

論文

[2039] 二段配筋の内側主筋位置における付着割裂破壊

對比地健一*¹・川村厚司*²・高木仁之*³・狩野芳一*⁴

1. 本研究の背景と目的

耐震設計の合理化のために高配筋, 高強度主筋などの利用が目指されるようになり, 異形鉄筋の周辺で生じる付着割裂破壊の問題が一層重要となった. 本研究は, 主筋が二段配筋された場合の内側主筋位置で生ずる付着割裂の強度を明らかにしようとするものである.

主筋が一段に配置された場合の付着割裂強度については, 藤井・森田[5]その他による多くの研究成果があるが, 二段配筋の場合についてはまだ満足な結果は得られていない. 松原ら[3]は, 梁の実験を行い, 二段配筋の付着割裂破壊には外側主筋位置で生じるものと内側主筋位置で生じるものがあり, 外側主筋位置での付着割裂強度はほぼ藤井・森田式[5]で扱えるが, 内側主筋位置で付着割裂破壊が生じる場合, その強度は藤井・森田式に比べ極めて低く, 両者は区別して扱う必要があることを指摘した. これらの結論は, 大屋戸ら[6]の研究によっても裏付けられており, 大屋戸らは, 二段目主筋の付着強度は最大で τ_{co} (藤井・森田式で無補強のときの強度)程度までしか保ち得ないとしている.

筆者らは, 片持ち梁形式試験法を用いて, 二段配筋の内側主筋の付着割裂強度に及ぼす要因について検討してきたが[1][2], 川村ら[1]は以下のことを明らかにした.

- (1) 横補強筋のない場合, 内側主筋のみに加力したときの付着割裂強度は藤井・森田式による算定式とほぼ一致する.
- (2) 外側主筋を囲むように横補強筋を配置すると, 補強筋が内側主筋の付着割裂強度を増加する効果は外側主筋に対する効果より大きい, 補強筋の効果は外側主筋の引張力が大きい程低下し, 一般には内側主筋の付着割裂耐力は外側主筋の場合より低くなる.
- (3) 内側主筋の付着割裂強度がひび割れ強度も終局強度も藤井・森田式に比べて著しく低いのは, 外側主筋の引張力によって内側主筋割裂面に生ずるせん断応力の影響と考えられる.

これらの知見に基づき, 本論文では更に実験結果をつけ加えて総合的な検討を行い, 二段配筋の内側主筋の付着割裂強度を推定する実験式を提案し, 梁形式試験の場合も含めてその適合性を検証するものである.

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に, 試験体配筋図を図-1に示す. 試験体は二段配筋に改良した片持ち梁形式試験体16組(32体)で, 全試験体共に二段配筋内側主筋位置でのサイドスプリット型の破壊モードで耐力に至るよう計画した. 梁幅・梁せい・試験区間長・主筋配列は共通とした. 変動因子は, 主筋径 db ・横補強筋比 p_w ・加力比 γ (内側に配された主筋の総引張力に対する外側に配された主

*1 明治大学大学院 工学研究科建築学専攻(正会員)

*2 大成建設(株)構造設計第3部 工修

*3 明治大学助手 理工学部建築学科 工修(正会員)

*4 明治大学教授 理工学部建築学科 工博(正会員)

筋の総引張力の比)である。試験体製作に当たっては、自由端での支承反力による主筋拘束を絶縁するためにアンボンド処理、亀裂発生方向限定のためにスリット、想定されるせん断ひび割れ発生位置に補強材をそれぞれ施した。また、コンクリート打設方向を試験体側面からの平打ちとすることにより、上端・下端筋の相違をなくし、以後水平上端筋以外として扱うこととした。

2.2 加力及び測定方法

加力は一方向単調載荷とし、内側・外側主筋に加力比 γ に合わせそれぞれ個別の引張力を与えた。測定は、内側主筋は主筋区間を4等分した位置と載荷端、外側主筋は載荷端で全ての主筋において歪度測定した。横補強筋の歪度測定は、各足の内側主筋位置より1[cm]梁中央部側にずらした位置で測定した。主筋滑り量は、試験体の剛な位置(図-1中、A点)のコンクリートに対する相対滑り量として、全主筋の載荷・自由端それぞれで測定した。

表-1 試験体一覧および実験結果

No.	試験体名	主筋配列		主筋		横補強筋		コンクリート強度 f_c [kgf/cm ²]	主筋総荷重 P_{max} [tonf]	内側主筋最大平均付着応力 $\tau_{a,max}$ [kgf/cm ²]	耐力時作用せん断応力 τ_s [kgf/cm ²]	耐力時せん断作用せん断力 S_f [kgf/cm ²]	耐力時横補強筋応力 $\tau_{s,max}$ [kgf/cm ²]	内側主筋滑り量 S_f [mm]	破壊モード
		外側主筋	内側主筋	降伏強度 σ_y [kgf/cm ²]	加力比 γ (%)	径 ϕ [mm]	ピッチ S [cm]								
1	DCL0-0	2-D23	3-D23	108333	0.00	—	—	3653.3	23.01	21.24	0.00	—	—	0.021	SB
2	DCL23-0	2-D23	3-D23	108333	0.23	—	—	3653.3	23.05	18.44	0.10	—	—	0.085	SB
3	DCL33-0	2-D23	3-D23	108333	0.33	—	—	3653.3	24.80	18.50	0.10	—	—	0.085	SB
4	DCL47-0	2-D23	3-D23	108333	0.47	—	—	3653.3	26.89	18.59	0.13	—	—	0.061	SB
5	DCL55-0	2-D23	3-D23	108333	0.55	—	—	3653.3	27.09	18.73	0.11	—	—	—	SB
6	DCL67-0	2-D23	3-D23	108333	0.67	—	—	3653.3	27.26	14.88	0.26	—	—	0.059	SB
7	DCL0-0S	2-D19	3-D19	73333	0.00	—	—	3653.3	21.08	23.42	0.00	—	—	0.103	SB
8	DCL33-0S	2-D19	3-D19	73333	0.33	—	—	3653.3	21.42	20.48	0.00	—	—	0.025	SB
9	DCL33-80S	2-D19	3-D19	73333	0.33	8	6.3	9933	40.34	41.13	17.24	2572.8	—	0.432	B
10	DCL33-125S	2-D19	3-D19	73333	0.33	10	12.5	10183	40.39	58.60	17.64	1266.3	—	0.434	B
11	DCL55-22	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	32.16	41.88	23.23	2166.3	—	0.420	SB
12	DCL55-34	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	32.04	52.04	26.14	2179.3	—	0.420	SB
13	DCL55-45	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	32.61	34.90	26.61	2179.3	—	0.420	SB
14	DCL55-60	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	34.12	35.82	26.22	2043.3	—	0.452	SB
15	DCL55-80	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	34.11	18.88	18.18	1884.3	—	0.402	SB
16	DCL55-94	2-D23	3-D23	108333	0.55	6	6.3	9933	34.25	66.25	40.71	2165.4	—	0.403	SB
17	DCL55-125	2-D23	3-D23	108333	0.55	10	12.5	10183	34.33	72.33	42.43	1946.4	—	0.332	CB
18	DCL67-22	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.04	52.04	17.81	4647.8	—	0.421	SB
19	DCL67-34	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.57	40.67	24.76	4647.8	—	0.426	SB
20	DCL67-45	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.05	42.05	25.26	3825.3	—	0.426	SB
21	DCL67-60	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.40	45.85	25.40	3825.3	—	0.433	SB
22	DCL67-80	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.04	46.04	25.76	2820.0	—	0.400	SB
23	DCL67-94	2-D23	3-D23	108333	0.67	6	6.3	9933	34.11	52.26	28.96	2820.0	—	0.402	SB
24	DCL67-125	2-D23	3-D23	108333	0.67	10	12.5	10183	34.28	51.83	34.28	3043.5	—	0.408	SB
25	DCL67-80S	2-D19	3-D19	73333	0.67	8	6.3	9933	65.49	45.71	36.57	1765.0	—	0.417	B
26	DCL67-94S	2-D19	3-D19	73333	0.67	8	6.3	9933	65.49	45.71	36.57	1765.0	—	0.417	B
27	DCL67-125S	2-D19	3-D19	73333	0.67	10	12.5	10183	65.49	52.49	35.53	3086.4	—	0.433	SB
28	DCL80-80	2-D23	3-D23	108333	0.80	10	6.3	3653.3	51.64	41.10	34.48	3007.6	—	0.453	B
29	DCL80-94	2-D23	3-D23	108333	0.80	10	6.3	3653.3	54.61	28.01	37.05	2825.5	—	0.470	SB
30	DCL80-125	2-D23	3-D23	108333	0.80	10	6.3	3653.3	69.71	39.80	47.72	2175.5	—	0.401	SB
31	DCL100-80	2-D23	3-D23	108333	1.00	8	6.3	9933	73.88	34.92	50.08	2072.4	—	1.157	SB
32	DCL100-125	2-D23	3-D23	108333	1.00	10	12.5	10183	63.24	29.23	48.20	2548.1	—	1.198	SB
33	DCL100-125	2-D23	3-D23	108333	1.00	10	12.5	10183	61.26	28.38	46.60	3449.2	—	1.013	SB

共通事項
断面 $(b \times D) = 20$ [cm] \times 52 [cm]
付着長さ $(L) = 50$ [cm]

*1) $\gamma = P_{out}/P_{in} = (b s_i / \pi) \times (\tau_{s,max} / \tau_{a,max})$
*2) SB: 内側主筋位置での付着剥離破壊 ($\tau_{a,max} = \tau_u$ とする)
B: 内側主筋の付着破壊(主筋節頂部をむすぶせん断破壊)

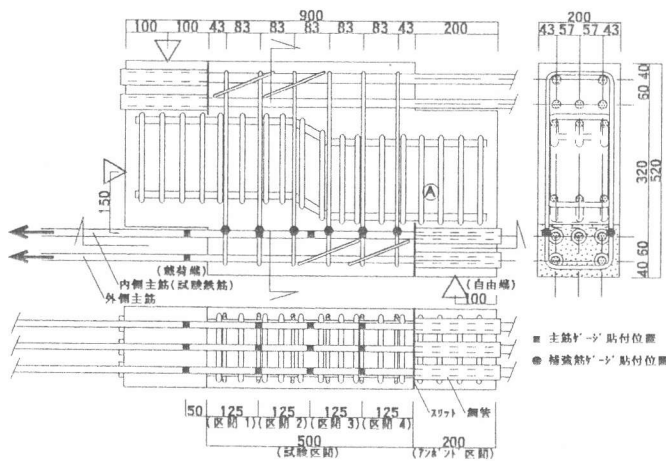


図-1 試験体配筋図

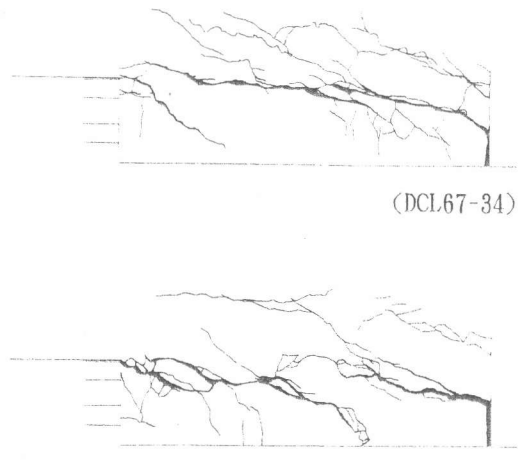


図-2 亀裂図

3. 実験結果

表-1に実験結果一覧を示す。内側主筋位置でのサイドスプリット型付着割裂破壊で耐力に至った試験体は32体中28体確認された。また、割裂を伴わない付着破壊(内側主筋節頂部を結ぶせん断破壊)が4体確認された。No.25は載荷方法に問題が残り検討より除外する。また、全試験体において主筋は降伏していない。尚、検討に関しては文献[1]の試験体も用いる。

3.1 破壊状況

図-2に最大耐力後の亀裂図を示す。無補強試験体は付着ひび割れ発生とほぼ同時に破壊に至っており、破壊は急激で激しい結果であった。補強筋を配し、内側主筋位置で付着割裂破壊を起こした試験体の破壊状況は一様で、内側主筋位置での付着ひび割れとせん断状のひび割れがつながることにより破壊耐力に至る結果であった。補強筋比が高くなるに伴い、付着ひび割れ発生後から破壊時までの荷重は維持され、破壊時のひび割れの本数は多く確認された。

3.2 主筋滑り量

図-3に加力比0.55の試験体の平均付着応力度-自由端平均主筋滑り関係を示す。全試験体とも無補強の試験体の最大平均付着応力度(およそ15[kgf/cm²])程度まではほぼ滑り量はなく同じ様な挙動を示すが、それ以後は滑り量が増大しており、補強筋比が高い試験体ほど大きな滑り量で耐力に至っている傾向が確認された。補強筋比が高い試験体は耐力後の維持強度は高いが、最大耐力後の強度低下勾配、強度低下後の強度維持勾配共に補強筋比によらない結果であった。

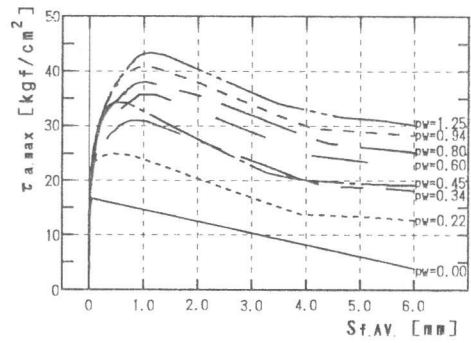


図-3 平均付着応力-自由端滑り曲線

4. 無補強試験体の付着割裂耐力

本実験結果では、無補強試験体は付着ひび割れ発生と同時に付着割裂耐力に至り、ひび割れ発生強度と無補強試験体の付着割裂強度は同等であると考えられる。そこで破壊モードがサイドスプリット型の場合の部材のひび割れ発生条件を考える。

主筋の付着力による割裂力 T_R は、図-4に示すように割裂抵抗面に作用している。尚、付着ひび割れ発生以前に主筋は降伏しないものとする。

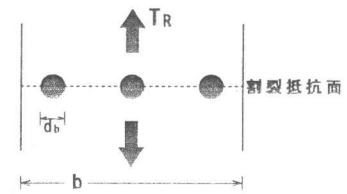


図-4 割裂抵抗面の割裂力

一段配筋のときの割裂抵抗面における割裂力 T_R は式(1)のように表すことができる。割裂抵抗面コンクリートの引張抵抗力と、ひび割れ発生時に割裂面に対して法線方向に生じている鉄筋とコンクリートとの付着力の和を割裂抵抗力 R_t と捉え、式(2)のように表す。ひび割れ発生条件 $T_R = R_t$ より、ひび割れ発生強度は式(3)で表される。

$$T_R = k_1 \cdot n \cdot d_b \cdot \tau_{BC} \cdot \Delta \ell \quad (1)$$

$$R_t = (b - n \cdot d_b) F_t \cdot \Delta \ell + \alpha \cdot \tau_{BT} \cdot n \cdot d_b \cdot \Delta \ell \quad (2)$$

$$\tau_{BC} = \left\{ k_2 \left[\frac{b}{n \cdot d_b} - 1 \right] + k_3 \right\} \sqrt{F_c} = (k_2 \cdot b_{si} + k_3) \sqrt{F_c} \quad (3)$$

ここで、 τ_{BC} :ひび割れ発生時付着応力度、 n :主筋本数、 $\Delta \ell$:付着長さ、 F_c :コンクリート圧縮強度、

F_t : コンクリート引張強度(= $\beta_1 \cdot \sqrt{F_c}$ と仮定), τ_{BT} : 割裂面に対して法線方向の付着強度(= $\beta_2 \cdot \sqrt{F_c}$ と仮定), b_{si} : 割裂面におけるコンクリートと鉄筋の幅の比. α 及び $k_1 \sim k_3$ は未知の定数である. このような割裂抵抗面における割裂機構より導いた式(3)は, 藤井・森田式の τ_{co} 算定式の形に一致し, 現在さまざまな提案式において用いられている同氏らの τ_{co} 算定式の形の根拠をなすものと考えられる.

二段配筋の内側主筋の場合も一段配筋時と同様な考え方により T_R は式(1)で, R_t は外側主筋の引張力による作用せん断応力を τ_s として割裂面のひび割れ時引張応力を主応力度式によって評価すると, 式(2')のように表され, ひび割れ発生強度は式(3')で表すことができる.

$$R_t = (b - n \cdot d_b) F_t \cdot \left[1 - \left(\frac{\tau_s}{F_t} \right)^2 \right] \Delta \ell + \alpha' \cdot \tau_{BT} \cdot n \cdot d_b \cdot \Delta \ell \quad (2')$$

$$\tau_{BC} = (k_2' \cdot b_{si} + k_3') \sqrt{F_c} - k_4 \cdot b_{si} \left(\frac{\tau_s}{\sqrt{F_c}} \right)^2 \cdot \sqrt{F_c} \quad (3')$$

式(3')において, $\tau_s = 0$ のとき, 藤井・森田式の τ_{co} 算定式の形に一致する.

図-5は, 式(3')における作用せん断力 τ_s によるひび割れ強度低減の関係を, 本実験結果(無補強・主筋径D23)により整理したものである. 本実験結果は, 藤井・森田式の τ_{co} に比べ若干低めの値を示しているが, 無補強試験体の付着割裂強度 τ_{BO} は式(4)で評価される. 尚, 式(3')の k_2' , k_3' は藤井・森田式によりそれぞれ 0.375, 0.521 とした.

$$\frac{\tau_{BO}}{\sqrt{F_c}} = \frac{\tau_{co}}{\sqrt{F_c}} - 0.238 \cdot b_{si} \cdot \left(\frac{\tau_s}{\sqrt{F_c}} \right)^2 \quad (4)$$

5. 補強効果

5.1 主筋位置による補強効果の差異

図-6に全試験体の断面梁幅方向外側に配された主筋(INNER RE-BAR1, 3)に対する中側の主筋(INNER RE-BAR2)の付着割裂強度の比を示す. 実験値はほぼ1.0の値を示しており, 文献[1]で示されているように二段配筋の内側主筋は外周のみに横補強した場合でも, 配筋位置によらず同等の付着強度となる. これは, 二段配筋のときは補強による拘束力が内側主筋に対す

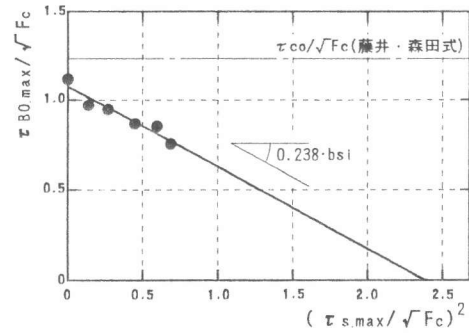


図-5 無補強試験体の付着割裂強度

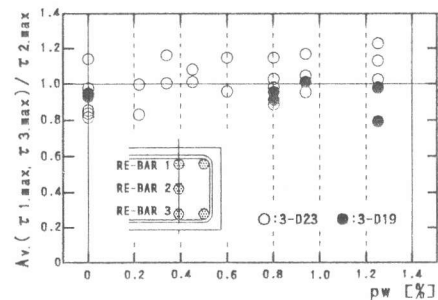


図-6 主筋位置による補強効果の差異

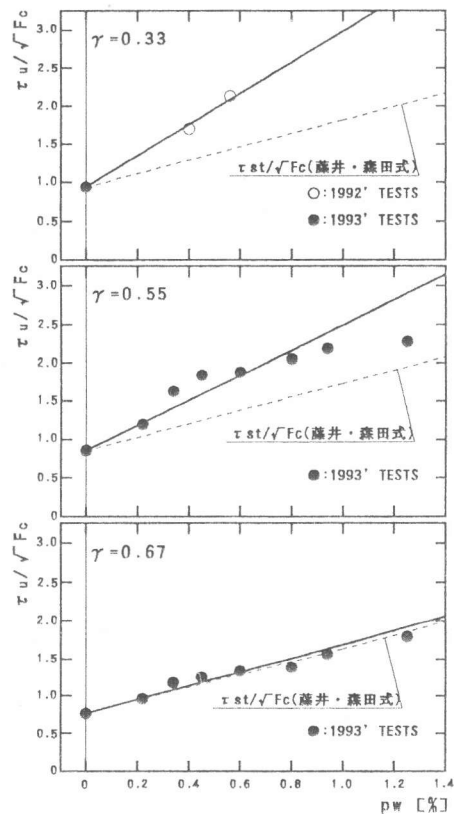


図-7 加力比による補強効果の影響

るかぶりコンクリートを通じて均等化させるためと理解できる。上記の結果は、付着割裂強度は同一段の全主筋平均値として取り扱っても問題がないことを示している。

5.2 加力比が補強効果に与える影響

図-7に主筋径D23を用いた内側主筋の付着割裂強度と補強筋比の関係を加力比により分類して示す。図中には比較のために、無補強試験体の強度を原点として藤井・森田式による横補強筋増加分強度 τ_{st} を同時に示した。文献[1]の結果同様、内側主筋に対しては、加力比が低い場合は藤井・森田式の τ_{st} に比べ補強効果はかなり大きく、加力比増加に伴い補強効果が減少することが解る。

6. 二段配筋の内側主筋の付着割裂強度

内側主筋の付着割裂強度は外側主筋引張力によるせん断力により低減される。そこで、外側主筋の引張力の影響を評価するために、 τ_s (割裂面作用せん断応力度または単に作用せん断応力とよぶ) を以下のように定義する。

$$\tau_s = \frac{P_{out}}{(b - n \cdot d_b)L} = 3.14 \frac{\gamma}{b_{si}} \tau_u \quad (5)$$

ここで、 P_{out} : 外側主筋引張荷重、 L : 付着長さ、 τ_u : 内側主筋付着割裂強度である。

6.1 τ_s が作用しない場合の付着割裂強度

図-8に加力比が0の試験体[1][2]の最大付着応力度から無補強の試験体の最大付着応力度を差し引いた付着応力度と補強効果との関係を示す。表-1によれば、最大耐力時の横補強筋応力は通常の鉄筋の降伏耐力に達していないので、補強効果には横補強筋の強度を含めていない。図-8の結果、および当研究室の一連の片持ち梁形式引き抜き実験で無補強試験体の付着強度が藤井・森田式の τ_{co} に比べ9割程度であることを考慮して、 τ_s が作用しないときの内側主筋の付着割裂強度を式(6)のように表す。

$${}_o\tau_u = 0.9 \cdot \tau_{co} + 83.67 \frac{p_w \cdot b}{n \cdot d_b} \sqrt{F_c} \quad (6)$$

6.2 τ_s が作用する場合の付着割裂強度

図-9に式(6)による計算値に対する内側主筋の付着割裂強度の比と τ_s の関係を示す。本実験結果は文献[1]での結果同様ほぼ一直線上に分布する。従って、 τ_u と τ_s の関係は式(7)の様に書ける。

$$\frac{{}_o\tau_u}{\tau_u} + \frac{\tau_s}{{}_o\tau_s} = 1 \quad (7)$$

ここで、文献[1]の試験体も含めると、 $\tau_u / {}_o\tau_u = 0$ のとき

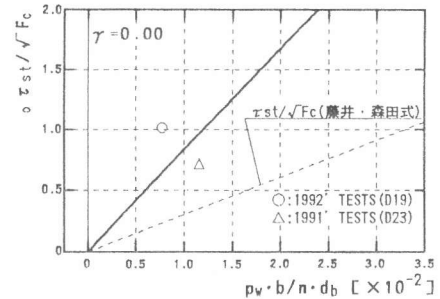


図-8 内側主筋への補強効果

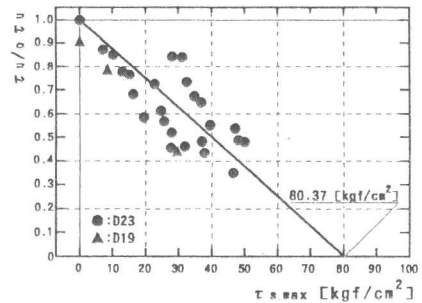


図-9 作用せん断力による強度低下

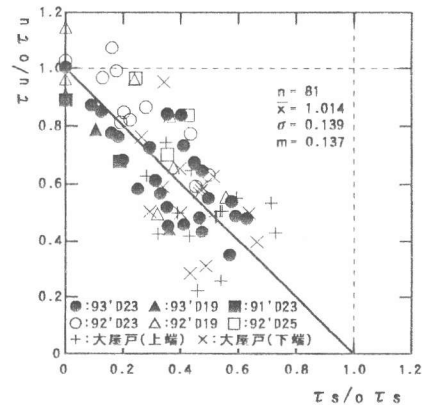


図-10 片持ち梁形式との適合性

の τ_s の値 $\sigma \tau_s$ は式(7)により表すことができる。

$$\sigma \tau_s = 4.18 \cdot \sqrt{F_c} \quad (8)$$

文献[1], [2](無補強及び外周部のみの補強), および[8](内・外周配筋のもの)の試験体を式(7)により評価した結果を本実験結果も含め図-10に示す。式(7)は全試験体を通して, 片持ち梁実験結果を比較的良好に捉えているといえる。

7. 梁による実験結果との対応

表-2に示す既往の梁形式実験[3][6][7]において, 二段配筋内側主筋位置での付着割裂破壊と判定された試験体の最大耐力と, 式(8)による二段配筋内側主筋の付着割裂強度より部材のせん断耐力を算出した値の関係を図-12に示す。本来は τ_u について比較すべきであるが, 文献には τ_u が直接示されていないのでここでは部材耐力で比較した。尚, 耐力算出はトラス・アーチ機構を仮定した奥出らの方法[4]により行い, 加力比 γ , およびトラス機構の負担せん断力 Q_T は図-11に示した仮定に従い式(9), (10)により算出した。

$$\gamma = \frac{\sum a_{to}(o d - x_n)}{\sum a_{ti}(i d - x_n)} \quad (9)$$

$$Q_T = \tau_u \cdot \sum \phi_i (i j + \gamma \cdot o j) \quad (10)$$

ここで, $\sum a_{to}$, $\sum a_{ti}$: 外側, 内側主筋各総断面積, $\sum \phi_i$: 内側主筋の周長和である(その他の記号は図-11参照)。ほとんどの試験体で若干危険側に判定され, 以後検討の余地はあるが, 片持ち梁形式実験結果より導いた二段配筋の内側主筋位置での付着割裂強度の算定式を用いて梁部材の内側主筋位置での付着割裂耐力をほぼ評価できるといえる。

8. 結論

- (1) 内側主筋の付着割裂強度は, 外側主筋引張力により内側主筋割裂面に作用するせん断力の影響により大幅に低下すること, 及び補強筋の効果も外側主筋と異なることを確認した。
- (2) 内側主筋位置でのひび割れ発生時の条件を整理し, 実験結果によって係数を定めて, 無補強試験体の二段配筋内側主筋位置での付着割裂強度算定式を導き出した。
- (3) 二段配筋の内側主筋付着割裂強度を外側主筋引張力による作用せん断応力と補強筋量等を指標として定式化し, 実験式が梁形式実験を含めて既往の実験結果とよく適合することを確認した。

<謝辞> 試験体作成にあたり, 住友電工, 鋼神戸製鋼所, 大学院生の佐久間拓, 養育建, 学生の榎田智史, 増田浩之, 豊田洋史, 百武茂, 水谷彰啓諸氏に御協力頂きました。ここに謹んで感謝の意を表します。尚, 本研究は平成3~5年度文部省科学研究費(一般研究(C)) (代表者・狩野芳一, 課題番号03650464) によることをここに付記します。
<参考文献> (注: 大会梗概集→日本建築学会大会学術講演梗概集)
[1] 川村厚司, 他: 二段配筋における内側主筋位置での付着割裂破壊(その1.2), 大会梗概集, C構造Ⅱ, pp. 221-224, 1993.9
[2] 川村厚司, 他: 主筋の配列と横補強筋の効果の主筋の付着性状に及ぼす影響(その3.4), 大会梗概集, C構造Ⅱ, pp. 935-938, 1992.8
[3] 松原洋志, 他: 二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 151-156, 1991
[4] 奥出久人, 他: 付着割裂破壊に支配される型のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, pp. 81-87, 1989
[5] 藤井栄, 森田司朗: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第2報-, 日本建築学会論文報告集, 第324号, pp. 45-53, 1983.2
[6] 大屋戸理明, 他: 二段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 187-192, 1993
[7] 古川淳, 他: 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 547-552, 1992
[8] 大屋戸理明, 他: 二段配筋を有する鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度(その1.2), 大会梗概集, C構造Ⅱ, pp. 349-352, 1991.9

表-2 既往の梁形式実験の概要

試験体	加力方法	試験体数	断面寸法 [cm]	形状比 L/D	コンクリート強度 [kgf/cm ²]	主筋配列		補強筋比	補強筋降伏強度 [kgf/cm ²]	加力比 γ	図-12中の記号
						外側	内側				
松原ら[3]	単調載荷	2	20×40	4	376	3-D23/3-D13	3-D23/3-D13	0.41	9040	1.33	●
						3-D23/3-D13	3-D13/6-D13				
						2-D13/6-D13	3-D13/6-D13				
大屋戸ら[6]	正負繰返	6	22×33	4	321	3-D13/6-D13	3-D13/6-D13	0.48	8010	1.21	○
						5-D16/5-D16	4-D13/4-D13				
						4-D13/4-D13	5-D16/5-D16				
						5-D16/5-D16	4-D13/4-D13				
古川ら[7]	正負繰返	1	18×27	4	373	3-D13/3-D13	3-D13/3-D13	0.62	8960	1.21	△
					830	3-D13/3-D13					

△: 計算に際しての有効係数は, $\nu = 3.68 F_c^{0.333}$ (CEB)を用いた

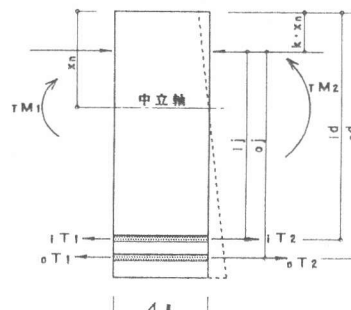


図-11 微小区間の力の釣り合い

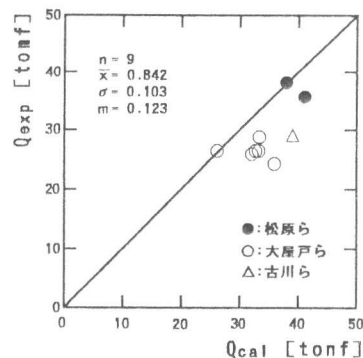


図-12 梁形式実験との適合性