

論文 柱より幅の広い扁平梁柱接合部の構造性能に関する研究

平田 延明*1・中岡 章郎*2・入江 貴弘*3・足立 将人*4

要旨: 柱幅よりも梁幅が大きい扁平梁柱接合部の構造性能を検証するため、梁幅と柱幅の比、柱梁偏心接合の有無および材料強度を実験因子として、構造実験を実施した。各試験体は、実験因子に関わらず同様のひび割れ性状を示し、危険断面において柱断面外に配筋される梁主筋の負担する応力は柱内よりも小さくなった。また梁主筋の応力分布は柱側面に生じるねじり変形の影響を受けていることを示した。

キーワード: 扁平梁, 柱梁接合部, 偏心接合, ねじり変形, ねじりモーメント

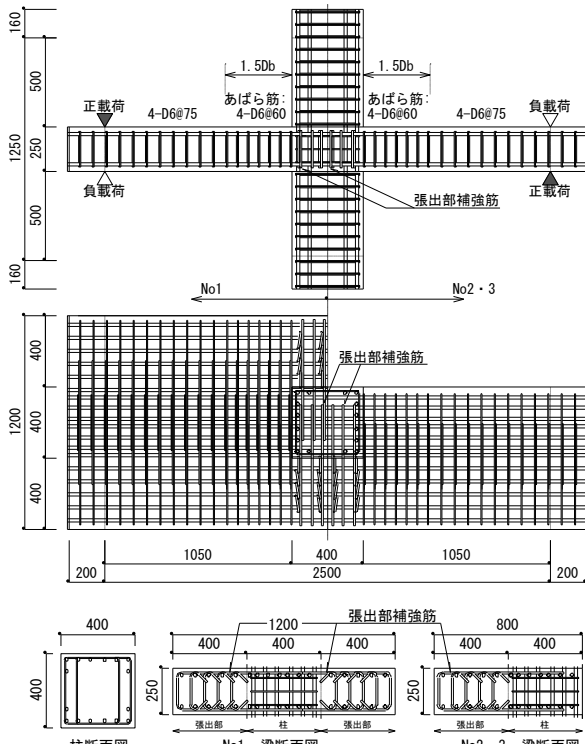
1. はじめに

集合住宅などにおいて、架構の耐力や剛性を確保しつつ開放的な空間を実現するため、柱よりも幅が広く、かつせいを抑えた扁平な梁（以下、幅広扁平梁という）を使用することがある。幅広扁平梁は梁主筋の一部が柱の外部に配筋されるため、柱外部を通る梁主筋からはねじりモーメントとして柱へと応力伝達される。またねじりモーメントにより、柱梁接合部の柱から張り出した部分（以下、張出部という）にはねじり変形が生じる¹⁾。柱幅に対する梁幅の比が大きいほど、全伝達モーメントに対するねじりモーメントの分担率が増大し^{2), 3)}、構造性能に及ぼす影響も増すと考えられる。

既往の実験によると、柱の外部を通る梁主筋の負担する応力が柱内部よりも低い傾向にある⁴⁾。この要因は検討されていないが、張出部に生じるねじり変形の影響と推定される。梁主筋の負担応力は、梁の曲げ耐力や復元力特性にも影響を及ぼすため、その影響要因については十分な検討が必要と考えられる。

一方、建築計画上の要求から、幅広扁平梁柱接合部においては、柱と幅広扁平梁を偏心接合させる場合があるが、偏心接合した幅広扁平梁柱接合部を対象とした研究事例^{5), 6), 7)}は限られ、その影響は明確とは言えない。これらを総合すると、幅広扁平梁の構造性能には未だ不明な点が残されていると考えられる。

以上のことから本研究では、幅広扁平梁柱接合部の構造性能を把握するために実施した実験結果に基づき、幅広扁平梁の曲げ耐力と梁主筋の応力分布、これらに対するねじり変形の影響について考察する。



2. 実験計画

2.1 試験体

実験に用いた試験体は、図-1に示すような内柱と幅広扁平梁接合部で、No1~3の3体である。主な実験要因は、柱梁の偏心の有無、材料強度、柱幅に対する梁幅の

表-1 試験体一覧

	Fc	梁	柱	梁幅/柱幅	柱梁偏心
No1	60	B×D=1200×250mm 主筋：18-D16 あばら筋：6-D6@60*/75	B×D=400×400 主筋：16-D16	3.0	無
No2	60	B×D=800×250mm 主筋：12-D16	帯筋：4-D6@70	2.0	有
No3	30	あばら筋：4-D6@60*/75		2.0	有

※梁端部 1.5D_b(=375mm)の範囲内のみ(D_b:梁せい)

*1 (株)長谷工コーポレーション 技術研究所第三研究開発室 (正会員)

*2 (株)長谷工コーポレーション 技術研究所第三研究開発室 室長

*3 (株)長谷工コーポレーション エンジニアリング事業部構造計画室

*4 (一財)日本建築総合試験所 構造部構造試験室 室長代理 博士(工学)(正会員)

表-2 使用材料

試験体	コンクリート		
	Fc	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No1	60	59.2	33.4
No2	60	52.7	31.3
No3	30	32.3	26.0

使用部位	試験体	呼び名	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
主筋	No1・No2	D16	SD490	537	725
	No3	D16	SD345	388	567
せん断補強筋	No1・No2	D6	KSS785	953	1140
	No3	D6	SD295A	365	511

表-3 試験体の諸強度

	梁		柱
	曲げ耐力 ^{※1} (kN)	せん断耐力 ^{※2} (kN)	曲げ耐力 ^{※3} (kN)
No1	346	693	424
No2	230	540	424
No3	166	279	271

※1 RC 規準略算式、※2 靱性保証型耐震設計指針、※3 多段配筋柱の曲げ耐力略算式、いずれも梁せん断力で表記

比である。試験体の概要を表-1に示す。No1は、梁幅1200mmで柱幅の3倍に相当し、柱の両側面にそれぞれ400mmずつ張出部が存在する。No2は、梁幅800mmで柱幅の2倍であるが、柱梁が偏心接合しており、柱の片側の側面にのみ張出部が存在する。No3はNo2とは材料強度のみ異なる。No1およびNo2は、主筋にSD490、せん断補強筋はKSS785、コンクリートは目標強度を60N/mm²としたのに対して、No3のみ普通強度材料を使用しており、主筋にはSD345、せん断補強筋はSD295A、コンクリートは目標強度を30N/mm²とした。表-2に試験体に使用した材料の材料試験結果を示す。なお、張出部はねじりモーメントを伝達する部位であるため、ねじり抵抗として各試験体ともコの字形の張出部補強筋を、上下主筋を囲う様に配筋し、その先端は柱内に定着した。

表-3には各試験体の諸強度を、梁せん断力として示

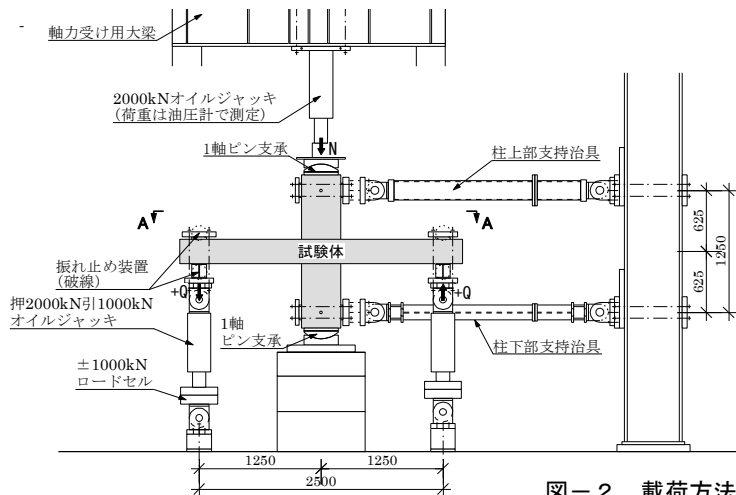


図-2 荷重方法

す。3体とも梁曲げ降伏が先行するように計画した。

2.2 実験方法

実験は図-2に示すように、柱反曲点位置をピンローラー支持とし、柱に一定軸力を加えた状態で、梁両端の加力点変位を逆対称に制御して行った。なお、柱梁が偏心接合したNo2とNo3については、加力点は柱芯と同一平面上にあり、梁芯に対して偏心している。そのため加力点において梁断面が回転しないよう、振れ止め装置を設置した。柱の指示点において水平面内の回転は拘束しなかった。荷重軸力は3体とも、 $N=0.1\sigma_B B_c D_c$ (σ_B :コンクリート圧縮強度、 B_c :柱幅、 D_c :柱せい)とした。

荷重履歴は、層間変形角 $R=1/400rad$ を1回、 $R=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/20rad$ を各2回ずつ正負繰り返し加力を行った後、正加力方向に $R=1/10rad$ まで加力した。

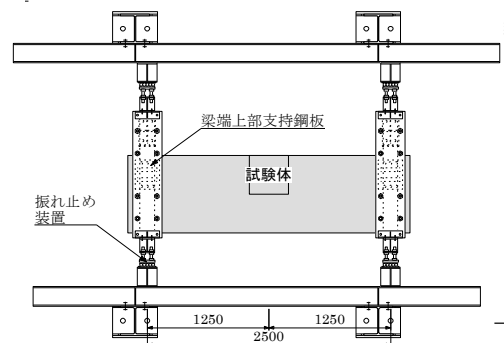
計測は、変位計を用いて加力点の変位を測定するとともに、3章に示す張出部のねじり回転角を把握するため、張出部下面の鉛直変位を測定した。またひずみゲージにより梁危険断面において梁主筋ひずみを測定した。

3. 実験結果

各試験体の張出部上面の破壊状況を写真-1に示す。No2~3については、張出部の無い側の面(以下、接合部面という)のひび割れ状況も示す。また各試験体の破壊経過を表-4に、最大耐力実験値と梁曲げ耐力計算値を表-5に示す。表中の計算値 Q_{fu1} は日本建築学会RC規準の梁曲げ耐力略算式⁸⁾、 Q_{fu2} はACIのストレスブロック法により、平面保持を仮定して算出した。図-3には主なひび割れを模式的に示す。

3.1 破壊経過

No1は $0.7 \times 10^{-3} rad$ 時に梁端部に曲げひび割れ(図-3中A)が生じた後、 $2.8 \times 10^{-3} rad$ 時に張出部上面に柱隅角部から斜めひび割れ(同B)が生じた。その後は梁主筋に沿ったひび割れ等(同C)も見られたが、梁端部の曲げひび割れや張出部上下面の斜めひび割れが特に拡大



(b) A-A矢視

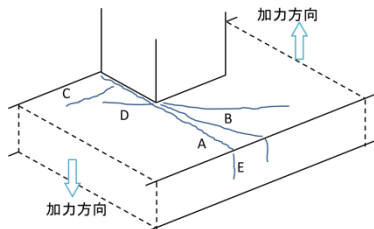
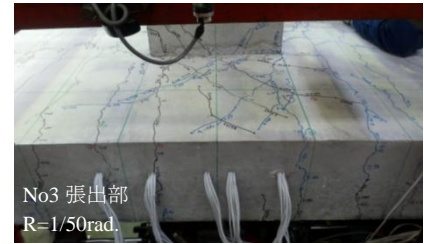
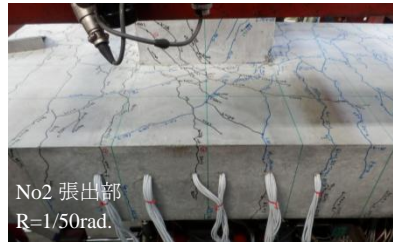


図-3 ひび割れ状況模式図

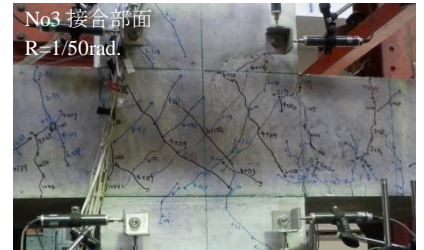


写真-1 試験体のひび割れ状況

表-4 実験経過

	梁曲げひび割れ		張出部斜めひび割れ		梁端部圧壊		主筋降伏				最大耐力	
	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	柱内※1		張出部※2		荷重 Qmax (kN)	変形角 Rmax ($\times 10^{-3}$ rad.)
							荷重	変形角	荷重	変形角		
No1	44	0.7	108	2.8	337	30.1	299	17.0	313	19.1	337	28.9
No2	19	0.4	59	1.6	219	50.1	179	12.6	206	24.1	220	30.1
No3	29	0.6	44	1.2	-	-	130	10.1	152	18.1	166	50.1

※1 柱内を貫通する梁主筋が全て降伏した時、※2 張出部2番目の主筋が降伏強度に達した時、荷重：梁せん断力 (kN)、変形角：層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)

した。17.0 $\times 10^{-3}$ rad.時には柱内部を通る梁主筋が全て降伏し、ほぼ同時に張出部を通る主筋も一部降伏した。28.9 $\times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力に達した後、30.1 $\times 10^{-3}$ rad.時には梁端部コンクリートが圧壊した。

柱梁が偏心接合した No2~3 も、ひび割れの発生順序は No1 と同様で、0.6~0.4 $\times 10^{-3}$ rad.時に曲げひび割れが生じ、1.2~1.6 $\times 10^{-3}$ rad.時には張出部上面に斜めひび割れが生じ、その後はこれらのひび割れが特に拡大した。一方、主筋の降伏状況は、柱内を通る主筋が 10.1~12.6 $\times 10^{-3}$ rad.時に降伏したが、張出部を通る主筋のうち柱側面から数えて2番目の主筋(以下、2番目の主筋と表す)が降伏したのは 18.1~24.1 $\times 10^{-3}$ rad.時であった。また No2 は 50.1 $\times 10^{-3}$ rad.時に梁端部コンクリートが圧壊した。なお No2~3 は、張出部上面の斜めひび割れが、梁上面まで進展した(同D)。

各試験体共通して、張出部の側面には曲げひび割れ(同E)が生じ、斜めひび割れがほとんど生じなかった。また No2 と No3 の接合部面には、5.0~7.0 $\times 10^{-3}$ rad.時に降せん断ひび割れが生じたが、大きく拡大することはない。

表-5 最大耐力実験値と計算値

	最大耐力 Qmax (kN)	梁曲げ強度計算値		実験値/計算値	
		略算 Qfu1 (kN)	ACI Qfu2 (kN)	略算	ACI
No1	337	346	353	0.97	0.95
No2	220	230	233	0.96	0.94
No3	166	166	166	1.00	1.00

かった。柱梁の偏心接合や材料強度に関わらず、各試験体とも梁端部や張出部のひび割れ状況は、概ね同様の傾向を示した。

3.2 荷重—変形関係

各試験体の荷重—変形関係を図-4に示す。図中には実験時の主な発生現象および梁曲げ耐力略算式による計算値(Qfu1)も示す。

各試験体ともに、梁端部曲げひび割れおよび張出部上面の斜めひび割れの発生後、徐々に剛性が低下し、柱内を通る梁主筋が先に降伏した。その後、No1 と No2 は R=30 $\times 10^{-3}$ rad.前後で最大耐力に達し、梁端部の圧壊が生じて、耐力低下した。No3 は R=50.1 $\times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力となり、その後の耐力低下もわずかであった。

いずれも最大耐力は梁曲げ耐力の計算値を若干下回ったが、各試験体共通して、少なくとも柱内を通る梁主筋は全て降伏した後に最大耐力に達していること、最大耐力以降の耐力低下も緩やかであったこと、および 3.1 に示したひび割れ状況などから、破壊形式は梁曲げ破壊と考えられる。

3.3 梁主筋の応力分布

各試験体の危険断面における梁軸直交方向の梁主筋応力分布を図-5に示す。鉄筋を完全弾塑性体と仮定して、主筋に貼付したひずみゲージの値にヤング係数を乗じて応力とした。なお各図の横軸は張出部最外縁からの距離を示す。

各試験体とも、張出部よりも柱内を通る梁主筋の負担

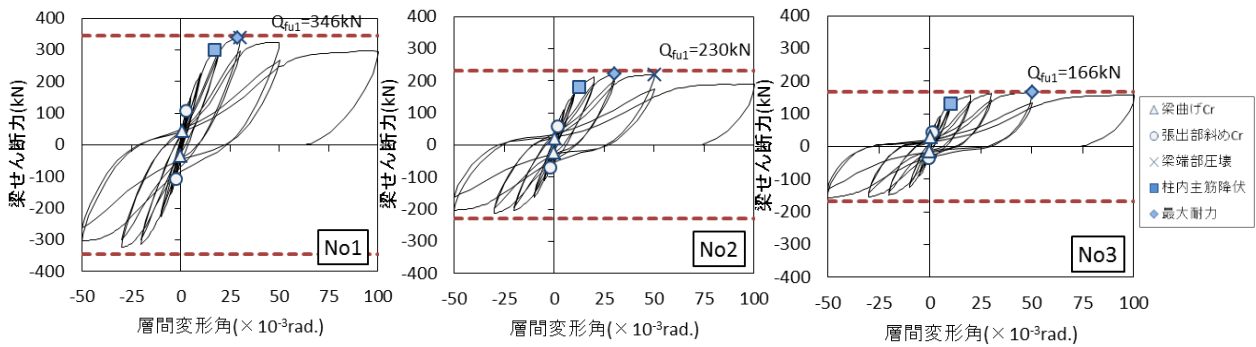


図-4 荷重—変形関係

する応力が大きく、張出部最外縁に近いほど負担応力が低下する傾向を示した。特に柱梁を偏心接合とした No2, No3 は、No1 よりもこの傾向が顕著であった。

No1 は、柱内を通る主筋が先行して降伏したが、柱内の主筋の負担応力はほぼ一様であった。張出部の主筋の一部は $R=1/50$ rad.時においても降伏しなかった。No2 と No3 は、No1 と同様に張出部よりも柱内を通る主筋の負担応力が大きいことに加え、柱内においても接合部に近いほど負担応力が大きい傾向を示した。接合部に近い主筋から順に降伏強度に達し、No2 は $R=1/100$ rad.時には柱内を通る主筋の一部、No3 は柱内の全てが降伏した。張出部の主筋の一部は、No1 同様、 $R=1/50$ rad.時においても降伏しなかった。

3.4 張出部のねじり変形角

張出部下面の鉛直変位を用いて算定した張出部のねじり変形角実験値と層間変形角の関係を図-6 に示す。ねじり変形角の定義を図-7 に示す。柱側面に対する張出部外縁の相対的な回転角として定義した。各試験体ともほぼ層間変形角に比例してねじり変形角が増加しており、層間変形角の 30~35% 程度の大きさで推移した。また柱梁が偏心接合した No2~3 は、No1 よりも $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad.以降、ややねじり変形角が大きい傾向を示した。

4. 考察

図-5 に示した梁主筋の応力分布には、図-6 および 7 の張出部の梁直交軸まわりのねじり変形が影響していると考えられる。本実験の各試験体はいずれも $R=1/50$ rad.を超える大変形時に最大耐力に達したが、3.3 節に述べたとおり $R=1/50$ rad.時には各試験体とも共通して張出部の 2 番目の主筋まで、ほぼ降伏していた。そこで以下では、張出部 2 番目の主筋降伏時の応力分布に対する張出部のねじり変形の影響について検討する。

4.1 検討モデルの概要

幅広扁平梁においては張出部のねじり変形が生じ、張出部に接合する梁端部は柱に接合する部分と比較して固定度が低く、梁端部の曲げ変形が緩和される。これにより梁端部で負担される曲げモーメントおよび主筋の負担応力が低下すると考えられる。張出部のねじり変形に伴う梁端部固定度の低下と曲げ変形の緩和を図-8 のように仮定する。張出部のねじり変形角が求まれば、緩和された正味の梁部材角、低下した曲げモーメントおよび主筋の負担応力も評価できると考えられる。

ここで文献⁹⁾には、フラットプレート構造における柱側面のねじりモーメントとねじり曲率の関係 ($T-\phi_t$ 関係) が示される。これを用いてねじりモーメント実験値に対応するねじり変形角を算定した。一例として図-9 には No1 について、3.4 に示したねじり変形実験値と計算値の対応を、ねじりモーメント実験値との

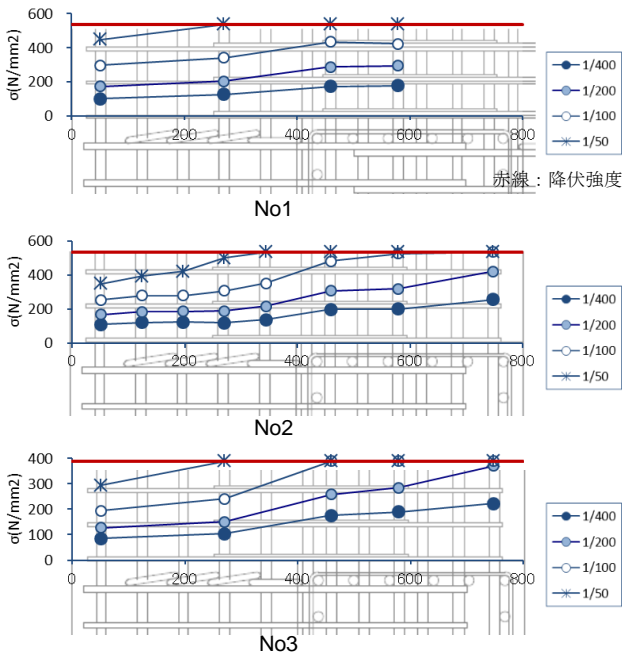


図-5 梁主筋応力分布

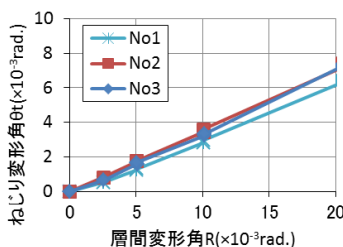


図-6 ねじり変形角実験値

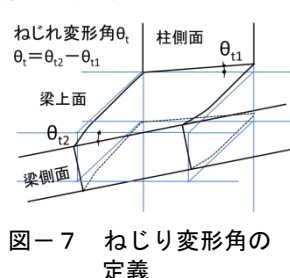


図-7 ねじり変形角の定義

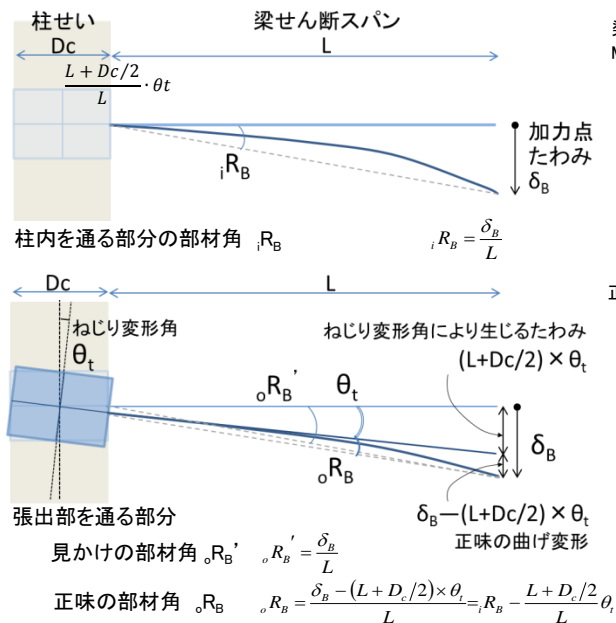


図-8 梁端部固定度の低下

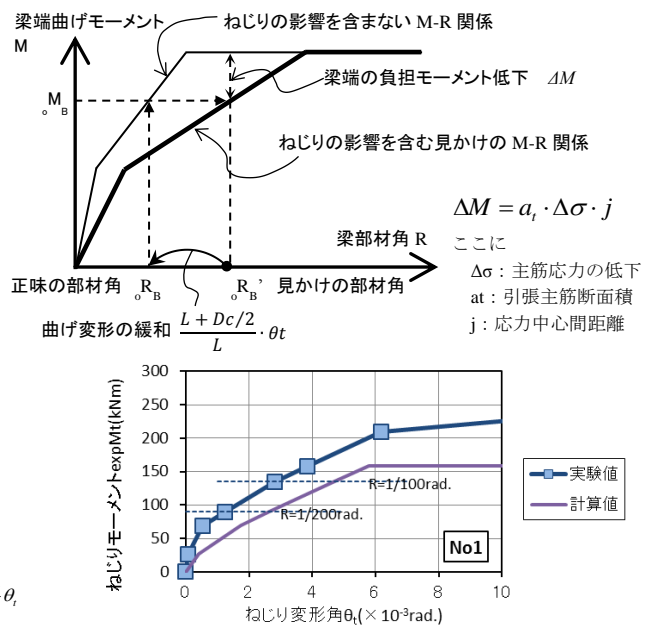


図-9 ねじり変形角実験値と計算値の対応

関係で示す。なおねじりモーメント実験値 ($_{\text{exp}}M_t$) は張出部に配筋される梁主筋から柱へと伝達されるモーメントとして、次式で定義した。

$$_{\text{exp}}M_t = M - M_f - M_s$$

M : 柱梁間の全伝達モーメント

M_f : 柱内を貫通する梁主筋の曲げ抵抗による伝達モーメント

M_s : 柱前後面のせん断力による伝達モーメント

計算値は実験値の傾向に概ね対応していることから、以下では文献⁹⁾の $T-\phi-t$ 関係を用いて、ねじり変形による梁主筋応力への影響を検討する。

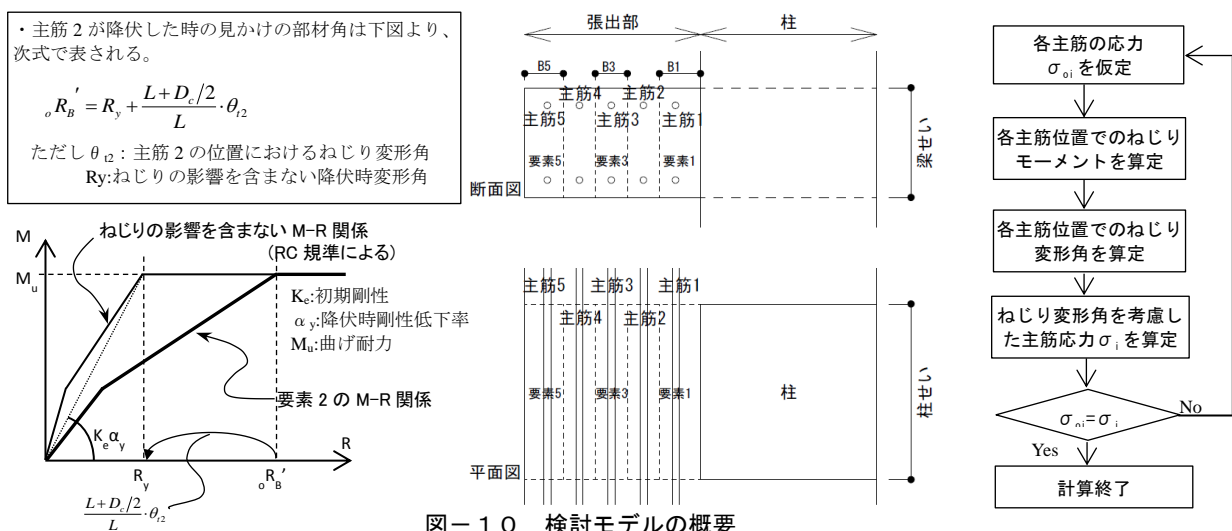
図-10には、梁主筋応力分布を検討するためのモデルの概要を示す。張出部を主筋が1本ずつ含まれるように要素分割する。図中の主筋1、主筋2が降伏強度に達し、主筋3~5までは降伏強度未達として応力分布を仮定し、これに基づきねじりモーメントを算定する。次に文

献⁹⁾の $T-\phi-t$ 関係を用いて、ねじりモーメントに対応するねじり変形角を算定する。そのうえで図-8に示す方法で、ねじり変形角の影響を考慮した主筋応力を算定し、はじめに仮定した主筋応力分布と一致するまで繰り返し計算を行った。なお、ここでは主筋2を含む要素2の正味の部材角を図-10に示す R_y と仮定した。

4.2 主筋応力分布実験値と計算値の比較

図-11に算定結果を実験値と比較して示す。No1は概ね実験値と計算値が対応している。No2、No3は実験値が計算値を下回っているが、これは柱梁の偏心接合の影響と推定される。3.3で述べたとおり、柱梁偏心接合したNo2~3は柱内外の応力差がNo1より顕著であった。

ここで文献¹⁰⁾では、梁幅が柱幅の1/2で梁が柱の片側に偏心接合した柱梁接合部試験体において、柱軸周りのねじりモーメントの影響により柱主筋に応力勾配が生じ、梁が偏心した側の柱主筋ほど負担応力が大きいことが示



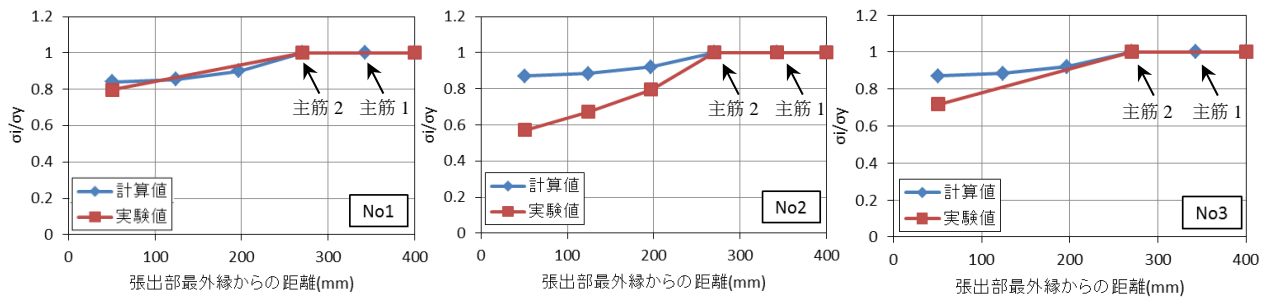


図-1-1 主筋応力分布 実験値と計算値の対応

されている。この柱と梁を置換すれば、本実験の No2~3 の梁主筋の応力分布の傾向と対応する。No2~3 は加力点に振れ止め装置を設置したが、梁軸周りのねじりの影響を完全には抑えられず、主筋応力分布に梁軸周りのねじりモーメントの影響も生じたと推定される。

以上より、No2~3 には梁軸周りのねじりの影響が見られるものの、張出部 2 番目の主筋までが降伏強度に達する曲げ終局に近い状態においては、張出部のねじり変形を考慮することで、幅広扁平梁の主筋応力分布を概ね評価可能と言える。

また本実験では No2 を除き、最大耐力時には張出部の最外縁まで全主筋が降伏したにも関わらず、最大耐力はいずれも曲げ耐力計算値を若干下回った。全梁主筋が降伏しても、張出部に接合する梁端部の曲げ変形が緩和され、曲げ耐力に至る変形は増大する。ただし実際には、圧壊等の要因による柱に接合する部分の耐力低下が先行したため、曲げ耐力計算値に達しなかったと推定される。ねじり変形を考慮した幅広扁平梁の曲げ耐力、復元力特性の評価方法については、今後の検討課題である。

5. 結論

本研究では、梁幅と柱幅の比、柱梁偏心接合の有無、材料強度等を実験要因として、幅広扁平梁柱接合部を対象に加力実験を行い、その構造性能について検討した。以下に結論を記す。

- (1) 柱梁の偏心接合や材料強度にかかわらず、各試験体は同様のひび割れ性状を示した。危険断面においては、張出部の外縁に近いほど主筋の負担応力が低下する傾向を示した。また偏心接合した試験体は柱内外の主筋応力の差異がより顕著であった。
- (2) 危険断面において張出部外縁ほど主筋応力が低下するのは、張出部がねじり変形し、梁端部の固定度が低下する影響と考えられる。
- (3) 幅広扁平梁の曲げ耐力実験値は、張出部の最外縁まで梁主筋が全て降伏した試験体でも、計算値を下回った。これも張出部のねじり変形の影響と考えられる。ただし張出部ねじり変形を考慮した幅広扁平梁の曲げ耐力、復元力特性の評価は今後の課題である。

謝辞

本研究の実施にあたっては、名古屋大学大学院教授勅使川原正臣博士より多大なご指導を賜った。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 松本智夫, 西原寛: 曲げ降伏が先行する RC 造扁平梁柱接合部の実験的研究, 安藤建設技術研究所報, Vol.17, pp.39-49, 2011
- 2) 松崎育弘, 福山洋, 別所佐登志, 畠本斉: 幅広梁・柱部分架構の復元力特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No3, pp.501-506, 1988
- 3) 木野本圭児, 伊藤光康, 大井貴之, 佐藤則勝: 幅広梁・柱部分架構の水平加力性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No2, pp.697-700, 1990
- 4) 中岡章郎ほか: 偏平梁架構の構造性能に関する研究, 長谷工技報, No19, pp.37-43, 2002
- 5) 西村康志郎, 瀧口克己, 堀田久人ほか: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究, 日本建築学会構造系論文集, No.627, pp.827-834, 2008.5
- 6) 西村康志郎, 瀧口克己, 堀田久人ほか: 鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究, 日本建築学会構造系論文集, No.616, pp.179-189, 2007.6
- 7) 松本智夫, 西原寛: 偏心を有する RC 造偏平梁柱接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.501-502, 2012.9
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 9) 太田義弘, 卜部藍, 太田博章, 川合拓: 壁柱・フラットプレート架構の水平荷重に対する力学的特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.499-504, 2008
- 10) 小澤照彦, 城攻, 柴田拓二ほか: 十字型 RC 柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No56, pp.185-196, 1983