

論文 扁平梁を有する RC 造柱梁架構の構造性能に関する解析的研究

渡部 将夫*1・丸田 誠*2

要旨：眺望や室内空間の有効利用を目的とし、RC 扁平梁架構を有する建物が増えている。既往研究から、扁平率が大きくなるほど梁曲げ強度が十分発揮されない傾向にあり、接合部せん断強度は有効幅を定義した式で評価可能なことが分かった。各因子が構造性能に及ぼす影響を更に検討するため FEM 解析を行った。因子は①張出部ねじり補強筋量、②張出部梁主筋量、③架構圧縮強度、④梁幅とした。①に対して補強筋の有効性が確認でき、②および③に対しては顕著な影響は確認できなかった。④において、接合部せん断強度は梁幅が広い方の強度上昇が確認され、扁平率 3 が 2 に対して 1.08 倍となった。

キーワード：扁平梁, FEM 解析, パラメトリックスタディ, ねじりモーメント

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物で、梁せいを小さく抑え、梁幅が柱幅よりも広い梁は一般に扁平梁や幅広梁、またはワイドビームと呼ばれ、天井高を高く確保でき、室内空間を有効利用できる。図-1 に扁平梁概念図を示す。

しかし、通常の梁とは異なり、扁平梁は梁主筋の一部が柱から外れた位置に配筋される。地震時にはこの柱外部に配筋された梁主筋から、柱側面におけるねじりモーメントとして柱に応力が伝達されるが、この応力伝達機構は複雑であり、柱幅の 2~3 倍の梁幅となったときの地震時の性能に対する懸念もあるため、これまでに様々な実験・研究が行われている。各実験・研究ごとに梁主筋量、柱側面から張り出した部分（以下、張出部）に配筋される補強筋の形状や配筋量、架構のコンクリート強度、耐力評価式も異なっており、統一した評価には至っていない。また、上記を因子とした実験的研究および実験結果の再現を目標とした解析的研究は数多くあるが、解析的に因子を変化させたパラメトリックスタディの研究例は存在しない。

そこで本研究では、既往実験で用いられた扁平梁試験体の詳細情報を網羅したデータベースを作成し、研究ごとの曲げ耐力評価式の評価・検討や、異なる梁幅におけるねじり性状やせん断強度など、扁平梁架構の持つ構造性能を明らかにし、非線形有限要素解析（以下、FEM 解析）により、既往研究の実験結果をシミュレートし、解析手法の有効性を確認した上で、①張出部のねじり補強筋量や②張出部梁主筋量および③架構コンクリート強度、④梁幅を因子としたパラメトリック解析を行い、扁平梁柱架構の応力伝達メカニズムの解明を目指す。また、本論文における「扁平率」は柱幅 B_c に対する梁幅 B_b の比（ B_b/B_c ）としている。

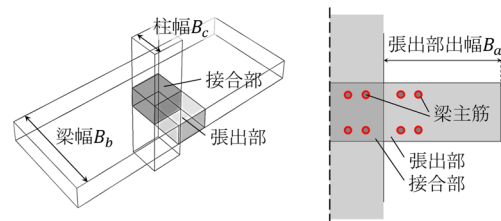


図-1 扁平梁概念図

2. 既往研究分析

2.1 対象試験体

本章の扁平梁構造性能分析のために、既往研究より対象とした試験体を、表-1、表-2 に扁平率、破壊形式別に体数を示す。データベースの対象試験体は「柱幅よりも広い幅を有する梁」を持つ扁平梁とし、13編の文献^{2)~14)}、62体の試験体を対象とした。形状は十字型やト型に加え、直交梁の存在する試験体も含まれている。その中で破壊形式が明記されていない試験体については、梁曲げ耐力と接合部せん断強度を算出し判断した。

表-1 扁平率別の試験体数

扁平率 (B_b/B_c)	試験体数
$B_b/B_c < 2$	6
$2 \leq B_b/B_c < 2.5$	27
$B_b/B_c = 2.5$	5
$2.5 < B_b/B_c \leq 3$	22
$3 < B_b/B_c$	2

表-2 破壊形式別の試験体数

破壊形式	試験体数
梁曲げ破壊	46
接合部せん断破壊	16

*1 静岡理科大学 理工学研究科 システム工学専攻 (学生会員)

*2 静岡理科大学 理工学部建築学科 教授 博(工) (フェロー会員)

2.2 曲げ終局強度評価式

本節では、各研究から提案されている曲げ終局強度評価式を、既往研究より参照した梁曲げ破壊型試験体全てに適用させることで、評価式の有用性を比較・検討する。通常、梁曲げ終局強度は全ての梁主筋が降伏するとされる式(1)RC略算式¹⁾によって算出することができるが、扁平梁は柱幅外の主筋ほどひずみが小さい傾向にある。そのため、各研究^{2),3)}で梁主筋の降伏強度 σ_y を低減する係数を用いた評価式⁴⁾が提案されているが、異なる曲げ終局強度評価式は全ての扁平梁試験体に適用できない可能性も高い。下記3式を梁曲げ破壊型試験体46体に適用させることで各評価式を比較・検討する。評価式を以下に示す。

$$M_u^{(1)} = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

$$M_u^{(2)} = 0.9 \cdot (at_{in} + at_{out} \cdot k) \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

$$M_u^{(3)} = \gamma \cdot 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

ここで、 at は引張鉄筋断面積 (mm^2)、 σ_y は主筋降伏強度 (N/mm^2)、 d は梁の有効せい (mm)、 at_{in} は柱内梁主筋の引張鉄筋断面積 (mm^2)、 at_{out} は柱外梁主筋の引張鉄筋断面積 (mm^2)、 k は柱外梁主筋のひずみ分布を考慮した係数(=0.53)である。 γ は、張出部出幅 B_a (mm)と柱幅 B_c (mm)を考慮した係数で、以下の式で算出する ($0 < B_a/B_c \leq 1$)。

$$\gamma = 1.0 - 0.2 \cdot B_a/B_c \quad (4)$$

2.3 曲げ耐力評価式比較結果

式(1)、式(2)、式(3)を適用させた結果を表-3、図-2に示す。全ての梁主筋が降伏するとした式(1)は平均値が1.0程度であるものの、安全側に評価できていない試験体が多く存在する。それに対し外側梁主筋の効果を低減する係数を用いた式(2)は全ての扁平梁試験体を安全側に評価することができ、式(3)は1体を除き全

表-3 曲げ耐力統計データ

評価式	標準偏差	最大値	最小値	平均値
(1)	0.17	1.49	0.57	0.95
(2)	0.19	1.91	1.08	1.31
(3)	0.19	1.84	0.97	1.20

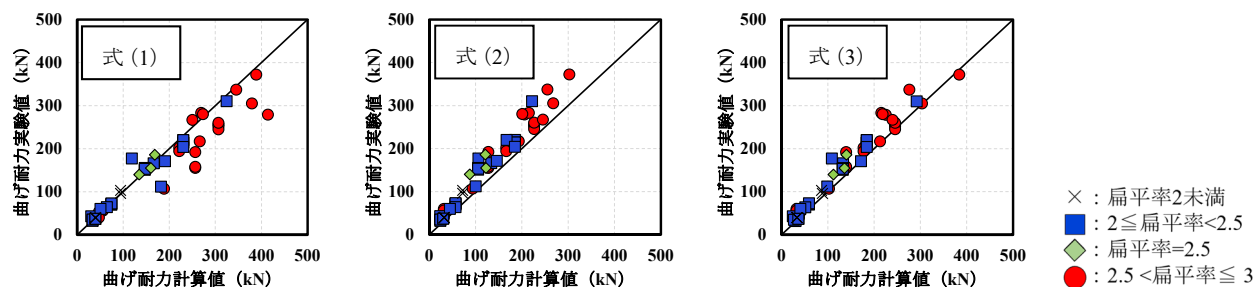


図-2 曲げ耐力評価式比較

ての扁平梁試験体を安全側に評価することができた。

2.4 ねじり性能

扁平率ごとのねじり性能を、梁曲げ破壊した試験体を用いて比較・検討する。ねじりによって伝達されたモーメント M_{out} (実験値) および架構ねじり強度 M_{tc} ¹⁾ (計算値) の算出式を以下に示す。

$$M_{out} = M - M_{u in} \quad (5)$$

$$M_{u in} = 0.9 \cdot at_{in} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (6)$$

$$M_{tc} = \tau_{tu} \cdot d^2 / 2 \cdot \{(D_c + d) - d/3\} \quad (7)$$

$$\tau_{tu} = 6 \cdot \tau_u \quad (8)$$

$$\tau_u = 0.355 \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (9)$$

ここで、 τ_{tu} はコンクリートのねじりせん断強度 (N/mm^2)、 τ_u はコンクリートの直接せん断強度 (N/mm^2)、 σ_B はコンクリート圧縮強度 (N/mm^2) である。

M_{out} は、最大耐力時の実験値の曲げモーメント M から柱内を通る梁主筋曲げ終局強度計算値 $M_{u in}$ を引くことで、柱外梁部が負担し、ねじりで伝えられた曲げモーメントを算出する。 M_{tc} はRC規準¹⁾11条フラットスラブ構造に示される式で、架構が伝達可能なねじり強度を表す。また、それぞれの計算値を外側梁の持つ曲げ終局強度 $M_{u out}$ により基準化している。 $M_{u out}$ の算出式を以下に示す。

$$M_{u out} = 0.9 \cdot at_{out} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (10)$$

2.5 ねじり性能比較結果

算出したねじりモーメント M_{out} およびねじり強度 M_{tc} の比較を図-3に示す。縦軸 $M_{out}/M_{u out}$ は、最大耐力時、外側梁部分の曲げ終局強度に対する外側梁部分の負担したモーメントであり、これが1.0未満の試験体は曲げ終局時のモーメントを全てねじりで伝達することができないことを表す。横軸 $M_{tc}/M_{u out}$ は、外側梁部分の曲げ終局

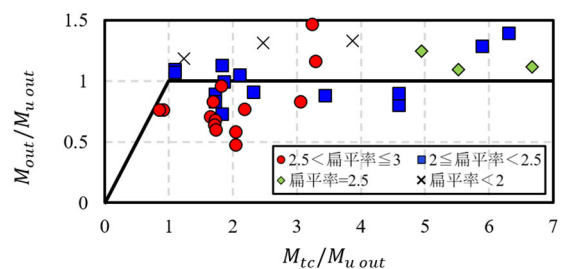


図-3 ねじり性能比較

強度に対する架構の持つねじり強度であり、1.0 を超える
とねじりモーメントで十分伝達できることを表す。

2.5<扁平率 ≤ 3 試験体は、 $2 \leq \text{扁平率} < 2.5$ と比較すると
 $M_{out}/M_{u out}$ が小さい傾向にある。扁平率が大きくなるに
つれて、柱外の梁主筋が効果を発揮せず、降伏に至るま
でのモーメントをねじりで伝達できないことが分かる。
 $2 \leq \text{扁平率} < 2.5$ 試験体に対し、扁平率=2.5 は $M_{out}/M_{u out}$
が 1.0 以上であり、曲げ終局強度時のモーメントをねじ
りで全て伝達できているが、扁平率=2.5 試験体は 3 試験
体全てに直交梁が存在するため、張出部のねじり変形が
抑制され、ねじり強度が増加したと考えられる。

2.6 接合部せん断強度

接合部せん断強度 V_{ju} の有効幅 b_j について検討する。扁
平梁架構においては、柱側面に張出部が存在するため、
柱幅よりも広い範囲を有効幅とみなすことができる。そ
こで、梁の応力は最終的に柱に伝達されるため有効幅 b_j
を柱幅 B_c としたものと、文献 9)に示される式 (11) であ
る、柱幅と梁有効せいの和 ($B_c + d$)、柱幅と梁幅の平均
値 ($(B_c + B_b)/2$)、柱幅と柱せいの半分の和 ($B_c + D_c/2$)
のうち最小値を有効幅 b_j とした場合で検討する。

$$b_j = \min\{B_c + d, (B_c + B_b)/2, B_c + D_c/2\} \quad (11)$$

接合部せん断強度時の梁せん断力 Q_b を算出し、接合部
せん断破壊した 16 体の試験体を対象に実験値と計算値
の比較・検討を行う。 Q_b および V_{ju} 算出式を以下に示す。

$$Q_b = V_{ju}/(L_o/j_e - L/H) \quad (12)$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (13)$$

ここで、 L は梁スパン長さ (mm)、 L_o は梁スパン内法長
さ (mm)、 j_e は梁上下筋中心間距離 (mm)、 H は柱スパン
長さ (mm)、 κ は接合部の形状による係数、 ϕ は直交梁
の有無による補正係数、 D_j は柱せい (mm) とした。なお、
扁平梁試験体は柱側面に張出部が存在するが、明確に直
行梁が存在しない試験体の ϕ は 1.0 としている。 F_j は接合
部のせん断強度の基準値 (N/mm²) で次式による。

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad (14)$$

2.7 接合部せん断強度比較結果

図-4 に、有効幅 b_j を柱幅 B_c としたものと、式 (11) に
より決定した数値による、接合部せん断強度時梁せん断
力 Q_b の比較・結果を示す。式 (11) と比較すると、有効
幅を柱幅としたものは全ての試験体を安全側に評価する

ことができているが、余裕度の高い評価となった。

3. シミュレーション解析

3.1 解析概要

本研究の解析手法の妥当性を検討すべく、既往実験 4)
で得られた、梁せん断力-変形角関係、梁主筋のひずみ分
布の再現を目標にシミュレーション解析を行う。HN-3 の
み梁主筋ひずみが記されていないため、梁せん断力-変形
角関係に加え、ひび割れ性状により検討した。

3.2 試験体概要

文献 4)に示される試験体について述べる。それぞれ扁
平率、形状、破壊形式の異なる試験体 4 体を対象とした。
対象試験体の諸元を表-4 に示す。

ここで、 p_t は梁全幅の引張鉄筋比 (%), σ_y は主筋降伏
強度 (N/mm²) を表す。破壊形式における B は梁曲げ破
壊型、J は接合部せん断破壊型である。

3.3 解析モデル

本解析の解析概要を述べる。三次元によりモデル化し、
形状および荷重方向の対称性が確認できるものは 1/2 モ
デルとしている。図-5 に HN-2 のモデル概要を示す。コ
ンクリートは六面体要素、鉄筋はトラス要素、梁主筋と
コンクリート間のみ、付着すべりを考慮したライン要素
を用いた。表-5 に各材料構成則を示す。加力点である
梁端、支点である柱脚および柱頭部分は治具を考慮して
弾性材料とし、いずれの実験も柱に軸力を与え梁端に正
負交番繰返荷重を行う加力方法であり、解析においても
加力位置に相当する節点に強制変位を与えることとした。
また最大耐力が確認できた次の変形角 ($R + 40 \times 10^{-3} \text{rad}$)
までを解析対象としている。また、各材料特性は実験の
材料試験に基づく数値を用いているため、詳細な数値は
文献 4)を参照されたい。

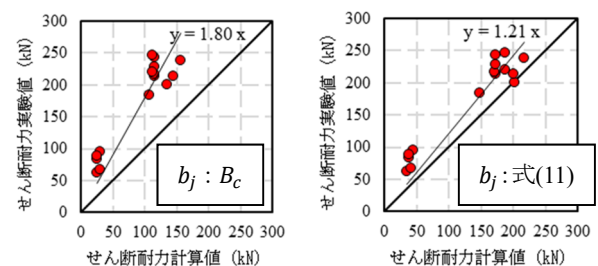


図-4 接合部せん断強度時 Q_b 比較

表-4 対象試験体諸元 4)

試験体名	形状	梁幅 (mm)	扁平率	σ_B (N/mm ²)	扁平梁主筋			破壊形式
					配筋	p_t (%)	σ_y (N/mm ²)	
HN-1	十字	1500	3	41.1	15-D19	1.49	446	B
HG-1	ト型	1500	3	41.8	15-D19	1.49	446	B
HN-2	十字	1000	2	35.2	10-D19	1.49	443	B
HN-3	十字	1000	2	25.5	15-D19	2.23	527	J

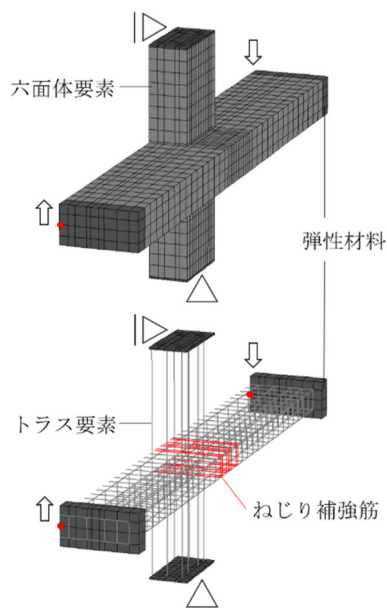


図-5 モデル概要 (HN-2)

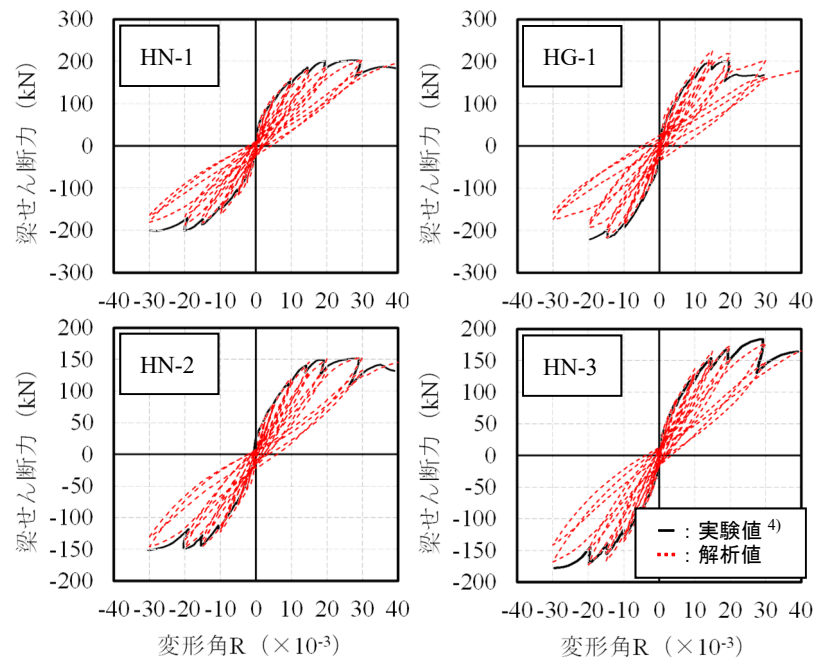


図-6 梁せん断力-変形角関係比較

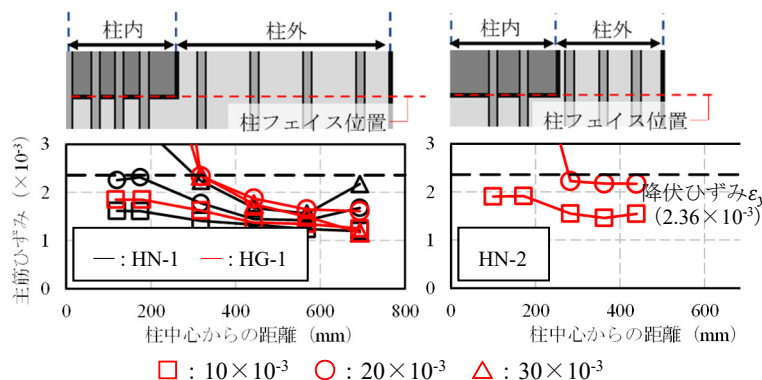


図-7 梁主筋ひずみ分布

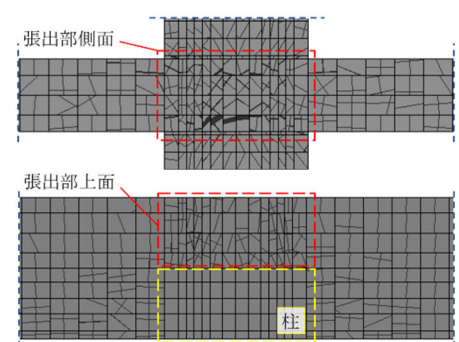


図-8 ひび割れ状況 (HN-3)

3.4 解析結果

図-6 に梁せん断力-変形角関係比較を示す。実験値は包絡線とした。実験と比較すると、正側においては最大耐力および最大耐力時変形角の一致を確認し、解析値最大耐力が HG-1 のみ実験値の 1.16 倍であったが、他の試験体は実験値の ± 1 割以内の差であり、概ね一致した。

図-7 に HN-1 および HG-1, HN-2 の梁主筋のひずみ分布を示す。実験と同様、柱フェイス位置のトラス要素ひずみを示している。文献 4) によると、柱内主筋と柱外梁主筋のひずみに明確な差がみられ、解析結果では、HN-1 および HG-1 は $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時で張出部梁主筋の大半が降伏せず、HN-2 は $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に張出部梁主筋が降伏ひずみの 9 割程度、 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時には全梁主筋が降伏ひずみに達し、柱内外でひずみの差が顕著に表れ、文献と同様の傾向を示した。HN-3 の梁主筋ひずみは省略するが、 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに降伏ひずみに達しなかった。

図-8 に、解析による HN-3 の $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時ひび割れ状況を示す。実験での最終破壊状況によると、張出部側

面に X 字のせん断ひび割れが発生し、梁主筋に沿ってひび割れ進展したことが示されている。解析においても同様のひび割れが見られ、傾向は一致している。また、張出部上面にはねじり変形による斜め方向のねじりひび割れが発生している。以上より、概ね良好にシミュレートでき、解析手法の妥当性を確認できた。

表-5 各材料構成則

コンクリート	
テンションステイニング特性	出雲らのモデル (C=1.0)
圧縮応力-ひずみ曲線	修正 Ahmad
圧縮破壊条件	Ottosen4 パラメータ (畑中らの係数)
圧縮強度到達後のひずみ軟化域	中村モデル
履歴特性	長沼・大久保による履歴特性モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼の提案モデル
鉄筋	
履歴特性	Bilinear モデル
ひずみ硬化	等方硬化則
付着	
付着応力-すべり関係	Naganuma らのモデル

4. パラメトリックスタディ

4.1 解析概要

本節では、曲げにおいて①張出部に配筋されるねじり補強筋量、②張出部梁主筋本数、③架構圧縮強度 σ_B 、④梁幅、せん断において⑤梁幅が構造性能に及ぼす影響を明らかにするため行ったパラメトリック解析の結果について述べる。いずれもシミュレーションと同様に正負繰返載荷を行い、表-6 に、表-4 に示した HN-1 および HN-3 試験体諸元に対し変更した各因子数値を示す。

表-6 試験体因子変更値

HN-1	因子	変更因子
①	1.22 %	0%, 1.0%, 1.5%, 2%, 2.5 %
②	8 本	12 本 ($p_t 1.68\%$)
③	41.1 N/mm ²	60.0 N/mm ²
④	1500 mm	2000 mm
HN-3	因子	変更因子
⑤	1000 mm	1500 mm

4.2 曲げ耐力検討

扁平率 3 試験体は柱外梁主筋が降伏する曲げモーメントを全てねじりで伝達できない傾向にあるため、曲げ検討の対象試験体は HN-1 とした。

(1) ①ねじり補強筋量

図-9 に、ねじり補強筋量および正側における解析値梁せん断力最大値 (kN) を示す。試験体 HN-1 はねじり補強筋比 1.22%であったため、約 2 倍の 2.5%までを最大とし、シミュレーションと合わせ 6 試験体の解析結果を比較する。ねじり補強筋は D13, SD345 である。全ての解析結果で 30×10^{-3} rad 時に最大耐力を確認した。ねじり補強筋量 0%から 1.5%で耐力が上昇する傾向を示した。式 (1) による、曲げ終局強度計算値は 220kN のため、補強筋量 2.5%時においても若干下回った。

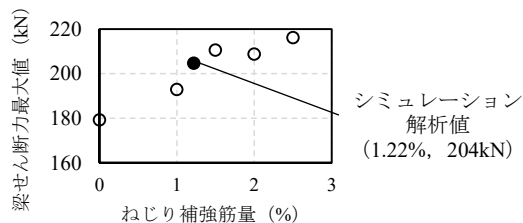


図-9 ねじり補強筋量別の梁せん断力最大値

(2) ②張出部梁主筋本数および③架構圧縮強度 σ_B

図-10 に②張出部梁主筋本数、③架構圧縮強度 σ_B を因子とした正側梁せん断力-変形角関係を示す。梁主筋は表-4 に示される配筋量に対し、張出部梁主筋を 4 本追加した $p_t 1.68\%$ (19-D19) を想定している。②柱外梁主筋量

を因子とした解析結果は、 20×10^{-3} rad までで耐力の増加が確認できたが、 30×10^{-3} rad 時の最大耐力に差はなかった。

③架構圧縮強度 σ_B を 60.0 N/mm^2 とした解析結果は、最大耐力が約 1 割程度上昇 (219.5kN) したが、式 (1) による曲げ終局強度計算値 (220kN) を若干下回った。

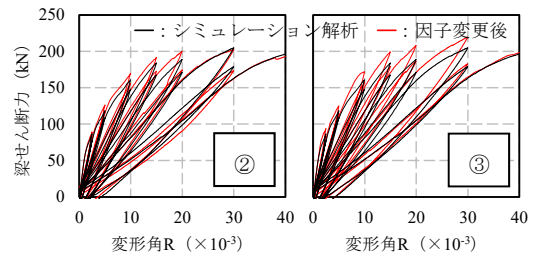


図-10 因子別梁せん断力-変形角関係比較

(3) ④梁幅

HN-1 試験体の扁平率を 4 (梁幅 2000mm) とし、曲げ強度に及ぼす影響を検討する。図-11 に④梁幅を因子とした梁せん断力-変形角関係を、図-7 の HN-1 シミュレーション解析結果 (扁平率 3) と合わせて示す。梁幅 2000mm に対し、張出部梁主筋は 4 本追加した引張鉄筋比 $p_t 1.41\%$ (19-D19) を想定している。

正負とも 20×10^{-3} rad までで耐力が 1 割程度上昇したが、最大耐力に顕著な影響は確認できず、張出部のモーメントをねじりで十分伝達できていないと考えられる。

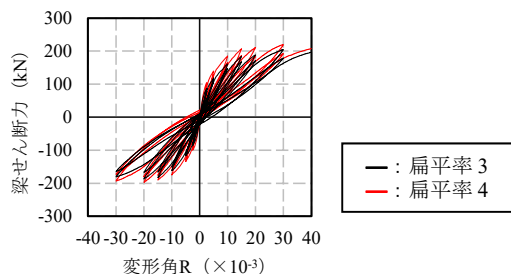


図-11 梁幅を因子とした梁せん断力-変形角関係比較

4.3 ⑤異なる梁幅の接合部せん断強度検討

接合部せん断破壊型である HN-3 を対象とし、せん断強度有効幅 b_j を検討する。梁幅 B_b が大きくなると、式 (11) による図-4 では、扁平率が大きい方が、余裕度が高い傾向がみられた。そこで、因子を⑤梁幅とし、扁平率 2 の HN-3 試験体の扁平率を 3 (梁幅 1500mm) に変更し、耐力の増加を検討する。

図-12 に、扁平率 2 および 3 とした梁せん断力-変形角関係解析結果を示す。正側において、扁平率 2 の梁せん断力最大値は 177.7kN であり、扁平率 3 は 191.9kN となり 1.08 倍上昇した。ここで、扁平率 3 においても 2 と同様、式 (11) により有効幅を算出 (表-7) すると 693mm ($B_c + d$) が最小値となるが、決定された 693mm の 1.08

倍を有効幅と仮定すると 748mm であり、 $(B_c + B_b)/2$ および $B_c + D_c/2$ 程度とみなすことができる。

表-7 HN-3 有効幅 b_f (扁平率 2 および 3)

$B_c + d$	$(B_c + B_b)/2$	$B_c + D_c/2$
693 mm	750 mm	750 mm

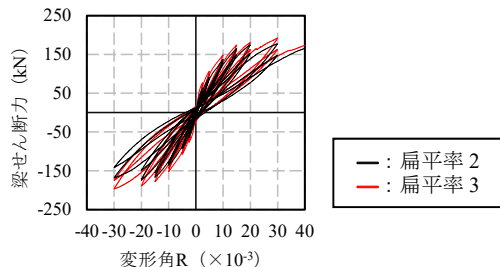


図-12 HN-3 梁せん断力-変形角関係比較

5. まとめ

本研究では、既往研究から扁平梁架構の持つ構造性能を明らかにした上で、各因子が構造性能及ぼす影響を検討するため FEM 解析を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

- (1) 既往評価式検討により、扁平梁架構において、梁曲げ終局強度 M_u は、全ての梁主筋が降伏するとした RC 規準¹⁾略算式に対し、柱外梁主筋効果を低減する係数を乗じる評価法の方が比較的安全側に評価できた。
- (2) 既往研究分析により、扁平率が大きくなるほど、張出部曲げモーメントの伝達量の低下が顕著に表れる。扁平率 2.5~3 の間で十分伝達できていない場合が多い。
- (3) FEM 解析で既往実験を良好にシミュレートできた。
- (4) FEM 解析により、実験未因子の解析を行い、ねじり補強筋 1.5%まで配筋することでねじりモーメントの上昇を確認できたが、それ以降は頭打ちになる傾向にあり、全ての梁主筋を有効とした曲げ終局強度計算値 M_u を若干下回った。
- (5) FEM 解析により、扁平率 4 試験体はねじりによる応力伝達が低く、張出部モーメントを十分伝えられない。
- (6) FEM 解析により、扁平率 3 の接合部せん断破壊型試験体の有効幅 b_f は扁平率 2 よりも広くみなすことができ、本解析の場合、約 1.08 倍であった。

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，2018
- 2) 石岡拓，清水隆，中村匠，西村英一郎：高強度材料

を用いた扁平梁—柱接合部の実験的研究，戸田建設技術研究技法第 45 号，pp.1-7，2019.11

- 3) 足立将人，大山卓也，平田延明，中岡章郎：幅広扁平梁の復元力特性に及ぼす梁主筋配置の影響，GBRC，Vol.39，No.2，pp.24-32，2014.4
- 4) 浜口慶生，山際創，岸本剛，服部晃三，扁平梁工法の構造性能に関する実験的研究—その 1-3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.115-118，2019.9
- 5) 足立将人，室重行，平田延明，入江貴弘，中岡章郎：幅広扁平梁架構の構造性能に関する実験的研究—その 1-3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.399-404，2014.9
- 6) 松崎育弘，福山洋，別所佐登志，畠元斉：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，10-3，1998
- 7) 松本智夫，西原寛：曲げ降伏が先行する RC 造偏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.39-50，2011
- 8) 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，構造 IV，pp.501-502，2012.9
- 9) 松本智夫，西原寛：せん断破壊する RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究，安藤建設技術研究所報，Vol.16，pp.37-48，2010
- 10) 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，12-2，pp.697-700，1990
- 11) 西村康志郎，瀧口克己，堀田久人，増井靖，常木康弘，小板橋裕一，中村規夫：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，第 616 号，pp.179-186，2007.6
- 12) 西村康志郎，瀧口克己，堀田久人，増井靖，常木康弘，小板橋裕一，中村規夫：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，第 73 巻，第 627 号，pp.827-834，2008.5
- 13) 清水隆，中村匠，前田朋宏，石岡拓，傳野悟史，西村英一郎，和泉信之：高強度材料を用いた扁平梁—柱接合部の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.427-428，2016.8
- 14) 平田延明，太田雄介，中岡章郎：幅広扁平梁柱接合部の張出部補強筋による構造性能への影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，2016
- 15) 伊藤忠テクノソリューションズ：FINAL/11