

論文 曲げ降伏が先行する RC 造偏平梁柱接合部の耐力性状に関する実験的研究

松本 智夫*1・西原 寛*2

要旨： 偏平梁の曲げ降伏が先行する十字形部分架構のせん断加力実験を行った。本実験では、柱幅に対する梁幅の比が比較的大きい偏平梁で、梁のヒンジリロケーションを計画しない場合とした場合について、各々の耐力性状を検証した。その結果、本試験体における偏平梁柱接合部の応力伝達機構では、ねじりによって伝達されるモーメントの割合が大きくなっており、接合部の直交梁および 2 方向の配筋が柱両側面の梁のねじり抵抗として有効であることが確認された。また、偏平梁における主筋の曲げモーメントの分担率では、柱両側面の梁のねじりモーメントが過大とならないような配筋とすべきであることが示唆された。

キーワード： 偏平梁, 接合部, 部分架構実験, ヒンジリロケーション, 曲げ降伏耐力, 応力伝達, ねじり

1. はじめに

柱幅よりも梁幅を大きくする代わりに梁せいは小さくした偏平梁を用いれば、階高の有効利用が可能である。しかし、このような偏平梁と柱で構成される接合部では、柱の外側にも梁主筋が配されるため耐荷機構は複雑で、柱両側面の梁のねじれによる応力伝達を考慮した上で、梁主筋による曲げモーメントの分担率を決める必要がある。また、この接合部のせん断強度(せん断耐力)自体も明らかではなかったため、昨年度は接合部のせん断破壊が先行する実験を行って、偏平梁柱接合部のせん断強度式を提案した¹⁾。

今回は、柱幅に対する梁幅の比(梁幅比)が 2.5 と 3 を対象に、梁の曲げ降伏が先行する偏平梁柱接合部の部分架構実験を行った。そして、梁のヒンジ発生位置を柱接合端から少し離すヒンジリロケーションを計画した場合について、応力伝達および耐力性状を実験的に明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

表-1 に各試験体偏平梁の断面および配筋を示す。図-1 に試験体の形状寸法と配筋例を示す。試験体は、縮尺 1/2~1/2.5 程度の梁心と柱心との偏心が無い十字形部分架構 7 体で、床スラブはない。そのうちの 3 体は、偏平梁の降伏位置を柱接合端とした試験体(試験体名:NB-3, NB-2.5, NB-3A)である。残りの 4 体は、接合部内の梁および柱主筋の付着を確保

するため、ヒンジリロケーションを計画した試験体(試験体名:NB-3R, NB-3RB, NB-3RC, HB-3R)である。

試験体 NB-3 は基準試験体で、梁幅比(b/b_c :梁幅/柱幅)を 3 とした。試験体 NB-2.5 は、梁の引張鉄筋比およびあばら筋比は NB-3 とほぼ同じで、梁幅比を 2.5 とした。試験体 NB-3A は、基準試験体 NB-3 に直交する普通断面の梁を付けた(表-1 参照)。これら 3 体の試験体の梁降伏位置は柱接合端およびその延長線上に計画した。

一方、残りの 4 体は、図-1 に示す両端 180° フックの接合端補強筋を配することで、いずれも梁ヒンジ発生

表-1 偏平梁の断面および配筋

試験体名	NB-3	NB-3R
梁断面図		
断面寸法	b(幅)xD(せい)=1200x250mm	b(幅)xD(せい)=1200x250mm
主筋(p_t)	上下端共14-D16 (1.08%)	上下端共10-D16 (0.77%) +6-D16(接合端補強筋)
肋筋(p_w)	6-D6@70 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
試験体名	NB-2.5	NB-3RB
梁断面図		
断面寸法	b(幅)xD(せい)=1000x250mm	b(幅)xD(せい)=1200x250mm
主筋(p_t)	上下端共12-D16 (1.11%)	上下端共10-D16 (0.77%) +6-D16(接合端補強筋)
肋筋(p_w)	6-D6@85 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
直交主筋	なし	上下端共12-D16
試験体名	NB-3A	NB-3RC
梁断面図		
断面寸法	b(幅)xD(せい)=1200x250mm	b(幅)xD(せい)=1200x250mm
主筋(p_t)	上下端共14-D16 (1.08%)	上下端共12-D16 (0.93%) +8-D16(接合端補強筋)
肋筋(p_w)	6-D6@70 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
直交梁	断面:bxD=250x400mm, 主筋:上下端共4-D19 (SD49), 肋筋:□-D6@50	なし

[注] 特記なき鉄筋の種類は、主筋SD345, せん断補強筋SD295Aである。

*1 安藤建設(株) 技術研究所構造研究室 博士(工学)(正会員)

*2 安藤建設(株) 技術研究所所長(正会員)

位置を柱接合端から両側へ 240mm(折曲げ起点位置)ずつ離す計画とした。試験体 NB-3R は、RC 規準(2010)²⁾の梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力が、基準試験体 NB-3 のそれと層せん断力ではほぼ同じになるような梁主筋本数とした。試験体 NB-3RB は、NB-3R に対して直交する方向に梁幅比 2.5 でヒンジリロケーションなしの偏平梁を想定した配筋とした。試験体 NB-3RC は、柱の外側に配筋される梁主筋の本数を NB-3R よりも増やして、計算上の曲げ耐力が大きくなるようにした。

試験体 HB-3R は、断面を表-1 には示していないが、形状および配筋は試験体 NB-3R と全く同じであり、使用材料のみを高強度とした。試験体 HB-3R の偏平梁および柱の主筋は SD490 の D16 および D19 を、せん断補強筋は SHD685 の UHD6 をそれぞれ用いた。それ以外の試験体の梁および柱主筋は SD345 の D16 および D19 で、せん断補強筋は SD295A の D6 である。ヒンジリロケーションの前後のみ、あばら筋間隔を半分にして配筋を密にした(図-1 参照)。

各試験体は、接合部がせん断破壊する以前に偏平梁が曲げ降伏するように計画した。接合部のせん断耐力の算定は、AIJ 靱性指針³⁾に示された式の補正係数(ϕ)を 1.0、接合部の有効せい(D_j)を柱の全せい(D_c)とし、有効幅(b_j)は筆者らが提案した柱幅と梁幅の平均値($(b_c+b_b)/2$)および柱幅と梁有効せいの和(b_c+d)の小さい方とした¹⁾。

各試験体の反曲点間距離は、梁 $L=2600\text{mm}$ 、柱 $H=1800\text{mm}$ で共通とした。柱は正方形断面($b_c \times D_c=400 \times 400\text{mm}$)で、主筋(比)16-D19($p_g=2.87\%$)、帯筋比 $p_w=0.53\%$ 、接合部の横補強筋比 $p_{pw}=0.36\%$ で共通とした。主筋は全て通し配筋で、偏平梁の下端および上端でコンクリートの打継ぎを行った。コンクリートは、粗骨材が 6 号(13mm)砕石の普通コンクリートで、試験体 HB-3R のみ設計基準強度(F_c)を 60N/mm^2 とし、それ以外の試験体では $F_c=33\text{N/mm}^2$ とした。表-2 および表-3 に使用鉄筋およびコンクリートの力学的特性を示す。

2.2 加力および計測方法

加力方法は、上下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持として、頂部に一定の軸方向力($N=0.2F_c b_c D_c$)を保持させた。次に、左右の梁の反曲点位置において変形が逆対称となるように変位を制御しながら正負交番繰返し载荷を行った。

加力履歴は、層間変形角($R=\Sigma\delta/L$, $\Sigma\delta$:左右梁の変位の和, L :梁反曲点間距離)で、 $R(x1/1000\text{rad})=\pm 2.5, \pm 5$ で各 1 回, $\pm 10, \pm 20, \pm 30, \pm 40$ で各 2 回, ± 50 で 1 回行い、さらに $+67/1000$ まで加力して終了とした。

変位の測定は、梁の全体変位、接合部周囲のせん断変形およびねじれ変形について行った。また、主筋および接合端補強筋の主要な位置でのひずみ測定も行った。

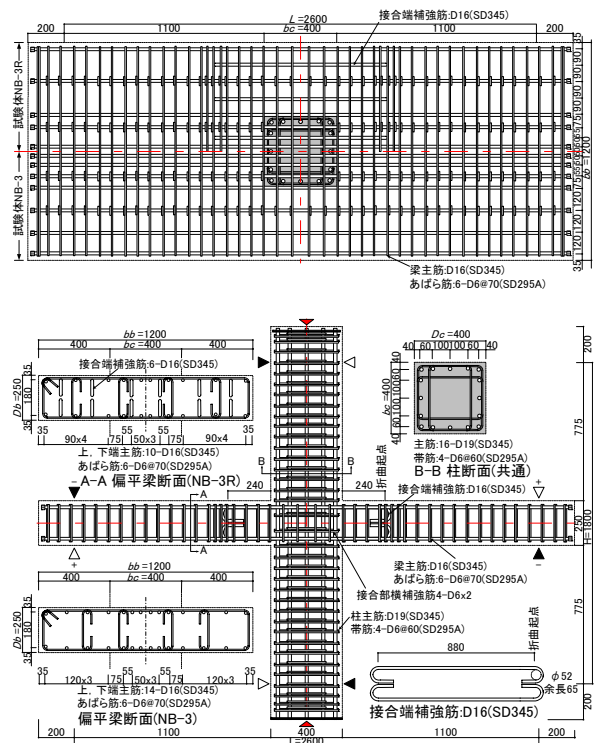


図-1 試験体の形状寸法および配筋例

表-2 鉄筋の力学的特性

使用部材	呼び名(記号)	σ_y	ϵ_y	σ_t	E_s	el.
柱主筋	D19(SD345)	377	2050	582	195	22
	D19(SD490)	536	2820	695	196	18
偏平梁主筋	D16(SD345)	382	2110	578	193	22
	D16(SD490)	536	2760	698	201	18
せん断補強筋	D6(SD295A)	372	3060	527	184	19
	UHD6(SHD685)	723*	5480*	886	184	11

記号 σ_y :降伏強度(N/mm²), ϵ_y :降伏歪(μ), σ_t :引張強度(N/mm²), E_s :ヤング係数(kN/mm²), el.:伸び(%), *0.2%オフセット法.

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体	部位	下層柱			偏平梁, 接合部			上層柱		
		σ_B	E_c	σ_t	σ_B	E_c	σ_t	σ_B	E_c	σ_t
NB-3, NB-3A	開始時	41.5	28.6	3.08	33.1	25.3	2.81	35.5	26.4	2.68
	終了時	40.5	—	3.07	33.8	26.1	2.74	37.4	—	2.71
NB-3R, NB-3RB, NB-3RC	開始時	40.5	—	3.07	32.0	26.7	2.89	37.4	—	2.71
	終了時	41.0	28.0	2.76	32.3	25.4	3.01	39.6	27.4	2.99
HB-3	開始時	72.9	35.8	4.48	54.9	30.9	3.90	79.1	34.9	4.67

記号 σ_B :圧縮強度(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²), σ_t :引張強度(N/mm²).

3. 実験結果および検討

3.1 結果の概要および破壊経過

試験体 NB-3 を例に、偏平梁上端および側面(点線から下)のひび割れ状況を図-2 に示す。図-3 に各試験体の層せん断力(Q_c)-層間変形角(R)関係を示す。図中の破線は略算式による梁の計算曲げ耐力時の層せん断力を示している。また、図-4 は、各試験体の偏平梁上端から側面の最終ひび割れ状況である。表-4 に偏平梁の初曲げひび割れ時、接合部外側の梁側面中央のせん断ひび割れ時、柱内側の梁主筋曲げ降伏時および最大荷重時の層せん断力と層間変形角を示す。

以下に、各試験体のひび割れ伸展および破壊経過の概

略を層間変形角毎に順に記す。

1) 偏平梁の初曲げひび割れは、柱接合部の隅角部付近に発生し、接合端から外側へと伸展した($R=\pm 2.5/1000$)。

2) 偏平梁の材軸と直交する方向の曲げひび割れが、梁の上面全体にほぼ等間隔で散在した。また、梁幅比2.5の試験体 NB-2.5 を除くと、接合端から外側の偏平梁上面中央部にねじれによる斜めひび割れが生じた($R=\pm 5/1000$)。

3) 試験体 NB-2.5 の偏平梁上面中央部にねじれによる斜めひび割れが生じた。また、接合端から外側の偏平梁側面中央にせん断ひび割れが生じるようになった。柱主筋の内側にある梁主筋は、接合端あるいはヒ

ンジリロケーション位置で局所的に降伏ひずみに達している個所があった($R=\pm 10/1000$)。

4) 偏平梁の材軸に沿った方向に亀甲状のひび割れが生じて、接合端から加力点の方向に伸展した。また、柱には曲げひび割れがわずかに生じていた。柱主筋の内側および外側にある梁主筋は、概ね接合端あるいはヒンジロケーション位置で降伏ひずみに達した。この時点で、試験体 NB-3, NB-2.5, NB-3R および NB-3RC は最大荷重時となった($R=\pm 20/1000$)。

5) 直交梁を付けた試験体 NB-3A, ヒンジロケーションの試験体 NB-3RB(2 方向の偏平梁を想定)および HB-3R(高強度材料を使用)の3体は、 $R=\pm 30/1000$ で最

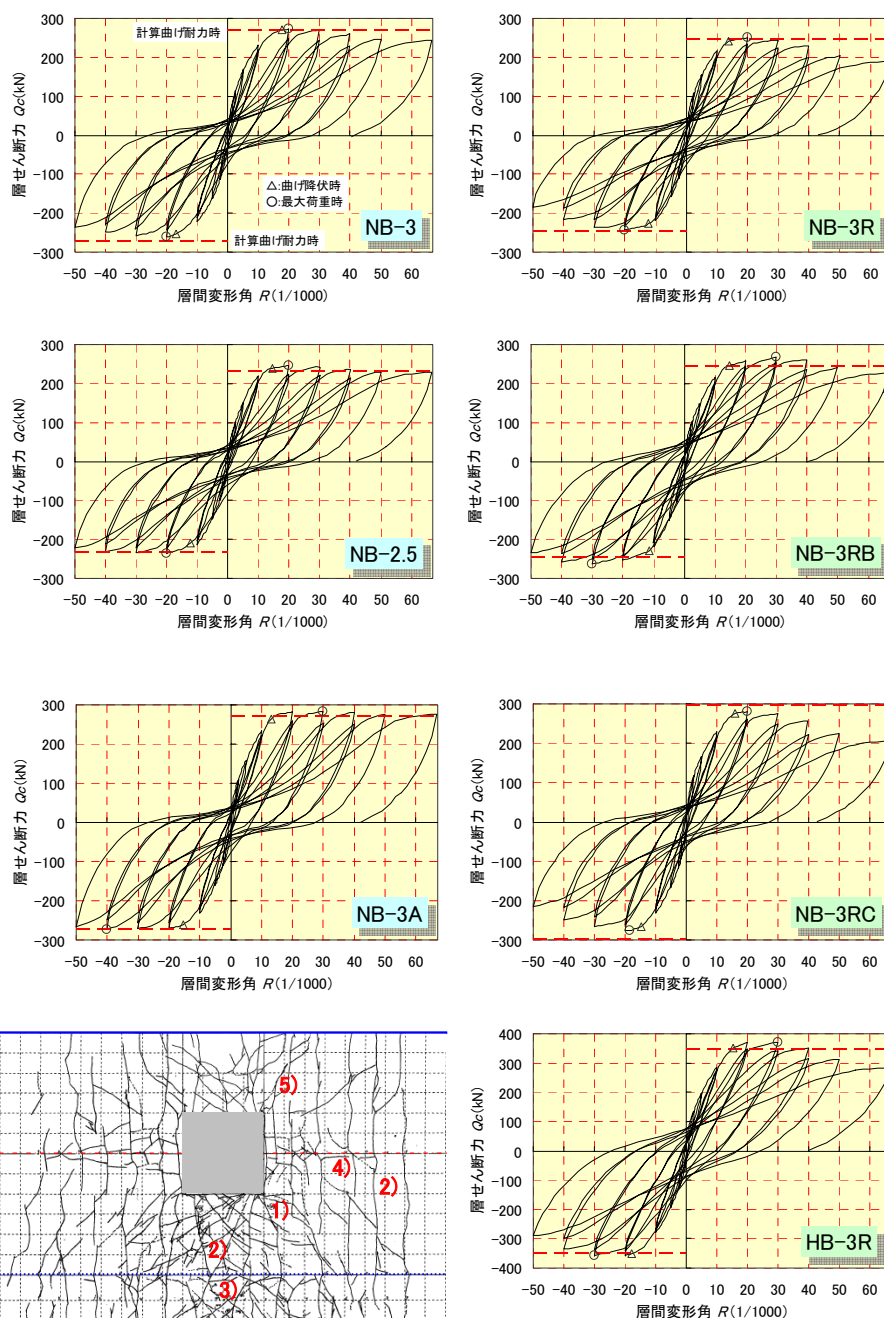


図-2 試験体 NB-3 のひび割れ状況

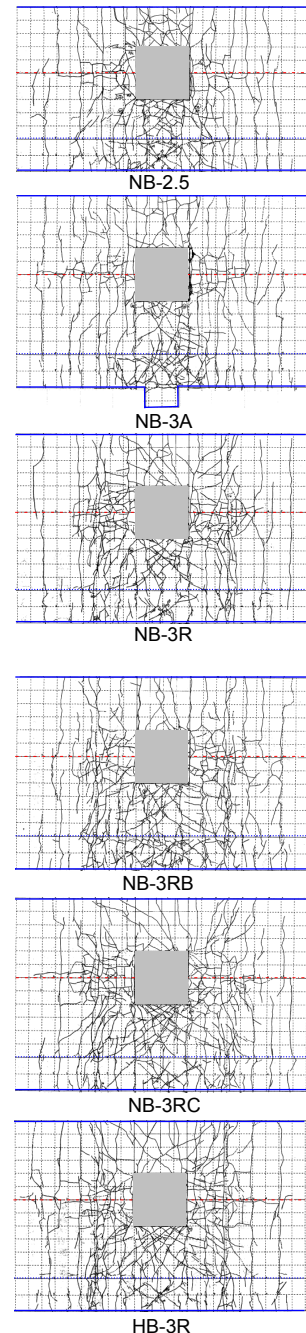


図-4 最終ひび割れ状況

大荷重時となった。R=±20/1000 以降の偏平梁上端のひび割れ状況は、ヒンジリロケーションを計画しない試験体では、接合部の隅角部から放射状に生じて伸展した。これに対して、ヒンジリロケーションを計画した試験体では、計画した位置から内側、接合部の側にひび割れが集中しており、加力点側にはひび割れはほとんど生じなかった。以上の伸展状況については、図-2の該当するひび割れに番号を示した。

6) 各試験体の最終破壊形式は、大部分が偏平梁の曲げ破壊であったと判断される。ただし、図-3によれば、試験体 NB-3RC は、最大荷重時の層せん断力が計算曲げ耐力に届いておらず、それ以降の荷重低下も他の試験体に比べて大きくなっていった。これは、後述する柱両側面の梁のねじれが大きいことに起因していると考えられる。また、接合部周囲のパンチング破壊はいずれの試験体でも認められなかった。

3.2 各種強度と計算値との比較

表-4に示した計算値は、表-3の偏平梁、接合部のコンクリート圧縮強度(σ_B)から、試験体 HB-3R は $\sigma_B=55\text{N/mm}^2$ 、それ以外は一律に $\sigma_B=33\text{N/mm}^2$ として算定した。また、鉄筋の降伏強度は表-2の数値を用いた。

梁の初曲げひび割れ強度計算値は、柱接合部位置でRC規準(2010)²⁾に示された梁の曲げひび割れモーメントから求めた。正加力時の実験値と計算値とは良く対応しているといえる。接合部外側の梁側面のせん断ひび割れ強度は、靱性指針³⁾の主応力度式から斜めせん断ひび割れ時のせん断応力度を求め、せん断面は柱全せい(D_c)と梁全幅(b_b)からなるとした。ただし、この梁側面のせん断ひび割れ時は純せん断の応力状態に近いとして、柱の軸応力度 $\sigma_0=0$ で算定した。直交方向に普通断面の梁を

有する試験体 NB-3A 以外は、実験値が計算値を幾分か回っていた。ただし、これらの算定式の適用は便宜的に行ったものである。

最大荷重時層せん断力の計算値は、各試験体のヒンジを計画した位置での梁の降伏モーメント略算式²⁾による計算曲げ耐力(Cal. 3)、靱性指針³⁾に示された接合部せん断強度式で $\phi=1.0$ 、有効せい $D_j=D_c$ 、有効幅 $b_j=\min\{(b_c+b_b)/2, b_c+d\}$ ¹⁾とした接合部せん断耐力(Cal. 4)、フラットスラブのパンチング破壊時の終局伝達モーメント²⁾から求めたせん断耐力(Cal. 5)である。

表-4によれば、試験体 NB-2.5、NB-3A、NB-3RB および HB-3R については、最大荷重時の層せん断力実験値が、梁の計算曲げ耐力時の層せん断力(Cal. 3)を5%以上上回った。また、負側加力時の最大層せん断力も計算値 Cal. 3を下回っている試験体はない。これに対して、試験体 NB-3 および NB-3R では、最大荷重時の層せん断力実験値と計算値 Cal. 3とはほぼ同じで、試験体 NB-3RC では実験値が計算値に到達しなかった。さらに、負側加力時の最大層せん断力については、3体ともが計算値 Cal. 3を下回った。これは、Cal. 3で全ての引張鉄筋が一律に降伏強度となる仮定に対して、試験体 NB-3RC では、柱の外側に配した梁主筋の上端および下端で、いずれも最大荷重時に降伏強度には達していないことによる。また、全ての試験体で負側加力時の最大層せん断力が、正側のそれを幾分下回っていることについては、偏平梁断面の応力中心距離は元々小さく、正側最大荷重時の曲げひび割れの影響で、負側ではさらにその距離が実質的に小さくなったものと考えられる。

なお、接合部せん断耐力の計算値 Cal. 4 およびパンチング破壊時のせん断耐力の計算値 Cal. 5 と最大荷重時の

表-4 各種層せん断力および層間変形角

試験体	±	梁曲げひび割れ時			接合部せん断ひび割れ時			梁主筋降伏時		最大荷重時				
		arb Q_c	arb R	Cal. 1*	crj Q_c	crj R	Cal. 2*	yb Q_c	yb R	max Q_c	max R	Cal. 3*	Cal. 4*	Cal. 5*
NB-3	+	64.3	0.91	63.1	213.6	8.42	173.6	270.9	17.71	272.0	19.99	270.4	303.8	376.5
	-	-65.9	-0.76	(1.02)	-215.1	-9.20	(1.23)	-253.4	-16.92	-260.4	-20.09	(1.01)	(0.90)	(0.72)
NB-2.5	+	53.7	0.76	52.8	183.7	6.92	144.7	239.0	14.56	245.9	20.04	231.8	303.8	376.5
	-	-48.9	-0.59	(1.02)	-181.7	-7.33	(1.27)	-209.3	-12.33	-235.4	-20.08	(1.06)	(0.81)	(0.65)
NB-3A	+	62.6	0.92	63.1	159.4	4.99	173.6	262.9	13.15	283.1	29.97	270.4	303.8	376.5
	-	-58.4	-0.60	(0.99)	-149.2	-4.39	(0.92)	-261.4	-15.41	-272.0	-40.12	(1.05)	(0.93)	(0.75)
NB-3R	+	70.6	1.09	64.6	200.3	8.47	173.6	240.1	13.89	250.2	20.01	247.1	303.8	409.2
	-	-65.3	-0.74	(1.09)	-191.8	-7.67	(1.15)	-227.4	-12.30	-242.7	-19.99	(1.01)	(0.82)	(0.61)
NB-3RB	+	66.4	1.07	64.6	204.0	8.87	173.6	246.5	14.73	267.2	30.02	247.1	303.8	409.2
	-	-57.3	-0.61	(1.03)	-190.2	-7.68	(1.18)	-229.5	-11.54	-263.0	-30.06	(1.08)	(0.88)	(0.65)
NB-3RC	+	65.8	0.90	67.4	189.1	6.54	173.6	276.8	16.16	279.9	20.02	296.5	303.8	409.2
	-	-62.1	-0.63	(0.98)	-187.5	-6.55	(1.09)	-265.1	-14.65	-276.3	-18.52	(0.94)	(0.92)	(0.68)
HB-3R	+	76.5	0.77	76.4	226.9	6.53	224.1	351.1	15.41	371.8	30.01	346.7	434.4	546.6
	-	-77.5	-0.77	(1.00)	-231.6	-6.91	(1.01)	-350.1	-17.71	-356.5	-29.98	(1.07)	(0.86)	(0.68)

記号 Q_c : 層せん断力(kN), R : 層間変形角(1/1000), * Cal. 1: $M_{cr}=0.56(\sigma_B)^{0.5} \cdot Z_e$, Z_e : 断面係数, Cal. 2: $\tau_{cr}=f_t=0.47(\sigma_B)^{0.5}$, Cal. 3: RC規準の梁の降伏モーメント略算式 $M_u=0.9a_t \sigma_y d$, Cal. 4: 靱性指針の接合部せん断強度式($\phi=1$), ただし、接合部の有効幅 $b_j=\min((b_c+b_b)/2, b_c+d)$, b_c : 柱幅, b_b : 梁幅, d : 梁有効せい, Cal. 5: RC規準のパンチング破壊時終局強度式, 以上の計算値の下段()内は、計算値に対する正側実験値の比を示す。コンクリートの σ_B は、試験体 HB-3R で $\sigma_B=55\text{N/mm}^2$ 、それ以外は一律に $\sigma_B=33\text{N/mm}^2$ として算定した。

層せん断力との比較では、計算値に対する実験値の比が、平均で前者は0.87、後者は0.68であった。

3.3 梁主筋の歪性状

図-5は、梁上端主筋および接合端補強筋の梁幅方向の歪分布例を示した。図示した試験体は、ヒンジリロケーションを計画した試験体で、各最大荷重時の柱接合端位置から延長線上の歪分布である。このとき、いずれの試験体も柱幅内にある梁主筋は、概ね図中の実線で示す降伏歪に達していたことが分かる。また、接合端補強筋は降伏しておらず、柱芯位置から離れるほど歪の値が小さくなる傾向を示した。

3.4 柱両側面の梁のねじれ変形角

柱両側面の梁のねじれ変形角(θ_t)は、図-6(b)に示すように上柱脚部と偏平梁上端がなす角度(θ_t)と、柱両側面の偏平梁の変形角(θ_o)との平均相対角として定義した。測定は、上柱脚部4点と柱両側面の梁4点とに鉛直方向の変位計を付けて行った。図-6は、各試験体のねじれ変形角(θ_t)を、層間変形角 $R=+50/1000$ まで正加力時について示した。

(a)のヒンジリロケーションなしの試験体では、基準試験体 NB-3 に対して、梁幅比を2.5にした試験体 NB-2.5、NB-3 に普通断面の直交梁を付けた試験体 NB-3A の順に、最大荷重時(図中の○囲み)以降のねじれ変形角が小さくなっていることが分かる。(b)のヒンジリロケーションを計画した試験体では、試験体 NB-3R と、NB-3R よりも主筋本数を増やした試験体 NB-3RC のねじれ変形角はほぼ同様に推移し、2方向偏平梁を想定した試験体 NB-3RB はこれら2体よりも小さくなっていた。

3.5 応力分担率

試験体 NB-3RC のように、柱の外側に梁主筋を多く配した場合は、柱両側面での梁のねじりモーメントの影響が大きくなり、最大荷重が偏平梁の計算曲げ耐力に達しない可能性がある。

図-7に偏平梁と柱との接合端断面における各伝達モーメントの模式図を示す。いま、ヒンジリロケーションなしの試験体は柱接合端位置で、ヒンジリロケーションを計画した試験体はヒンジ計画位置で、柱内を貫通する接合端補強筋を除く全ての梁主筋が、最大荷重時に降伏強度に達していた。これらの梁主筋が接合端で負担する曲げモーメント(${}_{in}M_f$)を求める。この曲げモーメント(${}_{in}M_f$)から接合端でのせん断力を求め、柱せい(D_c)を乗じてせん断力によって伝達されるモーメント(M_s)を求める。また、外力(梁荷重)による全(芯)モーメント(M_{exp})は、最大荷重時の実験値から求める。以上より、柱両側面の梁のねじりによって伝達されるモーメント(M_t)は、式(1)から求まるとした。

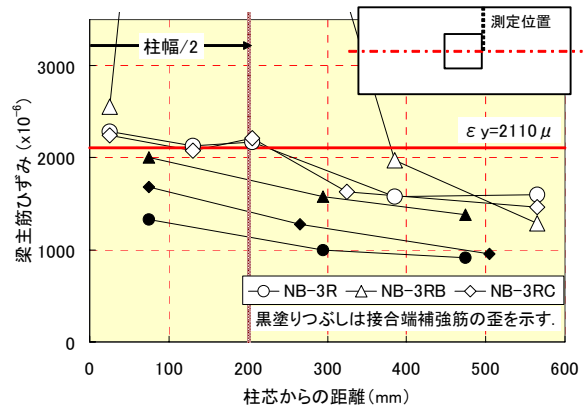
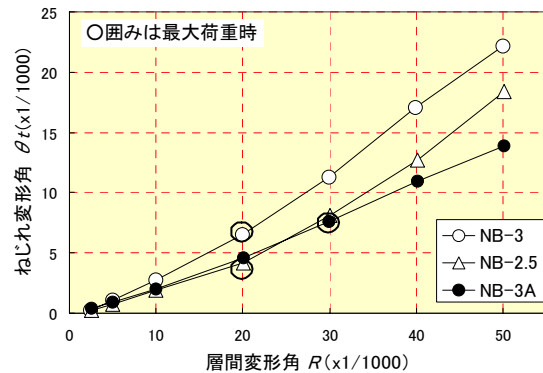
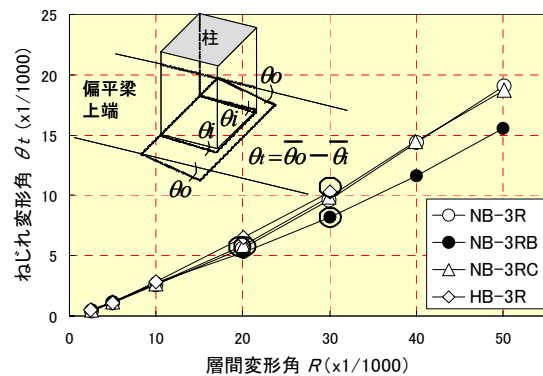


図-5 梁主筋の歪分布例(最大荷重時)



(a) ヒンジリロケーションなし



(b) ヒンジリロケーションあり

図-6 ねじれ変形角-層間変形角の関係

$$M_t = M_{exp} - {}_{in}M_f - M_s \quad (1)$$

図-8は、最大荷重時における各試験体のモーメントの分担率を示している。ヒンジリロケーションなしの試験体3体(NB-3、NB-2.5、NB-3A)は、柱内を貫通する梁主筋が上、下端共6-D16であり、梁主筋が負担する ${}_{in}M_f$ およびせん断力により伝達される M_s の値は同じである。そのため、外力による M_{exp} が小さければ、ねじりによって伝達される M_t の負担分は減少する。言い換えれば、 M_{exp} を大きくしようと思えば、 M_t の負担分は増大するので、直交梁のようなねじり抵抗機構が必要となる。一方、ヒンジリロケーションを計画した試験体4体(NB-3R、NB-3RB、NB-3RC、HB-3R)の柱

内を貫通する梁主筋は、上、下端共 4-D16 で共通ある。これら 4 体の inM_f は、ヒンジ計画位置での曲げモーメントを、柱接合端位置までの距離分割増して求めた。また、 M_t の負担分に関する傾向は、ヒンジリロケーションなしの試験体の場合と同様で、 M_{exp} を大きくするためにはねじり抵抗を増大させる必要がある。2 方向配筋の試験体 NB-3RB は、図-6 に示すねじれ変形角が小さく、ねじり抵抗は大きくなっていると考えられる。

設計においては、式(1)の外力による芯モーメント (M_{exp}) の代わりに、梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力 (Cal. 3) から算定される芯モーメント (M_{cal}) を用いて、ねじりによって伝達されるモーメント (M_t) を求める。一方、RC 規準(2010)²⁾ では、フラットスラブ構造で、パンチング破壊時に算定断面位置の両側面のねじりによって伝達されるモーメント (M_{ta}) は、式(2)によって与えられる。

$$M_{ta} = 6\tau_u d^2 (D_c + 2d/3), \tau_u = 0.335(\sigma_B)^{0.5} \quad (2)$$

ここで、 d は偏平梁の有効せいとした。

図-9 は、式(1)の各試験体の実験値 M_{exp} を曲げ耐力計算値 M_{cal} に置き換えて求めたねじりモーメント (M_t) の、式(2)のモーメント (M_{ta}) に対する比を示したものである。ここで、直交梁および 2 方向配筋の効果については考慮していない。図-9 によれば、試験体 NB-3RC のみ M_t/M_{ta} の値が 1.0 を超えている。いま、式(2)の M_{ta} をねじりによって伝達可能な許容モーメントであるとするならば、試験体 NB-3RC は、柱両側面の梁のねじりモーメントが許容ねじりモーメントを超えてねじり降伏し、最大荷重時実験値が計算曲げ耐力に到達しなかった。また、その後は接合部のせん断破壊を呈して耐力が低下したと考えられる。

4. まとめ

本実験から得られた知見を以下に示す。

- (1) 偏平梁のひび割れ伸展状況は、はじめに接合端の隅角部付近に曲げひび割れが発生し、徐々に外側へと伸展した。梁のヒンジリロケーションを計画しない試験体では、生じたひび割れが接合端の隅角部から放射状に伸展したのに対して、ヒンジリロケーションを計画した試験体では、計画位置から内側だけにひび割れが集中しており、その位置よりも加力点側にはひび割れがほとんど生じなかった。
- (2) 各試験体の最大荷重時は、層間変形角 20/1000 から 30/1000 であり、試験体の破壊モードは大部分が偏平梁の曲げ破壊であった。最大荷重時の層せん断力実験値と梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力を比較したところ、柱の外側に配筋する梁主筋本数を多くした試験体では、実験値が計算曲げ耐力に

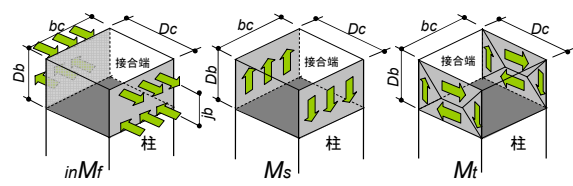


図-7 各伝達モーメントの模式図

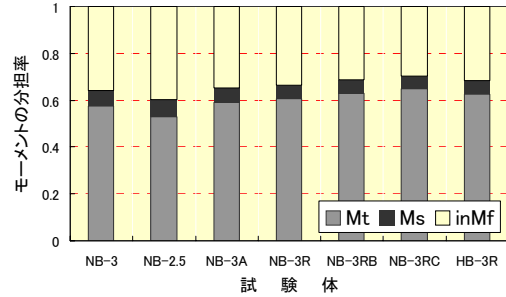


図-8 最大荷重時のモーメント分担率

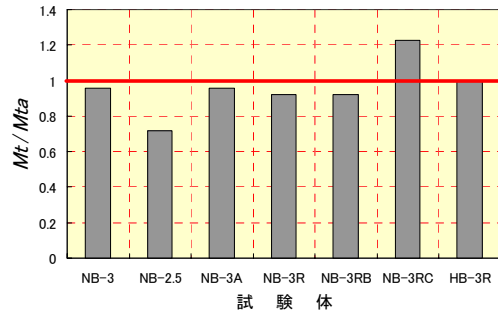


図-9 各試験体の M_t/M_{ta}

達しなかった。

- (3) 梁幅比が大きい試験体の偏平梁柱接合部における応力伝達機構では、ねじりにより伝達されるモーメントの割合が大きくなっていた。従って、直交梁付きおよび 2 方向配筋の試験体は、これらが柱両側面の梁のねじり抵抗として有効であることが確認された。
- (4) 偏平梁における主筋の曲げモーメントの分担率を考えたとき、柱の外側の梁主筋本数を増やして、柱両側面の梁のねじりモーメントが許容されるねじりモーメントを超えるような配筋では、最大荷重が梁の計算曲げ耐力に達しない可能性がある。

参考文献

- 1) 松本智夫, 西原 寛: RC 造偏平梁柱接合部のせん断耐力性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp.289-294, 2010.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.2
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8