

論文 壁筋端部ディテールがRC壁のせん断強度に及ぼす影響

水谷浩*1・市之瀬敏勝*2・大石照美*3・加藤三晴*4

要旨：RC壁において、せん断補強筋の端部ディテールをフック状から溶接に変えることができるか否か、またその場合の溶接点強度はどの程度であるかを実験的に検証した。その結果、溶接点強度が壁筋の降伏強度の1/2以上あればフックが溶接に変わりうることを確認した。また、部材のせん断強度は荒川式により安全側に評価できること、補強筋端部処理の影響はL/Dが小さい部材ほど少なくなるという結論を得た。

キーワード：鉄筋コンクリート、壁、せん断、壁筋端部、溶接点強度

1. 序論

現在の壁の設計について文献 [1] 等の設計例を見ると、壁筋（せん断補強筋）の端部がフック状になっている。文章中にフックについての規定は見あたらないにも関わらず、施工に際しては常識となっているらしい。しかし鉄筋の端部をフック状にすることには大きなコストと労力がかかるため、改善が望まれている。そこで本研究ではこのせん断補強筋の端部の状態と壁幅の各々異なる試験体を6体作製して載荷実験を行い、せん断強度の相違を測定した。また、その結果について検討を行った。

2. 実験方法

2.1 加力方法

加力には図1に示した装置を用いた。加力制御は、試験体側面に取り付けた変位計で変形を測定しながら、最初は荷重制御、変形が出始めた頃から変形制御を行った。またこの際、試験体が逆対称変形するよう留意した。

2.2 試験体

試験体は補強筋端部をフックで固定・溶接で固定・結束線のみ（固定しない）とした3通り、そしてそれらのそれぞれについて壁幅を600mm・300mmとした2通りの計6体を実際の壁の約1/2スケールで設計した。また、これらは加力時の便利のため梁とみなし、以下壁幅は断面背として述べる。試験体名はせん断補強筋端部の状態と断面背 (mm) を表す。（フック600、溶接300など）配筋図と断面図を図2、図3に示す。使用した鉄筋は、D13（降伏強度1044MPa）、D10（降伏強度340MPa）、

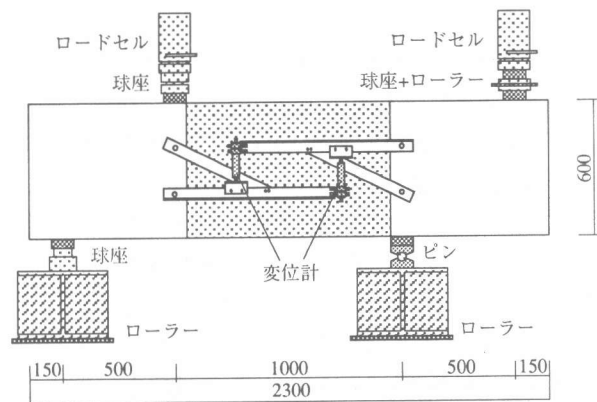


図1 加力装置 (単位mm)

それぞれについて壁幅を600mm・300mmとした2通りの計6体を実際の壁の約1/2スケールで設計した。また、これらは加力時の便利のため梁とみなし、以下壁幅は断面背として述べる。試験体名はせん断補強筋端部の状態と断面背 (mm) を表す。（フック600、溶接300など）配筋図と断面図を図2、図3に示す。使用した鉄筋は、D13（降伏強度1044MPa）、D10（降伏強度340MPa）、

- * 1 名古屋工業大学大学院 工学研究科，社会開発工学専攻（正会員）
- * 2 名古屋工業大学助教授 社会開発工学科，工博（正会員）
- * 3 名古屋工業大学学生 社会開発工学科
- * 4 矢作建設工業（株） 建築工務部，次長（正会員）

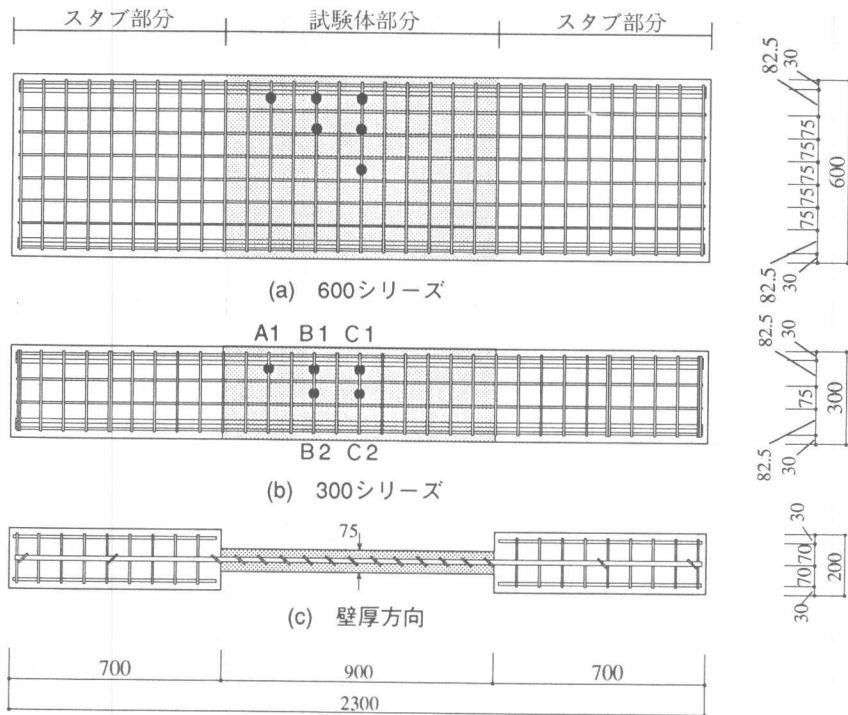


図2 試験体配筋図 (単位mm, ●はゲージ位置)

D6 (降伏強度 392MPa) である。主筋が3本あるのは曲げ降伏に対する補強が必要だったためと、D13への溶接が困難であり、溶接用にD10を用いたためである。また、歪みゲージは図2に示した位置に表裏1枚ずつ貼った。コンクリートは、打設後シートで覆って常圧蒸気養生を行った。実験時の材齢を表1に示す。コンクリート強度については、試験体と同様の養生を行ったテストピースで、材齢16日と26日に圧縮試験を行った。その結果はそれぞれ26.6MPa, 28.4MPaであり、これ以降はコンクリート強度としてその平均値 $\sigma_B = 27.5\text{MPa}$ を用いる。

3. 実験結果

各試験体のせん断強度、せん断力-部材変形関係、せん断補強筋の引張応力-歪み関係をそれぞれ表1, 図4, 図5に示す。600シリーズ, 300シリーズともに、溶接, フック, 結束の順に高いせん断強度を示した。また、溶接とフックとのせん断強度差は600シリーズではかなり小さく, 5%

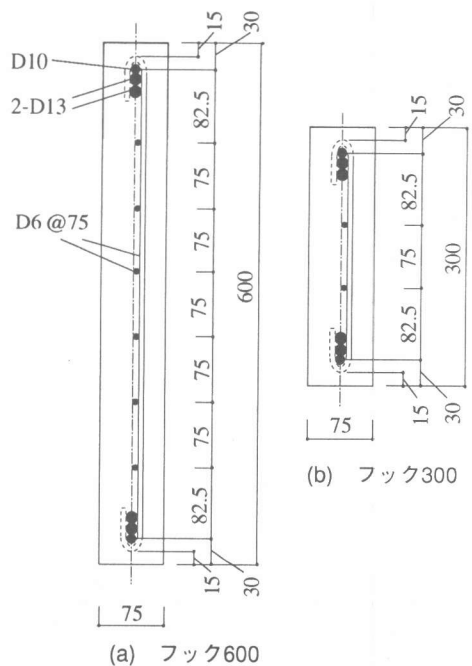


図3 試験体断面図 (単位mm)

に満たない。補強筋応力-部材変形関係 (300シリーズ) を図6に示す。これらのグラフは表裏2枚のゲージの平均歪みを、図5に示したモデル曲線により応力に換算して表した。図中の▼は、せん断力が最大の時の変形を示す。グラフはばらつきが大きい、結束の試験体ではフックや溶接の試験体に比べて全般的に応力が小さい。A1,B1,C1ゲージでは、補強筋の応力が最大になるときの変形と、せん断力のピークとがほぼ一致していると言える。

表1 試験体名と材齢

試験体名	材齢 (日)	せん断強度 (kN)
フック600	16	177
溶接600	19	178
結束600	20	169
フック300	21	78
溶接300	22	85
結束300	23	69

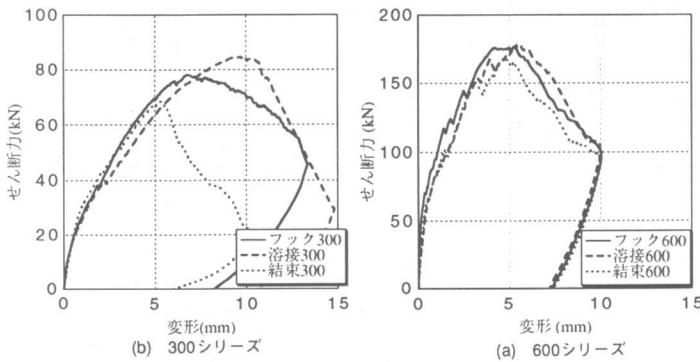


図4 せん断力-部材変形関係

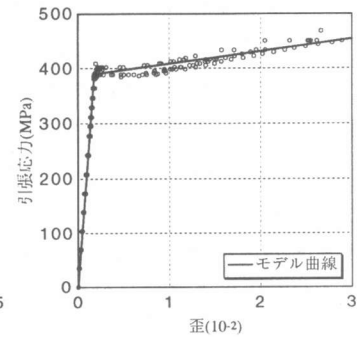


図5 D6鉄筋引張応力-歪み関係

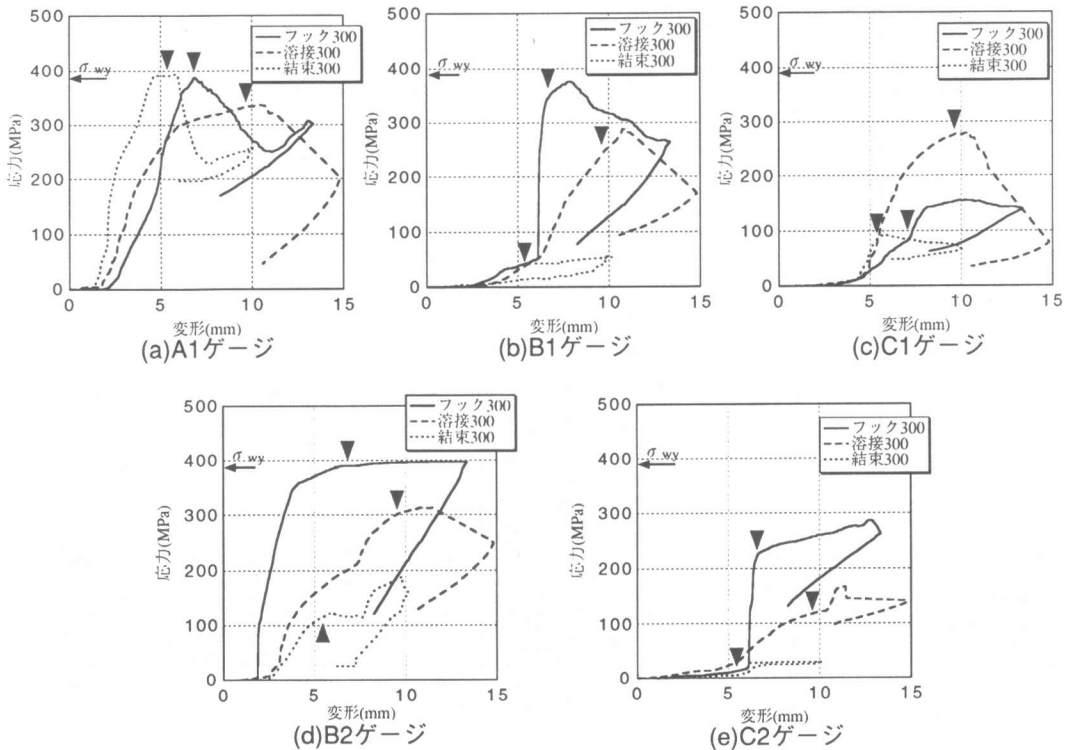


図6 補強筋応力-部材変形関係 (300シリーズ)

4. 付着試験

結束の試験体におけるせん断力は、せん断補強筋とコンクリートとの付着によって負担されている。この付着強度を得るために付着試験を行った。試験体は図7に示したように直径80mm、高さ25mmの円柱形のコンクリートで中心をD6鉄筋が貫いている。直径80mmとしたのは図2の壁試験体の補強筋間隔75mmピッチを模擬している。円柱高さについては50mmのものも作製したがすべて鉄筋が降伏した。試験方法はこのD6鉄筋を ϕ 6mmまたは ϕ 60mmの孔の開いたプレートを通して引っ張り、鉄筋がコンクリートから抜け出すときの力を測定する。結果を図7に示す。得られた平均付着応力は、 ϕ 6では18.2MPa、 ϕ 60では7.9MPaであった。 ϕ 6と ϕ 60の平均付着応力の違いは、 ϕ 60の場合には図8に示すようなコーン状の破壊が起こり、付着無効な長さ l_0 が存在することである。 l_0 はコンクリートの拘束不足により付着破壊が起こらず、破壊面で破壊してしまうときの距離を表しており、図8の値 $l_0=14$ mmとは ϕ 6と ϕ 60の平均付着応力の差から算定している。なお、 τ は ϕ 6の結果より得られた付着応力、 ψ はD6鉄筋の周長である。

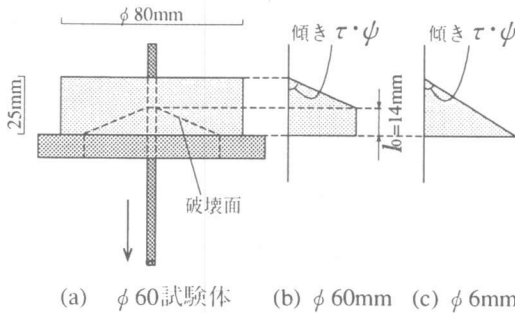


図8 付着試験応力図

5. 溶接試験

溶接の試験体におけるせん断補強筋と主筋との溶接点強度を調べるため、溶接試験を行った。結果を図9に示す。上溶接、下溶接とは、図の通りである。平均溶接点強度は、上溶接では279MPa、下溶接では415MPaであり、溶接の試験体では千鳥溶接を行っているため、以下その平均値347MPaを溶接点強度として用いる。

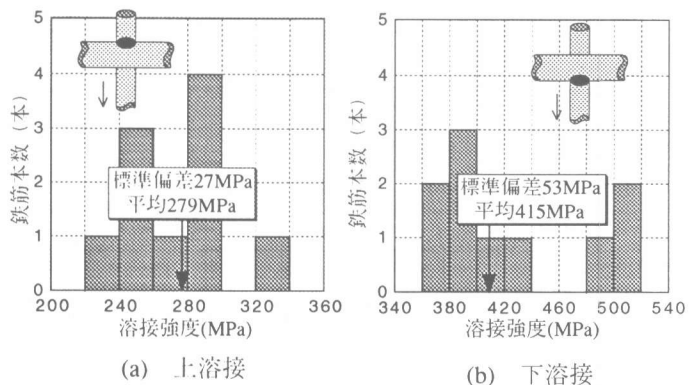
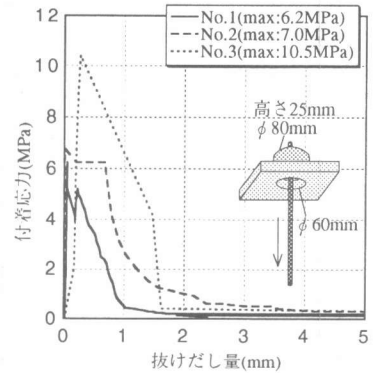
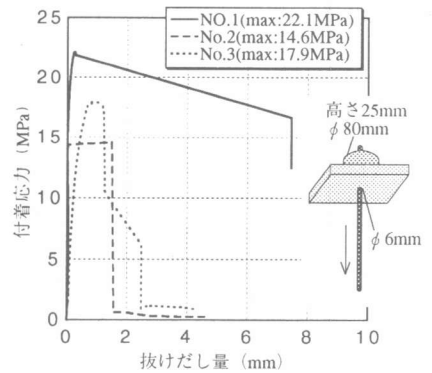


図9 溶接試験ヒストグラム



(a)プレート孔径60mm



(b)プレート孔径6mm

図7 付着試験結果

6. 計算値と実験値の比較

6. 1 上界定理による計算

せん断補強筋の付着力については図10のように付着長さ l_i をとる。この l_i はせん断補強筋端部から破壊面までの距離である。しかし、この付着力はせん断補強筋の降伏強度を越えない。よってせん断補強筋一本分の付着寄与分 T_i は次式で与えられる。

$$T_i = \min[A_v \sigma_{wy}, \tau \cdot \psi(l_i - l_0)] \quad (1)$$

A_v : せん断補強筋断面積, σ_{wy} : せん断補強筋降伏応力, τ : 付着応力 (4章より 18.2MPa), ψ : せん断補強筋周长, l_0 : 付着無効長さ (4章より 14mm)
ここで、壁筋端部が結束の場合は(1)式に従うが、溶接の場合、破壊面を横切るせん断補強筋はすべて降伏するものとする。しかし、計算の結果、結束の場合も破壊面を横切るせん断補強筋は全て降伏するという結果が得られた。よって、(1)式と文献 [2] からせん断強度 V_n は次式となる。

$$V_n = \{(n+1)^2 s^2 + j_e^2 (n+1)s\} b v \sigma_B / 2 + \sum_{i=1}^n T_i \quad (2)$$

n : 破壊面を横切るせん断補強筋の本数,
 s : せん断補強筋間隔, j_e : 有効係数, b : 断面幅, v : コンクリート有効係数 ([2] より $v=0.7-\sigma_B/2000$), σ_B : コンクリート圧縮強度
そして、上界定理により V_n の最小値 V が最終的なせん断強度となる。

$$V = \min(V_0, \dots, V_N) \quad (3)$$

N : 試験体のせん断補強筋本数

これらの計算より得られたせん断強度を図11に示す。上界定理の解は全て実験値を上回った。なお、 $L/D \geq 0.45$ では $n < N$ となる。

6. 2 下界定理による計算

文献 [3] を参考にして、下界定理 (A法) によりせん断強度 V を算定した。図12にせん断補強筋の応力図を示す。図中の j_{te} は付着を考慮した有効断面背で、せん断補強筋が鉄筋の全長さにわたって降伏する、すなわち応力を長方形分布にしたときの長さである。具体的には応力図の斜線部と波線部が同じ面積になるように定める。よって、文献 [3] の下界定理 (A法) に、この j_{te} を用いるとせん断強度 V は次式となる。

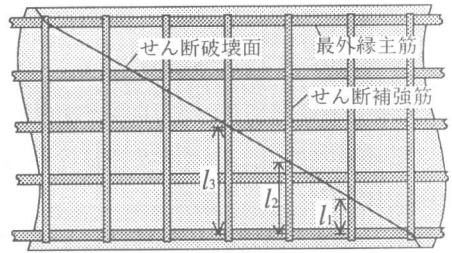


図10 上界定理付着長さ説明図

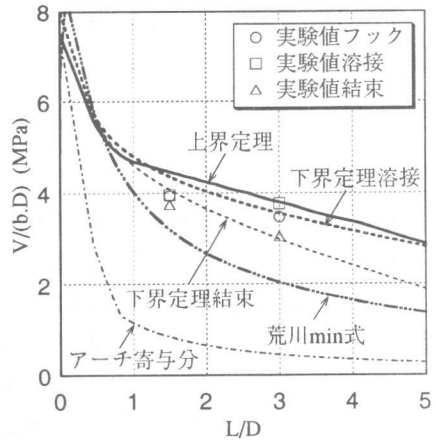


図11 計算値と実験値の比較
(L : 試験部分長さ, D : 断面背)

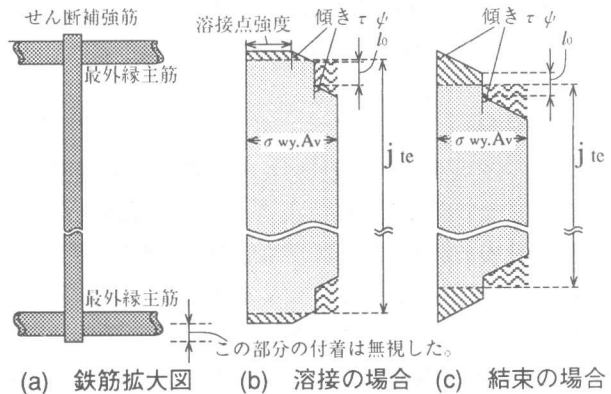


図12 下界定理せん断補強筋応力図

$$V = bj_{lc}p_w\sigma_{wy}\cot\phi + \tan\theta(1-\beta)bD\sigma_e / 2 \quad (4)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}\} / \sigma_e \quad (5)$$

p_w : せん断補強筋比, ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度, θ : アーチ機構の釣合の角度, D : 断面背

算出したせん断強度 V を図 11 に示す。図から A 法は危険側の評価になる恐れがあることがわかる。

6. 3 荒川 min 式による計算

文献 [1] の荒川 min 式により算定したせん断強度を図 11 に示す。荒川 min 式の解はすべて実験値を下回り、安全側に評価できる。

7. 溶接点強度

図 13 では、溶接点強度 - 壁せん断強度の関係を示す。フックの実験値については、図のようにせん断強度と溶接点強度の比率が結束・フック・溶接の間でそれぞれ等しいとしてフックと等価な溶接点強度を定義した。600 シリーズでは各試験体の実験値にあまり差がなく、せん断補強筋端部の影響は小さいといえる。300 シリーズでは、溶接点強度がせん断強度に大きな影響を及ぼしていることがわかる。しかし、溶接点強度が降伏強度の 1/2 以上あれば、せん断補強筋端部を溶接としてもフックと同程度以上のせん断強度が得られる。

8. 結論

(1) シングル配筋の壁の場合、せん断補強筋端部のフックを省略して溶接としても、溶接点強度が

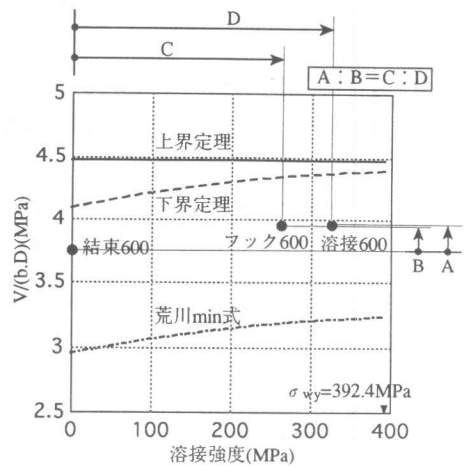
降伏強度の 1/2 以上あれば、端部をフックとした場合と同程度以上のせん断強度が得られる。

(2) シングル配筋の壁のせん断強度は、荒川式により安全側に評価できる。指針 [2] A 法は危険側の評価になる場合がある。

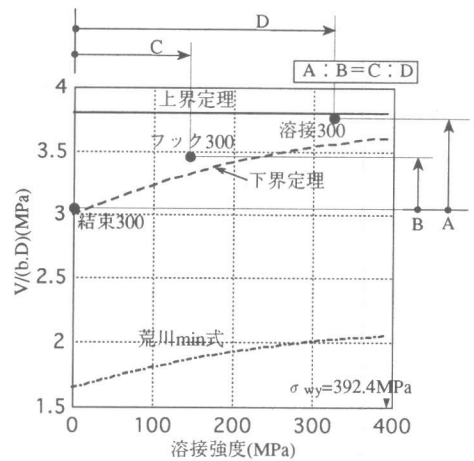
(3) 補強筋端部処理の影響は、 L/D 比が小さい部材ほど少なくなる。本試験体程度の補強筋量で、 L/D が 1.5 以下であれば、せん断強度への影響は 5% 以下である。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988 [2] 市之瀬敏勝，横尾慎一：せん断補強筋間隔が RC 梁のせん断強度に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文報告集，第 437 号，pp.97-103，1992.7 [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，pp.104-116，1990.11



(a)600シリーズ



(b)300シリーズ

図13 溶接点強度-せん断強度関係