

# 扁平梁工法の構造性能に関する実験的研究

## －その2 ねじり耐力の評価－

### Experimental Study on Structural Performance of RC Flat Beam System

#### -Part 2 : Evaluating Torsional Strength -

秋竹壮哉\* 岸本 剛\* 山際 創\*\* 浜口慶生\*\*\*

#### 要 旨

集合住宅等において、通常の梁よりも梁せいを小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした扁平梁を採用することで、プランの自由度が高まり、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれる。既報<sup>1</sup>において、梁幅を柱幅の2～3倍とした扁平梁と柱から構成される部分架構実験シリーズ1、2を行って、既往式を準用した設計式が、柱幅外の梁主筋の影響を考慮した扁平梁曲げ耐力および扁平梁と柱の接合部せん断耐力を安全側に評価できることを確認した。今回、設計式の合理化や、適用範囲の拡大を目的として部分架構実験シリーズ3を行った。その結果、ねじれの設計式において、直交梁が存在する場合は、直交梁と跳出し部のねじり耐力を累加しても安全側に評価できることを確認した。また、追加で実施した試験体においても、扁平梁柱接合部のせん断耐力を既報の提案式で安全側に評価できることを確認した。

キーワード：扁平梁、柱梁接合部、ねじり耐力、曲げ耐力、せん断耐力

#### 1. まえがき

集合住宅において住戸内や外周梁の梁せいを極力小さくすることは、商品力向上に大きく寄与する。過去の研究において、スラブが梁を介さずに直接柱と一体化されたフラットプレート構造に関する実験を行い、「奥村式フラットプレート工法」を確立し、実建物へ適用した<sup>2)</sup>～<sup>4)</sup>。ただし、架構の耐力や剛性が小さいことから、中低層の集合住宅などに採用が限定されていた。

そこで、よりプランの自由度が高められ、有効天井高や窓開口を大きく確保でき、高層・超高層の集合住宅においても採用できる工法として、通常の梁よりも梁せいを500mm程度と小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした「扁平梁工法」に着目し、その構造性能を明らかにするために構造実験を実施した<sup>1)</sup>。その結果、柱幅外に配置される梁主筋が負担する応力は柱幅内よりも低く、梁主筋応力は梁幅内で一様ではないこと、その場合でも扁平梁の扁平率（梁幅／柱幅）が2程度であればRC基準による曲げ耐力式で評価できること、さらに、従来の指針などでは想定していない梁幅が柱幅を超える場合における接合部せん断耐力についても提案する設計式により、安全に評価できることを確認した。

一方、扁平梁において柱幅より跳出した部分のねじり破壊時の耐力評価方法や、それに与える直交梁の影響、

さらに、扁平梁せいが500mmよりも大きい場合の構造性能や設計式の適用性等については研究事例も少ない。そこで、これらの構造性能を明らかにし、扁平梁工法の適用範囲を確認するために構造実験を行った。本報では、その実験概要と結果の考察を示す。

#### 2. 実験概要

##### 2.1 試験体形状

表-1に試験体一覧を、図-1に代表的な試験体の詳細図を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は、接合部せん断耐力を確認するために接合部せん断破壊が先行するように計画した試験体（以下、せん断試験体）2体、既報の実験（シリーズ1、2）にはなかった跳出し部のねじり破壊が先行するように計画した試験体（以下、ねじり試験体）4体の計6体である。

シリーズ3の試験体6体は、扁平梁の扁平率を2.0とし、扁平梁せい250mmの場合について、跳出し部ねじり破壊型を想定した十字形試験体HN-7、直交梁を設けた場合の跳出し部ねじり破壊型を想定した十字・ト字形試験体HN-8・HG-5、扁平梁せい400mmの場合について、跳出し部ねじり破壊型を想定した十字形試験体HN-9、接合部せん断破壊型を想定した十字形試験体HN-10、梁芯が柱芯から偏心した場合の接合部せん断破

\*技術本部技術研究所建築研究グループ \*\*東日本支社建築設計部 \*\*\*西日本支社建築設計部

壊型を想定した十字形試験体 HN-11 で構成される。

試験体は、柱と扁平梁からなる部分架構を取り出し、実建物での適用範囲を考慮し、Fc24、36、柱断面 1000

×1000mm、梁せい 500、800mm、階高 3000mm、梁スパン 7000~9000mm 程度を対象としており、加力装置の制約上、試験体の縮尺は 1/2 とした。

表-1 試験体一覧 (シリーズ3)

試験体	架構形状	Fc (N/mm <sup>2</sup> )	扁平梁		想定破壊形式	柱		扁平梁		直交梁		ねじり補強筋					
			B <sub>g</sub> × D <sub>g</sub>	B <sub>gr</sub> × D <sub>gr</sub>		主筋	帯筋	主筋	あばら筋	主筋	あばら筋	配筋	p <sub>wh</sub> (%)				
			(mm)	(mm)		配筋	配筋	配筋	P <sub>t</sub> (%)	配筋	配筋						
HN-7	十字形	36	1000 × 250	—	跳出部 ねじり	14-D16 (SD345)	3-D10@75 (SD295A)	11-D19 (SD490)	1.64	7-D6@100 (SD295A)	—	—	D13@60, 7本 (SD345)	1.03			
HN-8						24-D19 (SD390)	4-S10@60 (KSS785)	12+3-D19 (SD490)					4-D13 (SD345)		2-S6@55 (KSS785)	D13@350, 2本 (SD345)	0.29
HG-5						24-D19 (SD345)	—	11+4-D19 (SD490)					—		2-D6@55 (SD295A)	D13@60, 3本 (SD345)	
HN-9	十字形	24	1000 × 400	—	接合部 せん断	24-D19 (SD390)	4-S10@60 (KSS785)	12+3-D19 (SD490)	1.29	10-D6@100 (SD295A)	—	—	D13@60, 7本 (SD345)	0.54			
HN-10						24-D19 (SD345)	—	9+2-D19 (SD490)					—		7-D6@75 (SD295A)	—	0.53
HN-11						625 × 400 片寄せ配置	—	—					—		—	—	—

(注) 1) 扁平率は共通で2.0

2) 柱断面は共通でBc × Dc = 500 × 500

3) p<sub>t</sub> = a<sub>t</sub> / (B<sub>g</sub> × d), a<sub>t</sub>: 扁平梁引張主筋断面積, B<sub>g</sub>: 扁平梁幅, d: 梁有効せい

4) p<sub>wh</sub> = a<sub>wh</sub> / (D<sub>g</sub> × (D<sub>c</sub> + d)), a<sub>wh</sub>: ねじり補強筋総断面積, D<sub>g</sub>: 扁平梁せい, D<sub>c</sub>: 柱せい

5) 柱梁接合部帯筋は、3-D10 × 2段または3段(SD295A)

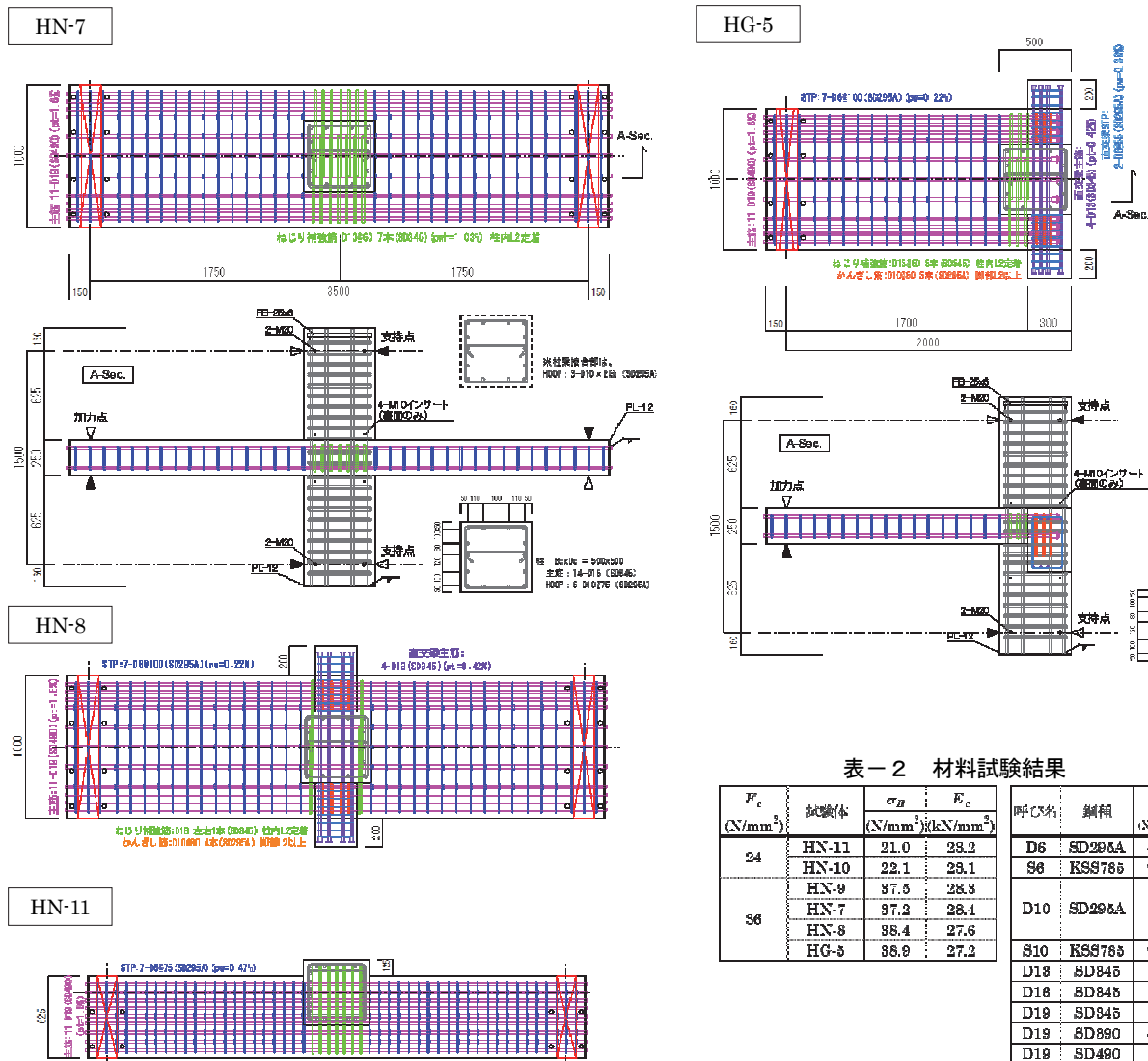


図-1 試験体詳細図

表-2 材料試験結果

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	試験体	σ <sub>B</sub>	E <sub>c</sub>	呼び名	鋼種	σ <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
		(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )			
24	HN-11	21.0	28.2	D6	SD295A	461
	HN-10	22.1	28.1	S6	KSS785	966
	HN-9	37.5	28.8	D10	SD295A	978
	HN-7	37.2	28.4			
36	HN-8	38.4	27.6	S10	KSS785	914
	HG-5	38.9	27.2	D18	SD345	866
				D16	SD345	879
				D19	SD345	870
				D19	SD390	488
				D19	SD490	542

## 2.2 加力方法

加力装置を図-2に示す。柱に一定軸力  $N$  (軸力比  $\eta=N/(\sigma_B \times B_c \times D_c) = 0.1$ 、ただし、 $\sigma_B$  はコンクリート実圧縮強度、 $B_c$  は柱幅、 $D_c$  は柱せい) を与えた状態で、十字形架構は扁平梁両端部の加力点変位を逆対称に、ト形架構は扁平梁片端部の加力点変位のみ制御して上下方向に加力を行った。扁平梁を片寄せ配置した試験体は、パンタグラフにより加力点の扁平梁の傾きを拘束した。また、十字形架構端部では試験体にかかる治具の重量を、ト形架構では治具に加えて試験体自重(扁平梁部自重の1/2相当)をカウンターウェイトでキャンセルした。

載荷履歴は、層間変形角  $R = \pm (2.5, 5.0, 10, 15, 20, 30, 40) / 1000 \text{ rad}$  の7水準を2サイクルずつ繰り返し、その後、 $R = +100/1000 \text{ rad}$  まで一方向単調載荷を行った。

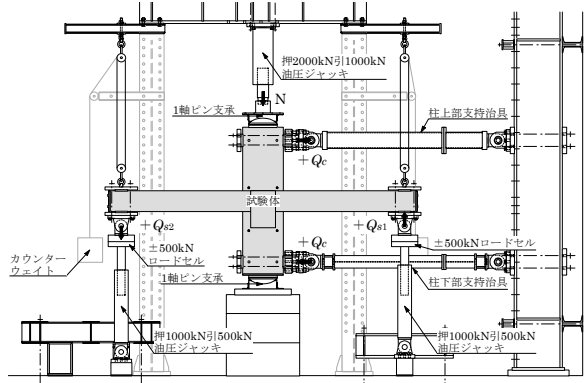


図-2 加力装置

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 荷重-変形関係および破壊状況

図-3に各試験体の荷重と層間変形角の関係を、写真-1に試験体の典型的なひび割れの状況を示す。

各試験体の共通のひび割れ発生状況として、 $R=0.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $0.4 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時において梁側面または梁上面に梁初期曲げひび割れが発生し始め、 $R=0.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時には梁上面全幅にわたって曲げひび割れ(BFC)が発生した。 $R=1.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時には、柱梁接合部領域の柱幅外の梁跳出し部(以下、跳出し部と称す)上面にねじれによる斜めひび割れ(JPC)が発生し、梁せい250mmの試験体では  $R=4.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時に、梁せい400mmの試験体では  $R=1.9 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $2.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時に跳出し部側面にせん断ひび割れ(JSC)が発生した。なお、ト字形試験体(HG-5)では  $R=10.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時に跳出し部背面にねじれによる鉛直ひび割れ(JBC)が発生した。また、 $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $30 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時には、柱幅内の梁端部コンクリートの圧壊(BCF)が発生し、十字形試験体では  $R=10.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  から  $20.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$  時に柱角からの鉛直ずれひび割れ(BVC)が発生し始めた。

【主な発生現象】	
[扁平梁]	[柱梁接合部(柱幅外の梁跳出し部)]
BFC : 梁全幅にわたる曲げひび割れ	JPC : 跳出し部上面の斜めひび割れ
BVC : 柱角からの鉛直ずれひび割れ	JBC : 跳出し部背面の鉛直ひび割れ
BCF : 材端部コンクリートの圧壊	JSC : 跳出し部側面のせん断ひび割れ
BTY : 梁主筋の引張降伏	KTY : ねじり補強筋の引張降伏
STY : 梁あばら筋の引張降伏	JTY : 接合部帯筋の引張降伏
	OTY : 直交梁主筋の引張降伏
	HTY : かんざし筋の引張降伏

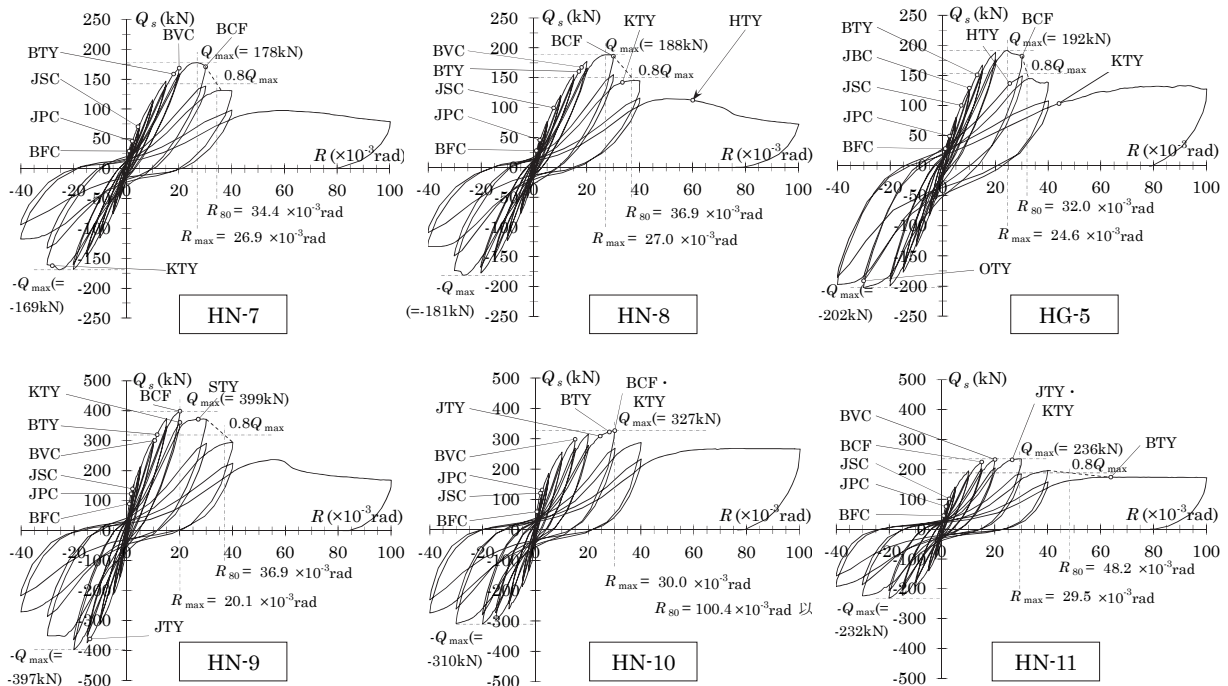


図-3 荷重と層間変形角の関係

跳出し部ねじり破壊型で梁せいが 250mm の十字型試験体 HN-7、HN-8 では、 $R=+17.0, 18.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱幅内で梁主筋の引張降伏 (BTY) が生じ、柱幅内梁主筋は塑性ひずみが増加したが、跳出し部に定着されている柱幅外梁主筋では一部が降伏する程度に留まり、HN-7 では  $R=+26.9 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力 (178kN) に、HN-8 では  $R=+27.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力 (188kN) に至った。その後、 $R=-28.1, 33.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にねじり補強筋の降伏 (KTY) が生じ、柱角からの鉛直ずれひび割れ、曲げ圧縮側梁主筋方向への伸展を伴う跳出し部側面せん断ひび割れが拡大し、耐力が最大耐力の 80%まで低下した変形角を限界層間変形角  $R_{80}$  とし、HN-7 では  $+34.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、HN-8 では  $+36.9 \times 10^{-3} \text{rad}$  であった。なお、両試験体ともに梁あばら筋と柱梁接合部帯筋の降伏は最終変形時まで生じず、HN-8 では、 $R=+60.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にかんざし筋の降伏 (HTY) が生じたが、直交梁主筋と直交梁あばら筋の降伏は生じなかった。これら梁主筋、ねじり補強筋の降伏状況から、跳出し部のねじり破壊によって最大耐力に至ったものと考えられる。

跳出し部ねじり破壊型のト型試験体 HG-5 では、 $R=+13.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱幅内で梁主筋の引張降伏 (BTY) が生じ、柱幅内梁主筋は塑性ひずみが増加し、跳出し部に定着されている柱幅外梁主筋は一部が降伏した。その後、定着部近傍における跳出し部上面の斜めひび割れが拡大するとともに引張ひずみが低下して、 $R=+24.6 \times 10^{-3} \text{rad}$  時には最大耐力 (192kN) に至った。また、 $R=+25.4 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にはかんざし筋の降伏 (HTY) が生じ、梁主筋定着部近傍に発生した跳出し部上面の斜めひび割れが鉛直ずれを伴って拡大して、限界層間変形角  $R_{80}$  は  $+32.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  であった。なお、 $R=-30.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に直交梁主筋の降伏 (OTY) が、 $R=+44.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にねじり補強筋の降伏 (KTY) が生じ、梁あばら筋、直交梁あばら筋、柱梁接合部帯筋の降伏は最終変形時まで生じなかった。これら梁主筋、かんざし筋の降伏状況とひび割れ幅の拡大状況から、跳出し部梁主筋機械式定着部の上面押し出し定着破壊によって最大耐力に至ったものと考えられる。

跳出し部ねじり破壊型で梁せいが 400mm の十字型試験体 HN-9 は、 $R=+13.0 \times 10^{-3}$ 、 $-14.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱幅内で梁主筋の引張降伏 (BTY) と柱梁接合部帯筋の降伏

(JTY) が順次生じたが、柱幅内梁主筋および跳出し部に定着された柱幅外梁主筋の一部が降伏する程度に留まり、 $R=+20.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力 (399kN) に至った。その後、 $R=+20.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にねじり補強筋の降伏 (KTY) が生じ、柱角からの鉛直ずれひび割れ、曲げ圧縮側梁主筋方向への伸展を伴う跳出し部側面せん断ひび割れが拡大し、限界層間変形角  $R_{80}$  は  $+36.9 \times 10^{-3} \text{rad}$  となった。なお、 $R=+27.1 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に梁あばら筋の降伏 (STY) が生じた。これら梁主筋、ねじり補強筋、柱梁接合部帯筋の降伏状況から、跳出し部ねじりおよび接合部せん断による複合破壊によって最大耐力に至ったものと考えられる。

接合部せん断破壊型で梁せいが 400mm の十字型試験体 HN-10 では、 $R=+24.5 \sim 30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱梁接合部帯筋の降伏 (JTY)、柱幅外の一部の梁主筋の引張降伏 (BTY)、ねじり補強筋の降伏 (KTY) が順次生じ、跳出し部側面せん断ひび割れが拡大していき、 $R=+30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力 (327kN) に至った。その後、柱角からの鉛直ずれひび割れ、曲げ圧縮側梁主筋方向への伸展を伴う跳出し部側面せん断ひび割れが拡大し、耐力がやや低下したが、限界層間変形角  $R_{80}$  は最終変形時の  $+100.4 \times 10^{-3} \text{rad}$  以上であった。なお、梁あばら筋の降伏は最終変形時まで生じなかった。これら梁主筋、柱梁接合部帯筋の降伏状況とひび割れ幅の拡大状況から、接合部せん断破壊によって最大耐力に至ったものと考えられる。

接合部せん断破壊型で梁せいが 400mm の十字型梁片寄せの試験体 HN-11 では、 $R=+26.6 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱梁接合部帯筋の降伏 (JTY) とねじり補強筋の降伏 (KTY) が生じて、跳出し部側面せん断ひび割れが拡大していき、 $R=+29.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に最大耐力 (236kN) に至った。その後、柱幅内梁端部コンクリートの圧壊範囲、柱角からの鉛直ずれひび割れ、曲げ圧縮側梁主筋方向への伸展を伴う跳出し部側面せん断ひび割れが拡大し、限界層間変形角  $R_{80}$  は  $+48.2 \times 10^{-3} \text{rad}$  であった。なお、 $R=+63.9 \times 10^{-3} \text{rad}$  時に柱幅内の一部で梁主筋の降伏 (BTY) が生じたが、梁あばら筋の降伏は最終変形時まで生じなかった。これら梁主筋、柱梁接合部帯筋の降伏状況とひび割れ幅の拡大状況から、接合部せん断破壊によって最大耐力に至ったものと考えられる。

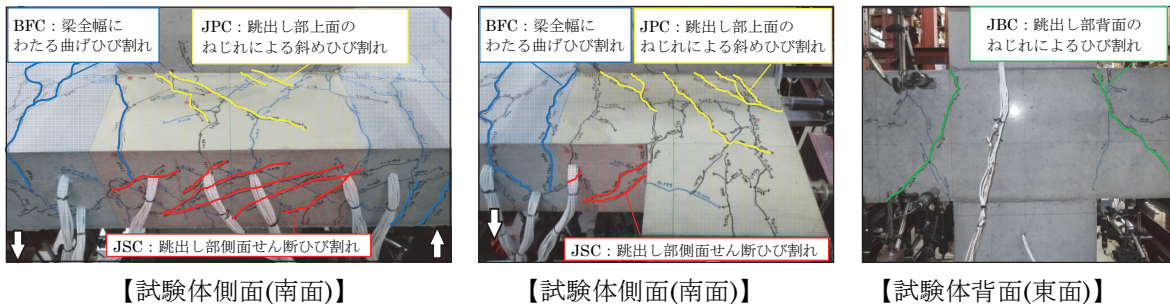


写真-1 典型的なひび割れの状況



### 3.2 ねじり耐力の評価

直交梁がないねじり破壊試験体の、跳出し部ねじりモーメントの実験値と耐力計算値の比較を表-3に示す。

直交梁なしの場合、ねじり補強筋が図-4の赤色矢印に示す方向でねじり強度に寄与することとする。コンクリート断面では、柱幅( $D_c$ )の両側に扁平梁の有効梁せい( $d$ )を加えた幅と、扁平梁の応力中心間距離( $j$ )を高さとした図-4の青色で囲まれた範囲がねじりに寄与することとする。ねじり強度( $M_{tu1}$ )は、既往の研究<sup>5)</sup>を参考に式(1)のように、コンクリート負担分( $M_{tc}$ )とねじり補強筋のダボ効果( $M_{ts}$ )の累加強度として算定した。

$$M_{tu1} = M_{tc} + M_{ts} \quad (1)$$

$$M_{tc} = j^2 / 2 \cdot (B_i - j/3) \cdot \tau_s \quad (2)$$

$$M_{ts} = \Sigma(a_{wh} \cdot l_n) \cdot \sigma_s / \sqrt{3} \quad (3)$$

$$\tau_s = 0.5 \sqrt{(\sigma_B \cdot \sigma_t)} \quad (4)$$

ここに、 $\tau_s$ ：コンクリートねじりせん断強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $a_{wh}$ ：ねじり補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)、 $l_n$ ：危険断面中央から補強筋位置までの距離(mm)、 $\sigma_s$ ：ねじり補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_t$ ：コンクリート引張強度(N/mm<sup>2</sup>)である。 $B_i$ 、 $j$ 等の寸法定義に関しては図-4参照

直交梁があるねじり破壊試験体の、跳出し部ねじりモーメントの実験値と耐力計算値の比較を表-4に示す。

直交梁がある場合、跳出し部と直交梁がいずれもねじりモーメントを負担すると考え、直交梁のねじり強度( $M_{tu2}$ )は、既往の研究<sup>9)</sup>を参考に式(5)のように、コンクリート負担分( $T_u$ )とあばら筋負担分( $T_s$ )の累加強度として算定する。

$$M_{tu2} = T_u + T_s \quad (5)$$

$$T_u = 0.64 \sqrt{(\sigma_B) \cdot b^2 \cdot d/3} \quad (6)$$

$$T_s = (0.66 + 0.33 \cdot d'/b') A_t \cdot b' \cdot d' \cdot \sigma_{wy} / S \quad (7)$$

(0.66 + 0.33 \cdot d'/b' ≤ 1.5)

ここに、 $b$ ：直交梁幅とせいの小さい方(cm)、 $d$ ：直交梁幅とせいの大きい方(cm)、 $b'$ ：直交梁あばら筋の短辺中心間距離(cm)、 $d'$ ：直交梁あばら筋の長辺中心間距離(cm)、 $A_t$ ：直交梁あばら筋1本の断面積(cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{wy}$ ：直交梁あばら筋の降伏強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $S$ ：直交梁あばら筋間隔(cm)である。

なお、ねじりモーメント実験値  $M_{tD}$  は、まず跳出し部梁主筋の最大経験ひずみを引張応力に換算し、この引張応力から曲げモーメント略算式より跳出し部に生じる最大入力曲げモーメントを算出する。次にこの値を接合部形状に応じて係数倍(ト形：1倍、十字形：2倍)する

ことで跳出し部の最大入力ねじりモーメント値とした。

以上の計算結果から、実験値と計算値の比は、直交梁がなく跳出し部のみで負担させる場合は1.18~1.54、直交梁があり跳出し部と直交梁どちらにも負担させる場合は1.09~1.31と安全側に評価できることを確認できた。

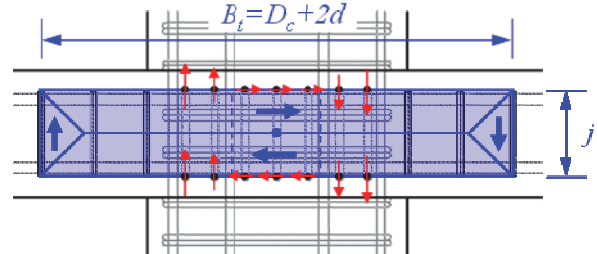


図-4 ねじり強度算定用概念図

表-3 実験値と耐力計算値の比較(直交梁なし)

試験体	実験値	計算値	実験値/ 計算値
	$M_{tD}$ (kNm)	$M_{tu1}$ (kNm)	
HN-7	186.4	120.8	1.54
HN-9	455.2	386.3	1.18

表-4 実験値と耐力計算値の比較(直交梁あり)

試験体	実験値	計算値	実験値/ 計算値
	$M_{tD}$ (kNm)	$M_{tu1} + M_{tu2}$ (kNm)	
HG-5	103.7	94.8	1.09
HN-8	201.4	153.8	1.31

### 3.3 曲げ・せん断耐力の評価

既報<sup>4)</sup>のシリーズ1、2と、本報のシリーズ3の実験値と計算値の耐力の比較を表-5に、図-5に  $Q_{exp}/Q_{Mu} - Q_{Vju}/Q_{Mu}$  関係を示す。既報において、扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重計算値( $Q_{Mu}$ )、扁平梁曲げ終局モーメント( $M_u$ )は、それぞれ式(8)、式(9)により評価できることを確認している。

$$Q_{Mu} = 2 \cdot M_u / L_o \quad (8)$$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (9)$$

ここに、 $M_u$ ：曲げ終局モーメント(N・mm)、 $a_t$ ：扁平梁主筋引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$ ：扁平梁主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $d$ ：扁平梁有効せい(mm)、 $L_o$ ：内法スパン(mm)である。

曲げと同様にせん断も、接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重計算値( $Q_{Vju}$ )、接合部せん断強度( $V_{ju}$ )は式(10)、式(11)により評価できることを確認している。

$$Q_{Vju} = Q_{Mu} \cdot V_{ju} / V_j \quad (10)$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (11)$$

$$b_j = B_c + b_{a1} + b_{a2} \quad (12)$$

$$b_{a1}, b_{a2} = \min(b_i/2, D_j/4, B_c/4) \quad (13)$$

ここに、 $V_j$ ：終局状態設計用せん断力(N)、 $\kappa$ ：接合部形状係数、 $\phi$ ：直交梁の有無による補正係数、 $F_j$ ：接合部せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $b_j$ ：接合部の有効幅(mm)、 $b_{a1}, b_{a2}$ ：跳出し部有効長さ(mm)、 $b_i$ ：柱側面からこれに平行する扁平梁側面までの長さ(mm)、 $D_j$ ：柱せいまたは定着板までの梁主筋定着長さ(mm)、 $B_c$ ：柱幅(mm)である。

図-5の実線は、実験値 ( $Q_{exp}$ ) と計算値 ( $Q_{Mu}$  または  $Q_{Vju}$ ) が等しい値を示し、この実線を上回れば実験値が計算値以上であることを示している。

本報のシリーズ3のせん断試験体 HN-10、HN-11 では、 $Q_{Vju}$  に対する  $Q_{exp}$  の比が 1.22~1.24 となり、既報の式により安全側に評価できることを確認できた。したがって、梁せいが実大相当で 800mm の扁平梁や、扁平梁の片側側面が柱幅内におさまるくらい片側に扁平梁を寄せた形状でも、接合部せん断耐力を式(5)で評価できると考えられる。

表-5 実験値と計算値の耐力比較 (曲げ、せん断)

試験体	計算値		実験値 $Q_{exp}$ (kN)	比較 $Q_{exp} / \min(Q_{gM}, Q_{Vj})$
	$Q_{gM}$ (kN)	$Q_{Vj}$ (kN)		
HN-1	205	230	202	0.98
HG-1	205	276	194	0.94
HN-3	263	152	184	1.21
HN-2	147	190	151	1.03
HN-4	355	223	239	1.07
HN-5	183	137	139	1.02
HN-6	183	136	145	1.06
HG-2	147	228	155	1.05
HG-3	147	268	153	1.04
HG-4	275	188	213	1.26
HN-10	468	264	327	1.24
HN-11	343	193	236	1.22

$Q_{gM}$ ：扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{Vj}$ ：接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{exp}$ ：実験時扁平梁先端荷重最大値

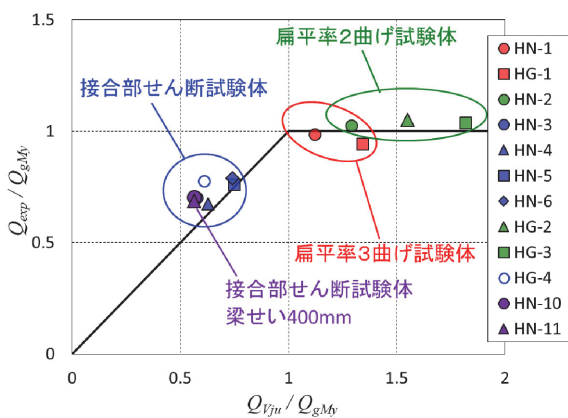


図-5  $Q_{exp} / Q_{Mu} - Q_{Vju} / Q_{Mu}$  関係

#### 4. まとめ

扁平梁の構造性能を確認するため、計6体の部分架構実験を行った。実験結果から、扁平梁架構において、以下のことが確認できた。

- i. ねじり破壊先行型として計画した試験体において、直交梁がなく跳出し部のみで負担させる場合のねじりモーメントの計算値に対する実験値の余裕度は1.18~1.54、直交梁があり跳出し部と直交梁の強度を累加する場合は1.09~1.31と安全側に評価した
- ii. 接合部のせん断破壊先行型として計画した試験体において、梁せいが実大相当で800mmの扁平梁も、既報の式で安全に評価できることを確認した
- iii. 接合部のせん断破壊先行型として計画した試験体において、扁平梁の片側側面が柱幅内におさまるように片側に扁平梁を寄せた形状でも、既報の式で安全に評価できることを確認した

#### 5. あとがき

本研究で行ったねじり耐力の合理的な評価と、適用条件の拡大により「扁平梁工法」は従来よりも設計しやすい工法となった。また本工法には、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットがあるため、集合住宅を主な対象として積極的に提案していきたい。

#### 【参考文献】

- 1) 山際 創、岸本 剛、浜口慶生、服部晃三、「扁平梁工法の構造性能に関する実験的研究」、奥村組技術研究年報、No.45、2019.9
- 2) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その1」、奥村組技術研究年報、No.32、2006.7
- 3) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その2」、奥村組技術研究年報、No.33、2007.7
- 4) 岸本 剛、山際 創、岡 靖弘、平松一夫、「スラブと柱で構成するフラットプレート架構の構造性能」、奥村組技術研究年報、No.44、2018.9
- 5) 蛭田 駿、中村聡宏、勅使川原正臣、「扁平梁—柱接合部における張出部のねじれ耐力に関する研究」、日本建築学会学術講演梗概集、2015.9
- 6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」、1987