

論文

[2006] 鋼管コンクリート柱に接合される鉄骨鉄筋コンクリート梁の基礎性状に関する実験的研究

正会員○岡本晴彦(竹中工務店技術研究所)

東端泰夫(竹中工務店技術研究所)

沢田 博(竹中工務店)

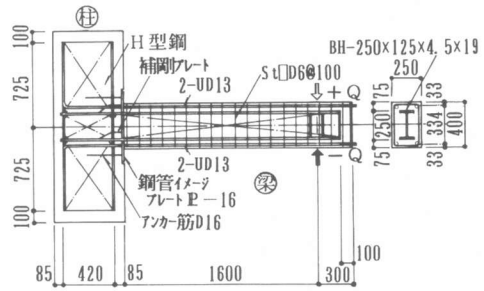
1. はじめに

鋼管コンクリート柱に鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略記)梁が接合される場合、柱と梁の接合面において柱の鋼管によりコンクリートが分断されることになる(図1)。本研究はこのようなSRC梁の剛性、耐力、復元力特性並びにそのRC部分による柱へのせん断力伝達性状を明らかにすることを目的として行った実験の結果をまとめたものである。

2. 試験体

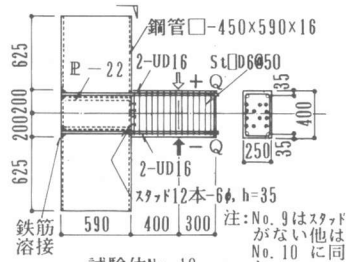
表1に試験体一覧を、図2に試験体図の代表例を示す。試験体は柱部分を含む梁の試験体であって、試験体数はSRC梁が5体、RC梁が2体である。SRC梁試験体の柱と梁の接合面には柱鋼管を模擬した鋼板を設け、これを柱コンクリート内に定着した。RC梁試験体の柱は口型鋼管を用いた鋼管コンクリート柱とした。

5体のSRC梁試験体では鉄骨量と鉄筋量を変化させ、終局曲げモーメント計算値 M_u レベル並びに(RC部分の終局曲げモーメント計算値 rM_u)/ M_u 比をパラメータとした。SRC梁の(載荷せん断スパン a)/(梁せい D)は4.0とした。



試験体No. 1

注・No. 2~No. 5: 梁の軸方向筋及び鉄骨断面以外はNo. 1に同じ。
・柱の補強鉄筋は記載省略。



試験体No. 10

図2 試験体図

表1 試験体一覧

試験体	目的	鉄骨断面	鉄筋片側	Mu		特徴
				レベル	大	
1	SRC 梁の力学性状	H-250×125×4.5×19	2-D13	○	0.12	
2			2-D16	○	0.17	
3		H-250×125×6×19	4-D16	○	0.25	
4			H-300×150×6×19	2-D16	○	
5		4-D16		○	0.19	
9	RC部分のせん断力伝達性状	鋼管コンクリート柱	2-D16		1.00	柱鋼管との接合面スタッドなし
10	2-D16			1.00	同スタッドあり	

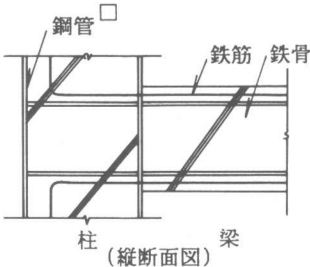


図1 鋼管コンクリート柱に接合されるSRC梁

M_u : 曲げ終局モーメント計算値
 rM_u : 鉄筋コンクリート部分の曲げ終局モーメント計算値

2体のRC梁はSRC梁におけるRC部分による鋼管コンクリート柱へのせん断力伝達性状の検討を行うことを意図したものであり、 $a/D=1.0$ とした。RC梁の断面寸法はSRC梁のコンクリート断面寸法と同一である。2体中1体の試験体 (No. 10) では柱・梁接合面の鋼板にせん断力伝達用の頭付きスタッド6mmφを溶接した。

3. 加力方法

加力装置を図3に示す。試験体の柱部分を反力床に緊結し、油圧ジャッキにより梁に正負繰返し漸増荷重を载荷した。

4. 測定方法

梁の載荷点変位並びにSRC梁試験体においては柱・梁接合面での回転変形を柱・梁接合部を基準として測定した (図4参照)。RC梁試験体では柱・梁接合面での滑り変位の測定も行った。また、鉄筋、鉄骨の歪をワイヤストレインゲージにより測定した。

5. 実験結果及び考察

(1) 使用材料の性質

実験に用いたコンクリート、鉄筋並びに鋼板の強度試験結果を表2~表4に示す。

(2) SRC梁試験体実験

a. 破壊経過

実験結果一覧を表5に、梁せん断力 Q と柱・梁接合部を基準とした梁載荷点の変位 δ の関係の例を図5に、また最終破壊状況の例を図6に示す。各試験体共に梁載荷点の部材角 $R \approx 7 \times 10^{-3} \text{rad}$. で鉄筋の降伏、 $R \approx 10 \times 10^{-3} \text{rad}$. で鉄骨フランジの降伏が生じ、 $R \approx (10 \sim 15) \times 10^{-3} \text{rad}$. でコンクリートが圧壊した。载荷を終了した $R = 80 \times 10^{-3} \text{rad}$. に至るまで安定した復元力関係を示した。

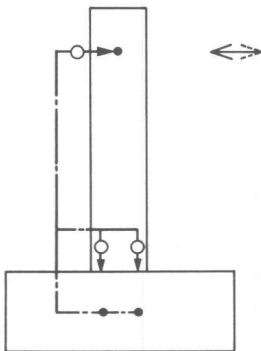
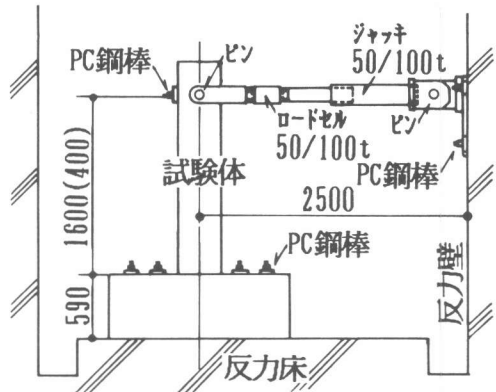


図4 変位・回転測定方法 (SRC梁)



() 内は試験体 No. 9, 10 の場合を示す。

図3 加力装置

表2 コンクリートの強度試験結果

試験体	圧縮強度 F_c Kg f/cm^2	ヤング係数 E_c $\times 10^5$ Kg f/cm^2	割裂強度 F_t Kg f/cm^2
No. 1~5	338	3.09	29.7
No. 9, 10	286	2.83	16.6

表3 鉄筋の強度試験結果

呼び名	規格	降伏強度 σ_y Kg f/cm^2	引張強度 σ_u Kg f/cm^2	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	伸び (%)
D16	SD40	4146	6125	2105	18.4
D13	SD40	4262	6190	2468	17.5
D6	SD30	3729	5234	—	24.2

表4 鋼板の強度試験結果

公称厚 (mm)	規格	降伏強度 σ_y Kg f/cm^2	引張強度 σ_u Kg f/cm^2	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	伸び (%)	特記事項
4.5	SS41	2800	4500	—	39.0	試験体 No. 1~3
6	SS41	3860	4691	1878	25.0	
19	SM50A	4172	5688	1962	25.6	
6	SS41	4108	5790	2248	23.0	試験体 No. 4, 5
19	SM50A	4169	5951	2287	24.1	

b. 耐力

表6に曲げ降伏強度並びに曲げ終局強度計算値を実験値と共に示す。耐力計算値は鉄骨部分とRC部分の耐力の累加として、既往の方法により算定した(詳細は同表脚注を参照)。曲げ降伏強度実験値は、鉄筋降伏後、鉄骨フランジが降伏歪に達した時の梁せん断力を示すものであり、これと計算値との差は10%以内であって、両者は良く一致している。また、最大耐力実験値は、鉄骨部分の塑性断面係数 $s Z_p = 1.15 Z$ 、(Z:断面係数)として得た曲げ終局強度計算値より20~40%大である。従って、部材の曲げ耐力算定に既往の方法を用いることに問題はないと共に、梁と柱の接合面のせん断耐力は部材耐力を上廻るものであったと言える。

c. Q-R関係の剛性、包絡線

図7に梁せん断力と梁載荷点の部材角の関係について包絡線を計算値と共に示す。実験値は、梁の性状を評価するために、柱・梁接合部内の变形により生じる接合面での回転に伴う部材角測定値 $R\theta$ (図4)を全部材角Rから差し引いた値を示す。

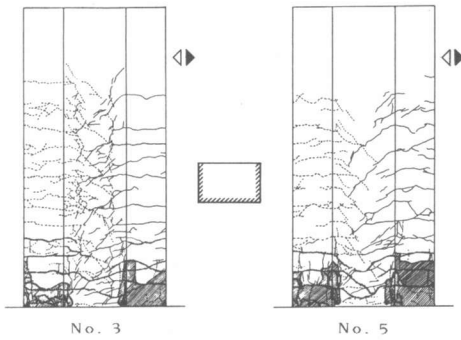


図6 最終破壊状況 (SRC梁)

表5 実験結果一覧 (SRC梁)

試験体	初曲げ破壊		鉄筋降伏		鉄骨フランジ降伏 ³⁾		コンクリート圧壊		最大荷重	
	Q (t)	R (10 ⁻³)	Q (t)	R (10 ⁻³)	Q (t)	R (10 ⁻³)	Q (t)	R (10 ⁻³)	Q (t)	R (10 ⁻³)
No. 1	2.4	0.82	15.0	7.66	17.5	9.57	20.0	15.2	22.5	50.0
No. 2	1.6	0.55	15.5	7.52	18.5	10.1	18.7	10.0	25.1	79.9
No. 3	2.4	0.74	17.5	7.66	21.0	9.9	23.9	13.3	30.2	80.2
No. 4	4.8	1.39	19.5	6.96	26.5	10.2	30.0	13.1	38.5	79.9
No. 5	4.8	1.28	21.5	7.25	27.7	9.9	31.5	11.9	42.0	79.9

表6 実験値と計算値の比較 (SRC梁)

試験体 No.	曲げ降伏強度			最大耐力 実験値 (t)	曲げ終局 ²⁾ 強度計算値 (t)	eQu / cQbu
	実験値 eQy (t)	計算値 ²⁾ cQby (t)	eQy / cQby			
1	17.5	16.3	1.07	22.5	18.4	1.22
2	18.5	17.4	1.06	25.1	19.5	1.29
3	21.0	19.8	1.06	30.2	22.0	1.37
4	26.5	24.5	1.08	38.5	27.7	1.39
5	27.7	26.7	1.04	42.0	29.9	1.40

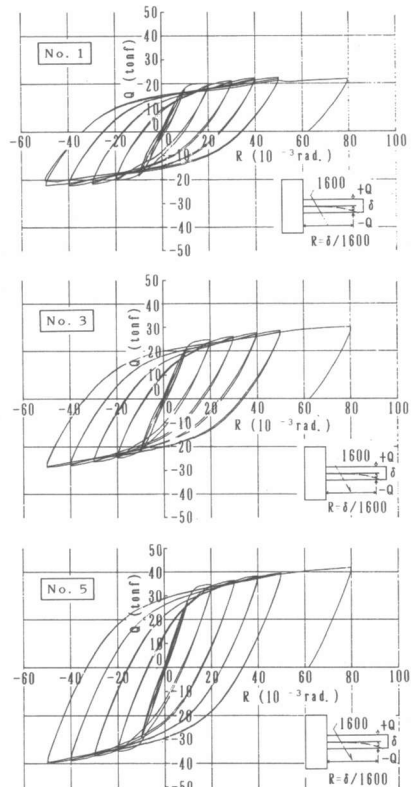


図5 せん断力Qと部材角Rの関係 (SRC梁)

- 1) Q: 梁せん断力 R: 梁載荷点の部材角
- 2) 加力方向 Q>0 について示す。
- 3) 上フランジの引張降伏

- 1) Q: 梁せん断力
- 2) 計算値 $c Q_{by} = r Q_{by} + s Q_{by}$
 $r Q_{by}$: RC部分の曲げ降伏強度計算値
 $s Q_{by}$: 鉄骨部分の曲げ降伏強度計算値
- 3) 計算値 $c Q_{bu}$
 $c Q_{bu} = r Q_{by} + s Q_{bu}$
 $s Q_{bu}$: 鉄骨部分の曲げ終局強度計算値

$$Q = M/a, \quad a: \text{せん断スパン長} \quad s Z_p = 1.15 Z$$

$$r M_{by} = a \cdot \sigma_y \cdot d_m, \quad s M_{by} = \sigma_y \cdot Z, \quad s M_{bu} = \sigma_y \cdot s Z_p$$

(i) 初期剛性

図中に全断面有効と仮定したRC部分の弾性初期剛性計算値 (B) 並びにこれと鉄骨部分の弾性剛性計算値とを累加した剛性計算値 (A) を示す。実験値の初期剛性は両計算値よりも、低荷重域から大巾に低下している。この主な原因は、コンクリートと鉄骨の付着が鉄筋の場合よりも劣ること、及び柱・梁接合面に鋼板が介在するため、この面に於てはRC部分の剛性は載荷当初からひびわれ断面と同様のものであるためである。

(ii) 包絡線

図7の包絡線計算方法を図8に示す。すなわち、Q-R関係の剛性KはRC部分の剛性 K_{RC} と鉄骨部分の剛性 K_s の累加とし、 K_{RC} は前述の理由から低荷重域から降伏時塑性剛性¹⁾に低下しているものとした。トリリニア型計算包絡線の第一次勾配についてはいずれの試験体も実験値と良く一致している。また、第二次勾配ではRC部分の性状が十分に反映されていなく、同一寸法のコンクリート断面に対して鉄骨断面積が小の試験体 (No.1,3) では大のもの (No.5) よりも変位計算値は実験値より大となる傾向が顕著となるものの、本計算法は実用上のQ-R関係把握の目的に適うものと考えられる。荷重除荷時の剛性は計算包絡線の第一次勾配とほぼ一致している。

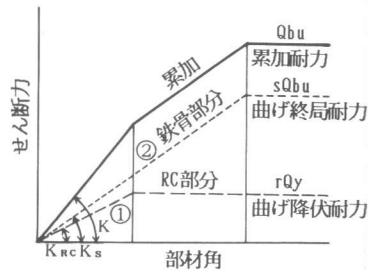
d. 鉄骨の歪

鉄骨フランジの歪分布測定結果例を図9に示す。図中に示す計算値は鉄骨部分に作用するせん断力 Q_s を $Q \cdot (1 - \alpha r)$ と仮定して、歪 $\varepsilon = M / (E \cdot Z)$ より得たものである ($\alpha r = r Q_{by} / Q_{bu}$, Q : 梁せん断力, $r Q_{by}$: RC部分の曲げ降伏強度計算値, Q_{bu} : 曲げ終局強度計算値)。引張フランジの降伏時及びそれ以下の荷重時に於て、引張フランジの歪測定値は本計算値と良く一致する。一方、圧縮フランジの歪は計算値の60%程度である。従って、鉄骨降伏以下の荷重領域で、梁のせん断力の内、本比率程度あるいはそれ以下のせん断力を鉄骨部分が負担しているものと推定される。

(3) RC梁試験体実験

a. 破壊経過

梁せん断力Qと載荷点変位 δ の関係を図10に、Qと柱・梁接合面での滑り δ_s の関係を図11に示す。表7



剛性①: RC部分 $\alpha y \cdot (\text{全断面有効とした剛性})^*$
 αy : 降伏時の剛性低下率
 $\alpha y = (0.043 + 1.64nPt + 0.043a/D) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \dots (1)$
 剛性②: 鉄骨部分 弾性剛性*
 * (曲げ変形) + (せん断変形)

図8 Q-R包絡線計算方法

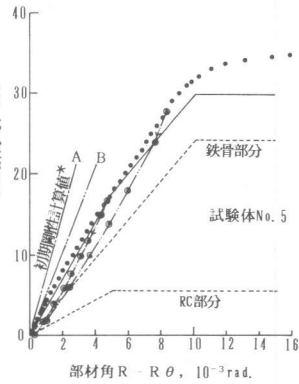
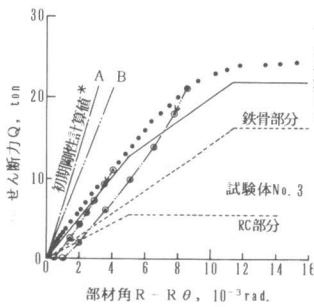
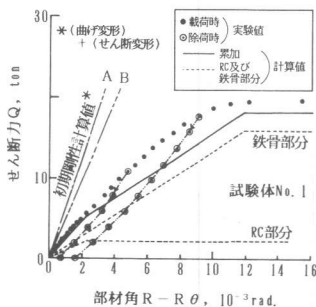


図7 Q-R関係 実験値と計算値

には実験結果一覧を、図12には最終破壊状況を示す。破壊形式は2体共に斜めひびわれを伴う部材のせん断破壊である。

b. 耐力

(i) 実験値と計算値

各耐力を計算値と共に表7に示す。2体共にQ-δ関係降伏時せん断力は曲げ降伏計算値とほぼ一致している。最大せん断力実験値については、スタッドの有無による差異はない。また、これはせん断終局強度計算値よりも15~20%低いが、ばらつきの範囲内と考えられる。スタッドの無い試験体 (No.9) に於ても、せん断・摩擦式を用い、結合筋として上・下筋を有効とした柱・梁接合面に於けるせん断耐力計算値は最大せん断力実験値を上廻る。従って、No.9試験体に於ても接合面のせん断耐力は部材耐力を越えるものであったと判断できる。

(ii) SRC梁との関係

以上のRC梁の実験結果から、またSRC梁試験体の鉄骨歪測定結果の検討も参照し、柱・梁接合面に鋼板の介在するSRC梁の梁から柱へのせん断伝達に対する設計方法としては、梁のRC部分の負担するせん

表7 各耐力、実験値と計算値 (RC梁)

試験体 No.	スタッド	実験値				計算値		
		斜めひびわれ	軸筋 ¹⁾ 降伏	Q-δ関係降伏	最大荷重	曲げ降伏 ²⁾ Q _{RP}	せん断終局 ³⁾ Q _{su}	柱/梁 ²⁾ せん断伝達 ³⁾ Q _{SP}
9	無	13.0	10.4	13.0	-19.2	13.5	22.7	11.6
		-13.0	-7.4	-9.6				23.1
10	有	9.0	16.0	15.4	-17.8			21.2
		-10.0	-13.2	-14.1				32.7

- 1) 上段 : 上端筋
下段 : 下端筋
- 2) 軸方向筋及びスタッドに対しせん断・摩擦式を適用
Q_{SP} = μ · T_y μ = 0.7, T_y : 鋼材の降伏荷重
上段 : 軸方向筋は上端筋のみ有効と仮定
下段 : 軸方向筋は上端・下端筋とも有効と仮定
- 3) Q_{su} = (0.053 P_c^{0.23} (F_c + 180) / (M/Qd + 0.12) + 2.7/P_c^{0.07}) b j

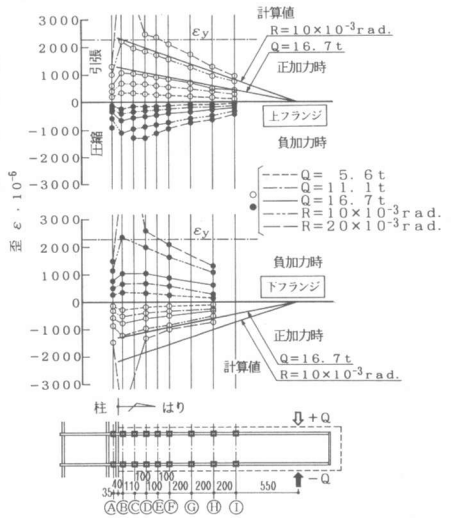


図9 鉄骨フランジの歪分布 (No. 5)

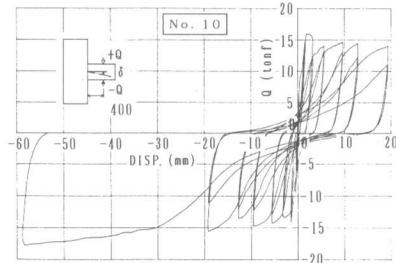
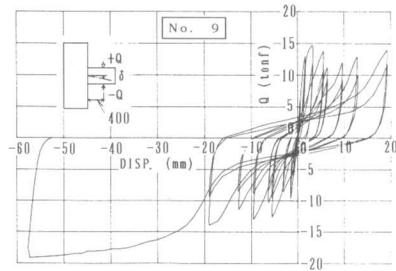


図10 せん断力Qと梁変位δの関係 (RC梁)

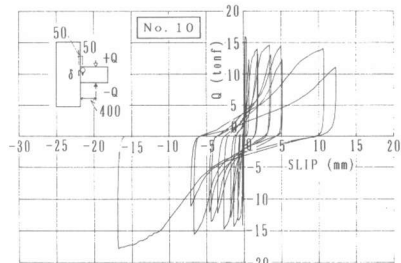
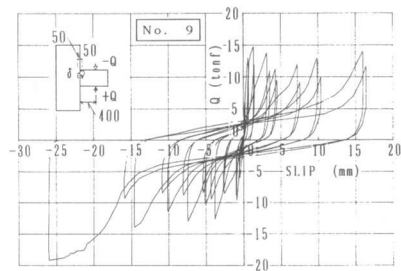


図11 せん断力Qと接合面の滑り変位δ_sの関係

断力は、RCの機構として柱へ伝達され、鉄骨部分によるせん断伝達とは独立させて扱うことが可能と考えられる。なお、本実験の場合、RC梁試験体No.9, No.10と同じ鉄筋量のSRC梁試験体No.2, No.4の最大耐力時でのRC部分の負担せん断力を前述の係数 α_r を用いて算定すると表8に示すように、4.4t, 4.7tとなる。これは、表7に示すRC梁試験体の最大耐力の1/4程度と小さい。

c. 接合面の滑り変位

図13に(柱・梁接合面でのすべり変位 δ_s) / (梁の全変位 δ)比と δ の関係を示す。この比は接合面にスタッドの無い場合は有る場合の2倍前後となると共に、両者共、 δ_s の δ に占める割合が部材の塑性域では極めて大きい。しかし対象とするSRC梁では鉄骨のあることにより、滑りは拘束されるゆえ、詳細な検討は今後の課題であるが、スタッドの有無に拘らず、せん断伝達に対し、上述の設計上の取扱いが成立することが考えられる。

表8 SRC梁のRC部分の負担せん断力

試験体 No.	α_r	eQu (t)	$\alpha_r \cdot eQu$ (t)
No.2	0.17	25.1	4.4
No.4	0.12	38.5	4.7

$\alpha_r = r Q_{bu} / Q_{bu}$
 $r Q_{bu}$: RC部分の曲げ終局時せん断力計算値
 Q_{bu} : 曲げ終局時せん断力、RC部分と鉄骨部分の累加耐力
 $e Q_u$: 最大耐力実験値

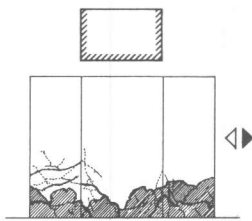


図12 最終破壊状況 (No. 9)

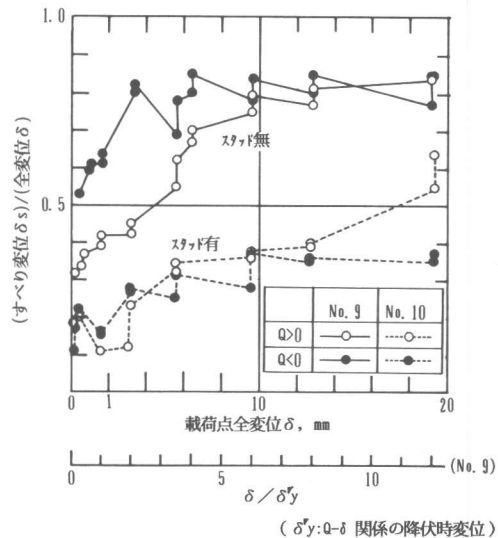


図13 δ と δ_s / δ の関係

6. まとめ

鋼管柱に接合されるSRC梁に対し、実験結果を基に梁の荷重-変位関係に於る剛性と包絡線の算定方法を提示した。また、梁から柱へのせん断伝達に関する設計方法として、梁のRC部分の負担するせん断力は鉄骨部分による伝達せん断力とは独立に柱へ伝達されるものとして扱うことの可能性を示した。

参考文献 1) 菅野俊介他：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について—その1、日本建築学会関東支部研究発表会、1967

付、本文・図表に記した他、次の記号を使用。

b, d : 梁の幅と有効せい

j : $j = 7d/8$

a_t : 引張鉄筋断面積, P_t : 引張鉄筋比

d_m : 引張鉄筋と圧縮鉄筋の重心間距離

P_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

F_c : コンクリートの圧縮強度