

論文 扁平梁-柱接合部におけるねじりモーメントによる応力伝達に関する実験的研究

蛭田 駿*1・中村 聡宏*2・勅使川原 正臣*3・平田 延明*4

要旨：通常の梁と比べて幅の広い扁平梁では、柱との接合部において、柱側面の張出部にねじりモーメントによる応力伝達が生じる。本研究ではこの張出部のねじりモーメントによる応力伝達機構に対する、柱側面に直交する鉄筋や張出部に施す補強筋およびその配筋方法の影響について実験的に検討した。実験結果から、柱側面に直交する鉄筋の量や強度によりねじれ耐力が上昇することを示した。また、ねじれ耐力について検討したところ、実験結果を基にねじれ抵抗に有効な断面を定義することで、ねじれ耐力を安全側に評価できた。

キーワード：扁平梁、ねじりモーメント、接合部

1. はじめに

通常の梁と比べて、せいが小さく幅が広い扁平梁や、フラットプレート構造では、開口を大きく取れる点や、階高を抑えつつ室内空間を広く確保できるという利点がある。柱よりも幅の広い扁平梁と柱の接合部における応力伝達機構には、図-1のように柱前後面の曲げモーメントによる応力伝達だけでなく、張出部でのねじりモーメントによる応力伝達が挙げられる。扁平梁-柱接合部では、通常の柱梁接合部と異なり、この張出部のねじり抵抗についても検討が必要となる。

現行の RC 規 準¹⁾では、フラットスラブの規定において、柱頭周りのパンチング破壊に対する設計として、図-2のように柱断面の周囲に梁の有効せいの1/2だけ上げた範囲を有効断面としている。ねじれ抵抗の評価式として、算定断面におけるせん断応力の分布を図-3のように仮定して、式(1)を導出している。

$$M_t = \tau_w \frac{d_b^2}{2} \left\{ (D_c + d_b) - \frac{d_b}{3} \right\} \cdot 2 \quad (1)$$

ここで、

M_t ：算定断面の両側面のねじりモーメント(N・mm)、 τ_w ：コンクリートのねじりせん断強度(=6 τ_u) (N/mm²)、 τ_u ：コンクリートの直接せん断強度(N/mm²)、 d_b ：梁の有効せい(mm)、 D_c ：柱せい(mm)

式(1)では狩野ら²⁾の研究を参考に、周囲のスラブによる拘束や張出部の鉄筋の抵抗力を考慮して、コンクリートのねじり強度を直接せん断強度の6倍としており、梁幅や張出部の鉄筋の影響を個別には評価できていない。なお、ここで使用しているコンクリートの直接せん断強度は ACI Code³⁾にならったものであり、RC 規 準における

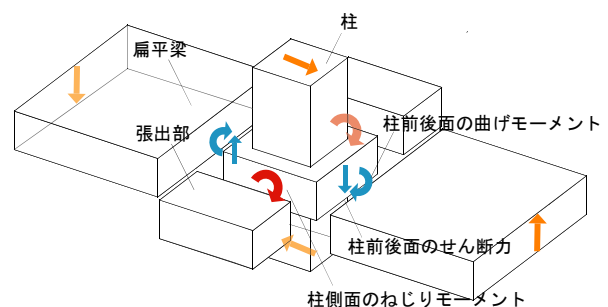


図-1 扁平梁-柱接合部の応力伝達

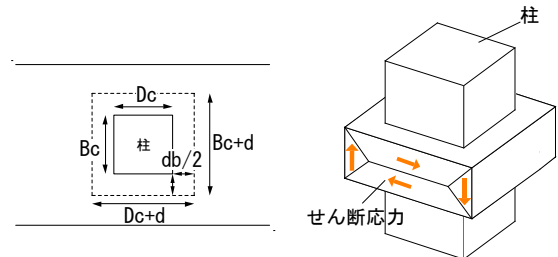


図-2 パンチング算定断面 図-3 柱側面のねじれ抵抗

コンクリートの短期許容せん断応力度の約 1.5 倍に相当する。柱側面を直交する鉄筋や張出部における補強筋の影響を定量的に評価することで、合理的な設計が可能になると考えられる。

そこで、本研究では、扁平梁と柱の接合部の張出部のねじれ耐力に対する、危険断面に直交する図-4 中赤色の鉄筋(以下、コの字形補強筋)や、図-4 中青色の張出部に施した補強筋(以下、張出部補強筋)の影響を明らかにすることを目的とし、張出部のねじり載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の張出部の配筋概要を図-4 に、アイソメ図を図

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生 (正会員)

*2 名古屋大学大学院環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 名古屋大学大学院環境学研究科 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

*4 (株)長谷工コーポレーション 技術研究所第一研究開発室 (正会員)

-5 にそれぞれ示す。試験体のスケールは 1/2.5 とし、柱幅と同じだけ柱の両側に張り出した扁平梁と、柱の接合部を模した試験体を、計 5 体製作した。また、梁の柱前後面の位置にスリットを設け、梁のモーメントはねじりモーメントのみにより柱に伝達する形式とした。

試験体の諸元一覧を表-1 に、使用した鉄筋とコンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-2、表-3 に示す。試験体 No.1 を基本試験体とし、試験体 No.1, 2, 3 がコの字形補強筋量(鉄筋径および強度)を、試験体 No.1, 4, 5 が張出部補強筋量、および配置をパラメータとしている。なお、表-1 中のコの字形補強筋、張出部補強筋の()内に示す補強筋比 p_{wh} , p_{wv} は式(2)、式(3)のように算出した。

$$p_{wh} = \sum a_{wh} / (D_b \times (D_c + d_b)) \quad (2)$$

$$p_{wv} = \sum a_{wv} / (B_a \times (D_c + d_b)) \quad (3)$$

ここで、

a_{wh} : コの字形補強筋 1 本の水平部分の断面積(mm²), D_b : 梁せい(mm), a_{wv} : 張出部補強筋、およびコの字形補強筋 1 本の鉛直部分の断面積(mm²), B_a : 張出部の幅(=柱幅)(mm)

試験体 No.1 に対して、No.2 はコの字形補強筋の鉄筋径を細くすることで鉄筋量を減らし、No.3 は No.1 と同じ鉄筋径ではあるが、高強度のものを使用している。

試験体 No.4, No.5 は図-6 に示すように、試験体 No.1 に比べ、張出部の補強筋の量を減らし、さらに補強筋配置をそれぞれで変化させている。柱に最も近い梁主筋に集中的に補強筋を施す配置図-6(a) と、各梁主筋に一行に施した配置図-6(b), 図-6(a) から補強筋量を減らした配置図-6(c) の 3 つの配筋方法とした。

2.2 加力概要

加力方法を図-7 に示す。柱および梁端部をピン支持とし、油圧ジャッキにより正負交番繰り返し载荷を行った。加力サイクルは、層間変形角制御とし、層間変形角が 1/1600, 1/800, 1/400, 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25 ((2)のサイクルは 2 回繰り返し)で行った。

梁に作用したモーメントは、梁スタブを支えているピン柱で計測した軸ひずみから求めた梁せん断力をもとに算出している。

3. 実験結果

コの字形補強筋をパラメータとした試験体 No.1, 2, 3, 張出部補強筋をパラメータとした試験体 No.1, 4, 5 のモーメント-層間変形角関係、モーメント-ねじれ変形角関係の包絡線をそれぞれ図-8, 図-9 に示す。図-8 中に示す計算耐力は RC 規準に記されている式(1)により求めた。柱に取り付けた変位計の値から求めた梁の傾きを、図-10 に示すように、柱面から変位計の計測位置の間で生じた

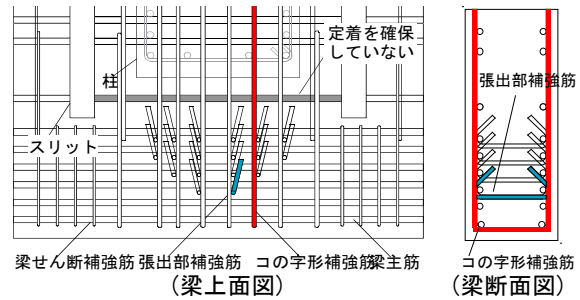


図-4 張出部配筋概要

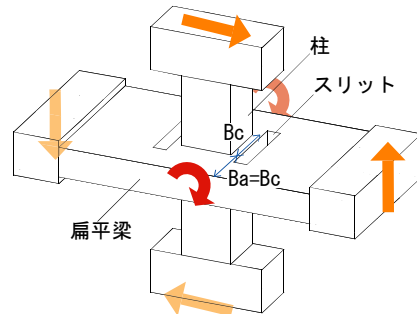


図-5 試験体アイソメ図

表-1 試験体諸元一覧

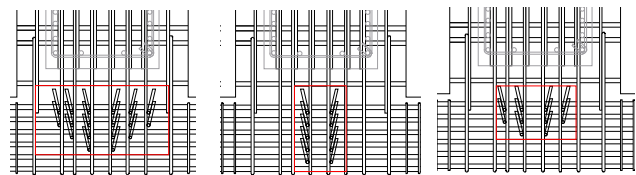
試験体	1	2	3	4	5
柱	断面 400×400(mm)				
	主筋 18-D16(主筋比:1.98%, 引張鉄筋比:1.29%)				
	せん断補強筋 2-D6@50(帯筋比0.31%)				
梁(張出部)	断面 299×240(mm)				
	引張鉄筋 6-D16(引張鉄筋比:1.97%)				
	せん断補強筋 2-D6@45(あばら筋比:0.47%)				
コの字形補強筋	D10	D6	D10(高強度)	D10	D10
((()内の数字は式(2)による))	(0.98%)	(0.43%)	(0.98%)	(0.98%)	(0.98%)
張出部補強筋	D10	D6	D10	D10	D10
((()内の数字は式(3)による))	(0.82%)	(0.36%)	(0.82%)	(0.59%)	(0.59%)
張出部補強筋の配筋	a	a	a	b	c

表-2 使用鉄筋の材料特性

鉄筋径(材種)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
D6(SD295A)	390.5	2159.8	1.80	508.4
D10(SD345)	405.4	2289.9	1.76	607.7
D16(SD390)	470.6	2476.2	1.90	652.6
D10(SHD685)	748.1	4214.4	1.77	961.0

表-3 使用コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
No.1, 4	31.4	2.64	2.9
No.2, 3, 5	36.8	2.86	3.1



(a) 試験体 No. 1, 2, 3 (b) 試験体 No. 4 (c) 試験体 No. 5
図-6 張出部補強筋配筋方法

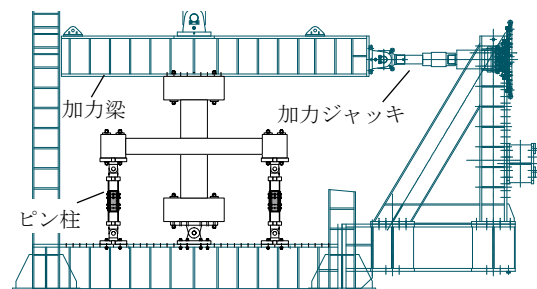
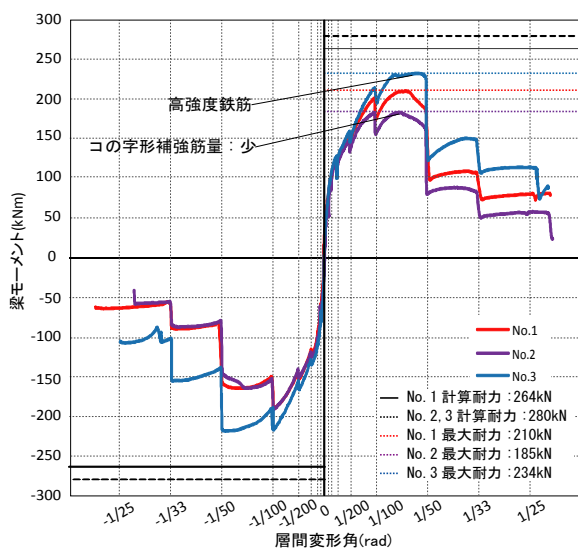
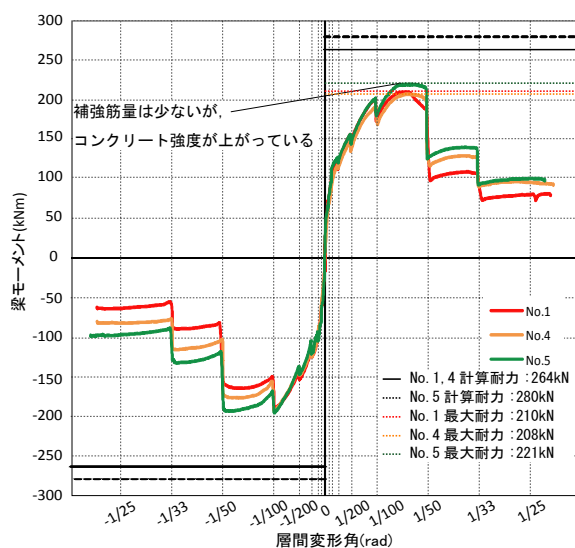


図-7 加力方法

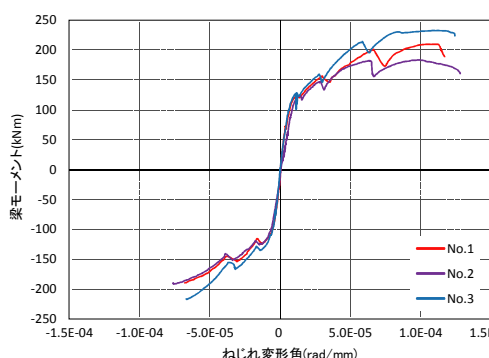


(b) 試験体 No. 1, 2, 3

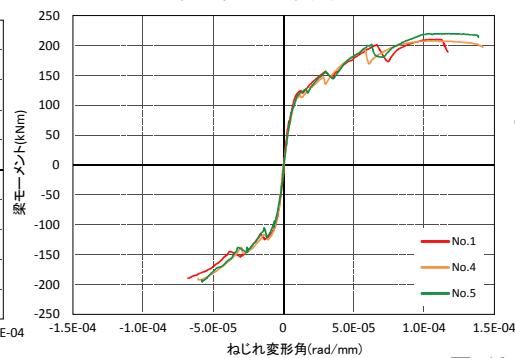


(c) 試験体 No. 1, 4, 5

図-8 モーメント - 層間変形角関係



(a) 試験体 No. 1, 2, 3



(b) 試験体 No. 1, 4, 5

図-9 モーメント - ねじれ変形角関係

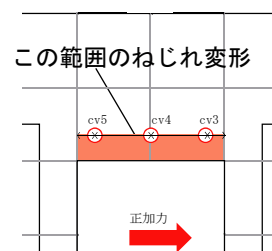


図-10 柱に取り付けた変位計



写真-1 +1/50(1) サイクル時試験体写真(試験体 No. 1)

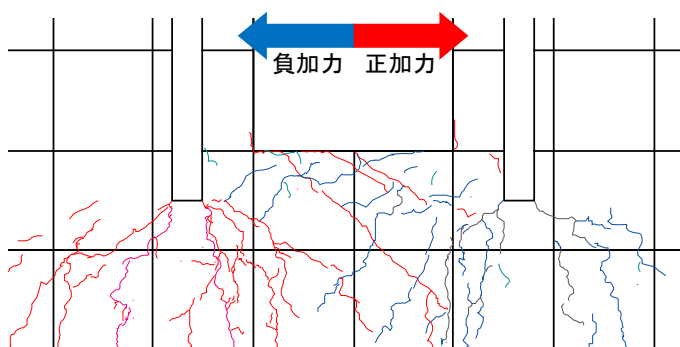


図-11 +1/50(1) サイクル時ひび割れ図(試験体 No. 1)

ねじれ変形とし、その距離の間の単位長さあたりのねじれ変形角を算出した。また、ひび割れ状況については、いずれの試験体も同様であったため、ここでは試験体 No.1 の+1/50(1)サイクル時の梁上面の試験体写真を写真-1 に、ひび割れ図を図-11 に示す。図-11 において、赤線が正加力時、青線が負加力時のひび割れを示している

試験体 No.1 は、1/800 サイクルでスリットの角からひび割れが生じ始め、1/200 サイクルで柱の隅からの斜めひび割れも発生した。その後 1/50 サイクルの途中でコの字形補強筋が降伏し、最大耐力 210.1kNm に達した。1/50 サイクル以降では、耐力が著しく低下し、ひび割れが広がるとともに梁下面では剥落が生じた。

試験体 No.2 は、1/800 サイクルでスリットの角からひび割れが生じ始め、1/400 サイクルで柱の隅の斜めひび割れも発生した。その後、1/100 サイクルでコの字形補強筋が降伏し、1/50 サイクルで最大耐力 184.9kNm に達した。1/50 サイクル以降では、耐力が著しく低下し、ひび割れが広がるとともに梁下面では剥落が生じた。

試験体 No.3 は、1/400 サイクルでスリットの角からひび割れが生じ始め、1/200 サイクルで柱の隅からの斜めひび割れも発生した。その後 1/50 サイクルの途中で最大耐力 234.7kNm に達したが、最大耐力付近で柱に最も近い位置の梁主筋が降伏していた。直後の 1/50 サイクルの負加力までは耐力の低下が見られなかったが、1/50 サイ

クルの2回目以降、耐力が著しく低下した。

試験体 No.4 は、1/1600 サイクルでスリットの角からのひび割れが生じ始め、1/200 サイクルで柱の隅からの斜めひび割れも発生した。その後 1/50 サイクル途中でコの字形補強筋、張出部補強筋が降伏し、最大耐力 208.5kNm に達した。1/50 サイクル以降では、耐力が著しく低下し、ひび割れが広がった。さらに試験体 No.4 については水平方向の加力を行ったのち、柱上部のスタブに引張軸力を導入し、扁平梁-柱接合部にせん断力をかけた。その際接合部生じた最大せん断力は 293.0kN であった。

試験体 No.5 は、1/800 サイクルでスリットの角からひび割れが生じ始め、1/400 サイクルで柱の隅からの斜めひび割れも発生した。その後、1/50 サイクルの途中でコの字形補強筋が降伏し、最大耐力 221.6kNm に達したが、最大耐力付近で張出部補強筋が降伏していた。1/50 サイクル以降では、耐力が著しく低下し、ひび割れが広がるとともに梁下面では剥落が生じた。

図-8 に示すように、コの字形補強筋の量が増加する、もしくは強度が高くなることで耐力が向上している。試験体 No.3 は、試験体 No.1 と比較してコンクリート強度が高くなっているが、試験体 No.5 と比較しても耐力が高くなっており、試験体 No.1 と No.5 の耐力差が、コンク

リート強度に起因し、試験体 No.1 と No.3 の耐力差はコンクリート強度とコの字形補強筋に起因していると考えられる。高強度鉄筋を用いた試験体 No.3 においても、最大耐力以降のサイクルでは他の試験体同様、著しく耐力が低下した。このことから、コの字形補強筋の降伏強度を高くした場合の補強効果には上限があると考えられる。

張出部の補強筋をパラメータとした場合は、図-9 に示すように、耐力や変形能に変化はあまり見られなかった。

4. 鉄筋のひずみ分布

4.1 コの字形補強筋

試験体 No.1, 2, 3 の層間変形角 1/800rad 以降の各サイクルピーク時および最大耐力時のコの字形補強筋のひずみ分布を図-12 に示す。図中の加力方向は、柱上部にかかる水平力の方向を示している。図-12 より、コの字形補強筋のひずみ分布は柱中央に近い位置で大きくなり、図-2 で想定している D_c+d_b の幅の位置では小さくなっていることがわかる。試験体 No.1 では中央付近が、試験体 No.2 ではほとんどのコの字形補強筋が降伏しているが、試験体 No.3 ではいずれも降伏ひずみに達しておらず、鉄筋がその降伏強度を発揮する前にコンクリートの破壊が生じたと考えられる。また、試験体 No.3 のコの字

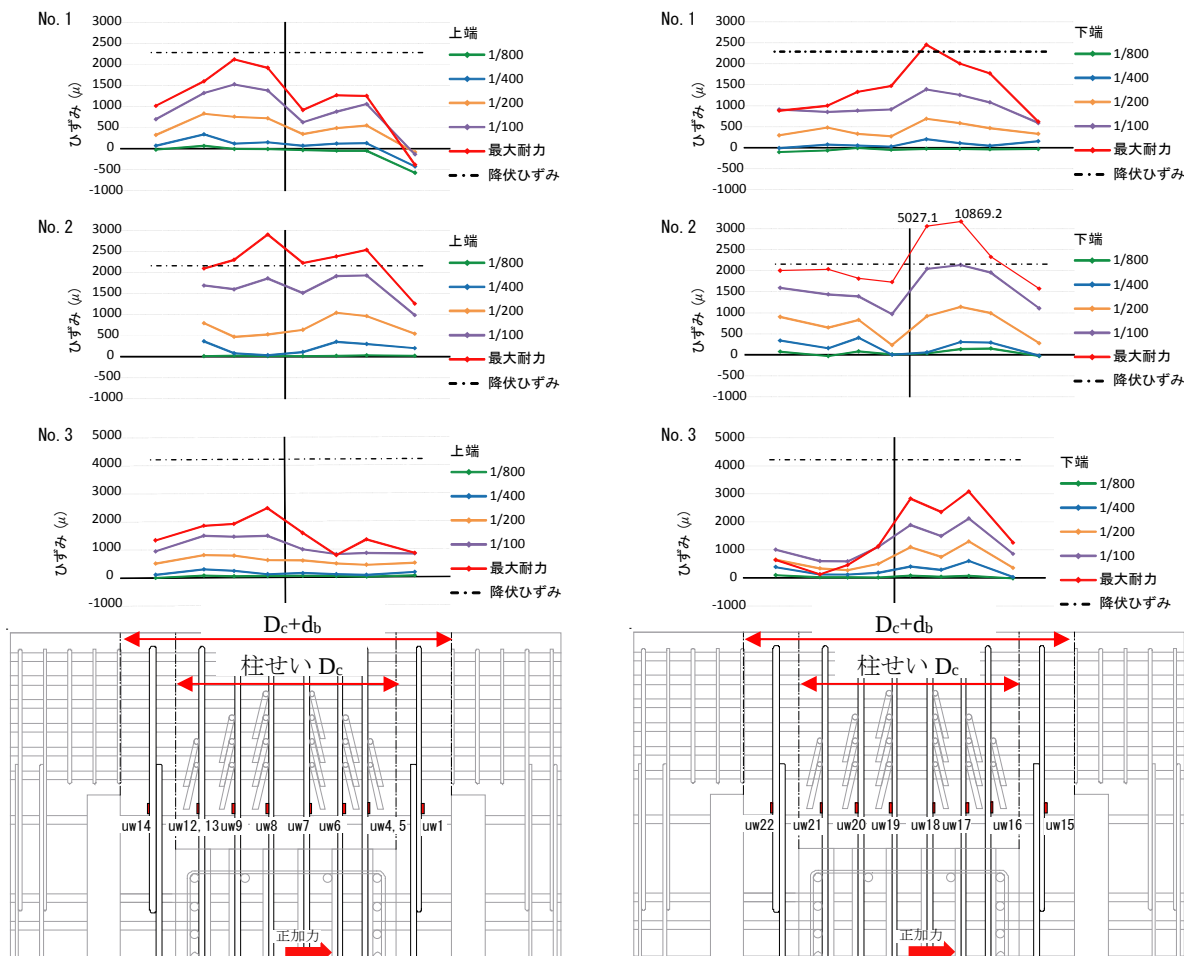


図-12 コの字形補強筋ひずみ分布

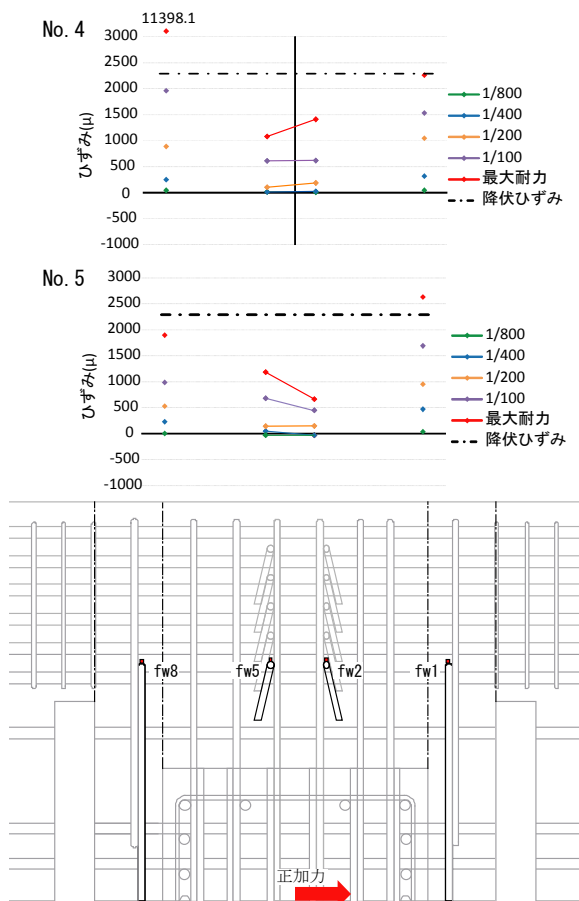


図-13 張出部補強筋のひずみ分布

型補強筋のひずみが、試験体 No.1 に対してそれほど大きくなっていない点から、本実験の試験体においては、鉄筋のひずみが 3000 μ 程度の時にコンクリートの破壊が生じると考えられる。

4.2 張出部補強筋

試験体 No.4, 5 の 1/800～最大耐力における張出部補強筋のひずみ分布を図-13 に示す。なお、柱断面の外側の位置についてはせん断補強筋の鉛直部分を計測点としている。試験体 No.1 では特に降伏しているものは見られなかったが、図-13 に示すように試験体 No.4, 5 の柱断面の外側に位置するせん断補強筋の鉛直部分は、降伏ひずみに達していた。柱中央から遠い位置での補強筋の抵抗がより大きくなる傾向にあるようだが、これはスリットの隅からのひび割れが大きくなっていることから説明される。

4.3 梁主筋

試験体 No.1, 2, 3 の梁主筋のひずみ分布を図 13 に示す。梁主筋のひずみは、梁幅の中心側と外側のいずれにおいても、柱中央付近での勾配が最も大きくなっている。これは梁主筋の応力がコの字形補強筋を介して柱へと伝達されていることを示唆している。図-12 のコの字形補強筋の歪分布が、柱中央付近で大きくなっていることと合わせて考えると、図-2 の D_c+d_b よりも狭い、柱せい

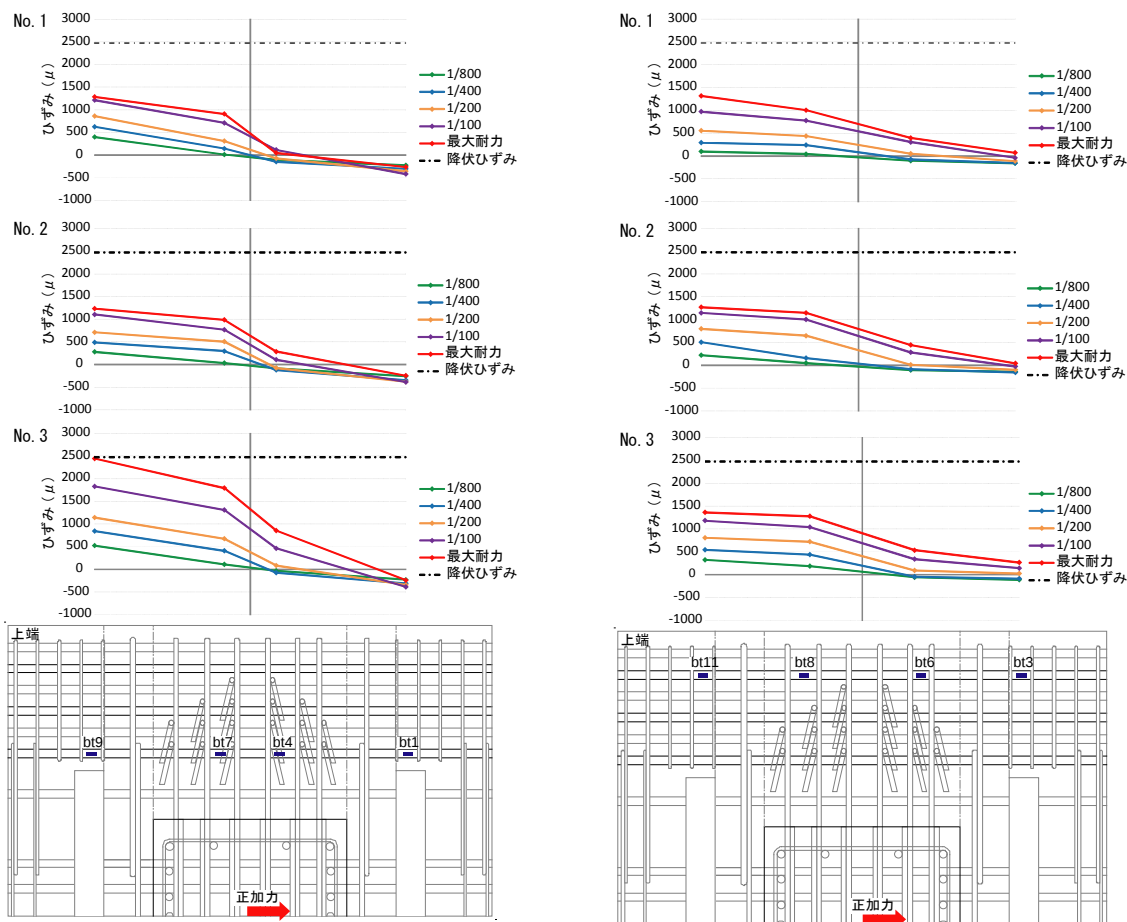


図 14 梁主筋のひずみ分布

D_c に近い範囲での応力伝達が大きいと考えられる。

5. 張出部のねじれ耐力

今回の実験結果をもとにしたねじれ耐力の評価について検討する。まず、RC 規準に記されている式(1)を参考に検討する。図-8に示したようにいずれの試験体も計算値を下回る結果となっている。これは、試験体の設計にあたって、写真-2に示すように、柱前後面での曲げ抵抗が生じないように、スリット部分で切断した鉄筋(図-4を参照)により、コンクリートの破壊が促されたためであると考えられる。また、式(1)はスラブ-柱接合部の実験を基にしており、扁平梁は梁せいが比較的大きく、図-2で仮定している断面が適当ではない恐れがある。

そこで、今回の実験ではねじれ抵抗の断面が小さくなっていてと考え、図-15のように柱せいをねじれ抵抗の断面の幅とした場合のねじれ耐力についても計算を行った。実験での最大耐力と計算耐力の一覧を表-4に示す。また、RC 規準に示されている、フラットプレートのスラブと柱の接合部で伝えられる全鉛直力と伝達モーメントに関する式(4)の関係についての計算結果を図-14に示す。今回の実験において、 V_u には左右の梁で計測されたせん断力の差を用いている。

$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = 1 \quad (4)$$

ここで、

V_u : 終局時に伝達すべき鉛直力(N), M_u : 終局時に伝達すべき曲げモーメント(N・mm), V_0 : 鉛直力のみが伝達される時の終局伝達鉛直力(N), M_0 : モーメントのみが伝達する時の終局伝達モーメント(N・mm)

表-4、図-16より算定断面を修正することで、計算耐力は実験値を安全側に評価する結果となった。

6. まとめ

扁平梁-柱接合部のねじりモーメントによる応力伝達について、コの字形補強筋、張出部補強筋をパラメータとした実験を行った。コの字形補強筋の量や強度により張出部のねじれ耐力が上昇することが確認されたが、高強度鉄筋を使用した場合、降伏強度に至る前にねじれ耐力に至り、他の試験体同様脆性的な破壊を生じた。張出部補強筋については、スリット付近のせん断補強筋が降伏ひずみに達していたが、補強筋の量、配筋方法による耐力の変化は見られなかった。鉄筋の歪分布から、ねじりモーメントの応力伝達には、柱中央付近の位置の鉄筋が最も寄与しているとみられるが、今回の実験ではねじれ抵抗する断面が減少していた恐れがある。また、ねじれ耐力について、RC 規準の評価式を参考に検討をした。ねじれ抵抗の断面の幅を柱せいとする、計算耐力は実

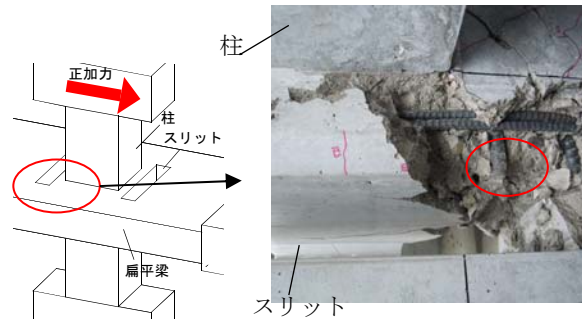


写真-2 加力終了後のスリット部分

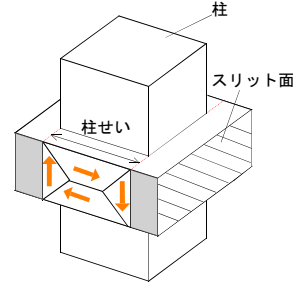


図-15 修正した算定断面によるねじれ抵抗

表-4 接合部の耐力評価

試験体	実験時最大耐力 (kNm)	計算耐力(kNm)	
		RC規準評価式	算定断面修正
No.1	210.1	263.9	152.8
No.2	185.0	279.6	165.5
No.3	234.8	285.7	165.5
No.4	208.5	263.9	152.8
No.5	221.6	285.7	165.5

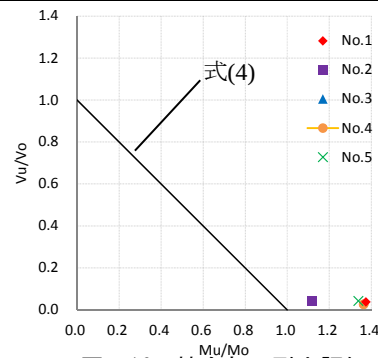


図-16 接合部の耐力評価

験値を安全側に評価し、ねじれ抵抗の断面の幅は柱せいと RC 規準で想定されるねじれ断面の幅の間にあると考えられる。

今後の課題として、鉄筋の影響を個別に評価したねじれ耐力の評価方法の提案、スリットが無い通常の扁平梁-柱接合部に対しての適用について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 狩野芳一，吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その4)，日本建築学会論文報告集，No.309，pp.29-40，1981.11
- 3) ACI Committee 318，"Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-14)", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2014