

材端部に開孔を有するRC梁の構造性能に関する実験的研究

濱田 真* 馬場真史** 成川将人*

本実験的研究の主たる目的は、RC梁の材端部に設備配管用の開孔を設けても、構造性能が確保できる補強方法を確立することである。実験因子として、コンクリート強度、孔径、梁主筋比、孔際補強筋比、開孔補強筋比、座屈補強筋の径および定着長さを設定し、合計28体の曲げせん断実験を行った。実験結果より、材端部に開孔を設けても適切な補強を施すことにより、無開孔梁とほぼ同等の構造性能を持つRC梁を実現することができた。特に座屈補強筋の有効性が確認でき、その定着長さが変形性能に与える影響が大きいことが明らかになった。

キーワード：材端部、開孔、RC梁、構造性能、座屈補強筋

1. はじめに

RC造建物では、構造性能確保の観点から梁のスパン中央部に設備配管用の開孔を設けることが一般的に行われている。しかし、柱面の近い位置に開孔を設けることができれば、設計の自由度が増すと考えられる。一方、RC造建物は梁曲げ降伏型の骨組になるように設計されることが多い。そのため、梁材端部は曲げ降伏後の十分な塑性変形が要求されるので、構造上重要な部位にあたり、損傷が集中する部位として降伏ヒンジ域と呼ばれている。以下、本論文ではこの降伏ヒンジを含む柱面から梁せいの領域を材端部と呼ぶ。従来、材端部に開孔を設けることは、梁部材の靱性を確保できないとして回避されてきた。本研究の目的は、材端部に開孔を有するRC梁について、所定の構造性能を確保するための補強方法を確立することである。

2. 実験概要

2.1 試験体

材端部は梁主筋ならびに開孔周囲のコンクリートに大きな応力が作用するため、開孔はFig.1に示すように孔際補強筋と開孔補強筋に加え、新たに開孔上下の梁主筋を拘束する座屈補強筋を組み合わせた補強形式とした。Table1に試験体一覧および諸元を示す。試験体はコンクリート設計基準強度(F_c)として2水準分け、 $F_c24(1) \sim (4)$ と $F_c48(1) \sim (2)$ シリーズから構成されている。Fig.2に試験体の形状および配筋例を示す。梁断面は梁幅(b)×梁せい(D)=300×400mm、せん断スパン比は(a/D)=3で全試験体共通である。実部材に対する縮小率は約1/2である。主筋には F_c24 シリーズでSD345、 F_c48 シリーズでSD490

を用い、主筋比は2水準設定した。開孔径(H)は $H=D/3 \sim D/4$ 、柱面から開孔中心までの水平距離(A)は $A=D/3, 2D/3$ 、開孔の上下偏心距離(e)は最大で $D/24$ とした。孔際補強筋には F_c24 シリーズの場合がSD295Aを、 F_c48 シリーズの場合が 785N/mm^2 級の鉄筋を用い、孔際補強筋比は $p_v=0.27 \sim 1.19\%$ (式(3)参照)とした。開孔補強筋には全て 785N/mm^2 級の鉄筋を用い、開孔補強筋比は $p_d=0.37 \sim 1.17\%$ (式(4)参照)とした。座屈補強筋にはSD295Aを用い、その定着長さ(L)を変化させた。定着長さは折り曲げ終端部からの長さである。

$$Q_{mu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d/a \quad (1)$$

$$Q_w = [0.053p_t^{0.23} (F_c + 18) / \{M/(Q \cdot d) + 0.12\} \times (1 - 1.61H/D) + 0.85\sqrt{p_v \cdot \sigma_{vy} + p_d \cdot \sigma_{dy}}] b \cdot j \quad (2)$$

$$p_v = \min\{a_{v1}/(b \cdot C_1), a_{v2}/(b \cdot C_2)\} \quad (3)$$

$$p_d = \sqrt{2} a_d / (b \cdot C_2) \quad (4)$$

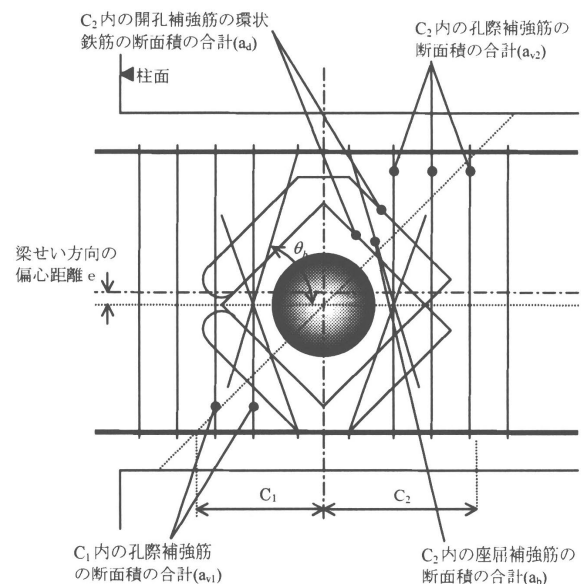


Fig. 1 材端部開孔の補強要領

* 技術研究所 建築構造研究グループ
** 首都圏支店 設計部構造設計グループ

Table1 試験体一覧および諸元

シリーズ	試験体名	F _c	梁主筋	開孔諸元			あばら筋	孔際補強筋		開孔補強筋		座屈補強筋					
				H	A	e		配筋	P _v	配筋	P _d	配筋	a _b	L			
Fc24(1)	L6-4	24	6-D19 [SD345]	無孔			4-D6@70	—	—	—	—	—	—	—	—		
	L6-3-4			4-D6×1	0.27	S6×2		0.37	4-D6	128	25d _b						
	L6-5-4			4-D6×2	0.53												
	L6-5-4N			4-D6×3	0.80												
	L6-8-4			D/3	D/3	0		4-D6×2	0.53	S6×3	0.56	4-D6	128	25d _b			
	L6-5-6								0.53	S8×3	0.88						
	L6-5-9								0.53	S6×2	0.37						
	L6-12-4			8-D19 [SD345]	4-D10×2	1.18		4-D10×2	1.18	S8×3	0.88	4-D10	284	25d _b			
	L8-12-9								1.18	S8×4	1.17						
L8-12-12	1.18	S8×4	1.17														
Fc24(2)	L6-5-6L	24	6-D19 [SD345]	D/3	D/3	0	4-D6@70	4-D6×2	0.53	S6×3	0.56	4-D6	128	43d _b			
	L6-5-6M			D/3.5													
	L6-5-6S			D/4													
	L6-5-4M			D/3.5													
	L6-5-4S			D/4													
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	24	6-D19 [SD345]	D/4	D/3	D/24	4-D6@70	4-D6×2	0.48	S6×3	0.51	6-D6	192	43d _b			
	L6-5-6SF			D/3×2	0	4-D6×2						0.53	S6×3		0.56	4-D6	128
	L6-5-6M-B1			D/3.5												D/3	6-D6
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	48	8-D19 [SD345]	D/3.5	D/3	0	4-D6@70	4-D10×2	1.18	S6×4	0.75	4-D10	284	32d _b			
	L8-12-8M-B3							4-D6×3	0.80	S8×4	1.17	4-D8	200	36d _b			
	L8-8-12M-B3							4-D6×3	0.80	S8×4	1.17	4-D8	200	36d _b			
Fc48(1)	H6-0	48	6-D19 [SD490]	無孔			4-S6@70	—	—	—	—	—	—	—			
	H6-5-9S-B2			D/4	D/3	0		4-S6×2	0.51	S8×3	0.88	4-D10	284	32d _b			
	H6-5-12S-B2								0.56	S8×4	1.17						
	H6-5-9S-B1			D/24	0	4-S6×2		0.56	S8×3	0.88	6-D6	192	43d _b				
H6-5-9SE-B2	0.79	4-D10	284				32d _b										
Fc48(2)	H8-12-8M-B2	48	8-D19 [SD490]	D/3.5	D/3	0	4-S10@90	4-S10×2	1.19	S6×4	0.75	4-D10	284	32d _b			
	H8-8-12M-B2							4-S6×3	0.79	S8×4	1.17						

F_c: コンクリート設計基準強度(N/mm²), H: 孔径, A: 柱面からの開孔中心までの水平距離, e: 梁せい中央からの上下偏心距離, D: 梁せい (=400mm)
 P_v: 孔際補強筋比(%), P_d: 開孔補強筋比(%), a_b: 座屈補強筋断面積(mm²), L: 座屈補強筋の定着長さ(mm), d_b: 鉄筋径

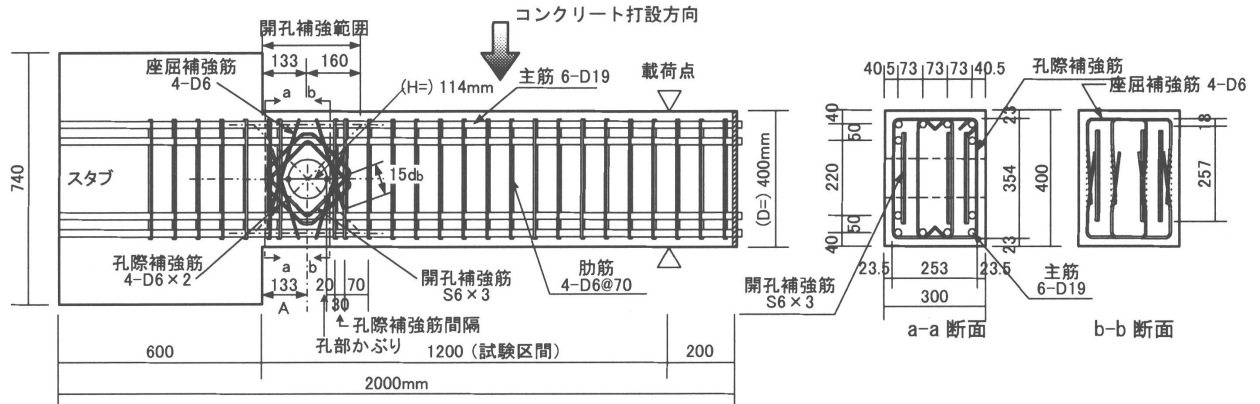


Fig. 2 試験体形状および配筋 (L6-5-6M の場合)

Table2 材料試験結果

		Fc24(1)	Fc24(2)	Fc24(3)	Fc24(4)	Fc48(1)	Fc48(2)
σ _B	Fc24	24.4	27.1	28.9	24.6	—	—
	Fc48	—	—	—	—	54.6	35.6
D6	SD295A	381	329	361	367	361	—
D8	SD295A	—	—	—	417	—	—
D10	SD295A	372	—	—	362	364	362
D19	SD345	375	367	371	375	—	—
	SD490	—	—	—	—	538	538
S6	785級	981	905	孔際:882	905	882	孔際:833
	開孔:977			882		開孔:905	
S8	785級	919	—	—	938	993	938
S10	785級	—	—	—	—	—	915

σ_Bは実験期間中の平均圧縮強度(N/mm²)
 D8,D10,D19: 降伏強度(N/mm²)
 D6,S6,S8,S10: 0.2%オフセット法により算出した降伏強度(N/mm²)

2)により算定し、曲げ降伏が先行するように計画した。あばら筋および孔際補強筋は、SD295A の場合が 135 度フック形状とし、785N/mm² 級の場合が溶接閉鎖型とした。なお、記号の説明はまとめて末尾に示す。

2. 2 使用材料

Table2 に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。Fc48(2)のコンクリート強度が幾分低かったがその他はほぼ想定強度が得られた。鉄筋については規格値を満足していた。

2. 3 実験方法

荷重は片持ち梁形式とし、梁の反曲点に相当する位置に水平力を押し引きジャッキにより作用させた。Fig.2 に示したコンクリート打設面が圧縮となる時を正荷重とした。荷重履歴は部材角(R)で制御し、R=(5,10,20,30,40,50)

各試験体とも、曲げ終局強度(Q_{mu})は式(1)の略算式¹⁾により、開孔部のせん断終局強度(Q_{su})は式(2)の修正広沢式

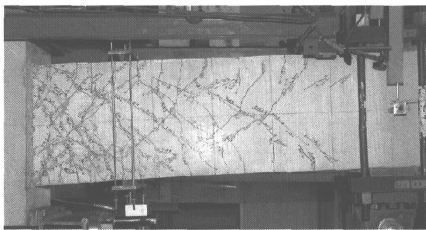
$\times 10^3(\text{rad})$ の正負繰り返しを各2回ずつ载荷した後、 $R=+100 \times 10^3(\text{rad})$ まで単調载荷した。変形は反曲点水平変位、開孔部せん断変形などを、ひずみは主筋、孔際補強筋、開孔補強筋および座屈補強筋について計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊モード

Photo.1 に無開孔梁 L6-0 と有開孔梁 L6-5-6M の破壊状況を示す。材端部に開孔を有する場合は、開孔に接するせん断ひび割れが顕著であった。そのため、開孔上下および圧縮領域のコンクリートの損傷が激しくなっていた。開孔から梁中央側のひび割れ発生状況には無開孔梁と比べて大きな差はみられなかった。

無開孔梁
L6-0
 $R=1/20\text{rad}$
第1サイクル



有開孔梁
L6-5-6M
 $R=1/25\text{rad}$
第2サイクル

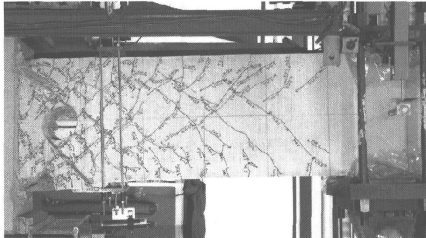


Photo.1 破壊モードの比較

3.2 せん断力(Q) - 部材角(R) 関係の比較

Fig.3(a)~(e)に座屈補強筋を要因としたQ-R関係を、Fig.4(f)~(i)に開孔位置と孔際補強筋比(p_v)、開孔補強筋比(p_d)を要因としたQ-R関係の比較を示す。図中の点線は材料試験結果に基づく計算値曲げ終局強度(Q_{mu})である。

(a)座屈補強筋の有無

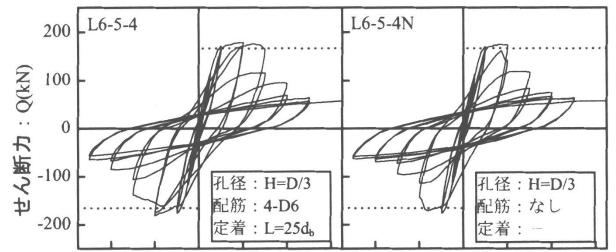
孔径 $H=D/3$ 、座屈補強筋の定着長さが $L=25d_b$ と短い場合ではあるが、座屈補強筋の有無により顕著な差がみられた。座屈補強筋が無い L6-5-4N は $R=-20 \times 10^3(\text{rad})$ 時に耐力低下を示していたのに対し、座屈補強筋を有する L6-5-4 は $R=+30 \times 10^3(\text{rad})$ で耐力低下を示した。

(b)座屈補強筋の定着長さ

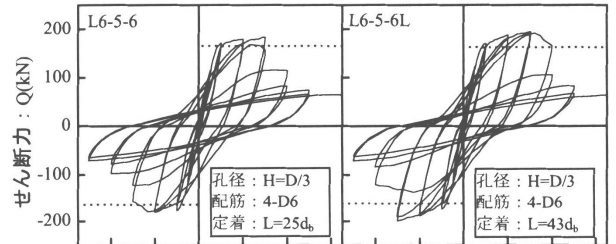
孔径 $H=D/3$ 、座屈補強筋の定着長さが $L=25d_b$ と $L=43d_b$ (=開孔中心+ $15d_b$) の場合を比較する。定着が短い L6-5-6 は $R=-30 \times 10^3(\text{rad})$ で耐力低下を示したが、定着が長い L6-5-6L は $R=+40 \times 10^3(\text{rad})$ で耐力低下した。

(c)座屈補強筋の断面積

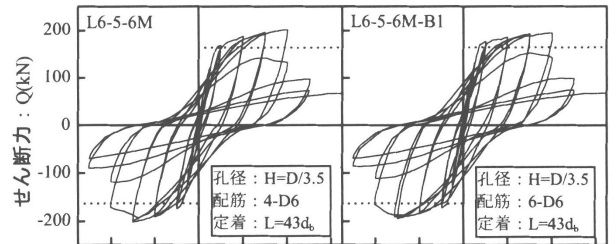
孔径 $H=D/3.5$ 、座屈補強筋の定着長さが $L=43d_b$ で、その量(断面積)を変化させた場合を比較する。L6-5-6M の配筋は 4-D6、L6-5-6M-B1 の配筋は 6-D6 なので 1.5 倍の



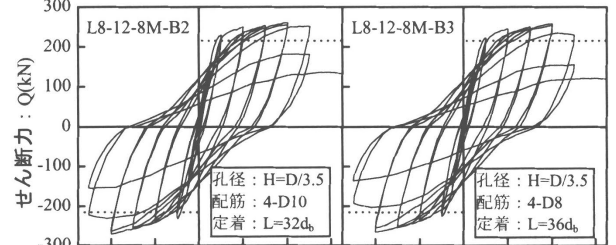
(a)座屈補強筋の有無



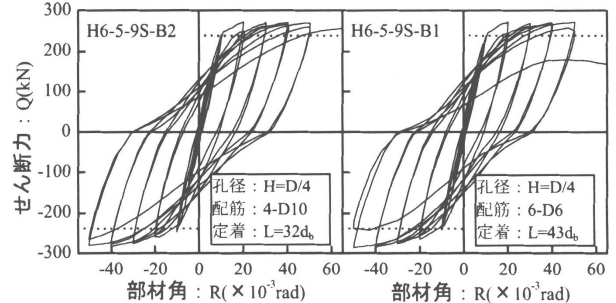
(b)座屈補強筋の定着長さ



(c)座屈補強筋の量(断面積)



(d)座屈補強筋の径と量1



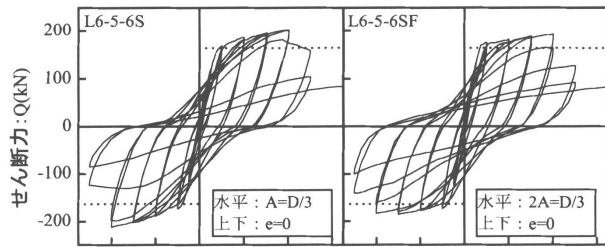
(e)座屈補強筋の径と量2

Fig.3 せん断力(Q) - 部材角(R) 関係1

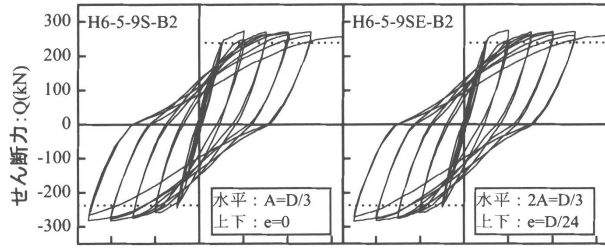
量が配筋されている。配筋が多い方が幾分耐力低下の度合いが小さいが、両者には大きな差はみられなかった。

(d)・(e)座屈補強筋の径と量

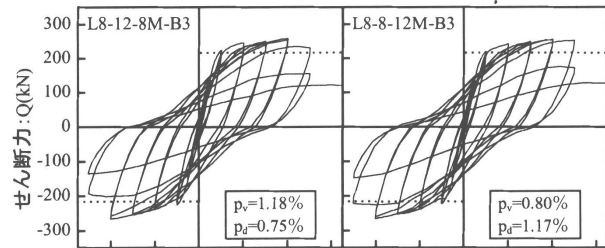
まず、主筋比が大きく孔径 $H=D/3.5$ の場合について比較する。座屈補強筋の配筋は L8-12-8M-B2 が 4-D10($L=320\text{mm}$)、L8-12-8M-B3 が 4-D8($L=288\text{mm}$)であり、量(断面積)が 1.42 倍、定着長さが 1.11 倍であるが、両者にはほとんど差はみられなかった。



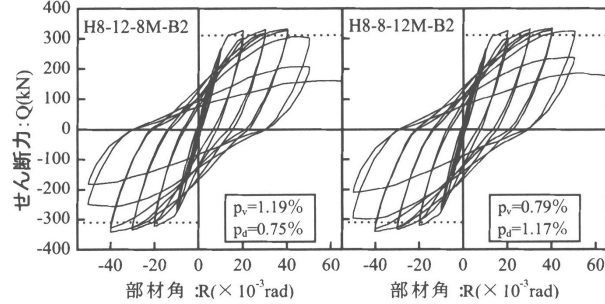
(f)開孔水平位置の比較



(g)開孔偏心の比較



(h)孔際補強筋比と開孔補強筋比の比較 1



(i)孔際補強筋比と開孔補強筋比の比較 2

Fig. 4 せん断力(Q) - 部材角(R) 関係 2

次に、Fc48 で孔径 $H=D/4$ の場合について比較する。座屈補強筋の配筋は H6-5-9S-B2 が 4-D10($L=320\text{mm}$)、H6-5-9S-B1 が 6-D6($L=258\text{mm}$)であり、量(断面積)が 1.48 倍、定着長さが 1.24 倍であるが、H6-5-9S-B1 が最終ループで耐力低下を示したが、H6-5-9S-B2 は耐力低下を示していなかった。

(f)開孔水平位置(A)の影響

孔径 $H=D/4$ で、 $A=D/3$ の L6-5-6S と $A=2D/3$ の L6-5-6SF を比較する。L6-5-6SF は L6-5-6S に比べ $R=40 \times 10^{-3}(\text{rad})$ の第 2 サイクル以降の耐力低下が若干大きいものの、曲げ終局強度は計算値以上であり、両者の強度ならびに変形性能に大きな差はみられなかった。

(g)開孔偏心距離(e)の影響

孔径 $H=D/4$ で、 $e=0$ の H6-5-9S-B2 と $e=D/24$ の H6-5-9SE-B2 を比較する。両者の Q-R 関係はほとんど同じであり、 $e=D/24$ 程度の偏心距離では強度や変形性能に

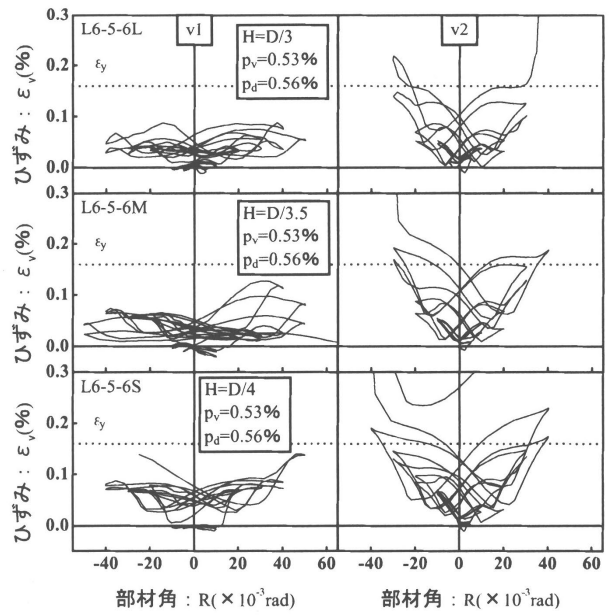


Fig. 5 孔際補強筋(ϵ_s) - 部材角(R) 関係

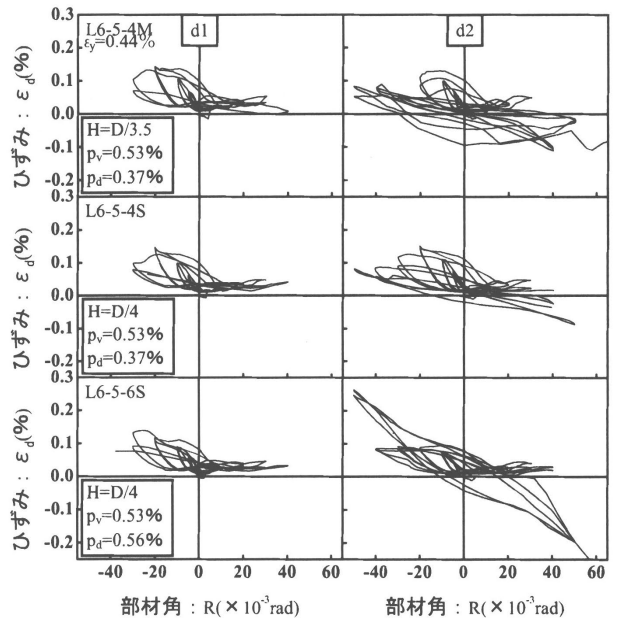


Fig. 6 開孔補強筋(ϵ_d) - 部材角(R) 関係

与える影響はみられなかった。

(h)・(i)孔際補強筋比(p_v)と開孔補強筋比(p_d)の比較

開孔部全体の補強筋比(p_v+p_d)がほぼ同じで p_v と p_d が互いに異なる試験体を比較する。(h)の Fc24 は孔際補強筋と開孔補強筋の強度は異なるが Q-R 関係には差はほとんどみられない。(i)の Fc48 は孔際補強筋と開孔部補強筋量の強度が同じであるため、孔際補強筋量($p_v \cdot \sigma_{sy}$)と開孔部補強筋量($p_d \cdot \sigma_{sy}$)も同等であるが、Q-R 関係には差はほとんどみられない。

以上の Q-R 関係の比較から、座屈補強筋は材端部の開孔に対して有効な補強方法であることが確認できた。また、変形性能を改善するには、座屈補強筋の断面積(a_s)を増やすよりも、座屈補強筋の定着長さ(L)を長くする方

が有効であることが分かった。

3.3 開孔周囲の補強筋のひずみ

開孔周囲を補強した孔際補強筋、開孔補強筋および座屈補強筋の効き具合を調べるために各補強筋のひずみ性状について検討する。なお、ゲージ貼付位置と記号を Fig.8 に示す。

(1) 孔際補強筋のひずみ (ϵ_v)

Fig.5 に ϵ_v -R 関係の比較を示す。開孔径を要因としたものを示したが、柱側の孔際補強筋(v1)と梁中央側の孔際補強筋(v2)を比較すると、v1 は 0.1%程度に留まっているのに対して、v2 では降伏ひずみ(ϵ_y)を越えていた。これは柱側の領域ではせん断ひび割れの発生が少なかったためである。v2 が ϵ_y に達した時期を比較すると、孔径が大きいほど早くなっているのが分かる。また、v2 は部材降伏後 ($R=10 \times 10^{-3}$ (rad)) にひずみが進展していることから、孔際補強筋は変形性能向上に寄与していると言える。

(2) 開孔補強筋のひずみ (ϵ_d)

Fig.6 に ϵ_d -R 関係を示す。孔際補強筋比(p_v)と開孔補強筋比(p_d)が同じで孔径が異なる場合を比較すると、その推移には大きな差はみられない。孔径が同じで p_d が異なる L6-5-4S と L6-5-6S を比較すると、 p_d が大きいほどひずみが大きくなっている。このことから p_d が大きいほど開孔近傍のひび割れ進展を抑制していることが分かる。

(3) 座屈補強筋のひずみ (ϵ_b)

Fig.7 に Fig.3(d)と(e)で示した試験体について ϵ_b -R 関係を示す。(d)の場合は b1,b2とも ϵ_b の推移はほとんど同じであり、Q-R 関係に差がみられなかったことと対応し

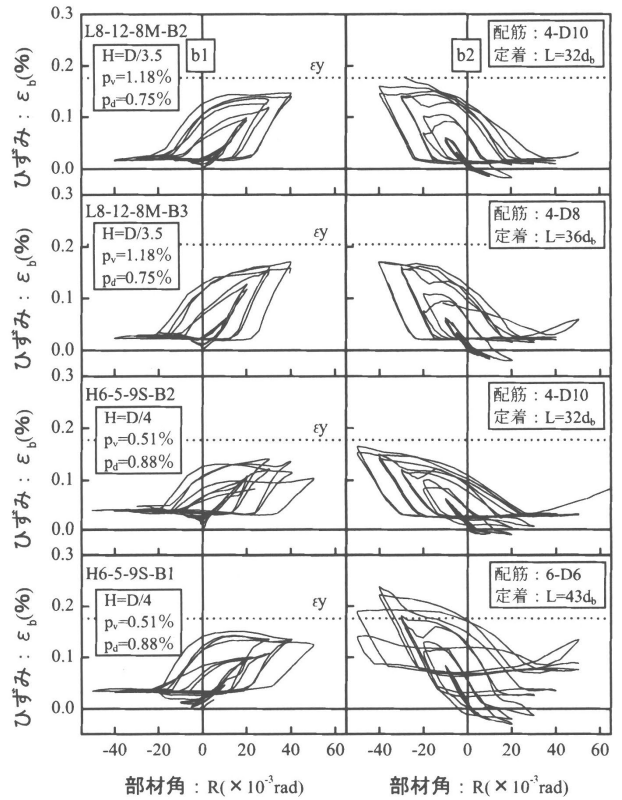


Fig.7 座屈補強筋のひずみ (ϵ_b) - 部材角 (R) 関係

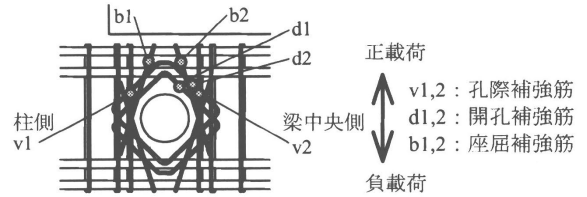


Fig.8 ゲージ貼付位置

Table3 諸強度と剛性

	初期剛性: K_e			曲げひび割れ強度: Q_{bc}			せん断ひび割れ強度: Q_{sc}			曲げ終局強度: Q_{mu}			降伏点剛性低下率: α_y		
	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計
	MN/rad	MN/rad		kN	kN		kN	kN		kN	kN				
L6-0	94	64	0.67	27	23	1.03	87	87	1.01	167	198	1.19	0.30	0.22	0.72
L6-3-4	94	65	0.69	27	13	0.48	87	57	0.66	167	179	1.07	0.30	0.22	0.73
L6-5-4	94	62	0.66	27	13	0.48	87	62	0.72	167	179	1.07	0.30	0.21	0.70
L6-5-4N	94	66	0.70	27	18	0.66	87	42	0.49	167	174	1.04	0.30	0.21	0.71
L6-8-4	94	65	0.68	27	13	0.48	87	47	0.54	167	182	1.09	0.30	0.20	0.67
L6-5-6	94	74	0.79	27	13	0.48	87	32	0.37	167	184	1.10	0.30	0.21	0.71
L6-5-9	94	67	0.71	27	13	0.48	87	42	0.49	167	183	1.10	0.30	0.22	0.73
L6-12-4	94	57	0.60	27	8	0.29	87	32	0.37	167	183	1.10	0.30	0.21	0.71
L8-12-9	104	70	0.67	30	13	0.43	84	27	0.32	216	236	1.09	0.34	0.22	0.64
L8-12-12	104	68	0.65	30	18	0.59	84	52	0.62	216	236	1.09	0.34	0.22	0.64
L6-5-6L	98	75	0.77	29	21	0.73	91	67	0.74	163	196	1.20	0.29	0.21	0.72
L6-5-6M	98	59	0.60	29	18	0.63	91	51	0.56	163	202	1.24	0.29	0.20	0.70
L6-5-6S	98	77	0.78	29	18	0.63	91	52	0.57	163	201	1.23	0.29	0.20	0.69
L6-5-4M	98	67	0.68	29	13	0.45	91	42	0.46	163	194	1.19	0.29	0.21	0.71
L6-5-4S	98	72	0.73	29	7	0.24	91	52	0.57	163	204	1.25	0.29	0.19	0.65
L6-5-6SE-B1	101	57	0.56	29	13	0.46	92	27	0.29	165	192	1.16	0.28	0.22	0.77
L6-5-6SF	101	70	0.69	29	19	0.67	92	42	0.46	165	193	1.17	0.28	0.24	0.83
L6-5-6M-B1	101	58	0.58	29	19	0.67	92	43	0.47	165	195	1.18	0.28	0.23	0.80
L8-12-8M-B2	102	74	0.72	31	26	0.84	84	42	0.50	216	261	1.21	0.35	0.28	0.78
L8-12-8M-B3	102	75	0.73	31	32	1.03	84	47	0.56	216	258	1.19	0.35	0.25	0.70
L8-8-12M-B3	102	69	0.67	31	27	0.87	84	35	0.42	216	256	1.18	0.35	0.24	0.69
H6-0	113	74	0.66	37	13	0.35	122	101	0.83	239	270	1.13	0.26	0.21	0.82
H6-5-9S-B2	113	96	0.84	37	8	0.21	122	57	0.47	239	272	1.14	0.26	0.22	0.83
H6-5-12S-B2	113	84	0.74	37	8	0.21	122	37	0.30	239	278	1.16	0.26	0.21	0.80
H6-5-9S-B1	113	72	0.63	37	8	0.21	122	38	0.31	239	271	1.13	0.26	0.21	0.82
H6-5-9SE-B2	113	81	0.71	37	8	0.21	122	38	0.31	239	274	1.14	0.26	0.22	0.84
H8-12-8M-B2	118	81	0.69	34	32	0.94	97	42	0.43	310	332	1.07	0.30	0.23	0.74
H8-8-12M-B2	118	84	0.71	34	23	0.68	97	36	0.37	310	334	1.08	0.30	0.22	0.73

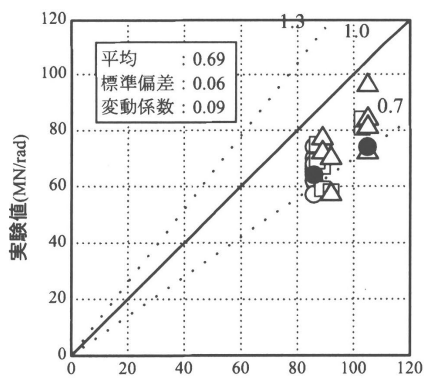


Fig. 9 初期剛性(K_e)の比較

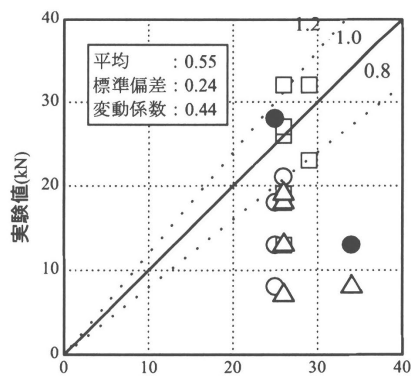


Fig. 10 曲げひび割れ強度(Q_{bc})の比較

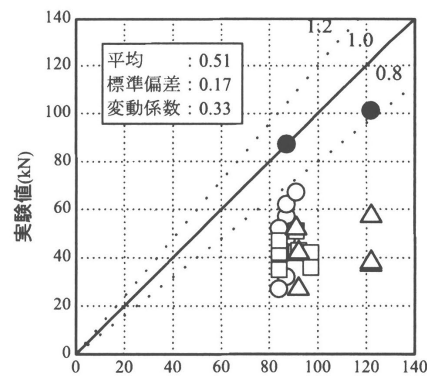


Fig. 11 せん断ひび割れ強度(Q_{sc})の比較

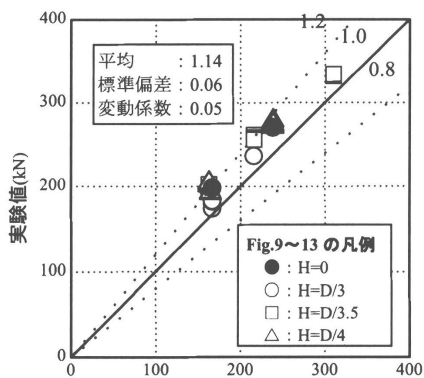


Fig. 12 曲げ終局強度(Q_{μ})の比較

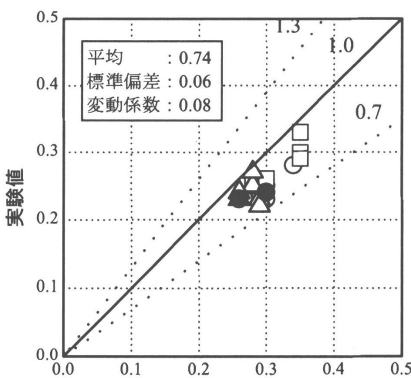


Fig. 13 降伏点剛性低下率(α)の比較

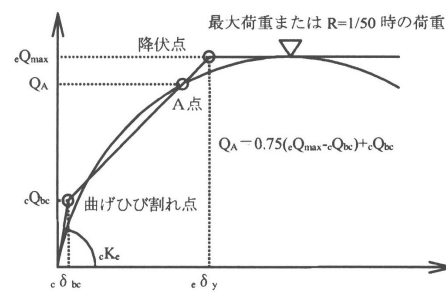


Fig. 14 実験の降伏点の定め方

ている。一方、(e)の場合は、H6-5-9S-B1のb2が $R=40 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 加力時に ϵ_y を越えたが、 $R=50 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 加力時にはひずみが小さくなっている。これは座屈補強筋の拘束が緩んだため、その後 $Q-R$ 関係で耐力低下を示したことと一致している。座屈補強筋のひずみは、孔際補強筋と同様に部材降伏後($R=10 \times 10^{-3}(\text{rad})$)に進展しているので、座屈補強筋もせん断抵抗要素の一つと考えることができる。

4. 強度と剛性の評価

材端部に開孔を有するRC梁の復元力特性モデルを決定する強度と剛性の諸量について、実験値と計算値の比較を行い、採用式の適応性の検証を行う。

Table3に全試験体の強度と剛性の諸量の実験値および計算値を示す。また、Fig.9~13に実験値と計算値の比較を示す。

4.1 初期剛性(K_e)

初期剛性の計算値³⁾は式(5)を用いて算定した。

$$K_e = \left\{ a'^3 / (3E_c \cdot I_e) + \kappa \cdot a' / (G_c \cdot A_c) \right\}^{-1} \quad (5)$$

ここで、 $a' = a + D/4$ とした。

Fig.9をみると、全ての試験体において実験値が計算値を下回る結果となっているが、本実験データの範囲内では開孔の有無および開孔径が初期剛性に及ぼす影響はほ

とんどないものと考えられる。なお、初期剛性の算定において開孔は無視した。

4.2 曲げひび割れ強度(Q_{bc})

曲げひび割れ強度の計算値²⁾には式(6)を用いた。実験の曲げひび割れ強度は目視による観測結果である。

$$Q_{bc} = (0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e) / a \quad (6)$$

Fig.10によると、実験結果は大きくばらついているものの、開孔の有無により顕著な差は認められない。したがって式(6)式を設計式として採用しても問題ないと思われる。

4.3 せん断ひび割れ強度(Q_{sc})

せん断ひび割れ強度の計算値²⁾は式(7)を用いて算定した。実験のせん断ひび割れは目視による観測で、開孔周囲に発生した斜めひび割れも含むものとした。

$$Q_{sc} = [0.085k_c(49 + \sigma_B) / \{M/(Q \cdot d) + 1.7\}] \cdot b \cdot j \quad (7)$$

Fig.11をみると、無開孔(●印)2体の適合性はよいのが分かる。一方、有開孔(白抜き)のものは、式(7)に開孔による影響項が考慮されていないため、実験値は計算値に対して低めの評価となっている。

4.4 曲げ終局強度(Q_{μ})

曲げ終局強度の計算値¹⁾は式(1)の略算式を用いた。実

験値は実験で得られた最大強度(Q_{max})とした。Fig.12によると、実験値と計算値は概ねよい対応を示しており示している。また、開孔の有無、開孔径の如何に拘わらず実験値は全て計算値を上回っている。この結果、材端部に開孔を有する場合でも、開孔部が破壊しない限り式(1)により曲げ終局強度を推定してもよいと考えられる。

4.5 降伏時剛性低下率 (α)

実験による降伏時剛性低下率は文献⁴⁾を参照して求めた。その概要を Fig.14 に示す。計算値による初期剛性(K_c)と曲げひび割れ強度(Q_{bc})、実験値最大強度(Q_{max})から A 点を定め、降伏点を定める方法である。計算による降伏時剛性低下率はいわゆる菅野式²⁾(式(8))を用いた。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \quad (8)$$

Fig.13 をみると、全ての試験体において実験値は計算値を下回っているが、ばらつきは小さく-30%の範囲に収まっている。また、無孔梁と有孔梁による差は認められず、材端部に開孔を有する場合でも式(8)の適用は可能であると言える。

ここで、Fc24(2)の L6-5-6S について、実験の Q- δ 関係と計算から得られる復元力特性を比較したものを Fig.15 に示す。計算による復元力特性には TAKEDA モデル(減力時剛性低下係数: $\gamma=0.4$)を用いた。なお、実験結果は第1ループのみを表示した。降伏に至るまでは、初期剛性と降伏点剛性低下率の実験値が計算値に対して小さいため適応性はあまりよくない。大変形に至るまで実験値と計算値の除荷剛性は、よい対応を示しているが、 $R=40 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 以降において $Q=0$ 近傍でのスリップ現象と耐力低下が計算モデルでは表現されていないのが分かる。

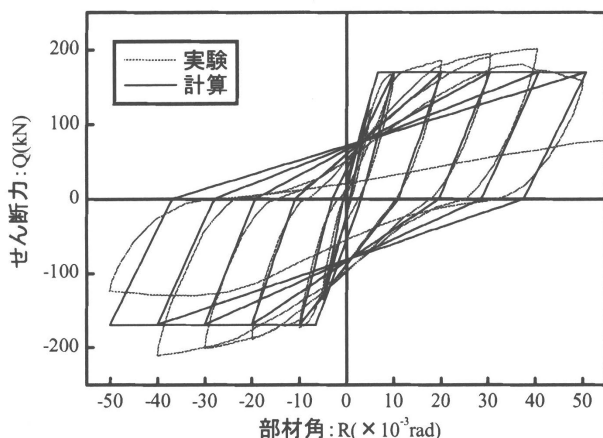


Fig. 15 復元力特性の比較 (L6-5-6S)

5. まとめ

本実験結果から以下の知見が得られた。

- 座屈補強筋は、材端部の開孔に対して有効な補強方法であり、孔際補強筋と開孔補強筋と同様にせん断抵抗要素の一つであると考えられる。

- 開孔の水平位置および上下偏心が履歴性状に及ぼす影響はほとんど見られなかった。
- 材端部に開孔を有する場合でも、曲げ降伏が先行するならば、曲げ復元力特性は既往の設計式により推定可能である。
- 材端部に開孔を設けても適切な補強を施すことにより、無開孔梁とほぼ同等の構造性能を持つ RC 梁を実現することができる。
- 材端部に開孔を有する RC 梁の復元力特性をモデルは、既往評価の計算式を用いて評価できる。

なお、本研究成果は (財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得⁵⁾している。また、本報告で言及していない変形性能の評価および設計法については改めて報告する予定である。

□記号の説明

- A_c : 梁断面積(mm^2) $A_c=b \times D$
- a : せん断スパン長さ(mm)
- a_t : 引張鉄筋断面積の合計(mm^2)
- d : 梁の有効せい(mm)
- d_b : 鉄筋径(mm)
- E_c : コンクリートの弾性係数(N/mm^2)
- e : 梁せい方向の開孔偏心距離(mm)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm^2)
- I_e : 鉄筋を考慮した等価断面二次モーメント(mm^4)
- j : 梁の応力中心間距離(mm) $j=7d/8$
- k_c : 断面寸法による補正係数²⁾
- L : 座屈補強筋の定着長さ(mm)
- n : ヤング係数比
- p_t : 引張鉄筋比(%) $p_t=100a_t/(bd)$
- Z_c : 鉄筋を考慮した断面係数(mm^3)
- κ : 形状係数(=1.2)
- α_y : 引張主筋の降伏強度(N/mm^2)
- $\alpha_{y\gamma}$: 孔際補強期の降伏強度(N/mm^2)
- $\alpha_{y\gamma}$: 開孔補強期の降伏強度(N/mm^2)
- σ_B : コンクリート強度(N/mm^2)
- $M/(Qd)$: せん断スパン比

謝辞

本研究は、浅沼組、安藤建設、大木建設、奥村組、熊谷組、五洋建設、大末建設、テイエム技研、日産建設(現:りんかい日産建設)、松村組の10社による共同研究である。実験は(財)日本建築総合試験所で実施して頂きました。また、研究の推進にあたり、同試験所の益尾部長には貴重なご指導・ご助言を受けました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1)2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 日本建築センター,

- 2001.3
- 2)鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1999.11
- 3)鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，日本建築学会，1987.9
- 4)平成4年度 構造性能分科会報告書，(財)国土開発技術研究センター，1993.3
- 5)材端部に開孔を設けたRC梁の補強工法（MAX-E工法），建築技術性能証明評価概要報告書，性能証明第02-09号，2002.9

Experimental Study on Structural Properties of R/C Beam with an Opening at Beam-end Region

Makoto HAMADA, Masashi BABA, Masato NARIKAWA

Abstract

It is known that inappropriate reinforcement for the opening causes brittle fracture in an earthquake, when an opening is established at the beam-end region of reinforced concrete(R/C) multiple dwelling houses. Therefore, then opening is instead established in the region that separates over the beam depth from the column surface and the pipe is required which puts a large constraint in the living space.

To solve this, for the purpose of enabling the opening to be established at beam-end region, opening reinforcement was devised, and bema performance was examined by loading test. The result confirmed it to have strength and deformability guaranteed by the design, and this design method is able to be proposed.

Keywords : beam-end region, web opening, R/C beam, structural properties, buckling reinforcement
