曲げにおける接合部の補強, 補剛効果を積極的に活用し, 経済的な設計がなされている。

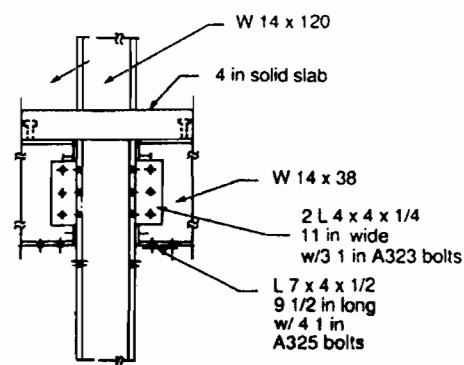
Leon [18] は double web and seat angles 形式 (図 2.1 ⑤) の接合部に関して柱の上下をピン接合にした 1 層 2 スパンと十字形の 2 つの供試体について地震荷重を想定した実験を行っている。ここで Leon は結論として, 床版付半剛接接合部は使用状態については剛接合に近い挙動となり, また終局状態においては大きな靱性, エネルギー吸収能力を持つことから, 接合部の補強, 補剛手段としてスラブの鉄筋比を上げる事の経済性, また, 床版付半剛接接合骨組の低層骨組の設計における経済的・構造的有利さを述べている。

Leon [17] は, 図 2.8 に示す 4 種類の接合部形式について, 十字形供試体の単調載荷, 繰り返し載荷に加え, (a)top and seat angle connections 接合部に関しては 1 層 2 スパン骨組について文献 [18] と同様の実験を行なっている。ここで, 柱列上にいくらかのスラブ筋を配することで強度, 剛性が上がることを, および, 設計者はスラブにメッシュに鉄筋を配すると構造に付加的な強度と剛性が生まれることを念頭において設計すべきであると述べている。

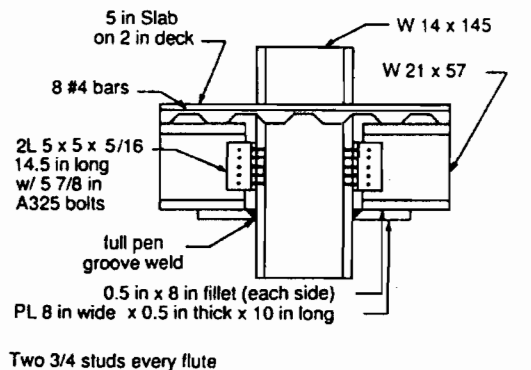
文献 [19] において, Leon は 1994 年のノースリッジ地震を想定した実験を行なっている。接合部はノースリッジ地震の時に一般的であったものを選び, 溶接部の裏当て金 (buckup bar) の有無の影響も調べている。載荷方法は梁部に垂直荷重を 16[kips] までかけた後, 層間変形角 3.50% までかけている。文献 [20] において, この実験に対しての主に床スラブに関して接合部挙動へ影響する構造的現象を述べている。

既往の研究において, 負曲げ時の接合部性状に影響を与えるパラメータとして,

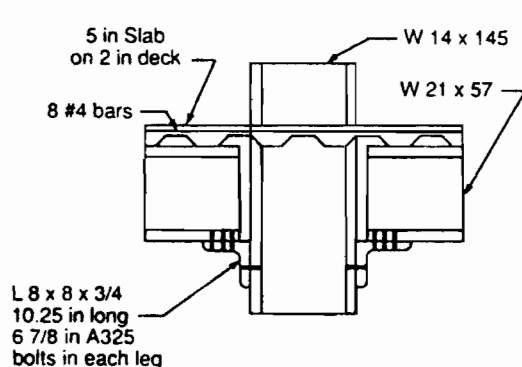
- RC スラブの鉄筋比
- デッキプレートの方向
- メッシュ筋
- 梁のせん断力/モーメント比



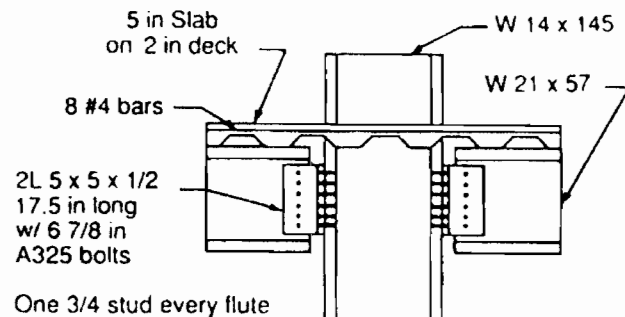
(a)top and seat angle connections



(b)web angles and welded bottom flange



(c)seat angle connections



(d)double web angles connections

図 2.8 Leon [17] 試験体接合部

- 柱ウェブスチフナの有無
- 柱フランジ裏当て金の有無
- 柱強軸と弱軸の違い
- 側柱と内柱の違い
- 実大実験と接合部試験の違い

などが挙げられている。

Nethercot [36] は Type1:Seating cleat, Type2:Flush endplate, Type3:Partial depth plate, Type4:Fin-plate の 4 つの接合部についての実験を行なっている (図 2.9)。主なパラメータは鉄筋比・柱ウェブスチフナーの有無・裏当て金の有無・柱の弱軸に接合した場合である。供試体は十字形と Type3 接合部の試験の一部に片持ち梁を用い、単調載荷で破壊まで載荷している。柱は 203×203 UC52, 梁は 305×165 UB40, スラブ断面は 1200×120mm, 載荷位置は仕口部から 1500mm 位置である。鉄筋は T10,T12 を用い、本数は鉄筋比によって変化させている。以下にこの実験における知見をまとめる。

鉄筋比および水平スチフナの影響 図 2.10 に flush endplate 接合部の $M - \theta$ 関係を示す。鉄筋比は SCJ3 が 0.2%(メッシュ筋), SCJ4 および SCJ5 が 1.0%(T12Rebar) で, SCJ5 のみ柱の梁フランジ位

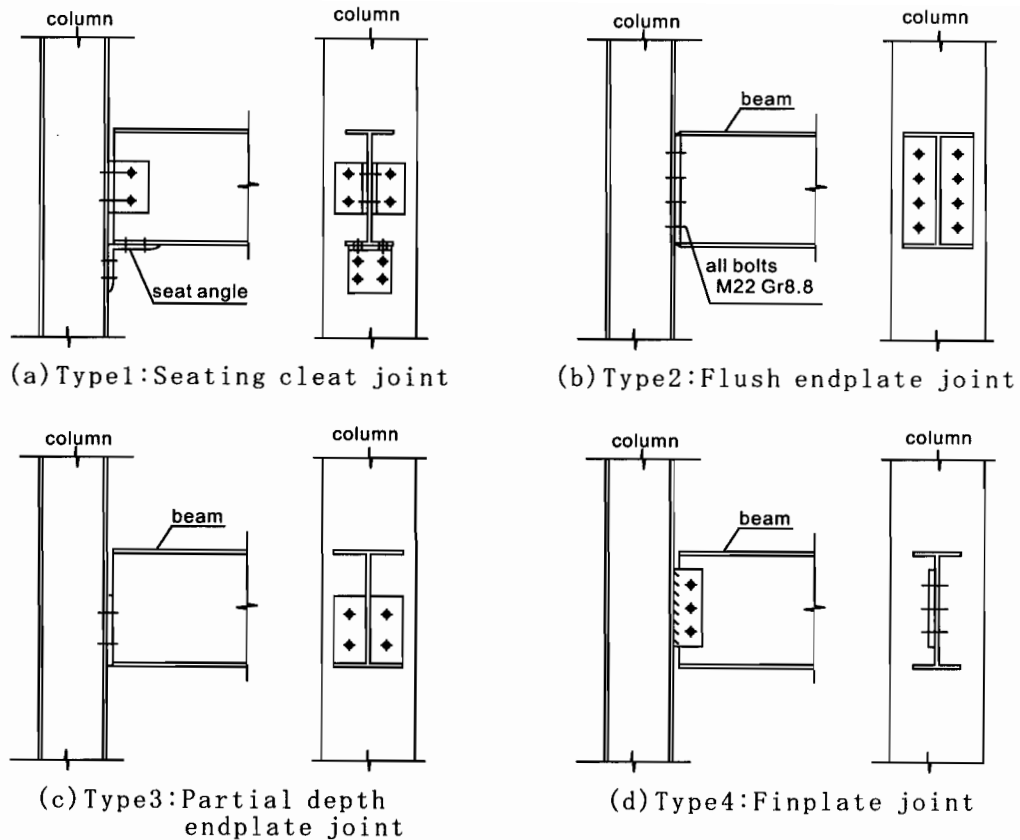


図 2.9 Nethercot [36] 試験体接合部

置に水平スチフナがついている。

接合部耐力は SCJ3 が 85.7kNm, SCJ4 が 203kNm で、鉄筋により 2.4 倍に向上し、また、回転剛性は SCJ3 が 7.2kNm/mrad, SCJ4 が 23.4kNm/mrad で、3.3 倍に向上している。

水平スチフナの影響としては、SCJ5 の耐力は 240.8kNm, 剛性は 26kNm/mrad と水平スチフナにより耐力で約 2 割、剛性で約 1 割向上している。

純鉄骨時の剛性にもよるが、鉄筋比により、大きな強度、剛性への寄与が期待できるといえる。また、柱水平スチフナは柱フランジの面外変形を防ぎ、強度、剛性を向上させ、安定した接合部回転能力を与える。

デッキプレートの方向の違い 図 2.11 に Fin-plate (図 2.9(d)Type4) 接合部をもつ、デッキプレートの方

向が梁軸方向に異なる 2 つの試験体 (垂直 (SCJ12), 平行 (SCJ17)) の $M-\theta$ 関係を示す。SCJ17 ではデッキプレートの接合部耐力に対する寄与を計算し鉄筋比を 0.7% から 0.5% に減らしている。SCJ16 は鋼材断面が大きく、457×198 UB98) である。

SCJ17 の初期剛性が SCJ12 に比べて劣っているが、鉄筋に比べてデッキプレートの高さが低い位置にあるためである。また、接合部耐力が両方の試験体でほぼ同じ値にあることから、デッキプレートを梁と平行に設置することによりデッキプレートの接合部耐力への寄与が十分期待できる。また Finplate では、鋼梁断面が大きい場合接合部の回転が増大して鋼梁の下フランジが柱に当たる時点から、剛性が再び増大する (図 2.11)。

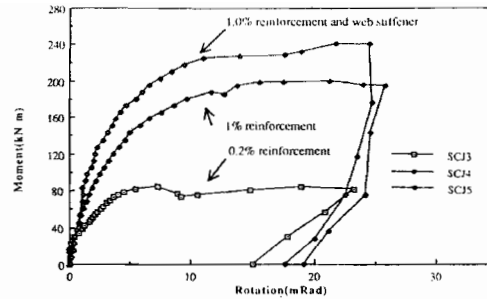


図 2.10 Nethercot [36] 鉄筋比による違い (Flush endplate)

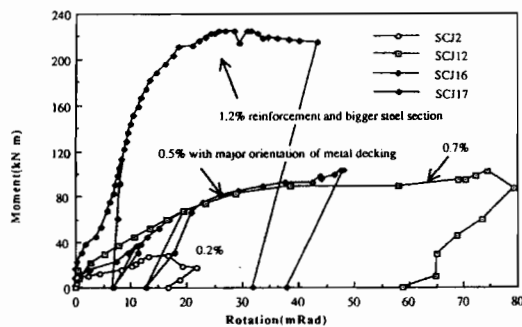


図 2.11 鋼断面とデッキプレート方向の影響

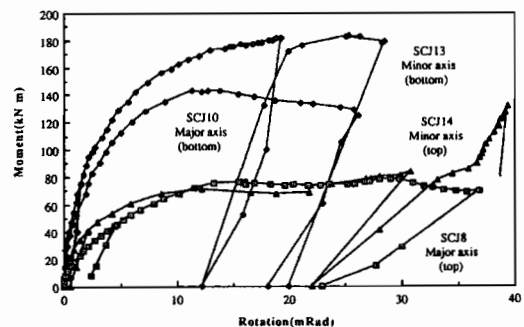


図 2.12 柱の強軸方向・弱軸方向接合の違い

柱の強軸・弱軸への接合の違いについて Partial depth endplate connection(図 2.9(c)Type3) について柱の弱軸，強軸方向への接合の違いについて，図 2.12 に示す。パラメータはプレートの位置 (top と bottom)，および柱の強軸，弱軸への接合である。

実験では柱の弱軸方向に接合した場合，柱ウェブを介して圧縮力が直接伝わるため，強軸方向よりも高い強度，剛性が得られている。しかし，逆対称曲げ，側柱など片側からのモーメントに抵抗する場合，柱ウェブの面外圧縮強度の低さからその効果は低下する。

Nethercot [24] [25] はフラッシュ・エンドプレート型接合部について，接合部挙動に対するせん断力/曲げモーメント比と非対称モーメントの影響を調べている。実験結果から，以下の結論を得ている。

1. せん断力の違いは床版付フラッシュ・エンドプレート型接合部の回転剛性に影響しない。
2. 床版付フラッシュ・エンドプレート型接合部耐力は EC3 AnnexJ の手法で，鉄筋をボルトと同じ扱いをすることで精度良く得られる。

文献 [22] [23] で Nethercot は 2 層 2 スパン 1 ベイの実大実験を行なっている。実大骨組試験では，不釣り合い力により接合部初期回転剛性および耐力は十字形試験体と比べて低下した。Nethercot は実構造物では局部座屈しやすくなると述べている。側柱接合部の回転能力は側柱の回転により低下した。

Nethercot [30] は 2 層 2 スパンの簡易な骨組試験を行い，文献 [23] との接合部挙動の差と，対称・非対称スパンによる影響を調べている。それより，骨組試験の方が骨組の全体挙動の結果，付加的な荷重が接合部にかかるため，全体的に接合部挙動において劣っていることを述べている。

Liew [26] はフラッシュ・エンドプレート形式についてパラメータを鉄筋比，スチフナーの有無として実験している。結果として鉄筋の強度・剛性への寄与が期待できるが，圧縮側梁フランジの耐力を考慮して慎重に鉄筋比を選ぶべきであり，また，スチフナーが無いと接合部耐力，回転能力の低下を招き，好ましくないと述べている。

2.3.2 解析的研究

2.3.2.1 FEM による研究

Nethercot は文献 [29] では柱を 3nodeI 型断面材，梁を 3nodeI 型断面，接合部を 2node 長さゼロの非線形バネ要素を用い，2 層 2 スパンの実大骨組試験 [22] [23] の挙動を解析し，実験と比較している。解析では実験から得た接合部 $M - \theta$ 関係，梁部 $M - \phi$ 関係を，接合部要素，梁部要素にそれぞれ設定し，最大耐力時の各接合部モーメントが実験と対応していることを確認している。

文献 [9] では解析プログラム ABAQUS を用いて，文献 [23] [24] での試験体について解析している。解析モデルでは，コンクリートのモデル化が ABAQUS では適切に出来ないことから，コンクリートは無視し，スタッドから鉄筋へ引張力を伝える役割のみを持つという仮定を行っている。スタッドは梁要素でモデル化し，トラス材でモデル化した鉄筋と Bi-Linear のずれ特性を持つ要素で結合している。

解析結果は $M - \theta$ 関係において実験値と良く合っており，また，鉄筋およびスタッドも適切にモデル化されている。

2.3.2.2 骨組解析

Reyes-Salazar and Haldar [33] はノースリッジ地震 (1994) の地震荷重に対する，全強接合 (fully restraint)，半強接合 (partial restraint)，床版付半剛接骨組の解析を行っている。ここでは材料的非線型，幾何学的非線型，Partial Restrain 又はコンポジット・コネクションによる非線型を考慮し，材料的仮定として完全弾塑性，等方硬化則 (isotropic strain hardening) そして移動硬化則 (kinematic strain hardening) を用いている。また，接合部の特性として Richard Model を用い，載荷・除荷において式 (2.2)，(2.3) を用い (図 2.13)，回転剛性はこの 2 式を微分して求める。

$$\text{(載荷)} : M = \frac{(K - K_p)\theta}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)\theta}{M_0}\right|^N\right]^{1/N}} + K_p\theta \quad (2.2)$$

$$\text{(除荷)} : M = M_a - \frac{(K - K_p)(\theta - \theta_a)}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)(\theta - \theta_a)}{2M_0}\right|^N\right]^{1/N}} + K_p(\theta - \theta_a) \quad (2.3)$$

ここで， M : 接合部のモーメント， θ : 接合部の相対回転角， K : 初期剛性， K_p : 塑性剛性， M_0 : reference moment， N : curve shape parameter

Reyes-Salazar and Haldar [33] は接合部の剛性を評価するパラメータとして接合部曲げ耐力の梁全塑性モーメントに対する比接合部係数 T について検討している ($T=1$ で全強接合)。解析結果から結

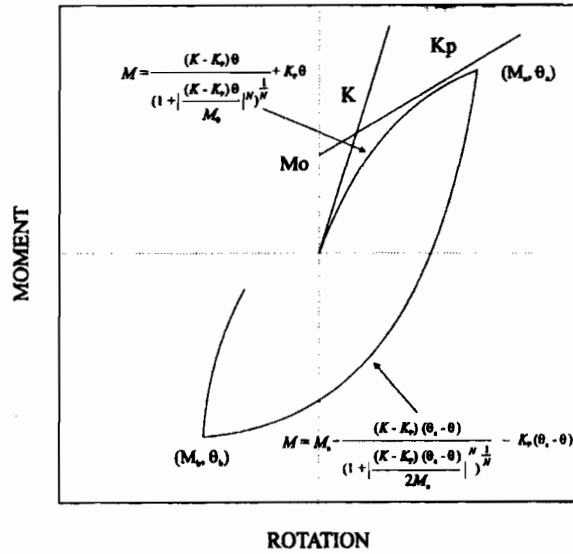


図 2.13 半剛接接合部の履歴特性モデル

論として、 $T=0.9$ で全強接合と考えることが可能なのはいくつかの地震に対してで、ノースリッジ地震については不十分である。 $T=0.95$ になると大抵の地震に対しては安定な骨組挙動を示すが、水平変位は大きい。 $T=0.98$ のコンポジット・コネクションでは安定しており、結論としてできるだけ T は 1 に近づけるのが良いと述べている。

2.3.3 負曲げを受ける床版付半剛接接合部回転剛性に関する研究

Nethercot [10], Anderson and Najafi [12], Ren and Crisinel [32] は負曲げを受ける床版付半剛接接合部の剛性評価式を提案している。図 2.14 にバネモデルを示す。それぞれ仕口部での鉄筋抜け出し量 Δ_r とスラブのずれ量 Δ_s をパラメータにしており、Nethercot [10] はさらに圧縮側の柱ウェブの変形を考慮したバネモデルを使用している。

それぞれ、鉄筋バネ剛性 K_r は有効長さ L_e を仮定し、フックの法則 $K_r = E_s A_r / L_e$ より定義している。Ren and Crisinel [32] は有効長さ L_e を鉄筋の定着長さをを用いて定義しているが、Nethercot と Anderson and Najafi [12] はスタッド間隔や柱寸法により経験的な評価を行っている (表 2.1)。

スラブのずれ剛性の定義を表 2.2 に示す。Najafi and Anderson [12] はもっとも柱に近い一列目のスタッドがスラブのずれに対して抵抗し、そのずれが塑性化すると次のスタッドがずれに抵抗するとし、スタッド一本 (一列) 分のずれ剛性 200kN/mm としている。Nethercot [10] は負曲げ領域のスタッドが一様に抵抗すると仮定しており、負曲げ区間すべてのスタッドのずれ剛性の和としている。Ren and Crisinel [32] は使用限界状態でのスラブ界面のせん断力がスタッドせん断耐力の 60% であるとし、過去の研究よりそのときのスタッドコネクタのずれ量 $\Delta_s = 0.5\text{mm}$ として剛性を定義している。

負曲げを受ける床版付半剛接接合部の回転剛性評価では仕口部での鉄筋の抜け出し、RC スラブと鉄骨梁とのずれが重要なパラメータとなる。しかし、既往の研究ではバネモデルにおける鉄筋バネ剛性、スラブのずれを表すバネ剛性について、現象を捉えた一般化した評価を行っているとは言い難い。

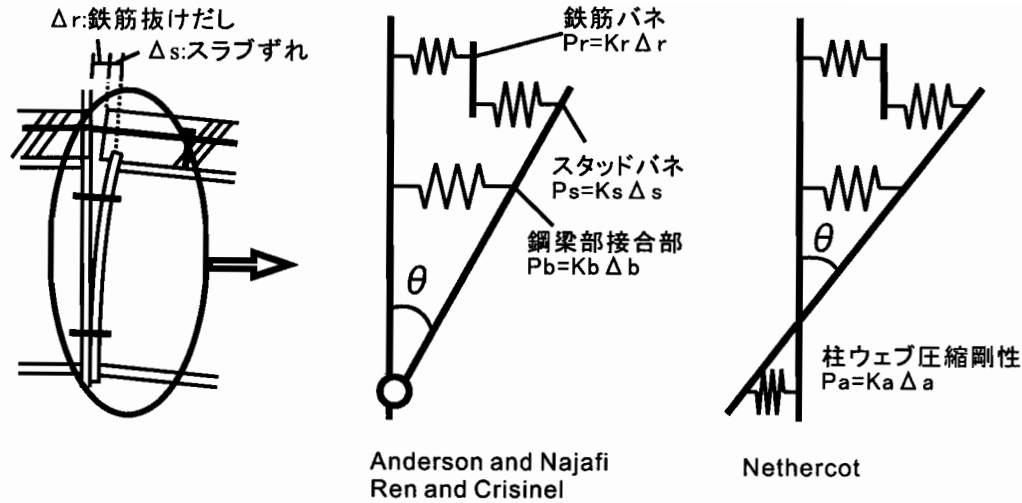


図 2.14 負曲げ回転剛性バネモデル

表 2.1 鉄筋バネ剛性有効長さ

研究者	有効長さ L_e
Nethercot [10]	$D_c/2 + p_1 + p_2$
Anderson&Najafi [12]	$D_c/2$
Crisinel&Ren [32]	$2\eta l_r$

D_c :柱せい, p_1 :仕口部から1列目のスタッドまでの距離, p_2 :スタッド間隔, η :鉄筋とコンクリートの付着特性によるもので一般的に0.35, l_r :鉄筋とコンクリートの付着長さ

2.4 鉄筋の付着に関する研究

負曲げ回転剛性評価において仕口部での鉄筋抜け出し剛性は重要なパラメータである。既往の研究における、鉄筋付着力の取り扱いをまとめる。

鉄筋とコンクリート界面でのずれ量を解析する場合、付着力-ずれ量関係 (以下, $\tau-S$ 関係) をモデル化する必要があるが、一般に図 2.15 に示す完全弾塑性モデルを用いられる事が多い。その基礎的な研究については六車 [42-44] が図 2.17 に示す両引きモデル ($P_{s1} = P_{s2}$, $q = 0$) において、付着基本式を導き、数値的な解析を行った。そこでは完全弾塑性モデル (図 2.15) や非線形実験式を用いて $\tau-S$ 関係をモデル化しているが、完全弾塑性モデルで簡略にモデル化した場合でも、鉄筋のずれ量を正確に評価できる事を示した。

大野 [38-40] は完全弾塑性モデルを用い、RC 梁仕口部での鉄筋の抜け出し解析を行った。六車による付着基本式では左右異なる引張力を受ける場合、適用できなかったが、図 2.18 斜線部に示す有効断面を仮定し、せん断力 q を導入することで左右引張力の異なる両引きモデル (図 2.17, $P_{s1} \neq P_{s2}$, $q \neq 0$) について定式化を行い、付着基本式 (2.4) を導出した。左右引張力の異なる状態での定式を行う事で、曲げのかかった RC 梁接合部での抜け出し量を評価し、実験結果とよく合う事を示した。

表 2.2 スラブずれ剛性 K_s

研究者	スラブずれ剛性 K_s
Nethercot [10]	$200N_s$
Anderson&Najafi [12]	200
Crisinel&Ren [32]	$0.6\min\{F_s, \Sigma_{Rd}\}/\Delta_s$

F_s :RC スラブの引張耐力, Σ_{Rd} :負曲げ領域に位置するスタッド全本の耐力, Δ_s :使用限界状態でのスタッドのずれ量(ここでは0.5mm), N_s : $\min\{\text{負曲げ領域のスタッド本数, 完全合成梁に必要な本数}\}$

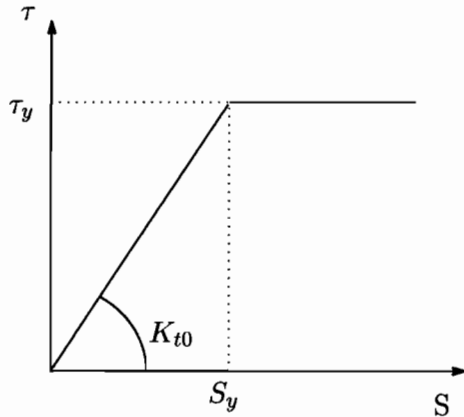


図 2.15 τ - S 関係完全弾塑性モデル

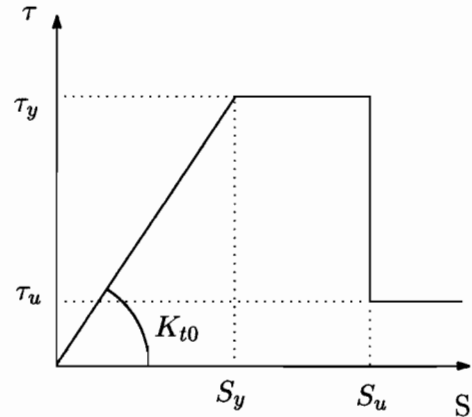


図 2.16 τ - S 関係修正森田モデル

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = -\frac{1+n'p}{E_s A_r} \cdot U_r \cdot \tau - \frac{q}{E_c' A_c} \quad (2.4)$$

ただし: $q = (P_{s1} - P_{s2})/L$, $n' = E_s/E_c'$

$E_c' = E_c/(1 + 0.5\phi)$, $p = A_r/A_c$

S_x : x 位置における鉄筋とコンクリートの相対すべり

E_s, A_r, U_r : 鉄筋のヤング係数, 断面積, 周長

E_c, A_c, ϕ : コンクリートのヤング係数, 断面積, クリーブ係数

E_c' の式において ϕ に 0.5 を乗じている。

図 2.16 は森田によって提案されたモデルを元に, S_u が小さいと実験値と合わないため, 一之瀬 [48] は節間隔分だけすべれば挙動も安定すると予想し, $S_u = d_b/5$ (d_b は鉄筋径で節間隔が鉄筋径の約 1/5) として用いている。

鉄筋とコンクリートのずれ量は適切に τ - S 関係を設定すれば, 正確に評価できることが分かっている。また, τ - S 関係はコンクリート強度, 鉄筋寸法と大きく関係している。

村田 [47] は D16 から D51 までの鉄筋についてコンクリート寸法を鉄筋径に比例させた引き抜き試験を行った。そこで, 村田はすべり量 S を鉄筋径 D で除し, 付着力ーすべり量関係 (τ - S 関係) が無次元化できることを示した。

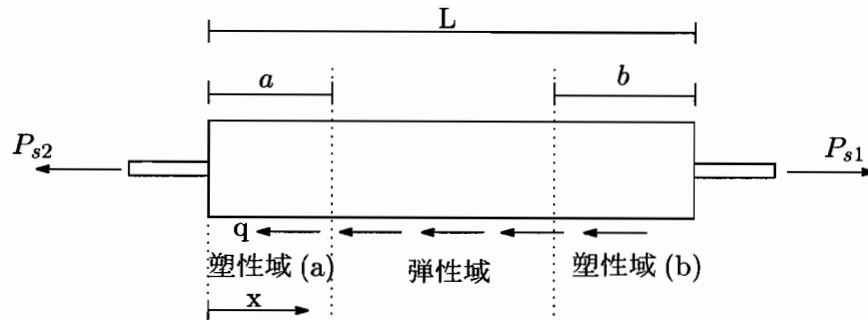


図 2.17 両引きモデル

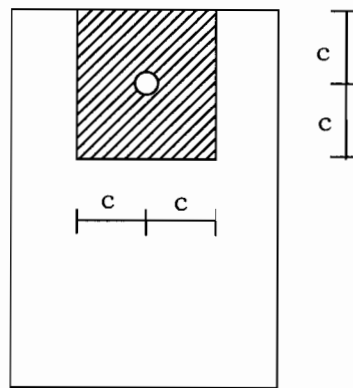


図 2.18 有効断面積

また、長友と角 [41] は節 1 個のみを持つ異形鉄筋の引き抜き試験を行い、付着強度、付着剛性と節位置、節角度、節高さ、コンクリート強度との関係を調べている。そこでは、付着力-ずれ量関係をコンクリート強度の平方根 $\sqrt{F_c}$ と鉄筋径 D により無次元化を行い、その有効性を示している。

鉄筋引張力 P - ずれ量 S 関係は付着力 τ - ずれ量 S 関係に依存し、また τ - S 関係は鉄筋節形状およびコンクリート強度により無次元化を行うことで、一般化できる。しかし、鉄筋抜け出し剛性を評価するためには式 (2.4) から 2 階の微分方程式を解く必要があり、式が煩雑で取り扱いにくい。負曲げを受ける接合部回転剛性の評価するためには、より簡易に扱える鉄筋剛性評価式が必要である。

2.4.1 まとめと本論文の位置づけ

本研究においては半剛接合部全般について対象としているが、特にフラッシュ・エンドプレート型接合部について床版の合成効果の評価を行い、骨組への応用を行う。フラッシュ・エンドプレート型接合部については多くの研究がなされ、EC3 においても剛性、強度評価法が明記されている。しかし、梁ウェブそこで、まず、3 章においてフラッシュ・エンドプレート型接合部の部分接合部モデルについて実験を行い、フラッシュ・エンドプレート型接合部の仕口部近傍での局所変形や、ひずみの乱れが、接合部回転剛性に与える影響を調べるとともに、課題を得る。

負曲げを受ける床版付半剛接合部についてはここで挙げた以外にも多くの研究がなされているが、接合部回転剛性評価についての既往の研究はそれほど存在していない。負曲げを受ける床版付剛性評価バネモデルでは仕口部での鉄筋抜け出し剛性 K_r 、スラブのずれ剛性 K_s をパラメータと

正曲げを受ける床版付半剛接合部に関する研究は、逆対称曲げを受ける実験などがなされているのみで、接合部回転剛性評価については全くと言っていいほどされていない。しかし、骨組における床版の合成効果を評価するためには接合部における床版の補強、補剛効果を適切に評価する必要がある。

負曲げ回転剛性評価において仕口部ひび割れ位置における鉄筋抜け出し量は重要なパラメータである。また、バネモデルにおける鉄筋バネ剛性を適切に設定するには、付着力を考慮したモデル化が必要である。鉄筋の付着に関する研究の多くは、付着力-ずれ量関係をモデル化し、2階の微分方程式を解くことにより理論展開がなされている。その場合、式が煩雑になり非常に扱いにくい。鉄筋の抜け出し剛性を評価するために、より簡易に扱える剛性評価式が必要である。

本研究では、まずフラッシュ・エンドプレート型接合部の力学的性状、および課題などを実験、FEM解析により明らかにする。また、床版の接合部における合成効果を実験、FEM解析により明らかにし、床版付き半剛接合部の剛性評価式を提案する。そして、床版の半剛接合骨組における合成効果について検討し、半剛接合の実用化について調べる。

2.6 本論文の構成

3章においてフラッシュ・エンドプレート型接合部の部分接合部モデルについて実験を行い、フラッシュ・エンドプレート型接合部の仕口部近傍での局所変形や、ひずみの乱れが、接合部回転剛性に与える影響を調べるとともに、課題を調べた。

4章では、3章で得られた課題から、柱フランジの初期変形が接合部回転剛性へ与える影響および、仕口部近傍でのひずみの乱れの影響をFEM解析によって明らかにした。

5章では、負曲げを受ける床版付き半剛接合部回転剛性評価において重要なパラメータとなる鉄筋の抜け出し剛性を評価するため、コンクリート塊に埋め込まれた鉄筋に対し、両引き試験を行った。また、鉄筋径、コンクリート強度によって実験結果の基準化を行い、鉄筋抜け出し剛性評価式を提案した。

6章では、フラッシュ・エンドプレート型接合部を持つ、十字型合成梁試験を行い、接合部における床版の影響を調べた。また、5章で提案した鉄筋抜け出し剛性評価式の妥当性を実験結果より検証した。また、正曲げ、および負曲げにおける接合部での床版の性状を把握するとともに、課題を調べた。

7章では、負曲げを受ける床版付き半剛接合部について、仕口部における鉄筋のスラブ幅方向応力分布性状を調べるため、FEM解析を行い、性状を調べた。また、負曲げ回転剛性評価バネモデルにおける、鉄筋バネ剛性の評価法を提案した。

8章では、6章において提案した正曲げ回転剛性評価モデルでのパラメータとなるスラブの反力負担率 β 、柱フランジ前のスラブ局所変形剛性 K_c をFEM解析により調べ、その値を決定した。

9章では、曲げを考慮したスラブのずれ量評価法を提案し、それを用いて正曲げ、負曲げの回転剛性評価式を提案した。また、6章実験結果と比較し、妥当性を検証した。

10章では、半剛接合部を持つ骨組を仮定し、筋交いを併用した半剛接合骨組において、床版の補強、補剛効果を2次元骨組解析によって調べた。そして、床版の合成効果による骨組性能の改善により半剛接合骨組の実用化について検討した。

11章では結論を述べる。

第 3 章

フラッシュ・エンドプレート型接合部性能評価

3.1 はじめに

本研究では半剛接接合部の特にフラッシュ・エンドプレート型接合部を対象として、床版の影響を評価する。そこで、フラッシュ・エンドプレート型接合部の基本的な力学的性状を明らかにするとともに、仕口部近傍の鉄骨梁部の局所変形が接合部回転剛性に与える影響を明らかにするため、床版のないフラッシュ・エンドプレート形式の柱梁接合部部分モデルについて実験を行った。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体および載荷方法

本実験では主に仕口部局所変形性状に着目し、接合部回転剛性に及ぼす影響を検討する。試験体は図 3.1 に示す半剛接接合部を有する柱梁接合部部分モデルである。基礎梁と 18 本の F10T M22 高力ボルトで接合された柱要素に鉄骨梁を垂直に設置した。梁端部に設置した水平ジャッキはクレビスにより接合し、ピン接合としている。試験体は単調載荷 (PRC-1, PRC-3), 繰返し載荷 (PRC-2, PRC-4) にそれぞれ 2 体ずつを準備した。鉄骨梁とエンドプレート部の溶接は完全溶け込み溶接で計画していたが、PRC-1, PRC-2 試験体が隅肉溶接となっていたため、完全溶け込み溶接としたものを追加で 2 体行った (PRC-3, PRC-4)。しかし、実験後に切断して溶接部を観察したところほぼ同じ溶接断面であったこと、またボルトでの破壊モードを想定し、鉄骨梁耐力の 50% 程度の接合部耐力を想定していたため、実験結果には影響しないと考えられる。なお、鋼材の機械的性質は表 3.2 に示す。

表 3.1 試験体

試験体	柱	梁	載荷	溶接部
PRC-1	BH-300×305×16×16	BH-300×150×9×16	単調載荷	隅肉
PRC-2	BH-300×305×16×16	BH-300×150×9×16	繰返し載荷	隅肉
PRC-3	BH-300×305×16×16	BH-300×150×9×16	単調載荷	完全溶け込み
PRC-4	BH-300×305×16×16	BH-300×150×9×16	繰返し載荷	完全溶け込み

鉄骨梁は BH-300×150×9×16 の溶接組立 H 形鋼を使用した。接合部は図 3.2 に示すフラッシュ・エンドプレート形式で、鋼板 PL-320 × 190 × 20 が梁端部に溶接され、F10T M20 の高力ボルト 4

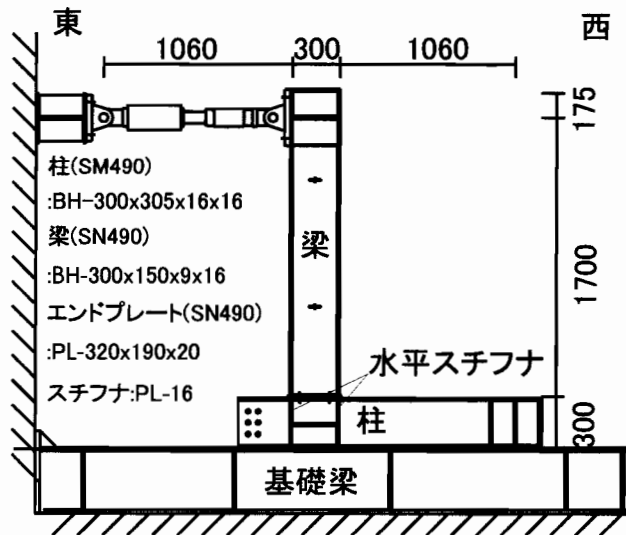


図 3.1 試験体立面図 (単位 mm)

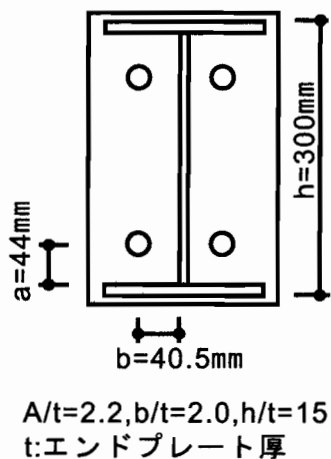


図 3.2 エンドプレート詳細図

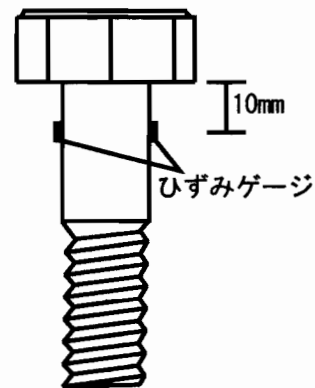


図 3.3 ボルトゲージ貼付位置

本で BH-300×305×16×16 の柱と接合されている。図 3.2 に示すように鉄骨梁フランジ内側からボルト位置までの距離を a 、ウェブ内側からボルト位置までの距離を b 、梁せいを h 、エンドプレート厚を t とすると、 $a/t=2.2$ 、 $b/t=2.0$ 、 $h/t=15$ である。柱は梁上下フランジ位置に 16mm 厚のスチフナを設けている。また初期不整を有しない理想的な接触面とするために、エンドプレートの鋼板は PL-320×190×25 を梁端部に溶接した後に、板厚 25mm から 20mm まで切削し、鏡面仕上げを行った。エンドプレート厚は仕口部の変形がエンドプレートの変形、並びにボルトの離間によっても起こる厚さとして 20mm を選択した。また、ボルト本数は接合部挙動ができるだけ単純になるように 4 本とした。

ボルト締付はトルクレンチを用いてトルクコントロール法により行った。その際、ボルト軸部に貼付したひずみゲージ(図 3.3)によりボルト軸力をモニタリングし、全てのボルトについて導入張力が約 150kN であることを確認した。

载荷は梁端部の水平ジャッキにて行った。4 体すべてに ± 20kN の弾性载荷を行った後に PRC-1,

PRC-3 に対し単調載荷，PRC-2，PRC-4 に対し繰返し載荷を行った。

表 3.2 鋼材の機械的性質

		Es (GPa)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	降伏比 (%)
柱 (SM490)		200	364	526	69
PRC-1, 2					
梁 (SN490)	フランジ	205	356	507	70
	ウェブ	202	375	523	72
エンドプレート (SN490)		205	358	512	70
PRC-3, 4					
梁 (SN490)	フランジ	202	349	514	68
	ウェブ	205	363	509	71
エンドプレート (SN490)		205	338	506	67

3.2.2 測定方法

測定は載荷位置での梁端たわみ，仕口部近傍の鉄骨梁ひずみ，接合部回転角，ボルト離間量，ボルト軸力に対して行った。歪みゲージを図 3.8 に示すように鉄骨梁に貼付し，特に仕口部から梁せい長さ 300mm 位置までに計測点を多く設け，歪みの乱れを測定した。梁端ジャッキ位置でのたわみを変位計 (精度 1/500mm) により計測した。ボルト位置での柱フランジとエンドプレートの離間量はボルト頭とワッシャーの間に鋼板を挟み，鋼板に取り付けたマグネットスタンドから変位計 (精度 1/500mm) をボルトのネジ端部に当てて測定した (図 3.4)。ボルト軸力はボルト軸部に 1mm ゲージを 2 枚貼付し (図 3.3)，事前に行ったボルト引張り試験時の軸部ひずみより求めた。接合部回転角は，仕口部から 50mm 位置の上下梁フランジに変位計 (精度 1/500mm) を取り付け，柱フランジとの相対変位から求めた (図 3.5)。

PRC-4 試験体ではエンドプレート表面に曲げひずみゲージ (ダブルデッキゲージ) を図 3.6 に示す位置に貼付し，エンドプレートの曲率を計測した。曲げひずみゲージとはある厚さを持つ 2 層構造のひずみゲージで，片面から鋼板の曲率を計測できるものである (図 3.7)。今回は 1mm 厚のゲージを用いた。

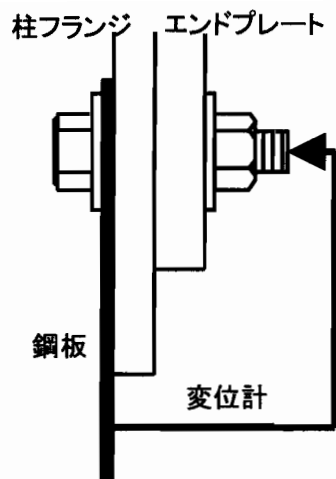


図 3.4 ボルト離間量計測方法

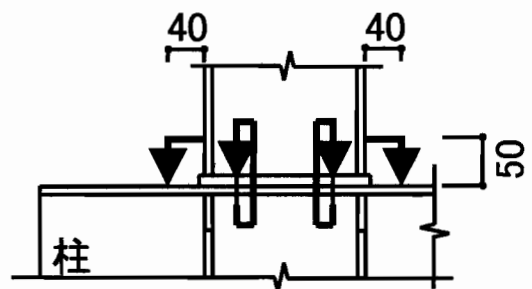


図 3.5 50mm 位置およびボルト変位計

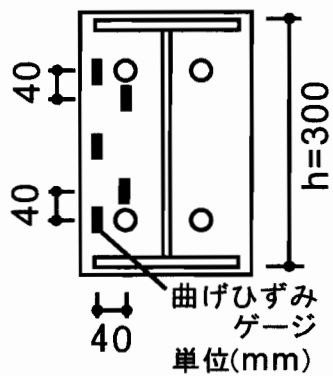


図 3.6 エンドプレート曲げひずみゲージ貼付位置 (PRC-4 試験体)

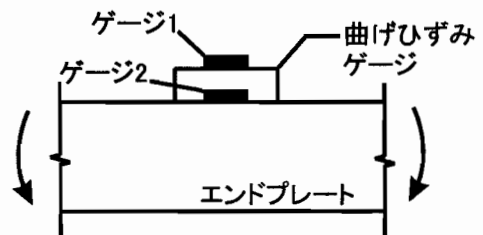
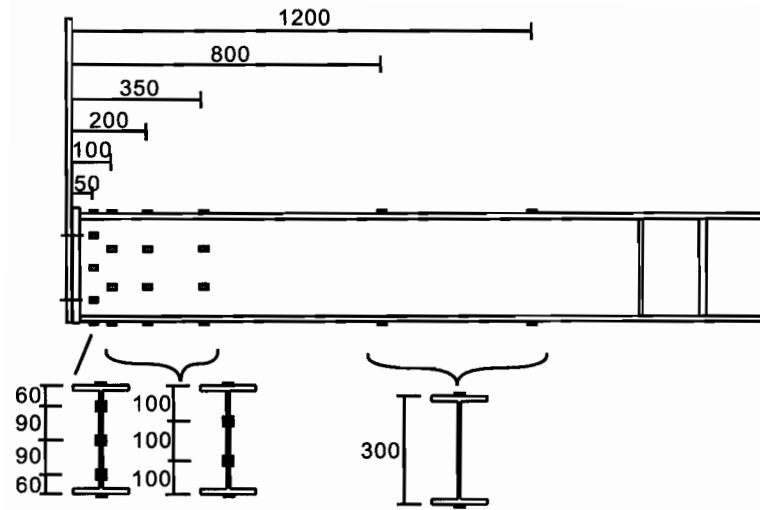
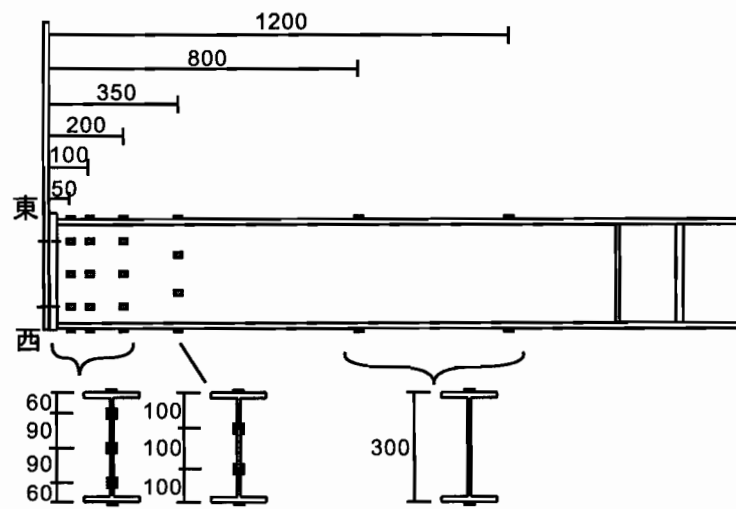


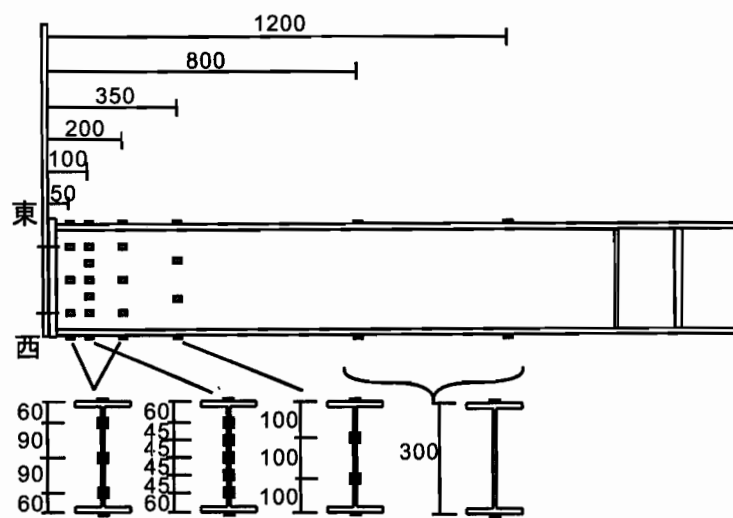
図 3.7 曲げひずみゲージ



(a) PRC-1, PRC-2試験体

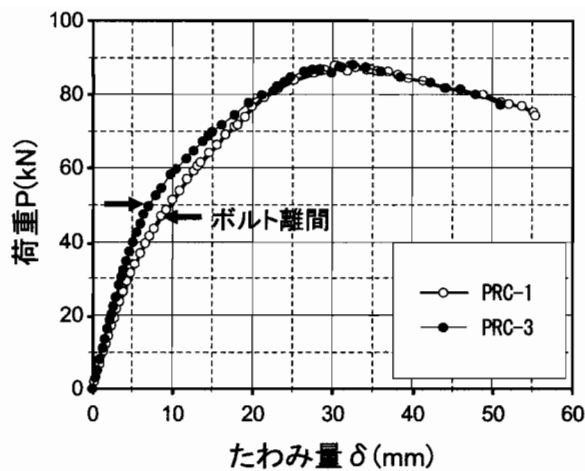


(b) PRC-3試験体

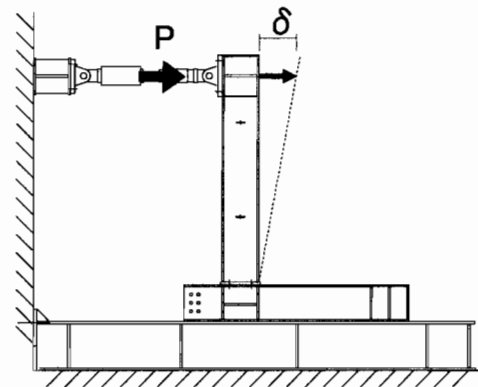


(c) PRC-4試験体

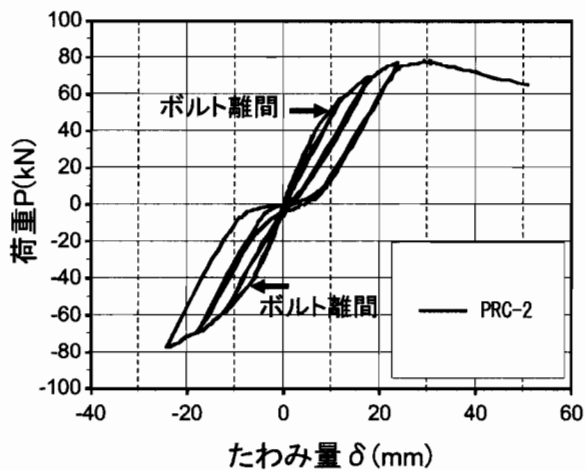
図 3.8 ひずみゲージ貼付位置



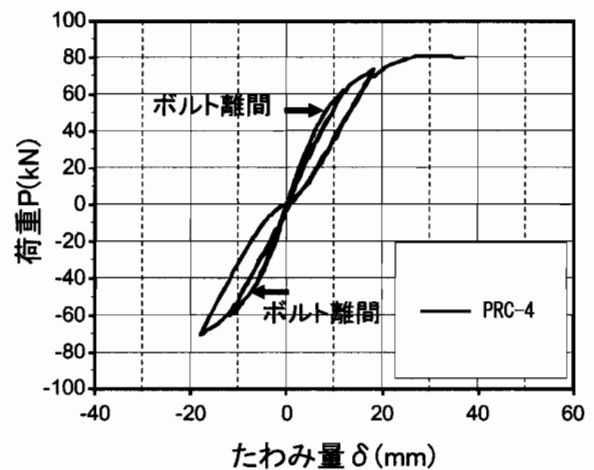
(a) PRC-1, PRC-3



計測位置



(b) PRC-2



(c) PRC-4

図 3.9 荷重-たわみ関係

3.3 実験結果

3.3.1 全体挙動

図 3.9 に荷重-たわみ関係を示す。図 3.9(a) に試験体 PRC-1, PRC-3 の単調載荷結果を示す。弾性繰返し部分は省いた。初期剛性に違いがあり、PRC-3 の方が PRC-1 に比べて剛性が高い。エンドプレートと柱フランジの離間が PRC-1 では約 45kN で、PRC-3 では約 50kN で生じ、その後剛性が低下した。最大耐力については PRC-1 では 88.0kN、PRC-3 では 88.2kN と同等な値を示した。図 3.9(b) に PRC-2 試験体、(c) に PRC-4 試験体の最大耐力までの繰返し載荷結果を示す。繰返し載荷により、剛性の低下、スリップ型の挙動が確認された。繰返しによる除荷および再載荷時の接線剛性の低下は、ボルト張力の抜け、エンドプレートの残留変形による接触状態の変化が影響していると考えられる。最大耐力はそれぞれ PRC-2 は 77.9kN、PRC-4 は 80.6kN で単調載荷時よりも 1 割前後低くなった。PRC-4 試験体の耐力が PRC-2 試験体よりも高くなった理由として、繰返し載荷回数が PRC-4 試験

体の方が少なかったため、圧縮側ボルト張力が完全に抜けきらず、最大耐力時に引張力を受け持っていたためと予想される。

3.3.2 仕口部変形性状

単調載荷実験 (PRC-1, PRC-3) より得られた引張側、圧縮側ボルトの離間量から算定したボルトの離間による仕口部回転角を θ_1 、50mm 位置での接合部回転角を θ_2 と図 3.10 のように定義する。また、図 3.11 に実験より得られた PRC-1, PRC-3 試験体の回転角 θ_1 , θ_2 を示す。ボルト離間量は、最大耐力前に測定を中止したため、 θ_1 は実験途中までの結果となっている。図 3.11 より、ボルトの離間以前においてはエンドプレートおよび柱フランジの変形により仕口部回転が生じており、ボルト離間以後においても、エンドプレートおよび柱フランジの変形による接合部回転角の割合は約 7 割を占めている。このことから、ボルト離間は接合部回転剛性の低下を招くが、今回の試験体ではエンドプレートおよび柱フランジの変形が接合部回転剛性に対して支配的であったと言える。

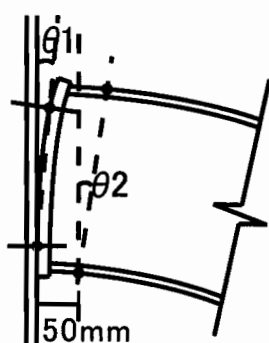


図 3.10 θ_1 , θ_2 の定義

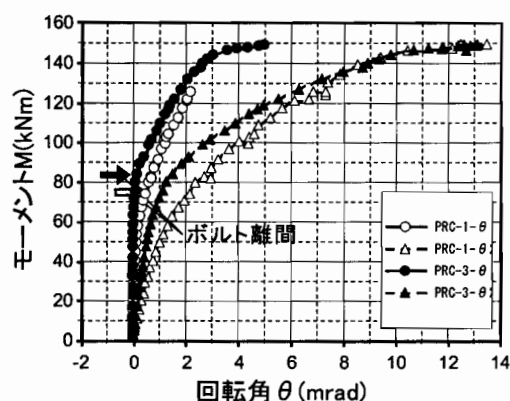


図 3.11 モーメント回転角関係

3.3.3 仕口部近傍の梁部変形性状

図 3.12 に最大耐力時の仕口面から梁軸方向での 50mm, 100mm, 200mm, 350mm 位置の断面での、鉄骨梁せい方向における梁軸方向歪分布を示す。縦軸に梁せい方向をとり、0mm が断面重心位置、90mm が圧縮側ボルト位置、-90mm 位置が引張側ボルト位置、 ± 150 mm が上下フランジ位置となる。図 3.12 に示すように仕口面から梁せいである 300mm の位置を超える 350mm では歪み分布はほぼ直線的となるが、仕口部から 100mm までの範囲ではかなり大きくひずみが乱れる。

このひずみの乱れが接合部回転角に与える影響を調べるため、 θ_2 による梁端部でのたわみ $\delta_1 (= \theta_2 \times (L - 50))$ と、仕口部から 50mm 以降の梁部におけるたわみの弾性理論値 $\delta_2 (= P(L - 50)/3EI)$ の和より算出した梁端位置でのたわみを $\delta_t (= \delta_1 + \delta_2)$ と定義する。PRC-1 試験体について、 δ_t と実験で計測した梁端たわみ δ_e を比較する (図 3.14)。図 3.14 より δ_t は計測値 δ_e とよく一致しており、 δ_t/δ_e は PRC-1 で 0.89~0.98, PRC-3 では 0.82~0.97 となった。よって、梁部曲げ剛性に対する仕口部近傍のひずみの乱れによる影響を無視しても、接合部回転角として θ_2 の評価ができれば、それ以降は梁理論により妥当に評価できることがわかる。

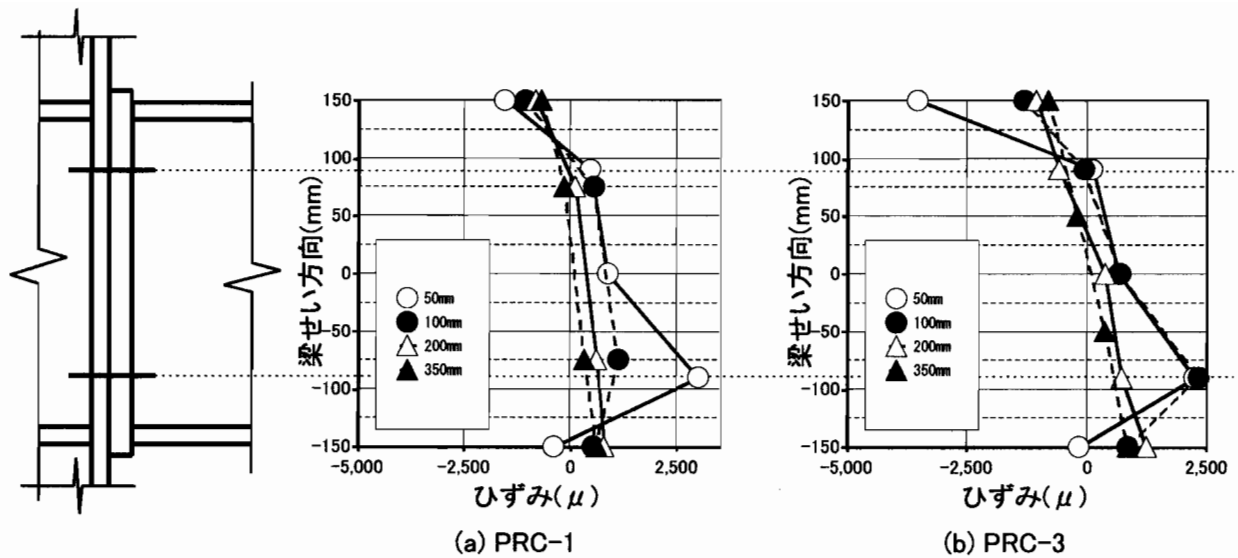


図 3.12 梁軸方向ひずみ分布

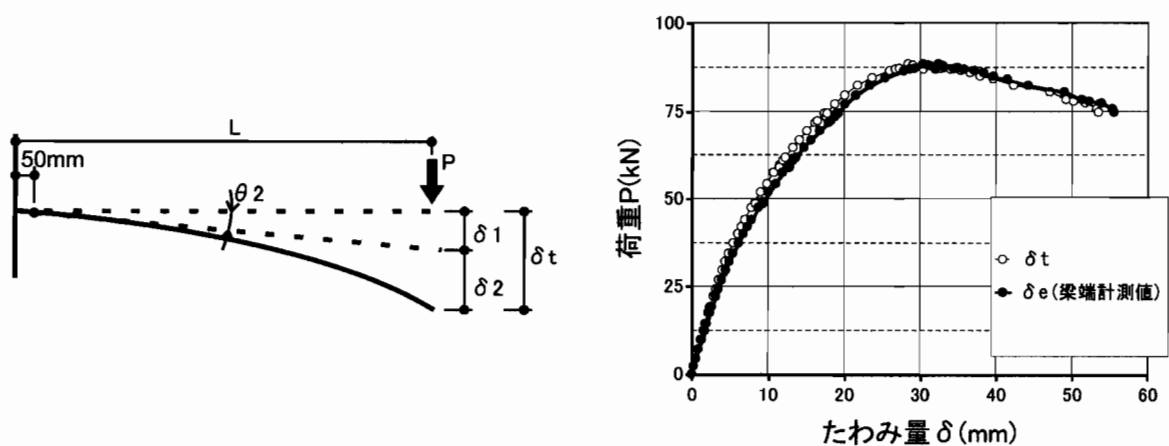


図 3.13 δ_t の定義

図 3.14 δ_t とたわみ計測値 (PRC-1)

3.3.4 初期回転剛性のバラツキの要因に関する考察

PRC-1～4 の弾性載荷より得た初期たわみ剛性、初期回転剛性 θ_2 を表 3.3、表 3.4 に示す。荷重-たわみ関係における初期剛性、接合部の初期回転剛性は載荷荷重 5kN、20kN 時の 2 点より求めた。PRC-2 の回転剛性については関係するデータの計測不備により省略した。たわみの剛性、接合部の回転剛性共にバラツキがみられ、PRC-3 が最大、PRC-1 が最小を示した。前項で示したように、仕口部近傍における鉄骨梁ひずみ分布の乱れによる全体挙動への影響は小さく、梁部でのたわみ量はすべての試験体で同一であったと予想される。よって回転剛性 θ_2 のバラツキにより、たわみの剛性のバラツキが生じたと考えられる。また、3.3.2 項で示したように、ボルト離間の前後共に、エンドプレート、柱フランジの変形による回転剛性への影響は大きく、図 3.11 より、今回弾性載荷を行った 20kN までの範囲においてボルト離間による回転 θ_1 は極微量であった事が確認でき、エンドプレート、柱フランジの変形性状により初期回転剛性にバラツキが生じたと予想される。

図 3.15 に各試験体の仕口部から 50mm 位置断面のひずみゲージの値を用い、5kN から 20kN までのひずみ増分に対する、梁せい方向での分布を示す。圧縮側フランジに着目すると、回転剛性が最大であった PRC-3 では、ウェブから圧縮側フランジまでひずみ分布が一定で、圧縮側フランジが十分に力を分担しているが、他の試験体ではウェブに比べ、ひずみが小さくなっている。つまり、初期状態において、柱フランジとの接触が悪いために、圧縮側フランジの力の分担が小さく、PRC-3 以外の試験体では剛性が低くなったと考えられる。また、引張り側フランジでは PRC-3 のひずみが他の試験体と比べ、高くなっており、引張り側フランジもある程度引張力を受け持っていることがわかる。つまり、PRC-3 については他の試験体と異なり、ボルト初期張力により上下フランジに材間圧縮力が導入され、高い回転剛性を示したと考えられる。

表 3.3 初期たわみ剛性

試験体	初期剛性 (kN/mm)
PRC-1	6.49
PRC-2	7.24
PRC-3	8.64
PRC-4	7.85

表 3.4 初期回転剛性

試験体	初期回転剛性 (kNm/mrad)
PRC-1	44.3
PRC-2	—
PRC-3	101.9
PRC-4	71.4

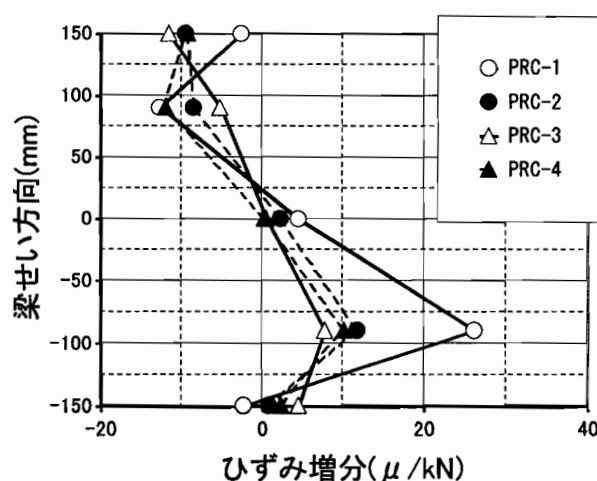
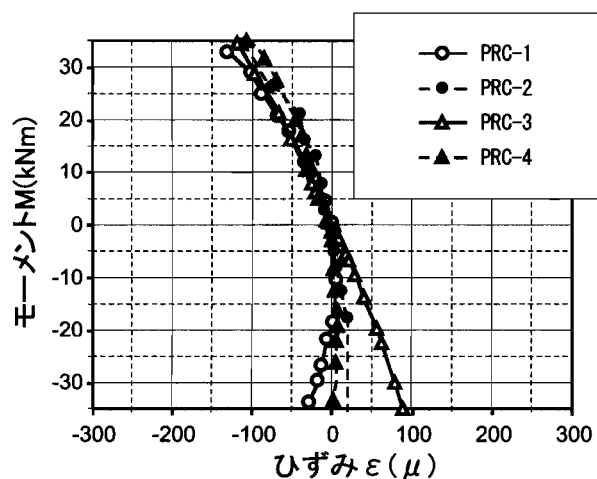


図 3.15 仕口から 50mm 位置梁軸方向ひずみ分布 (増分)

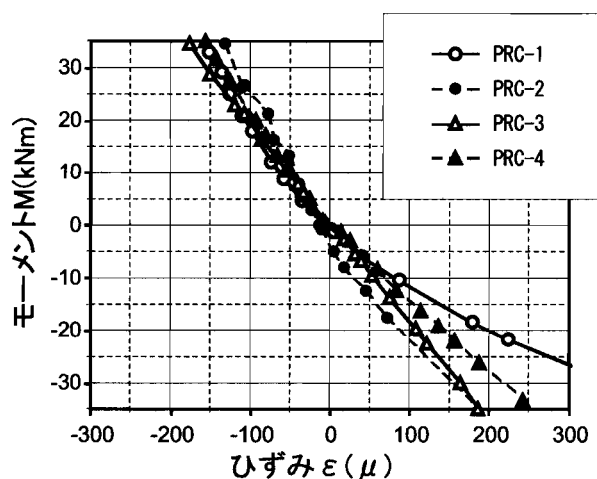
3.3.5 仕口部の接触状態に関する考察

図 3.16 に ± 20 kN 弾性繰返し時の、仕口部から 50mm 位置のひずみゲージ位置を示す。図 3.16(a) から (e) はそれぞれ上下フランジ、ボルト位置、梁重心位置で、一回目の正負交番繰返し载荷時の除荷時のひずみ履歴のみを示している。

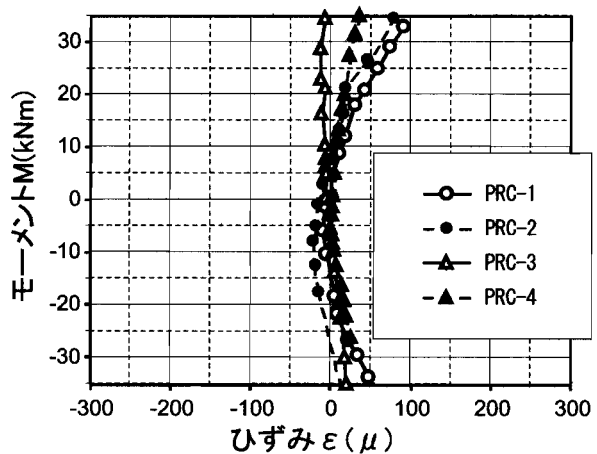
図 3.16(a) では正载荷時に圧縮側フランジ、負载荷時に引張り側フランジとなっている。PRC-3 につ



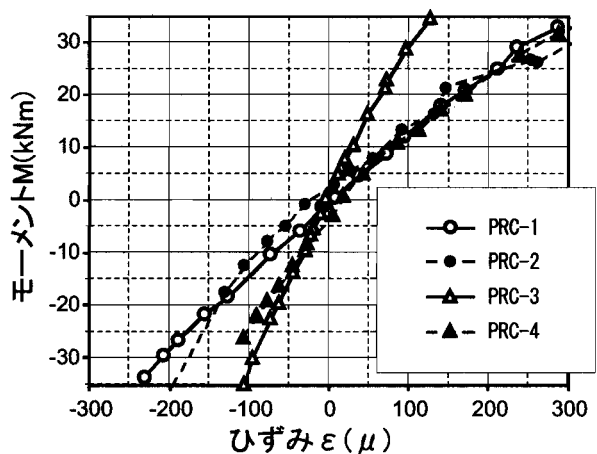
(a) 150mm位置



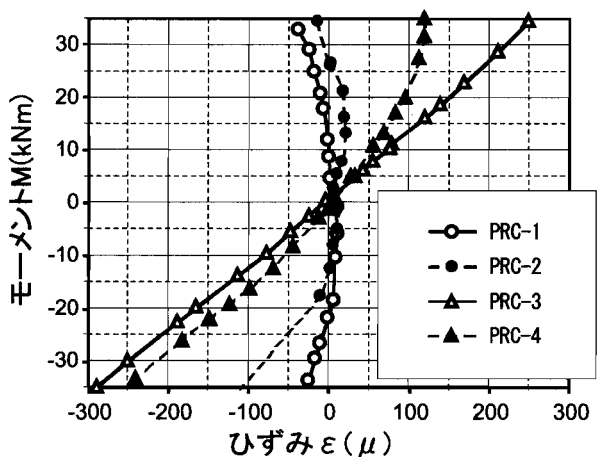
(b) 90mm位置



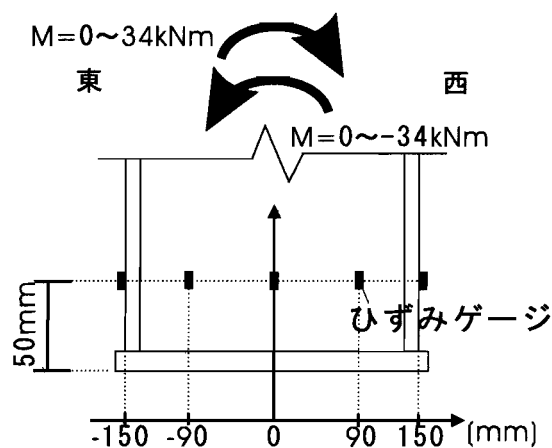
(c) 0mm位置



(d) -90mm位置



(e) -150mm位置



(f) ひずみゲージ位置

図 3.16 梁軸方向ひずみ履歴

いては引張側フランジにおいてもひずみを負担しており、回転剛性が高くなる要因となっていることが分かる。図 3.16(b)(d) でのボルト位置、(e) フランジ位置においても、PRC-3 のひずみ履歴はほぼ線形である。図 3.16(c) の梁重心位置では PRC-3 はほぼひずみが零であり、弾性域においては常に中立軸が重心位置にある。以上より、PRC-3 試験体は初期弾性域においては剛接合に近い挙動をしていると考えられ、これはエンドプレートと柱フランジ間の接触状態のバラツキによるものと考えられる。

最も回転剛性が低かった PRC-1 試験体では、図 3.16(b)(d) での引張りボルト位置ひずみが他の試験体に比べて高くなっている。つまり、圧縮フランジとの距離が近くなるため、回転剛性が下がるものと考えられる。

PRC-2、PRC-4 試験体については、PRC-1、PRC-3 試験体の間の接合部回転剛性であったが、ひずみ履歴についてもほぼ両試験体の間の値を取っている。

以上より、弾性範囲における仕口部変形状への、エンドプレート、柱フランジの接触状態による影響は大きいと考えられ、同時に初期回転剛性への影響も大きいと考えられる。実際の構造物では、エンドプレートおよび柱フランジの初期不整について考慮する必要があるが、今回の試験体ではエンドプレートを鏡面仕上げとしているため、柱フランジ形状の初期不整の回転剛性に対する影響が大きかったと考えられる。

3.4 接合部の耐力評価

3.4.1 ボルトの軸力負担

図 3.17 に PRC-3、4 試験体におけるモーメント-ボルト軸力関係を示す。PRC-3 が単調載荷、PRC-4 が繰返し載荷試験体である。ボルトの初期張力は約 150kN で、載荷前の状態を 0kN としてグラフを描画している。単調載荷試験体 (PRC-3) については、圧縮側ボルトは引張側ボルト離間までは圧縮ひずみを受け、引張側ボルトの離間とともに引張ひずみとなる。終局モーメント時の圧縮側ボルトの付加軸力は約 30kN であった。圧縮側ボルトの軸力は、エンドプレートと柱フランジが剛体と仮定できるならば、回転中心から引張側、圧縮側ボルトまでの距離に比例するはずであるが、終局状態においてはほぼその仮定を満足している。

繰返し載荷を受ける PRC-4 試験体では、繰返しを受けるに従い、ボルト張力が抜けていき、最終ループ時にはボルト軸力は初期張力である - 150kN の値を示しており、完全に張力が抜けている。また、最終ループの最大荷重時には圧縮側ボルトボルトの張力はほとんど増えていないことから、圧縮側ボルトの接合部耐力への寄与はほぼ無いと考えられる。圧縮側ボルトの軸力がほとんど増えなかった理由としては、実験中の観察において最終ループ開始時にボルトの残留変形が確認でき、そのクリアランスによるものと考えられる。

以上のことから、単調載荷時には圧縮側ボルトはある程度モーメントを負担するが、実際の地震を想定した場合は EuroCode3(以下 EC3) [6] に示すように、圧縮側ボルトは無視し、引張側ボルトのみを接合部終局モーメントの算定に考慮することとする。

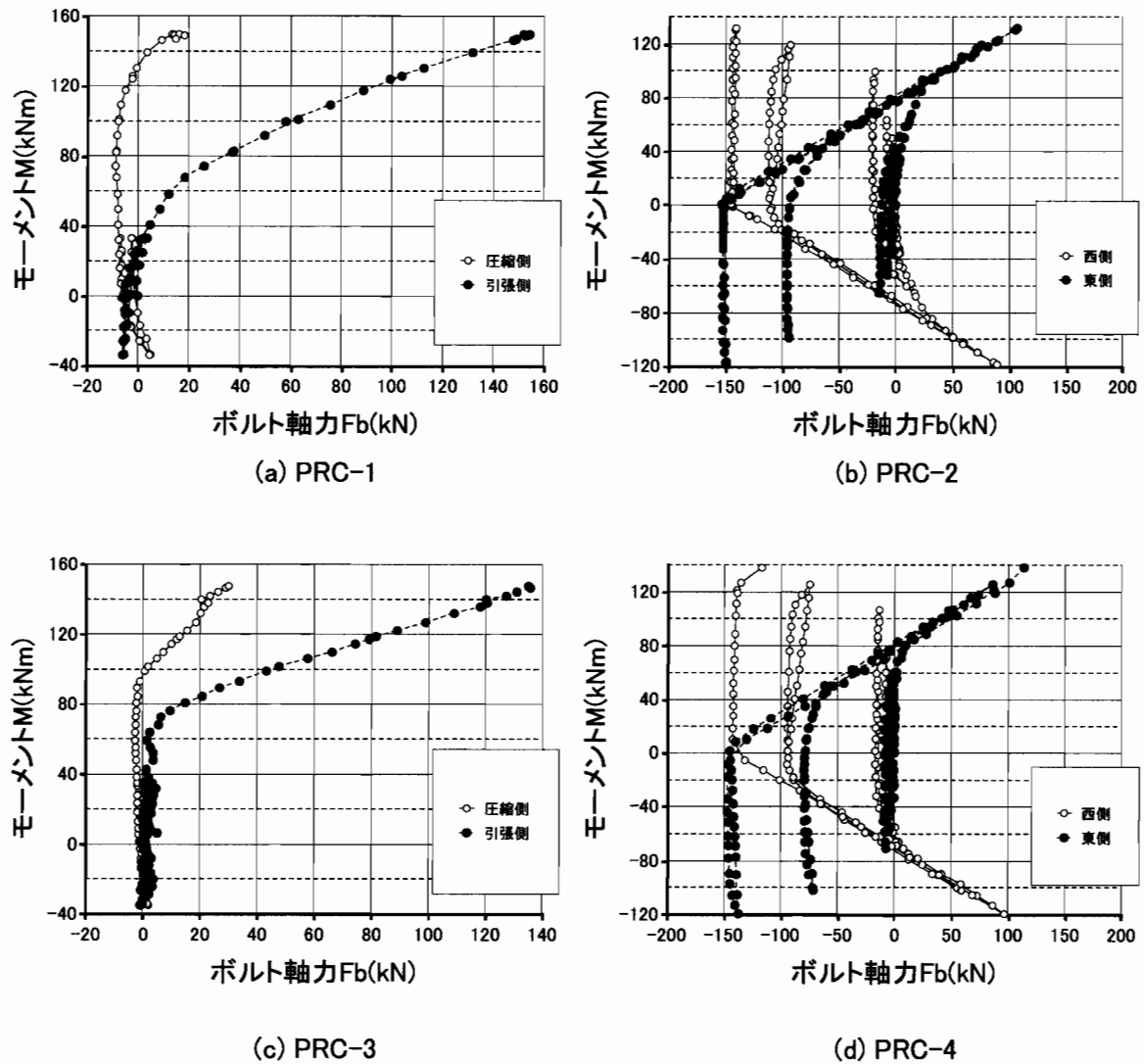


図 3.17 モーメント-ボルト軸力

3.4.2 接合部耐力評価

EC3 [6] では、エンドプレート形式の接合部耐力はボルトで決まる場合には式 (3.1) により評価している。EC3 では圧縮中心は圧縮側フランジ中央にとり、本実験のような引張側ボルト列が一行の場合においては圧縮側ボルトは無視している。

$$M_{Rd} = \Sigma[F_{ti,Rd}h_i] \quad (3.1)$$

M_{Rd} : 接合部耐力の設計値

$F_{ti,Rd}$: 各ボルト列の引張耐力の設計値

h_i : 圧縮中心から各ボルト列までの距離

i : ボルト列の番号

フラッシュ・エンドプレート型接合部の耐力を算定する。3.4.1 項で示した通り、単調載荷においては圧縮側ボルトはモーメントに抵抗するが、繰返し載荷においてはほとんど抵抗しないため、無視す

る。評価モデルを図 3.18 に示す。ここでは実験に合わせ、単調載荷時と繰返し載荷時の両方について算定を行う。

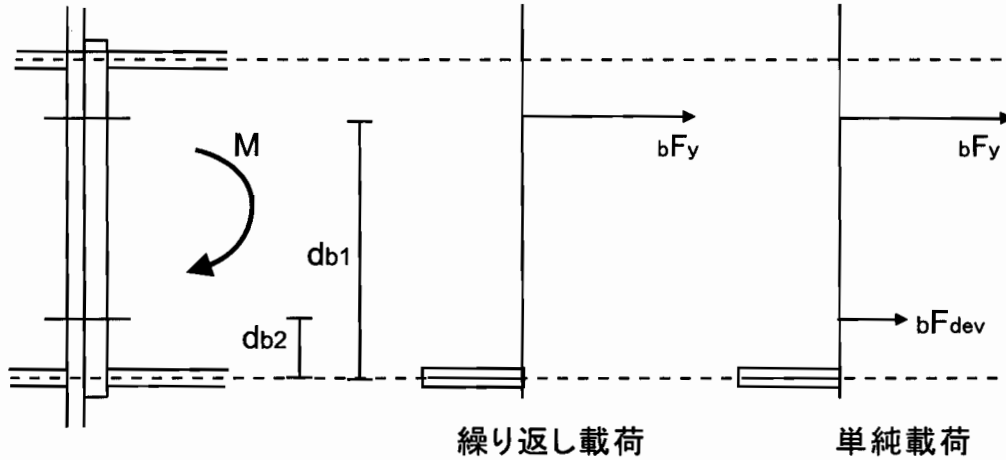


図 3.18 終局耐力力学モデル

繰返し載荷時には図 3.18 に示すように、圧縮側ボルトの付加軸力はあまり期待できない。単調載荷時には圧縮側ボルトも離間しているため、ボルト離間軸力 $bF_{dev} = 177kN$ (付録 A.1) の負担は期待できると仮定する。また、本試験体では下フランジ耐力は引張側ボルト耐力の合計を上回っているため、回転中心を下フランジ中央に仮定する。単調載荷時および繰返し載荷時の耐力式は下式により表される。

$$\text{単調載荷} : M_u = bF_y \cdot db_1 \cdot N_b \quad (3.2)$$

$$\text{繰返し載荷} : M_u = (bF_y \cdot db_1 + bF_{dev} \cdot db_2) \cdot N_b \quad (3.3)$$

ただし、 N_b : 各ボルト列のボルト本数、 bF_y : ボルト耐力。式 (3.2)、式 (3.3) による算定結果を表 3.5 に示す。単調載荷および繰返し載荷時とも、計算値は実験値をほぼ妥当に安全側に評価している。以上より、ボルト耐力で決まる場合については EC3 の評価法により、接合部耐力は妥当に評価できることが確認された。

表 3.5 最大耐力

	実験値 (kNm)	計算値 (kNm)	計算値/実験値	算定式
PRC-1(単調)	149.5	146.5	0.98	式 (3.2)
PRC-2(繰返し)	132.4	128.1	0.97	式 (3.3)
PRC-3(単調)	149.9	146.5	0.98	式 (3.2)
PRC-4(繰返し)	137.9	128.1	0.93	式 (3.3)

3.5 モーメント-回転角関係のモデル化

本実験で用いたフラッシュ・エンドプレート型接合部の $M-\theta$ 関係のモデル化を行う。初期割線剛性として接合部耐力の45%でとり、回転剛性が大きく変化するボルト軸力が離間軸力に達するまでを初期剛性と定義する。また、ボルトが離間軸力に達してから接合部耐力の90%までを2次剛性と定義する。以上の定義により、実験結果 $M-\theta$ 関係をモデル化し図 3.19 に示す。表 3.6 による初期剛性、2次剛性、ボルトが離間軸力に達した時のモーメントを示す。

接合部耐力の45%割線剛性で定義した初期剛性はボルト離間モーメントから約1割から3割低いモーメントでの割線剛性である。ボルト張力による材間圧縮力がまだ有効であるため、柱フランジの初期変形によるものと思われる初期剛性のバラツキは大きいが、2次剛性についてはほぼ一定しており、平均8.9kNm/mradとなっている。

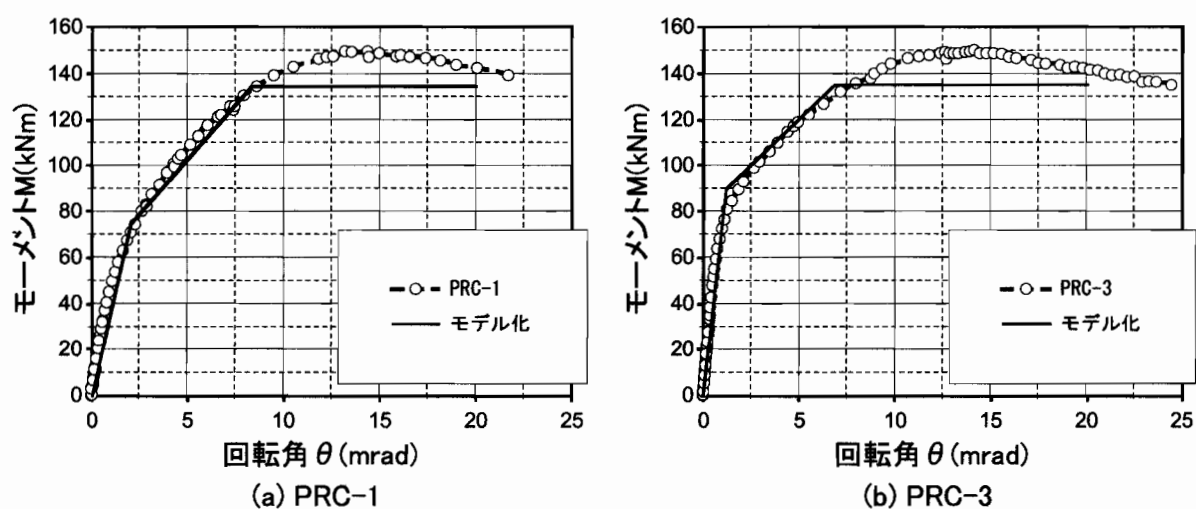


図 3.19 M- θ モデル化

表 3.6 M- θ 関係モデル化

	45%耐力剛性 (kNm/mrad)	2次剛性 (kNm/mrad)	ボルト離間モーメント (kNm)
PRC-1	35.9	9.6	74.8
PRC-3	79.1	7.9	90
PRC-4	53.7	8.1	91.2

3.6 まとめ

フラッシュ・エンドプレート型接合部形式を持つ柱梁接合部部分モデルについて試験を行い、接合部性状を調べた結果、以下の知見、フラッシュ・エンドプレート型接合部の課題を得た。

1. フラッシュ・エンドプレート型接合部は柱フランジとエンドプレートの接触状態により初期剛性のバラツキが大きい。
2. 本実験で行った接合部については、仕口部から 50mm 位置以降の局所変形による仕口部近傍での鉄骨梁のひずみの乱れは接合部回転剛性にほとんど影響しない。

第 4 章

有限要素法による フラッシュ・エンドプレート型接合部の解析

4.1 概説

仕口部近傍での局所性状が接合部回転剛性に与える影響を評価する為、有限要素解析を行う。仕口部近傍の鉄骨梁ウェブ内のひずみの乱れについても解析的に検討する。また、前章の実験結果より、接合部回転剛性のバラツキが柱フランジ形状の初期変形、すなわち、エンドプレートと柱フランジとの接触状態によるところが大きいと予想された。そこで有限要素解析により、柱フランジ形状に2種類の初期変形を与え、回転剛性、仕口部近傍でのひずみ性状への影響を明らかにする。

4.2 解析概要

4.2.1 解析モデル

汎用非線形解析プログラム ABAQUS を用いて弾性および弾塑性解析を行い、柱フランジとエンドプレートの接触状態が初期回転剛性に与える影響を調べた。3章実験で用いた接合形式、形状を有する十字形骨組に対し対称単調曲げ载荷を行った。解析モデルには試験体の形状、および変形状態の対称性を考慮し、図 4.1 に示す 1/4 モデルを用いた。ボルトのモデル化に関しては、ネジ部は有効断面積と等価な断面とした(図 4.1)。接触面相互作用は、柱フランジとエンドプレートの接触面および、柱フランジ、エンドプレートとワッシャーとの接触面にそれぞれ接触判定機能を有する「master-slave 接触面」を定義した。摩擦係数は 0.45 を用いた。境界条件は、柱上下端の x , y , z 方向変位を拘束し、 xy 対称面、 yz 対称面はそれぞれ z 方向、 x 方向変位を拘束した。载荷は梁端部下フランジの節点に y 方向の荷重を与えた。また、ボルト張力の導入は、ABAQUS の有する「予張力機能」を用い、梁端载荷に先行し 150kN の張力導入を行った。

弾性解析の材料特性は完全弾性とし、ヤング係数 $E=206\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ を用いた。弾塑性解析はミーゼスの降伏条件を用いて、降伏曲面に直交性を仮定した完全弾塑性とした。降伏応力は材料試験結果より表 4.1 に示す PRC-1, 2 試験体の値を用いた。

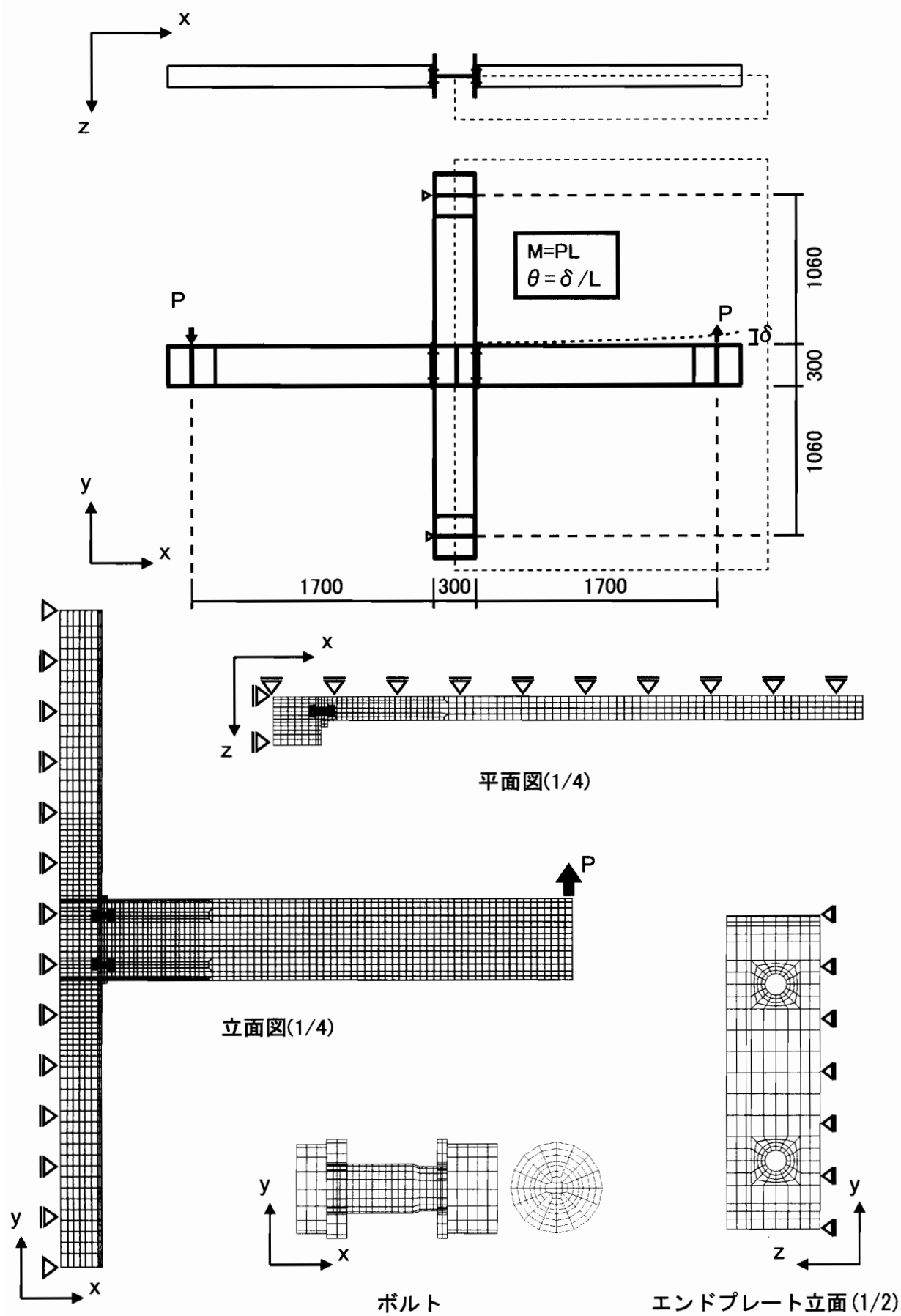


図 4.1 解析モデル

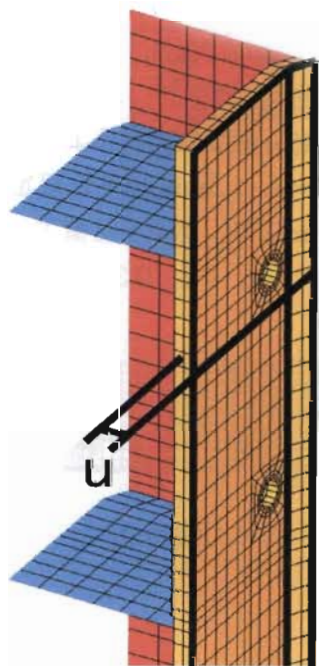
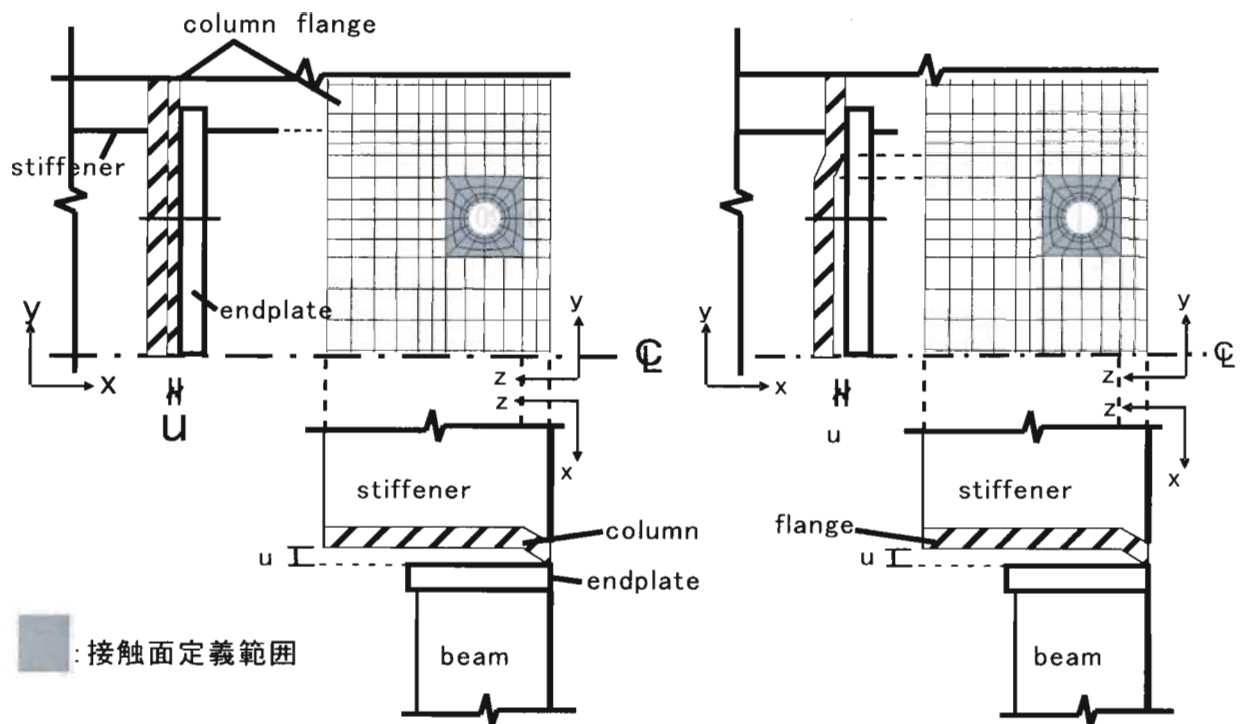
表 4.1 鋼材の機械的性質

	材料寸法		σ_y (MPa)
柱 (SM490)	300×305×16×16		364
梁 (SN490)	300×150×9×16	フランジ	356
		ウェブ	375
エンドプレート (SN490)	320×190×20		358

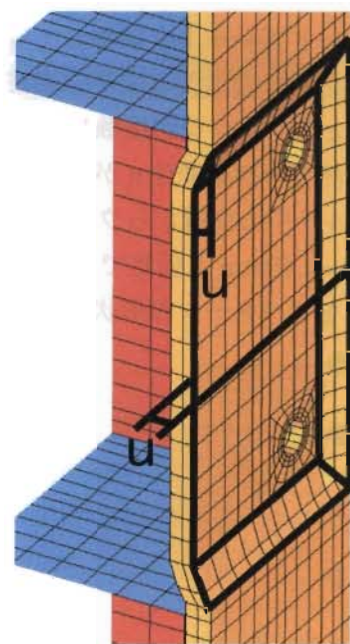
4.2.2 解析シリーズ

解析シリーズを表 4.2 に示す。3 章実験で用いた 20mm 厚のエンドプレートをもつモデルについて弾性解析 (PRCA-e) および弾塑性解析 (PRCA-p) を行った。また、12mm、30mm のエンドプレート厚に対しても弾性解析を行い、仕口部近傍でのひずみの乱れの影響を調べた (PRCA-EP12, PRCA-EP30)。今回使用したエンドプレートは、柱フランジとの接触面を溶接後に板厚 25mm から 20mm まで切削し、鏡面仕上げを行ったので、エンドプレートは理想的な平面と仮定した。実験では柱に溶接組立 H 形鋼を用いたので、考えられる初期形状としてウェブとフランジとの溶接によるフランジの傘折れが挙げられる。そこで、柱フランジに初期不整がない場合に加え、図 4.2 に示す 2 パターンの初期形状を柱フランジに設定し、弾性解析を行った。

PRCA-2D シリーズとして、柱フランジが-x 方向に一様に折れており、柱ウェブ、梁ウェブ位置のみがエンドプレートと接触している傘折れ状態を設定した (図 4.2(a))。また、PRCA-3D シリーズはスチフナ溶接による変形を考慮し、ウェブ位置に加えて梁フランジ、スチフナー位置でエンドプレートと柱フランジが接触している状態を設定した (図 4.2(b))。JASS6 [4] より、フランジの傘折れは先端部での初期変位 e が片側フランジ幅の 1/100 以下かつ、1.5mm 以下と規定されている。そこで、ボルト中心位置からウェブ中心位置までの距離=45 mm より、ボルト位置で生じる初期変位は $45/100=0.45\text{mm}$ と仮定できる。今回の解析では-x 方向に 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6mm の初期変位 u を 2 パターンの形状に設定した。



(a) PRCA-2Dシリーズ



(b) PRCA-3Dシリーズ

図 4.2 解析モデル初期不整

表 4.2 解析モデル

モデル	u(mm)	形状	エンドプレート厚 (mm)	解析条件
PRCA-p	0		20	弾塑性
PRCA-e	0		20	弾性
PRCA-EP12	0		12	弾性
PRCA-EP30	0		30	弾性
PRCA-2D-0.1	0.1	傘折れ	20	弾性
PRCA-2D-0.2	0.2	傘折れ	20	弾性
PRCA-2D-0.3	0.3	傘折れ	20	弾性
PRCA-2D-0.4	0.4	傘折れ	20	弾性
PRCA-2D-0.5	0.5	傘折れ	20	弾性
PRCA-2D-0.6	0.6	傘折れ	20	弾性
PRCA-3D-0.1	0.1	3次元	20	弾性
PRCA-3D-0.2	0.2	3次元	20	弾性
PRCA-3D-0.3	0.3	3次元	20	弾性
PRCA-3D-0.4	0.4	3次元	20	弾性
PRCA-3D-0.5	0.5	3次元	20	弾性
PRCA-3D-0.6	0.6	3次元	20	弾性

4.3 解析結果

4.3.1 柱フランジに初期不整がない場合の検討

図 4.3 にモーメントー回転角関係における実験と解析モデル PRCA-p の解析結果の比較を示す。ボルト離間までの挙動に関しては、実験において最も初期剛性の低かった PRC-1 試験体とよく合っている。しかし、ボルト離間後に関しては解析での剛性が実験よりもかなり大きく、合っているとはいえない。原因としてはボルトの伸び剛性が実験よりも大きくなっているため (C.2 項参照) と考えられる。本章ではボルト離間以前の初期回転剛性についての検討を行っているため、解析結果に問題はない。

柱フランジの形状に初期不整がなく、柱フランジとエンドプレートの接触状態が理想的な解析モデル PRCA-p について、解析結果を検討する。図 4.4 に梁端部における最大耐力時のウェブの梁軸方向歪のコンター図を示す。引張り側ボルト位置でのひずみの乱れは約 100mm 以降においてひずみ勾配は緩やかとなり、およそ梁せい長さ以降ではほぼ無くなる。

図 4.5 にボルト離間前後にあたるモーメントが 25kNm, 10kNm 時における、仕口面から 50mm 位置の歪分布を実験結果と共に示す。図 4.5(a) より、ボルト離間前の歪分布では解析結果の方が、実験結果より中立軸位置が高くなっている。これは実験時の接合部におけるエンドプレートと柱フランジとの接触状態の違いによるもので、解析では圧縮フランジの接触状態が良かったためである。ボルト離間後は、徐々に中立軸が圧縮側ボルト位置へ移動し、最終的に 100kNm 時 (図 4.5(b)) の分布となる。

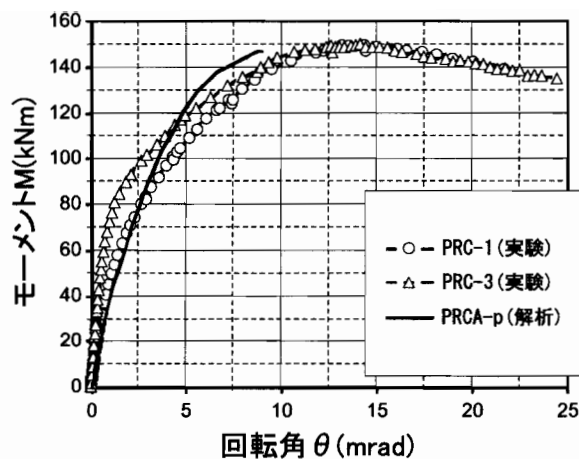


図 4.3 モーメントー回転角関係 (PRCA-p)

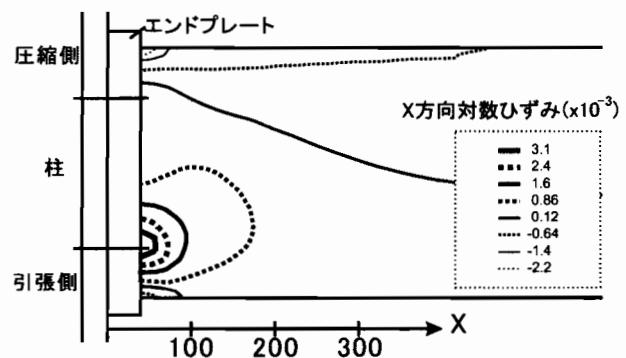
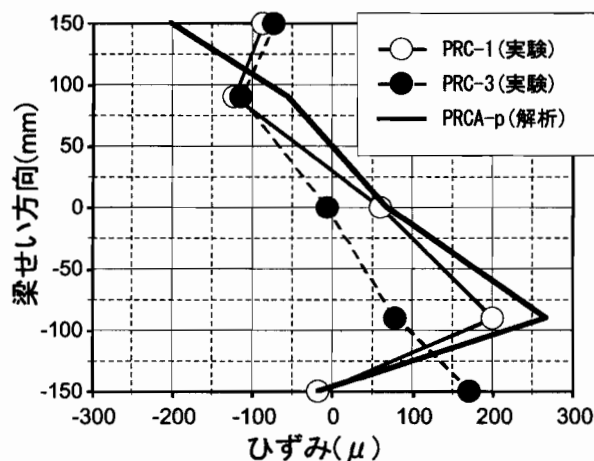
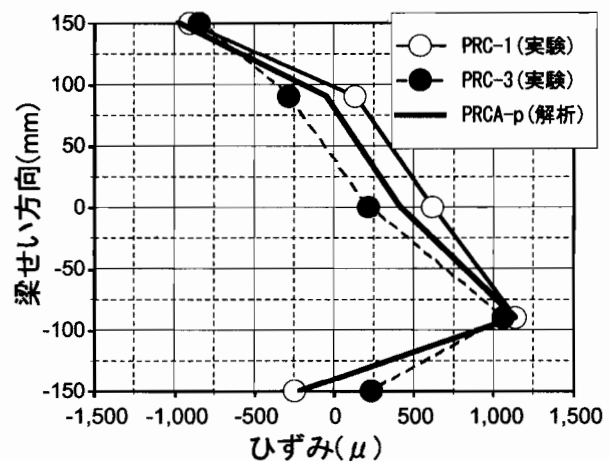


図 4.4 梁軸方向ひずみ (PRCA-p)



(a) $M=25\text{kNm}$ のとき



(b) $M=100\text{kNm}$ のとき

図 4.5 仕口部から 50mm 位置の梁軸方向ひずみ分布

100kNm 時では初期不整がほぼなかったと予想される PRC-1 試験体と解析結果はほぼ一致し、引張側ボルト位置ウェブ、圧縮フランジにおける局所的な変形が見られ、中立軸位置も実験結果と対応しており、ボルト離間後の挙動は大略追えている。

4.3.2 エンドプレートの局所変形

PRC-4 試験体のエンドプレートに貼付した曲げひずみゲージから求めた図 4.6(a) に示す位置のエンドプレートの変形と、PRCA-p 解析モデルにおける FEM 解析結果から得られた同位置でのエンドプレートの変形を図 4.6(b) に示す。実験値は曲げひずみゲージから得られたエンドプレートの曲率を線形補完し、数値積分する事で梁せい方向での変形を求めた。実験値解析値ともに梁上下フランジ位置での変形をゼロとして値をプロットしている。

曲げひずみゲージの厚さが 1mm しかなく、エンドプレートの変形は曲げひずみゲージの測定対象

としては変形量が小さい為、低い荷重では値がうまく出なかったが、100kNm および最大荷重においては解析値とほぼ対応する結果となった。

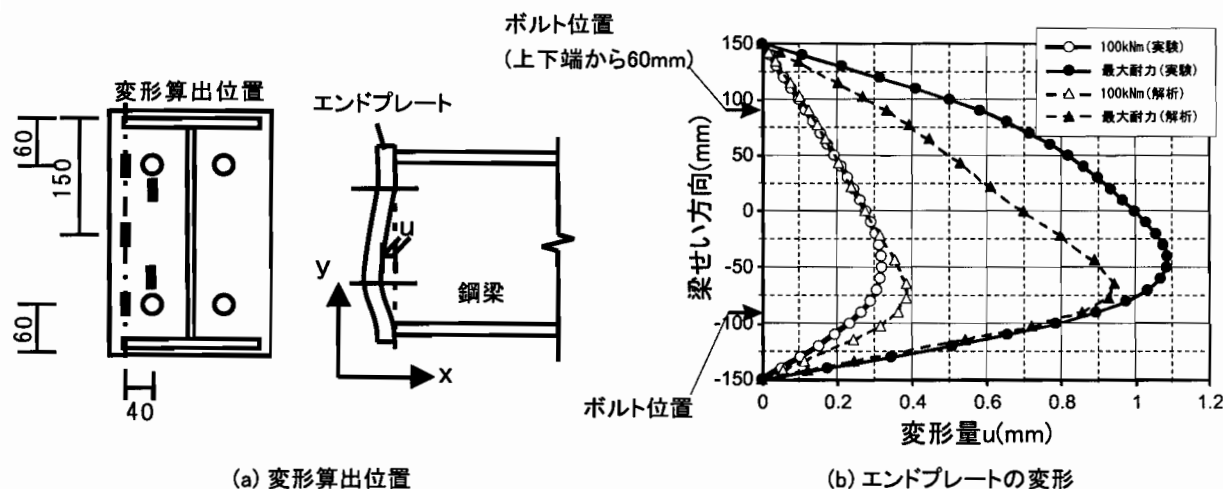


図 4.6 エンドプレートの変形

4.3.3 仕口部近傍でのひずみの乱れの検討

4.3.3.1 曲率比分布による検討

3.3.3 項において、仕口部から 50mm 位置で計測した回転角 θ_2 によるたわみ δ_1 と 50mm 以降の梁部の弾性理論値によるたわみ δ_2 の和 δ_t が、梁端部たわみの計測値 δ_e とほぼ一致するとの結果を得た。ここでは FEM 解析結果より、エンドプレート厚 $t=12\text{mm}$, 20mm , 30mm の FEM 解析モデル (PRCA-EP12, PRCA-e, PRCA-EP30) において、仕口部近傍での梁ウェブのひずみの乱れの影響を調べる。鉄骨梁上下フランジのウェブ直上部でのひずみから求めた仕口部近傍での曲率を理論値 ($\phi = M/EI$) にて除した比を図 4.7 に示す。仕口部から 50mm 以降は概ねエンドプレート厚に関係なく、仕口部から約 100mm 位置で理論値と約 9 割一致し、実験で用いた 20mm 厚のエンドプレートでは約 50mm 位置においては理論値の約 6 割となっている。

今回使用した長さ 1700mm の梁長で、この理論値との曲率の違いが梁端部でのたわみに与える影響を考える。50mm から 100mm 位置までの曲率を理論値の 0.6 から 1 の割合で線形に仮定し、100mm 位置以降は理論値と一致すると仮定すると、梁端部でのたわみの理論値との誤差は約 1.8% となり、ほとんど影響が無い。このことから、エンドプレートの寸法が、 $a/t=1.5\sim 3.7$, $b/t=1.4\sim 3.4$ かつ $h/t=10\sim 25$ の場合、仕口部近傍でのウェブのひずみの乱れは梁部曲げ変形評価においては無視できると考えられる。

4.3.3.2 梁ウェブの変形量とエンドプレート変形量の比較

PRCA-e 解析モデルの仕口部モーメント 50kNm 時について図 4.8(a) に示す。上下フランジを結ぶひずみ分布とウェブひずみとの差 $\Delta\epsilon_i$ をとり、仕口部から 300mm の範囲において微小長さでの $\Delta\epsilon_i$ による変形を数値積分し、仕口部での上下フランジを結ぶ線を基準としたウェブの変形を計算する。

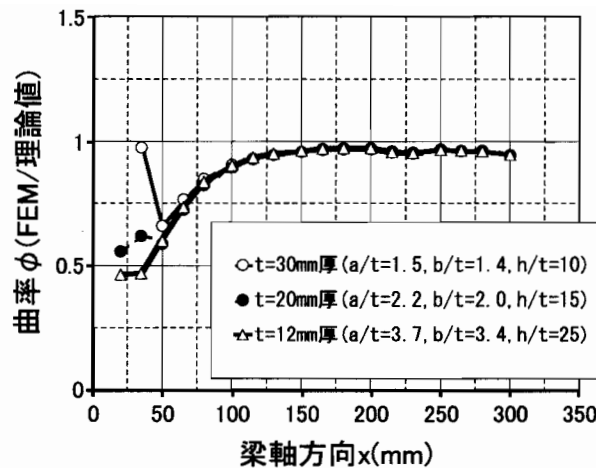


図 4.7 曲率比分布

エンドプレートのウェブ位置での梁軸方向変形量 u_1 とウェブの変形量の数値積分を比較したものを図 4.8(b) に示す。それぞれの変形量はほぼ一致していることから、仕口部近傍の鉄骨梁ウェブでのひずみの乱れはエンドプレートの曲げ変形となって、回転角に影響するものと考えられる。すなわち、図 4.9 に示すように、エンドプレートの梁ウェブ位置での梁せい方向板曲げ変形 u_1 は梁ウェブのひずみの乱れによる変形の和として表され、引張ボルト位置でのエンドプレート局所変形成分として評価する必要がある。また、エンドプレート局所変形成分として、図 4.9 に示すような梁軸直交方向への曲げ変形 u_2 が存在し、 u_1 と u_2 の和がボルト位置でのエンドプレート局所変形成分であると言える。

4.3.4 仕口部ひずみ分布に見る梁端部性状

図 4.10 に PRCA-e, PRCA-2D-0.6, PRCA-3D-0.6 モデルと実験での仕口部から 50mm 位置断面のひずみの値を用い、5kN から 20kN までのひずみ増分に対する、梁せい方向での軸方向ひずみ分布を示す。実験では中立軸が低く、鉄骨梁重心 $y=0\text{mm}$ (PRC-3) と $y=30\text{mm}$ (PRC-1) に位置している。一方、初期不整のない PRCA-e モデルでは実験値よりも約 75mm 位置に中立軸があるが、柱フランジに初期不整を与えた PRCA-2D-0.6, PRCA-3D-0.6 モデルと中立軸が梁重心位置から $y \approx 20\text{mm}$ 位置に中立軸が存在し、実験値と近い値となっている。すなわち、初期不整を考慮する事で、実験値により近い性状となる。

図 4.11(a) から (e) に PRCA-e, PRCA-2D-0.6, PRCA-3D-0.6 および正負荷荷時実験結果の、仕口部から梁軸方向 50mm 位置断面での (a) 圧縮側フランジ, (b) 圧縮側ボルト位置ウェブ, (c) 梁せい中央位置, (d) 引張側ボルト位置ウェブ, (e) 引張側フランジの仕口部モーメントに対するひずみ履歴を示す。負荷荷時の実験値については荷重を逆転させ、重ねてプロットした。実験結果にバラツキはあるものの、柱フランジに初期不整のない PRCA-e と初期不整を設定した PRCA-2D-0.6, PRCA-3D-0.6 モデルとの対比において、ほぼ実験値の挙動の傾向はとらえられている。

圧縮側フランジ (図 4.11(a)) での PRC-1 試験体のひずみが解析よりも小さくなっているが、圧縮側は柱フランジとエンドプレート間の接触状態が特に悪かったと予想される。

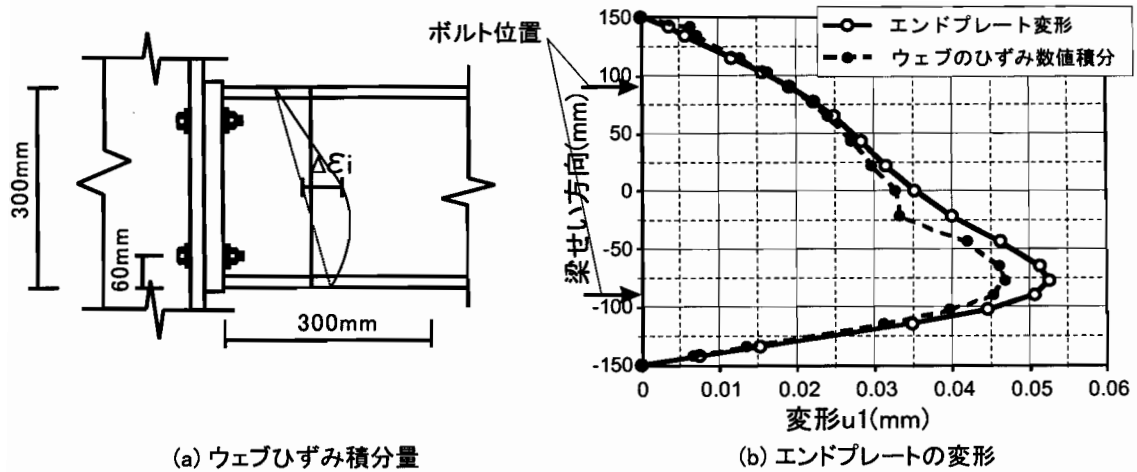


図 4.8 ウェブひずみ積分とエンドプレートの変形 ($M=50\text{kNm}$)

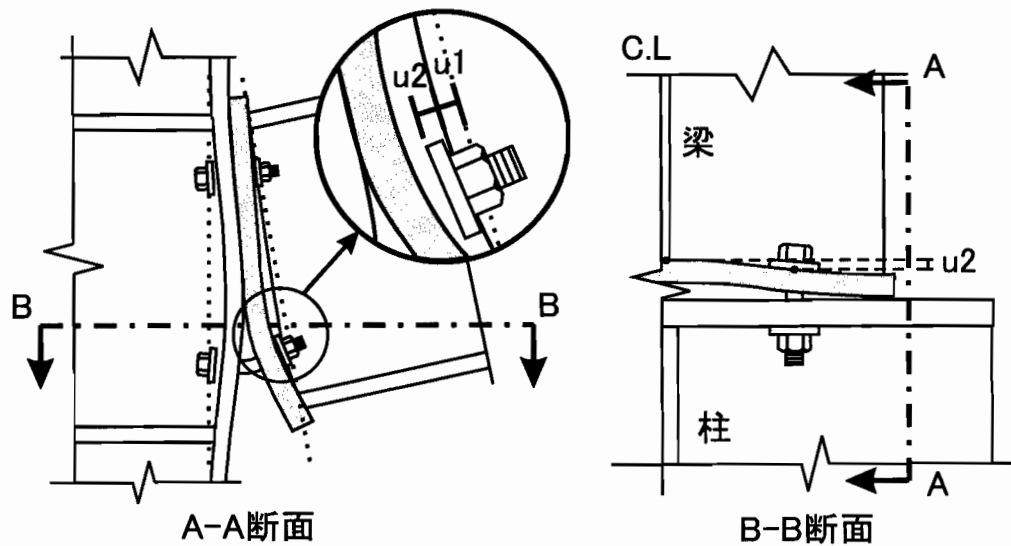


図 4.9 エンドプレートの局部変形概念図

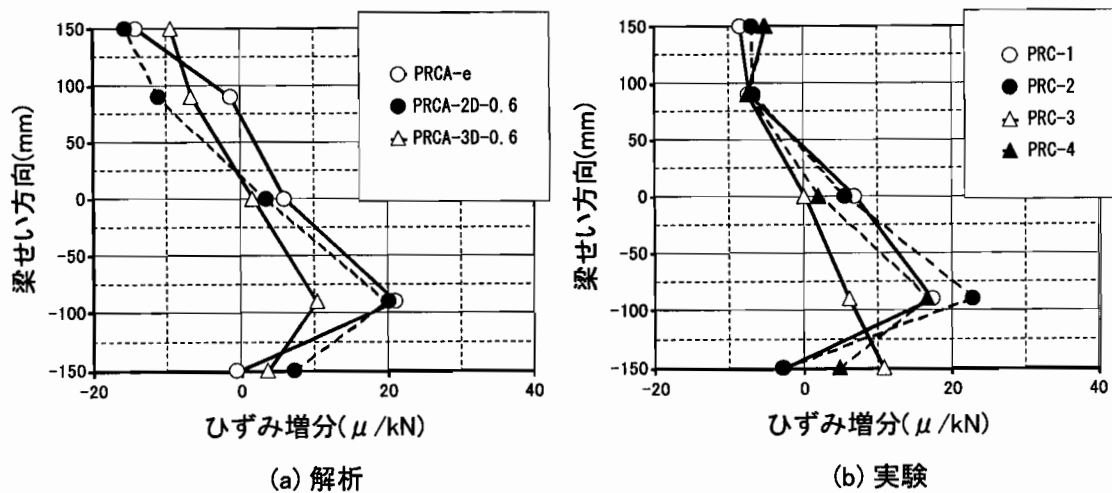
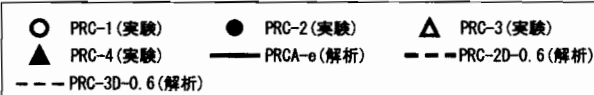
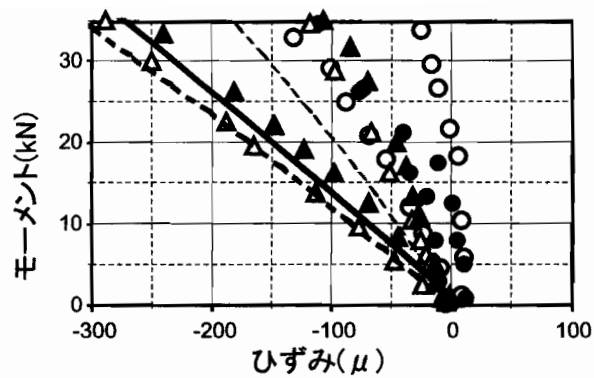
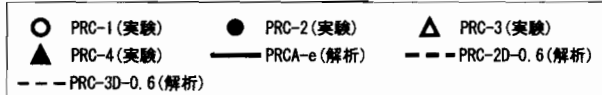
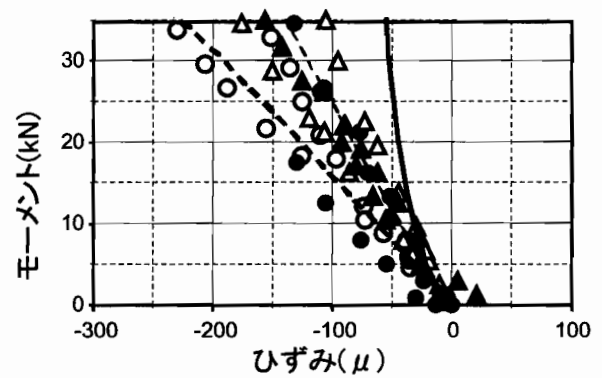


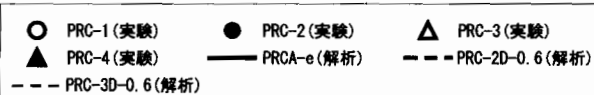
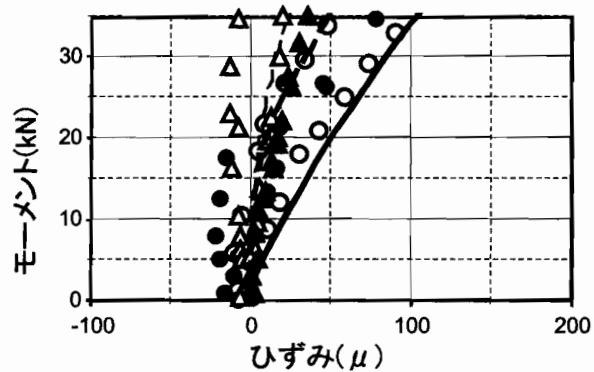
図 4.10 50mm 位置ひずみ分布



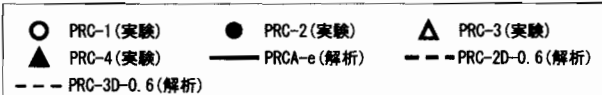
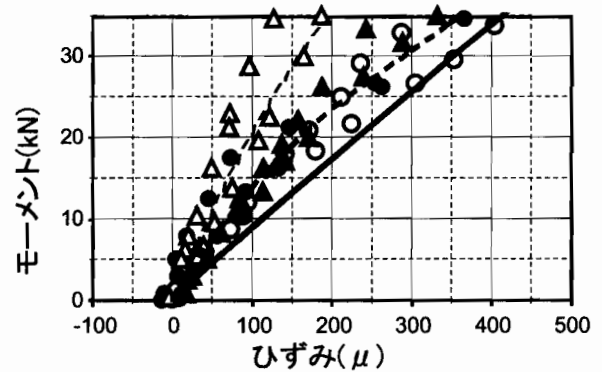
(a) 圧縮フランジ位置



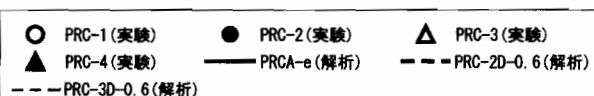
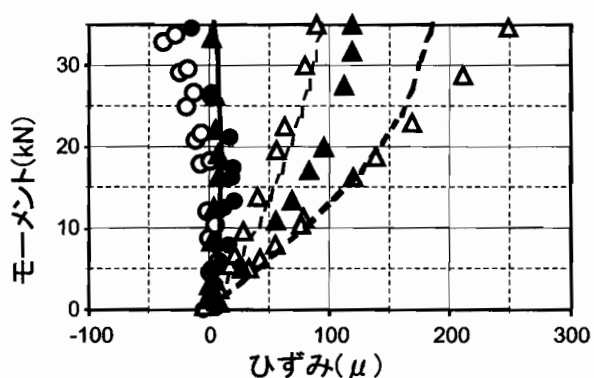
(b) 圧縮側ボルト位置



(c) 梁せい中央



(d) 引張側ボルト位置



(e) 引張フランジ位置

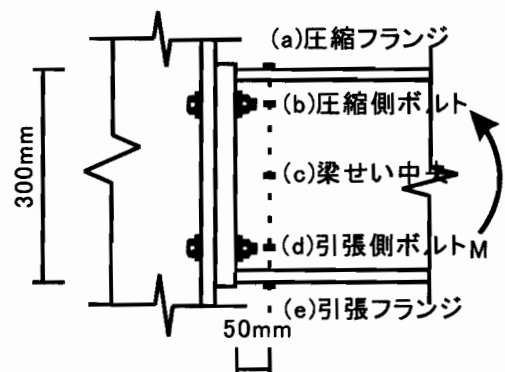


図 4.11 仕口部から 50mm 位置ひずみ履歴

4.3.5 初期回転剛性

図 4.12 に PRCA-2D シリーズ, PRCA-3D シリーズの解析から得た $M-\theta$ 関係を示す。次に接触を考慮した非線形解析を行ったが, 実験結果との比較のために, 実験時における初期回転剛性の算定と同様に, $P=5\text{kN}(M=8.5\text{kNm})$ と $P=20\text{kN}(M=34\text{kNm})$ 時, の 2 点から初期回転剛性を図 4.12 の $M-\theta$ 関係より算定した。結果を表 4.3 に示す。

図 4.12 より PRCA-2D シリーズ, PRCA-3D シリーズそれぞれのモデルにおいて低い荷重レベルで挙動がほぼ一致している。これは, ボルト張力導入後エンドプレート, 柱フランジに発生した初期応力による界面での密着性の向上のためだと考えられる。よって, モーメントが 34kNm に達しても初期応力が抜けきれず, PRCA-2D-0.5 と PRCA-2D-0.6, PRCA-3D-0.4 から PRCA-3D-0.6 の間における初期回転剛性の変化はほぼ生じなかった。

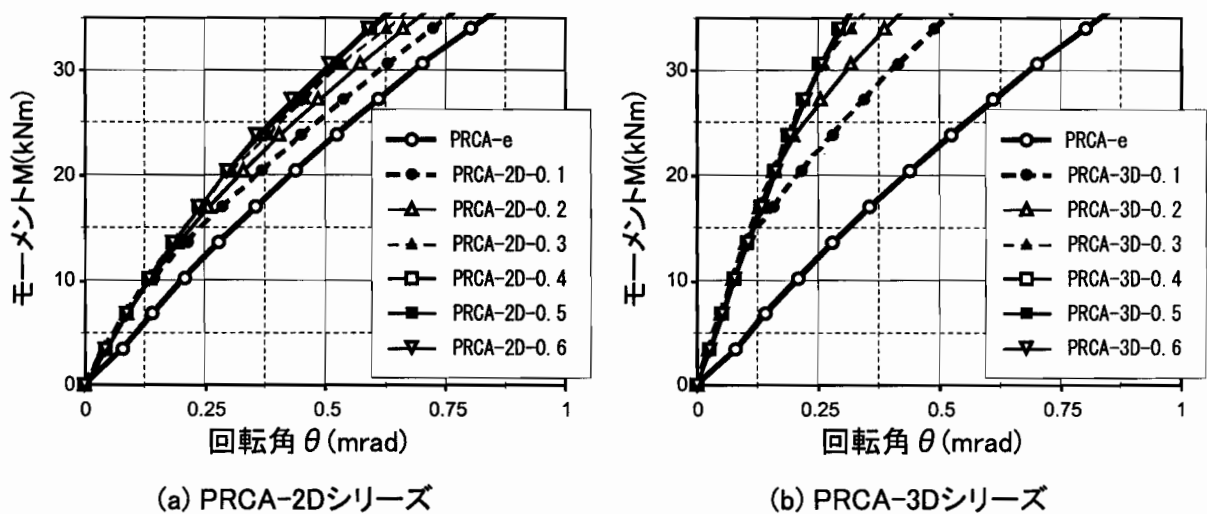


図 4.12 モーメント-回転角 (解析)

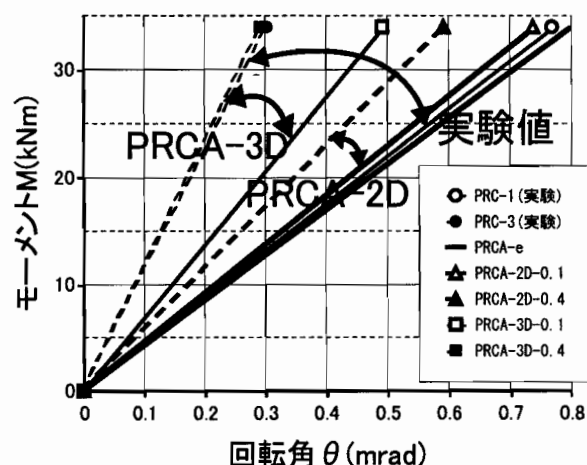


図 4.13 初期回転剛性比較

図 4.13 に実験値, PRCA-2D および PRCA-3D シリーズにおける最大と最小の初期回転剛性勾配

表 4.3 回転剛性 (実験と解析)

試験体 (実験)	初期回転剛性 (kNm/mrad)	解析	初期回転剛性 (kNm/mrad)
PRC-1	44.3	PRC-A	40.7
PRC-3	101.9		
PRC-4	71.4		

解析 pattern1	初期回転剛性 (kNm/mrad)	解析 pattern2	初期回転剛性 (kNm/mrad)
PRCA-2D-0.1	41.4	PRCA-3D-0.1	59.6
PRCA-2D-0.2	45.2	PRCA-3D-0.2	73.5
PRCA-2D-0.3	48.3	PRCA-3D-0.3	100.6
PRCA-2D-0.4	50.8	PRCA-3D-0.4	106.1
PRCA-2D-0.5	51.1	PRCA-3D-0.5	105.1
PRCA-2D-0.6	51.4	PRCA-3D-0.6	103.7

を示す。図中矢印は実験，PRCA-2D および PRCA-3D シリーズの初期回転剛性のバラツキの範囲を示す。図 4.13 より，実験で得た初期回転剛性のバラツキ範囲は，PRCA-2D シリーズにおける初期回転剛性のバラツキ範囲と PRCA-3D シリーズにおける初期回転剛性のバラツキの範囲を合わせた範囲とほぼ一致した。このことから JASS6 [4] で規定している初期不整 0.45m の範囲 (PRCA-e から PRCA-2D-0.4，PRCA-e から PRCA-3D-0.4) を与えることにより，今回実験で確認された初期回転剛性のバラツキをほぼ再現することができたと考えられる。

今回の試験体において，初期剛性は初期不整のない場合に比べて，PRCA-2D シリーズでは約 1.2 倍，PRCA-3D シリーズでは約 2 倍の値を示した (表 4.3)。パネルゾーンに水平スチフナを付けた場合は，溶接による残留変形が PRCA-3D シリーズの初期変形形状と予想されるため，回転剛性のバラツキには注意が必要である。また，エンドプレートの初期変形形状は PRCA-3D シリーズとなることが予想されるため，注意が必要である。このような回転剛性における上下限値は構造物の安全性や使用性の点で，設計において考慮される必要がある。ただ，今回は実際の部材寸法の約 1/2 の部材を使用している。梁せいが大きい部材を使用したとき，上下フランジとの距離と，圧縮側フランジと引張り側ボルトとの距離の比が小さくなり，回転剛性のバラツキは緩和されると予想され，今後検討が必要である。

4.3.6 材間圧縮力分布

PRCA-e，PRCA-2D-0.6，PRCA-3D-0.6 のボルト初期張力導入後の材間圧縮力分布のコンター図を図 4.14 に示す。PRCA-e はボルト孔周辺に材間圧縮力が集中したが，PRCA-2D-0.6 ではウェブ位置に材間圧縮力が集中した。このウェブ位置に集中した材間圧縮力が，弾性範囲において仕口部の回転を生じさせる大きな要因であるエンドプレート，柱フランジの面外変形を拘束したため，PRCA-e の初期回転剛性より PRCA-2D シリーズの初期回転剛性が高い値を示したと考えられる。

また PRCA-3D シリーズの PRCA-3D-0.6 ではウェブ位置に加え，上下フランジ位置に材間圧縮力が集中した。PRCA-2D シリーズと同様ウェブ位置に集中した材間圧縮力がエンドプレート，柱フランジの面外変形を拘束し，さらに上下フランジ位置に集中した材間圧縮力が引張力を負担することで，引張側フランジに力を伝達し，エンドプレート，柱フランジの面外変形を生じさせるボルト位置への引張力の集中を緩和し，PRCA-2D シリーズの初期回転剛性より PRCA-3D シリーズの初期回転剛性が高い値を示したと考えられる。

すなわち，初期形状の変化にともなって生じる材間圧縮力分布の変化が，仕口部変形状，梁端部変形状に大きな影響を与えたと考えられる。実際の初期不整は曲率を持ち，溶接部から弧を描く形で変形しているが，今回の解析では簡便のため，区分線形的に変形を与えたが，その影響については今後検討する必要がある。

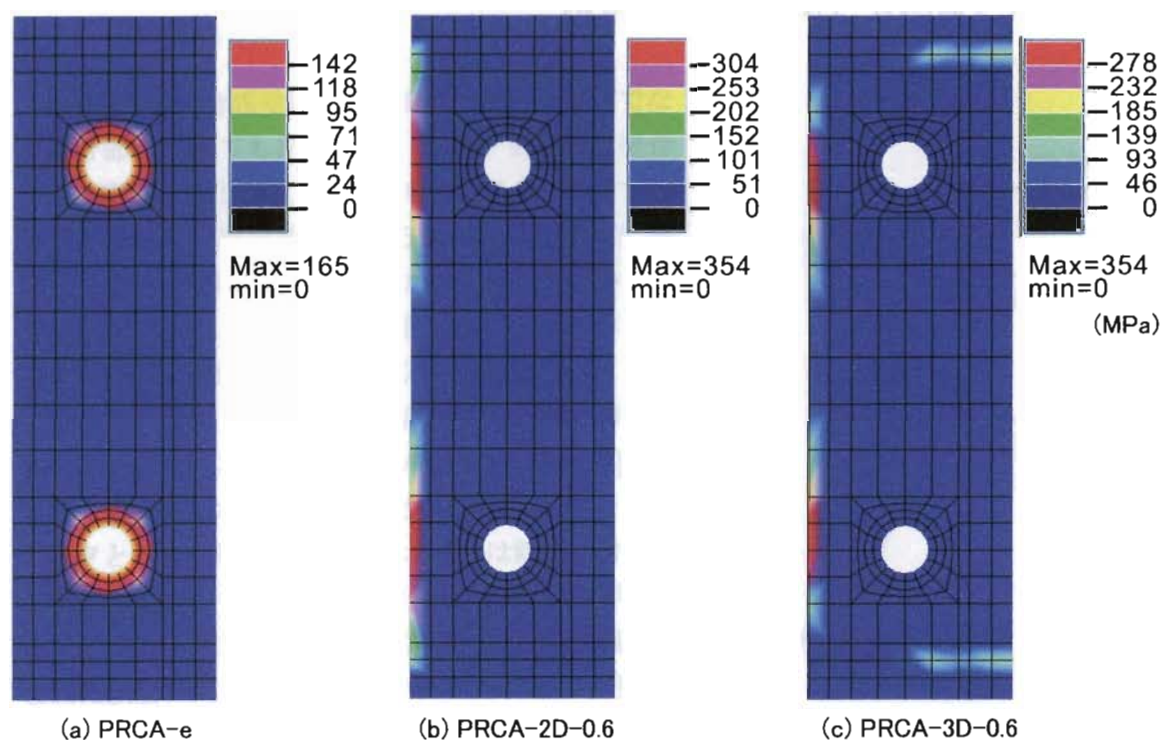


図 4.14 材間圧縮力分布のコンター図

4.4 まとめ

仕口部近傍での局所性状が接合部回転剛性に与える影響，および柱フランジ形状の初期変形が接合部回転剛性に与える影響について有限要素解析により，検討を行った。

1. 今回使用した厚さのエンドプレートの局所変形は，ボルトの離間とともに仕口部の回転剛性に影響する大きな要因である。
2. エンドプレート寸法が $a/t=1.5\sim3.7$ かつ $b/t=1.4\sim3.4$ かつ $h/t=10\sim25$ の場合，溶接部からわずかに離れた位置から後の部分の梁部剛性は線材弾性理論で評価でき，仕口面から梁せい長さ位置までの梁断面における歪分布の乱れは接合部の回転剛性を求める上での梁部曲げ変形の

評価において無視できる。

3. 仕口界面における柱フランジやエンドプレートの初期不整は、接合部の初期回転剛性に有意な影響を及ぼす。
4. ボルト張力による材間圧縮力の分布性状は、弾性範囲の梁端部局所性状、仕口部局所性状、初期回転剛性に影響を及ぼす。

今後の課題について 今回の解析では解析における簡便の為、区分線形的に変形を与えた。その影響については今後検討する必要がある。

また、実際の部材寸法の約 1/2 の部材を使用しており、梁せいが大きい部材を使用したとき、上下フランジとの距離と、圧縮側フランジと引張り側ボルトとの距離の比が小さくなり、回転剛性のバラツキは緩和されると予想され、今後検討が必要である。

第 5 章

鉄筋抜け出し量評価

5.1 はじめに

RC スラブの合成効果は合成梁部においてだけでなく接合部においても期待でき、負曲げを受ける接合部回転剛性は向上する。負曲げを受ける RC スラブの合成梁部および接合部における補剛効果を適切に評価し、より合理的な設計を行うためには、鉄筋のひび割れ部での抜け出し剛性を評価し、コンクリートひび割れ幅を定量的に評価する必要がある。

負曲げを受ける床版付半剛接接合部の回転剛性評価では、図 5.1 に示すバネモデルが用いられ [10] [12] [32]、仕口部での鉄筋の抜け出し剛性が重要なパラメータとなる。しかし、鉄筋バネ剛性は鉄筋の付着など現象を適切にモデル化しておらず、経験的な評価となっている。そこで本章ではコンクリート塊に埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行い、コンクリート強度、鉄筋径、かぶり厚をパラメータとして付着特性および端部での鉄筋抜け出し量を調べる。

鉄筋のずれ量は 2 階微分方程式を解くことで得られるが、その式は煩雑である。そこで本章では実験で得られたコンクリート端部鉄筋の抜け出し量をコンクリート強度の平方根 $\sqrt{F_c}$ 、鉄筋径 D を用いて基準化を行い、鉄筋抜け出し剛性評価式を導出する。

ひび割れ後の RC スラブはテンション・スティフニング効果により、コンクリートの補剛効果が得られ、鉄筋の伸び剛性は向上する。しかし、日本の建築分野においては負曲げを受ける合成梁はコンクリートを無視し、鉄筋のみの剛性効果を考慮している。EuroCode4 [7] においてはテンション・スティフニングによるコンクリートの鉄筋に対する補強効果を考慮し、ひび割れ後の RC スラブの合成効果を評価した設計法となっている。本章で評価するひび割れ部での鉄筋の抜け出し剛性は、接合部での RC スラブ補剛効果だけではなく、負曲げを受ける合成梁曲げ剛性のテンション・スティフニング効果を考慮した評価法に対しても応用可能なものである。

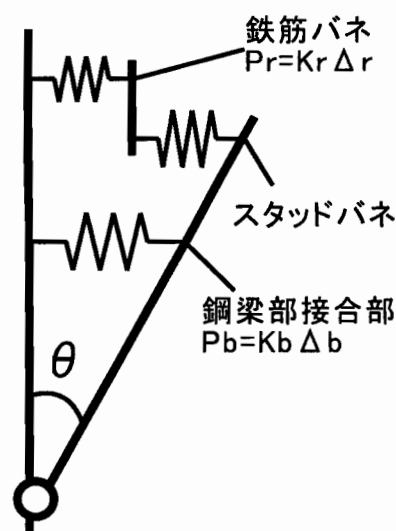


図 5.1 負曲げ回転剛性評価バネモデル

5.2 鉄筋両引き実験概要

5.2.1 試験体シリーズ

鉄筋引張力-端部抜け出し量関係 (P-S 関係) の評価を目的として、図 5.2 に示すようなコンクリート塊に埋め込まれた鉄筋両引き試験を行った。試験体シリーズと呼び名を表 5.1、図 5.3 にそれぞれ示す。試験体シリーズは大きく 2 種類に分かれる。

シリーズ 1(D10a-25I から D29a-25III) は、図 5.2 に示すように、 $b \times h = 250 \times 250 \text{mm}$ と十分厚いコンクリート断面を基本とし、理想的な状態での端部鉄筋抜け出し量を調べた。また、パラメータは鉄筋径 D10, D16, D22, D29, コンクリート強度、そして試験体高さ $h = 70 \text{mm}$, 110mm , 250mm である。

シリーズ 2(D10c-TS-VI) は、図 5.4 に示すように、 $70 \times 100 \times 1800 \text{mm}$ の小さい断面を持つコンクリート塊に D10 の鉄筋を埋め込み、発生したひび割れ幅を計測したものである。また、理想的なひび割れ状態として、断面の半分までスリット (slit1~7) を 100, 150, 200mm 間隔に数カ所挿入した。それぞれの試験体のコンクリート材料特性を表 5.2 に示す。

表 5.1 鉄筋両引き試験体

試験体	寸法 $b \times h \times L (\text{mm})$	鉄筋 (mm)	材料	降伏応力 (MPa)	Batch	試験体数
シリーズ 1						
D10a-25I	250x250x1000	D10	SD295	361	I	2
D10a-11I	250x110x1000	D10	SD295	361	I	2
D10a-7I	250x70x1000	D10	SD295	361	I	2
D10a-25II	250x250x1000	D10	SD295	361	II	2
D10b-25III	250x250x800	D10	SD345	377	III	2
D10b-25IV	250x250x800	D10	SD345	377	IV	2
D16a-25I	250x250x1000	D16	SD295	351	I	2
D16b-25III	250x250x1000	D16	SD345	402	III	2
D22a-25III	250x250x1200	D22	SD295	390	III	2
D29a-25III	250x250x1600	D29	SD295	391	III	2
シリーズ 2						
D10c-TS-VI	100x70x1800	D10	SD295	398	IV	2

表 5.2 鉄筋引き抜き試験体ーコンクリート材料特性

	$F_c (\text{MPa})$	$F_t (\text{MPa})$	$E_c (\text{GPa})$	ν
BatchI	38.2	2.4	30.1	0.20
BatchII	37.5	3.4	26.1	0.19
BatchIII	22.4	2.0	22.5	0.18
BatchIV	38.6	2.4	32.7	0.20
BatchVI	23.8	2.1	23.0	0.18

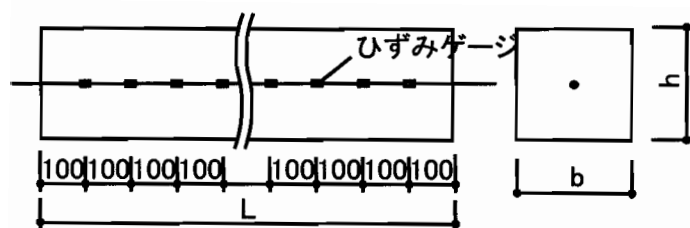


図 5.2 鉄筋両引き試験体図



図 5.3 両引き試験体呼び名

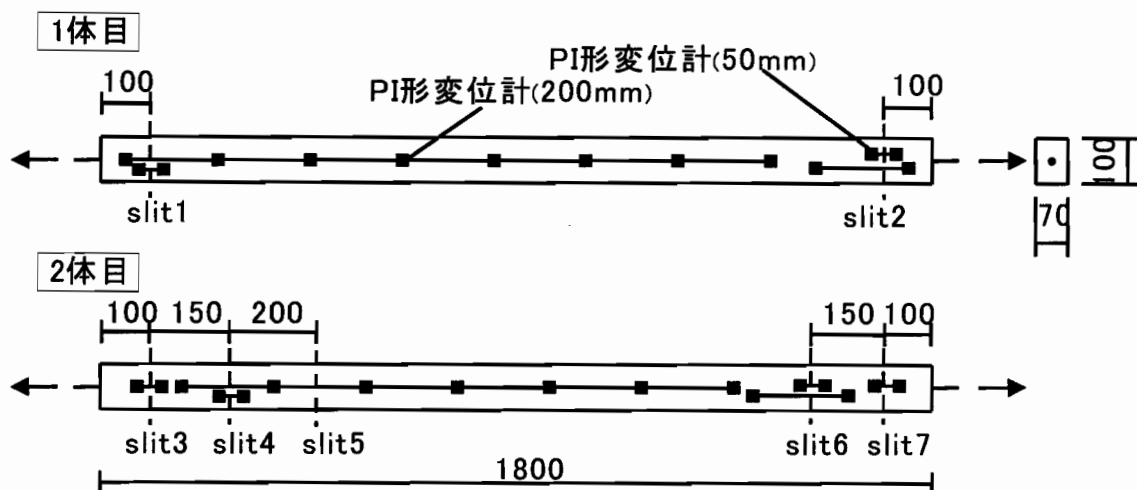


図 5.4 D10c-TS-VI(シリーズ 2) 試験体図

5.2.2 載荷および計測方法

載荷は図 5.5 に示す載荷装置を用い、センターホールジャッキにより左右から等しい引張力を加えた。鉄筋への力の伝達は、球面座金を挟み、端部のチャックを介して鉄筋に引張力を伝えた。試験体の下には大きなテフロンシートの上に、約 200mm 長さのテフロンシートを重ねて敷き、摩擦力を低減した。荷重はコンクリート塊外側の鉄筋に貼付したひずみゲージの値に公称断面積と弾性係数 206GPa を乗じて算出した。

シリーズ 1 の試験体には、図 5.2 に示すように、鉄筋に 100mm 間隔に裏表 2 枚ひずみゲージを貼付し、その平均をとって鉄筋ひずみを求めた。鉄筋に貼付したひずみゲージの防水加工は、貼付位置の節を一つ削り、その背部分に 1mm ゲージを貼付し、削った節部を覆うように VM テープを巻いた後、ハマタイトを塗った(図 5.6(e)(f))。鉄筋と同じ位置のコンクリート表面にも 30mm ゲージを貼付した。

端部抜け出し量 S は鉄筋ひずみ ε_{ri} とコンクリートひずみ ε_{ci} の差 $\Delta\varepsilon_i = \varepsilon_{ri} - \varepsilon_{ci}$ を、各ゲージ位置でとり、ゲージ間でのひずみの増分 $\Delta\varepsilon_i - \Delta\varepsilon_{i-1}$ とゲージ間距離 $\Delta l (=100\text{mm})$ の積を試験体中央から端部へ総和して求めた(式 (5.1))。また、変位計(精度 1/500mm)によっても端部抜け出し量を計測したが、この値はキャリブレーション用として用いた。付着力 τ は各ゲージ貼付区間の鉄筋ひずみ差からゲージ間での鉄筋軸力差 ΔP を求め、公称周長 U_r とゲージ間距離 Δl の積から区間表面積を求め、軸力を表面積で除して求めた(式 (5.2))。

$$S = \Sigma(\Delta\varepsilon_i - \Delta\varepsilon_{i-1})\Delta l \quad (5.1)$$

$$\tau = \frac{\Delta P}{U_r \Delta l} \quad (5.2)$$

D10c-TS-VI 試験体のひび割れ幅は、図 5.4 に示す、試験体表面に一系列に連続して設置した PI 形変位計により計測した。Slit 部には別に 50mm と 200mm 長の PI 形変位計を設置して鉄筋抜け出し量を計測した。

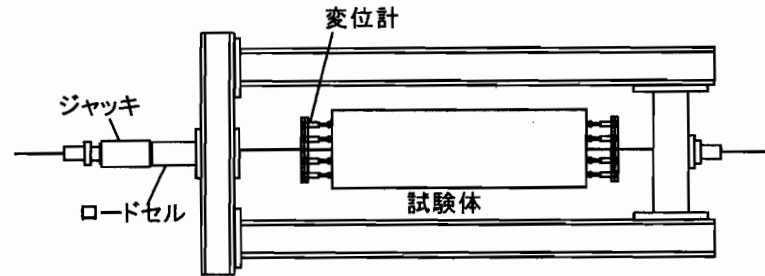


図 5.5 鉄筋両引き試験装置

5.3 シリーズ 1 試験体実験結果

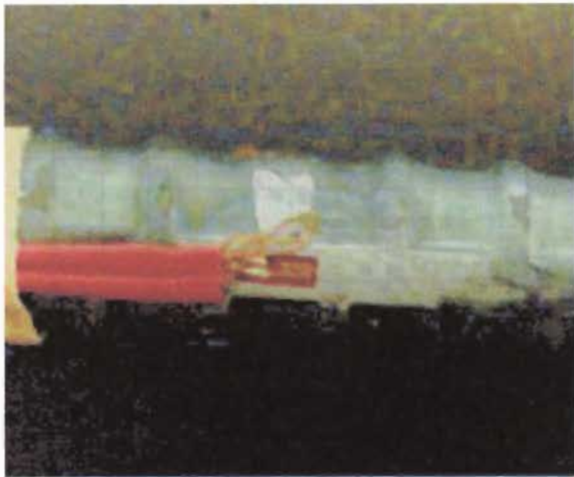
図 5.7, 図 5.8 に試験体シリーズ 1 の鉄筋引張力-端部抜け出し量関係 (P-S 関係), 図 5.9, 5.10 に付着力-ずれ量関係 (τ -S 関係) を示す。P-S 関係は鉄筋引張力 P と試験体端部での鉄筋抜け出し量 S で、各シリーズ 2 体ずつ (試験体 A, B) の両端 (端部 L, R) での P-S 関係を示す。 τ -S 関係は各ゲージ間における平均的な付着力 τ を実験より得たが、ここでは試験体両端部の区間についてのみ示す。また、対応するずれ量 S はゲージ間中央の値をとる。 τ -S 関係についても各試験体 2 体の両端、4 カ所の結果を示している。

シリーズ 1 については表 5.2 に示したように、BatchIII のコンクリート強度が 22.4MPa でもっとも弱く、その他 BatchI,II,IV に関しては 35MPa 以上の強度を持っている。P-S 関係, τ -S 関係とも、最も強度の低い BatchIII の試験体でバラツキが大きくなる傾向にある。

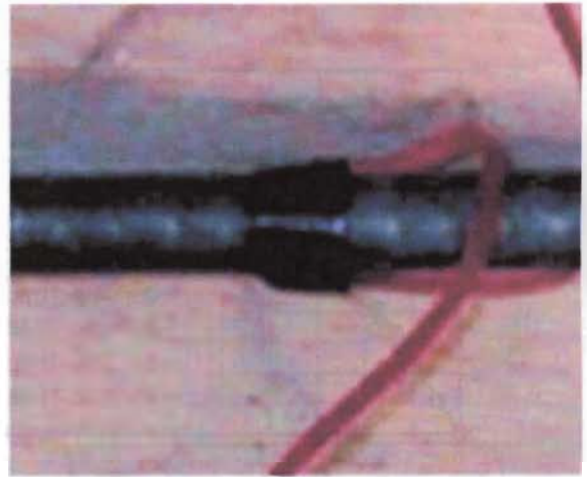
τ -S 関係については全ての試験体において、ずれ量が $S_y \cong 0.025mm$ で 2 次勾配へ移行している。今回の実験では鉄筋径やコンクリート強度の違いによる S_y 、一次剛性への影響は確認できなかった。

コンクリート強度の低い BatchIII 試験体の τ -S 関係では 2 次剛性が低くなっており、既往の研究でモデル化されている完全弾塑性型に近い挙動となっている。コンクリート強度が高い BatchI,II,IV では 2 次剛性が高く、ほぼ Bi-Linear に近い挙動となっている。P-S 関係については図 5.7, 5.8 に示すようにコンクリート強度に関係なく 2 次剛性が支配的である。鉄筋径の大きくなるにつれて非線形な傾向となっているが、全体的には線形的な結果といえる。

D10a-11I, D10a-7I は鉄筋かぶり厚が小さい試験体であるが、かぶり厚 125mm の D10a-25I と比べ、バラツキが大きい以外に大きな違いはなかった (図 5.7(a)(b)(c))。



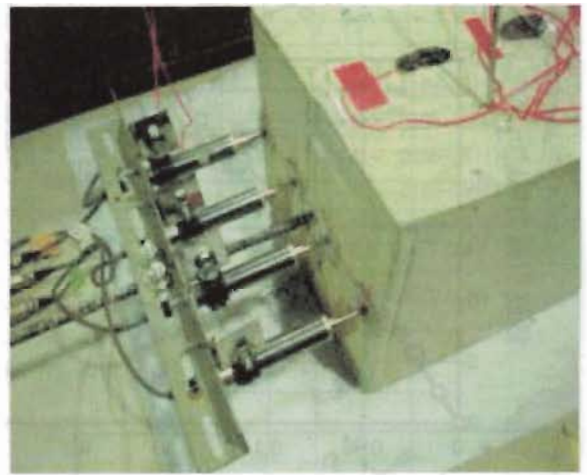
(a)ゲージ貼付方法



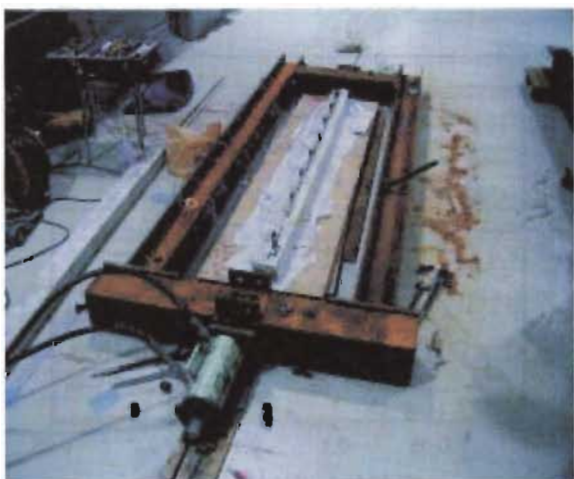
(b)防水



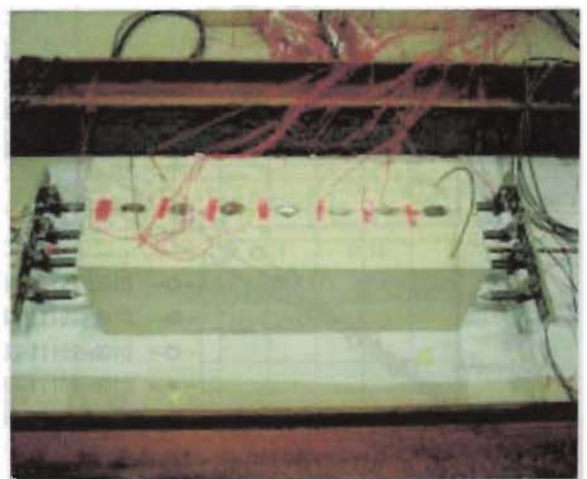
(c)載荷部



(d)変位計取り付け



(e)実験風景(D10c-TSVI)



(f)実験風景(D10a-25I)

図 5.6 鉄筋両引き試験体

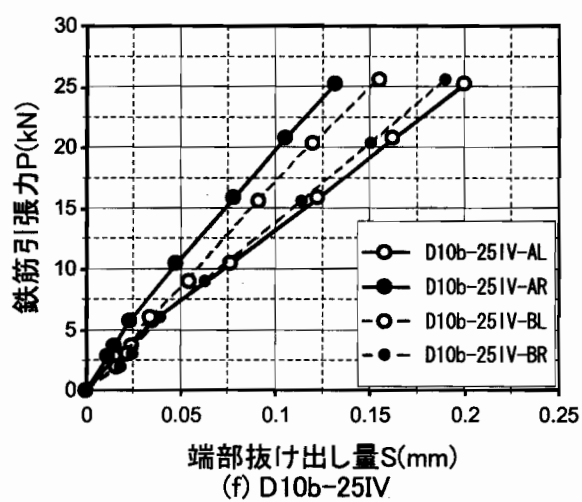
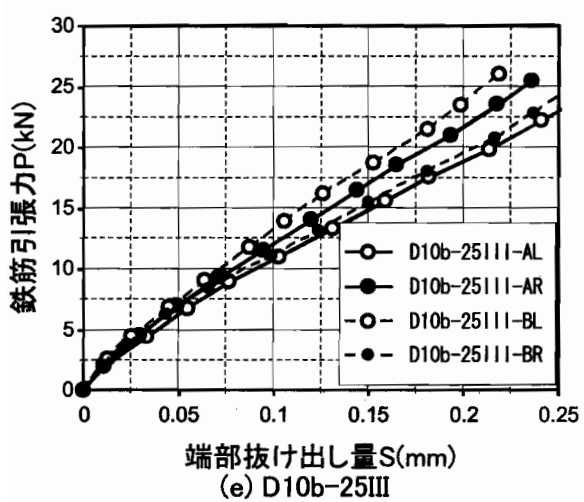
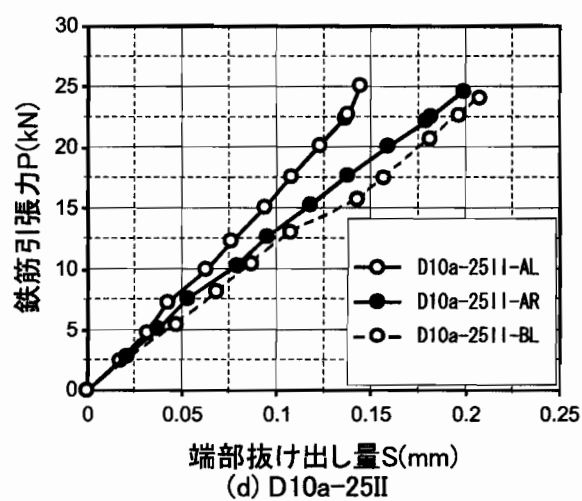
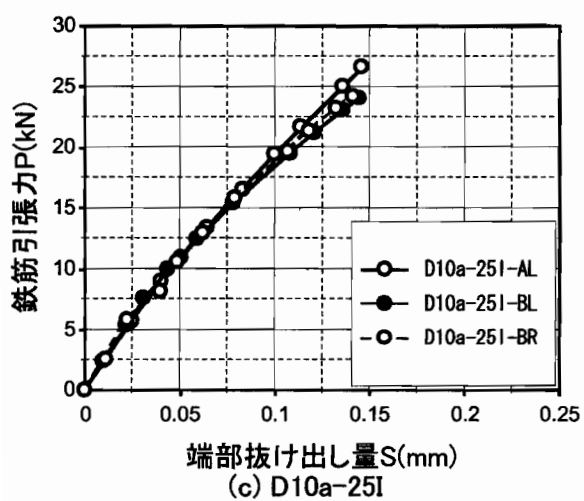
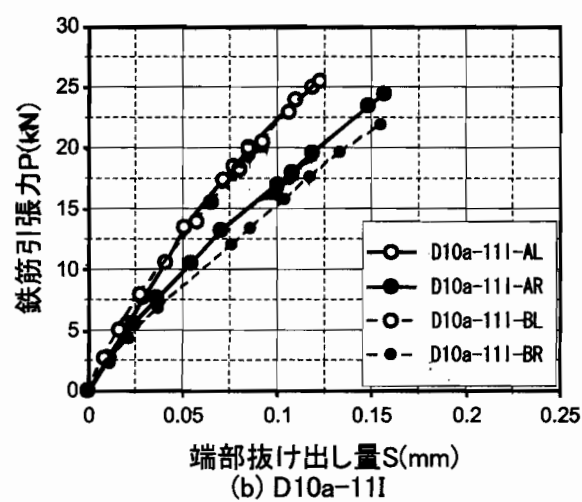
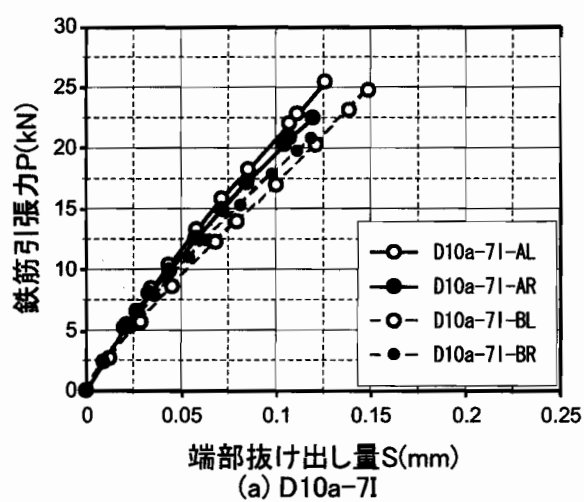


図 5.7 鉄筋引張り力-端部抜けだし量 (P - S) 関係

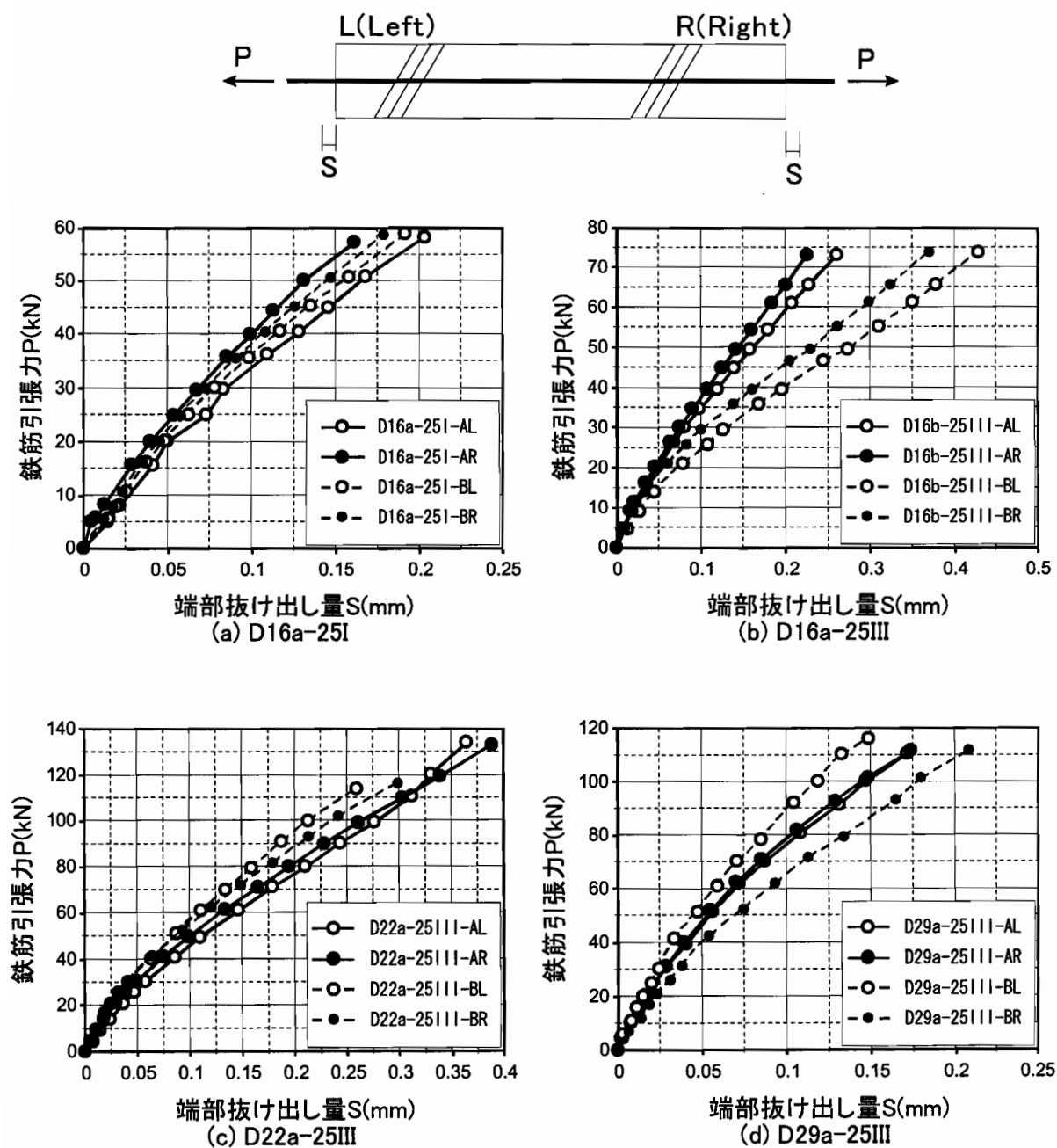


図 5.8 鉄筋引張力-端部抜けだし量 (P-S) 関係

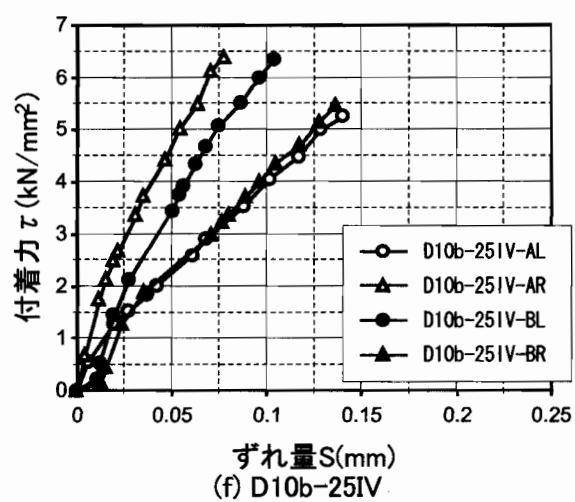
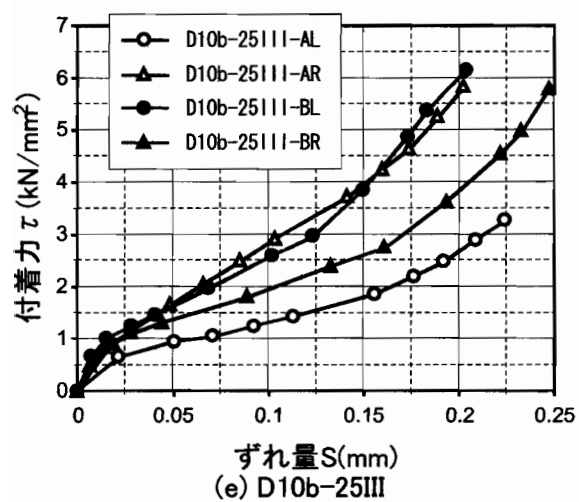
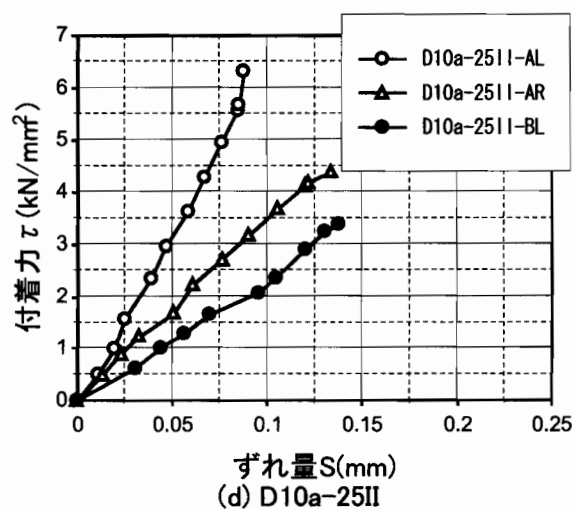
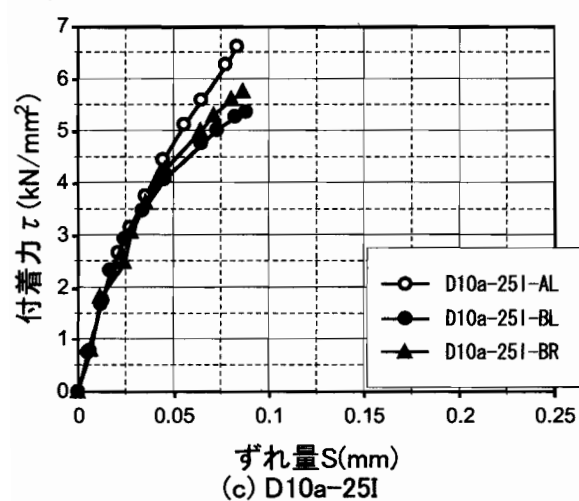
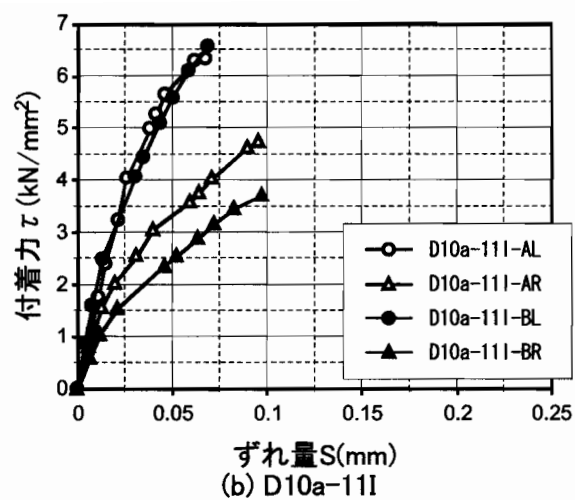
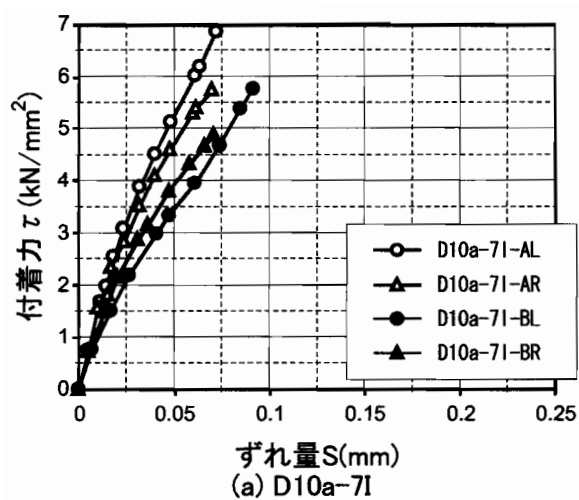


図 5.9 付着力-ずれ量 (τ - S) 関係

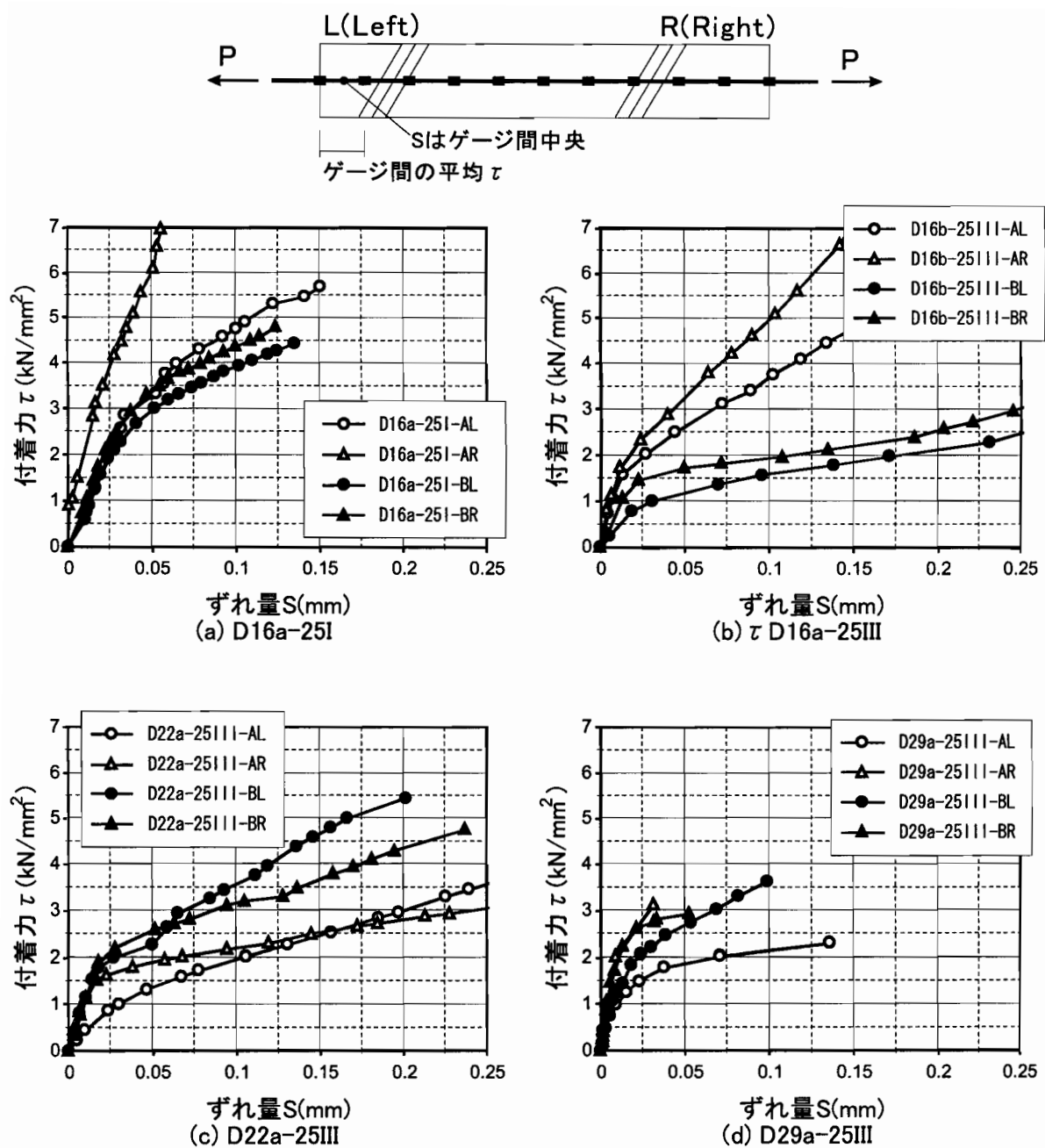


図 5.10 付着力-ずれ量 (τ - S) 関係

5.4 鉄筋抜け出し剛性の評価

5.4.1 P-S 関係式の導出

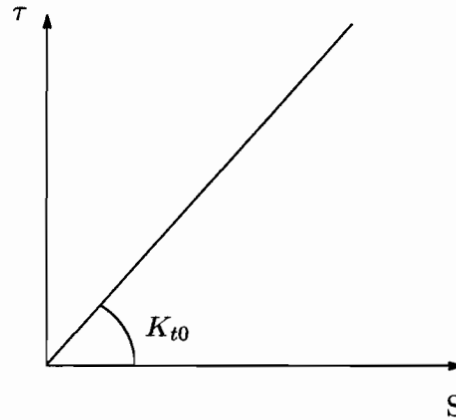


図 5.11 τ -S 関係 Linear モデル

前項シリーズ1 実験結果より，鉄筋引張力-端部抜け出し量関係 (P-S 関係) はほぼ線形でモデル化できる結果となった。そこで，本項では図 5.11 に示す Linear な τ -S モデルを仮定し，端部抜け出し量を評価する。ここでは簡略化のため，クリープ係数 ϕ は考慮しない。

大野 [38] の付着基本式，式 (2.4) において， $q=0$ と置けば両端の鉄筋引張力が等しい場合の一般的な付着基本式，式 (5.3) となる。

$$\frac{d^2 S_x}{dx^2} = -\frac{1+n'p}{E_s A_r} \cdot U_r \cdot \tau \quad (5.3)$$

積分定数を求める際に境界条件 $S=Sy$ at $x=0,L$ と置き， $(e^{\alpha L} + e^{-\alpha L} + 2)/(e^{\alpha L} - e^{-\alpha L}) \approx 1$ と近似することで以下の式を得る。

$$P = E_s A_r \alpha \cdot S \quad \alpha = \sqrt{\frac{1+n'p}{E_s A_r} \cdot U_r \cdot K_{t0}} \quad (5.4)$$

$$p = A_r / A_c$$

$$n' = E_s / E_c$$

K_{t0} : 鉄筋抜け出し剛性

S : 端部鉄筋抜け出し量

E_s, A_r, U_r : 鉄筋のヤング係数，断面積，周長

E_c, A_c : コンクリートのヤング係数，断面積

式 (5.4) は線形近似した場合の P-S 関係式であり，鉄筋抜け出し剛性 k_r は $k_r = E_s A_r \alpha$ により表される。

5.4.2 鉄筋引張力-端部抜け出し量関係の基準化

5.4.1 項で導出した P-S 関係式 (5.4) を用い，鉄筋節形状と P-S 関係を導き，シリーズ1 実験結果の基準化を行う。

表 5.3 鉄筋節形状

rebar	material	w (mm)	h (mm)	θ (degree)	l_n (mm)	D (mm)	nominal diameter (mm)
D10a	SD295	1	0.5	20	6.0	10.0	9.53
D16a	SD295	1.5	0.85	25	10.1	16.6	15.9
D10c	SD295	1	0.7	30	6.1	10.0	9.53
D10b	SD345	1	0.55	26	6.1	10.0	9.53
D16b	SD295	1.5	1	35	9.9	16.6	15.9
D22a	SD295	2.4	1.45	23	14.0	23.2	22.2
D29a	SD295	2.6	1.4	15	17.6	30.4	28.6

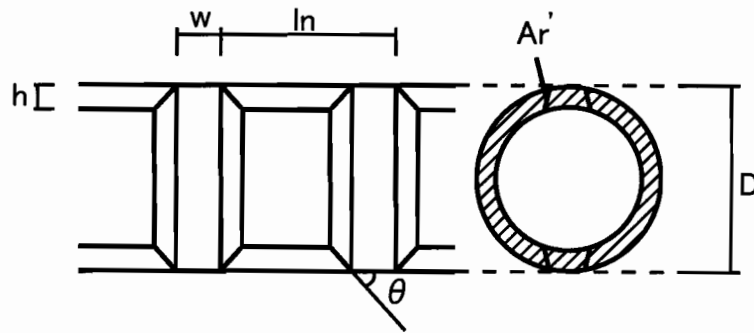


図 5.12 鉄筋節形状

表 5.3 に今回使用した鉄筋の節形状の実測値を示す。図 5.12 に示すように、鉄筋節の軸方向投射影面積 A_r' は鉄筋径 D 、節高さ h を用いて $A_r' = \pi h(D - h)$ で表される。各節間の付着力を節に働く支圧力 R と節間隔 l_n を用いて表すと、 $\tau = R/l_n U_r$ と表される。表 5.3 より、節高さ h を $h = 0.05D$ 、節間隔 l_n を $l_n = 0.6D$ と近似する。また、鉄筋抜け出し剛性はコンクリート強度の平方根 $\sqrt{F_c}$ に比例すると仮定すると、P-S 関係式 (5.4) は式 (5.5) で表される。

$$\bar{P} = \bar{k}_r \cdot \bar{S} \quad (5.5)$$

$$\text{ただし, } \bar{P} = \frac{P}{A_r \sqrt{F_c}}, \quad \bar{S} = \frac{S}{D}$$

式 (5.5) は線形近似したときの、コンクリート強度、鉄筋径により基準化した P-S 関係式である。シリーズ 1 試験体の実験結果をコンクリート強度、鉄筋径により基準化したものを図 5.13 に示す。P-S 関係は 2 次剛性が支配的であるので、2 次剛性を基準に近似式をとると、 $\bar{k}_r = 3.3$ となる (ただし、 $P(\text{kN})$, $S(\text{mm})$, $A_r(\text{mm}^2)$, $D(\text{mm})$, $F_c(\text{MPa})$)。よって、鉄筋抜け出し剛性は k_r は下式で表される。

$$k_r = 3.3 A_r \sqrt{F_c} / D \quad (\text{kN/mm}) \quad (5.6)$$

特に D10 のとき、式 (5.6) は式 (5.7) で表される。

$$k_r = 24.6 \sqrt{F_c} \quad (\text{kN/mm}) \quad (5.7)$$

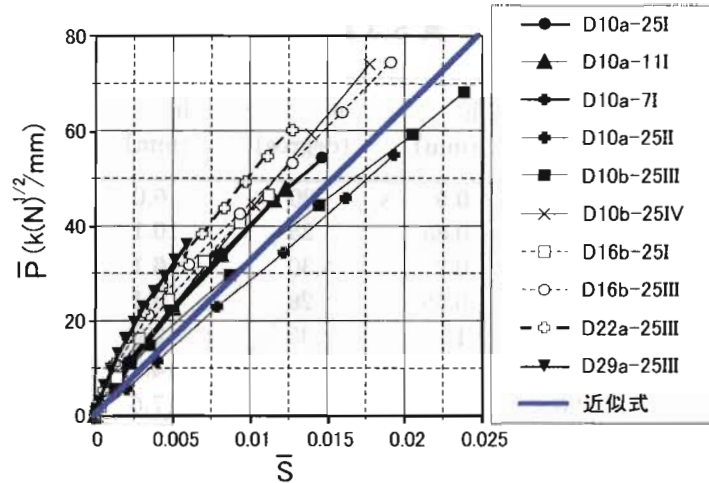


図 5.13 基準化鉄筋引張力 $\bar{P}$ -基準化端部抜け出し量 $\bar{S}$

5.5 シリーズ 2 試験体実験結果: ひび割れ幅と抜け出し量

5.4.2 項で導出した、コンクリート強度、鉄筋径により基準化した鉄筋抜け出し剛性評価式 $k_r = 3.3A_r\sqrt{F_c}/D$ (式 (5.6)) は十分なかぶり厚を持ったコンクリート塊に埋め込まれた鉄筋の、試験体端部での抜け出し量評価式である。本節では断面が小さいシリーズ 2 試験体 D10c-TS-VI において、PI 形変位計によって測定した理想的なひび割れを想定した slit 部での抜け出し量および、自然発生したひび割れ部での鉄筋抜け出し量を用い、式 (5.6) によるひび割れ幅評価の妥当性を確認する。

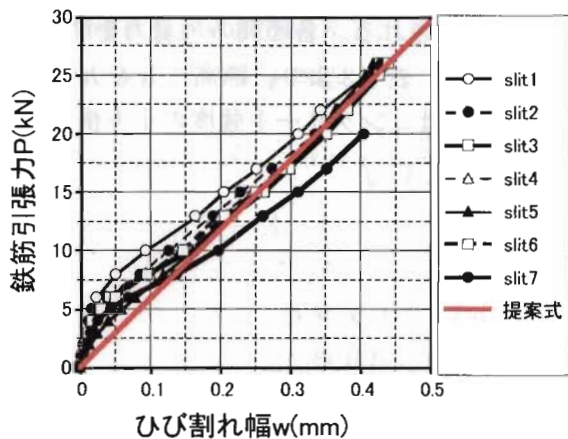


図 5.14 Slit 部鉄筋抜け出し量

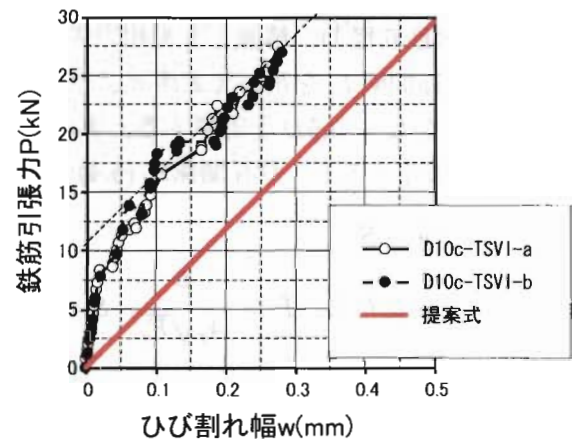


図 5.15 自然発生したひび割れ幅

図 5.14, 5.15 にそれぞれスリット部の鉄筋抜け出し量、自然発生したひび割れ部での鉄筋抜け出し量を示す。ひび割れ幅はスリットが無い部分に一行に並べた PI 形変位計の値をひび割れ本数で除して求めた。また、提案式による鉄筋抜け出し量を合わせて示す。提案式による鉄筋抜け出し量は左右両側からの鉄筋抜け出しを考慮し、剛性を $1/2$ として計算した。

図 5.14 においてはスリット部での抜け出し剛性はスリット部コンクリートが完全にひび割れるに従い、提案式 (5.6) に漸近しており、妥当に評価できていると考えられる。また、今回設定した 100mm

から 200mm のスリット幅ではスリット幅による影響はほとんど見受けられなかった。

自然発生したひび割れ部での抜け出し量 (図 5.15) についても、荷重が 20kN を超えて安定ひび割れ状態になると、抜け出し剛性 (図中点線) は提案式とほぼ等しくなっている。

以上のことから、コンクリート強度、鉄筋形状により基準化を行った鉄筋抜け出し剛性評価式により、ひび割れ位置での鉄筋抜け出し量の予測が妥当に行えると考えられる。

5.6 まとめ

1. 鉄筋両引き試験結果より、コンクリート強度、鉄筋径により基準化した、鉄筋抜け出し評価式 $k_r = 3.3A_r\sqrt{F_c}/D$ (kN/mm)(式 (5.6)) を提案した。
2. 提案した鉄筋抜け出し剛性評価式により、ひび割れ部での鉄筋抜け出し量が妥当に評価できることを示した。

第 6 章

半剛接接合部を有する十字形合成梁試験

6.1 はじめに

本章ではフラッシュ・エンドプレート形式の接合部を持つ十字形合成梁試験体について、対称負曲げ、対称正曲げ、逆対称曲げの 3 体の単調載荷実験を行い、RC 床版の補強効果、補剛効果の検討を行った。なお、負曲げ接合部回転剛性には、有効幅、鉄筋の抜け出し量、スラブのずれが影響するが、負曲げに対する既往の研究 [10] [12] では鉄筋の抜け出し量は経験的に評価されており、RC 床版の構成材料やその配置を反映するような形で評価されてはいない。また、スタッドのバネ剛性についても研究者によりかなりのバラツキがある。そこで、鉄筋の抜け出し量、スラブずれ量に着目し、床版付半剛接接合部の剛性評価のためのモデル化の検討を行った。

正曲げにおいては回転剛性評価を行っている既往の研究が見つからなかった。そこで、本研究では剛性に影響を及ぼすスラブの圧縮力分布、回転中心、スラブのずれ量に着目し、正曲げ回転剛性に影響するパラメータについて調べ、剛性評価モデルの検討を行った。

また、正曲げ、負曲げ回転剛性評価における課題を挙げた。

6.2 実験概要

6.2.1 試験体および載荷方法

本実験では主に梁端部での力学的性状に着目し、そこでの挙動が接合部の強度と回転剛性に及ぼす影響を検討する。試験体は図 6.1 に示す 1/2 スケール十字形柱-合成梁接合部試験体である。対称負曲げ (PRCC-N1)、対称正曲げ (PRCC-P1)、逆対称曲げ (PRCC-S1) での単調載荷試験体用にそれぞれ 1 体ずつ計 3 体の試験体を準備した。なお、対称負曲げは使用限界状態においてのみ存在し、対称正曲げは実構造物では存在することはないと考えられるが、ここでは、逆対称曲げを評価するための基本性状を得る目的で行った。各試験体の鉄骨梁は BH-300×150×9×16、柱は BH-300×305×16×16 で溶接組立 H 形鋼を使用した。接合部パネルには梁上下フランジ位置に 16mm 厚の水平スチフナを設けている。コンクリートおよび鋼材の機械的性質を表 6.1、表 6.2 に示す。柱上下および梁端はピン接合である。接合部は F10T M20 の高力ボルト 4 本で柱と接合されているフラッシュ・エンドプレート型接合部である (図 6.2)。また、初期不整を有しない理想的な接触面とするために、エンドプレートの鋼板は PL-320×190×25 を梁端部に溶接した後に、板厚 25mm から 20mm まで切削し、鏡面仕上げを行った。RC 床版は 1100×75mm 断面で、D10(SD295) の鉄筋を 100mm 間隔で配筋し (図 6.3)、梁軸方向を主筋とし、スラブ下端から 45mm 位置に配筋し、横補強筋は 35mm 位置に配筋した。鉄骨

梁上フランジに溶接した頭付きスタッドは $\phi 13 \times L55$ を2列配置で、対称負曲げ試験体 (PRCC-N1) が200mm 間隔18本、対称正曲げ (PRCC-P1) と逆対称曲げ (PRCC-S1) が100mm 間隔34本とした (図 6.4)。なおそれらはすべて正負曲げとも完全合成梁となるように設計したものである。直交梁は図 6.5 に示すように柱パネルゾーンに溶接接合した16mm 厚の鋼板を介し、F10T M20 のボルト3本により接合した。直交梁上のスタッドは1列配置100mm 間隔で3本とした。

柱上端は水平ジャッキにより水平変位を拘束した。载荷は左右の鉛直ジャッキおよび水平ジャッキにより単調载荷で行った。

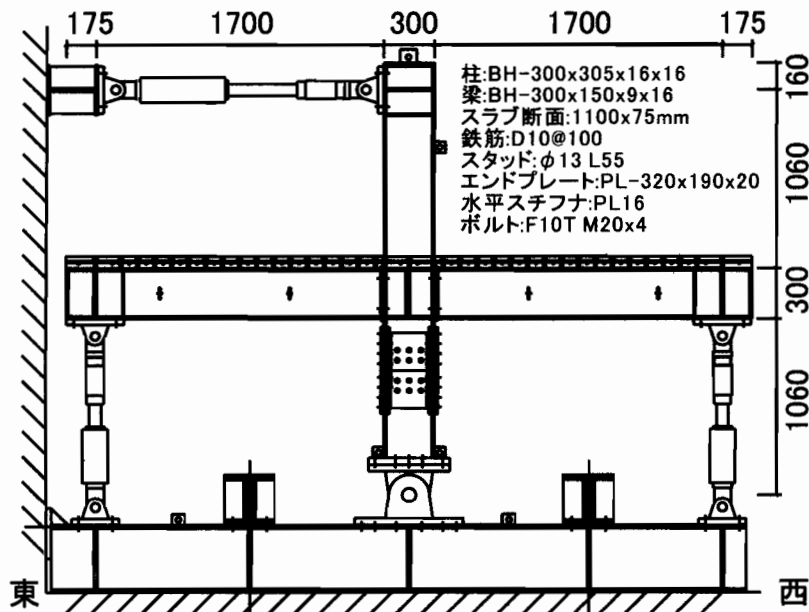


図 6.1 試験体立面図

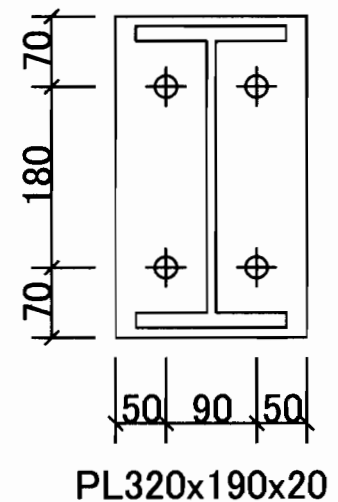


図 6.2 エンドプレート

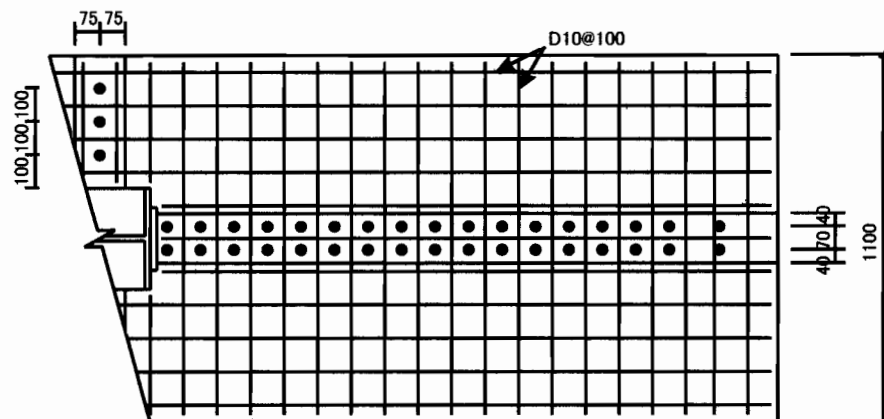


図 6.3 試験体平面図

表 6.1 コンクリートの機械的性質

	E_c (GPa)	ν	F_c (MPa)	F_t (MPa)
対称負曲げ (PRCC-N1)	30.9	0.23	34.1	2.4
対称正曲げ (PRCC-P1)	32.0	0.24	26.6	2.1
逆対称曲げ (PRCC-S1)	24.1	0.21	19.5	2.4

表 6.2 鋼材の機械的性質

	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E_s (GPa)	降伏比
柱 SM490	364	526	200	69.3
梁ウェブ (SN490)	415	550	207	75.5
エンドプレート (SN490)	362	517	203	70.1
梁フランジ (SN490)	354	549	210	64.4
鉄筋 (D10)	398	536		74.3
ボルト (F10TM20)	引張耐力 276kN			

を，クリップ変位計により測定した (図 6.4)。仕口部近傍の鉄筋の降伏時の特定と応力伝達を把握するため，1mm ゲージを1箇所当たり2枚貼付した。防水処理は5章5.2.2項 (p.51) で示したものと同じように，貼付位置の節を一つ削り，その背部分に1mm ゲージを貼付し，削った節部を覆うようにVMテープを巻いた後，ハマタイトを塗った。各試験体での鉄筋へのゲージ貼付位置，スラブ表面でのコンクリートへのゲージ貼付位置，鉄骨柱および梁へのゲージ貼付位置をそれぞれ図 6.10，6.11，6.12 に示す。

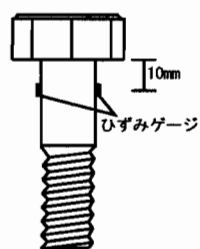


図 6.6 ボルトゲージ貼付位置

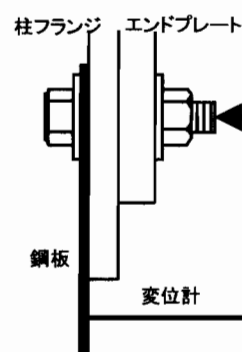


図 6.7 ボルト離間量計測方法

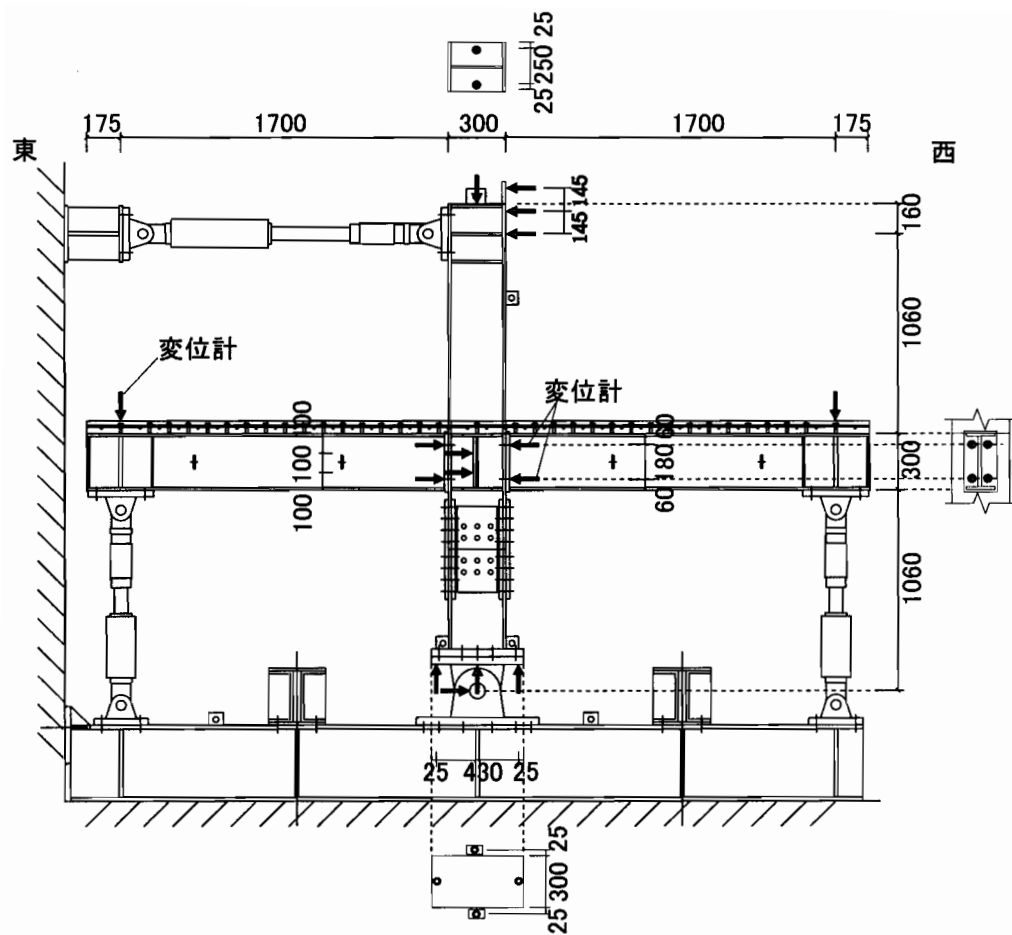


図 6.8 変位計設置位置

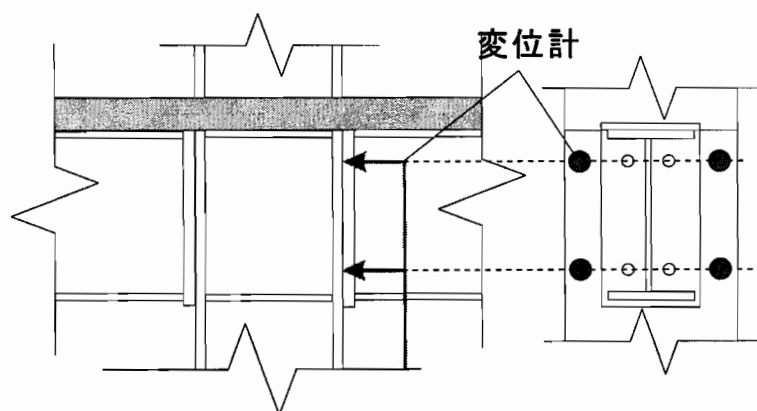
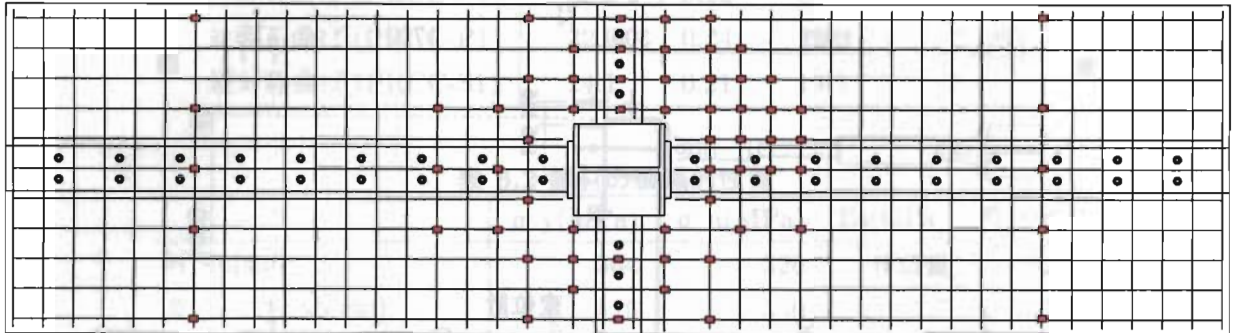


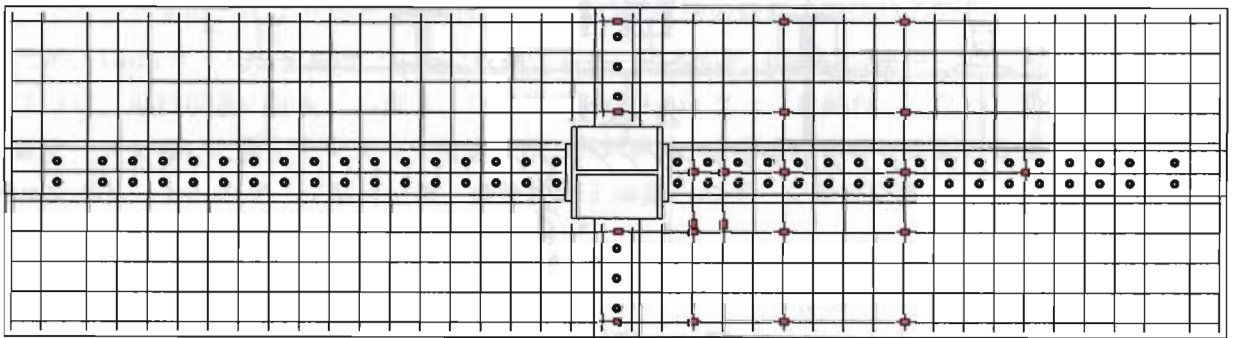
図 6.9 仕口部変位計 (PRCC-S1)

東

西



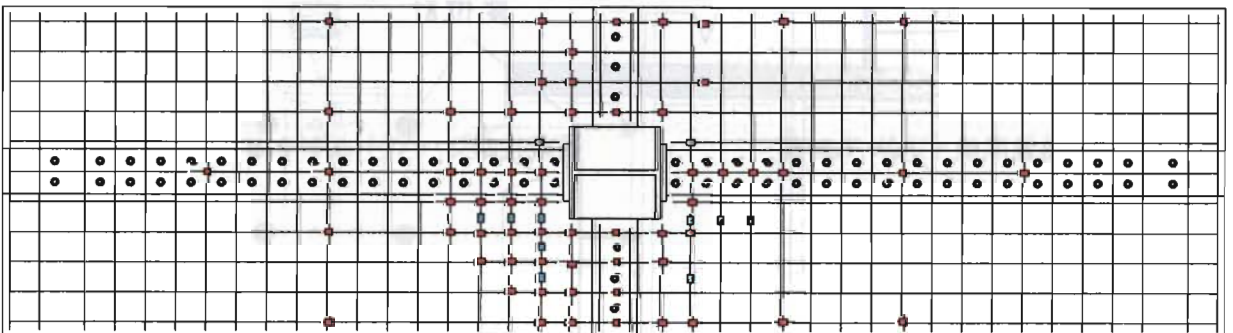
(a) 対称負曲げ試験体 (PRCC-N1)



(b) 対称正曲げ試験体 (PRCC-P1)

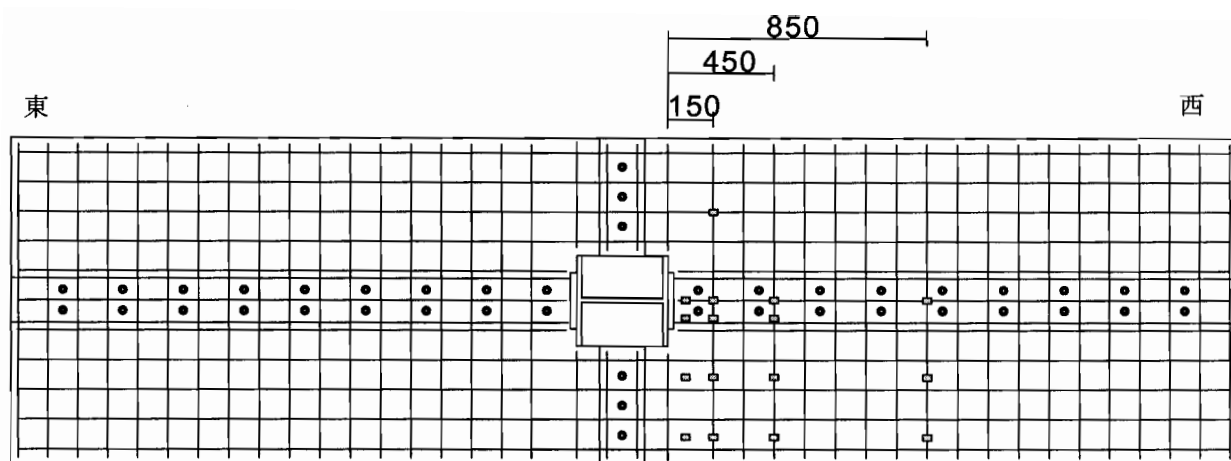
負曲げ側

正曲げ側

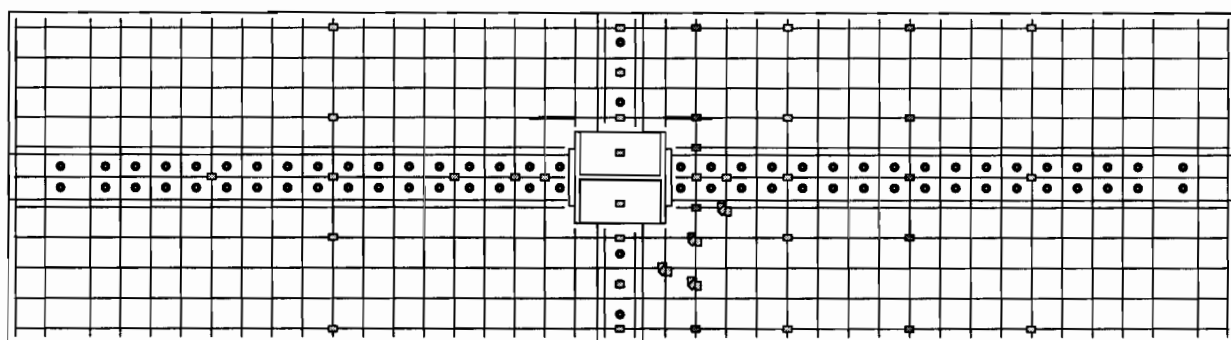


(c) 逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1)

図 6.10 鉄筋ゲージ貼付位置

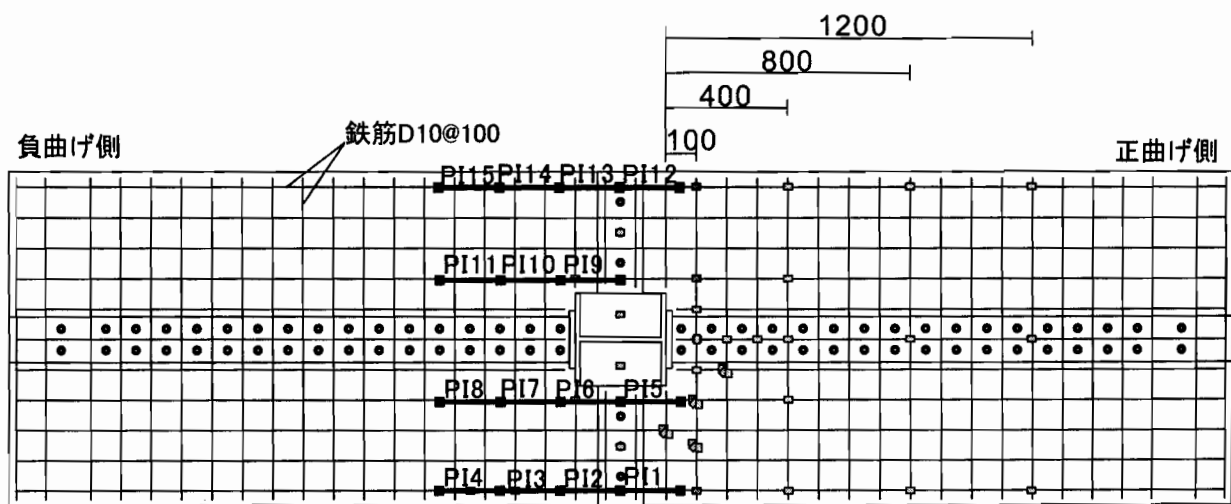


(a) 対称負曲げ試験体 (PRCC-N1)



□スラブ表面ゲージ貼付位置 ■スラブ表面及び裏面ゲージ貼付位置 —スラブ裏面 π ゲージ貼付位置

(b) 対称正曲げ試験体 (PRCC-P1)



□スラブ表面ゲージ貼付位置 ■スラブ表面及び裏面ゲージ貼付位置 ■PI変位計貼付位置

(c) 逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1)

図 6.11 コンクリートゲージおよびPI 形変位計貼付位置

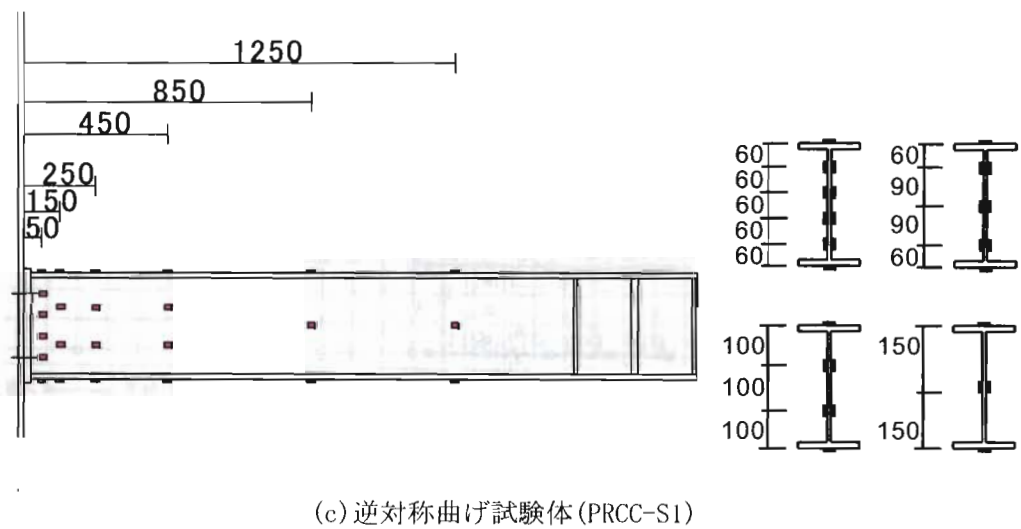
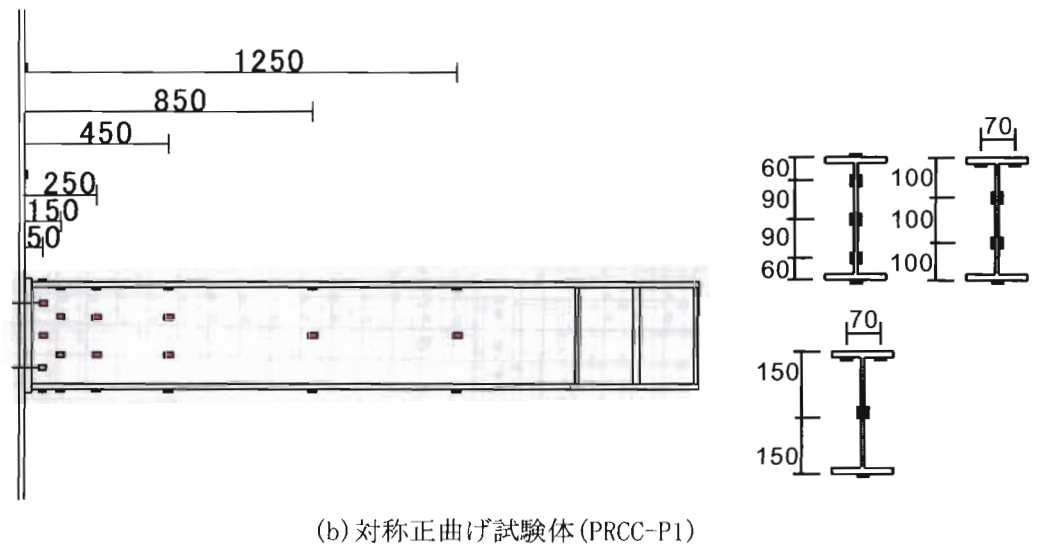
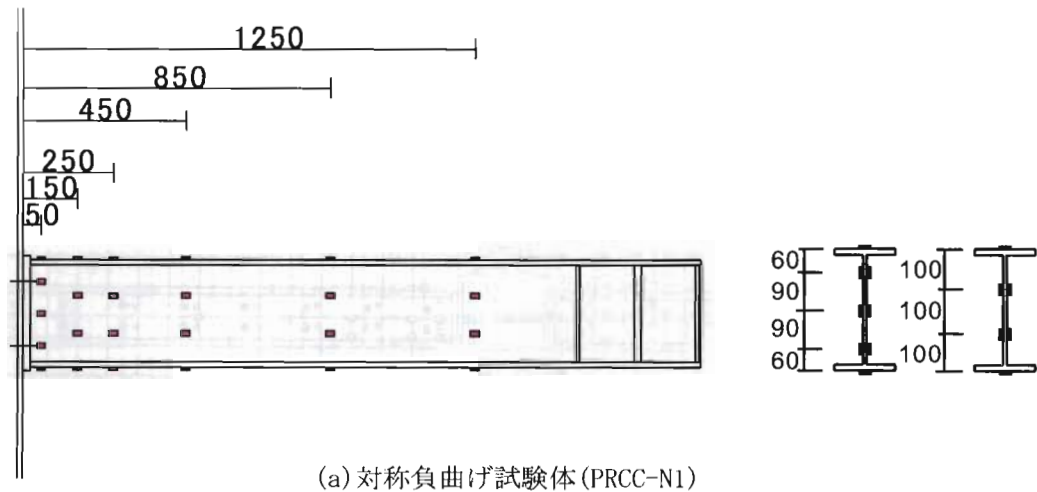


図 6.12 鉄骨梁ゲージ貼付位置

6.3 実験結果と考察

6.3.1 全体挙動

図 6.13 にモーメント-鉛直ジャッキ位置での梁端たわみ量 δ ，図 6.14 にモーメント-接合部回転角 θ ，図 6.15 にモーメント-ボルト離間量関係，図 6.16 にモーメント-ボルト軸力関係を，図 6.17 にスラブと鉄骨梁との相対ずれ量示す。いずれの図も除荷，再載荷経路を除いたものを示している。ボルトの離間量はボルト破断を伴う終局耐力直前に変位計を取り外したため，実験途中までの測定結果となっている。対称負曲げ (PRCC-N1)，対称正曲げ (PRCC-P1) 試験体のたわみは東西梁の平均値を，ボルトの離間については引張り側ボルトの平均値をとった。スラブのずれ量は対称負曲げ (PRCC-N1) の東梁，対称正曲げ (PRCC-P1) の西梁，逆対称曲げ (PRCC-S1) の試験体の正曲げ側，負曲げ側それぞれの平均値である。

付録 A.1 で算定したように，ボルトの離間時の付加軸力は $F_b = 27\text{kN}$ である。対称負曲げでは図 6.16 に示すように $M = \text{約 } 135\text{kNm}$ で引張ボルト側が離間付加軸力に達した。仕口部の鉄筋は $M = \text{約 } 130\text{kNm}$ で梁に近い側の鉄筋から降伏し始め， $M = \text{約 } 160\text{kNm}$ でほぼ全てが降伏歪みに達した。 $M = \text{約 } 130\text{kNm}$ で鉄筋が降伏し始めると接合部の剛性は急激に低下するが，鉄筋降伏後も耐力は上昇し続け，最終的な破壊形式は $M = 220\text{kNm}$ で引張ボルトの破断であった。

対称正曲げ (PRCC-P1) では $M = \text{約 } 110\text{kNm}$ から 120kNm でボルト付加軸力 $F_b = 27\text{kN}$ に達し，ボルトの離間に伴い回転剛性が低下する。スラブのずれは全体的に安定して増加している (図 6.17)。最終的な破壊は対称正曲げ試験体では引張側ボルトの破断であった。

逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1) の負曲げ側接合部についても対称負曲げ試験体 (PRCC-N1) とほぼ同じ挙動を示した。図 6.14 に示すように，回転剛性については対称負曲げよりも低くなった。これはコンクリート強度が対称負曲げ試験体で $F_c = 34.1\text{MPa}$ ，逆対称曲げ試験体で $F_c = 19.5\text{MPa}$ と約 6 割であることが原因の一つとして考えられる。つまり，鉄筋の抜け出し剛性がコンクリート強度の平方根に比例すると仮定すると約 75% に低下し，鉄筋の補剛効果も同様に低下する。また，対称曲げでは仕口部から柱側のスラブの変形が対称面で拘束されるが，逆対称曲げでは拘束がなく，スラブの補剛効果が小さくなると考えられる。

逆対称正曲げ側 (西梁) では約 150kNm を境に PRCC-P1 と同じくスラブのずれ量の増加とともに仕口部の変形が進んでいる。最大強度以降正曲げ側スラブのずれによる変形の急激な増大がみられ，最終的にジャッキストロークの限界で終了した。PRCC-S1 ではスタッド直上のコンクリートに 133kNm で縦ひび割れが発生した (図 6.19)，コンクリート強度が $F_c = 19.5\text{MPa}$ で PRCC-P1 の $F_c = 26.6\text{MPa}$ よりも約 25% 低いことによると考えられる。

6.3.2 スラブのずれ量

図 6.17 にスラブと鋼梁との相対ずれ量を示す。右図に対称負曲げ (PRCC-N1) と逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1) の負曲げ側，左図に対称正曲げ (PRCC-P1) と逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1) の正曲げ側を示している。図は各試験体での計測値の平均をとった。

対称負曲げ試験体でのずれ量は， $M = \text{約 } 30\text{kNm}$ までは柱へ近づいていき，その後は逆に約 70kNm までは梁側へ引き込まれ，その後柱側へ引き戻されている。鉄筋降伏後 ($M = 160\text{kNm}$) ずれは起こっていない。スラブのずれが荷重レベルにより正負逆のずれが起こる理由としては，合成梁のモーメントによって発生するスラブと鉄骨梁界面に働くせん断力と，仕口部の鉄筋によるスラブへの引張力

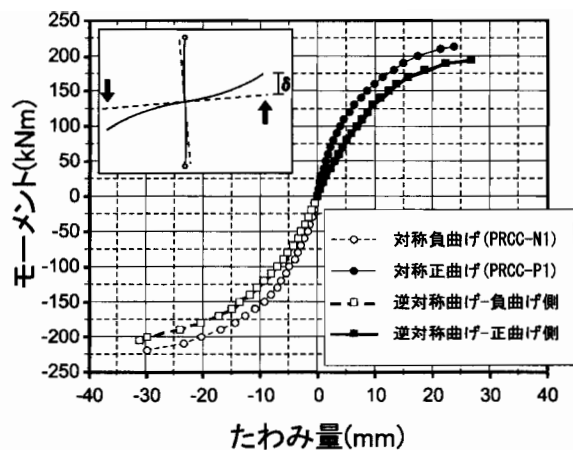


図 6.13 モーメント-たわみ関係

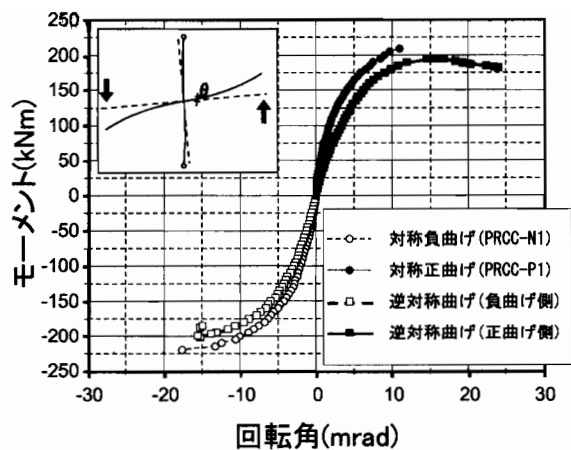


図 6.14 モーメント-回転角

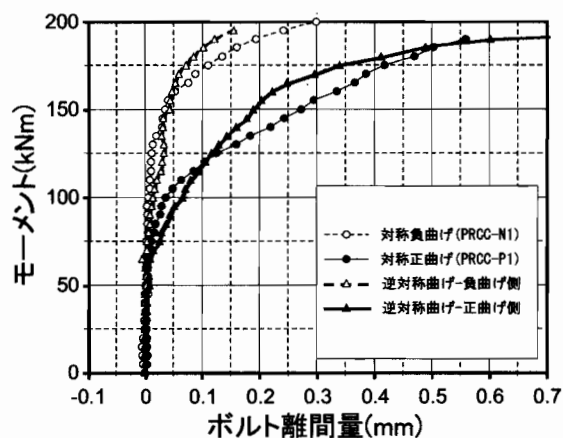


図 6.15 モーメント-ボルト離間関係

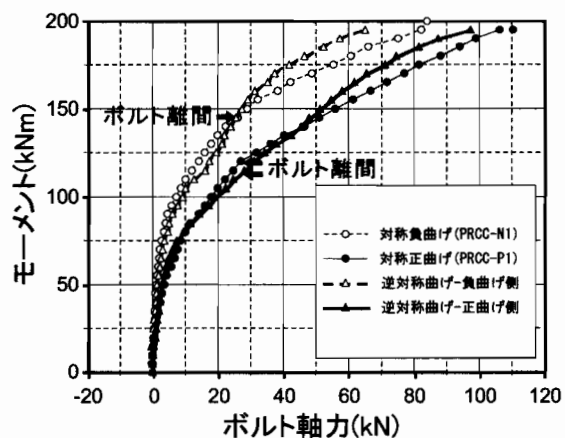
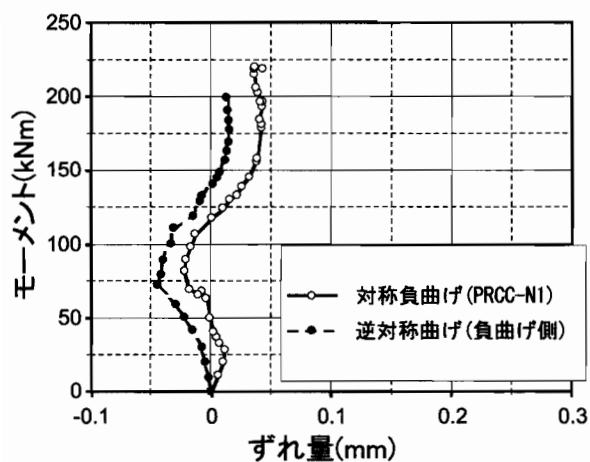
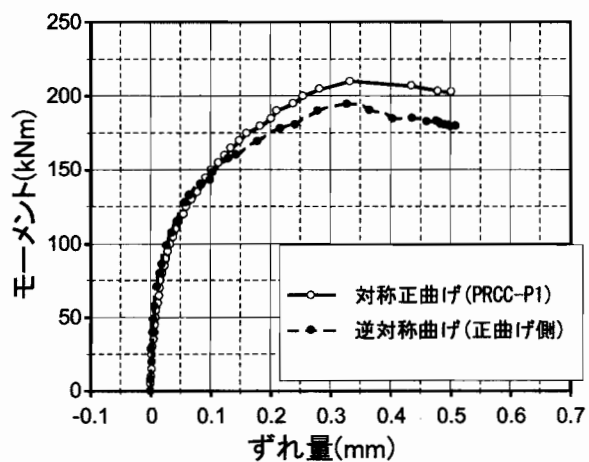


図 6.16 モーメント-ボルト軸力関係



(a)対称負曲げ, 逆対称曲げ(負曲げ側)



(b)対称正曲げ, 逆対称曲げ(正曲げ側)

図 6.17 スラブのずれ量

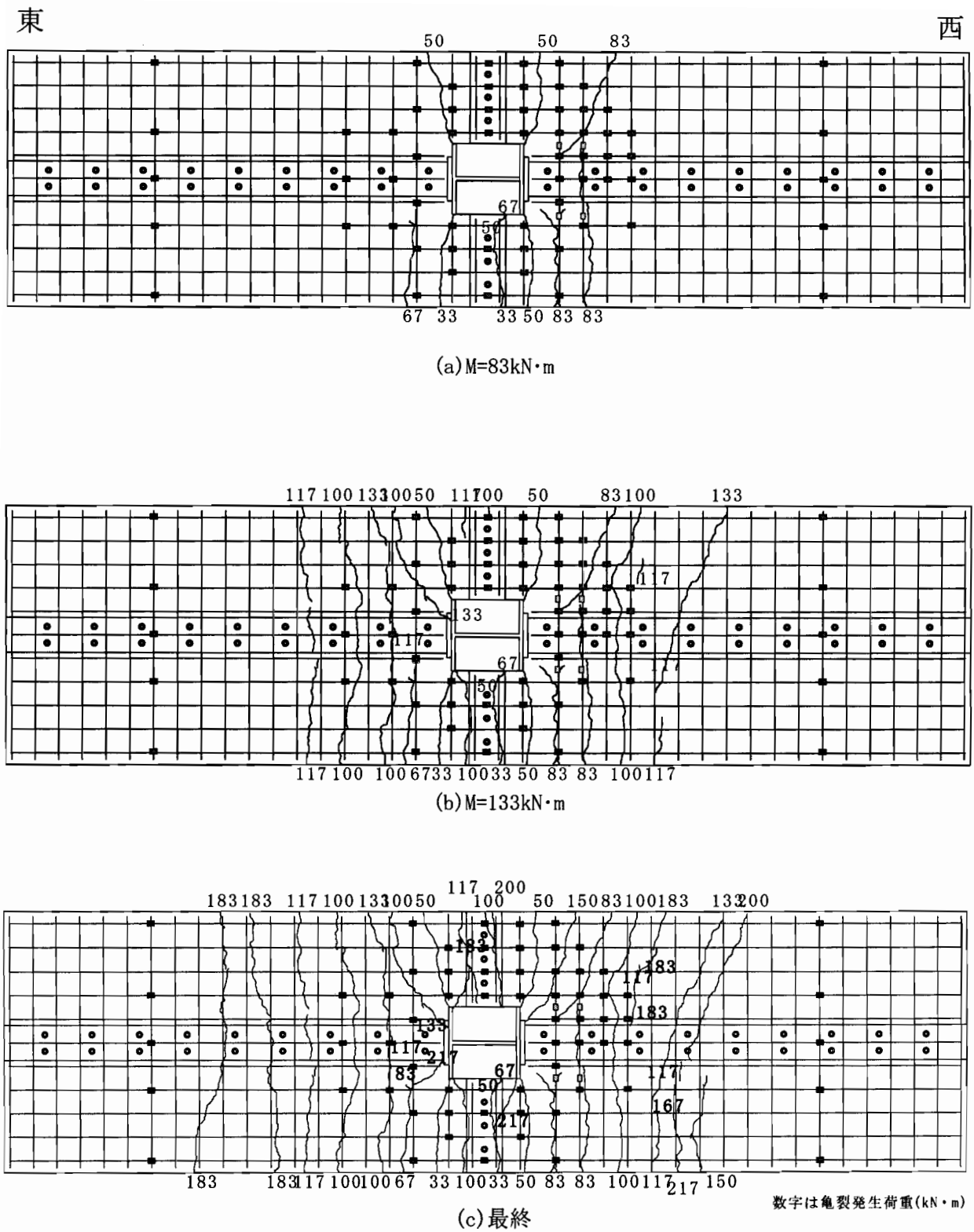
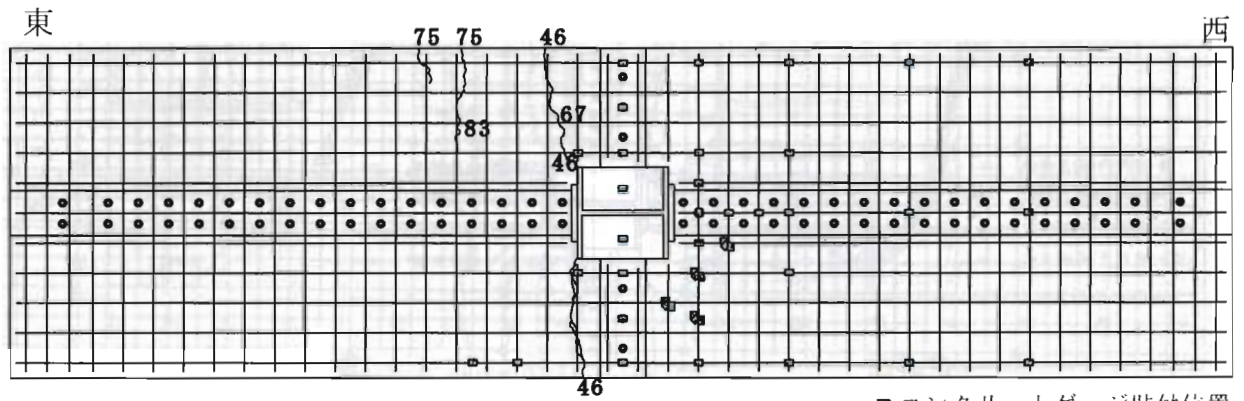
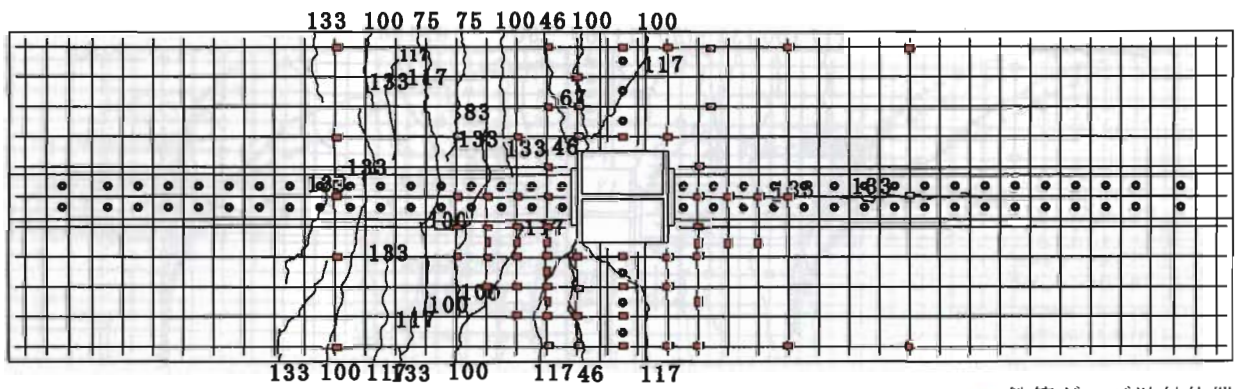


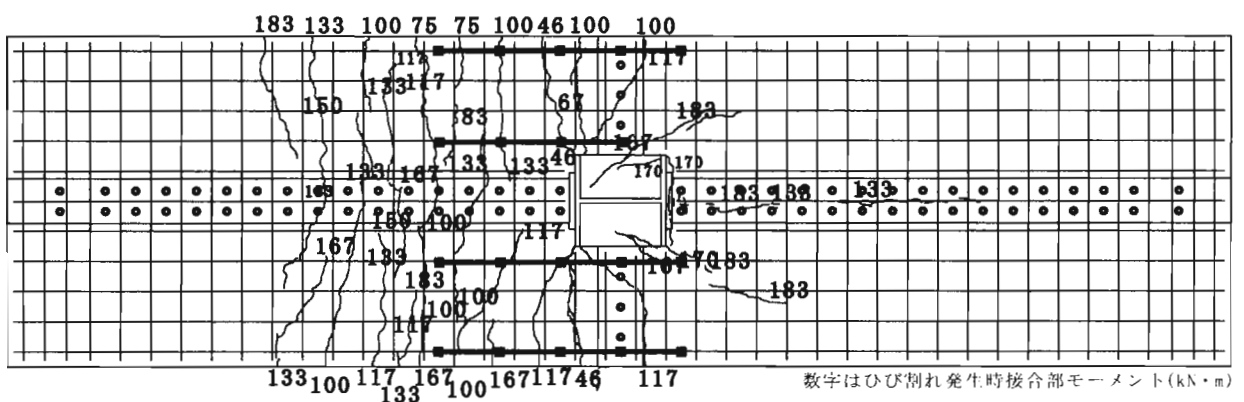
図 6.18 対称負曲げ (PRCC-N1) ひび割れ図



(a) $M=83\text{kN}\cdot\text{m}$



(b) $M=133\text{kN}\cdot\text{m}$



(c) 最終

図 6.19 逆対称曲げ (PRCC-S1) ひび割れ図

の2つの力が原因だと考えられる。つまり、合成梁断面のモーメントによるスラブ界面のせん断力は柱から遠ざかる方向(マイナス方向)へのスラブのずれを起こし、鉄筋による引張力は柱側(プラス方向)へのずれを起こす。図 6.18(a) に示すひび割れ図では仕口部に $M=50\text{kNm}$ でひび割れが発生し、 $M=83\text{kNm}$ で梁部にひび割れが発生している。図 6.17 では $M\approx 30\text{kNm}$ までは仕口部コンクリートが有効なため、スラブ界面のせん断力よりも柱側への引張力が大きく、スラブは柱側へずれる。仕口部にひび割れが発生すると、せん断力により逆方向へずれる。 $M=83\text{kNm}$ で梁部にひび割れが発生することでスラブの有効断面が鉄筋のみとなり、スラブ界面のせん断力が小さくなることでずれの方向が再び逆転し、鉄筋塑性に至る。このように、スラブのずれ量はひび割れと複雑に関係しており、既往の研究のように線形バネで単純に表せないことがわかる。

正曲げ時のスラブのずれ量については载荷全体を通して安定した挙動を示している。しかし、逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1) では $M=133\text{kNm}$ で鉄骨梁直上にかぶり厚とコンクリート強度の不足によると思われる縦ひび割れが発生し、それに伴いスラブのずれ量が対称正曲げ試験体 (PRCC-P1) と比較して大きくなっている。

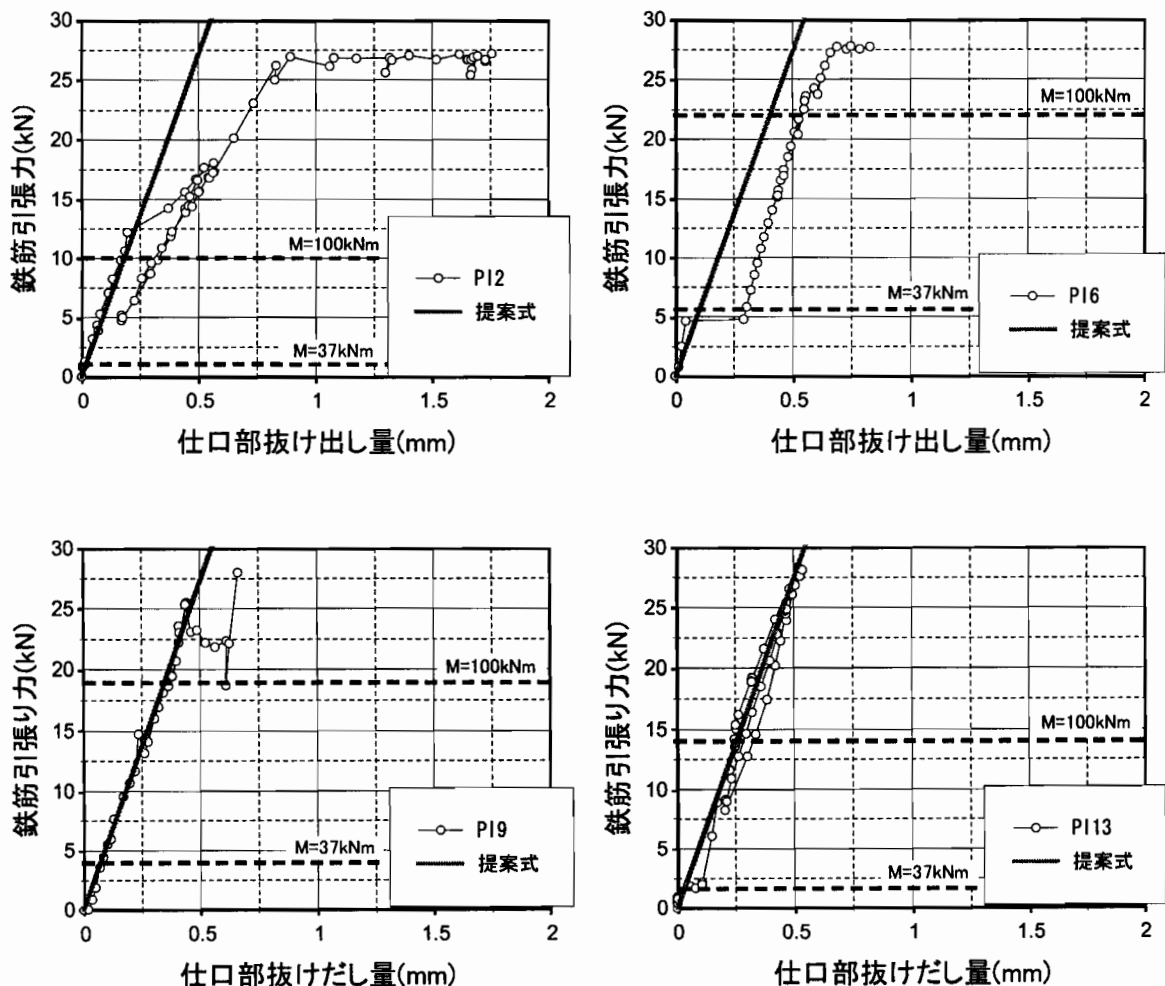


図 6.20 仕口部鉄筋抜け出し量

6.3.3 亀裂幅と鉄筋抜け出し量

逆対称曲げ試験体 (PRCC-S1) では柱横からゲージ長 200mm の PI 形変位計を 3 ないし 4 区間直列に並べたものを 4 列に設置し、区間ごとの変位を測定した (図 6.11)。仕口部での PI 形変位計の計測結果を図 6.20 に示す。鉄筋引張力は仕口部での鉄筋ひずみゲージの値から公称断面積 71.33mm^2 とヤング係数 206GPa を用いて求めた。また、5.4.2 項で求めた鉄筋抜け出し剛性提案式 (5.6) での計算値をともに示す。

図 6.19 に逆対称曲げ試験体の亀裂図を示している。37kNm で仕口部横に初めてひび割れが発生し、大きく不連続が起こっている。そのとき、PI6 では約 0.35mm の亀裂が確認できるが、その前後の区間では逆に変位が減り、ひずみの局所化が起こっていた。100kNm 以降仕口部近傍から梁部にかけてひび割れは増えていき、仕口部ひび割れ位置からの鉄筋の定着長は短くなるが、PI2 において剛性の低下が見られるのみで、全体的にはほぼ影響はなかった。

5.4.2 項での鉄筋抜け出し剛性提案式 (5.6) は計測値と良い対応を示しており、仕口部ひび割れ位置での鉄筋抜け出し量を妥当に評価できている。

6.3.4 負曲げスラブ幅方向鉄筋応力分布

図 6.21 に負曲げ仕口部における鉄筋応力分布を示す。縦軸は柱横を通る鉄筋応力をその平均で除している。横軸はスラブ幅方向である。鉄筋応力は仕口部鉄筋に貼付したひずみゲージの値に公称断面積、ヤング係数 206GPa をかけて算出した。図に示す荷重はひび割れの無い状態、仕口部にひび割れが発生した状態、仕口部近傍での梁部にひび割れが更に発生した状態の鉄筋応力分布を示している。

図に示すように、仕口部における鉄筋応力は柱近傍で最も高く、柱から離れるに従い小さくなっている。対称負曲げはひび割れ進展による鉄筋応力分布の変化はあまり見られないが、逆対称曲げにおいてはひび割れ前後で大きく変化している。

仕口部における鉄筋はスラブ幅方向に応力分布が存在し、回転剛性に対する寄与度が異なると考えられる。つまり、Nethercot [10] や Najafi [12] の評価法では有効幅内で一様と仮定しているが、負曲げ回転剛性評価の際にはスラブ幅方向での鉄筋応力分布を考慮する必要がある。

6.3.5 正曲げスラブ幅方向ひずみ分布

図 6.22 に仕口部から 100mm 位置のスラブ幅方向における、コンクリート表面のひずみ分布を示す。縦軸にコンクリート表面の梁軸方向ひずみ、横軸に梁軸を 0 としてスラブ幅方向をとる。グラフはボルト離間前と離間後に当たる 50kNm と 130kNm 時を示している。図 6.22(a) の対称正曲げ西側梁では柱フランジ前面と柱横のスラブにほとんど差がなく圧縮力が負担されている。

図 6.22(b) 逆対称曲げにおいては柱フランジ前面に圧縮力が集中している。このひずみ分布からコンクリート応力をスラブ幅方向に数値積分し、最大応力で除して有効幅を計算すると約 400mm となり、柱フランジ幅 305mm の約 1.3 倍となる。つまり、逆対称曲げであっても柱フランジ前面だけでなく、柱横のスラブもある程度圧縮力を受け持ち、回転に抵抗していると考えられる。

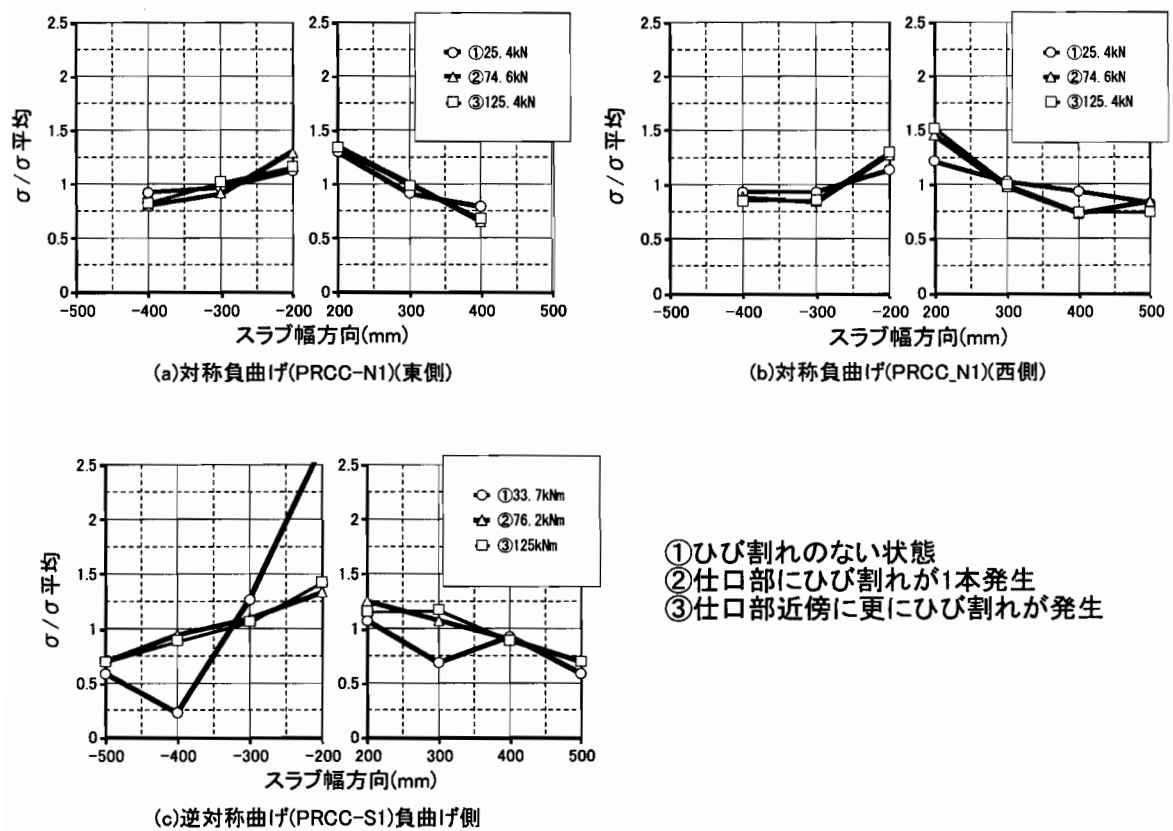


図 6.21 負曲げ仕口部鉄筋応力分布

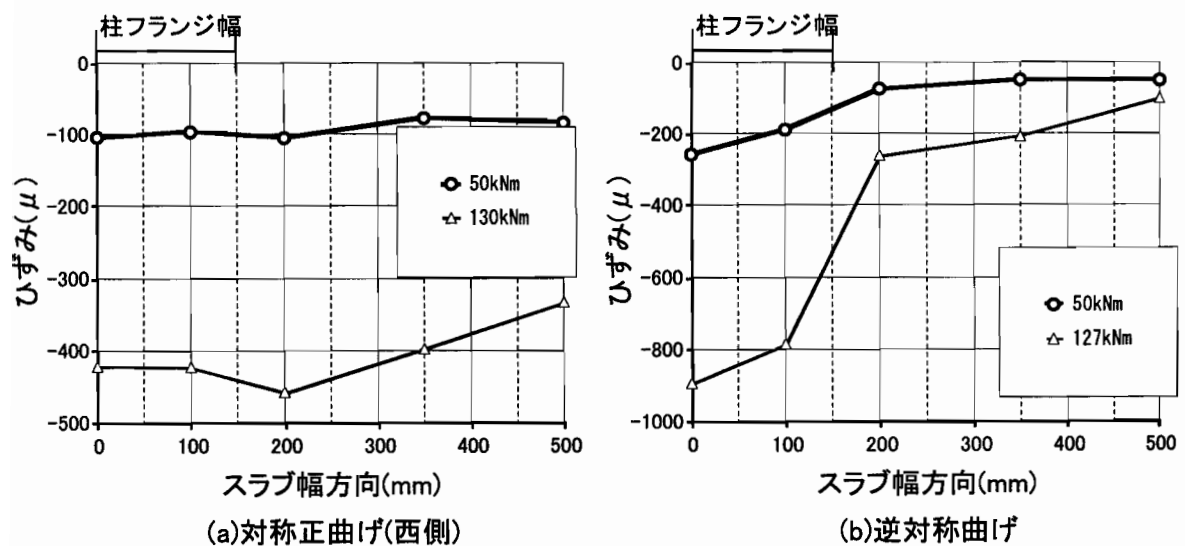


図 6.22 正曲げ時スラブ幅方向ひずみ分布 (x=100mm 位置)

6.3.6 中立軸位置

図 6.23 に仕口部から 50mm に貼付したひずみゲージの値より算出した中立軸位置を示す。縦軸に鉄骨梁部の梁せい方向、横軸に仕口部モーメントを取っている。正曲げ負曲げとも荷重の小さい段階では安定した値を得られなかったため、省略している。図 6.23(a) に示す負曲げにおける $x=50\text{mm}$ 位置の中立軸位置は荷重とともに圧縮側フランジの方へ下がっているが、ボルト離間前では鉄骨梁重心位置から $y=-30\text{mm}$ の間に位置している。特に逆対称曲げ試験体ではボルト離間荷重である $M=135\text{kNm}$ から 145kNm 付近を境に急激に下がっている。このことから、負曲げ時中立軸は特にボルト離間前では高い位置にあるため、回転剛性評価時には回転中心の評価が必要になってくると考えられる。

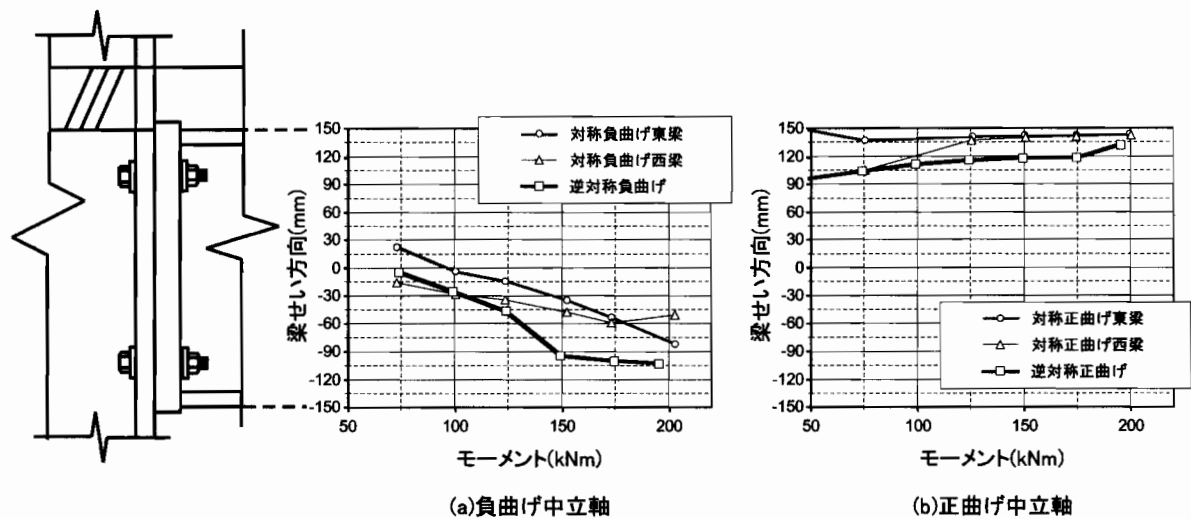


図 6.23 中立軸位置

正曲げにおける $x=50\text{mm}$ 位置中立軸位置 (図 6.23(b)) はほぼ一定して圧縮側フランジ近傍にある。ボルト離間は $M=110\text{kNm}$ から 125kNm で起こったが、離間以前はフランジよりも少し低く、離間後に上昇する傾向にある。逆対称曲げ試験体の中立軸が少し低めとなっているが、コンクリート強度が $F_c=19.5\text{MPa}$ と弱いこと、および対称正曲げに比べてスラブ支圧面が柱フランジ前面のみであることからスラブが圧縮力を十分に負担していないためだと考えられる。

6.4 負曲げ時の Phase 定義

実験結果より、負曲げにおいてはスラブのひび割れ状況により、鉄筋の荷重-変形量関係 ($P_r - \Delta_r$ 関係) および、スラブのずれ量の性状が変化していることが分かった。そこで、ここではスラブのひび割れ状況に応じ、4つの Phase に分類する。図 6.24, 図 6.25 に鉄筋の荷重-変形量関係 ($P_r - \Delta_r$ 関係) とモーメント-スラブのずれ量 ($M - \Delta_s$ 関係) の模式図を、また、図 6.26 に想定するスラブのひび割れ状況を示す。

- Phase1 : コンクリートにひび割れが無く全断面有効の場合
- Phase2 : 仕口部にひび割れが発生し、梁部コンクリートにはひび割れない場合

- Phase3：梁部においてもひび割れが発生し、鉄筋のみ有効
- Phase4：鉄筋が降伏。

Phase1 はコンクリートにひび割れが発生する前の状態で、十字形合成梁試験体では最大耐力の約15%～25%に相当する。

Phase2 では仕口部にひび割れが発生して鉄筋の抜け出しが起こり、そして2本目のひび割れが仕口部に近い梁部に発生するまでである。Phase1 から2でスラブのずれは逆になるが、早い荷重レベルでスラブはひび割れるか又は初期状態からひび割れが発生している可能性があるため、接合部の剛性評価では考慮の必要はないと思われる。

Phase3 は梁部に2本目のひび割れが発生してから鉄筋降伏までである。6.3.3項で示したPIゲージ計測結果では仕口部ひび割れ周辺に新たなひび割れが発生することで、PI形変位計にて計測を行った4本の鉄筋のうち、1本に鉄筋抜け出し剛性の低下が見られた。逆に言えば、残り3本はPhase2鉄筋抜け出し剛性に变化はなかったため、Phase2とはスラブのずれ剛性のみの变化を考慮すべきであると考ええる。

Phase4 は鉄筋塑性化以後で、鉄筋の塑性化により床版の補剛効果はなくなる。

6.5 正曲げ剛性評価力学モデル

6.3.6項より正曲げ時の回転中心はほぼ圧縮フランジ位置にあり、6.3.5項より柱フランジ前面のスラブだけでなく柱横のスラブも接合部の回転に対してある程度抵抗していると考えられる。それらを考慮し、図6.27に示す正曲げ剛性評価力学モデルを提案する。

回転中心は圧縮側フランジ中央とする。柱フランジ前面が受け持つ圧縮力を P_{c1} 、柱横のスラブが受け持つ圧縮力を P_{c2} とする。柱前面のスラブは局所変形をし、図中 Δ_c で表される変形を起こす。また、スラブは Δ_s のずれを起こし、 Δ_c と Δ_s の和が仕口部におけるスラブの変形量として表され、スラブと鋼梁部は同じ回転角 θ で変形していると仮定する。

スラブには柱フランジからスラブ上端に作用する P_{c1} および、柱横のスラブに作用する P_{c2} の2つの圧縮力が作用する(図6.27右図)。鋼梁部のバネ剛性を K_b とおくと、鋼梁部の引張力 P_b は式(6.1)で表される。柱フランジからの圧縮力 P_{c1} により局所変形 Δ_c が起こる。剛性を K_c とおくと P_{c1} は式(6.2)で表される。

$$P_b = K_b \Delta_b \quad (6.1)$$

$$P_{c1} = K_c \Delta_c \quad (6.2)$$

スラブに作用する圧縮力の合計を P_c とおき、柱フランジからの圧縮力 P_{c1} と柱両側のスラブに作用する圧縮力 P_{c2} は負担率 β を定義すると、それぞれ式(6.3)(6.4)で表される。

$$P_{c1} = \beta P_c \quad (6.3)$$

$$P_{c2} = (1 - \beta) P_c \quad (6.4)$$

このモデルにおける課題 柱フランジ前面でのスラブの局所変形 Δ_c とその剛性 K_c 、柱フランジ前面の圧縮力 P_{c1} の負担率 β を導入しており、 K_c と β を評価する必要がある。また、スラブのずれ剛性 K_s を曲げモーメントによる界面のせん断力と柱側からの圧縮力を考慮した定式化を行い、剛性評価式を導出する必要がある。そこで、8章において K_c および β を評価することとする。

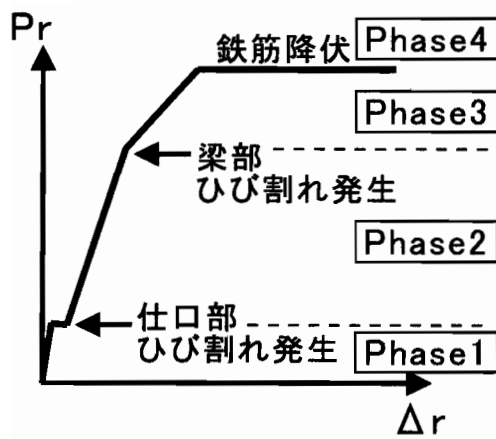


図 6.24 P_r - Δr 模式図

(梁部有効断面)

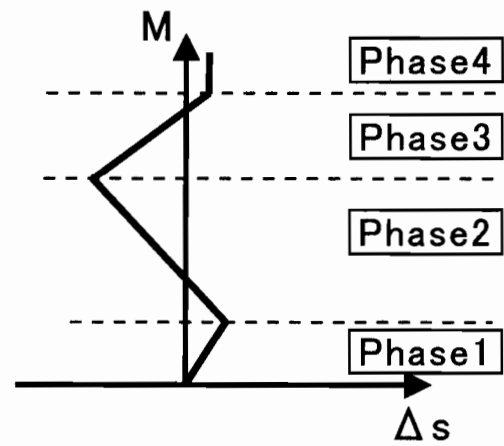


図 6.25 M - Δs 模式図

(ひび割れ状況)

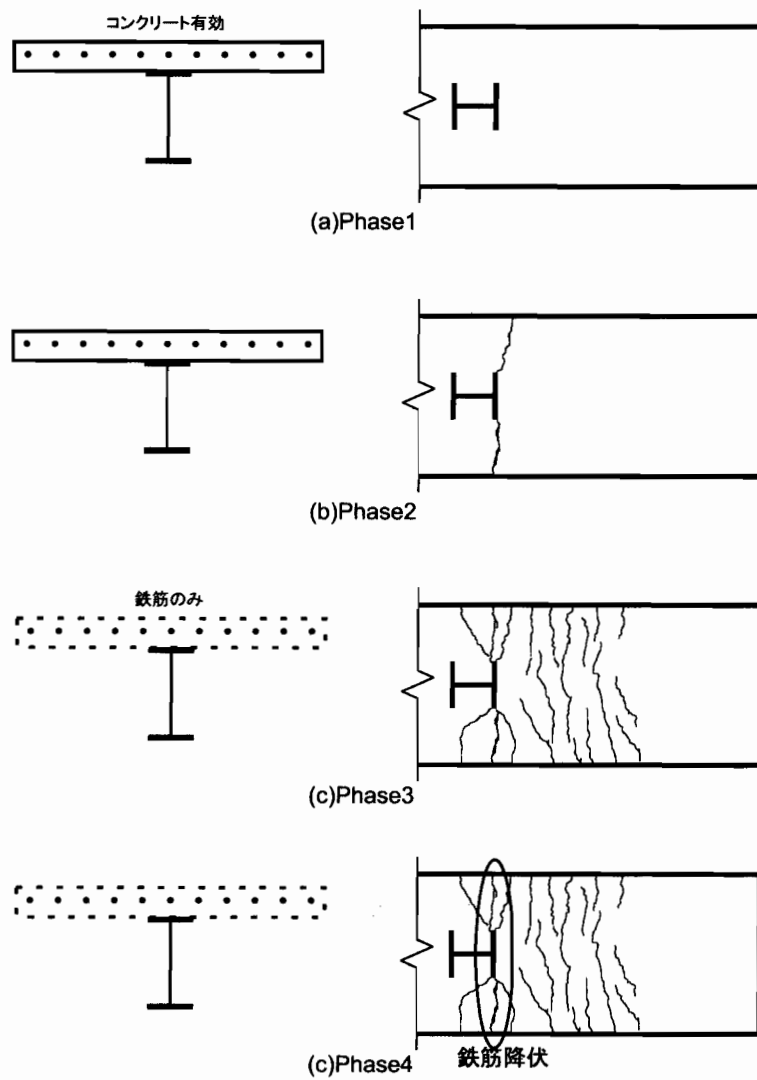


図 6.26 負曲げ Phase の定義

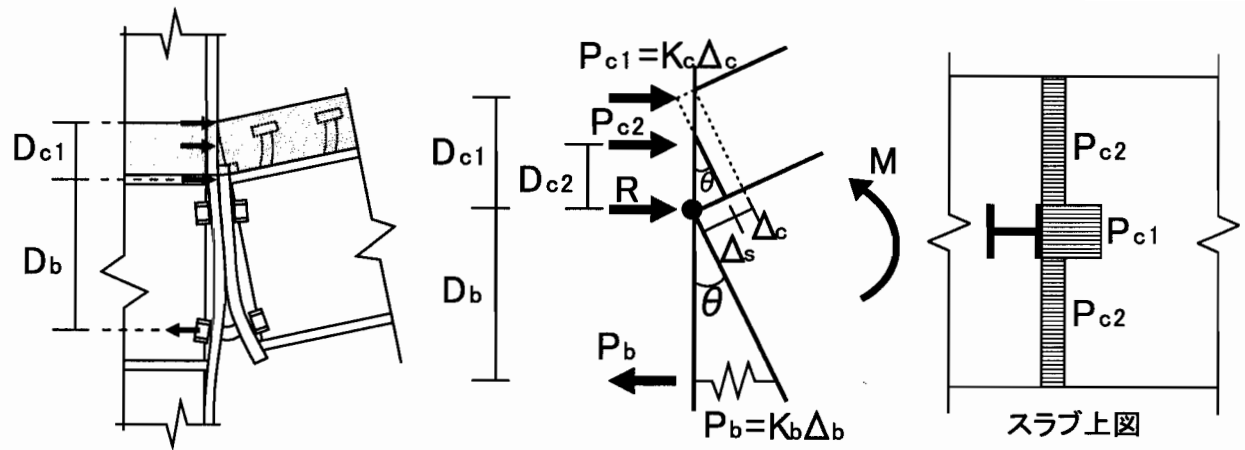


図 6.27 正曲げ剛性評価力学モデル

6.6 終局耐力の算出

十字形合成梁試験での最大耐力と破壊モードを表 6.3 に示す。正曲げ時の実験では対称正曲げ試験体ではボルト破断で壊れ、逆対称曲げ試験体ではスラブの圧壊と思われる耐力低下が起こった。よってここでは対称負曲げ、対称正曲げ試験体について耐力評価を行う。図 6.28 に終局耐力評価モデルを示す。

表 6.3 最大耐力と破壊モード

	最大耐力 (kNm)	破壊モード
PRCC-N1	220.3	ボルト破断
PRCC-P1	216.2	ボルト破断
PRCC-S1 負曲げ	—	
PRCC-S1 正曲げ	195.3	スラブ圧壊

Anderson and Najafi [12] は、負曲げ時の終局耐力算出において、鉄筋降伏引張力とボルト耐力の和が下フランジの塑性耐力を超えない場合においては、下フランジが圧縮力を全て受け持ち、下フランジを回転中心として曲げ耐力を算出できるとしている。6 章十字形合成梁試験体では下フランジの耐力が引張側ボルト耐力と鉄筋の降伏引張力を合わせた引張り力を上回っているため、下フランジが全ての圧縮力を受け持つと仮定し、下フランジ中央を回転中心とする。圧縮側ボルト軸力については Najafi 等 [12] は無視している。3.4.2 項で示したように、単調載荷では圧縮側ボルトも離間軸力分を負担しており、その分を算入した方が実験値とよく合う。しかし、繰り返し載荷の終局耐力時では圧縮側ボルトは導入張力が抜けるため、引張力を負担しない。ここでは圧縮側ボルトは引張側を無視して評価を行うが、実験との対応を見るために圧縮側ボルトがボルト離間軸力を負担している場合についても計算を行う。

正曲げ時はスラブは弾性範囲にあるとし、厚全体ではなく、スラブ表面から $t/3$ が圧縮力に抵抗していると仮定した。正曲げ時の回転中心は圧縮側フランジ中央に仮定する。

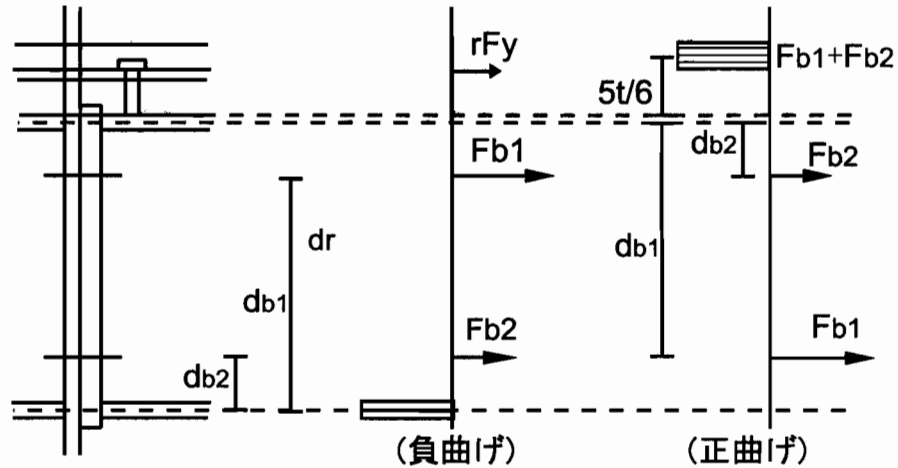


図 6.28 終局モーメント評価モデル

$${}_nM_u = F_{b1}D_{b1} + F_{b2}D_{b2} + D_r \cdot {}_rF_y \quad (6.5)$$

$${}_pM_u = F_{b1}D_{b1} + F_{b2}D_{b2} + (F_{b1} + F_{b2}) \left(\frac{5t}{6} + \frac{t_f}{2} \right) \quad (6.6)$$

ただし、 ${}_nM_u$ ：負曲げ終局モーメント、 ${}_pM_u$ ：正曲げ終局モーメント ${}_rF_y = A_r \cdot N_r \cdot {}_r\sigma_y$ ：鉄筋引張耐力、 A_r ：鉄筋公称断面積、 N_r ：柱横を通る鉄筋本数、 ${}_r\sigma_y$ ：鉄筋降伏応力、 t_f ：鉄骨梁フランジ厚、 D_{b1} 、 D_{b2} ：回転中心から引張側、圧縮側ボルトまでの距離、 D_r ：回転中心から鉄筋までの高さ。

圧縮側ボルトの負担力 F_{b2} は基本的には無視するが、ボルト離間軸力 $F_{dev} = 177kN \times 2 \text{ 本} = 354kN$ を考慮した場合と無視した場合についての計算結果を表 6.4 に示す。圧縮側ボルトを考慮した場合はほぼ実験値と一致しており、妥当に評価できている。圧縮側ボルトを無視した場合、特に正曲げ時耐力が低めにでているが、繰り返し载荷をした場合はこの程度の耐力になると予想され、注意が必要である。

表 6.4 最大耐力計算結果

試験体	実験値 kNm	計算値 (Fb2 無視)	計算値 /実験値	計算値 (Fb2 考慮)	計算値 /実験値
PRCC-N1	220	203	0.92	222	1.01
PRCC-P1	216	167	0.77	210	0.97

6.7 モーメントー回転角関係のモデル化

本実験結果で得た $M - \theta$ 関係のモデル化を、3.5 節でのフラッシュ・エンドプレート型接合部のモデル化と同様の手法により行う。初期割線剛性として接合部耐力の 45% にとり、回転剛性が大きく変化するボルト軸力が離間軸力に達するまでを初期剛性と定義する。また、ボルトが離間軸力に達して

から接合部耐力の90%までを2次剛性と定義する。以上の定義により、実験結果 $M - \theta$ 関係をモデル化し負曲げを図 6.29, 正曲げを図 6.30 に示す。表 6.5 による初期剛性, 2次剛性, ボルトが離間軸力に達した時のモーメントを示す。

表 6.5 にモデル化による回転剛性, ボルト離間モーメントを示す。3.5 節でのフラッシュ・エンドプレート型接合部 45%耐力割線剛性は, 35.9kNm/mrad(PRC-1) から 79.1kNm/mrad(PRC-3) で大きなバラツキがあった。十字形合成梁試験での 45%耐力割線剛性を超えていないフラッシュ・エンドプレート試験体は PRC-1 のみであり, 合成梁試験では仕口部の初期変形がほとんど無かったと考えられる。しかし, 基準となるフラッシュ・エンドプレート型接合部の剛性がはっきり分からないので, 初期剛性における補剛効果は議論できない。

フラッシュ・エンドプレート型接合部の2次剛性についてはほぼ一定しており, 平均 8.9kNm/mrad となっていたが, 負曲げ2次剛性は鉄筋が降伏し, 補剛効果が無くなるためほぼフラッシュ・エンドプレート型接合部の2次剛性に対応している。正曲げ2次剛性に関しては1.34 倍から 1.6 倍の補剛効果がある。

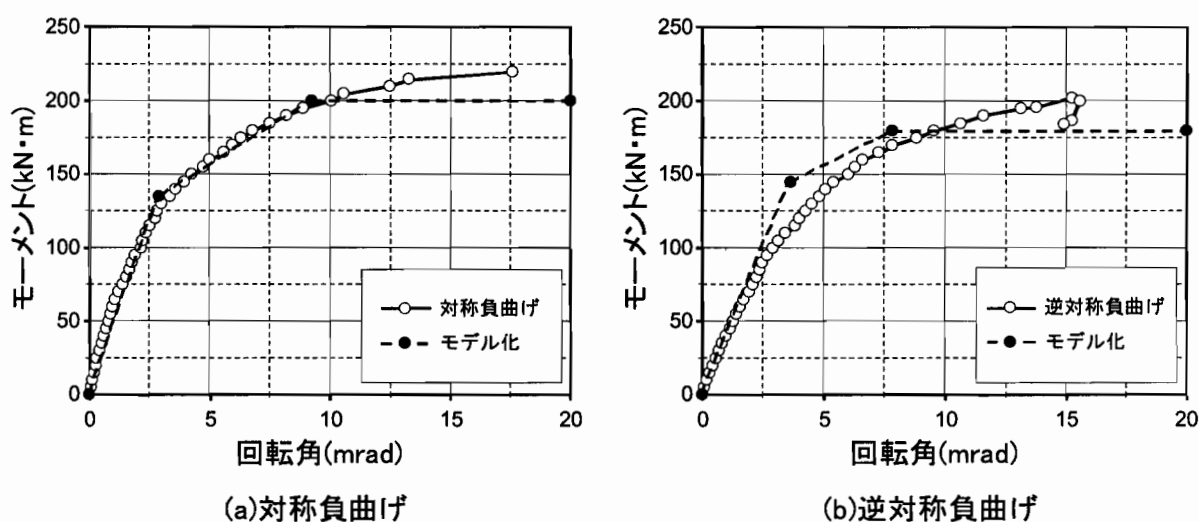
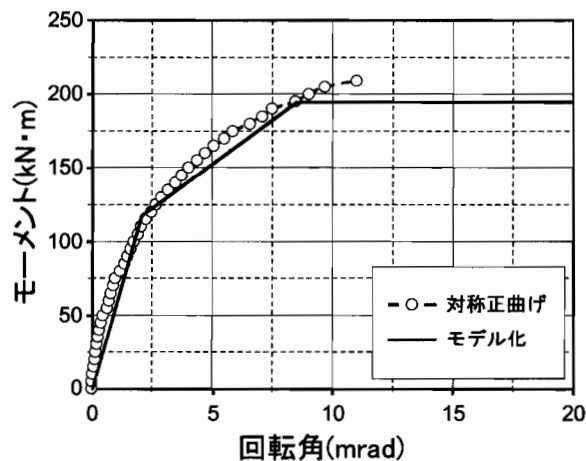


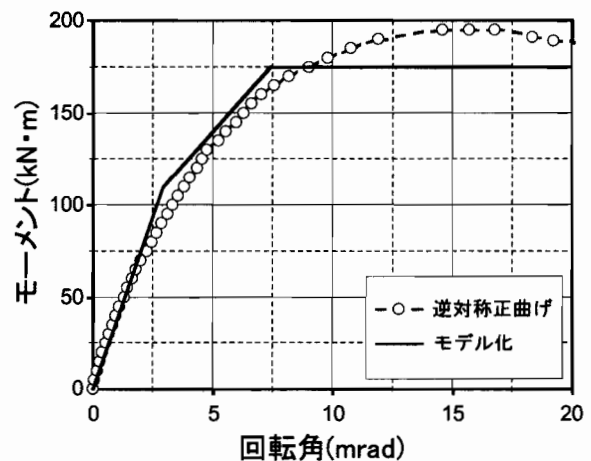
図 6.29 M- θ モデル化 (負曲げ)

表 6.5 M- θ 関係モデル化

	45%耐力剛性 (kNm/mrad)	2次剛性 (kNm/mrad)	ボルト離間モーメント (kNm)
PRCC-N1	46.3	10.3	135.4
PRCC-P1	57.6	12.0	124.9
PRCC-S1 負曲げ	39.8	8.4	145.8
PRCC-S2 正曲げ	37.8	14.5	110.4



(a)対称正曲げ



(b)逆対称正曲げ

図 6.30 M-θ モデル化 (正曲げ)

6.8 まとめ

エンドプレート形式の床版付半剛接合部の十字形合成梁試験体について単調載荷実験を行い、正曲げ、負曲げ、逆対称曲げの性状について調べた。

1. 負曲げの鉄筋バネ剛性は提案式と良い対応が得られ、付着を考慮することで適切に評価できることが確かめられた。
2. 負曲げにおけるスラブのずれ量は、モーメントによるスラブ界面のせん断力と鉄筋引張力によって起こっていると予想され、それらを考慮した評価法が必要である。
3. 負曲げ時仕口部におけるスラブ幅方向の鉄筋応力分布は一様ではなく、回転剛性に対する仕口部各鉄筋の寄与度が異なるため、負曲げ時回転剛性評価時には仕口部での鉄筋応力分布を評価する必要がある。
4. 正曲げ時回転剛性評価力学モデルを提案した。正曲げ時は柱フランジ前面の局所変形剛性 K_c および、柱前面と柱横のスラブ圧縮力比 β を評価する必要がある。
5. 回転中心は正曲げ時は荷重レベルによらずほぼ圧縮フランジに存在している。負曲げ時はボルト離間前には鉄骨梁部重心位置に近い位置に中立軸が存在しているため、接合部回転剛性評価の際には、回転中心の評価が必要である。

第 7 章

有限要素法による 負曲げ時の仕口部鉄筋応力分布の評価

7.1 はじめに

6 章では十字形合成梁試験を行い，5 章鉄筋両引き試験より求めた一本当たりの鉄筋の抜け出し剛性 k_r を用いることにより，仕口部での鉄筋抜け出し量が適切に評価できることを示した。しかしながら，図 7.2 に示すように仕口部のスラブではせん断遅れの影響や柱周辺での応力集中により，梁軸方向鉄筋の応力の梁軸直交方向の分布が存在し，それぞれの鉄筋のバネ剛性 k_r は寄与度係数が異なる。仕口部全体での鉄筋バネ剛性 K_r を評価するためには，各鉄筋バネ剛性 k_r に加えて，仕口部位置での特にひび割れ時における，梁軸方向の鉄筋の梁軸直交方向の応力分布を適切に評価することが必要である。

本章では，巨視的な鉄筋バネ剛性 K_r の評価を目的とする。そこで有限要素解析を行うことにより，仕口部位置での鉄筋応力分布の評価を行う。さらに 6 章にて行った十字形合成梁試験体の実験結果と解析結果を比較検討する。そして，導き出した鉄筋応力分布を基に，巨視的鉄筋バネ剛性 K_r を評価する。

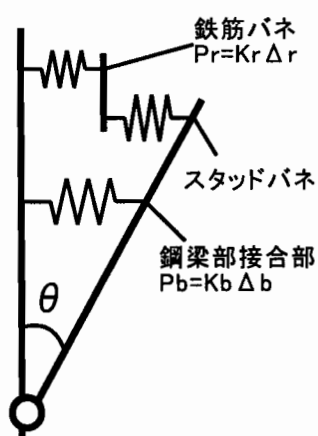


図 7.1 負曲げ回転剛性評価バネモデル

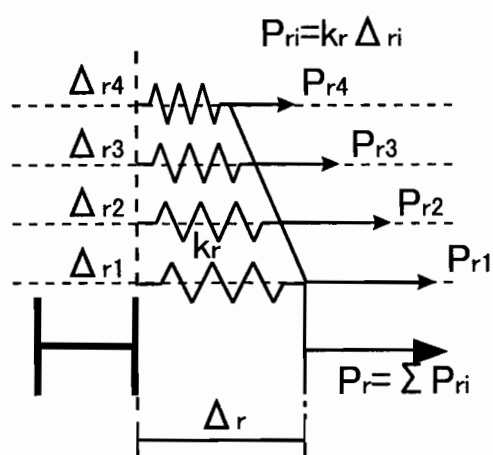


図 7.2 負曲げ仕口部せん断遅れ

7.2 解析モデル

7.2.1 解析モデルの概要

3次元弾性解析モデル 6章にて行った十字形合成梁試験体に対し、対称負曲げを作用させた場合の3次元弾性解析を行った。要素分割、解析モデルを図7.3に示す。柱に関しては接合部部分をy方向に一部切り出したものを用い、xz平面上では試験体の形状、および変形状態の対称性を考慮して1/4モデルとした。解析は汎用FEMプログラムABAQUSを用いた。3次元弾性解析モデルはスラブ、ボルト、柱フランジ、エンドプレートに8節点ソリッド要素でモデル化し、その他の鋼材は4節点シェル要素を用いてモデル化した。鉄筋はトラス要素を*EMBEDDED オプション (ABAQUS マニュアル [1]) によりスラブに埋め込み、完全付着として扱った。

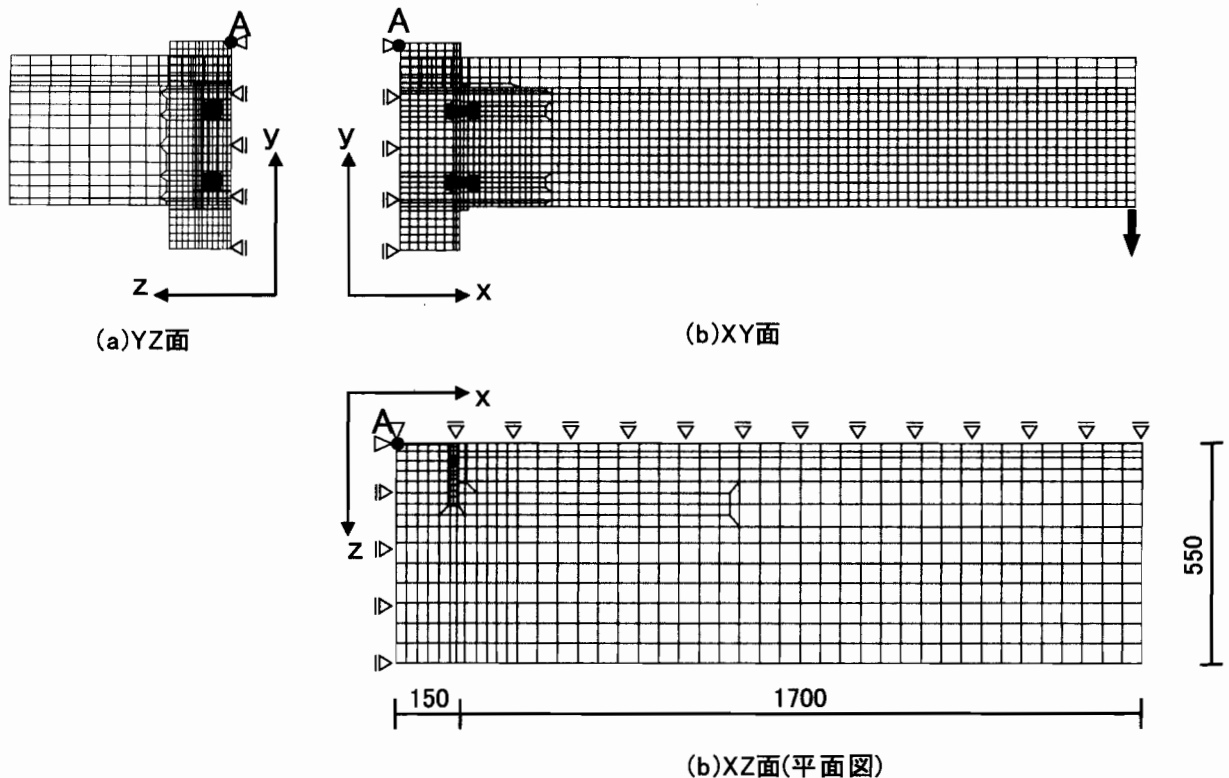


図 7.3 3次元弾性解析モデル

接触面相互作用は、柱フランジとエンドプレートの接触面および、柱フランジ、エンドプレートとワッシャーとの接触面にそれぞれ接触判定機能を有する「master-slave 接触面」を定義した。摩擦係数は0.45を用いた。スラブと鉄骨梁フランジは完全付着としてモデル化した。境界条件は、図7.3に示すA点でx, y, z方向変位を拘束し、xy対称面、yz対称面はそれぞれz方向、x方向変位を拘束した。荷重は梁端部下フランジの節点にy方向に下向きの荷重を与えた。また、ボルト張力の導入は、ABAQUSの有する「予張力機能」を用い、梁端荷重に先行し150kNの張力導入を行った。

材料定数は表7.1、表7.2のように対称負曲げ試験体を基準に設定し、すべて弾性体としている。荷重は実験と同じく梁端部下フランジ節点に-y方向荷重を作用させた。

2次元分散ひび割れ解析モデル ひび割れ進展の過程を再現し、その仕口部鉄筋応力分布への影響を把握するため、2次元FEMプログラムATENAにより、分散ひび割れモデル (Smeared crack model)*を用いたひび割れ進展解析を行った。解析範囲は鉄筋降伏までとしている。2次元ひび割れ解析モデルと材料定数をそれぞれ図7.4、表7.1、表7.2に示す。

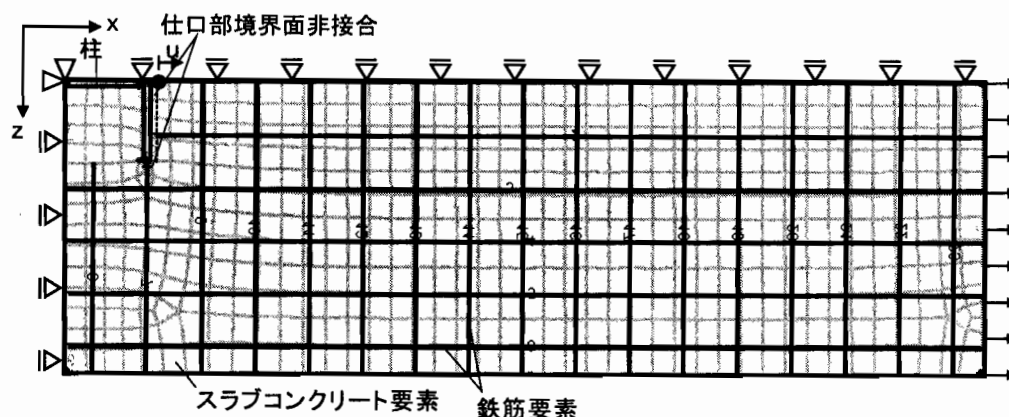


図 7.4 2次元ひび割れ解析モデル

解析モデルはRCスラブと柱の一部を2次元でモデル化し、鉄骨梁部はモデル化していない。スラブの境界条件は対称軸をローラーとし、中心でxz方向に拘束している。柱とコンクリートの境界面は仕口面とフランジ側面でダブルノードとし、引張力およびせん断力は伝わらないようにした。鉄筋は離散鉄筋要素 [2] を用い、コンクリートとの付着は完全付着とした。柱材は平面ひずみ要素を用いた。スラブコンクリートはSBeta材料† [2] を用い、引張軟化特性はLinear、破壊エネルギー G_f はCEB-FIP規準を参考に 69N/m と仮定した。なお、要素は大きさを $40\text{mm} \times 40\text{mm}$ で設定し、自動分割により作成した。Smeared Crack Modelには回転ひび割れモデル (Rotational crack model)‡を用いた。荷重はRCスラブ端部に変位制御にて一様な変位を与えた。

表 7.1 鋼材の機械的性質

	$E_c(\text{GPa})$	$F_c(\text{MPa})$	$\sigma_y(\text{MPa})$
柱材	206.0	0.3	364
鉄筋	206.0	0.3	398

*最大主応力が引張強度に達したときにひび割れが初期化され、材料体積内でひび割れが一様に分散されると仮定したモデル。

†コンクリートの挙動における以下の効果を考慮している。1. 非線形破壊力学に基づく引張側でのコンクリートの破壊、2.2 軸強度破壊基準、3. ひび割れ後の圧縮強度の低減、4. テンションスティフニング効果、5. ひび割れ後のせん断剛性の低減、6. 固定ひび割れモデルと回転ひび割れモデル

‡主応力の方向と主ひずみの方向が一致したモデル。荷重が作用している間、主ひずみ軸が回転するとひび割れ方向も回転する。ひび割れ発生後直交異方性が導入され、弱い材料軸はひび割れ方向と、強い材料軸はひび割れと平行になる。ひび割れ方向の取り扱いには他に固定ひび割れモデル (Fixed crack model) があり、一度発生したひび割れ方向は回転しない。主応力の方向とひび割れ方向の差が数値値を超えると新たなひび割れが発生する。

表 7.2 コンクリートの機械的性質

Ec(GPa)	Fc(MPa)	Ft(MPa)	ν	Gf(kN/mm)
30.9	34.1	2.4	0.23	69

7.2.2 解析シリーズ

3次元弾性解析 3次元弾性解析シリーズを表 7.3 に示す。6.4 節で述べた 4 つの Phase のうち Phase1 を対象とした解析モデルとして、スラブ幅の異なるモデルおよび鉄骨梁せいの異なるモデルを用意した。スラブ幅は 1100, 1900, 2500mm の 3 種類 (W1100_noslit から W2500_noslit まで) について解析し、その仕口部での鉄筋応力分布への影響を調べた。

表 7.3 解析シリーズ

モデル	スラブ幅 (mm)	梁せい (mm)	スリット	Phase
W1100_noslit	1100	300	なし	1
W1900_noslit	1900	300	なし	
W2500_noslit	2500	300	なし	
部分スリットモデル				
W1900_slit1_qua	1900	300	1/4 本	1～2
W1900_slit1_half	1900	300	1/4 本	
W1900_slit1_3qua	1900	300	3/4 本	
W1900_slit1_all	1900	300	1 本	
スリットモデル				
W1100_slit1	1100	300	1 本	3
W1100_slit2	1100	300	2 本	
W1100_slit3	1100	300	3 本	

Phase1 から Phase2 への移行時、仕口部ひび割れの柱フランジからスラブ梁軸直交方向へのひび割れ進展に伴う鉄筋応力分布の変化を調べるために、スラブ梁軸直交方向に 1/4, 2/4, 3/4 の長さだけ部分的にスリットを挿入した弾性解析モデルをスラブ幅 1900mm について用意した (図 7.5, 解析モデル W1900_slit1_qua から W1900_slit1_3qua)。これを部分スリットモデルと定義する。

また、Phase3 において多数のひび割れが発生したのちの仕口部鉄筋応力分布への影響を調べるため、理想的なひび割れとしてスリットを図 7.6 に示すように仕口部 $x=0\text{mm}$, $x=100\text{mm}$, $x=200\text{mm}$ 位置の 3 箇所の位置に 5mm 幅のものを全断面に挿入した。ひび割れ間隔 100mm は 6 章十字型合成梁試験での亀裂間隔を参考に決定した。スリット部の鉄筋は線形バネ要素でモデル化し、5.4.2 項で導出した D10 の抜け出し剛性式 (5.7) より $kr=71.8\text{kN/mm}$ をバネ剛性として設定した。バネ要素は鉄筋をモデル化したトラス要素と結合した。これをスリットモデルと定義する。

2次元分散ひび割れ解析 ひび割れを考慮した 2次元ひび割れ解析モデルでは、仕口部でのひび割れ進展と柱周辺部へのひび割れの進展に伴う鉄筋応力分布の変化を調べ、3次元スリットモデルと実験

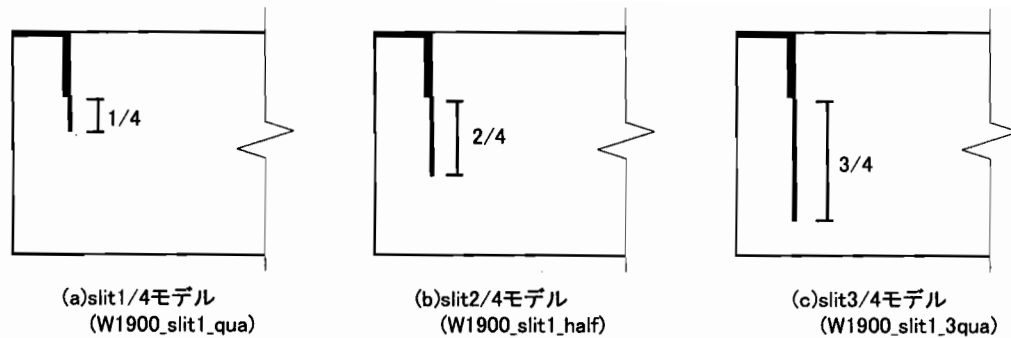


図 7.5 部分スリットモデル

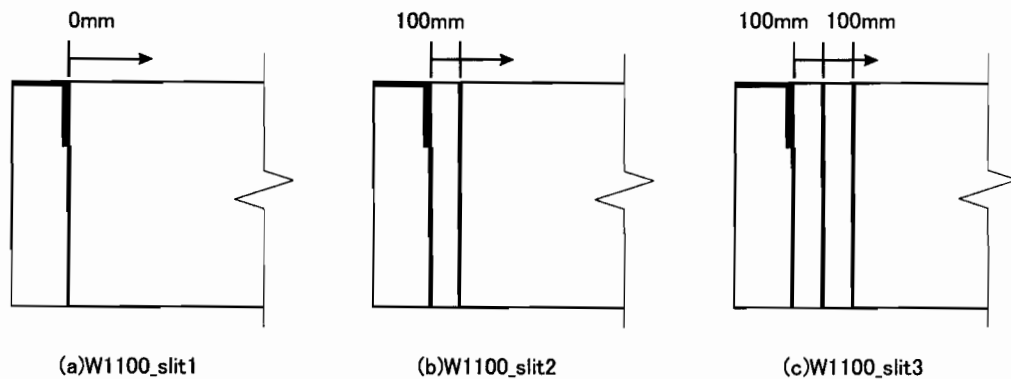


図 7.6 スリットモデル

結果との比較検討を行った。

7.3 解析結果

7.3.1 Phase1 の仕口部応力分布

Phase1 として、ひび割れ発生前の仕口部鉄筋応力分布について 3 次元弾性モデルにより調べる。ここで、図 7.7 に示すコンクリートを無視した合成梁断面に作用する、負曲げモーメント増分に対する平均鉄筋応力 σ_{ave} とする。ここでは σ_{ave} で鉄筋応力を除した無次元化量を用いて鉄筋応力分布の性状について検討する。

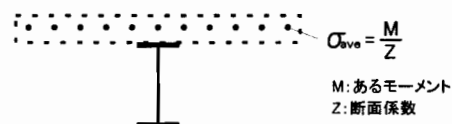


図 7.7 σ_{ave} の定義

スラブ幅 1900mm, 2500mm のモデルについての仕口部と梁部 (仕口部から $x=800\text{mm}$ 位置) の応力分布を図 7.8 に示す。縦軸は単位モーメント増分に対する鉄筋応力の解析値を σ_{ave} で除したもので、横軸はスラブ中心からの梁軸直交方向への距離 (z 軸方向) である。仕口部の応力分布は梁部の応

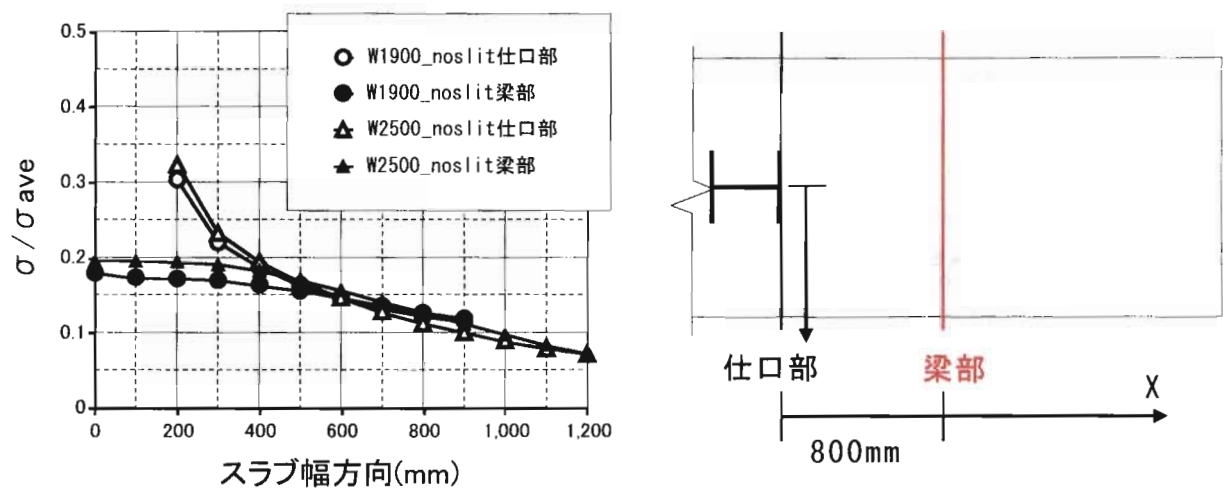


図 7.8 仕口部と梁中央部鉄筋応力分布

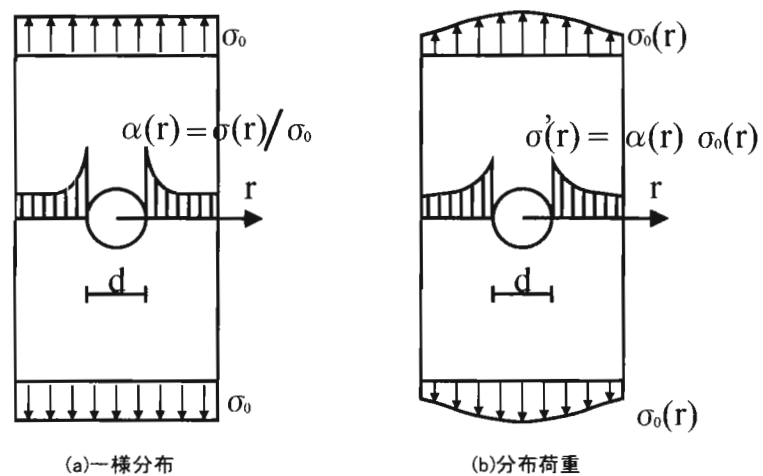


図 7.9 孔の開いた平板応力度集中の適用

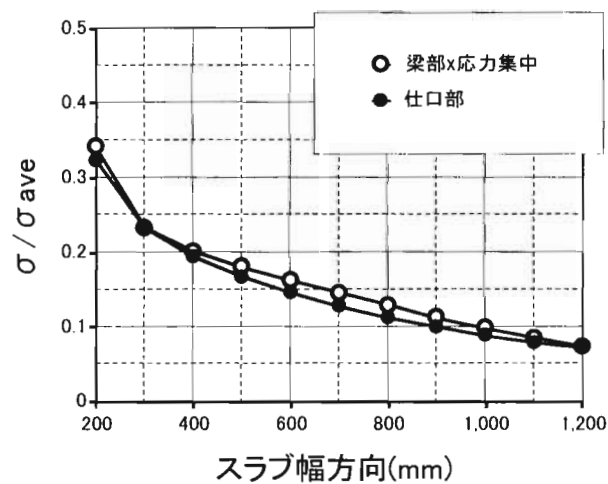


図 7.10 梁部×板理論と仕口部応力分布の比較 (W2500_noslit)

力分布と途中から重なっている。このことから、仕口部の応力分布は単純引張時の仕口部での応力集中と曲げによるせん断遅れの2つの性状の組み合わせで予想できると考えられる。

上記の仮定より、図 7.9 左図のような孔の開いた平板の応力集中理論式の仕口部応力分布の評価への適用を試みる。広く知られているように2次元板理論による理論式は式 (7.1) のように表される。

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \alpha(r) = \frac{1}{2} \left\{ 2 + \frac{1}{4} \left(\frac{d}{r} \right)^2 + \frac{3}{16} \left(\frac{d}{r} \right)^4 \right\} \quad (7.1)$$

ただし、 σ_0 : 板両端部に均等に作用する応力度、 $\sigma(r)$, $\sigma'(r)$: 円孔の横を流れる板の応力度分布、 r : 板の中心から幅方向への距離、 d : 孔の直径。ここで $\alpha(r)$ を $\sigma(r)$ の σ_0 に対する応力度比と定義し、図 7.9 右図のような梁部のせん断遅れによる応力度分布 $\sigma_0(r)$ がかったとき、孔の横の応力度は $\alpha(r)$ を用いて式 (7.2) で近似されると仮定する。

$$\sigma'(r) = \alpha(r) \sigma_0(r) \quad (7.2)$$

この近似を、スラブ幅 2500mm の弾性解析モデル W2500_noslit(表 7.3) について適用する。梁部応力分布と板理論による応力集中の積と、仕口部応力分布を比較したものを図 7.10 に示す。2つの曲線はほぼ一致することから、ひび割れのない場合の仕口部応力分布が梁部せん断遅れによる分布と柱近傍での応力集中の積で表現されることが分かる。

7.3.2 Phase2 仕口部鉄筋応力分布について

Phase2 は仕口部にひび割れが発生してから、2 本目のひび割れが梁部に発生するまでの荷重域と定義したが、まずひび割れが柱フランジからスラブ幅方向に進展していくことによる応力分布の変化を部分スリットモデルによって調べる。

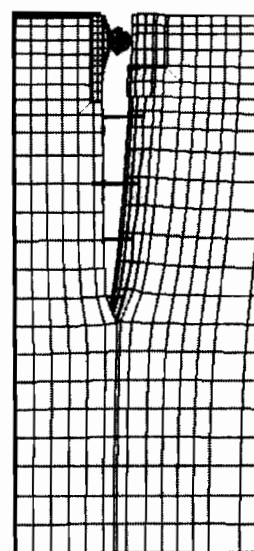
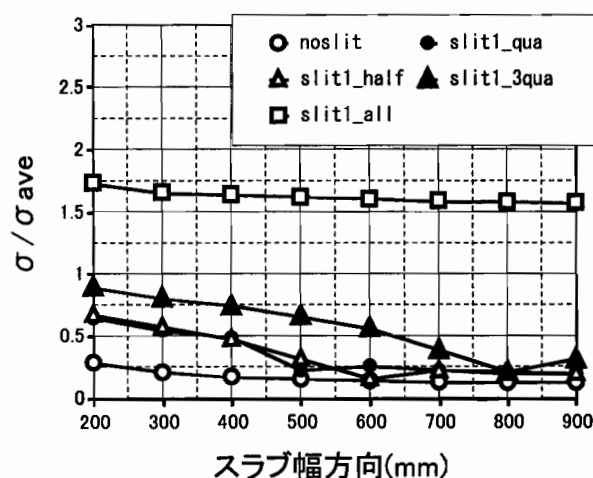


図 7.11 部分スリットモデルの仕口部鉄筋応力分布 図 7.12 W1900_slit1_half 仕口部変形

3次元弾性解析のうち、仕口部に部分的にスリットを入れた部分的スリットモデル (W1900_slit1_qua, W1900_slit1_half, W1900_slit1_3qua), 仕口部のスラブ幅全域にスリットを入れた W1900_slit1_all, およびスリットのない W1900_noslit の仕口部鉄筋応力分布を図 7.11 に示す。また、仕口部変形状態を図 7.12 に示す。変形状態を見ると、仕口部からスリット部までが大きく変形し、ひび割れていないコンクリート部が変形を抑え付けている状態となっている。スリット部の変形は仕口部からスリット端部まで湾曲した形で変形しており、鉄筋応力分布も同じ分布となる。図 7.11 の鉄筋応力分布では、ひび割れがない場合 (noslit) の応力分布は下に凸な分布になるのに対し、スリット部の鉄筋応力は上に凸な分布となっている。しかし現実的には亀裂先端であるスリット端部に応力が集中し、ひび割れが伝播していくと考えられるため、ひび割れ部の鉄筋応力分布も上に凸ではなく直線的か下に凸に分布し、ひび割れはある程度一気にスラブ全幅に渡って発生すると予想される。また、ひび割れていないコンクリート部は多少応力上昇はあるが、ひび割れ前の分布に近い状態を維持している。

7.3.3 Phase3 仕口部鉄筋応力分布について

Phase3 は仕口部周辺の梁部に 2 本目のひび割れが発生してから鉄筋降伏までと定義したが、この状態の鉄筋応力分布について、スラブ幅全幅に入れたスリットモデル (W1100_slit1 から W1100_slit3) の結果を基に検討する。スリット 2 本のモデルについて、変形状態を図 7.13 に示し、図 7.14 にスリット 0~3 本の解析結果による仕口部スリット位置 ($x=0\text{mm}$ 位置) と $x=100\text{mm}$ (スリット位置) の鉄筋応力分布を示す。図 7.13 の変形状態から、スラブが全体的に引張を受ける事により、スリットとスリットの間のスラブ塊が柱側に引張られるような変形をしている。この変形のために、スリットが増えると仕口部 ($x=0\text{mm}$) の鉄筋応力分布は勾配が大きくなり、またスラブの剛性が下がる。そのため、図 7.14(a) に示すように同一モーメント作用下でのスラブのモーメント分担率は下がることが分かる。

$x=100\text{mm}$ 位置の鉄筋応力分布ではスラブの中央よりも自由端側に大きくなっている。これも前述の変形が原因であり、2 本目以降のひび割れが梁部に発生する事により、仕口部の応力分布の勾配が大きくなるとともに、図 7.13 の矢印で示すようなスラブの外側を流れる力の流れ③が新たに発生する。

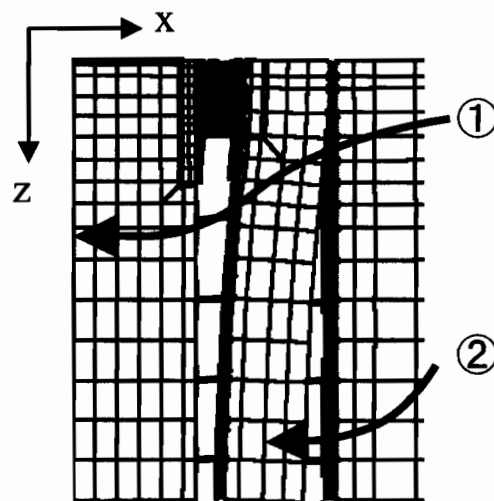


図 7.13 W1100_slit2 仕口部変形状態

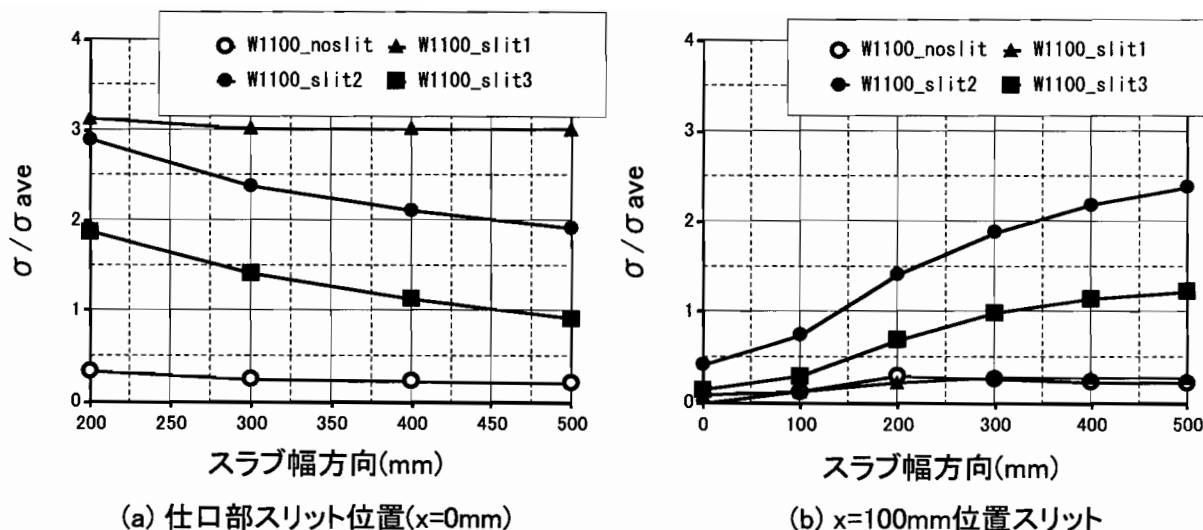


図 7.14 スリットモデル鉄筋応力分布

7.3.4 2次元ひび割れ解析結果

Smeared Crack Model を用いた 2 次元ひび割れ解析モデルにより、ひび割れの鉄筋応力分布への影響を検討する。荷重 N と仕口部のスラブ x 方向変位 u の関係を図 7.15 に示す。荷重 N はスラブ断面の応力の和であり、仕口部変位 u は図 7.4 に示す点での x 方向絶対変位である。仕口部の鉄筋応力分布を図 7.16 に示し、解析および実験での対称負曲げ試験体東側のひび割れを図 7.17 に示す。解析での亀裂は $1/100\text{mm}$ 以下相当のものは表示していない。荷重-変位関係の番号①～⑤は図 7.16、図 7.17 の番号と対応する。図中の数字は実験でのひび割れ発生モーメント (kNm) である。

図 7.15 の荷重-変位関係では、仕口部のスラブコンクリート全断面の引張り耐力である約 70kN まではほぼ線形となっている。十字形合成梁試験では曲げによってひび割れが発生しやすく、図 7.17 の亀裂図で示すように、実験では 33kNm で仕口部に発生した後、 67kNm 、 100kNm と段階的に亀裂が発生した。実験と解析のひび割れ性状を比較すると、実験での対称負曲げ試験体では仕口部ではハの字に 2 本入り、柱フランジ正面から亀裂が斜めに出ており、ひび割れの傾向としては 2 次元解析と一致している。

図 7.17 亀裂進展状態から、②③が部分スリットモデルに対応する仕口部の亀裂進展時の応力分布、④が仕口部全幅に亀裂が進展した状態 (phase2 から 3 へ)、⑤が Phase3 である最終的に仕口部周辺にひび割れが多数発生した状態であると見る事ができる。図 7.16 の仕口部応力分布において、②③では部分スリットモデル (図 7.11) と同様に、柱横の鉄筋から応力が大きくなっているが、部分スリットモデルとは異なり、③の状態ではほぼ直線的な分布となっている。また、単純引張りのためせん断遅れは無く、ひび割れの発生していない部分はほぼ一定となっている。全幅に亀裂が進展した④⑤では柱横を通る鉄筋応力とともに、自由端側の鉄筋応力も大きくなっている。これはスリットモデルで確認された、スラブの外側を通る力の流れに対応するものと考えられる。

⑤の状態以降では応力分布はほぼ同一形状を維持していた。つまり、このことは亀裂進展時には一時的に柱の横を通る鉄筋応力が上昇するが、徐々に⑤の状態へと収束していくことを意味する。

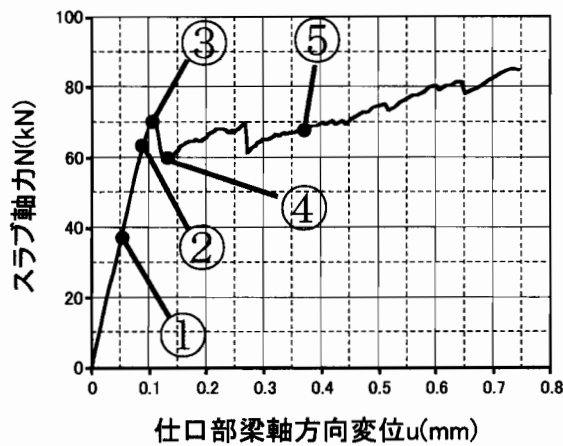


図 7.15 荷重－変位関係

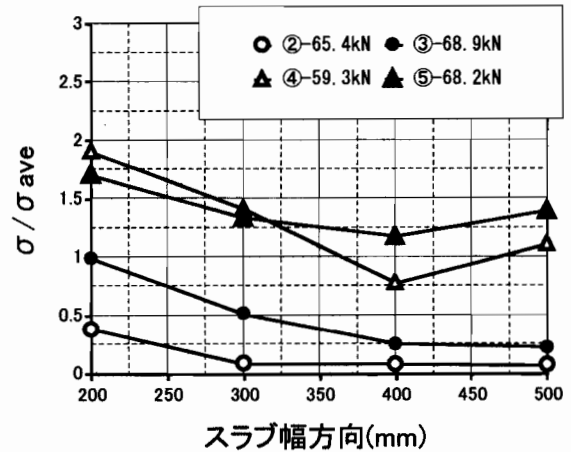


図 7.16 2次元非弾性解析 仕口部応力分布

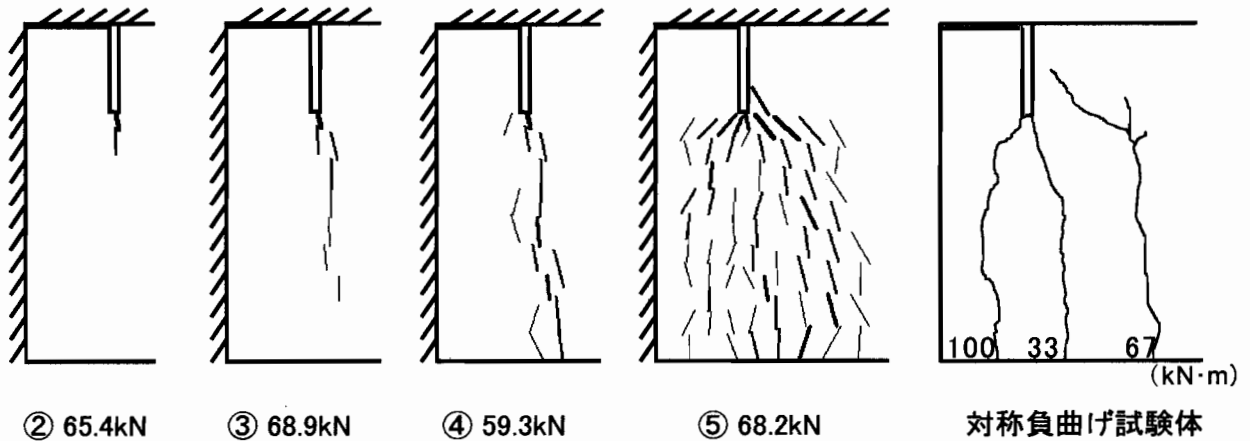


図 7.17 2次元ひび割れ解析でのひび割れ図

7.3.5 逆対称曲げ時鉄筋応力分布

対称負曲げ時における仕口部での梁軸直交方向鉄筋応力分布は7.3.1項に示した円孔の開いた平板を両端から引張ったときの円孔横の応力分布により表される。逆対称曲げ時の仕口部の応力状態は、正曲げ側では柱フランジからスラブに圧縮力を伝え、負曲げ側のスラブは引張力を受けている。そこで逆対称曲げ時の仕口部での梁軸直交方向鉄筋応力分布を図7.18に示すようにモデル化し、一方の端部から引張力を受け、円孔の片側に圧縮力を受けるときを考える。

図7.18に示すように、片側から引張力を受ける場合を片側モデル、両側から引張力を受ける場合を両引モデルと呼ぶことにする。両引モデルにおける応力分布 σ_{r2} は下式で表される。

$$\sigma_{r2} = \frac{\sigma_0}{2} \left\{ 2 + \frac{1}{4} \left(\frac{d}{r} \right)^2 + \frac{3}{16} \left(\frac{d}{r} \right)^4 \right\} \quad (7.3)$$

ただし、 σ_0 :板両端部に均等に作用する応力度、 $\sigma(r)$, $\sigma'(r)$:円孔の横を流れる板の応力度分布、 $\alpha(r):\sigma(r)$ の σ_0 に対する応力度比、 r :板の中心から幅方向への距離、 d :孔の直径。

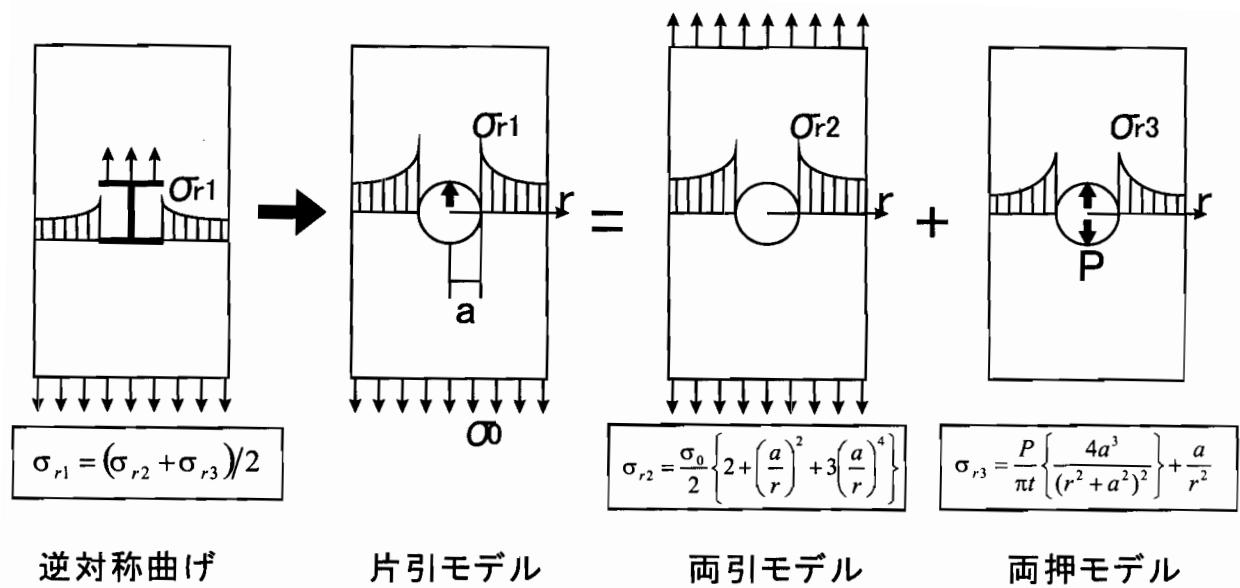


図 7.18 片引モデル

また、円孔の内側に圧縮力を受ける場合 (図 7.18 両押モデル) の応力分布 σ_{r3} は下式で表される [49]。

$$\sigma_{r3} = \frac{P}{\pi t} \left\{ \frac{4a^3}{(r^2 + a^2)^2} + \frac{a}{r^2} \right\} \quad (7.4)$$

ただし、 P :円孔内側に作用する集中荷重、 t :板厚。

片引モデルでの円孔横の応力分布 σ_{r1} は、両引モデルの応力分布 σ_{r2} と円孔内側に集中荷重 P を受ける場合の応力分布 σ_{r3} を平均したものとなり、式 (7.5) で表される。

$$\sigma_{r1} = (\sigma_{r2} + \sigma_{r3})/2 \quad (7.5)$$

7.4 鉄筋応力分布の決定

負曲げを受ける半剛接合部の剛性評価のためのバネモデルにおいて、巨視的な鉄筋バネ剛性 K_r を決定するために、以下の手順で鉄筋応力分布を決定する。

7.3 節では、コンクリートを無視した合成梁断面より求めた平均鉄筋応力で除して σ/σ_{ave} で無次元化した。ここでは図 7.19 に示すように柱の横を通る梁軸方向鉄筋の仕口部での平均応力 σ'_{ave} をとって σ を除することにより、基準化された応力分布を用いる。

2次元ひび割れ解析モデルと、スリットのない3次元弾性解析モデル (W1100_noslit) の応力分布を図 7.20 に示す。縦軸は各応力分布の平均 σ'_{ave} が1となる。7.3.4 項で述べた通り、2次元ひび割れ解析では、仕口部ひび割れ進展時は柱に近い鉄筋の応力が一時的に卓越するが、ひび割れがスラブ幅全域に入った④⑤ (図 7.17) の状態以降は応力分布はほぼ変化が見られない。また、ひび割れ分散後 (⑤) の応力分布はひび割れ発生前①およびスリットの入っていない弾性解析結果とほぼ同じ分布となる。これはひび割れ進展後においても、コンクリートがせん断力伝達能力を保持していると考えられ、その結果弾性時の応力比分布とほぼ同じ応力比分布になっていると思われる。そこで、ここではひび割れ後も弾性解析結果と同じ分布で表せると仮定して、鉄筋応力分布を決定する。

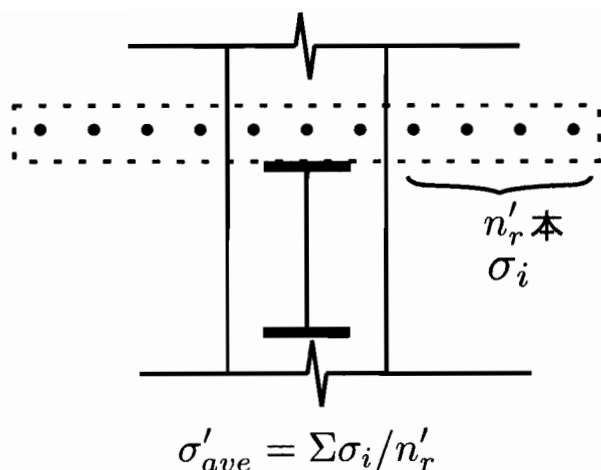


図 7.19 σ'_{ave} の定義

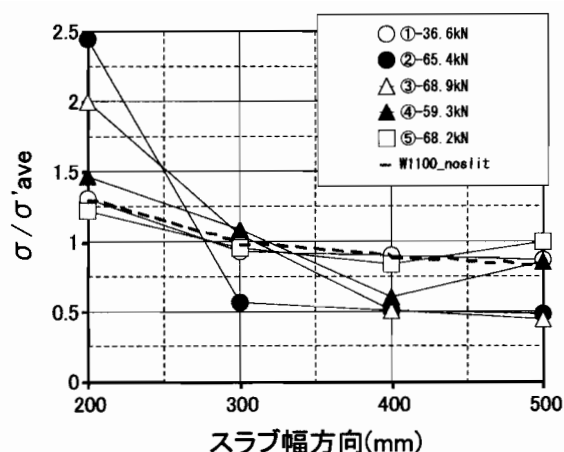


図 7.20 仕口部応力分布平均化

図 7.21 に対称負曲げ十字形合成梁試験体の仕口部の鉄筋応力分布と弾性解析結果との比較を示す。実験値はひび割れ前 (Phase1), 仕口部にひび割れが一本発生 (Phase2), 仕口部周辺に複数のひび割れ発生 (Phase3) の 3 つを載せている。それぞれにおいて, ほぼ弾性解析時の分布と良い対応をしており, ひび割れ後もひび割れ進展時を除けば応力分布が弾性時とほとんど変化しない事が分かる。

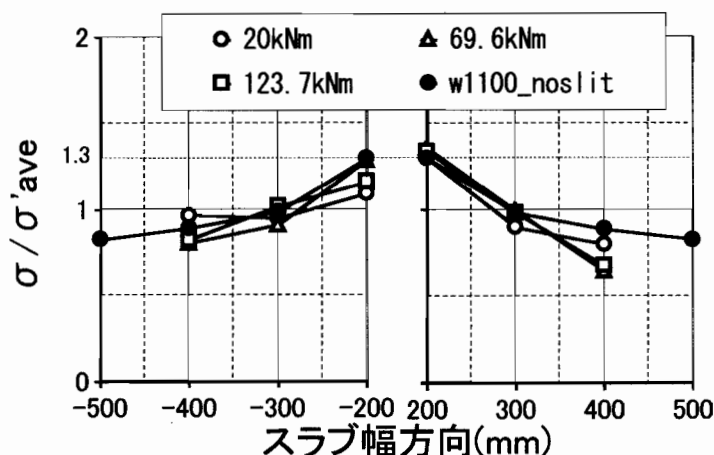


図 7.21 合成梁試験体対称負曲げ-仕口部応力分布 (東側)

図 7.22 に逆対称曲げ試験体の負曲げ側仕口部の鉄筋応力分布と片引モデル (式 (7.1)), 両引モデル (式 (7.5)) の両理論値との比較を示す。7.3.1 項で示したとおり, 仕口部鉄筋応力分布は仕口部応力集中 × 梁部せん断遅れによる分布で表されるが, 実験で用いたスラブ幅 1100 による解析結果 (w1100_noslit) における梁部の鉄筋応力分布はスラブ幅が狭くほぼ一定であった。そこでここでは理論値による応力集中による応力分布を示した。実験値は対称負曲げと同じく Phase1 から 3 までに対応する荷重を載せている。ひび割れが発生していない Phase1 (33.7kNm) では片引モデルの応力分布と対応している。Phase1 においてもスラブ幅方向のプラス側 (南側) の応力分布は片引モデルとの対応が悪いが, 载荷途中において正曲げ側梁端スラブの载荷装置との接触が確認されており, その影響が出ている可能性が高い。

ひび割れ発生以後は Phase2, Phase3 では片引モデルよりも両引モデルに対応する応力分布となっている。その理由として、図 7.23 に示すように、弾性範囲においては左図のように片引モデルに近い状態となっているが、仕口部にひび割れが発生した後は、仕口部から端部で見ると対称負曲げ時に近い応力状態になると考えられる。

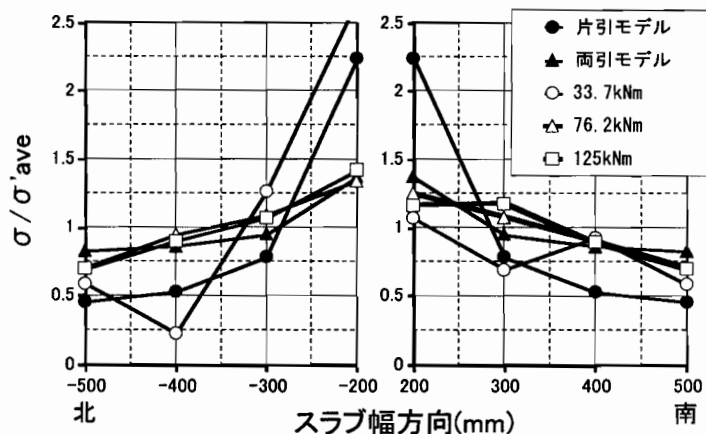


図 7.22 合成梁試験体逆対称曲げ-仕口部応力分布 (負曲げ側)

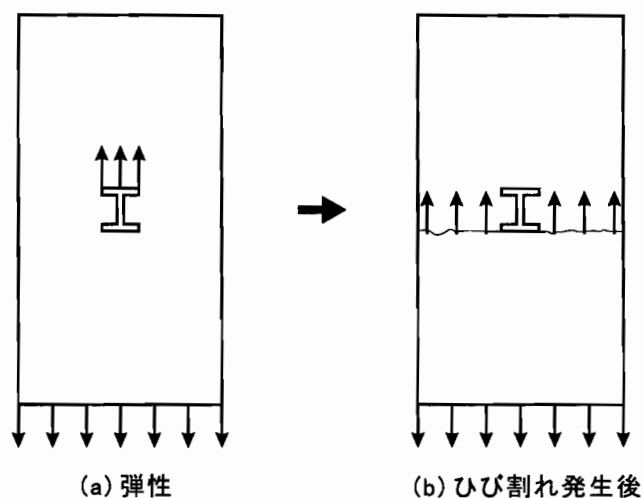


図 7.23 逆対称曲げ仕口部応力

7.5 応力分布のモデル化

5 章において一本当たりの鉄筋の引張り力-抜け出し量関係は弾性的に $P_{ri} = kr \cdot \Delta_{ri}$ と仮定されているが、このとき応力分布と仕口部の変位分布は係数倍の関係で表される。図 7.24 のように柱の横を通る柱に最も近い位置の鉄筋の抜け出し量と仕口部の変位 Δ_r が同じであると仮定する。柱の横を通る各鉄筋応力 σ_i のその平均応力 σ'_{ave} に対する比を「寄与度係数」 $c_i (= \sigma_i / \sigma'_{ave})$ と定義する。すると、巨視的な鉄筋バネ剛性 K_r を用いて、仕口部鉄筋引張り力 P_r と仕口部変位 Δ_r の関係は、柱に最

も近い鉄筋の寄与度係数 c_1 で式 (7.6) のように表される。

$$P_r = K_r \cdot \Delta_r = N_r \cdot k_r \cdot \Delta_{r_{ave}} = N_r \cdot k_r \cdot \Delta_r / c_1 \quad (7.6)$$

Δ_{ave} : 平均鉄筋応力に対する伸び量。以上より、巨視的な鉄筋剛性 K_r は鉄筋 1 本当りのバネ剛性 k_r 、鉄筋本数 N_r 、寄与度係数 c_1 を用いて式 (7.7) で表される。

$$K_r = N_r \cdot k_r / c_1 \quad (7.7)$$

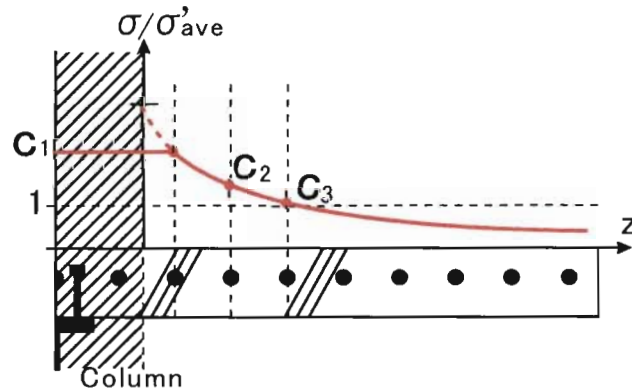


図 7.24 仕口部鉄筋応力分布 モデル図

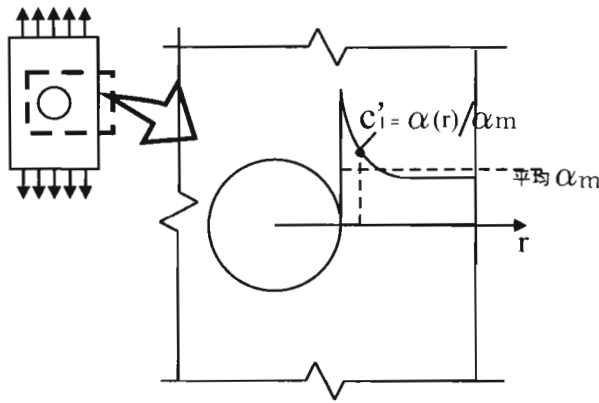


図 7.25 c'_1 の定義

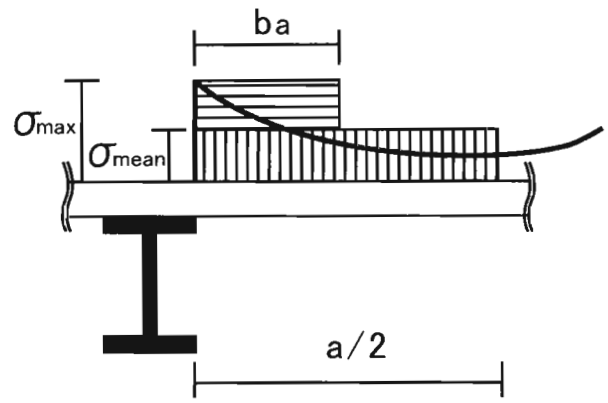


図 7.26 協力幅からの平均応力度の算出

実際の構造物に適用する場合、仕口部の応力度分布は 7.3.1 項で示したとおり、仕口部の応力度集中と梁部の応力度分布の積で近似できる。そこで、仕口部の応力度集中の式 (7.1) から出る、応力度分布平均 α_m と最も柱に近い鉄筋位置の応力度集中 $\sigma(r)$ との比を c'_1 と置く (図 7.25)。また、梁部の応力度分布については鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 [5] より協力幅 b_a と梁内法間隔 a から最大応力度と平均応力度の比は $\sigma_{max}/\sigma_{mean} = a/2b_a$ と表される (図 7.26)。以上より寄与度係数 c_1 は式 (7.8) で表される。

$$c_1 = c'_1 \times a/2b_a \quad (7.8)$$

十字形合成梁試験での巨視的鉄筋バネ剛性 6章の十字形合成梁試験体での寄与度係数を考慮した巨視的な鉄筋バネ剛性 K_r を求める。本実験に用いた試験体に対して有効幅は決めていないので、FEM解析による値を用いることにする。スリットのない3次元弾性解析結果より $c_1 = 1.3$ (図 7.22)である。5.4.2 項の鉄筋抜け出し剛性式 (5.7) より、Phase2 での対称負曲げ試験体、逆対称曲げ試験体での1本当りの鉄筋バネ剛性はそれぞれ $k_r = 71.8(kN/mm)$, $k_r = 54.3(kN/mm)$ である。以上より、巨視的鉄筋バネ剛性 K_r は以下のように得られる。

$$\text{対称負曲げ試験体 : } K_r = N_r \cdot k_r / c_1 = 8 \times 71.8 / 1.3 = 441(kN/mm)$$

$$\text{逆対称曲げ試験体 : } K_r = N_r \cdot k_r / c_1 = 8 \times 54.3 / 1.3 = 334(kN/mm)$$

7.6 まとめ

対称負曲げおよび逆対称曲げを受ける、床版付半剛接合部の回転剛性を評価するために必要な、床版部の巨視的鉄筋バネ剛性 K_r の評価法について検討した。

負曲げを受ける床版付半剛接合部において、柱近傍における鉄筋応力分布の応力集中は、円孔を有する2次元平板の円孔近傍での応力分布理論式により、近似的に評価可能であるとの知見を得た。

以下に本章の結論を示す。

1. ひび割れ時においても弾性時の鉄筋応力分布に従い「寄与度係数」 c_1 を用いる事で、仕口部での梁軸方向鉄筋の応力の梁軸直交方向の分布を考慮した巨視的バネ剛性の評価が可能である。
2. 実構造物における寄与度係数 c_1 の評価法を提案した。

今後の課題 実構造物における寄与度係数 c_1 の評価法の提案では、簡便にRC規準 [5] の有効幅算定式を用いた評価法となっている。接合部と梁部の有効幅は異なることが予想され、寄与度係数を更に厳密に評価するためには実構造物の接合部応力分布を更に一般的に評価する手法が必要となる。

第 8 章

有限要素法による 正曲げ時の仕口部コンクリート応力分布の評価

8.1 はじめに

6.5 節において提案した正曲げ回転剛性力学モデル (図 8.1) では、柱フランジ前面のスラブが受け持つ圧縮力 P_{c1} と柱横のスラブが受け持つ圧縮力 P_{c2} の負担率 $\beta (P_{c1} : P_{c2} = \beta : 1 - \beta)$ および、 P_{c1} による柱フランジ前面でのスラブ局所変形剛性 K_c を評価する必要がある。そこで本章では有限要素法を用いて解析を行い、 β について検討を行う。

十字形合成梁試験体で行った対称正曲げ試験体については実際の構造物では存在しないので、ここでは逆対称曲げについてのみ検討を行う。

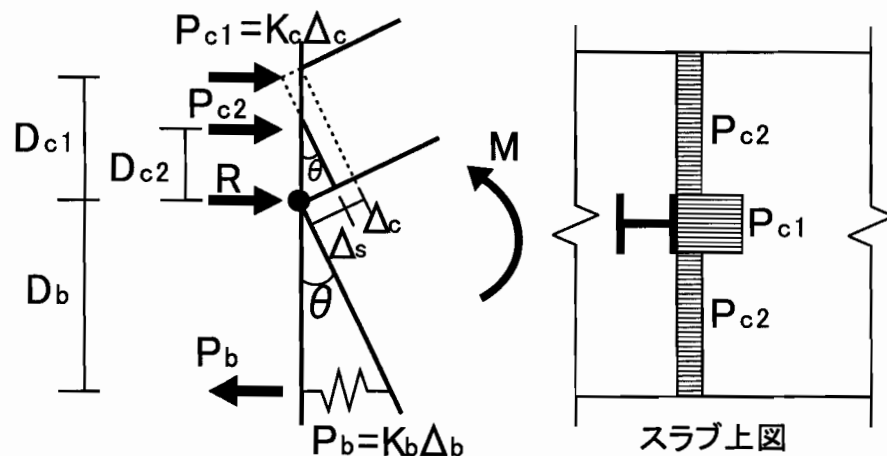


図 8.1 正曲げ剛性評価力学モデル

8.2 解析概要

8.2.1 解析モデル

汎用非線形解析プログラム ABAQUS を用い解析を行う。6 章実験で用いた接合部形状を有する十字形骨組みを想定したモデルに対して逆対称曲げ载荷を行う。解析モデルには試験体の形状の対称性

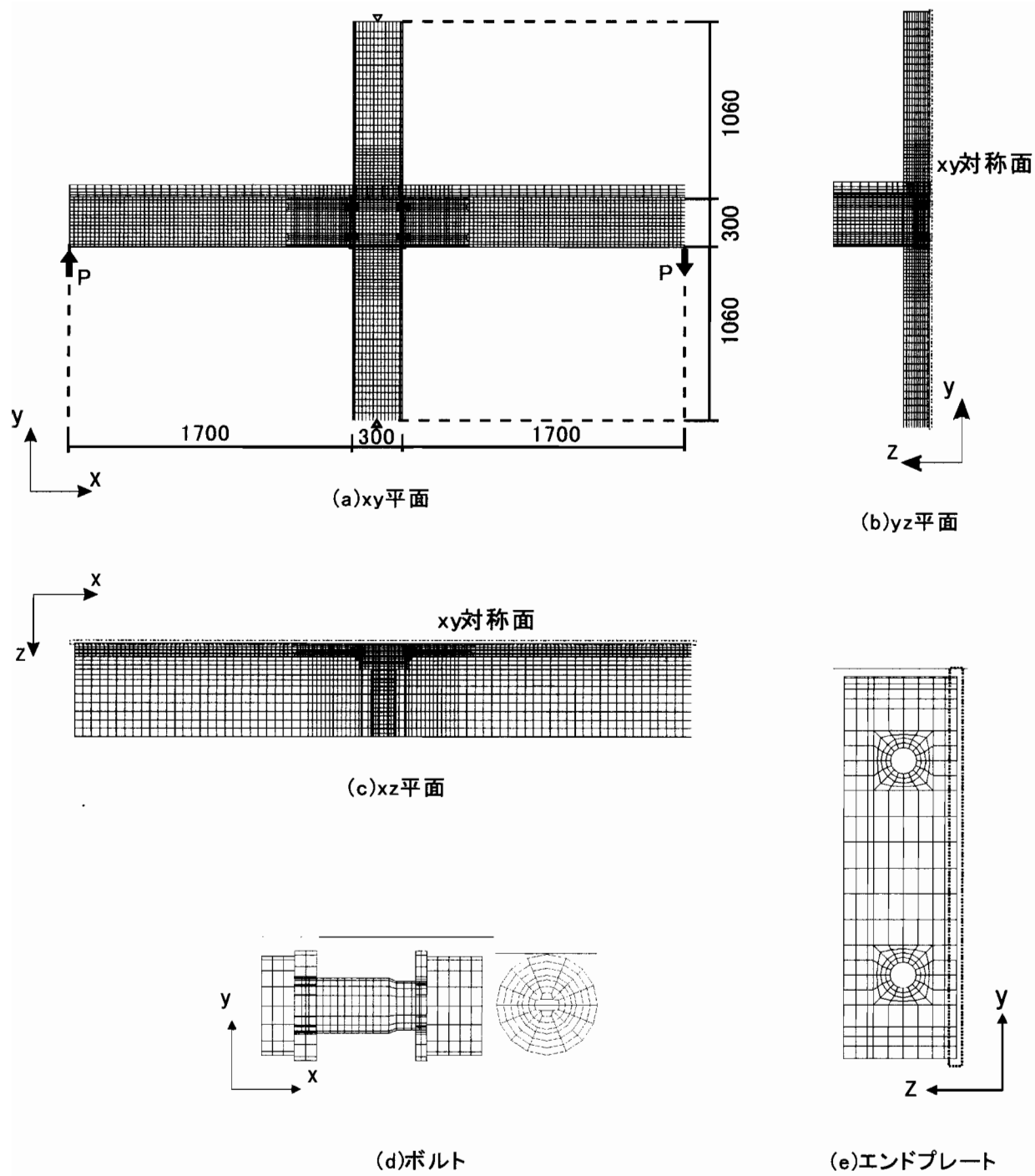


図 8.2 逆対称曲げ解析モデル

を考慮した図 8.2 に示す 1/2 モデルにて解析を行った。RC 床版と梁フランジ、直行梁フランジ、床版と柱フランジとの接触面にそれぞれ接触判定機能を有する「master-slave 接触面」を定義した。また、鋼材と鋼材との接触面の摩擦係数は一般的な鋼材と鋼材の摩擦係数である 0.45 と設定した。床版と柱フランジ間の摩擦係数は 0.7 と設定し、床版と梁フランジ、直行梁フランジ間では摩擦によるせん断剛性をバネ要素により再現するため摩擦係数は十分小さい値を用いた。

鉄筋は、トラス要素で断面積 71.33mm^2 としてモデル化し、*EMBEDDED オプションによりコンクリートと完全付着とした。

境界条件は、柱下端の x, y, z 方向変位を拘束し、図中点線で囲った xy 対称面はそれぞれ z 方向変位を拘束した。载荷は図 8.2(a) に示す矢印のように、右側梁端部下フランジの接点に -y 方向、左側梁端部下フランジの接点に y 方向に同荷重を与えた。また、ボルト張力の導入は、ABAQUS の有する予張力機能を用い、梁端载荷に先行し 150kN の張力導入を行った。

鋼材、鉄筋の材料モデルは、完全弾塑性とし弾性係数 206(GPa)、ポアソン比 0.3 とした。そして降伏応力は 6 章十字形合成梁試験に従い設定した (表 8.2)。降伏条件は、ミーゼスの降伏条件を用いる。コンクリートの材料モデルは、降伏基準に線形 Drucker-Prager モデルを用い、表 8.1 材料試験結果より、圧縮強度 19.5(MPa)、引張強度 2.4(MPa) より膨張角 $\phi=68.4$ 度、弾性係数 24.1(GPa)、ポアソン比 0.21 と設定した。また、ハードニングは考慮していない。

負曲げ側コンクリートのひび割れは正曲げ側を研究対象としており、負曲げ側はひび割れを考慮せずにモデル化を行った。

表 8.1 コンクリートの機械的性質

Ec(GPa)	ν	Fc(MPa)	Ft(MPa)
24.1	0.21	19.5	2.4

表 8.2 鋼材の機械的性質

	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	Es(GPa)	降伏比
柱 SM490	364	526	200	69.3
梁ウェブ (SN490)	415	550	207	75.5
エンドプレート (SN490)	362	517	203	70.1
梁フランジ (SN490)	354	549	210	64.4
鉄筋 (D10)	398	536		74.3
ボルト (F10TM20)	引張耐力 276kN			

床版—鋼梁界面モデル化 7 章での解析では床版と鉄骨梁上フランジとの界面は剛接として解析を行ったが、正曲げにおけるスラブ圧縮力負担率 β と柱前面スラブの局所変形剛性 K_c はスラブのずれに大きく影響を受けると予想される。そこで、FEM 解析においてスタッドを適切にモデル化するため、十字形合成梁試験と同時に行ったスタッド押し抜き試験 (付録 B) について解析を行い、スタッドのモデル化を行った。

スタッドのバネ要素によるモデル化 スタッドは、鋼とコンクリート界面に生じるせん断力、はく離力に対して抵抗する。そこでここでは、せん断方向、はく離方向に対するモデル化を行う。

まず、せん断方向についてバネ要素によるモデル化を行う。しかし、バネ要素で床版とフランジの節点をピン接合により接合すると、バネ要素を接合した節点で局所的な変形を生じる事が懸念される。この変形を緩和するためスタッド1本に対し、図 8.4 に示すように、フランジモデル表面、床版モデル下面の節点間にバネ要素を導入した部分モデルを4つせん断方向直角方向に並列配置することでモデル化を行う。

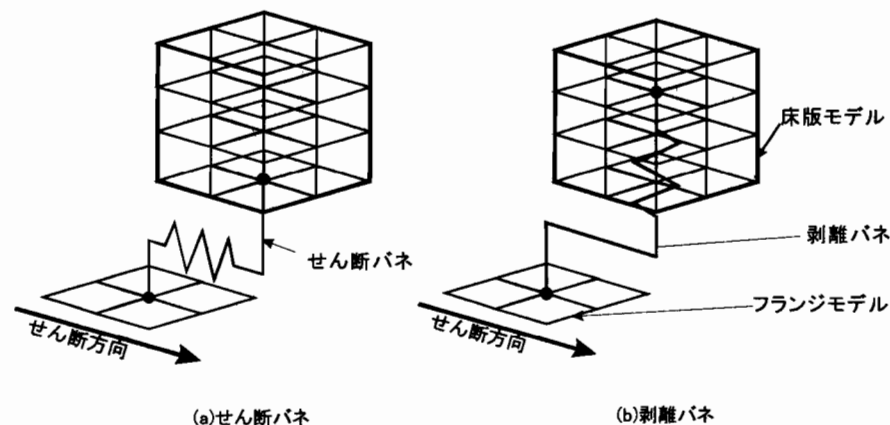


図 8.3 スタッドのモデル化

押し抜き試験とのキャリブレーション バネ要素を接合した節点に局所変形が生じるため、単純にスタッド1本当たりのせん断剛性を、並列的に4本のバネ要素に与えても、局所変形の影響で想定した剛性より低い剛性となる。そこで、形状、および変形状態の対称性を考慮した図 8.4 に示す 1/4 モデルを用いて弾性解析を行い、バネ要素の剛性を決定する。

スタッドは 100mm 間隔 2 列に配置した。梁やコンクリート部のモデルは合成梁解析モデルを部分的に取り出したものを使用し、スラブ界面の接触などの解析条件も同じとした。

接触面相互作用は、梁フランジ、スラブの接触面に接触判定機能を有する「master-slave 接触面」を定義した。梁フランジ、スラブ間の摩擦によるズレ剛性もバネ要素によりモデル化するので、摩擦係数は十分に小さい値を設定した。せん断方向バネ、はく離方向バネは ABAQUS の有する、節点間で一定の方向のみに働くバネ要素 SPRING2 を用いた ([1])。また、このバネ要素は、力-相対変位関係を与えることで挙動の定義を行う。せん断方向バネ要素は x 方向に、はく離方向バネ要素は y 方向に対して働くように定義した。境界条件は、図 8.4 の点線で囲んだ xz 対称面、xy 対称面はそれぞれ y 方向、z 方向変位を拘束し、点線①で囲んだスラブ節点の x、y、z 方向の変位を拘束し、点線②で囲んだ梁フランジ、ウェブ節点に -x 方向の荷重を均一に与えた。

はく離バネの剛性は、スタッド高さ $L=55\text{mm}$ 、軸部断面積 $A=78.5(\text{mm}^2)$ 、ヤング係数 $E=205(\text{GPa})$ とし、 AE/L より伸び剛性を算出し、それを 1.2 倍した 351kN/mm を用いた。

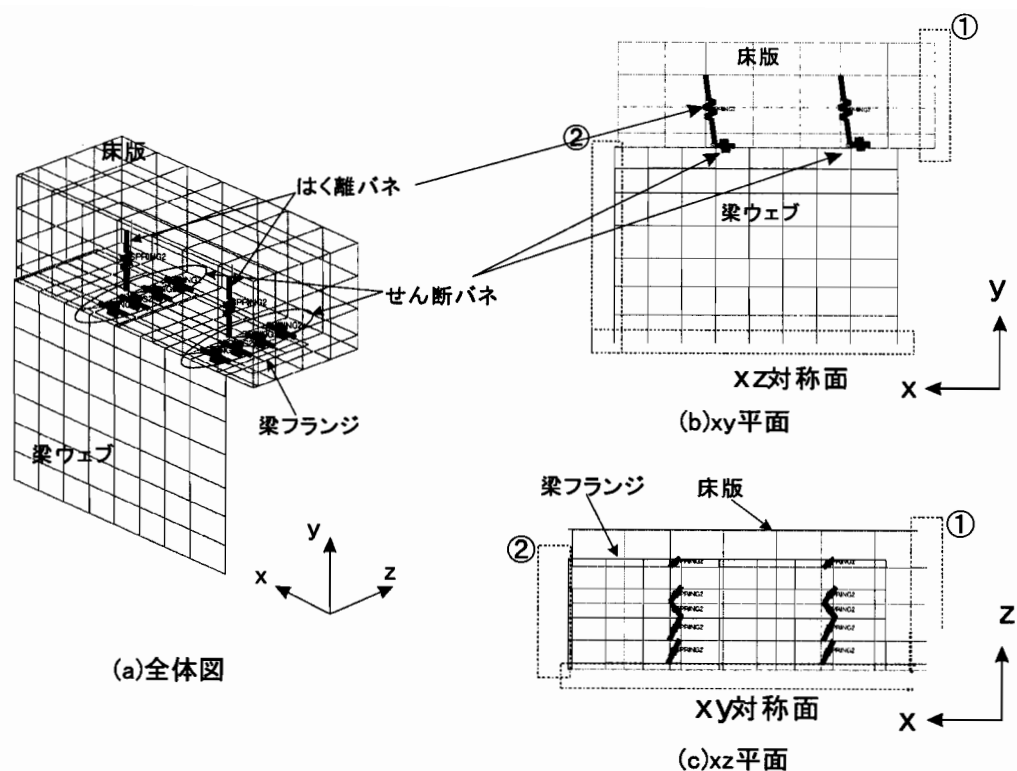


図 8.4 スタッド押し抜き試験解析モデル

8.2.2 解析シリーズ

6章十字形合成梁試験と同じ寸法(スラブ断面 1100mm×75mm)を持つ解析モデル PRCC-S1-P-A を基本モデルとして、仕口近傍の床版局所変形状への影響が予想されるスラブ厚, スラブ幅をパラメータとして解析を行った。6章実験で用いた試験体は, 1/2 スケールを想定したものであり, 現在一般的に使われているスラブ厚は, 150mm から 180mm, 最大でも 200mm までと想定し, その半分の 90mm, 100mm と設定した。スラブ厚 t と梁せい D_b との比は $t/D_b = 0.25 \sim 0.33$ である。スラブ幅方向の仕口部での床版局所変形状への影響確認のため 2 倍のスラブ幅 2200mm のモデルに対しても解析を行った。

すべてのモデルにおいて, 柱, 鉄骨梁断面, 鉄筋径, 配筋, 鉄筋のかぶり厚は 6章逆対称曲げ試験体と同様にモデル化を行った。表 8.3 に解析シリーズを示す。

表 8.3 解析シリーズ

	スラブ厚 (mm)	スラブ幅 (mm)	スラブ厚/梁せい (t/D_b)
PRCC-S1-P-A	75	1100	0.25
PRCC-S1-P-A-t90	90	1100	0.30
PRCC-S1-P-A-t100	100	1100	0.33
PRCC-S1-P-A-w2200	75	2200	0.25

8.3 解析結果

8.3.1 解析結果の妥当性

図 8.5 に逆対称曲げ試験体と PRCC-S1-P-A 解析モデル正曲げ側のモーメントー回転角関係を示す。回転角は柱軸を基準とした回転角である。M=34kNm の初期回転剛性では、実験－56.7kNm/mrad、解析－65.2kNm/mrad と解析値/実験値=1.15 であり、ほぼ対応する結果となった。また、初期剛性から最大耐力に至るまでほぼ実験の挙動を再現できた。

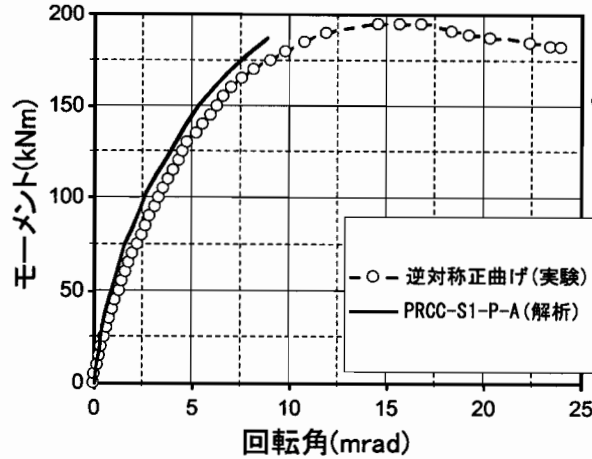


図 8.5 モーメントー回転角関係 (正曲げ)

図 8.6 に仕口部から 50mm 位置での梁せい方向ひずみ分布を示す。縦軸に梁せい方向をとり、鉄骨梁重心位置を 0mm にとった。90mm が圧縮側ボルト位置，-90mm が引張側ボルト位置，150mm が圧縮側フランジ位置，-150mm が引張側フランジ位置，195mm が鉄筋位置，225mm が床版表面となっている。横軸は梁軸方向ひずみである。図 8.6(a) はボルト離間前，(b) はボルト離間後に対応する。

図 8.6(a) においては、圧縮側のひずみは解析と対応しているが、引張側ボルトおよび引張側フランジのひずみ分布および大きさは対応していない。実験結果では引張側フランジで引張力を受け持っていることから 3 章で示したように、柱フランジに初期変形が存在したと思われる。解析値の初期回転剛性が実験値よりも少し大きくなった原因の一つとして考えられる。

図 8.6(b) に示すボルト離間後では、実験と解析のひずみ分布はほぼ対応している。

8.3.2 反力負担率 β の算出

6.5 節において提案した正曲げ回転剛性評価モデルにおける、柱フランジ前面のスラブが受け持つ圧縮力 P_{c1} と柱横のスラブが受け持つ圧縮力 P_{c2} の負担率 $\beta(P_{c1}/P_{c2} = \beta/1 - \beta)$ (図 8.1) を解析により検討する。有限要素法における β は仕口部におけるスラブが受け持つ反力 P_{c1} 、 P_{c2} を数値積分により求めた。解析結果を図 8.7 に示す。

解析結果はほぼ $\beta = 0.75 \sim 0.8$ となった。また、スラブ厚が厚くなるに従って β は小さくなっている。スラブ幅が倍の 2200mm (PRCC-S1-P-A-w2200) は反力負担率 β はほとんど変化していない。

β はスラブ厚、スラブ幅によらずほぼ一定の値を取ると考えられる。柱フランジ前面のスラブにス

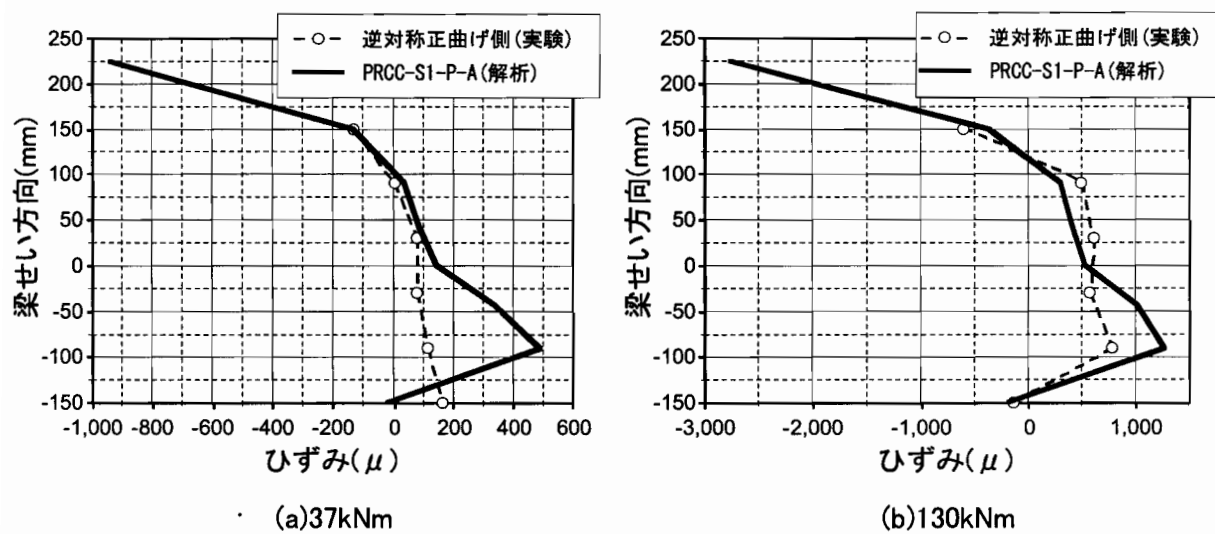


図 8.6 50mm 位置梁せい方向ひずみ分布

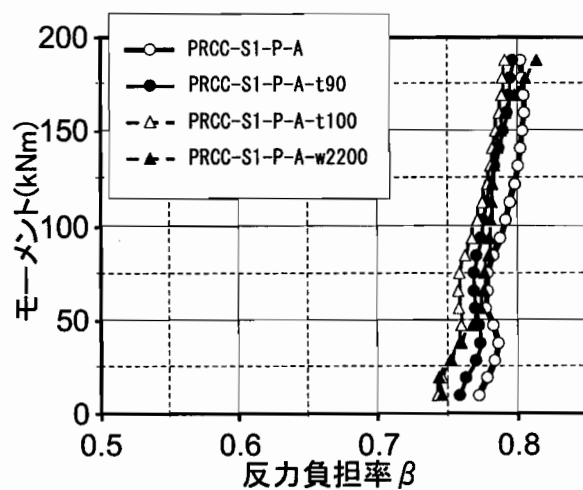


図 8.7 反力負担率 β

β はスラブ厚，スラブ幅によらずほぼ一定の値を取ると考えられる。柱フランジ前面のスラブにスリットなどのクリアランスが存在している場合は β はかなり低い値を取ると考えられる。そこで，ここでは本解析での最小値 $\beta = 0.75$ とする。

8.4 局所変形剛性 K_c 解析モデル

正曲げ回転剛性力学モデルにおける柱フランジ前面の局所変形剛性 K_c を評価するため，8 接点ソリッド要素で構成された図 8.8 に示す幅 10mm，せい 75mm で，長さ 5300mm の床版の部分モデルの単純押し弾性解析を行う。そして，これより得た剛性により，6 章十字形合成梁試験体の柱フランジ幅 305mm に対する K_c の算出を試みる。

汎用非線形解析プログラム ABAQUS を用いて弾性解析を行う。境界条件は，図 8.8 で示すようにモデルの下面接点を完全固定とし，xy 対称面の z 方向の変位を拘束して平面ひずみ状態とし，モデル上端の接点に一様に x 方向に荷重をかける。また，材料モデルは完全弾性とした。

解析シリーズは 6 章対称正曲げ，逆対称曲げ試験体と同じコンクリートヤング係数およびポアソン比を用いた 2 体とする (表 8.4)。解析結果を表 8.5 に示す。

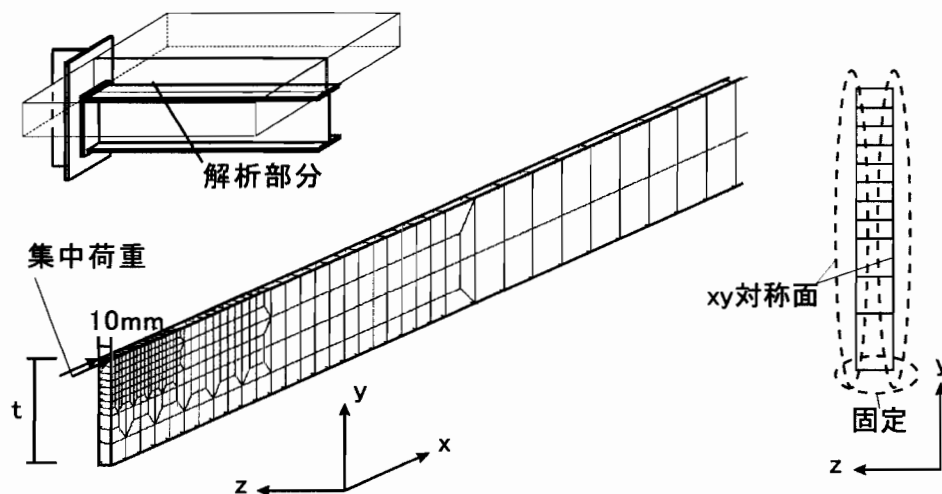


図 8.8 K_c 解析モデル

表 8.4 材料定数

解析モデル	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比
slab-PRCC-P1	31.7	0.24
slab-PRCC-S1	24.1	0.21

表 8.5 において， K_c をヤング係数 E_c で除した値は

$$K_c/E_c = 0.113(kN \text{ と } mm \text{ の無次元量}) \quad (8.1)$$

となる。この単位厚さ当りの K_c/E_c にコンクリートヤング係数と柱フランジ幅をかけることにより，正曲げ回転剛性力学モデルにおける K_c が求まる。今，PRCC-S1-P-A モデルにおいて，柱フランジ

表 8.5 解析結果

解析モデル	10mm 幅剛性	柱フランジ幅剛性
	(kN/mm)	(kN/mm)
slab-PRCC-P1	36.1	1102
slab-PRCC-S1	27.2	830

からスラブへの圧縮力 P_{c1} とそのときのスラブ上端での局所変形 Δ_c' の関係，式 (8.1) より算出した局所変形 Δ_c を比較する (図 8.9)。式 (8.1) より柱幅に換算した K_c と PRCC-S1-P-A モデルにおける剛性は一致し，式 (8.1) により K_c は妥当に評価できると言える。

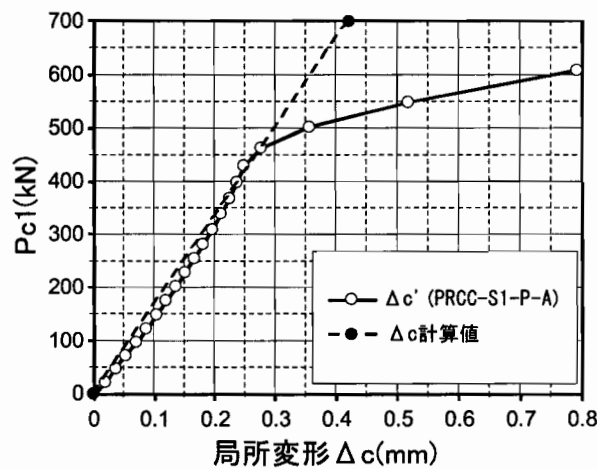


図 8.9 剛性比較

8.5 まとめ

FEM 解析を用いて，正曲げ回転剛性力学モデルにおけるスラブの圧縮力負担率 β および， P_{c1} による柱フランジ前面でのスラブ局所変形剛性 K_c を評価した。

1. β はスラブ幅，スラブ厚によらずほぼ一定で，約 0.75 となる。
2. 単位厚さ当りの局所変形剛性 K_c はコンクリートヤング係数 E_c で基準化し， $K_c/E_c=0.113$ (kN と mm の無次元量) で，妥当に評価できる。

第 9 章

床版付半剛接接合部の力学的性能評価

9.1 はじめに

RC スラブのずれを発生させる力として、負曲げにおいては柱横を通る鉄筋を介した引張力、正曲げにおいては仕口部での RC スラブの圧縮力が直接的に働くが、それらに加えて RC スラブと鋼梁部の軸力の差によるせん断力によるずれが考えられる。

負曲げについての既往の研究 ([10] [12] [32]) では、図 9.1 のバネモデルを用いて、スラブのずれ剛性を線形的なバネ剛性でモデル化し負曲げ時の回転剛性を算出している。しかし、十字形合成梁実験結果で得られた負曲げ時スタッドのずれ性状は図 9.2 に示すように、外力であるモーメントとずれ量の関係は決して線形な関係にはならなかった。つまり、曲げによりスラブと鋼梁部の界面にせん断力が働き、負曲げにおいてはスラブが柱から遠ざかる方向へずれていると考えられる。そこでここでは合成梁のスラブ界面でのひずみの不連続を考慮することで、スラブのずれ量を評価するための基礎微分方程式を導出する。

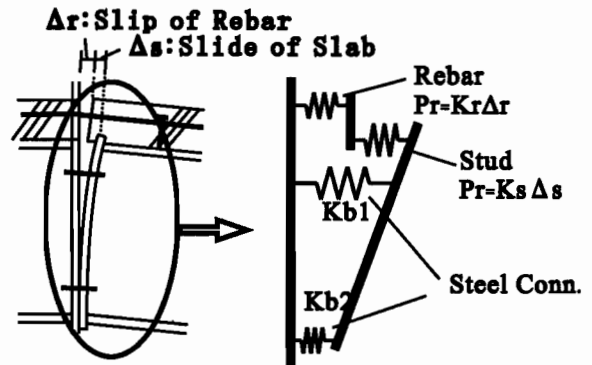


図 9.1 負曲げバネモデル

9.2 付着解析によるスラブずれ量

9.2.1 基礎微分方程式の導出

ここでは図 9.3 に示すような左端にモーメント M_1 および引張力 P_1 を受ける合成梁について、曲げによるスラブのずれを考慮した M_1 , P_1 と左端でのスラブのずれ量 U の関係式を導く。単位長さ当りに働くスラブと鉄骨梁界面のせん断力を q とし、ずれ量 U とする。また q と U の関係を図 9.4 のように線形に仮定し、ずれ剛性 K_u を用いて下式で表される。

$$q = K_u U \quad (9.1)$$

図 9.5 に示す長さ dx の微小要素における、スラブ界面に働くせん断力 Q と単位長さ当りのせん断

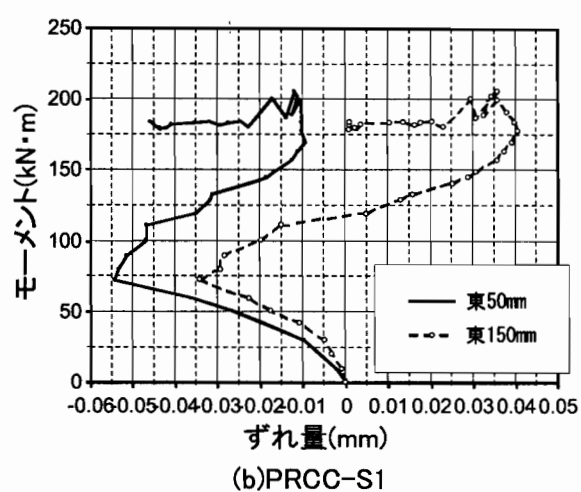
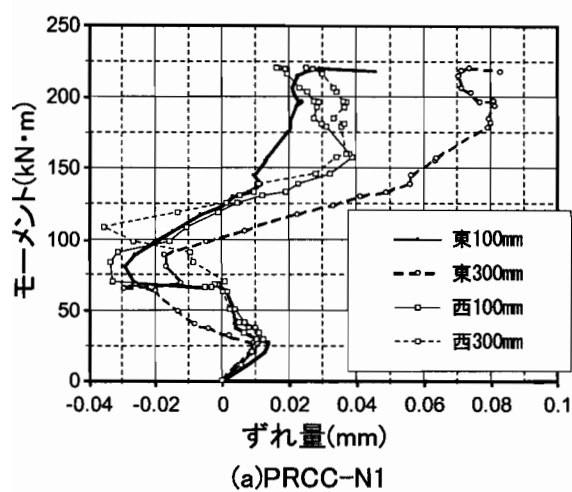


図 9.2 スタッドのずれ量

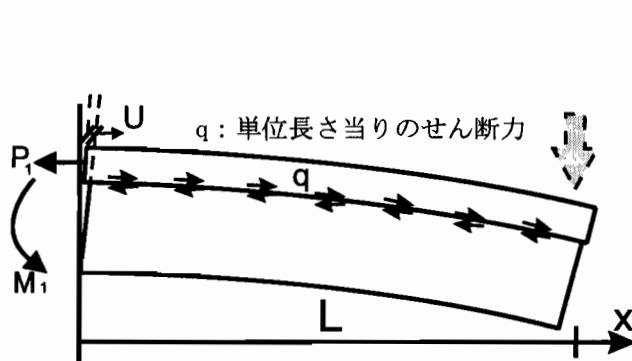


図 9.3 想定外力

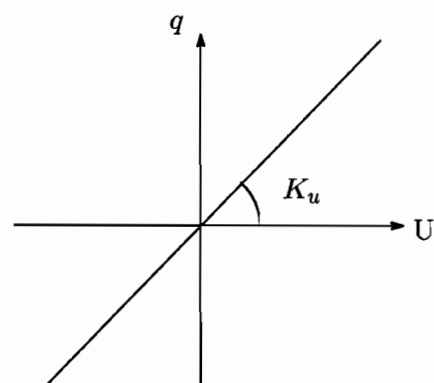


図 9.4 q-U 関係

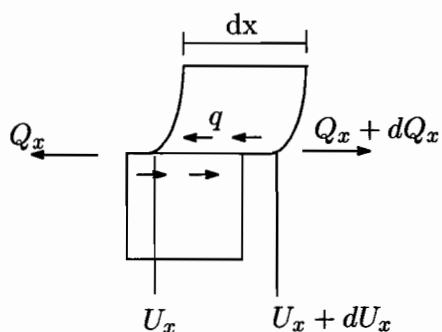


図 9.5 せん断力と付着力

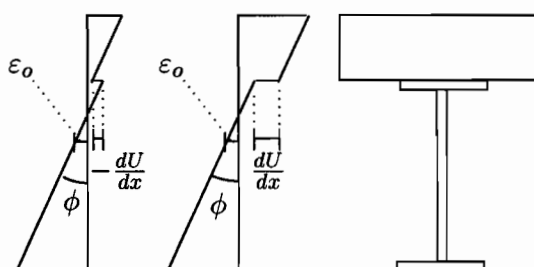


図 9.6 ひずみ分布

力 q との関係は下式で表される。

$$dQ = qdx \Leftrightarrow \frac{dQ}{dx} = q \quad (9.2)$$

ある任意の断面 ($x = x$) におけるひずみ分布を図 9.6 に示すように仮定する。曲率を ϕ ，合成梁断面のある高さでのひずみを ε_0 とし，図 9.6 のひずみ分布に従って断面力を求める。

$$E_s \left\{ A_{cb}\varepsilon_0 + G_{cb}\phi + A_{slab} \frac{dU_x}{dx} \right\} = N_x = 0 \quad (9.3)$$

$$E_s \left\{ G_{cb}\varepsilon_0 + I_{cb}\phi + G_{slab} \frac{dU_x}{dx} \right\} = M_x \quad (9.4)$$

A_{cb} ：ヤング係数比によりコンクリートを鋼に換算した合成梁の等価断面積。 G_{cb} , I_{cb} ：それぞれ合成梁断面のスラブと鉄骨梁界面を軸とした強軸回り断面 1 次モーメント，断面 2 次モーメント。 A_{slab} , G_{slab} , I_{slab} ：スラブの断面積，スラブ界面強軸回りでのスラブの断面 1 次モーメント，断面 2 次モーメント。

上式を解くと ε_0, ϕ は

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{E_s(G^2 - A_{cb}I_{cb})} \left\{ G_{cb}M_x - I_{cb}N_x + (I_{cb}A_{slab} - G_{cb}G_{slab})E_s \frac{dU_x}{dx} \right\} \quad (9.5)$$

$$\phi = \frac{1}{E_s(G^2 - A_{cb}I_{cb})} \left\{ G_{cb}N_x - A_{cb}M_x + (A_{cb}G_{slab} - G_{cb}A_{slab})E_s \frac{dU_x}{dx} \right\} \quad (9.6)$$

スラブと鋼梁の界面に作用するせん断力はスラブ内の応力和 (N_{slab}) であり，式 9.2 の関係を用いて下式のように表される。

$$Q = N_{slab} \quad (9.7)$$

$$\Leftrightarrow q = \frac{dQ}{dx} = E_s A_{slab} \frac{d^2U}{dx^2} + E_s A_{slab} \frac{d\varepsilon_0}{dx} + E_s G_{slab} \frac{d\phi}{dx} \quad (9.8)$$

式 (9.5)，(9.6)(9.8) より付着基本式 (9.9) が導かれる。

$$\frac{d^2U_x}{dx^2} = \frac{\psi_a}{E_s\psi_b} q - \frac{\psi_c}{E_s\psi_b} \frac{dM_x}{dx} \quad (9.9)$$

ただし，

$$\begin{cases} \psi_a = G_{cb}^2 - A_{cb}I_{cb} \\ \psi_b = A_{cb}(G_{cb}^2 - A_{cb}I_{cb}) + A_{slab}(I_{cb}A_{slab} - G_{cb}G_{slab}) + G_{slab}(A_{cb}G_{slab} - G_{cb}A_{slab}) \\ \psi_c = G_{cb}A_{slab} - A_{cb}G_{slab} \end{cases}$$

9.2.2 仕口部でのスラブずれ量評価式の導出

式 (9.9) を積分し，積分定数を境界条件より積分定数を決定し， $x=0$ 位置でのスラブのずれ量 $U(0)$ を求める。式 (9.9) より，特性方程式を α を用いて表すと

$$\alpha^2 - \frac{\psi_a}{E_s\psi_b} K_s = 0 \Rightarrow \alpha = \pm \sqrt{\frac{\psi_a K_s}{E_s\psi_b}} \quad (9.10)$$

となり，一般解は下式で表される。

$$U_x = C_1 e^{\alpha x} + C_2 e^{-\alpha x} \quad (9.11)$$

特殊解を $U_p = a$ とおくと， $U_p'' = U_p' = 0$ より

$$0 - \frac{\psi_a}{E_s \psi_b} K_s a = -\frac{\psi_c}{E_s \psi_b} \frac{dM_x}{dx} \quad (9.12)$$

$$\Leftrightarrow a = \frac{\psi_c}{K_s \psi_a} \frac{dM_x}{dx} \quad (9.13)$$

以上より，

$$U_x = \alpha C_1 e^{\alpha L} - \alpha C_2 e^{-\alpha L} + \frac{\psi_c}{K_s \psi_a} \frac{dM_x}{dx} \quad (9.14)$$

$$\frac{dU_x}{dx} = C_1 e^{\alpha L} - C_2 e^{-\alpha L} \quad (9.15)$$

ここで，境界条件

$$x = 0 : N_{slab} = P_1 \Rightarrow Q(0) = P_1 \quad (9.16)$$

$$x = L : N_{slab} = 0 \Rightarrow Q(L) = 0 \quad (9.17)$$

より，積分定数 C_1, C_2 を決定する。せん断力 Q は式 (9.5)(9.6)(9.7) より

$$Q = N_{slab} = \frac{1}{\psi_a} (\psi_c M_x + \psi_d N_x) + \frac{E_s \psi_b}{\psi_a} \frac{dU_x}{dx} \quad (9.18)$$

$$\text{ただし, } \psi_d = G_{cd} G_{slab} - I_{cd} A_{slab} \quad (9.19)$$

であるので，境界条件より

$$Q(0) = \frac{1}{\psi_a} (\psi_c M_x(0) + \psi_d N_x) + \frac{E_s \psi_b}{\psi_a} (\alpha C_1 - \alpha C_2) = P_1 \quad (9.20)$$

$$Q(L) = \frac{1}{\psi_a} (\psi_c M_x(L) + \psi_d N_x) + \frac{E_s \psi_b}{\psi_a} (\alpha C_1 e^{\alpha L} - \alpha C_2 e^{-\alpha L}) = P_1 \quad (9.21)$$

さらに， $M_x(0) = M_1, M_x(L) = 0, N = 0$ であるので，積分定数 C_1, C_2 は下式で表される。

$$C_1 = \frac{\psi_a}{\alpha E_s \psi_b (e^{\alpha L} - e^{-\alpha L})} \left(\frac{\psi_c}{\psi_a} M_1 e^{\alpha L} - P_1 e^{\alpha L} \right) \quad (9.22)$$

$$C_2 = \frac{\psi_a}{\alpha E_s \psi_b (e^{\alpha L} - e^{-\alpha L})} \left(\frac{\psi_c}{\psi_a} M_1 e^{-\alpha L} - P_1 e^{-\alpha L} \right) \quad (9.23)$$

以上より $x = 0$ におけるスラブのずれ量 U は， $dM_x/dx = -M_1/L$ を考慮し，

$$U = -\frac{\psi_a P_1}{\alpha E_s \psi_b} + \frac{\psi_c M_1}{\alpha E_s \psi_b} - \frac{\psi_c M_1}{K_s \psi_a L} \quad (9.24)$$

式 (9.24) は仕口部 $x = 0$ でのスラブのずれ量を表し，仕口部でのスラブ反力 P_1 ，仕口部モーメント M_1 ，および梁のモーメント勾配によって表されている。

9.3 接合部回転剛性評価式の導出

9.3.1 負曲げ接合部回転剛性評価式

負曲げにおける回転剛性評価式を導出する。回転中心に関しては6章十字形合成梁試験より，中立軸が鉄骨梁重心位置の約-30mm位置にあり，回転剛性モデルに圧縮側の変形を考慮する必要がある。

Nethercot [10] は柱ウェブの変形を考慮し，負曲げ回転剛性評価式を導出している。そこで，図9.7のようにNethercotのモデルに従い，柱ウェブの圧縮剛性 K_a を考慮し，負曲げ回転剛性評価式を導く。モーメント M は各バネに作用する力 P_r, P_s, P_b と回転中心からの距離 D_r, D_s, D_b により，以下の式によって表される。

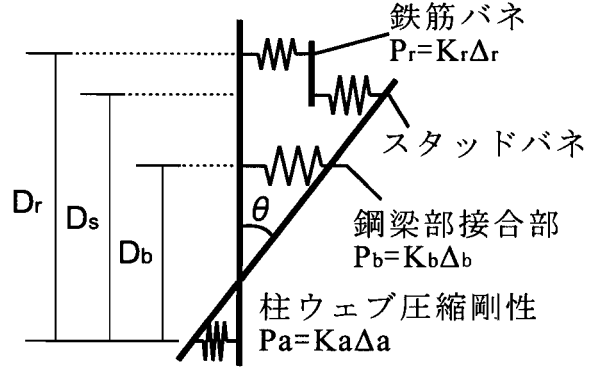


図 9.7 負曲げバネモデル

$$M = P_r D_r + P_b D_b \quad (9.25)$$

また，鉄筋，鉄骨部圧縮，引張部バネ剛性をそれぞれ K_r, K_a, K_b とし，荷重－変位関係を下式により定義する。

$$\begin{aligned} P_r &= K_r \Delta_r \\ P_a &= K_a \Delta_a \\ P_b &= K_b \Delta_b \end{aligned} \quad (9.26)$$

スラブのずれ剛性に関しては9.2節にて導出した式(9.24)より下式を用いる。下式では負曲げにおけるずれ量の符号に合わせ，符号を逆になっている。

$$\Delta_s = a P_r - (b - c) M \quad (9.27)$$

$$\text{ただし, } a = \frac{\psi_a}{\alpha E_s \psi_b}, b = \frac{\psi_c}{\alpha E_s \psi_b}, c = \frac{\psi_c}{K_s \psi_a L}$$

$$\psi_a = G_{cb}^2 - A_{cb} I_{cb}$$

$$\psi_b = A_{cb} (G_{cb}^2 - A_{cb} I_{cb}) + A_{slab} (I_{cb} A_{slab} - G_{cb} G_{slab}) + G_{slab} (A_{cb} G_{slab} - G_{cb} A_{slab})$$

$$\psi_c = G_{cb} A_{slab} - A_{cb} G_{slab}$$

また，式(9.26)(9.27)より，

$$\Delta_r + \Delta_s = a' P_r - (b - c) M \quad (9.28)$$

$$\text{ただし, } a' = \frac{\psi_a}{\alpha E_s \psi_b} + \frac{1}{K_r}$$

回転角 θ はそれぞれのバネの変位および，圧縮バネ位置からの距離を用いて下式で表される。仕口部において，回転中心から鋼梁部とスラブ部の変位は比例関係にあると仮定する。

$$\frac{\Delta_s + \Delta_r + \Delta_a}{D_r} = \frac{\Delta_b + \Delta_a}{D_b} = \theta \quad (9.29)$$

式 (9.26) より, 式 (9.29) は下式に変形される。

$$\begin{aligned} a'P_r - (b-c)M + \frac{P_a}{K_a} &= D_r\theta \\ \frac{P_r}{K_a} + P_b \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) &= D_b\theta \end{aligned} \quad (9.30)$$

式 (9.30) を P_r, P_b について解き, 式 (9.25) に代入すると, モーメントー回転角関係式が得られる (式 (9.42))。

$$M = \frac{D_r^2 \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + D_b^2 \left(a' + \frac{1}{K_a} \right) - \frac{2D_bD_r}{K_a}}{\left\{ \left(a' + \frac{1}{K_a} \right) + D_r(b-c) \right\} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + \frac{D_b}{K_a}(b-c) - \frac{1}{K_a^2}} \cdot \theta \quad (9.31)$$

以上より, 負曲げ接合部回転剛性 R_n は下式で表される。

$$R_n = \frac{D_r^2 \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + D_b^2 \left(a' + \frac{1}{K_a} \right) - \frac{2D_bD_r}{K_a}}{\left\{ \left(a' + \frac{1}{K_a} \right) + D_r(b-c) \right\} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + \frac{D_b}{K_a}(b-c) - \frac{1}{K_a^2}} \quad (9.32)$$

もし, 圧縮側のバネ剛性を $K_a = \infty$ と仮定するならば, 式 (9.32) は下式となる。

$$R_n = \frac{D_r^2 + a'D_b^2K_b}{a' + D_r(b-c)} \quad (9.33)$$

9.3.2 正曲げ接合部回転剛性評価式

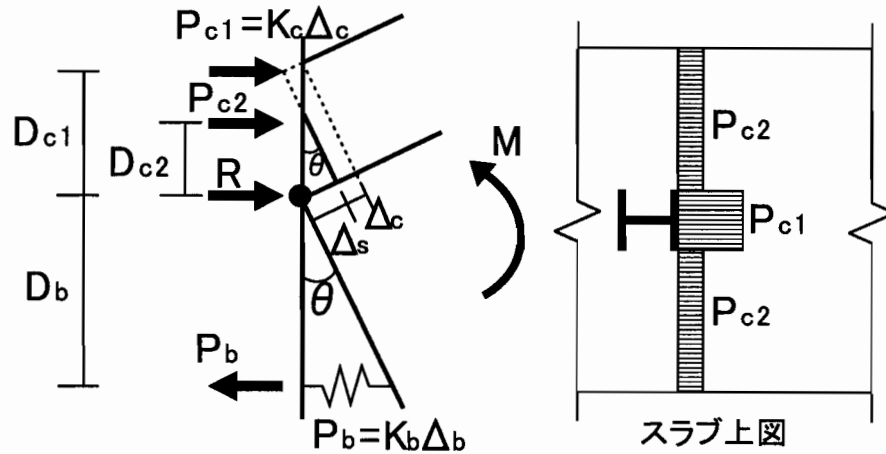


図 9.8 正曲げ剛性評価力学モデル

正曲げ側接合部の剛性評価モデルは 6.5 節で提案した (図 9.8)。ここでは, 9.2.2 項で定式化した仕口部でのスラブのずれ量評価式 (9.24) を用い, 正曲げ回転剛性評価式の導出を行う。

6.5 節で述べたとおり, 使用している仮定は

- 回転中心は圧縮側フランジ中央

- スラブと鋼梁部は同じ回転角 θ で変形している
- スラブには柱フランジからスラブ上端に作用する P_{c1} および、柱横のスラブに作用する P_{c2} の2つの圧縮力が作用する (図 9.8 右図)

鋼梁部のバネおよび、柱フランジ前面の局所変形の剛性は下式で表される。

$$P_b = K_b \Delta_b \quad (9.34)$$

$$P_{c1} = K_c \Delta_c \quad (9.35)$$

また、スラブ圧縮力の負担率 β は下式で定義される。

$$P_{c1} = \beta P_c \quad (9.36)$$

$$P_{c2} = (1 - \beta) P_c \quad (9.37)$$

以上のモデルを用い、モーメントの釣り合い、変形の適合条件を考慮し、以下の手順でモーメントー回転角関係を求める。回転中心回りでのモーメントの釣り合いは下式で表される。

$$M = P_b D_b + P_{c1} D_{c1} + P_{c2} D_{c2} \quad (9.38)$$

式 (9.38) に式 (9.34), (9.36), (9.37) を代入し、 $\Delta_b = D_b \theta$ を考慮すると式 (9.39) となる。

$$M = K_b D_b^2 \theta + \{\beta D_{c1} + (1 - \beta) D_{c2}\} P_c \quad (9.39)$$

また、 Δ_s は 9.2.2 項式 (9.24) より、モーメントおよびスラブへの反力の方向を考慮すると式 (9.40) で表される。

$$\Delta_s = a P_c - (b - c) M \quad (9.40)$$

$$\text{ただし, } a = \frac{\psi_a}{\alpha E_s \psi_b}, b = \frac{\psi_c}{\alpha E_s \psi_b}, c = \frac{\psi_c}{K_s \psi_a L}$$

$$\psi_a = G_{cb}^2 - A_{cb} I_{cb}$$

$$\psi_b = A_{cb} (G_{cb}^2 - A_{cb} I_{cb}) + A_{slab} (I_{cb} A_{slab} - G_{cb} G_{slab}) + G_{slab} (A_{cb} G_{slab} - G_{cb} A_{slab})$$

$$\psi_c = G_{cb} A_{slab} - A_{cb} G_{slab}$$

スラブの変形量は $\Delta_s + \Delta_c = D_c \theta$ で表されるので、式 (9.40), (9.35), (9.36) より Δ_s, Δ_c に代入すると式 (9.41) となる。

$$D_c \theta = a P_c - (b - c) M + \frac{\beta P_c}{K_c} \quad (9.41)$$

式 (9.39), (9.41) より P_c を消去すると、モーメント M と回転角 θ の関係式 (9.42) が導出される。

$$M = \frac{K_b D_b^2 (a + \beta / K_c) + \{(1 - \beta) D_{c2} + \beta D_{c1}\} D_{c1}}{(a + \beta / K_c) - \{(1 - \beta) D_{c2} + \beta D_{c1}\} (b - c)} \cdot \theta \quad (9.42)$$

以上より、正曲げ時の床版付半剛接合部の回転剛性 R_p は下式で表される。

$$R_p = \frac{K_b D_b^2 (a + \beta / K_c) + \{(1 - \beta) D_{c2} + \beta D_{c1}\} D_{c1}}{(a + \beta / K_c) - \{(1 - \beta) D_{c2} + \beta D_{c1}\} (b - c)} \quad (9.43)$$

9.4 スラブのずれ量評価

9.4.1 負曲げ側仕口部でのずれ量

9.3.1 項での負曲げ回転剛性評価式 (9.32) を用いて、スラブのずれ量を算出する。解析にあたり、負曲げにおいては 6.4 節で定義した以下の Phase1~4 について場合分けをする。

- Phase1：コンクリートにひび割れが無く全断面有効の場合
- Phase2：仕口部にひび割れが発生し、梁部コンクリートにはひび割れがない場合
- Phase3：梁部においてもひび割れが発生し、鉄筋のみ有効
- Phase4：鉄筋が降伏

梁部の解析条件は図 9.9 に示すように、Phase2 までは梁部にはひび割れは発生しておらず、コンクリートを有効として断面諸量を計算する。同様に Phase3, 4 では梁部においてもひび割れが発生しており、スラブについては鉄筋のみを断面諸量に算入こととする。解析条件を表 9.1 に示す。

Phase1 の時の鉄筋バネ剛性 K_r はコンクリート断面の剛性であるので、以下の仮定より $E_c A_c / L_e$ より求める。有効断面 A_c は柱横を通るスラブ断面である。有効長さ L_e は直交梁上のスタッドから梁部一列目のスタッドまでと仮定した (図 9.10)。対称負曲げ試験体では $E_c A_c / L_e = 30.9 \times 75 \times 795 / (150 + 200) = 5264 (kN/mm)$ 、逆対称曲げ試験体では $E_c A_c / L_e = 24.1 \times 75 \times 795 / (150 + 50) = 7185 (kN/mm)$ となる。

Phase2, Phase3 での鉄筋バネ剛性 K_r は鉄筋の寄与度係数 $c_1 = 1.3$ を考慮し、鉄筋バネ剛性 $K_r = k_{ri} N_r / c_1$ とした。ただし、 k_{ri} は鉄筋一本当りのバネ剛性で、5.4.2 項式 (5.7) より算出した。 N_r は鉄筋本数。

Phase4 は鉄筋降伏後であるので、スラブのずれは起こらない。

付着解析における単位長さ当りのスラブのずれ剛性は、スタッドの初期剛性 (付録 B.2 の表 B.3) と本数の積を梁長さで除して求めた。

表 9.1 負曲げずれ量解析条件

	床版有効断面積	鉄筋バネ剛性 K_r
Phase1	コンクリート有効	コンクリート有効
Phase2	コンクリート有効	鉄筋のみ
Phase3	鉄筋のみ	鉄筋のみ
Phase4	鉄筋のみ	鉄筋降伏

図 9.11 に解析結果を十字形合成梁試験結果と合わせて示す。ずれ量の正側は柱側へのずれである。解析での Phase の境界は基本的には各試験体のひび割れ発生時期と対応させた。全体的な挙動として、徐々にひび割れが進展し、スラブが劣化しているであろう実験結果と比べ、多少解析では極端な結果となっているが、実験結果の傾向をよく表しており解析は妥当であると言える。

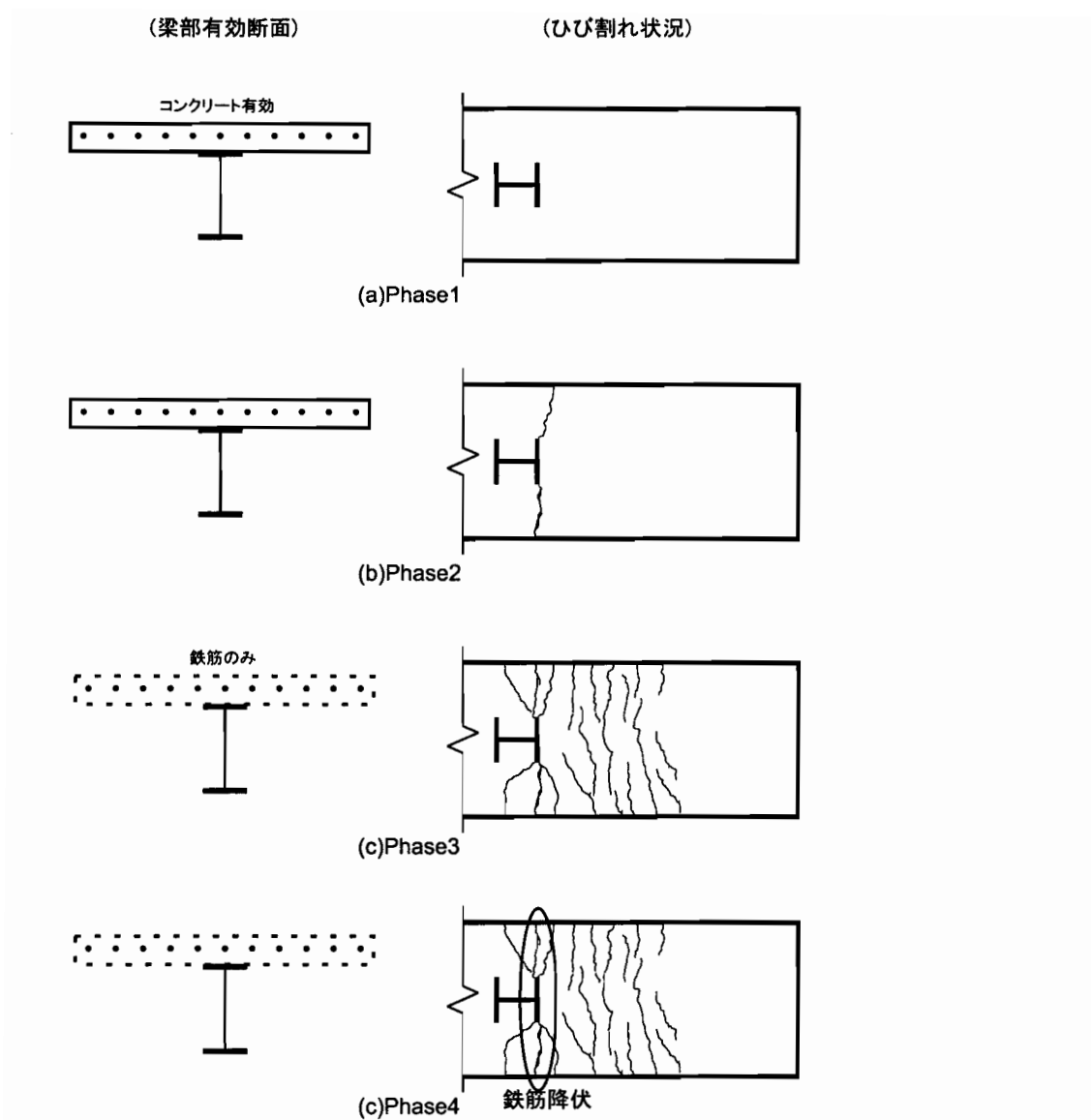


図 9.9 負曲げ Phase の定義

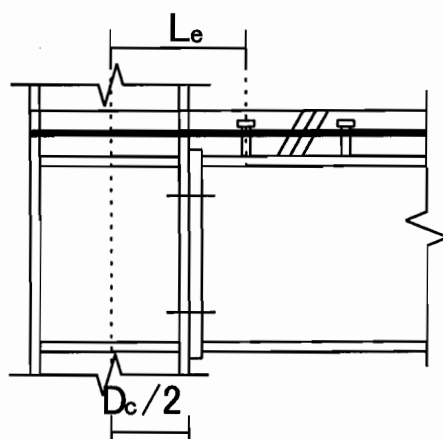


図 9.10 Phase1 コンクリート有効長さ L_e

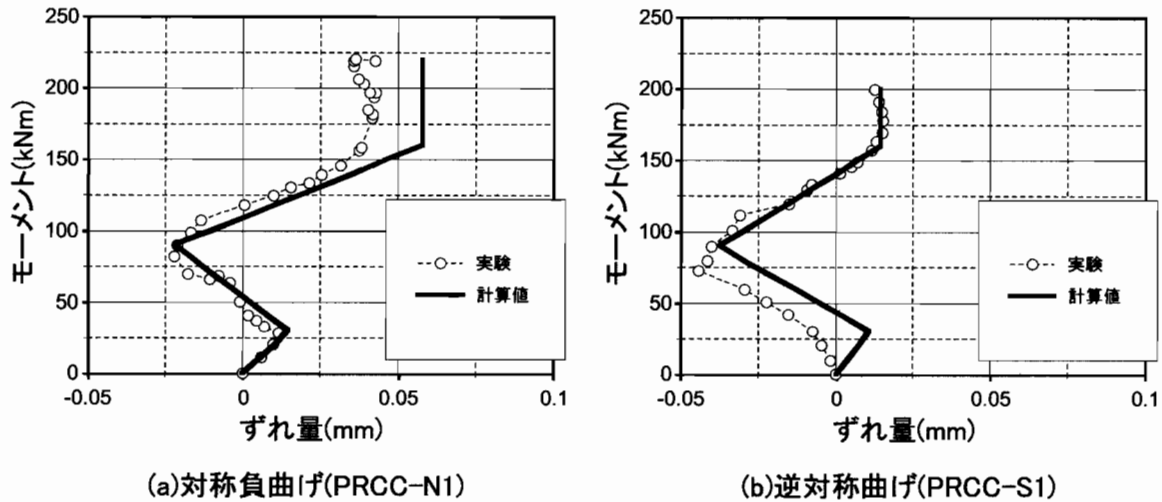


図 9.11 スラブのずれ量解析結果

9.5 回転剛性評価

9.3.1 項, 9.3.2 項で導出した負曲げ, 正曲げの回転剛性評価式を用いて, 十字形合成梁試験での回転剛性を評価する。負曲げ回転剛性評価式における, 圧縮バネ K_a の剛性は Nethercot [10] に従って $E_s A_{cwe} / L_e$ にて求めるが, 柱ウェブの有効幅を下式により算定する。また図 9.12 に示すように, 6 章十字形合成梁試験体には柱に水平スチフナが設けられているため, 水平スチフナを全断面有効として考慮し, 柱ウェブと水平スチフナの十字形断面の圧縮剛性を K_a として求めた。対称曲げの場合は $L_e = D_c / 2$, 逆対称曲げでは $L_e = D_c$ (D_c は柱せい) とした。EuroCode3(以下 EC3) [6] には圧縮側の梁ウェブ, 梁フランジは剛とすると明記しているため, ここでは無視した。

柱ウェブスチフナ無し

$$A_{cwe} = [t_{cw} \{ t_{bf} + 2(t_p + \sqrt{2a_p}) + 5(t_{cf} + r_c) \}] \quad (9.44)$$

柱ウェブスチフナ有り

$$A_{cwe} = [t_{cw} \{ t_{bf} + 2(t_p + \sqrt{2a_p}) + 5(t_{cf} + r_c) \}] + t_{ws} b_{cf} \quad (9.45)$$

a_p : エンドプレート溶接部肉厚 (図 9.12), t_p : エンドプレート厚, t_{cw} : 柱ウェブ厚, t_{cf} : 柱フランジ厚, b_{cf} : 柱フランジ幅, t_{bf} : 梁フランジ厚, t_{ws} : 柱水平スチフナ厚, r_c : 柱ウェーブフランジ溶接のど厚

正曲げ回転剛性評価の際の圧縮力負担率 $\beta = 0.75$ としているが, 逆対称曲げ時の係数であるので, 対称正曲げの回転剛性は評価していない。フラッシュ・エンドプレート型接合部の回転剛性は PRC-1 試験体の 45%耐力時の割線剛性より $R_s = 35.9 \text{ kNm/mrad}$ を用い, 2 次剛性は 3 章全ての試験体の平均値 8.9 kNm/mrad を用いた。計算結果を表 9.2, 表 9.3 に示す。

負曲げ側の回転剛性は少し大きめの値となっているが正曲げについてはほぼ妥当に評価できている。ただ, フラッシュ・エンドプレート型接合部の回転剛性がかなりバラツキがあるため, 初期剛性の値の妥当性については注意が必要である。

負曲げ時の回転剛性を過大に評価した理由は, 回転中心の仮定にあると思われる。EC3 や多くの研究者は下フランジ中央を回転中心にとって剛性評価している。しかし, 6 章 6.3.6 項で示したよう

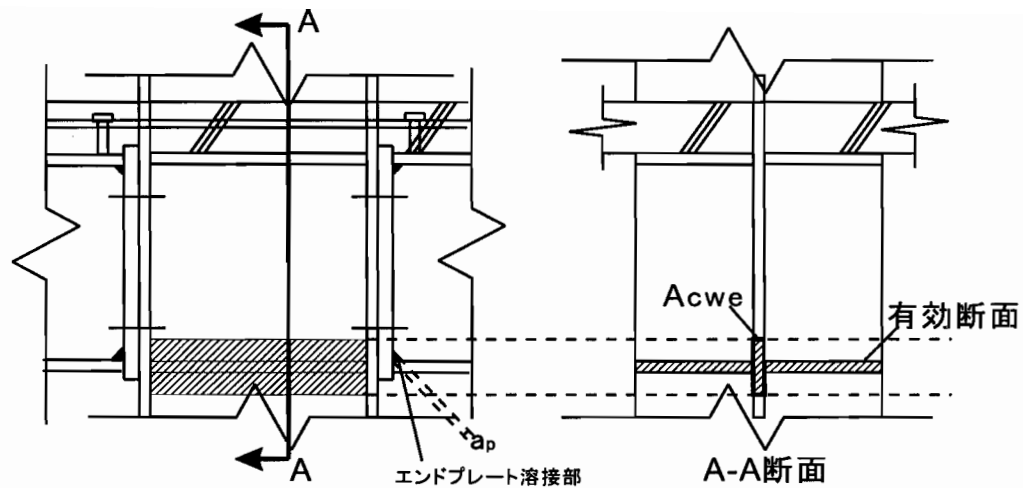


図 9.12 K_a 有効断面

に，負曲げ時の中立軸が鉄骨梁重心位置の約 30mm 位置にあったことから，回転中心もほぼ同位置に存在していると考えられる。ここで，圧縮側フランジの圧縮剛性 K_a を考慮した場合の回転中心は下フランジ中央から約 20mm でありほとんど動いていない。回転中心を適切に評価したモデル化が必要であると考えられる。

表 9.2 回転剛性評価 (逆対称正曲げ)

	実験	計算値	計算値/実験値
1 次剛性	37.8	42.6	1.13
2 次剛性	14.5	15.5	1.07

表 9.3 回転剛性評価 (負曲げ)

	実験	計算値	計算値/実験値
PRCC-N1 東梁	46.3	67.4	1.46
PRCC-N1 西梁	54.6	67.4	1.23
PRCC-S1	39.8	58.7	1.47

(kNm/mrad)

9.6 まとめ

曲げを考慮したスラブのずれ量評価法を提案し，それを用いて正曲げ，負曲げの回転剛性評価式を提案した。また，6 章実験結果と比較し，妥当性を検証した。

1. 負曲げにおけるスラブのずれ量を提案式により適切に表現できることを示した。

2. 正曲げについては一次剛性，二次剛性ともほぼ妥当に評価できている。
3. 負曲げについては回転剛性を過大に評価しており，回転中心の適切な評価が必要である。

第 10 章

床版付半剛接結合骨組の解析

10.1 はじめに

本章では、床版の半剛接骨組における合成効果を調べるため、半剛接接合部強度・剛性をパラメーターとし、変位制御による増分解析を用いたパラメトリックスタディを行う。半剛接骨組は強度、剛性において溶接接合骨組に比べて劣るため、ブレースとの併用が想定される。そこで、ブレースを用いた半剛接骨組、および、ブレースを用いた床版付半剛接骨組の解析をそれぞれ行い、それらの結果を比較検討し、床版付半剛接骨組への補強・補剛効果および、半剛接骨組の実用化の可能性について検討を行った。

10.2 建物概要

鉄骨造 3 層 3 スパンの建物を想定する。平面形式は X, Y 方向とも 7200×3 スパンで、階高は 1 層から 3 層まで各 4m である。図 10.1 に建物伏図、図 10.2 に Y1, Y2 構面を示す。柱脚は剛接である。外側の構面の柱梁接合部は剛接接合、内側構面の柱梁接合部に半剛接接合を用い、解析は柱強軸方向 Y1, Y2 構面の平面フレームを対象に行う。

使用材料および基準強度 建物の鋼材の寸法、材料の基準強度を表 10.1 に示す。

表 10.1 使用鋼材と断面諸量

用途	鋼種	A(mm ²)	I(cm ⁴)	Zp(cm ³)	Mp(KNm)
柱	H-400 × 400 × 13 × 21 (SN490)	29170	66600	3670	1193
梁 (1 層)	H-600 × 200 × 11 × 17 (SS400)	13170	75600	2900	682
梁 (2, 3 層)	H-500 × 200 × 10 × 16 (SS400)	11220	46800	2130	501

10.2.1 設計荷重

地震層せん断力係数算出に必要な諸量を表 10.2 に示す。

本解析では骨組の終局状態までを含めた議論であるため、標準せん断力係数 C_o は 1.0 とした。また、表 10.3 に地震層せん断力係数 C_i および設計用層せん断力 Q_i を示す。

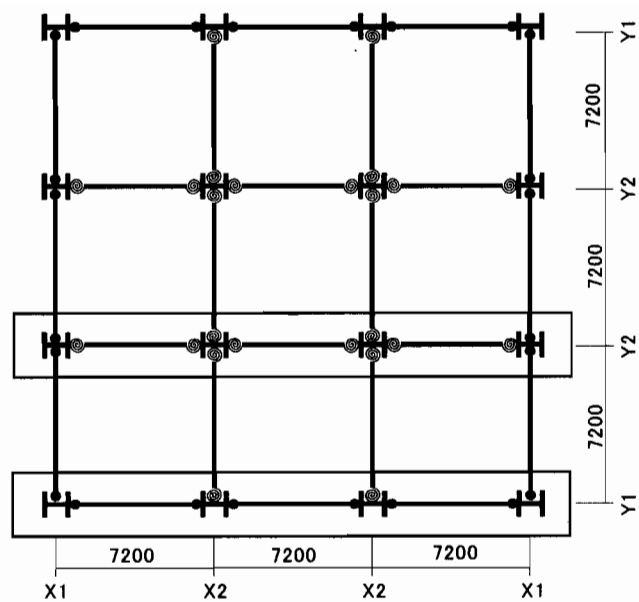


図 10.1 伏図

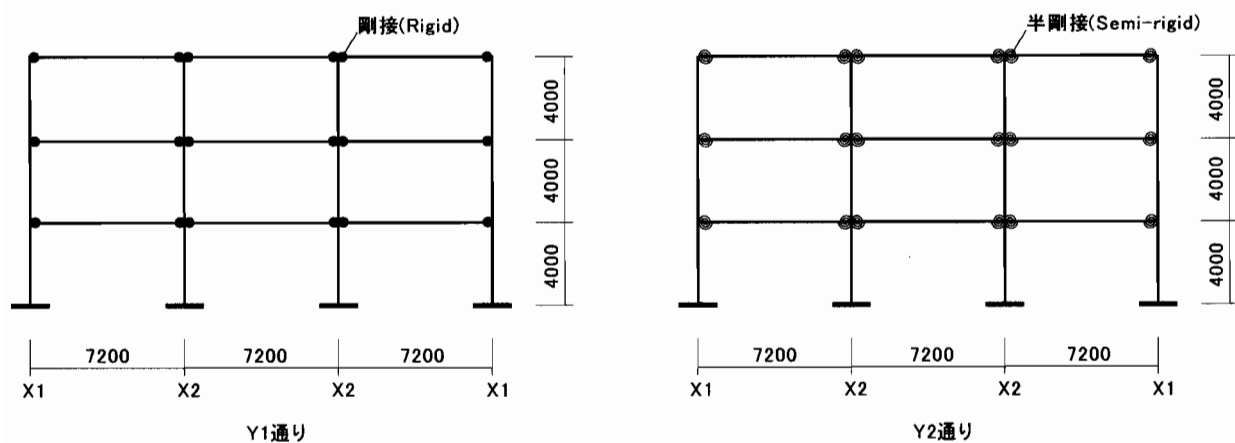


図 10.2 解析平面フレーム

表 10.2 地震力諸元

地震力	地震地域係数	$Z=1.0$
	地盤種別	第2種地盤、 $T_c=0.6$ (秒)
	設計用一次固有周期	$T=0.36$ (秒)
	振動特性係数	$R_t=1$
	標準せん断力係数	$C_o=1.0$

表 10.3 設計用層せん断力 ($C_o = 1.0$)

層	$W_i(\text{kN})$	$\Sigma W_i(\text{kN})$	α_i	A_i	C_i	Q_i
3	1244	1244	0.333	1.484	1.484	1846
2	1244	2488	0.667	1.193	1.193	2969
1	1244	3732	1	1	1	3732

表 10.4 設計用層せん断力と必要保有水平耐力

層	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(\text{kN})$	$Q_{un}(\text{kN})$
3	0.3	1	1846	554
2	0.3	1	2969	891
1	0.3	1	3732	1120

本解析において、床荷重（固定荷重と積載荷重の和） W_i は、通常設計で想定される程度の $8.0[\text{kN/m}^2]$ を全フロア共通に想定しており、これにフロア面積を乗じた値を用いた。

$$\text{層せん断力係数} : C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (10.1)$$

$$\text{設計用層せん断力} ; Q_i = C_i \cdot \Sigma W_i \quad (10.2)$$

$$\text{高さ方向の振動性状} : A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1 + 3T} \quad (10.3)$$

$$\alpha_i = \frac{W_i}{\Sigma W_i} \quad (10.4)$$

解析における各層での水平力分布および鉛直荷重を図 10.3 に示す。解析は静的単調載荷にて行った。

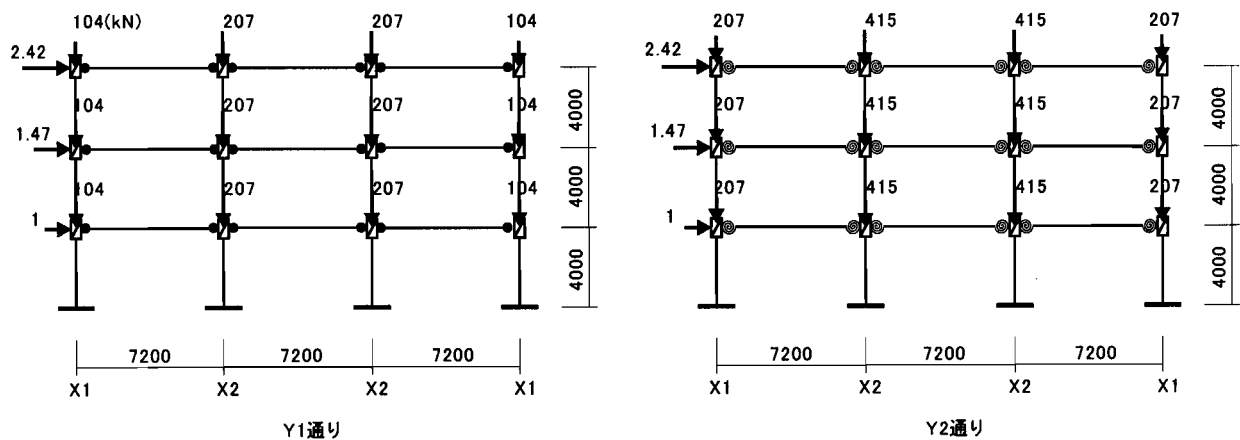


図 10.3 鉛直荷重と水平力分布

10.3 解析モデル

10.3.1 接合部性状

10.3.1.1 半剛接接合部の力学的性状

解析では図 10.4 に示す EuroCode3 の接合部分類より、図 10.5 に示す $\bar{\theta} = 0.2, \bar{\theta} = 0.4$ の 2 種類の剛性を仮定した。また、半剛接接合部の強度は鉄骨梁の全塑性モーメント $_bM_p$ を基準に、 0.4_bM_p , 0.7_bM_p の 2 種類を仮定した。表 10.5 に示す、SR.4M.4 θ から SR.7M.2 θ の 4 種類の接合部についてそれぞれ Y2 フレームの解析を行った。

また、半剛接接合部の性状を図 10.6 に示すような Tri-Linear で仮定した。2 次剛性は接合部耐力の 2/3 で移行し、初期剛性 S_j に対し $1/4S_j$ 、最大耐力以降は完全塑性とした。

$$\bar{M} = \frac{M}{_bM_p} \quad (10.5)$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta}{\theta_p}, \quad \theta_p = \frac{_bM_p}{EI/L} \quad (10.6)$$

表 10.5 半剛接接合部解析シリーズ

	接合部耐力	接合部回転剛性
SR.4M.4 θ	0.4_bM_p	$0.4\bar{\theta}$
SR.4M.2 θ	0.4_bM_p	$0.2\bar{\theta}$
SR.7M.4 θ	0.7_bM_p	$0.4\bar{\theta}$
SR.7M.2 θ	0.7_bM_p	$0.2\bar{\theta}$

10.3.1.2 床版付半剛接接合部の力学的性状

合成梁断面は図 10.7 のように仮定した。スラブは 150mm 厚のフラットスラブで、スラブ有効幅 B は RC 規準 [5] より算出し、 $B=1620\text{mm}$ とした。鉄筋は D13 異形鉄筋を 200mm 間隔でかぶり厚 30mm とした。

正曲げ時接合部耐力の決定 前章までの検討を元に床版付半剛接接合部の正曲げ時耐力を算定する。まず、1 層目 H-600×200×11×17 の鉄骨梁における、半剛接接合部耐力 $0.7_bM_p=477\text{kNm}$ のときの正曲げ耐力について検討する。正曲げの耐力を算定するに当たり、図 10.9 に示すモデルを考える。接合部耐力が 0.7_bM_p であるので、接合部形式は Extended end-plate を想定する。床版付半剛接接合部の耐力は、圧縮フランジが圧縮力のほとんどを受け持ち、また引張側は Extended であるので、引張フランジ中心から圧縮フランジの中心までの腕の長さでモーメントが計算できる。

正曲げ時にはスラブが圧縮力のほとんどを受け持つと考えられる。最大耐力時にはスラブ厚 150mm の半分 $t/2=75\text{mm}$ だけ腕の長さが長くなるため、正曲げ時耐力は $675/600 \times 0.7_bM_p = 0.79_bM_p$ となる。以上より、接合部耐力 0.7_bM_p のときの、1 層目正曲げ接合部耐力は $_pM_p = 0.8_bM_p$ とする。

同様に、半剛接接合部耐力 $_bM_p = 0.4_bM_p$ のとき、接合部形式としてフラッシュ・エンドプレート型接合部を想定する。引張側ボルトから圧縮フランジまでの距離は Extended end-plate よりも短くな

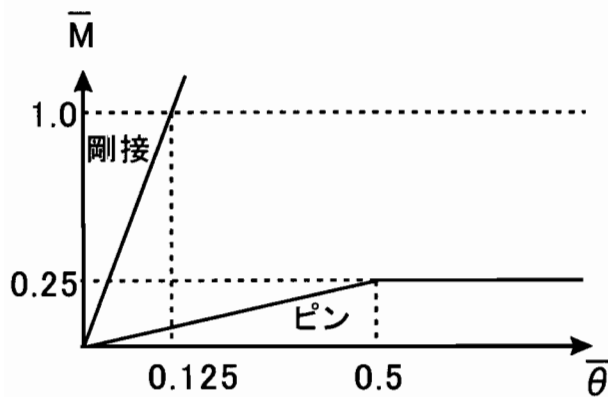


図 10.4 EuroCode3 での接合部の分類

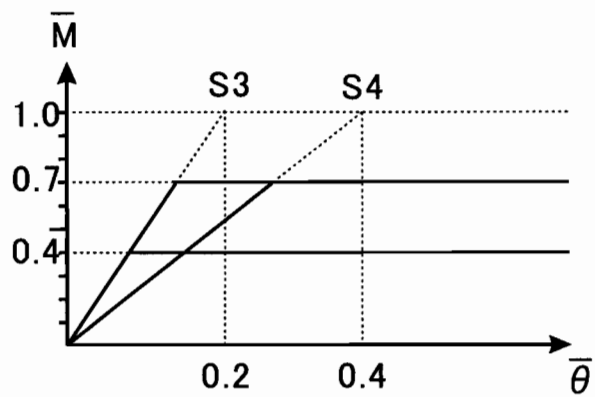


図 10.5 半剛接接合部の接合部挙動

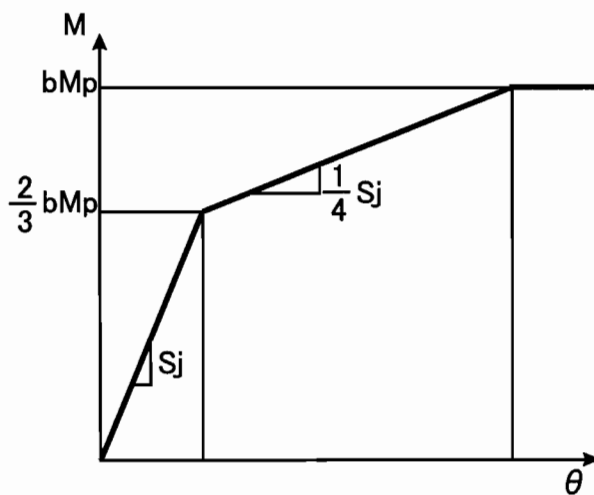


図 10.6 半剛接接合部 M- θ モデル

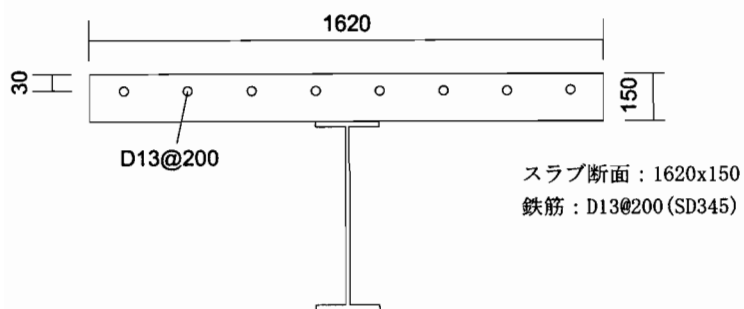


図 10.7 合成梁断面

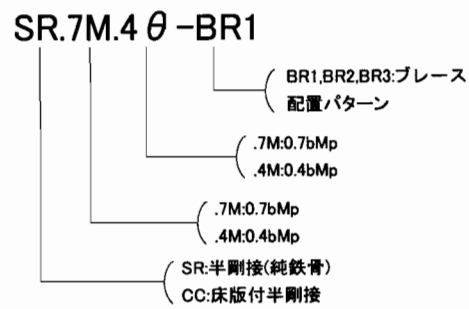


図 10.8 解析シリーズ記号の定義

り約 500mm と仮定する。よって、正曲げ接合部耐力 $pM_p = 575/500 \times 0.4_b M_p = 0.46_b M_p \approx 0.5_b M_p$ とする。2 層目、3 層目については梁寸法が H-500 であるので、 $0.7_b M_p$ のときは Extended として腕の長さを 500mm、 $0.4_b M_p$ はフラッシュ・エンドプレートとして腕の長さを 400mm として計算すると、それぞれ $pM_b = 0.8_b M_p$ 、 $0.5_b M_p$ となる。

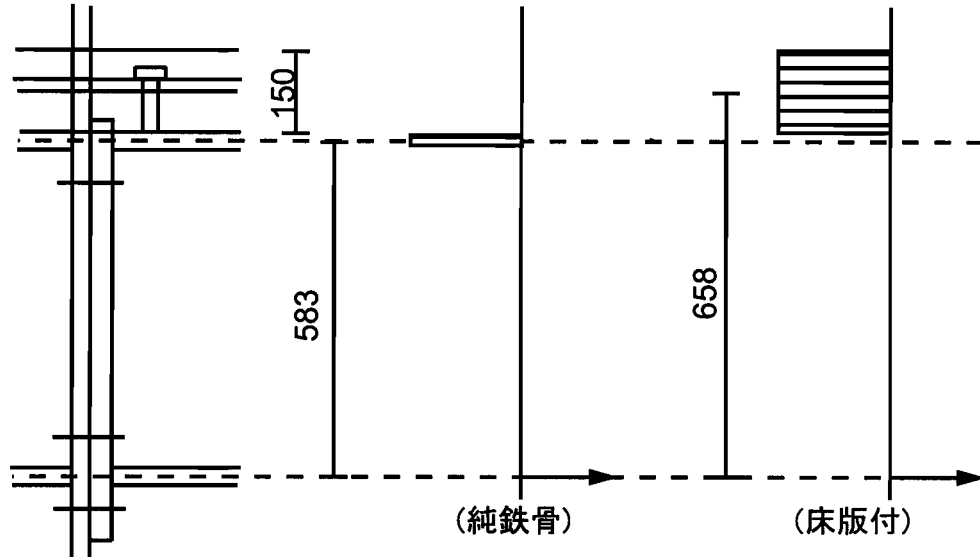


図 10.9 正曲げ耐力の算定 ($0.7_b M_p$ 1 層目のとき)

負曲げ時接合部耐力の決定 負曲げにおける接合部耐力を算定するに当り、正曲げ時と同様に $0.7_b M_p$ のときは Extended、 $0.4_b M_p$ のときはフラッシュ・エンドプレート型接合部を想定する。合成梁断面は図 10.7 であるので、鉄筋引張耐力は 350kNm である。鉄筋引張力を考慮すると、圧縮フランジは降伏し、圧縮中心は上に上がるが、ウェブの圧縮力受け持ち分はフランジの 1 割程度であるので簡便のため無視し、圧縮中心を下フランジ中央と仮定する (図 10.10)。

圧縮中心から鉄筋までの距離をかぶり厚を考慮し 700mm とすると、鉄筋が負担するモーメントは 245kNm である。よって、床版付半剛接合部耐力が $0.7_b M_p = 477\text{kNm}$ 、および $0.4_b M_p = 273$ のとき、負曲げ接合部耐力はそれぞれ $1.06_b M_p$ 、 $0.76_b M_p$ となる。安全側をとり、負曲げ接合部耐力はそれぞれ $0.9_b M_p$ 、 $0.7_b M_p$ とする。

正曲げおよび負曲げ回転剛性の決定 正曲げ回転剛性は 9 章式 (9.39) を用いて評価すると、半剛接合部と比較して剛性上昇分はすべて 21kNm となる。これはスラブ厚が全て等しいため補剛効果が鉄骨梁寸法によらず一定になることによる。純鉄骨の 1 層目～3 層目の剛性、 $0.4\bar{\theta}$ と $0.2\bar{\theta}$ において、正曲げ時回転剛性は半剛接合部回転剛性の 1.19 倍から 1.63 倍となる。

本論文では負曲げ時の回転剛性評価は回転中心の評価が課題であり、特にこのような梁せい 600mm の鉄骨梁について式 (9.32) を適用すると、剛性を過大に評価してしまう。そこで、ここでは負曲げ回転剛性を正曲げ回転剛性と等しいと仮定し、解析を行う。

また、図 10.11 に示すように、正曲げおよび負曲げの $M - \theta$ 関係は Tri-Linear で仮定した。正曲げ、負曲げとも 2 次剛性へは接合部耐力の $2/3$ で移行し ($2/3_n M_p$ 、 $2/3_p M_p$)、正曲げ時の 2 次剛性は

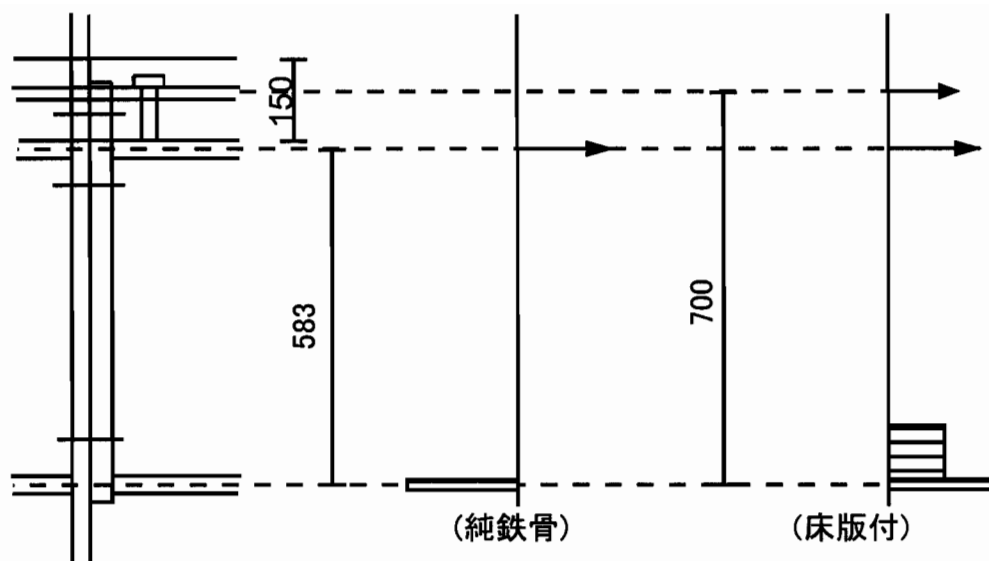


図 10.10 負曲げ耐力の算定 ($0.7_b M_p$ 1 層目のとき)

正曲げ初期剛性 S_{pj} に対し $1/4 S_{pj}$ ，負曲げ時の 2 次剛性は鉄筋が降伏するため，半剛接接合部の 2 次剛性と等しいとした ($1/4 S_j$)。図 10.11 には，半剛接接合部が $0.4_b M_p 0.4\bar{\theta}$ のときの 1 層目の正曲げ負曲げ接合部の値を括弧内に示している。

以上より設定した接合部耐力と剛性を表 10.6，表 10.7，表 10.8 にそれぞれ示す。

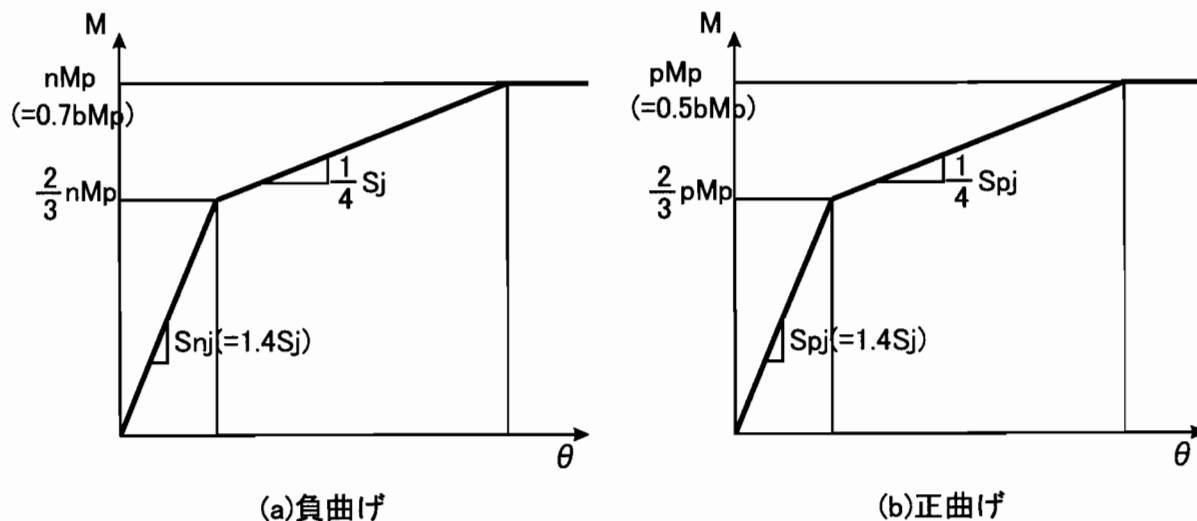


図 10.11 床版付半剛接接合部 M- θ モデル (例えば, $0.4_b M_p 0.4\bar{\theta}$ の 1 層目とき)

10.3.2 ブレース配置

Y2 通りの平面フレームにおいて， $\phi 20\text{mm}$ と $\phi 30\text{mm}$ の筋交いを取り付け，補強効果を調べた。図 10.12 にブレース取り付け位置を示す。BR1 として $\phi 20\text{mm}$ の筋交いを骨組中央のスパンに 3 層，

表 10.6 床版付半剛接接合部の解析シリーズ

1 層				2 層, 3 層			
負曲げ接合部				負曲げ接合部			
解析シリーズ	接合部耐力	初期剛性	2 次剛性	接合部耐力	初期剛性	2 次剛性	
CC.4M.4θ	$0.7_b M_p$	$1.4 S_j$	$S_j/4$	$0.7_b M_p$	$1.6 S_j$	$S_j/4$	
CC.4M.2θ	$0.7_b M_p$	$1.2 S_j$	$S_j/4$	$0.7_b M_p$	$1.3 S_j$	$S_j/4$	
CC.7M.4θ	$0.9_b M_p$	$1.4 S_j$	$S_j/4$	$0.9_b M_p$	$1.6 S_j$	$S_j/4$	
CC.7M.2θ	$0.9_b M_p$	$1.2 S_j$	$S_j/4$	$0.9_b M_p$	$1.3 S_j$	$S_j/4$	

1 層				2 層, 3 層			
正曲げ接合部				正曲げ接合部			
解析シリーズ	接合部耐力	初期剛性	2 次剛性	接合部耐力	初期剛性	2 次剛性	
CC.4M.4θ	$0.5_b M_p$	$1.4 S_j$	$1.4 S_j/4$	$0.5_b M_p$	$1.6 S_j$	$1.6 S_j/4$	
CC.4M.2θ	$0.5_b M_p$	$1.2 S_j$	$1.2 S_j/4$	$0.5_b M_p$	$1.3 S_j$	$1.3 S_j/4$	
CC.7M.4θ	$0.8_b M_p$	$1.4 S_j$	$1.4 S_j/4$	$0.8_b M_p$	$1.6 S_j$	$1.6 S_j/4$	
CC.7M.2θ	$0.8_b M_p$	$1.2 S_j$	$1.2 S_j/4$	$0.8_b M_p$	$1.3 S_j$	$1.3 S_j/4$	

表 10.7 接合部耐力

接合部性状	層	純鉄骨	正曲げ	負曲げ
剛接	1 層	682	-	-
	2 層, 3 層	501	-	-
$0.4_b M_p, 0.4\bar{\theta}$	1 層	273	341	477
	2 層, 3 層	200	251	351
$0.4_b M_p, 0.2\bar{\theta}$	1 層	273	341	477
	2 層, 3 層	200	251	351
$0.7_b M_p, 0.4\bar{\theta}$	1 層	477	546	614
	2 層, 3 層	351	401	451
$0.7_b M_p, 0.2\bar{\theta}$	1 層	477	546	614
	2 層, 3 層	351	401	451

(kNm)

表 10.8 接合部剛性

接合部性状	層	純鉄骨		正曲げ		負曲げ	
		初期剛性	2次剛性	初期剛性	2次剛性	回転剛性	2次剛性
剛接	1層	682.0	170.5	-	-	-	-
	2層,3層	501.0	125.3	-	-	-	-
$0.4_b M_p, 0.4\bar{\theta}$	1層	54.1	13.5	75.7	18.9	75.7	13.5
	2層,3層	33.5	8.4	53.6	13.4	53.6	8.4
$0.4_b M_p, 0.2\bar{\theta}$	1層	108.2	27.1	129.8	32.5	129.8	27.1
	2層,3層	67.0	16.8	87.1	21.8	87.1	16.8
$0.7_b M_p, 0.4\bar{\theta}$	1層	54.1	13.5	75.7	18.9	75.7	13.5
	2層,3層	33.5	8.4	53.6	13.4	53.6	8.4
$0.7_b M_p, 0.2\bar{\theta}$	1層	108.2	27.1	129.8	32.5	129.8	27.1
	2層,3層	67.0	16.8	87.1	21.8	87.1	16.8

(kNm/mrad)

BR2として $\phi 20\text{mm}$ の筋交いを外側2スパンに3層, BR3として $\phi 30\text{mm}$ の筋交いを外側2スパンに3層配置した。 $\phi 20\text{mm}$, $\phi 30\text{mm}$ のそれぞれの短期許容引張力は60.51(kN), 139.04(kN)である。

骨組解析において, プレースの軸力-伸び性状は完全弾塑性型で降伏するとし, 圧縮側プレースは無視した。

解析シリーズまとめ 以上より, 半剛接接合部4種類 $0.4_b M_p 0.4\bar{\theta}$ から $0.7_b M_p 0.2\bar{\theta}$, およびそれぞれに対する床版がついたときの接合部性状を定義した。骨組はこれら純鉄骨骨組にプレースが3種類(BR1~3)ついたとき, および床版付半剛接接合部骨組にプレースが3種類(BR1~3)ついたときについてそれぞれ解析を行った。

10.4 解析結果

純鉄骨半剛接骨組の各解析シリーズの層せん断力-層間変形角関係を図10.13から図10.16に示す。縦軸に層せん断力, 横軸に層間変形角をとる。層間変形角が1/50, 1/100, 1/200の時の保有水平耐力-層せん断力関係を図10.17から図10.19にそれぞれ示す。

同様に, 床版付半剛接接合骨組の各解析シリーズの層せん断力-層間変形角関係を図10.20から図10.23に示す。層間変形角が1/50, 1/100, 1/200の時の保有水平耐力-層せん断力関係を図10.24から図10.26にそれぞれ示す。

純鉄骨半剛接骨組の性能について 今回設定した半剛接接合部は接合部耐力が $0.4_b M_p$ と $0.7_b M_p$, 回転剛性が $0.4\bar{\theta}$ と $0.2\bar{\theta}$ を組み合わせた4種類である。層せん断力-層間変形角関係で見ると(図10.13から図10.16), 1層目では全て約1/80の層間変形角で最大耐力に達しているが, 例えば $0.4_b M_p 0.4\bar{\theta}$ (図10.13)の2層目, 3層目では約1/40で最大耐力に達している。これは2層目3層目の梁部材が1層目H600×200に対してH500×200を使っているため, 1層目よりも接合部耐力と接合部回転剛性が小さ

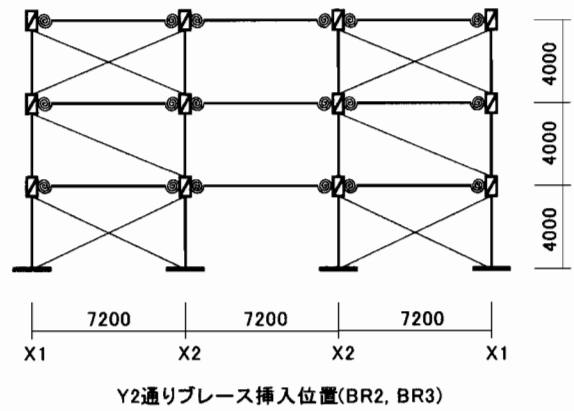
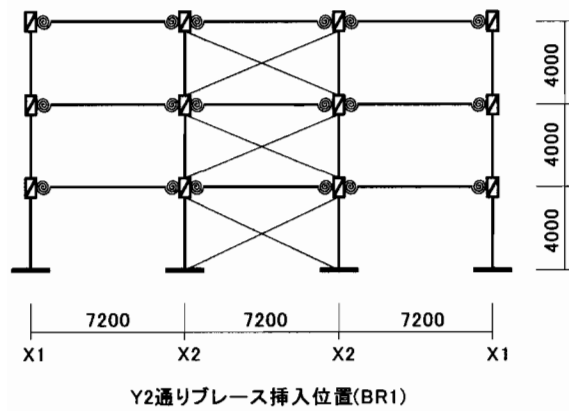
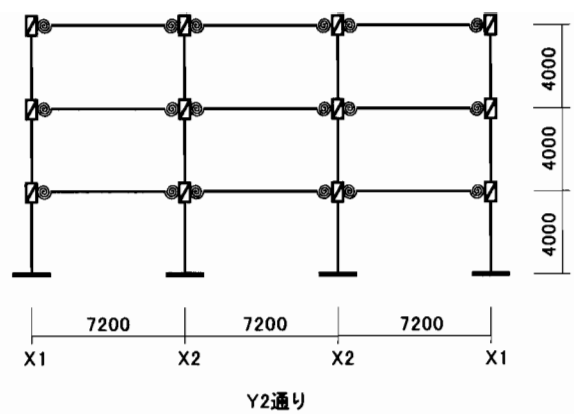
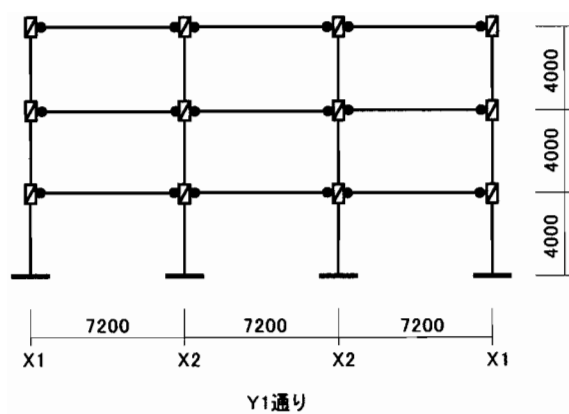


図 10.12 解析平面フレームとブレース配置

いことによる。

保有水平耐力一層せん断力関係 (図 10.17 から図 10.19) でみると、純鉄骨半剛接合骨組はブレースや床版がなければ $0.7_b M_p$ の接合部耐力を持つモデルが層間変形角 $R=1/50(\text{rad})$ で必要保有水平耐力を超えるのみで、その他の場合においてはすべて超えていない。骨組の水平剛性および耐力が不足しているといえる。

$\phi 20\text{mm}$, $\phi 30\text{mm}$ の簡易な筋交いを挿入することにより、純鉄骨半剛接合部よりも骨組の性能改善は見られるが、図 10.18(c) に示すように層間変形角 $1/100$ のときでは最も初期剛性、接合部強度とも高い $0.7_b M_p 0.2\bar{\theta}$ が BR3 との組み合わせで必要保有水平耐力を満足するのみである。

床版付半剛接合骨組の性能について 図 10.13 から図 10.19 において、ブレース付半剛接合骨組 (SR.*M.* θ -BR*) と、ブレースのない床版付半剛接合骨組 (CC.*M.* θ) を比較すると、床版付半剛接合骨組は $\phi 20$ のブレースを 3 層 2 スパンに配置した BR2 を少し上回る合成効果を得ている。

ブレースのついていない床版付半剛接合は $R=1/50(\text{rad})$ の保有水平耐力一層せん断力関係図 10.26 においては全てのモデルにおいて全層で必要保有水平耐力を超えている。 $R=1/100(\text{rad})$ (図 10.25) においては、半剛接合部耐力 $0.7_b M_p$ の接合部を持つ床版付半剛接合骨組では、ブレース付 BR2, BR3 との組み合わせで必要保有水平耐力を満足し、接合部耐力 $0.4_b M_p$ であっても BR3 と床版のくみあわせで必要保有水平耐力を満足する。 $0.7_b M_p 0.2\bar{\theta}$ では床版を付けるだけで必要保有水平耐力を満足するまで改善している。

$0.7_b M_p 0.2\bar{\theta}$ と BR3 の組み合わせについては層せん断力一層間変形角関係において (図 10.23)(a), 剛接合と同等かそれ以上の挙動を示している。 $0.7_b M_p 0.2\bar{\theta}$ 程度の強度、剛性を持つ半剛接合部であれば、床版のみの補強で問題ないと考えられる。

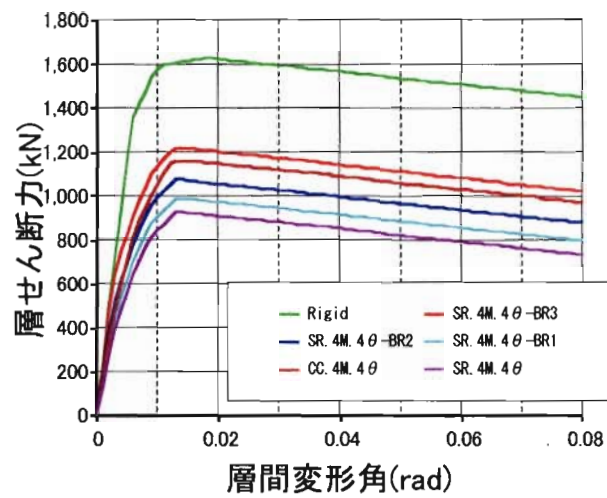
半剛接合骨組を仮定し、ブレースをもつ半剛接合骨組の保有水平耐力、およびブレースを持つ半剛接合骨組に対する床版の合成効果について検討した。

筋交いをを用いた簡易な補強を併用すること想定して解析を行ったが、筋交いのみの補強では $R=1/100(\text{rad})$ において、骨組の水平耐力は不十分なものであった。しかし、床版を合成することで、必要保有水平耐力を満足する結果となった。

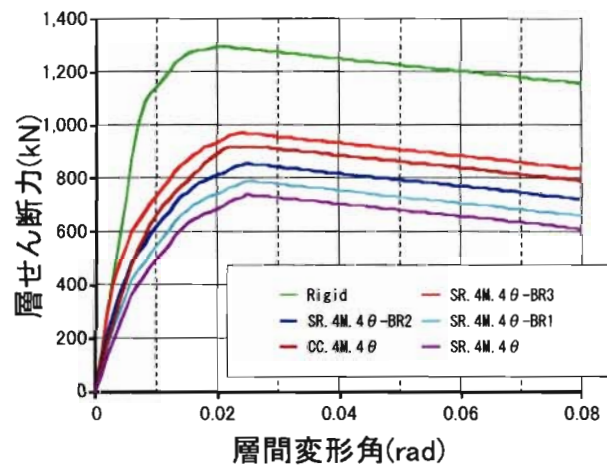
本解析では 2 層目、3 層目の水平耐力が不足し、床版を付けることで必要保有水平耐力に達したが、部材や接合部形式の選択を適切に行うことにより、ブレース本数を減らすことが出来ると考えられる。

10.5 結論

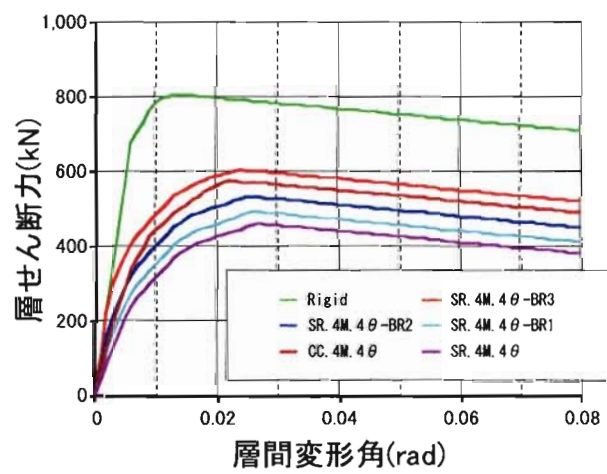
1. 筋交いをを用いた半剛接合骨組について、床版の合成効果を得ることで、層間変形角 $1/100$ 時における必要保有水平耐力を満足しうる、骨組水平剛性、耐力を確保することが可能である。



(a)1層目

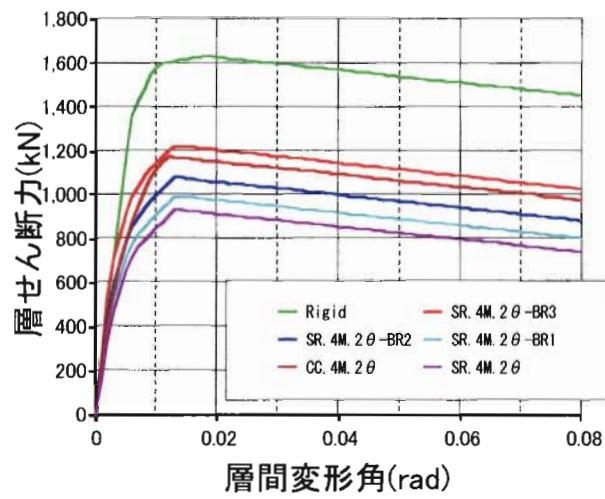


(b)2層目

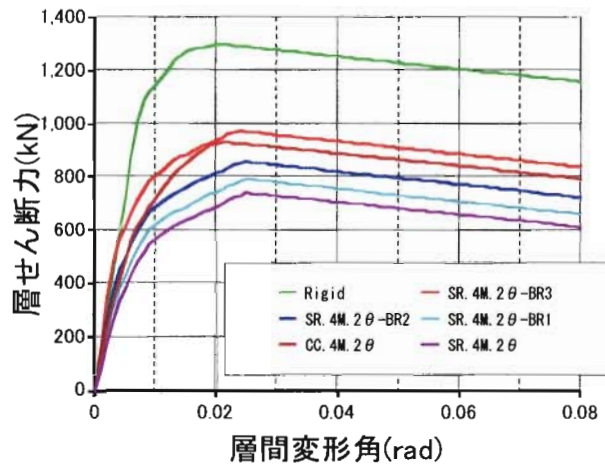


(c)3層目

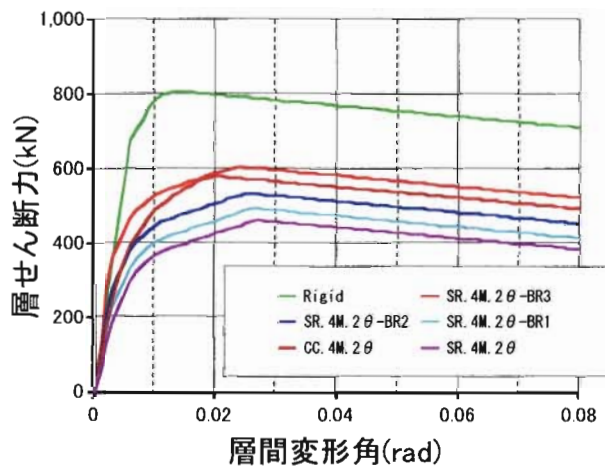
図 10.13 層せん断力－層間変形角 (純鉄骨)(0.4bMp, 0.4 θ bar)



(a)1層目

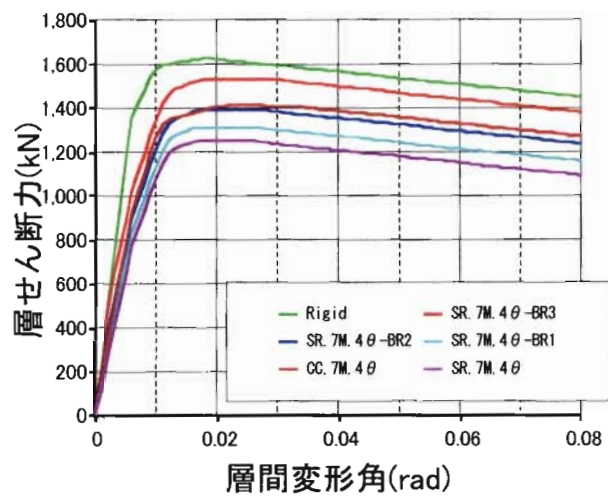


(b)2層目

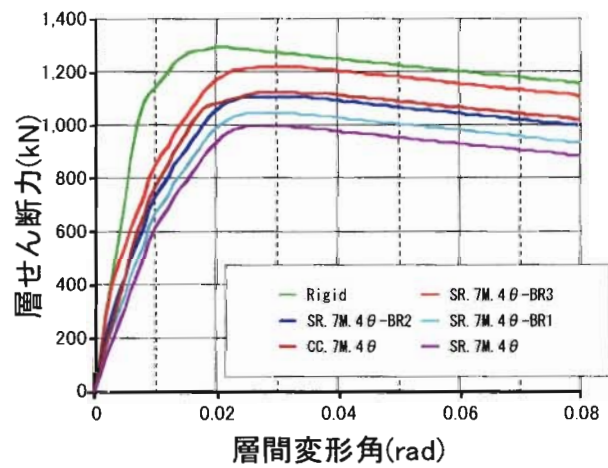


(c)3層目

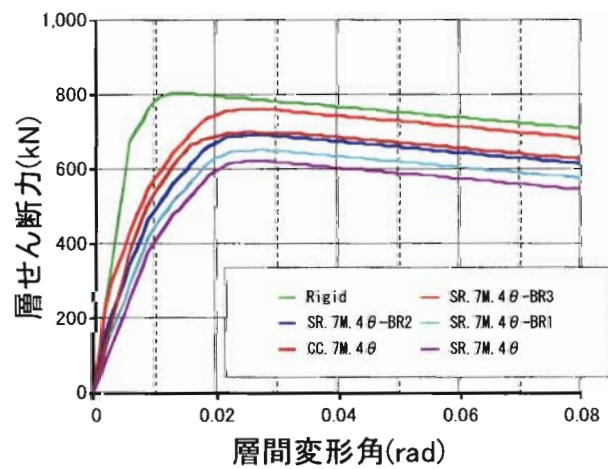
図 10.14 層せん断力－層間変形角 (純鉄骨)(0.4bMp, 0.2 θ bar)



(a)1層目

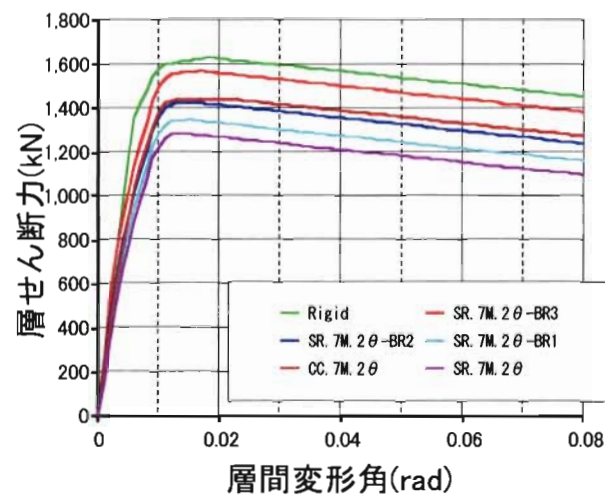


(b)2層目

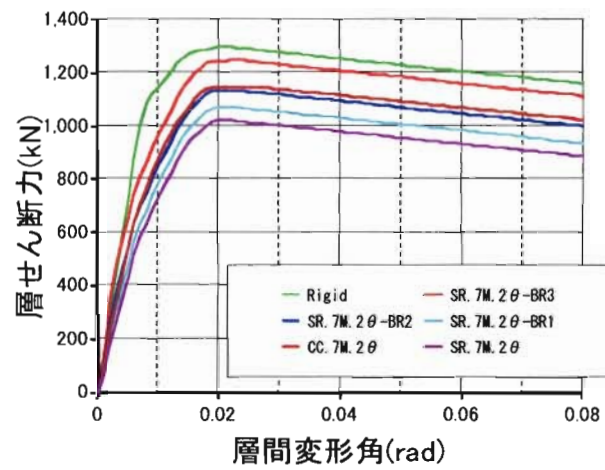


(c)3層目

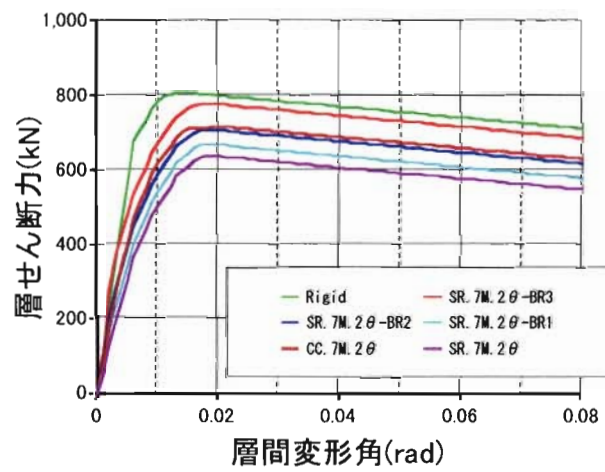
図 10.15 層せん断力－層間変形角 (純鉄骨)(0.7bMp, 0.4 θ bar)



(a)1層目

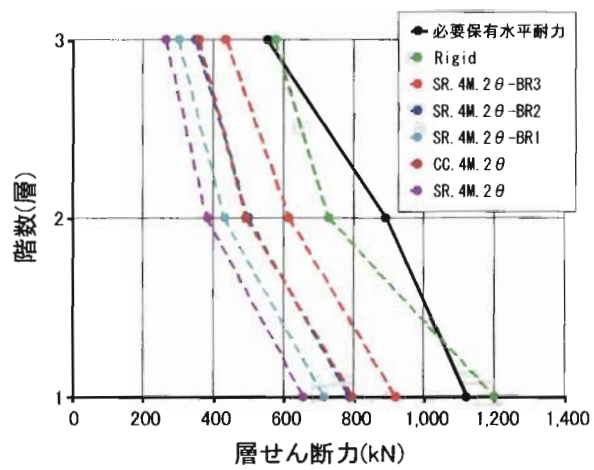


(b)2層目

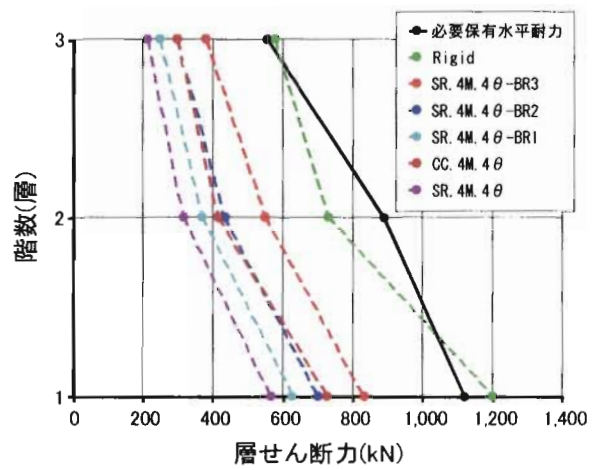


(c)3層目

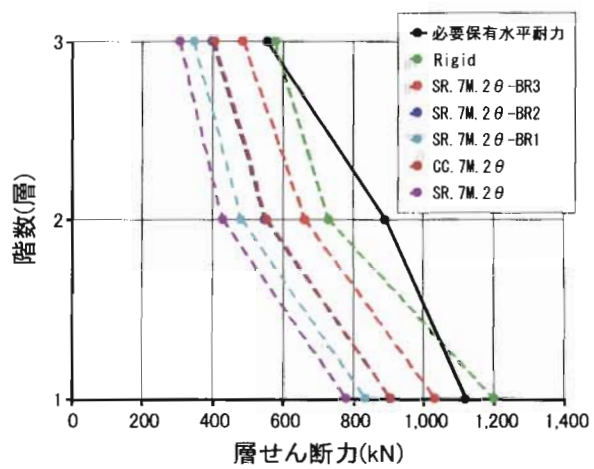
図 10.16 層せん断力—層間変形角 (純鉄骨)($0.7bMp$, 0.2θ bar)



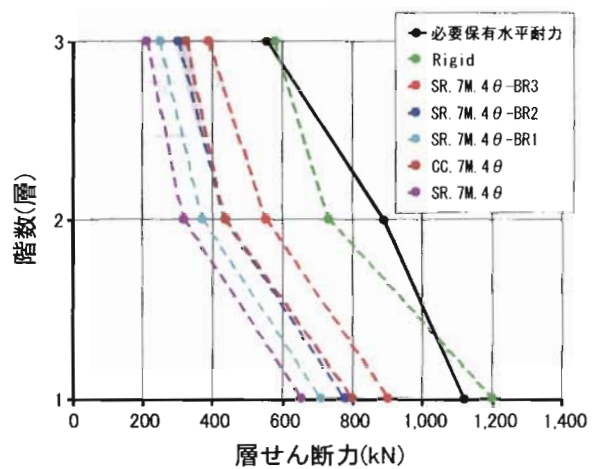
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ

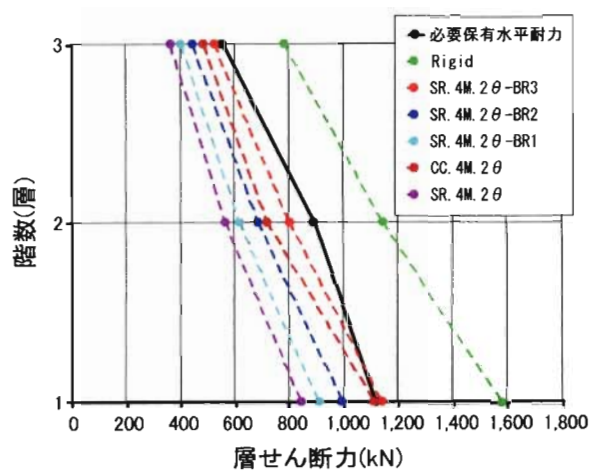


(c)7bMp2θ

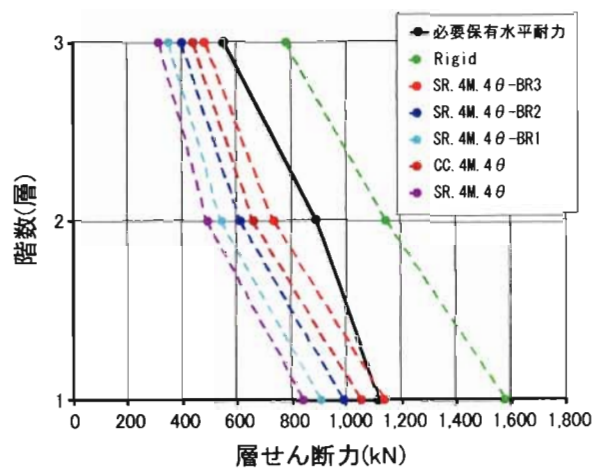


(d)7bMp4θ

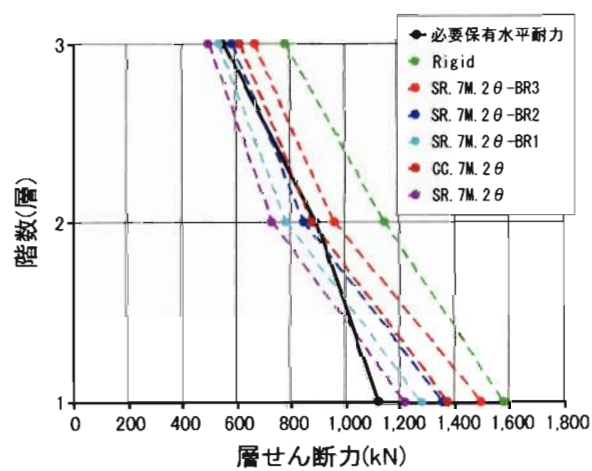
図 10.17 保有水平耐力一層せん断力 (純鉄骨)(1/200rad)



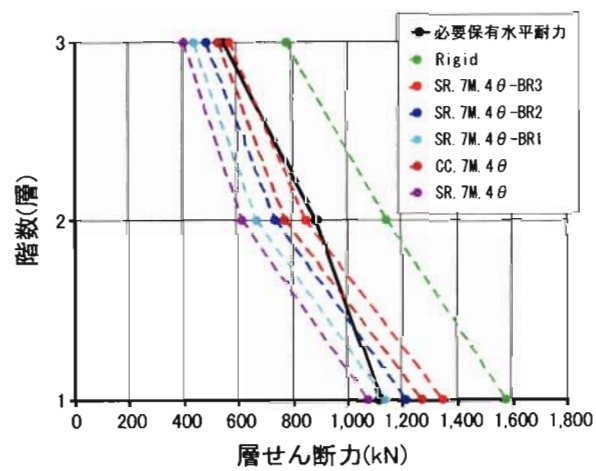
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ

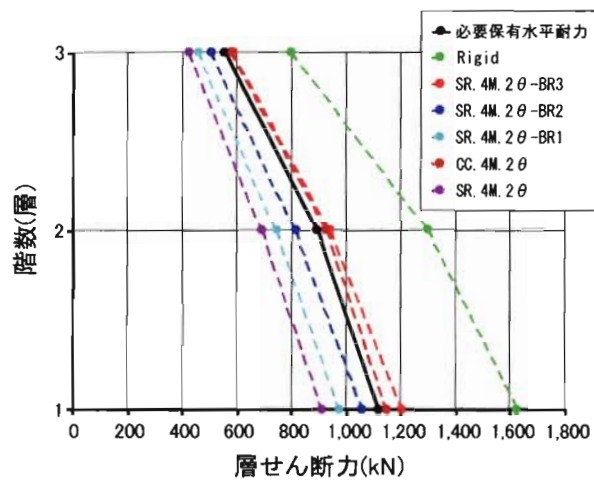


(c)7bMp2θ

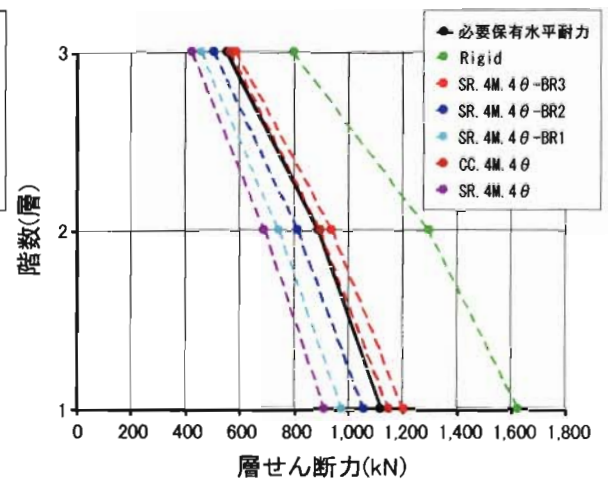


(d)7bMp4θ

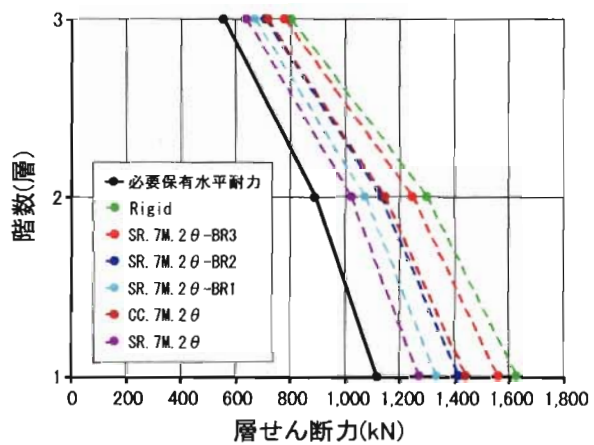
図 10.18 保有水平耐力一層せん断力 (純鉄骨)(1/100rad)



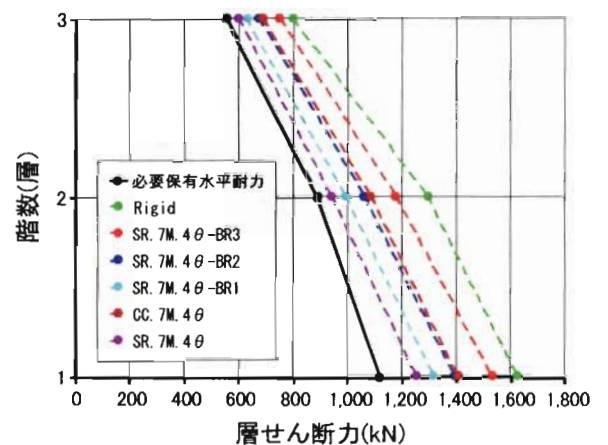
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ

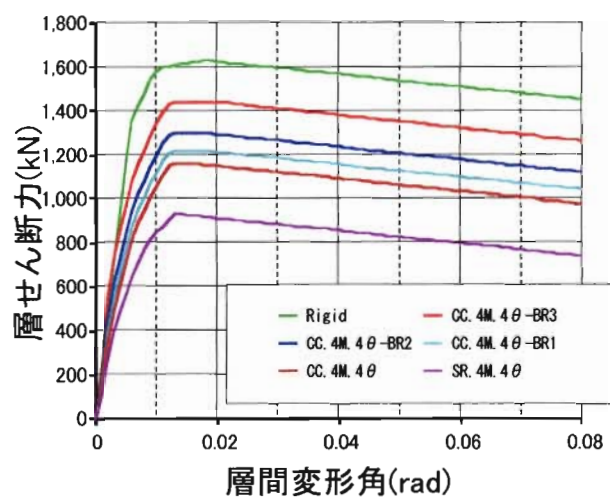


(c)7bMp2θ

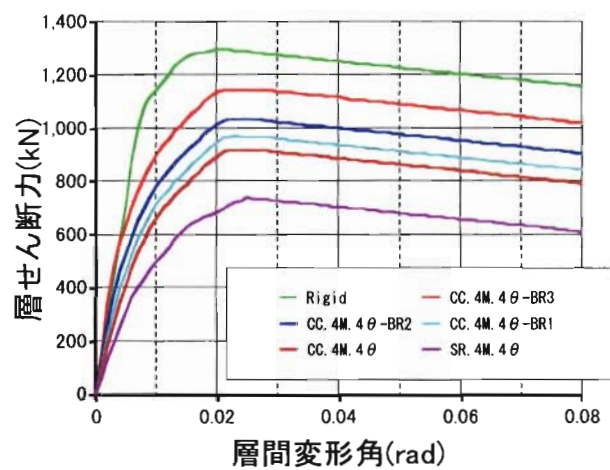


(d)7bMp4θ

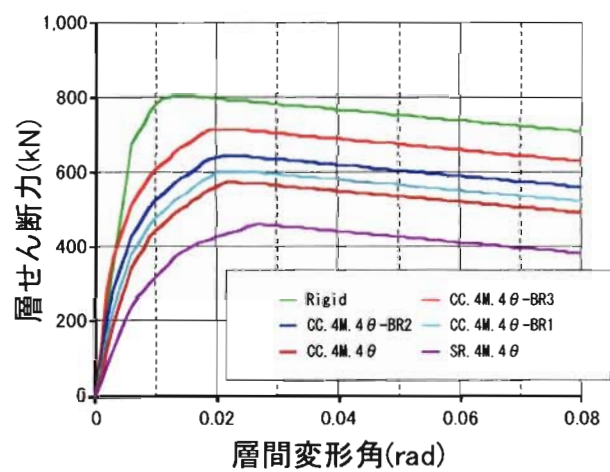
図 10.19 保有水平耐力—層せん断力 (純鉄骨)(1/50rad)



(a)1層目

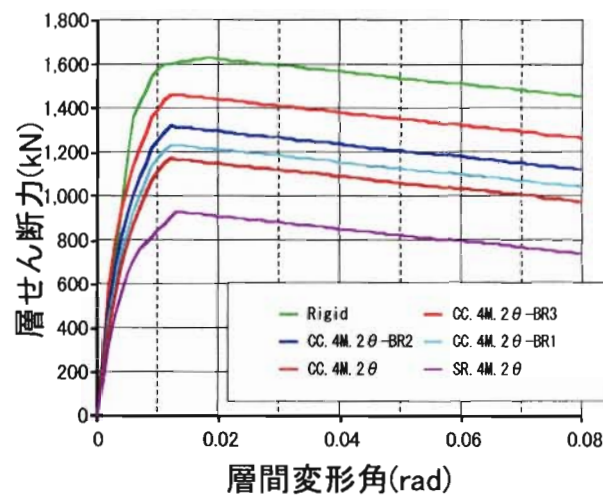


(b)2層目

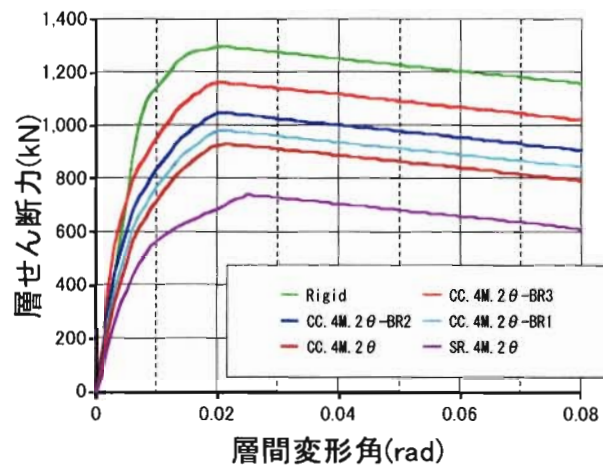


(c)3層目

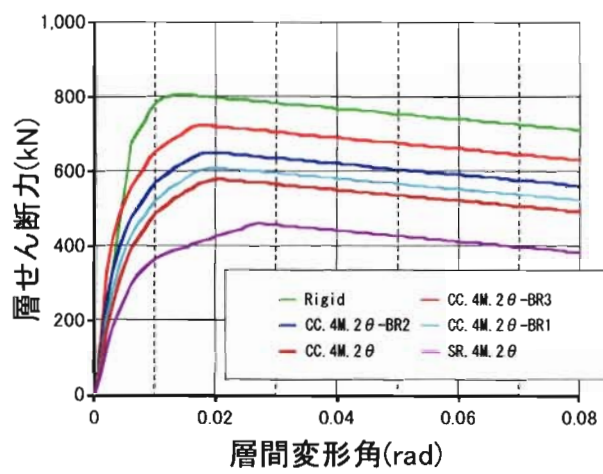
図 10.20 層せん断力－層間変形角 (床版付)(0.4bMp, 0.4 θ bar)



(a)1層目

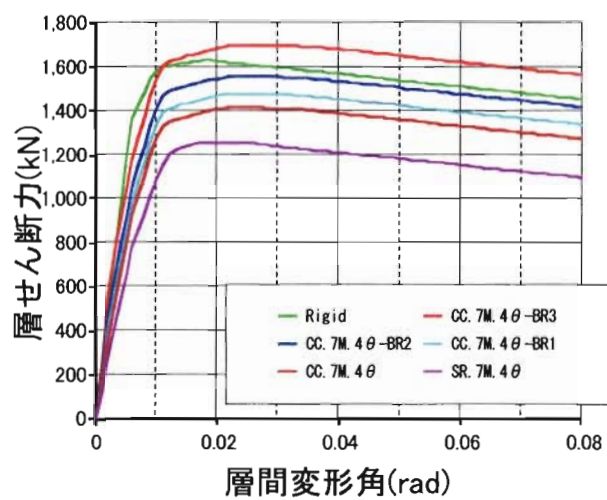


(b)2層目

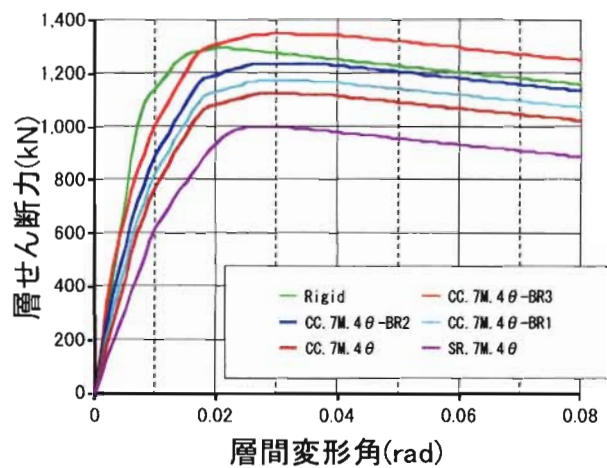


(c)3層目

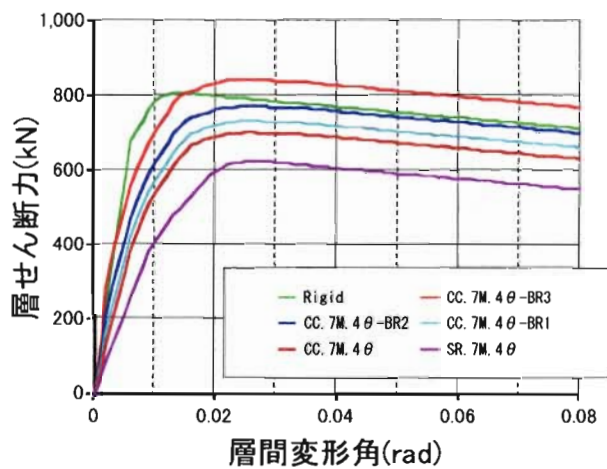
図 10.21 層せん断力－層間変形角 (床版付)(0.4bMp, 0.2 θ bar)



(a)1層目

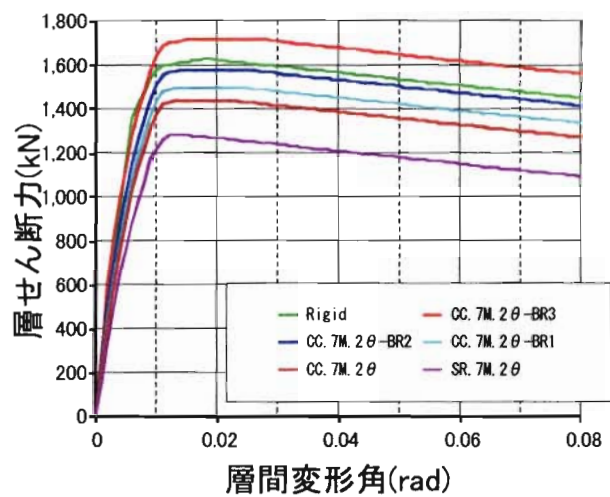


(b)2層目

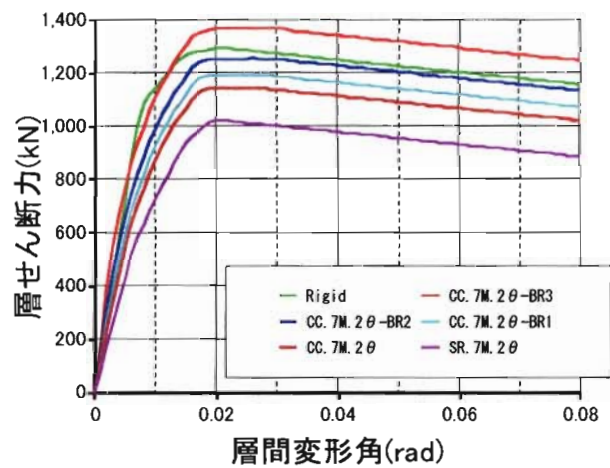


(c)3層目

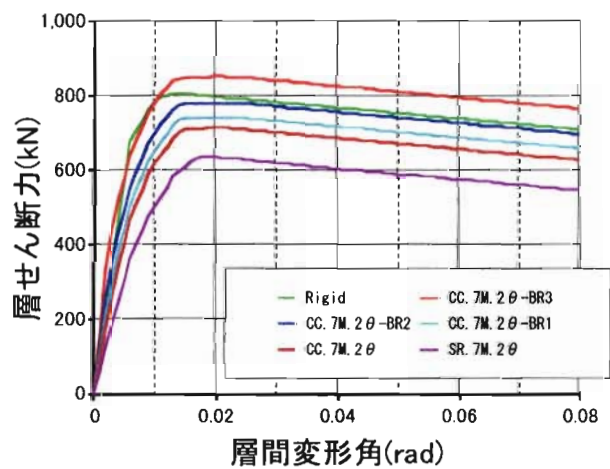
図 10.22 層せん断力－層間変形角 (床版付)(0.7bMp, 0.4 θ bar)



(a)1層目

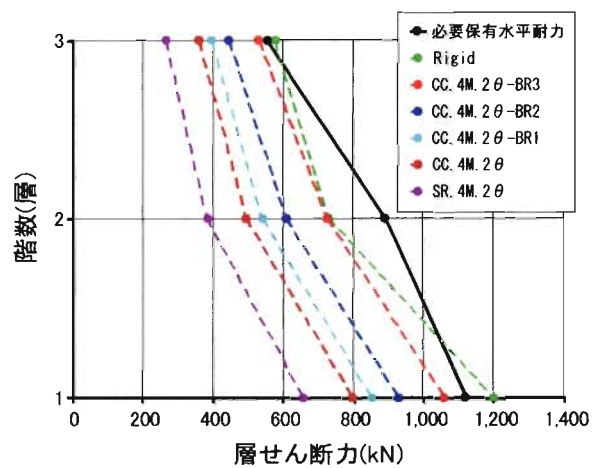


(b)2層目

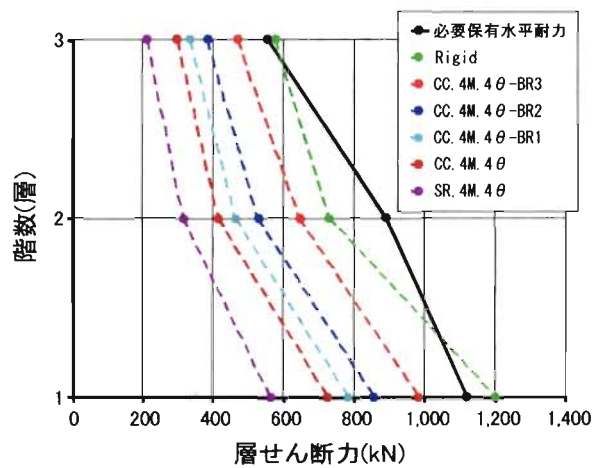


(c)3層目

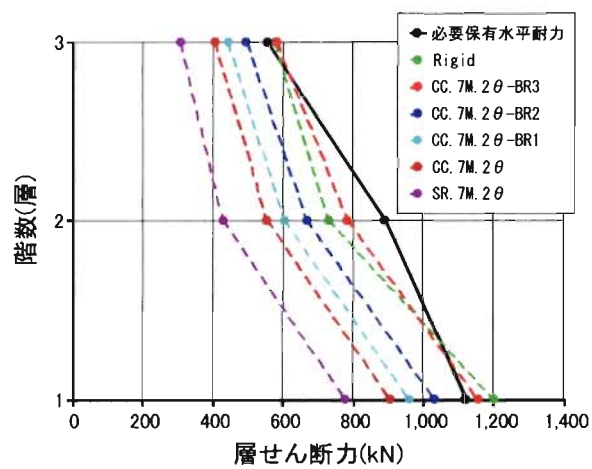
図 10.23 層せん断力－層間変形角 (床版付)(0.7bMp, 0.2 θ bar)



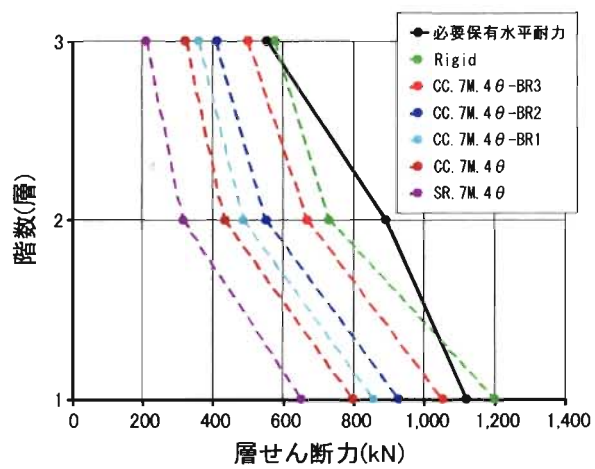
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ

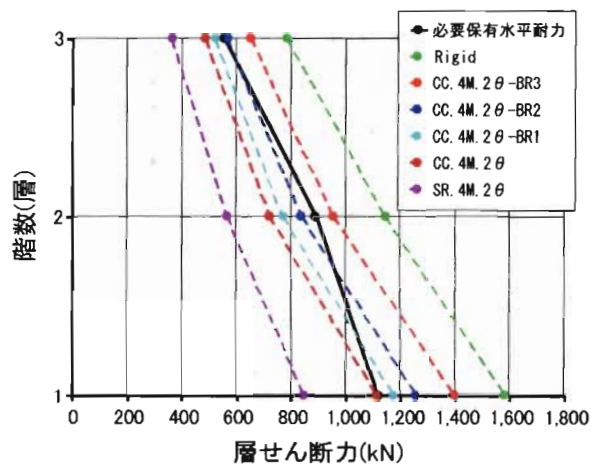


(c)7bMp2θ

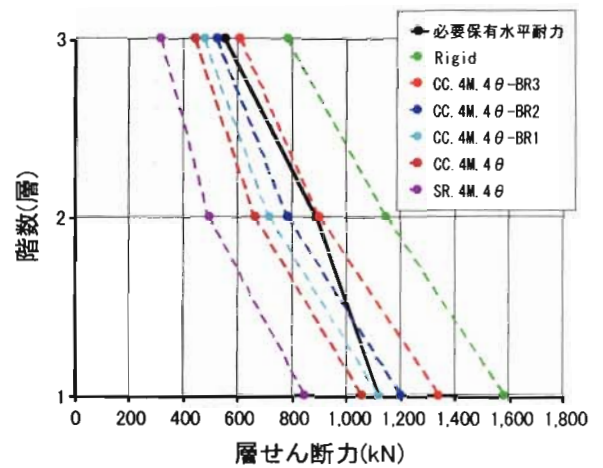


(d)7bMp4θ

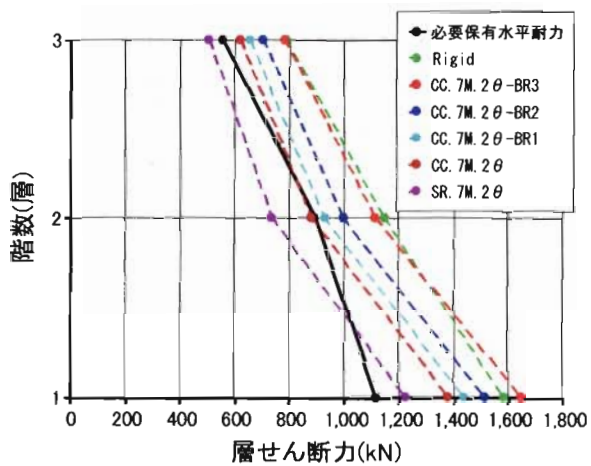
図 10.24 保有水平耐力—層せん断力 (床版付)(1/200rad)



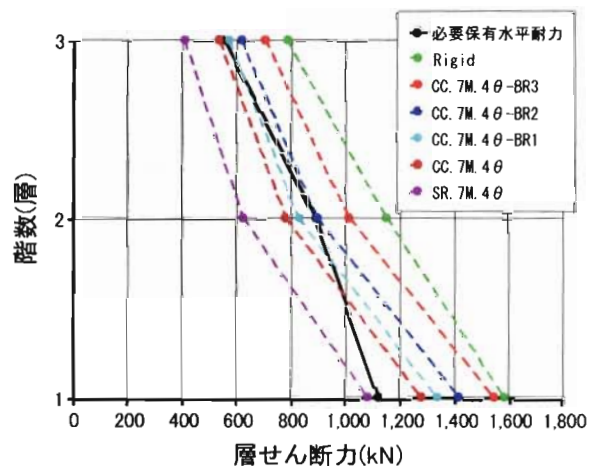
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ

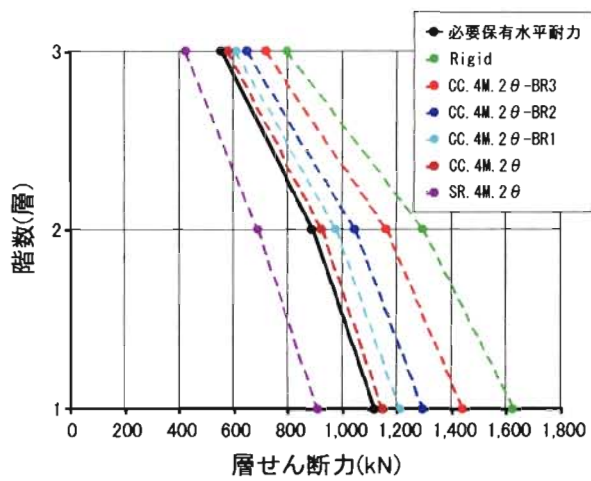


(c)7bMp2θ

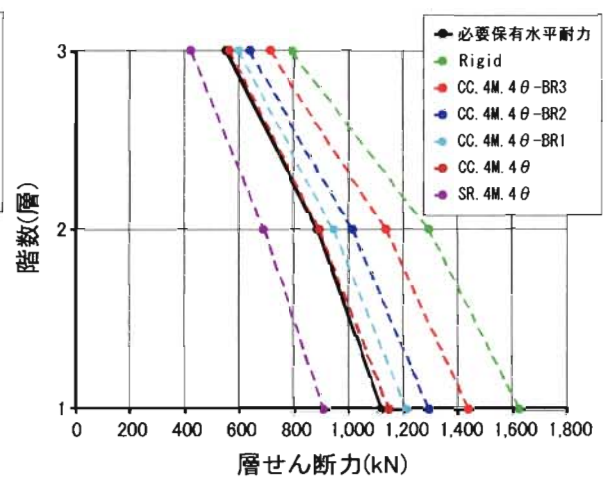


(d)7bMp4θ

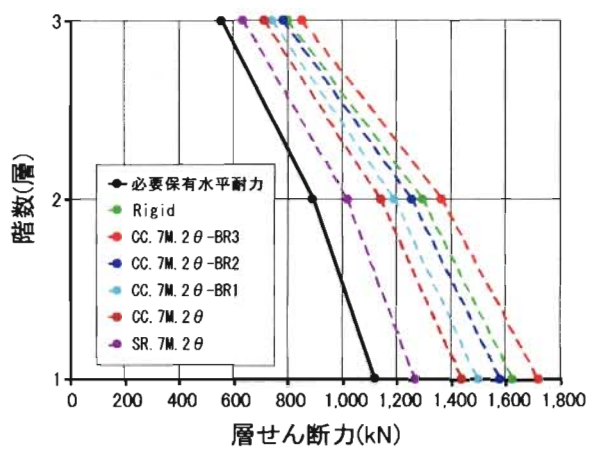
図 10.25 保有水平耐力一層せん断力 (床版付)(1/100rad)



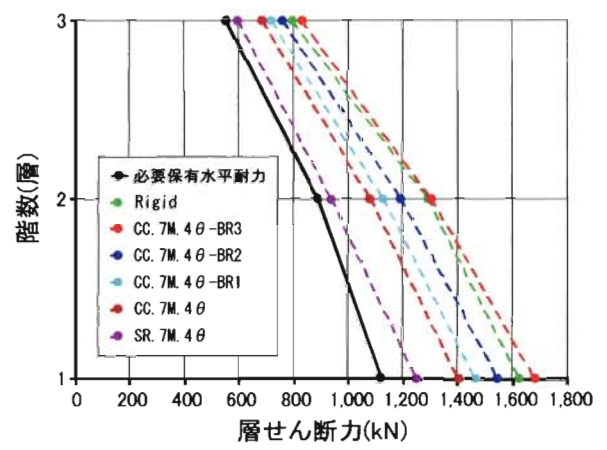
(a)4bMp2θ



(b)4bMp4θ



(c)7bMp2θ



(d)7bMp4θ

図 10.26 保有水平耐力一層せん断力 (床版付)(1/50rad)

第 11 章

まとめ

3章では フラッシュ・エンドプレート型接合部形式を持つ柱梁接合部部分モデルについて試験を行い、接合部性状を調べた結果、以下の知見、フラッシュ・エンドプレート型接合部の課題を得た。

1. フラッシュ・エンドプレート型接合部は柱フランジとエンドプレートの接触状態により初期剛性のバラツキが大きい。
2. 本実験で行った接合部については、仕口部から 50mm 位置以降の局所変形による仕口部近傍での鉄骨梁のひずみの乱れは接合部回転剛性にほとんど影響しない。

4章では 3章で得られた課題から、柱フランジの初期変形が接合部回転剛性へ与える影響および、仕口部近傍でのひずみの乱れの影響を FEM 解析によって明らかにした。得られた結論を以下に示す。

1. 今回使用した厚さのエンドプレートの局所変形は、ボルトの離間とともに仕口部の回転剛性に影響する大きな要因である。
2. エンドプレート寸法が $a/t=1.5\sim 3.7$ かつ $b/t=1.4\sim 3.4$ かつ $h/t=10\sim 25$ の場合、溶接部からわずかに離れた位置から後の部分の梁部剛性は線材弾性理論で評価でき、仕口面から梁せい長さ位置までの梁断面における歪分布の乱れは接合部の回転剛性を求める上での梁部曲げ変形の評価において無視できる。
3. 仕口界面における柱フランジやエンドプレートの初期不整は、接合部の初期回転剛性に有意な影響を及ぼす。
4. ボルト張力による材間圧縮力の分布性状は、弾性範囲の梁端部局所性状、仕口部局所性状、初期回転剛性に影響を及ぼす。

今回の解析では解析における簡便の為、区分線形的に変形を与えた。その影響については今後検討する必要がある。また、今回は 1/2 モデルを使用しており、梁せいが大きくなり、上下フランジとの距離と、圧縮側フランジと引張り側ボルトとの距離の比が小さくなると、回転剛性のバラツキは緩和されると予想され、今後検討が必要である。

5章では 負曲げを受ける床版付半剛接合部回転剛性評価において重要なパラメータとなる鉄筋の抜け出し剛性を評価するため、コンクリート塊に埋め込まれた鉄筋に対し、両引き試験を行った。また、鉄筋径、コンクリート強度によって実験結果の基準化を行い、鉄筋抜け出し剛性評価式 (11.1) を提案した。

$$k_r = 3.3A_r\sqrt{F_c}/D \quad (\text{kN/mm}) \quad (11.1)$$

また、提案した鉄筋抜け出し剛性評価式により、ひび割れ部での鉄筋抜け出し量が妥当に評価できることを示した。

6章では エンドプレート形式の床版付半剛接合部の十字形合成梁試験体について単調載荷実験を行い、正曲げ、負曲げ、逆対称曲げの性状について調べた。

1. 負曲げの鉄筋バネ剛性は提案式と良い対応が得られ、付着を考慮することで適切に評価できることが確かめられた。
2. 負曲げにおけるスラブのずれ量は、モーメントによるスラブ界面のせん断力と鉄筋引張力によって起こっていると予想され、それらを考慮した評価法が必要である。
3. 負曲げ時仕口部におけるスラブ幅方向の鉄筋応力分布は一樣ではなく、回転剛性に対する仕口部各鉄筋の寄与度が異なるため、負曲げ時回転剛性評価時には仕口部での鉄筋応力分布を評価する必要がある。
4. 正曲げ時回転剛性評価力学モデルを提案した。正曲げ時は柱フランジ前面の局所変形剛性 K_c および、柱前面と柱横のスラブ圧縮力比 β を評価する必要がある。
5. 回転中心は正曲げ時は荷重レベルによらずほぼ圧縮フランジに存在している。負曲げ時はボルト離間前には鉄骨梁部重心位置に近い位置に中立軸が存在しているため、接合部回転剛性評価の際には、回転中心の評価が必要である。

7章では 対称負曲げおよび逆対称曲げを受ける、床版付半剛接合部の回転剛性を評価するために必要な、床版部の巨視的鉄筋バネ剛性 K_r の評価法について検討した。

負曲げを受ける床版付半剛接合部において、柱近傍における鉄筋応力分布の応力集中は、円孔を有する2次元平板の円孔近傍での応力分布理論式により、近似的に評価可能であるとの知見を得た。

1. ひび割れ時においても弾性時の鉄筋応力分布に従い「寄与度係数」 c_1 を用いる事で、仕口部の梁軸方向鉄筋の応力の梁軸直交方向の分布を考慮した巨視的バネ剛性の評価が可能である。
2. 実構造物における寄与度係数 c_1 の評価法を提案した。

8章では FEM 解析を用いて、正曲げ回転剛性力学モデルにおけるスラブの圧縮力負担率 β および、 P_{c1} による柱フランジ前面でのスラブ局所変形剛性 K_c を評価した。

1. β はスラブ幅、スラブ厚によらずほぼ一定で、約 0.75 となる。
2. 単位厚さ当りの局所変形剛性 K_c はコンクリートヤング係数 E_c で基準化し、 $K_c/E_c=0.113(\text{kN}$ と mm の無次元量) で、妥当に評価できる。

9章では 曲げを考慮したスラブのずれ量評価法を提案し、それを用いて正曲げ、負曲げの回転剛性評価式を提案した。また、6章実験結果と比較し、妥当性を検証した。

1. 負曲げにおけるスラブのずれ量を提案式により適切に表現できることを示した。
2. 正曲げについては一次剛性、二次剛性ともほぼ妥当に評価できている。
3. 負曲げについては回転剛性を過大に評価しており、回転中心の適切な評価が必要である。

10 章では 半剛接合骨組を仮定し，ブレースをもつ半剛接合骨組の保有水平耐力，およびブレースを持つ半剛接合骨組に対する床版の合成効果について検討した。

結論を以下に示す。

1. 筋交いを用いた半剛接合骨組について，床版の合成効果を得ることで，層間変形角 1/100 時における必要保有水平耐力を満足しうる，骨組水平剛性，耐力を確保することが可能である。

付録 A

ボルト軸力について

A.1 ボルトの離間軸力

耐力評価に先立ち、実験で用いたフラッシュエンドプレート接合部で用いたボルトの離間荷重 F_s を「鉄骨の構造設計」藤本 盛久著 p191-199 [46] を参考に以下の手順で求める。

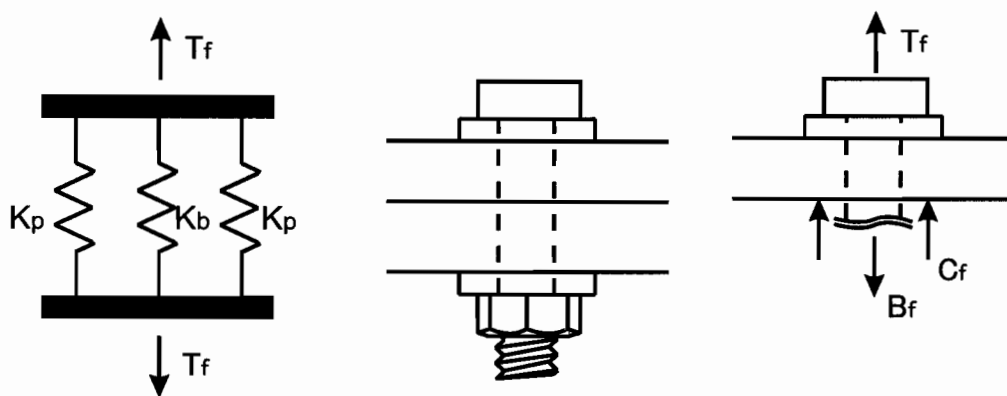


図 A.1 ボルト支圧荷重

高力ボルトに初期導入張力を与えると、図 A.1 に示すように、板に働く圧縮力 C_0 とボルトに働く引張力 B_0 は釣り合っている。ボルトに外力 T_f がかけると、ボルト軸力 B_f 、材間圧縮力 C_f は下式のようなになる。

$$T_f = T_0 + \frac{K_b}{K_p + K_b} T_f \quad (\text{A.1})$$

$$C_f = C_0 - \frac{K_b}{K_p + K_b} T_f \quad (\text{A.2})$$

材間圧縮力 C_f が 0 となるときのボルトは離間し、そのときの離間荷重 F_s は式 (A.1)(A.2) より

$$F_s = \left(1 + \frac{K_b}{K_p} \right) T_0 \quad (\text{A.3})$$

ボルトの伸び剛性 K_b は軸部断面積 A_b と図 A.2 に示すようにナット長さ L_n の 0.6 倍までをネジ部有効長さと考え、また、板の伸び剛性 K_p を求める際の有効断面積は様々な提案がなされているが、ここでは Douty [14] による仮定を用い、図 A.3 に示すように $A_p = 3 \cdot A_b$ とすると、 K_b 、 K_p はそれ

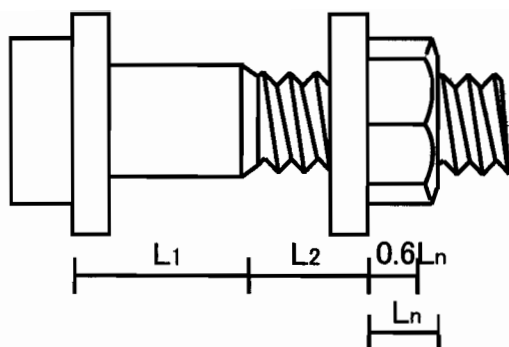


図 A.2 ボルトの有効長さ

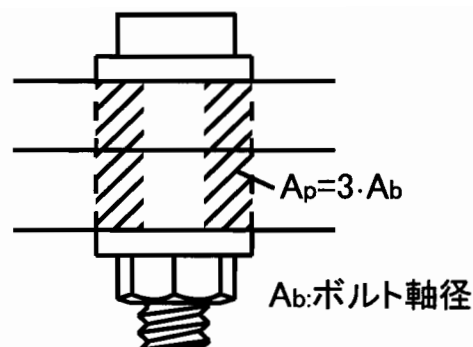


図 A.3 ボルト支圧荷重

ぞれ下式によって表される。

$$\frac{1}{K_b} = \frac{L_1}{E_s A_b} \frac{L_2 + 0.6L_n}{E_s A_e} = \frac{1}{986} \quad (mm/kN) \quad (A.4)$$

$$\frac{1}{K_p} = \frac{t}{E_s A_p} = \frac{t}{E_s 3 \cdot A_b} = \frac{1}{5390} \quad (mm/kN) \quad (A.5)$$

以上より，離間荷重 F_s は初期導入張力を 150kN/mm より 177kN となり，載荷開始から付加軸力が 27kN に達するとでボルトが離間すると予想される。

付録 B

スタッド押し抜き試験

B.1 試験体概要

6章の十字型合成梁試験と合わせて、スタッドの押し抜き試験を行った。試験体図を図 B.1 に示す。試験は対称負曲げ (PRCC-N1)、逆対称負曲げ (PRCC-S1) に合わせて、コンクリート厚 70mm の試験体を 2 体、140mm の試験体を 1 体の計 3 体ずつ行った。試験体シリーズおよびコンクリートの機械的性質をそれぞれ表 B.1、表 B.2。

載荷は 200t アムスラー試験機により行った。計測はスタッド位置での鋼材とコンクリートとの相対変位をクリップゲージおよび変位計 (1/500mm 精度) により計測を行った。

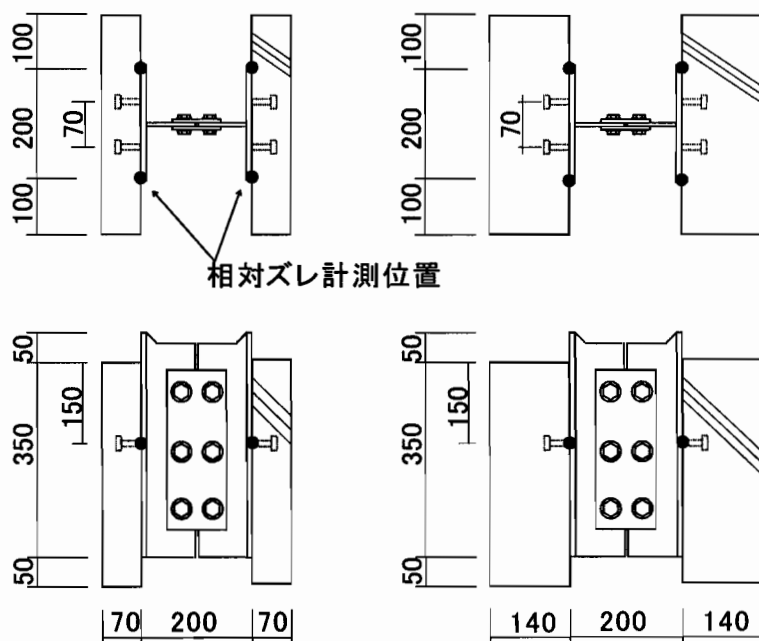


図 B.1 スタッド押し抜き試験体

B.2 スタッド押し抜き試験結果とモデル化

スタッド押し抜き試験結果を図 B.2 に示す。縦軸にスタッド 1 本当りが負担するせん断力、横軸にコンクリートと鋼材の相対ずれ量を示す。コンクリート厚の違いによる影響は初期剛性については

表 B.1 スタッド押し抜き試験体シリーズ

試験体	コンクリート厚 (mm)	コンクリート強度 (Mpa)	試験体数	Batch
C IV-Stud1,2	70	32.9	2	IV
C IV-Stud3	140	32.9	1	IV
C IV-Stud4,5	70	20.9	2	VI
C IV-Stud6	140	20.9	1	VI

表 B.2 コンクリートの機械的性質

Batch	Ec(GPa)	ν	Fc(MPa)	Ft(MPa)
IV	30.9	0.23	34.1	2.4
VI	24.1	0.21	19.5	2.4

ほとんど見られなかったが、コンクリート強度が弱いシリーズについてはコンクリート厚 140mm の CVI-stud6 試験体の耐力が少し大きめにでている。

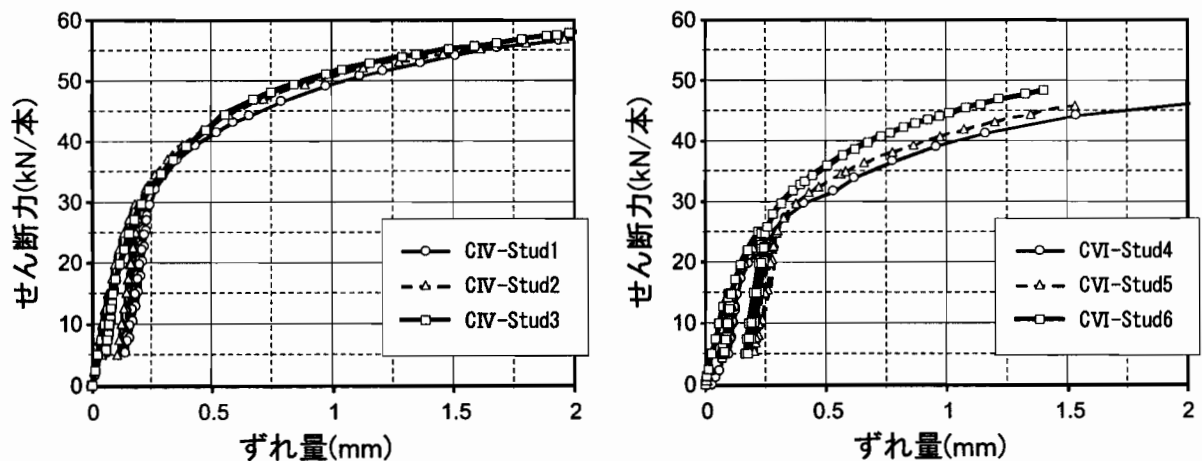


図 B.2 一本当りせん断力ー相対ずれ

ここでモデル化を行うに当り、スタッド1本当りに働くせん断力をコンクリート強度の平方根で除して基準化を行う ($Q/\sqrt{F_c}(kN/\sqrt{MPa})$)。図 B.3 に CIV シリーズ, CVI シリーズ各 3 体の平均を取り、基準化したものを示す。最大耐力近くではコンクリート強度の影響が 2 つの曲線は離れていく傾向にあるものの、初期剛性から最大耐力の 8 割程度においては両者はよく一致している。せん断力をコンクリート強度の平方根で除すことで、コンクリート強度について基準化出来ることが分かる。

基準化した曲線を元に、合成梁試験体での各コンクリート強度におけるスタッドのずれ剛性を Tri-Linear でモデル化する (図 B.4)。スタッド初期剛性およびモデル化した Tri-Linear の 3 点をそれぞれ表 B.3, B.4 に示す。

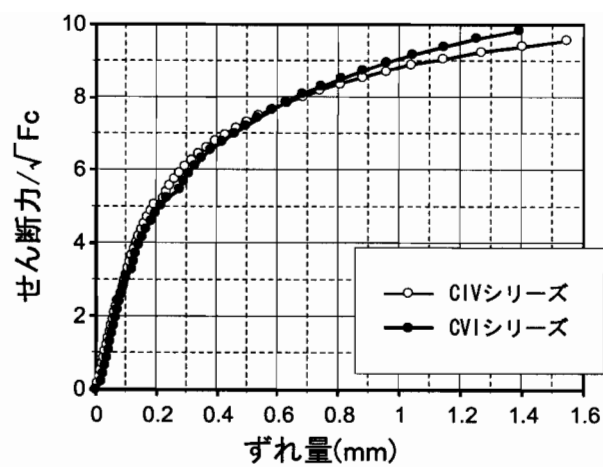


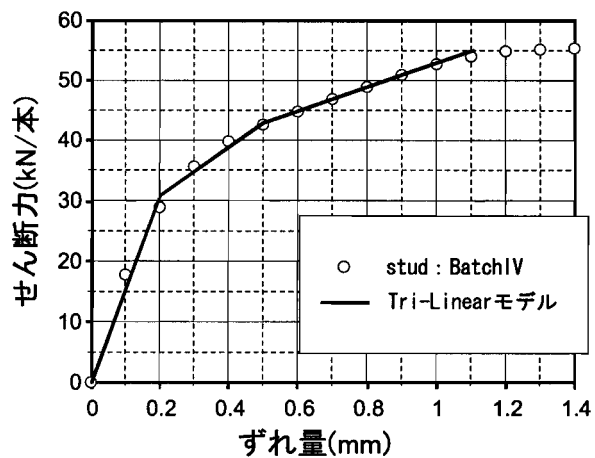
図 B.3 スタッドずれ剛性の基準化

表 B.3 スタッド初期剛性

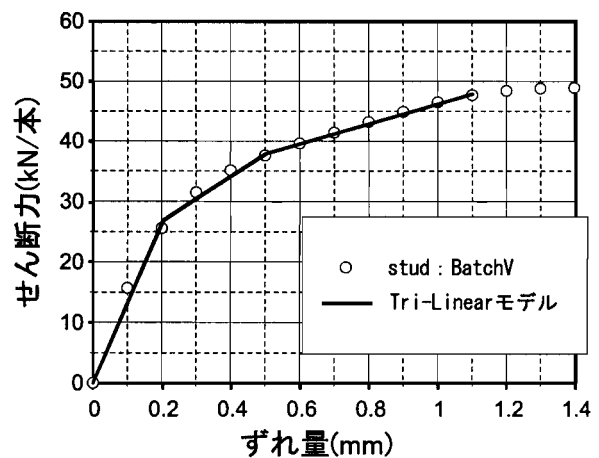
試験体	初期剛性 (kN/mm 本)
PRCC-N1	155
PRCC-P1	135
PRCC-S1	110

表 B.4 スタッドずれ剛性モデル化

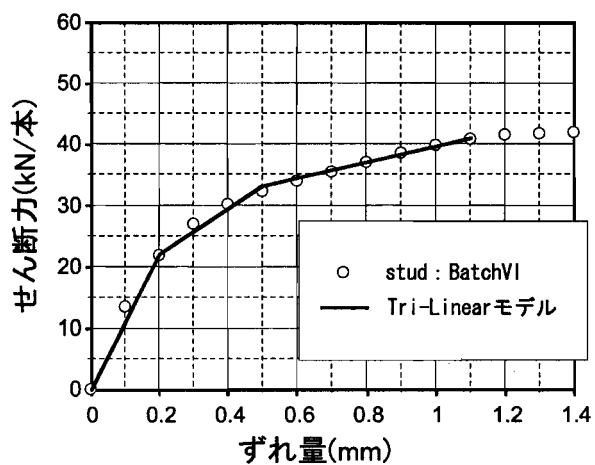
PRCC-N1		PRCC-P1		PRCC-S1	
せん断力 (kN/mm 本)	ずれ量 (mm)	せん断力 (kN/mm 本)	ずれ量 (mm)	せん断力 (kN/mm 本)	ずれ量 (mm)
0	0	0	0	0	0
31	0.2	27	0.2	22	0.2
43	0.5	38	0.5	33	0.5
55	1.1	48	1.1	41	1.1



(a)対称負曲げ(PRCC-N1)



(b)対称正曲げ(PRCC-P1)



(c)逆対称曲げ(PRCC-S1)

図 B.4 スタッドずれ剛性モデル化 (Tri-Linear)

付録 C

有限要素法による フラッシュ・エンドプレート型接合部の解析補足

C.1 はじめに

4章において、FEM解析により、フラッシュ・エンドプレート型接合部の仕口部近傍での局所性状が接合部回転剛性に与える影響を評価した。また、7章において、梁軸方向鉄筋の仕口部での梁軸直交方向応力分布を評価した。

ここではそれら解析の補足的な解析とその結果を示す。

C.2 フラッシュ・エンドプレート型接合部の 解析におけるボルト伸び剛性について

C.2.1 4章フラッシュ・エンドプレート型接合部解析結果の考察

4章における、フラッシュ・エンドプレート型接合部の解析結果と実験結果の比較をモーメントー回転角関係について図 C.1 に示す。解析結果は初期剛性と耐力では解析結果と対応しているが、ボルト離間後以降は実験結果と離れていき、その点において解析は妥当ではない。その原因として、理論値であるボルト伸び剛性と実験におけるボルト伸び剛性の違いが挙げられる。

実験で用いたボルト (F10 M20) の理論上の伸び剛性は式 (A.4) において示したように $K_b = 986(\text{kN/mm})$ である。3章フラッシュ・エンドプレート型接合部試験における、PRC-1, PRC-3 試験体における引張側ボルト軸力-ボルト伸び量関係を図 C.2 に示す。離間後のボルト伸び剛性は試験体 PRC-1, PRC-3 試験体の平均値をとると $K_b = 234(\text{kN/mm})$ であり、理論値の約 1/4 となっている。ボルト伸び剛性 K_b が理論値の 1/4 となった原因は不明であったが、FEM 解析結果においてボルト離間後の実験との対応が悪い原因として考えられる。

C.2.2 ボルト伸び剛性のキャリブレーション

前項より FEM 解析におけるボルト伸び剛性は実験での挙動をよく捉えていないため、ボルト離間後の実験挙動が追えていないと考えられる。そこで、ボルトの解析でのモデルをそのまま用い、実験でのボルト伸び剛性 $K_b = 234(\text{kN/mm})$ となるボルトヤング係数をボルトの単純引張解析とのキャリブレーションを行うことで設定する。

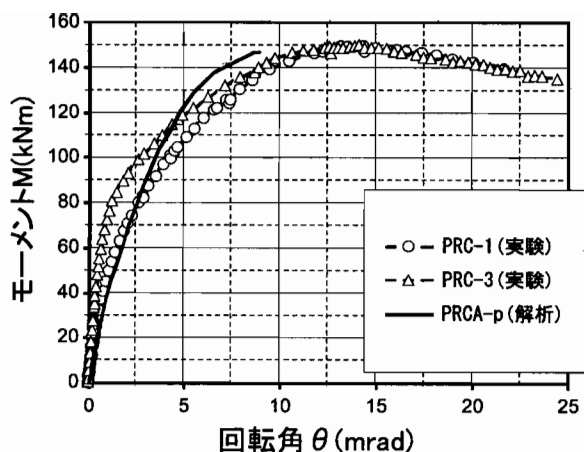


図 C.1 モーメント-回転角関係 (PRCA-p)

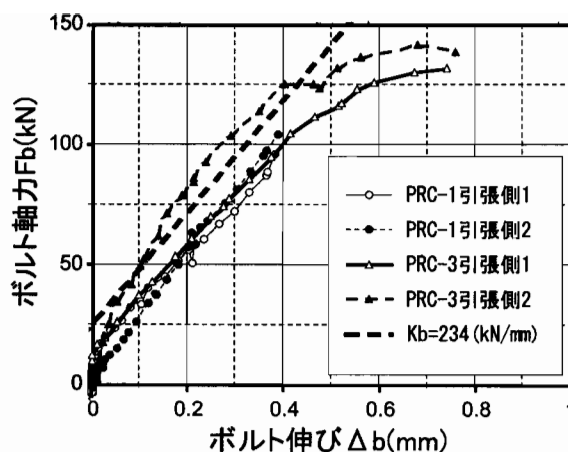


図 C.2 ボルト軸力-ボルト伸び量

図 C.3 に示す，4 章解析モデルよりボルトのみを抜き出し，ボルト頭部側ワッシャー下面節点の x 、 y 、 z 方向を拘束し，ナット側ワッシャー上面節点に x 方向の荷重を一様に与えることで，ボルトの単純引張解析を行った。

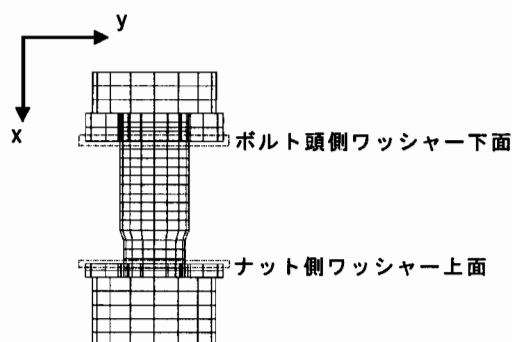


図 C.3 ボルト単純引張モデル

キャリブレーションの結果，ボルトヤング係数を 59GPa に設定することで実験結果のボルト伸び剛性 234 kN/mm と一致した。そこで，4 章における解析モデルにおいて，ボルトのヤング係数を 59GPa とし，解析を行った。モーメント-回転角関係について解析結果を図 C.4 に示す。解析結果はほぼ全荷重域において PRC-1 試験体の結果と対応しており，ボルト離間以後の挙動についても妥当に解析により追えていると言える。

C.2.3 回転中心と中立軸位置

4 章フラッシュ・エンドプレート型接合部解析モデル，PRCA-e において，仕口部での中立軸位置および回転中心位置を図 C.5 に示す。中立軸位置はエンドプレートとの界面における，梁ウェブひずみから求めた。また，回転中心はウェブ上エンドプレートの x 方向絶対変位が 0 となる梁せい高さ位

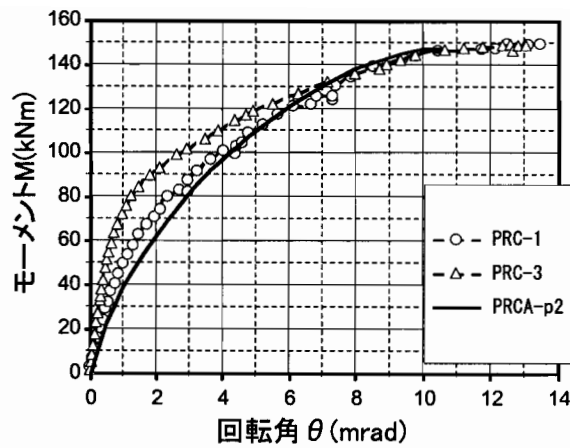


図 C.4 モーメントー回転角関係

置とした。

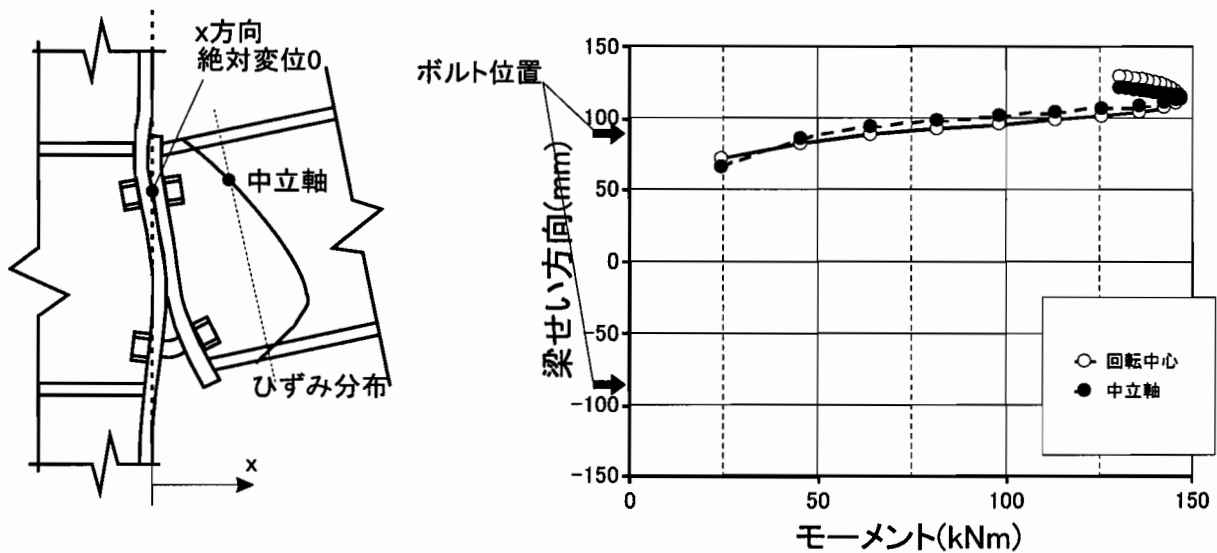


図 C.5 回転中心と中立軸

中立軸位置と回転中心位置はほぼ一致しており、中立軸位置の評価が出来れば回転中心位置も評価できると考えられる。

また、この解析は圧縮側に初期変形はない場合であるが、中立軸はほぼボルト位置近傍 ($y=90$) に存在している。しかし、3章実験でのとおり、エンドプレート界面には初期変形による柱フランジとの密着性の悪い部分がある場合があり、中立軸位置も初期不整に大きく影響されると予想できる。

C.3 7章仕口部鉄筋応力分布の補足解析

7章では、仕口部における負曲げ時の梁軸方向鉄筋のスラブ幅方向鉄筋応力分布の評価を解析的に
行い、実験との比較により妥当性を確認した。ここでは6章十字形合成梁試験での部材寸法に加え、
梁せいが400mm、600mmの時の解析を行い、結果について述べる。

C.4 解析モデル

解析モデルは6章での十字形合成梁試験体と梁せい以外の寸法は等しく、梁せい400mm、600mm
について解析を行った。解析シリーズを表C.1に示す。要素分割など構造的なモデリングは7章で示
した3次元弾性解析モデルと等しく(図C.6)、材料定数についても7章解析と等しい(表7.1, 7.2)。

表 C.1 解析シリーズ

モデル	スラブ幅 (mm)	梁せい (mm)	スリット	Phase
W1100_noslit	1100	300	なし	1
W1900_noslit_BD400	1900	400	なし	
W1900_noslit_BD600	1900	600	なし	

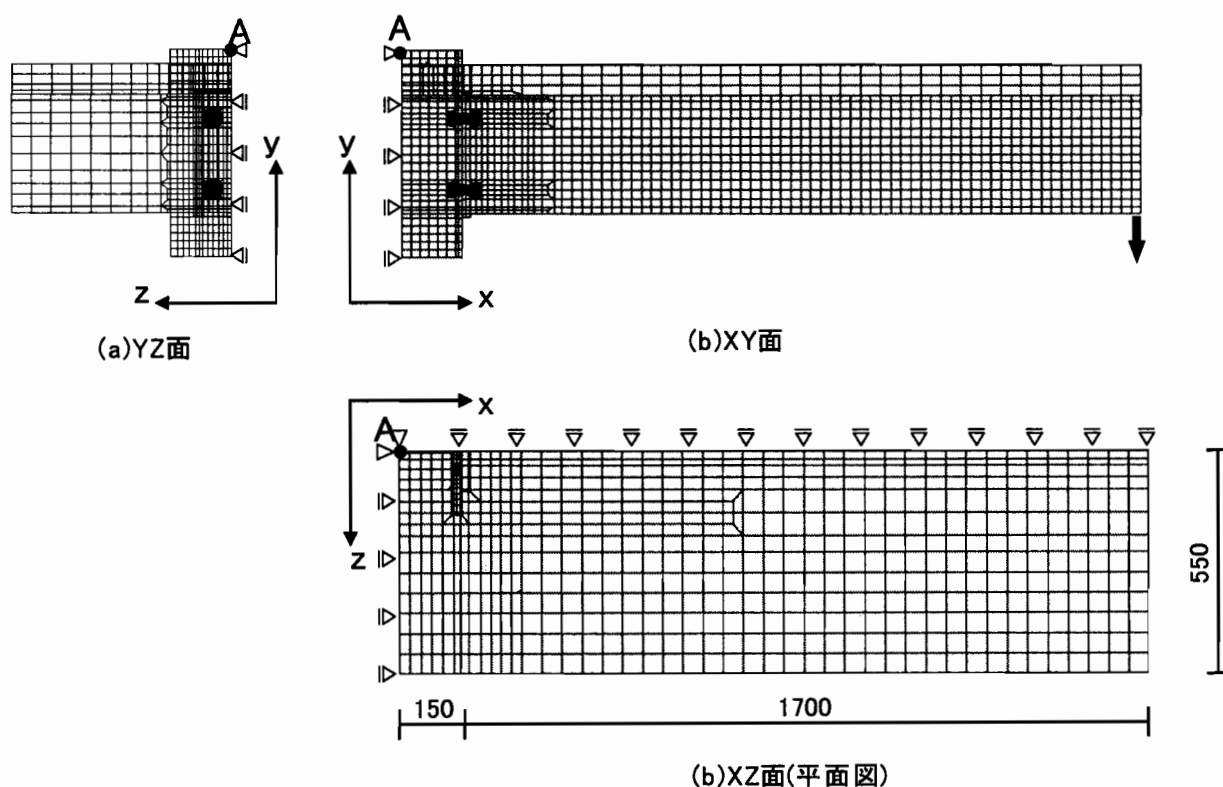


図 C.6 3次元弾性解析モデル

表 C.2 鋼材の機械的性質

	$E_c(\text{GPa})$	$F_c(\text{MPa})$	$\sigma_y(\text{MPa})$
柱材	206.0	0.3	364
鉄筋	206.0	0.3	398

表 C.3 コンクリートの機械的性質

$E_c(\text{GPa})$	$F_c(\text{MPa})$	$F_t(\text{MPa})$	ν	$G_f(\text{kN/mm})$
30.9	34.1	2.4	0.23	69

C.5 解析結果

図 C.7 に柱横を通る平均鉄筋応力 σ'_{ave} で除して基準化した、仕口部鉄筋応力分布を示す。解析結果は梁せいの違いによる鉄筋応力分布の違いは見られず、ほとんど梁せいの仕口部鉄筋応力分布への影響はないといえる。

原因としては、解析ではボルト離間前を対象として評価しているため、中立軸位置から鉄筋位置までの距離では大きく変わらないためと考えられる。

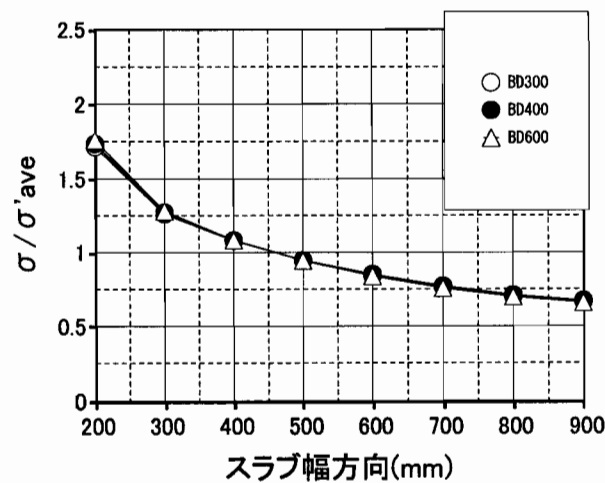


図 C.7 梁せいが異なるときの鉄筋応力分布

付表 1 負曲げに関する既往の実験

文献番号 研究者	試験	接合部	供試体 スチフナー	beam size	column size	reinforcement ratio(%)	スラブ断面 幅×厚さ (mm)	載荷	載荷位置 (mm)
Leon, R.T. [18]	SRCF2C	double web and bottom cleats	2bay frame (full scale)	W14 × 38	W14 × 120	8No.4(降伏 63ksi) (8T12)	積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	
	SRCC3C		十字型	W14 × 38	W14 × 120	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC1MR		なし	W14 × 38	W14 × 99	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC1ML	double web and bottom cleats	なし	W14 × 38	W14 × 99	8No.4(降伏 63ksi)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	
	SRCC1C		十字型	W14 × 38	W14 × 99	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCF2C		なし	W14 × 38	W14 × 120	8No.4(降伏 63ksi)			
Leon, R.T. [17]	SRCC3C	double web and bottom cleats	2bay frame (full scale)	W14 × 38	W14 × 120	8No.4(降伏 63ksi)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	
	SRCC4M		十字型	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC7C		なし	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC5M	seat angle	十字型	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	
	SRCC8C		なし	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC6CL		十字型	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC6CR	double web cleats	なし	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	対称 単調→破壊 対称 単調→破壊 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal) 積載+水平 (drift) 繰り返し (reversal)	
	SRCC9M		十字型	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	SRCC10M		なし	W21 × 57	W14 × 145	8No.4(降伏 63ksi)			
	specimen1 east		十字型	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
1.3 Leon, R.T.	specimen1 west	web cleat and weld or not	なし	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60	逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊	逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊 逆対称 繰り返し→破壊	132(in) 132(in) 132(in) 132(in) 132(in) 132(in) 132(in)
	specimen2 east		十字型	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
	specimen2 west		なし	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
	specimen3 east		十字型	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
	specimen3 west		なし	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
	specimen3 east		十字型	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			
	specimen3 west		なし	W27 × 94	W14 × 211	No.4, grade 60			

Anderson Najafi [12]	SBF	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	なし	なし	対称 単調→破壊	1400
	S4F	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	4T12rebar,A142 mesh(055%),W	1100 × 120	対称 単調→破壊	1400
	S8F	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	8T12rebar,A142 mesh(11%),W	1100 × 120	対称 単調→破壊	1400
	S12F	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	12T12rebar,A142 mesh(165%),W	1100 × 120	対称 単調→破壊	1400
	S8FD	flush endplate	十字型 なし	457 × 152UB52	203 × 203UC52	8T12rebar,A142 mesh(11%),W	1100 × 120	対称 単調→破壊	1400
	S8E	end plate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	8T12rebar,A142 mesh(11%),W	1100 × 120	対称 単調→破壊	1400
	SJ1	seat cleat	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	なし	なし	対称 単調→破壊	1500
	SCJ1	seat cleat	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	A142 mesh (02%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ11	seat cleat	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(07%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ3	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	A142 mesh (02%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
Nethercot [36]	SCJ4	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T12 rebar (10%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ5	flush endplate	十字型 ウェブ スチフナー	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T12 rebar (10%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ6	flush endplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(10%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	800
	SCJ7	flush endplate	十字型 plate stiffening	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T12 rebar,A142 mesh(12%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ15	flush endplate	十字型 backing plates	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(10%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ8	partial depth endplate top	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ9	partial depth endplate middle	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ10	partial depth endplate bottom	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ13	partial depth endplate 弱軸 bottom	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ14	partial depth endplate 弱軸 top	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(10%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ18	partial depth endplate 弱軸,bottom	片持ち梁 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),W	1200 × 120	単調→破壊 gravity	1500
	SCJ19	partial depth endplate 弱軸,top	片持ち梁 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(08%),G70	1200 × 120	単調→破壊 gravity	1500

Nethercot [36]	SCJ2	finplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	A142 mesh (02%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ12	finplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(07%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
	SCJ16	finplate	十字型 plate stiffening	457 × 198UB98	203 × 203UC52	T12 rebar,A142 mesh(12%),W	1200 × (120+)	対称 単調→破壊	1500
	SCJ17	finplate	十字型 なし	305 × 165UB40	203 × 203UC52	T10 rebar,A142 mesh(05%),W	1200 × 120	対称 単調→破壊	1500
Nethercot [23] [22]		flush endplate	2span,2story 1bay(full scale)	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 &T10-100	1000 × 110	単調→破壊	
	SJS-1	flush endplate 280 × 130 × 10	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	なし	対称 単調→破壊	1473
	CJS-1	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	対称 単調→破壊	1473
	CJS-4	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	対称 単調→破壊	1023
	CJS-5	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	対称 単調→破壊	573
	CJS-2	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	非対称 (左/右:2/1) 単調→破壊	1473
Nethercot [24]	CJS-3	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	非対称 (左/右:1/0) 単調→破壊	1473
	CJS-6	flush endplate	十字型 なし	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10 rebar(07%)	1000 × 100	非対称 (左/右:1/0) 単調→破壊	1473
	SCS		2span,1story 対称スパン	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10		単調→破壊	1250
	UCS		2span,1story 非対称スパン	254 × 102UB25	203 × 203UC46	4T12,4T10		単調→破壊	1250
Altman [11]	30 × 2c.2		十字型 なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	対称 単調→破壊,20cm	2420
	30 × 2c.1		十字型 なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	対称 単調→破壊,20cm	2420
	30 × 2c.3		十字型 なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	対称 単調→破壊,20cm	2420
	30 × 2c.5		十字型 なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	対称 単調→破壊,20cm	2420
	30 × 2c.6		十字型 なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	対称 単調→破壊,20cm	2420

30 × 2c.7	web and bottom cleats	十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.2		なし	IPE 360	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.1		なし	IPE 360	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.3		なし	IPE 360	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.7		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.6		なし	IPE 360	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 2c.5		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
Altman [11]								
30 × 3c.2		十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
30 × 3c.3		十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
30 × 3c.1		十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
30 × 3c.6		なし	IPE 300	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
30 × 3c.8		十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
30 × 3c.7		十字型	IPE 300	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.1	top , web and bottom cleats	十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.2		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.3		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.5		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6T10 rebar (067%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.6		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6T14 rebar (13%)	1200 × 120	1200 × 120	2420
36 × 3c.7		十字型	IPE 360	HEB 200	2 × 6t18 rebar (21%)	1200 × 120	1200 × 120	2420

謝辞

本論文は、筆者が長年にわたる神戸大学大学院自然科学研究科在籍中に大谷恭弘准教授のご指導のもとに進めた研究成果をまとめたものである。

大谷准教授には日頃より熱心な指導を賜り、時には深夜まで指導して頂きました。また、実験中や論文執筆時期においては毎年多くの差し入れを頂き、感謝に絶えません。ここに厚く御礼申し上げます。

退官された三谷勲教授には、指導教官として在職中長年ご指導・ご助言を頂きました。また、楽しい研究室の雰囲気は三谷先生の人柄だったかと思います。長年お世話になり、ありがとうございます。

長尾直治教授には、三谷教授の後指導教官としてご指導して頂きました。いきなりのことで、ご迷惑だったかと思いますが、卒業に向けて最大限のご指導を頂き、感謝に絶えません。ありがとうございます。

藤永隆助手には学部生の頃から多々お世話になりました。特に、毎年のように釣ってきて下さったタコは非常においしかったです。どうもごちそうさまでした。

研究室の卒業生、萬喜一くんには鉄筋の両引き試験において、実験およびデータ整理で大変お世話になりました。また、十字形合成梁試験においても実験協力をして頂きました。西槇毅くんにはフラッシュ・エンドプレート型接合部の実験・解析、また正曲げ剛性評価において大きな協力を頂きました。現 M1 生西村健くんには骨組解析や色々な面で大変お世話になりました。この3人以外にも研究室の学生には公私ともにお世話になり、大変感謝しています。どうもありがとうございました。

兵庫県住宅建築総合センターの建築防災課の方々には、西脇課長をはじめ、学生との両立の面で多くのバックアップを頂き、また、熱い応援を頂きました。どうもありがとうございました。

最後に両親を始め、この論文を執筆するに当たり、ご支援ご尽力を頂いた方々に厚く御礼申し上げます。

平成 19 年 7 月

市岡 大幸

参考文献

- [1] *ABAQUS 6.4 User's Manual*. ABAQUS, Inc.
- [2] ATENA 理論マニュアル. (株) 計算力学研究センター.
- [3] コンクリート標準示方書. 土木学会, 1993.
- [4] 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事. 日本建築学会, 1996.
- [5] 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. 日本建築学会, 1999.
- [6] *Eurocode3: Design of steel structures -Part 1-8: Design of joints*. CEN, December 2003.
- [7] *Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*. CEN, January 2004.
- [8] ACI Committee 408. A guide for determination of bond strength in beam specimens. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, pp. 129–134, 1964.
- [9] B. Ahmed, T.Q. Li, and D.A. Nethercot. Modelling composite connection response. In *Third International Workshop on Connections in Steel Structures*. Trento, 1995.
- [10] B. Ahmed and D.A. Nethercot. Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite flush endplate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 41, No. 1, p. 31, 1997.
- [11] Roland Altmann, Rene Maquoi, and Jean-Pierre Jaspart. Experimental study of the non-linear behaviour of beam-to-column composite joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 18, No. 1, pp. 45–54, 1991.
- [12] D. Anderson and A.A. Najafi. Performance of composite connections: major axis end plate joints. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 31, pp. 31–57, 1994.
- [13] J.M. Aribert. Influence of slip of shear connection on composite joint behavior. In R. Bjorhoved, et al., editors, *Connections in Steel Structures III*, pp. 11–22. AISC, Chicago, 1996.
- [14] R.T. Doudy and W. McGuire. High strength bolted moment connections. *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 91, No. 2, pp. 101–128, April 1965.
- [15] G. Hanswille. Cracking of concrete mechanical models of the design rules in eurocode4. In C. Dale Buckner and Bahram M. Shahrooz, editors, *Composite Construction in Steel and Concrete 3*, pp. 420–433. ASCE, 1996.

- [16] N. Kishi, W.F. Chen, and Y. Goto. Study of eurocode 3 steel connection classification. *Engineering Structures*, pp. 772–779, 1997.
- [17] Roberto T. Leon. Semi-rigid composite construction. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 15, No. 1,2, pp. 99–120, 1990.
- [18] Roberto T. Leon, Douglas J. Ammerman, Jihshya Lin, and Robert D. McCauley. Semi-rigid composite steel frames. *Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction*, Vol. 24, No. 4, pp. 147–155, 1987.
- [19] Roberto T. Leon, Jerome F. Hajjar, and Michael A. Gustafson. Seismic response of composite moment-resisting connection. i:performance. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 8, pp. 868–876, Aug 1998.
- [20] Roberto T. Leon, Jerome F. Hajjar, Michael A. Gustafson, and Shield C.K. Seismic response of composite moment-resisting connection. ii:behavior. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 8, pp. 977–885, Aug 1998.
- [21] Roberto T. Leon and R. Zandonini. Composite connections. In R. Bjorhovde, P. Dowling, et al., editors, *in Steel Design:An International Guide*, pp. 501–522. Elsevier Publishers, 1992.
- [22] T.Q. Li, D.B. Moore, and D.A. Nethercot. The experimental behaviour of a full-scale, semi-rigidly connected composite frame:detailed appraisal. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39, No. 3, pp. 193–220, 1996.
- [23] T.Q. Li, D.B. Moore, and D.A. Nethercot. The experimental behaviour of a full-scale, semi-rigidly connected composite frame:overall considerations. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39, No. 3, pp. 167–191, 1996.
- [24] T.Q. Li, D.A. Nethercot, and B.S. Choo. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable sear/moment ratios- i.experimental behaviour. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 38, No. 2, pp. 125–164, Jun 1996.
- [25] T.Q. Li, D.A. Nethercot, and B.S Choo. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable sear/moment ratios- ii.prediction of moment capacity. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 38, No. 2, pp. 165–198, 1996.
- [26] J.Y.R. Liew, T.H. Teo, N.E. Shanmugam, and C.H. Yu. Testing of steel-concrete composite connections and appraisal of results. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 56, pp. 117–150, 2000.
- [27] A.P. Mann and L.J. Morris. Limit design of extended end-plate connections. *Journal of the Structural Division*, Vol. 105, No. 3.
- [28] Thomas M. Murray. Recent development for the design of moment end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, pp. 133–162, 1988.

- [29] D.A. Nethercot. Nonlinear finite-element analysis of composite frames. *Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs*, pp. 244–247, May 1996.
- [30] D.A. Nethercot and R. Zandonini. Experimental behaviour of semi-rigid connections in frames. In R. Bjorhoved, et al., editors, *Connections in Steel Structures III*, pp. 57–66. AISC, Chicago, 1996.
- [31] J. Phillips and J.A. Packer. The effect of plate thickness on flush end-plate connections. In J.H. Howlett, W.M. Jenkins, and R. Stainsby, editors, *Joints in Structural Steelwork*, pp. 6.77–6.92. Pentech Press, 1981.
- [32] P. Ren and Crisinel Michel. Prediction method for moment-rotation behaviour of beam to column connection. In R. Bjorhoved, et al., editors, *Connections in Steel Structures III*, pp. 33–46. AISC, Chicago, 1996.
- [33] Alfredo Reyes-Salazar and Achintya Haldar. Nonlinear seismic respons of steel structures with semi-rigid and composite connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 41, No. 2/3, pp. 159–195, 1997.
- [34] J.W.B. Stark and F.S.K. Bijlaard. Design rules for beam-to-column connection in europe. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, pp. 415–462, 1988.
- [35] Thomas Telford. *CEB-FIP Model Code 1990*. Comite Euro-International du Beton, 1993.
- [36] Y. Xiao, B.S. Choo, and D.A. Nethercot. Composite connections in steel and concrete.i.experimental behaviour of composite beam-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 31, No. 1, pp. 3–31, 1994.
- [37] P. Zoetermeijer. Semi-rigid bolted beam-to-beam column connections with stiffened column flanges and flush-end plates. In J.H. Howlett, W.M. Jenkins, and R. Stainsby, editors, *Joints in Structural Steelwork*, pp. 2.99–2.118. Pentech Press, 1981.
- [38] 大野義照, 李振宝, 鈴木計夫. 持続荷重下における異形鉄筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係. 日本建築学会構造系論文集, Vol. 459, pp. 111–120, 5月 1994.
- [39] 大野義照, 李振宝, 鈴木計夫. 持続荷重下における端部鉄筋の抜け出しによる鉄筋コンクリート片持ち梁の付加たわみ. 日本建築学会構造系論文集, Vol. 467, pp. 115–122, 1月 1995.
- [40] 大野義照, 李振宝, 鈴木計夫. 端部筋の抜け出しを考慮した鉄筋コンクリートスラブの長期たわみ算定. 日本建築学会構造系論文集, Vol. 510, pp. 145–152, 8月 1998.
- [41] 長友克寛, 角徹三. 横ふし1個のみをもつ異形鉄筋の付着特性に関する研究. 土木学会論文集, Vol. 372, No. 5, pp. 177–186, 8月 1986.
- [42] 六車照, 森田司郎. 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (3). 日本建築学会構造系論文集, Vol. 139, pp. 1–10, 9月 1967.

- [43] 六車照, 森田司郎, 富田幸次郎. 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (1). 日本建築学会構造系論文集, Vol. 131, pp. 1-6, 1 月 1967.
- [44] 六車照, 森田司郎, 富田幸次郎. 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (2). 日本建築学会構造系論文集, Vol. 132, pp. 1-6, 2 月 1967.
- [45] 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治. 連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一考察. 土木学会論文集, No. 710, pp. 427-437, 7 2002.
- [46] 藤本盛久. 鉄骨の構造設計. 技報堂出版, 1982.
- [47] 村田二郎, 河合紘茲. 引抜き試験による異形鉄筋の付着強度に関する研究. 土木学会論文報告集, Vol. 348, pp. 113-122, 1984.
- [48] 市ノ瀬敏勝. 鉄筋コンクリート短柱における付着破壊のメカニズム. 日本建築学会論文報告集, Vol. 333, pp. 73-82, 11 月 1983.
- [49] 覚前睦夫. 孔の周囲に二個の荷重をうくる有効板の内力分布 (計算). 機械学会誌, Vol. 35, No. 192, pp. 256-260.
- [50] 中藺明広, 安川義行, 稲葉尚文ほか. Pc 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (上) - 連続合成桁における中間支点部の設計 -. 橋梁と基礎, pp. 27-35, 2 月 2002.

発表論文

- [1] Daikoh Ichioka and Ohtani Yasuhiro. Influence of slip of rebar in slab on rotational stiffness at joint of composite connection. US-Japan Seminar, 鋼・合成構造物の耐震性能設計のための高等安定理論とその応用, 京都, 7 2001.
- [2] 市岡大幸, 三谷勲, 大谷恭弘. 床版付き半剛接合部の剛性における鉄筋の寄与. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 762-763, 9 2005.
- [3] 市岡大幸, 西槇毅, 大谷恭弘, 三谷勲. 半剛接合部の力学的性状に及ぼす床版の影響評価. 鋼構造年次論文報告集, Vol. 13, pp. 165-172, 2005.
- [4] 市岡大幸, 大谷恭弘. 半剛接合骨組に合成された RC スラブの影響 その 1) RC スラブの影響を考慮した負曲げ回転剛性評価. 2007.9 日本建築学会大会掲載予定.
- [5] 市岡大幸, 大谷恭弘, 西槇毅. 床版の鉄筋応力分布を考慮した半剛接合部の負曲げ回転剛性評価. 鋼構造年次論文報告集, Vol. 14, pp. 681-688, 2006.
- [6] 市岡大幸, 大谷恭弘, 西槇毅. フラッシュエンドプレート形式半剛接合部の回転剛性に及ぼす局所性状の影響評価. 構造工学論文集, Vol. 153B, pp. 171-178, 3 2007.
- [7] 市岡大幸, 萬喜一. 引き抜き力を受ける鉄筋の抜け出し量と付着性状に関する実験的研究その 2 抜け出し量の定量的評価. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp. 11-12, 9 2004.
- [8] 西村健, 市岡大幸, 大谷恭弘, 西槇毅. 半剛接合骨組に合成された RC スラブの影響 その 3) RC スラブ付半剛接骨組の解析的検討. 2007.9 日本建築学会大会掲載予定.
- [9] 西槇毅, 市岡大幸, 大谷恭弘. 半剛接合骨組に合成された RC スラブの影響 その 2) RC スラブの影響を考慮した正曲げ回転剛性評価. 2007.9 日本建築学会大会掲載予定.
- [10] 西槇毅, 市岡大幸, 大谷恭弘. フラッシュエンドプレート形式の半剛接合部における局所性状が回転剛性に及ぼす影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 629-630, 9 2006.
- [11] 萬喜一, 市岡大幸. 引き抜き力を受ける鉄筋の抜け出し量と付着性状に関する実験的研究その 1 内部ひび割れ伝播と付着力の関係について. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp. 9-10, 9 2004.