

論文

[2012] 高強度コンクリートを用いた RC 部材の付着割裂実験

正会員 市之瀬敏勝 (名古屋工業大学社会開発工学科)

正会員○横尾 慎一 (清水建設)

1. はじめに

藤井・森田[1][2]は、部材中の主筋の付着割裂強度を調べるための系統的な実験を片持ち梁形式で行い、付着割裂強度算定式を提案した。この成果は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」[3]に生かされている。その後、角ら[4][5]をはじめ数多くの研究が行われ、藤井・森田の強度式は横補強筋の効果を過小評価していることなどが指摘された。本研究では拙論[6]に引き続き、高強度コンクリートを用いた付着割裂実験を行い、主筋・横補強筋・コンクリート強度が付着強度に及ぼす影響について検討する。そして、サイドスプリット型の破壊について、藤井・森田式を修正した強度式を提案する。

2. 試験体と実験方法

試験体は3体である。配筋例と加力方法を図1に示す。加力方法は単純梁形式であり、各試験体には試験部分が4ヶ所ある。拙論[6]と同じく、1ヶ所の試験部分(図1の右下)を付着割裂

表1 試験体一覧

試験部分 名称	試験 体名	載荷 順序	主 筋			あ ば ら 筋			備 考	τ_{bu} (kgf/cm ²)	
			本数 (本)	公称径 (mm)	τ_{bu} 計算 用径(mm)	足数 (本)	径 (mm)	間隔 (mm)		指針の 計算値	実験値
H4L	E	3	4	25	23.4	2	6	70	0.29	46.9	62.9
H4Lc	E	2	4	25	23.4	2	6	70	0.29	46.9	61.8
H4M	E	4	4	25	23.4	4	6	70	0.59	51.4	96.3
H4Mc	E	1	4	25	23.4	4	6	70	0.59	51.4	94.4
H4Mo	F	3	4	25	23.4	4	6	70	0.59	51.4	90.4
H4Mp	F	4	4	25	23.4	2	6	35	0.59	53.7	84.3
H4S	G	1	4	25	23.4	4	10	195	0.47	51.4	86.3
H4Ss	G	4	4	25	28.4	4	10	195	0.47	44.8	63.1
H4H	G	2	4	25	23.4	4	10	70	1.31	71.6	126.8
H4Hs	G	3	4	25	28.4	4	10	70	1.31	65.1	113.7
H5M	F	2	5	19	20.5	4	6	70	0.59	49.0	78.1
H5Mp	F	1	5	19	20.5	2	6	35	0.59	47.9	70.9

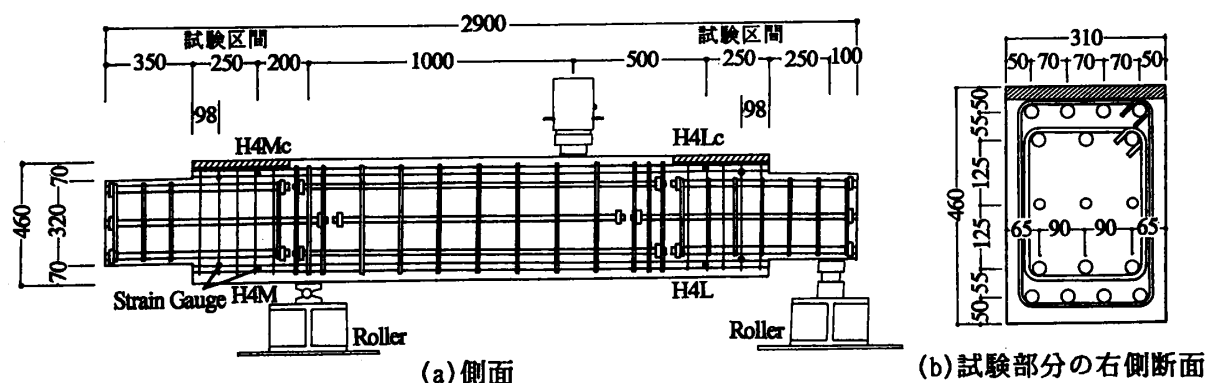
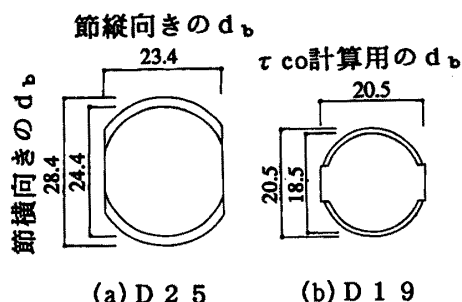


図1 試験体の配筋例 [単位: mm]



(a) D 2 5 (b) D 1 9

図2 主筋の断面形状

表2 鉄筋の降伏強度と節形状

		断面積 (cm^2)	降伏強度 (tf/cm^2)	ふし形状
主筋	D 25	5.07	10.3	ネジふし P C 鋼棒
	D 19	2.87	10.4	横ふし
肋筋	D 10	0.713	8.9	インデント
	D 6	0.317	8.3	(楕円形のへこみ)

表3 コンクリートの配合と強度

粗骨材 の最大 寸法	単位量 (kg/m^3)				スランブ 実測値 (cm)	強度 (kgf/cm^2)		弾性係数 (kgf/cm^2)
	水	セメント	細骨材	粗骨材		圧縮	引張	
25 mm	165	550	691	954	25.0	791	37.5	3.7×10^5

粗骨材のうち、砕石が $481\text{kg}/\text{m}^3$ 、砂利が $473\text{kg}/\text{m}^3$ である。

破壊させた後、試験体を左右および上下に入れ替え順次残りの試験部分の付着データを得た。各試験部分の特徴を表1に示す。表中の指針[3]による計算値は、 b_{s1} （主筋のあきの係数）の計算に当たり、主筋の断面形状が図2のようになっていることを考慮した。鉄筋の降伏強度と節形状を表2に示す。コンクリートの配合と強度を表3に示す。

3. 実験結果

実験で得られた付着強度を図3に示す。付着強度は拙論[6]と同様に、図1に示す歪ゲージより求めた。なお、各試験鉄筋は同時に最大歪に達したわけではなかったため、試験鉄筋の歪の総和が最大になったとき（つまり平均付着応力が最大になったとき）の個々の鉄筋の付着応力を棒グラフで示した。この図でのコンクリート打設方向は、すべて左→右である。

①打設方向の影響

今回は、棒グラフがほぼ左右対称であり、打設方向による影響は見られない。これは、ブリー

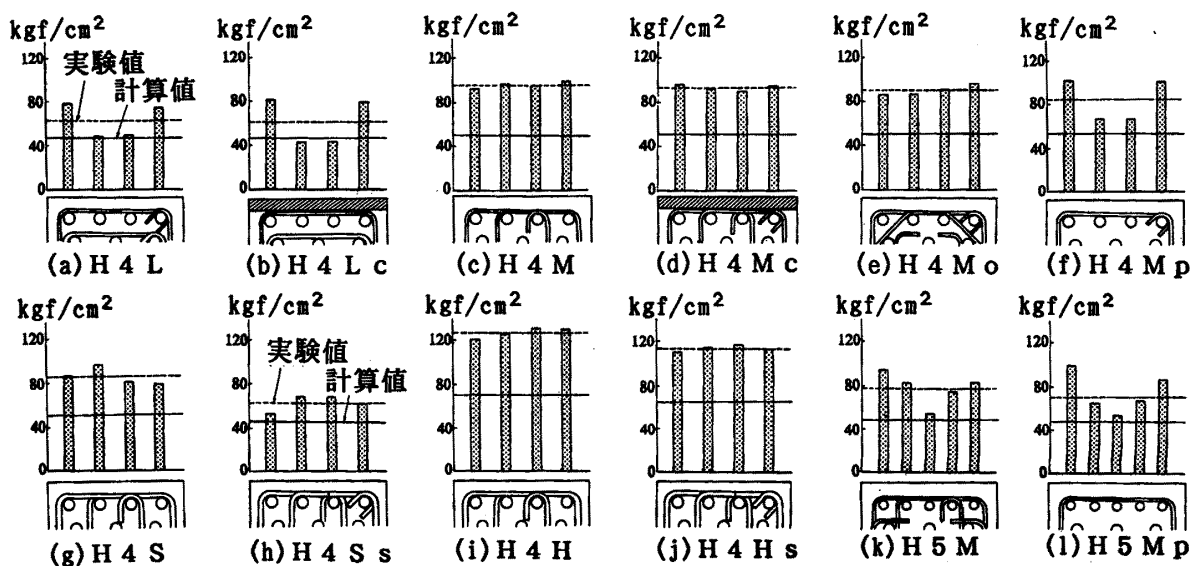


図3 付着強度（破線は実験値の平均、実線は計算値）

ジングの影響が小さかったためだと思われる。

②かぶりの有無の影響 (図3の(a)と(b), (c)と(d))

拙論[6]の普通コンクリートを用いた試験体では、かぶりの有無により付着強度に10%程度の違いが見られた。しかし、今回の高強度コンクリートでは、ほとんど差が見られなかった。

③主筋の縦置き、横置きの比較 (図3の(g)と(h), (i)と(j))

D25の主筋では、節を縦向きに置いた試験部分より横置きに置いた試験部分の方が10～27%付着強度が小さかった。この傾向は、せん断補強筋量が少ない試験部分で顕著であった。

④45°補強の効果 (図3の(c)と(e))

45°補強された試験部分の付着強度は、中子筋によって補強された試験部分と比べ遜色ない。つまり、8角形フープは、中子筋と同程度に付着応力に対して有効である。

⑤ p_w が等しく、中子筋の有無の比較 (図3の(k)と(l), (c)と(f))

隅主筋の付着応力は、中子筋の有無に関係なく同程度だが、中主筋の付着応力は、中子筋のある方が22～30%大きかった。

⑥主筋の本数の影響 (図3の(f)と(l), (c)と(k))

付着強度 τ_{bu} の計算値が同程度にもかかわらず、主筋5本の試験部分の方が主筋4本の試験部分より、16～19%付着強度が小さかった。

⑦指針による計算値との比較

H4Lcの中主筋を除いた全ての主筋の付着応力が、計算値を上まわった。

4. 部材側面横補強筋応力度～横補強筋比関係

付着応力度が最大に達した時の、横補強筋の応力度 $\sigma_{w,u}$ と横補強筋比 p_w の関係を図4に示す。横補強筋比 p_w が大きい試験部分ほど、横補強筋の応力度 $\sigma_{w,u}$ は小さくなり、全体として右下がりの傾向が見られる。また、 $\sigma_{w,u}$ は、藤井・森田[1]、前田ら[7]の普通コンクリートの実験に比べ、かなり高い。つまり、 $\sigma_{w,u}$ はコンクリート強度の影響を強く受けると考えられる。

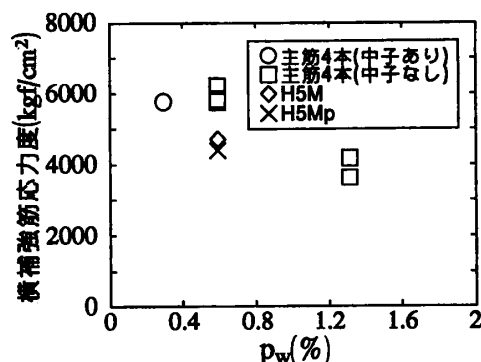


図4 付着応力度最大時の横補強筋応力度と横補強筋比

5. 横補強筋による主筋拘束応力度

前田ら[7]と同じく、横補強筋に生じた引張平均応力 σ_w が、すべて直接主筋に伝達されると仮定する(図5)。主筋の付着応力度 τ_b と横補強筋による拘束応力度 σ_c の関係を図6に示す。ただし、隅主筋・中主筋別に付着応力度を平均した。図中に、藤井・森田式のコンクリート負担分 τ_{co} を示す。すでに前田ら[7]が指摘したように、いずれの試験部分も拘束応力度 σ_c が増加し始めてからの傾きは、ほぼ一定の値となっている。この傾き(言わば、主筋とコンクリートの摩擦係数)は、前田ら[7]の普

$$\sigma_c = \frac{\sigma_w \cdot n \cdot A_w}{N \cdot d \cdot b \cdot S} = \frac{\sigma_w \cdot b \cdot p_w}{N \cdot d \cdot b}$$

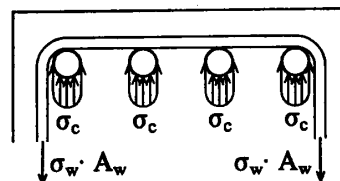


図5 主筋拘束応力度 σ_c の定義

通コンクリートを用いた実験結果と良く合致しており、コンクリート強度の差異(約2.4倍)と無関係であると思われる。最大付着強度時の σ_c は、前田ら[7]の2~2.5倍であり、コンクリート強度の比にはほぼ一致している。

6. 藤井・森田式の修正

藤井・森田式[2]の下端筋におけるサイドスプリット型の付着強度 τ_{bu} を示すと、

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (1)$$

コンクリート負担分

$$\tau_{co} = (0.375 b_1 + 0.521) \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

$$b_1 = b_{s1} = b / (N \cdot d_b) - 1 \quad (3)$$

横補強筋負担分

$$\tau_{st} = 30.4 q_{st} \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (4)$$

$$q_{st} = \frac{A_v}{N \cdot d_b \cdot S} = \frac{b \cdot p_w}{N \cdot d_b} \quad (5)$$

ただし、 $\tau_{st} \leq 0.87 \sqrt{\sigma_B}$

A_v : 一組の横補強筋断面積 (cm²)

N : 全主筋本数, d_b : 主筋径 (cm)

S : 横補強筋間隔 (cm)

b : 部材幅 (cm), p_w : 横補強筋比

ここで、コンクリート強度を $\sqrt{\sigma_B}$ でなく、 $\sigma_B^{2/3}$ で評価してみる。式(2)の τ_{co} が平均 $F_c = 271$ (kgf/cm²)の試験体をもとに提案されているため、 τ_{co} の評価が変わらないように、式(2)(4)を以下のように変更する。

$$\text{コンクリート負担分} \quad \tau_{co} = (0.15 b_1 + 0.2) \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (6)$$

$$\text{横補強筋負担分} \quad \tau_{st} = 12.0 q_{st} \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (7)$$

式(7)を検討するため、実験から得られた付着強度 τ_{bu} から式(6)の τ_{co} を差し引き、横補強筋負担分 τ_{st} を逆算する。 $\tau_{st}/\sigma_B^{2/3}$ と q_{st} の関係を図7に示す。主筋4本及び5本の場合、 q_{st} と $\tau_{st}/\sigma_B^{2/3}$ の関係を直線近似すれば、その傾きは、横補強筋に拘束される主筋で20、拘束されない主筋で10となる。主筋7本の場合は、拘束の有無に関わらず傾きが10に近似する。この原因として、横補強筋のフックの内径に対する主筋径の比率が考えられる。この比率は、主筋4本(D25)で0.53、主筋5本(D19)で0.53、主筋7本(D13)で0.36である。主筋7本ではこの比率が小さいため、隅筋や中子筋のある中主筋でも十分な拘束力が得られず、中子筋のない中主筋と同等の付着応力しか負担できないと考えられる。これらのことから、式(7)に変更を加え、以下の式が与えられる。

$$\text{横補強筋に拘束される主筋} \quad \tau_{st} = 20 q_{st} \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (8)$$

$$\text{横補強筋に拘束されない主筋} \quad \tau_{st} = 10 q_{st} \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (9)$$

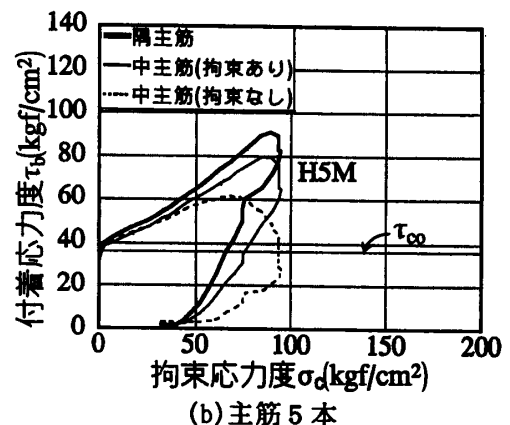
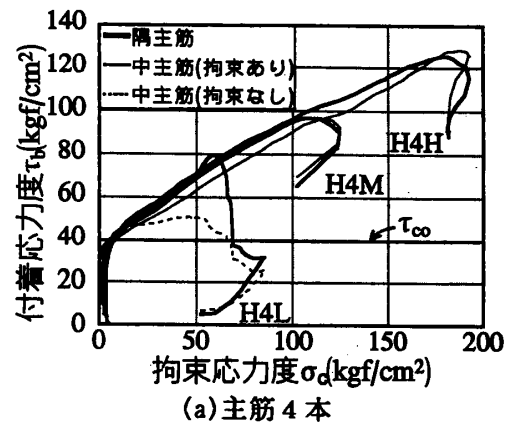


図6 付着応力 τ_b と拘束応力 σ_c の関係

ここで、『横補強筋に拘束される主筋』とは、主筋径／横補強筋のフックの内径 ≥ 0.5 を満たしている主筋を指す。ただし、数値0.5は主筋7本の試験体を参考に定義した値であり、今後、実験・解析による検証が必要である。

以上をまとめると、サイドスプリット型の付着割裂強度 τ_{bu} は、

横補強筋で拘束されている主筋に対して、

$$\tau_{bu} = [0.15b_1 + 0.2 + 20q_{st}] \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (10)$$

横補強筋で拘束されていない主筋に対して、

$$\tau_{bu} = [0.15b_1 + 0.2 + 10q_{st}] \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (11)$$

の様に定量化される。また、部材としての付着割裂強度は、一列の主筋の加重平均として以下の式により算定される。

$$\tau_{bu} = [0.15b_1 + 0.2 + (1 + \frac{n}{N}) \cdot 10q_{st}] \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (12)$$

N : 全主筋本数

n : 拘束されている主筋の本数

ただし、高強度コンクリートで低強度の横補強筋を用いる場合、横補強筋の降伏応力度 σ_{wy} が図4の $\sigma_{w,u}$ を下回る可能性があるので注意が必要である。この問題は今後の研究課題とする。

水平上端筋については、前田ら[7]と同様に、式(12)の τ_{bu} に下式の低減係数 k を乗ずるものとする。

$\sigma_B \leq 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のとき、

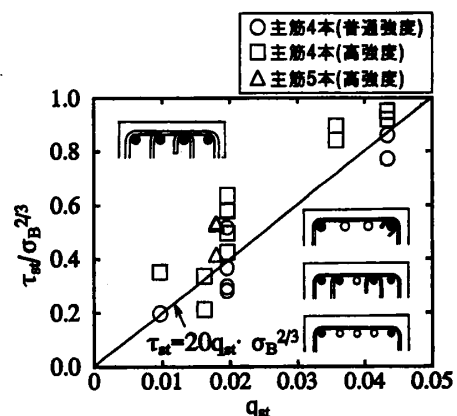
$$k = (3000 + F_c) / 4000 \quad (13)$$

$\sigma_B > 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のとき、 $k = 1$ (14)

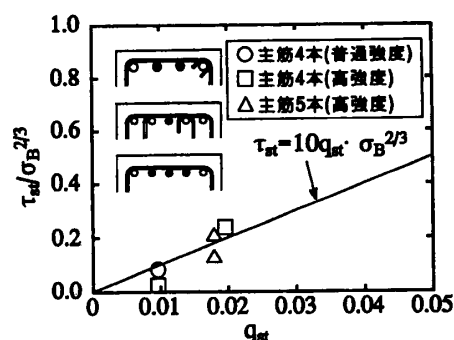
文献[1, 4, 5, 6, 7, 8]の試験体を解析の対象として、修正式(式(12))の検証を行う。計算結果と実験結果との比較を図8に示す。修正式は、一部で危険側の評価となるが、多くの実験結果に対して、ほぼ適合している。

7. 結 論

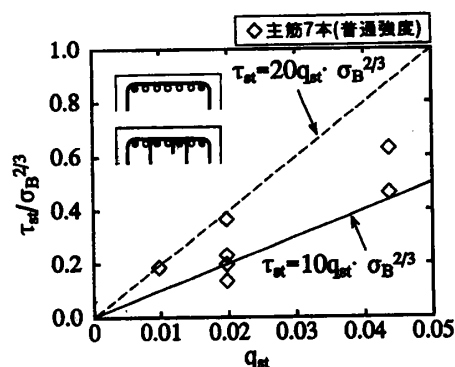
(1) 普通コンクリートの試験体では、かぶりを取ることによって付着強度に10%程度の違いが見られたが、高強度コンクリートではほとんど差が見られなかった。



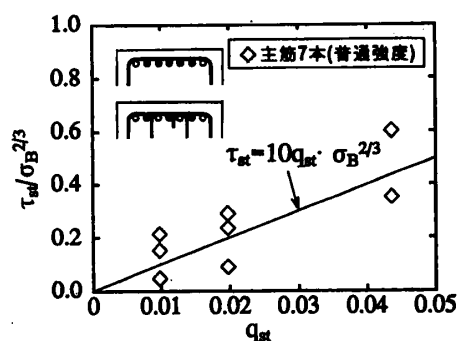
(a)主筋4 . 5本拘束あり



(b)主筋4 . 5本拘束なし



(c)主筋7本拘束あり



(d)主筋7本拘束なし

図7 $\tau_{bt} / \sigma_B^{2/3}$ と q_{st} の関係

(2) 主筋を縦に置いた試験部分の付着強度は、横に置いた方よりも10%以上大きかった。

(3) 横補強筋比 p_w が大きくなるほど、付着応力度が最大に達する時の横補強筋応力度 $\sigma_{w,u}$ は、小さくなる。また、 $\sigma_{w,u}$ はコンクリート強度の影響を強く受けると考えられる。

(4) 横補強筋による主筋拘束応力度と主筋の付着応力度との関係は、主筋本数にかかわらず同じであった。また、コンクリート強度による相違は見られなかった。

(5) サイドスプリット型の付着破壊について、既往の藤井・森田式を修正することで、多くの実験結果にはほぼ適合する強度式を示すことができた。

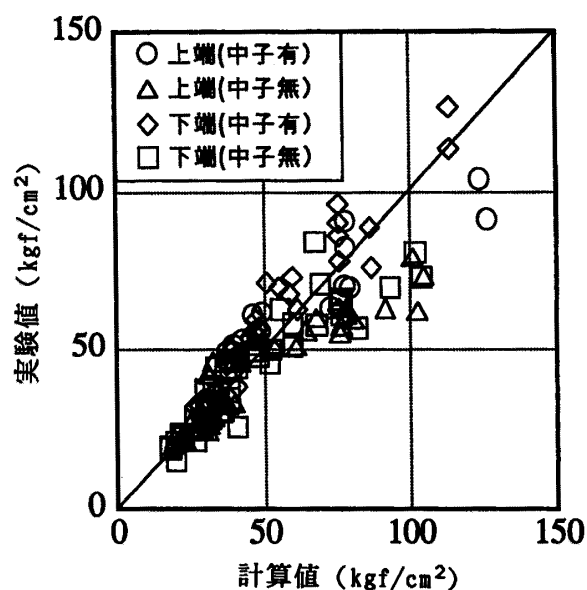


図8 強度式の検証

謝 辞

本研究は文部省科学研究費補助金・総合研究A（課題番号01302048，代表者：東大・青山博之教授）により行った。また、本研究の実施にあたり、名古屋工業大学技官・若松慎三氏，同卒論生・鎌倉利光氏（現清水建設），井上 創氏（現積水ハウス）には多大な協力を頂いた。試験体の作製には，（株）YAHAGIのご助力を頂いた。

参考文献

- [1] 藤井 栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果－，日本建築学会論文報告集，pp.47-54，1982. 9
- [2] 藤井 栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第2報 付着割裂強度算定式の提案－，日本建築学会論文報告集，pp.45-52，1983. 2
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- [4] 角 徹三，山田 守，合衆将三：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の算定，日本建築学会論文報告集，pp.23-33，1990.8
- [5] 角 徹三，張 建東，熊谷信太郎，飯塚信一：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度，コンクリート工学年次論文報告集，pp.163-168，1991.6
- [6] 市之瀬敏勝，横尾慎一，南 宏一：付着割裂強度に及ぼす主筋本数と横補強筋の効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13-2，pp.157-162，1991
- [7] 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案，構造工学論文集，Vol.38B，1992.3
- [8] 竹内匡和，藤沢正視，上之園隆志，村田達雄，村上秀夫：高強度鉄筋・高強度コンクリートを用いたRC部材の付着性状（その1：実験概要），日本建築学会学術講演梗概集，pp.353-354，1989.10
- [9] 田中久也，上田秀樹，熊森雅己，有馬文昭，古橋 剛，鈴木亨：高強度材料を用いたRC部材の付着性能に関する基礎研究，日本建築学会学術講演梗概集，pp.369-370，1991.9