

論文 折曲げ定着された鉄筋の定着耐力に与える多段配筋の影響

川角 佳嗣^{*1}・後藤 康明^{*2}・西村 康志郎^{*3}・山崎 寛悦^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造骨組の外柱梁接合部で多用されている折曲げ定着による多段配筋部材を対象として、水平投影長さ等の配筋詳細に関わる項目をパラメータとした片振り加力の引抜実験を 10 体行った。実験の結果、全ての試験体で設計どおり掻出し破壊が最大耐力の決定要因となり、掻出し破壊定着耐力推定式¹⁾は多段配筋の場合でも適応することを示した。また、鉄筋折曲げ部内側のコンクリート支圧応力度実験値は、日本建築学会靱性保証型指針の定着強度式²⁾算定値の 1/4 程度までしか達していないが、最大耐力時以降に折曲げ部付近の段筋間のコンクリートが割裂破壊し、段位置で鉄筋力に差が現れることを確認した。

キーワード：多段配筋, 折曲げ定着, 定着破壊, 支圧強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造において、基礎梁などの部材では設計応力が大きく必要主筋量が多くなるため、主筋が 1 段では納まらず、多段配筋となる場合がある。日本建築学会（以下、AIJ）鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾では付着性能や曲げ耐力の確保等の関係から 2 段までを原則としているが、実際の設計においては 3 段配筋となる場合も見られる。しかし、これまで多段配筋で折曲げ定着された鉄筋の定着性能に関する研究はほとんど行われておらず、現状ではその影響が明らかになっていないまま設計が行われている。

本研究では、投影定着長、コンクリート強度、梁主筋段数、梁せいをパラメータとして、折曲げ定着された鉄筋の片振り加力の引抜実験を行うことで、多段配筋部材における既往の掻出し破壊定着耐力推定式¹⁾の適応性を評価し、その他多段配筋で発生する折曲げ定着時の問題点の検討を行うことを目的とする。掻出し破壊とは、梁筋の外周沿いに接合部を横断して発生するひび割れ面により、折曲げ前方部のコンクリートが塊状のまま掻出される破壊である。

2. RC 柱形に折曲げ定着された梁主筋の引抜実験

2.1 試験体

図-1 に試験体概要、表-1 に試験体パラメータ一覧、表-2、表-3 に材料の力学特性を示す。

試験体は、RC の柱形に多段配筋の 2 列の梁主筋を 90 度折曲げ定着したものである。梁コンクリートおよび圧縮鉄筋は省略している。試験体名は、第 1 項が 1 段目筋（外側筋）の投影定着長（L6 : $16d_b=304\text{mm}$, L2 : $12d_b=228\text{mm}$ ）、第 2 項がコンクリート強度（F3 : F_c30 , F6 : F_c60 ）、第 3 項が梁主筋段数（D : 2 段配筋, T : 3 段配筋）、

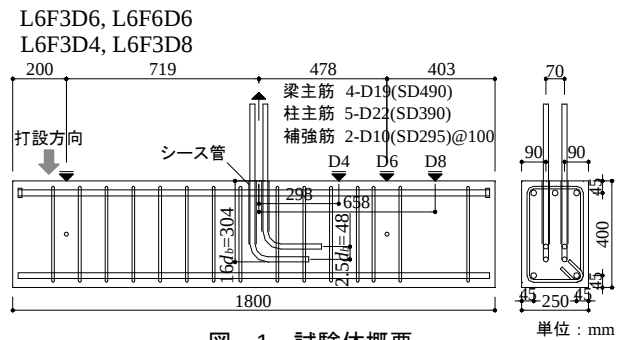


図-1 試験体概要

表-1 試験体パラメータ一覧

試験体名	1段目筋定着長 L_{dhl} (mm)	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	梁主筋段数 n	想定梁せい D_b (mm)
L6F3D6 L6F3T6	$16d_b=304$	30	2 3	600
L2F3D6 L2F3T6	$12d_b=228$		2 3	
L6F3D4 L6F3D8	$16d_b=304$		2	
L6F6D6 L6F6T6	$16d_b=304$		2 3	600
L2F6D6 L2F6T6	$12d_b=228$	60	2 3	

d_b : 鉄筋径

表-2 コンクリートの力学特性

試験体名	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	圧縮強度時歪度 ϵ_{max} (μ)	割線弾性係数 (kN/mm ²)	
				$E_{1/3}$	$E_{2/3}$
L6F3D6	30.8	2.61	2660	27.0	21.9
L6F3T6	30.7	3.02	2580	26.7	22.3
L2F3D6	29.6	2.97	2690	25.3	21.4
L2F3T6	29.5	2.73	2790	26.0	21.3
L6F3D4	30.0	2.73	2700	25.9	21.7
L6F3D8	30.9	2.69	2770	25.8	21.5
L6F6D6	57.3	3.02	2230	34.1	31.6
L6F6T6	59.1	3.21	2320	34.1	31.3
L2F6D6	59.1	3.79	2500	34.2	31.3
L2F6T6	59.6	4.32	2300	35.3	32.6

表-3 鉄筋の力学特性

使用部位	呼び名 (種類)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪度 ϵ_y (μ)	最大応力度 σ_{max} (N/mm ²)	伸び (%)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
梁主筋	D19 (SD490)	538	2820	678	18.6	198
柱主筋	D22 (SD390)	468	2390	646	19.8	203
補強筋	D10 (SD295)	370	1920	524	18.5	196

*1 鹿島建設（株）（元北海道大学大学院生）（正会員）

*2 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門教授 博（工）（正会員）

*3 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門准教授 博（工）（正会員）

*4 北海道大学大学院 工学院空間性能システム専攻大学院生（非会員）

第 4 項が想定梁せい (4 : 400, 6 : 600, 8 : 800mm) を表し、合計で 10 体製作した。いずれの試験体も梁主筋降伏よりも掻出し破壊が先行するように、梁主筋には高強度の D19 (SD490) を使用した。また梁主筋間隔を 48mm ($=2.5d_b$)、折曲げ内法直径を 95mm ($=5d_b$)、側面かぶり厚を 90mm ($>4d_b$) とした。柱断面は 250mm×400mm、柱主筋は引張側に 3-D22 (SD390)、圧縮側に 2-D22 (SD390) を配し、引張側の主筋端部にはナットを溶接して定着した。補強筋は 2-D10 (SD295) @100 を配した。また終局状態において直線部の付着力がなくなることを想定し、当該部分にシーす管を取り付け付着を除去した。

コンクリートは、設計基準強度を 30, 60N/mm² とし、柱形が水平になる方向に置き梁筋取付面から打設した。

2.2 加力方法

図-2 に加力装置概要を示す。

仮想梁の圧縮中心と柱反曲点を反力位置とし、加力治具を介して 1, 2, 3 段目の全鉄筋の変位が等しくなるように梁主筋を静的片振り加力により引抜いた。1Cycle, 2Cycle 目は、掻出し破壊定着耐力計算値の 1/3, 2/3 をそれぞれの目標値とし、ロードセルの計測荷重値による荷重制御とした。最終 3Cycle 目は、1 段目梁主筋付根位置 (柱面) の拔出し変位 (δ_1) による変位制御とし、 $\delta_1 = 20\text{mm}$ まで引抜いた。ただし L6F3T6, L2F3T6 については加力装置の都合上単調加力 ($\delta_1 = 16\text{mm}$ まで) とした。

2.3 破壊性状および荷重変形関係

図-3 に最終破壊状況、図-4 に引張力 (全鉄筋合計) (T) - 1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) 関係 (包絡線)、図-5 に梁主筋折曲げ部の挙動 δ_{slip} を示す。ここで掻出し破壊線は、最大耐力時付近以降において、試験体側面で周りと比べ特にひび割れの拡幅が顕著なひび割れとする。

加力開始後、全試験体とも最初に $\delta_1 = 0.05 \sim 0.24\text{mm}$ で試験体上部梁筋位置に鉛直ひび割れが発生し、その後 $\delta_1 = 0.51 \sim 1.64\text{mm}$ で接合部斜めひび割れ、 $\delta_1 = 0.46 \sim 1.35\text{mm}$ で柱斜めひび割れが発生した。その後 $\delta_1 = 0.80 \sim 2.13\text{mm}$ で図-3 に示す掻出し破壊線を形成後は、当該ひび割れの拡幅が顕著となり、折曲げ部内側に集中的にひび割れが発生した。それに伴い梁主筋近傍のせん断補強筋が降伏した。その後、 $\delta_1 = 4.08 \sim 5.54\text{mm}$ 付近で最大耐力を迎えた。

最大耐力後は、1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) と折曲げ起点変位量 δ_{slip} が等しく推移していき、全ての試験体において梁筋が囲む接合部のコンクリートが梁側に持ち上げられる挙動を示した。また定着長の大きい L6 試験体では、最大耐力以降で梁主筋折曲げ部を中心に放射状にひび割れが発生し、大変位時には側方のかぶりコンクリートの盛り上がりが見られた。

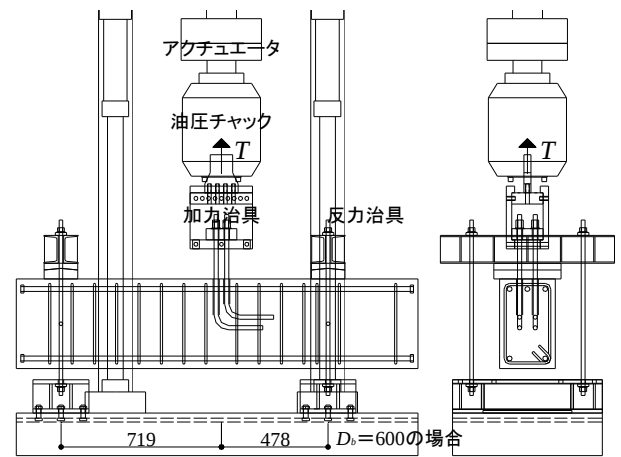
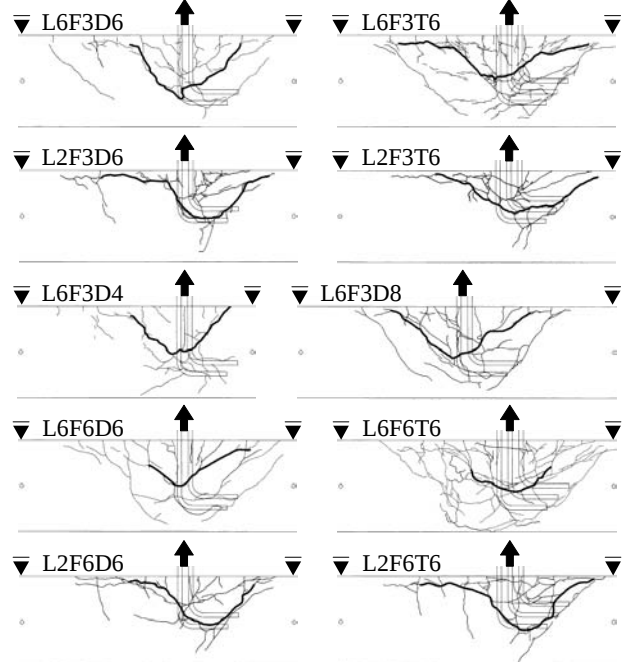


図-2 加力装置概要

単位 : mm



太線 : 掻出し破壊線

図-3 最終破壊状況

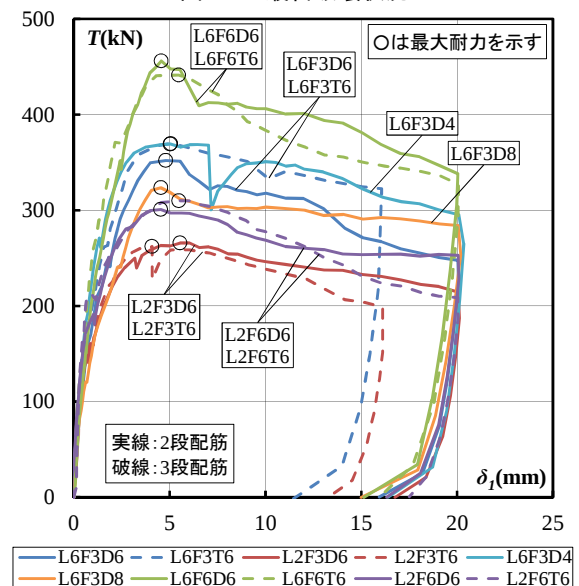


図-4 引張力 (全鉄筋合計) (T) -

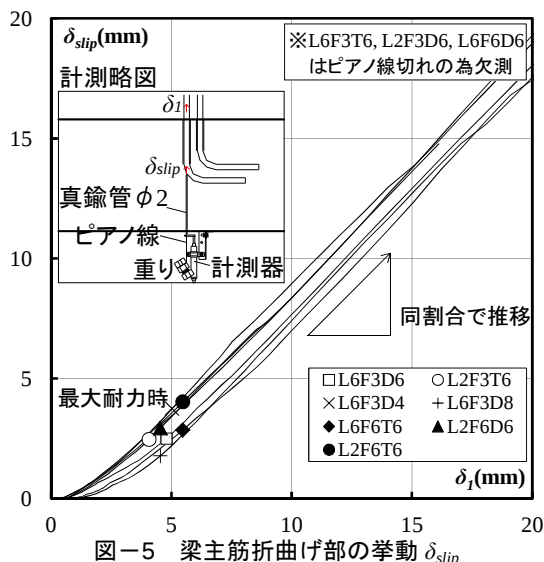
1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) 関係 (包絡線)

2.4 耐力

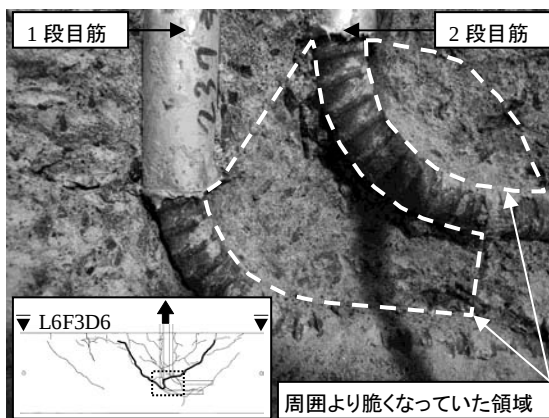
表－4 に耐力一覧を示す。備考に計算で用いた各耐力推定式も併せて示す。揺出し破壊定着耐力推定式¹⁾においては、多段配筋の場合に用いる定着長 L'_{dh} の明確な定義がないため、1, 2, 3 段目筋の L'_{dh} を用いてそれぞれ耐力を推定した。

揺出し破壊定着耐力推定式¹⁾では、材軸方向の梁筋両側にそれぞれ L'_{dh} を取る 45° の仮定破壊面におけるコンクリートと補強筋の抵抗力の和により耐力を推定する。表中では、揺出し破壊定着耐力計算値に対する実験値の比の中で対応の良いものを太枠で囲い示している。結果として定着長の大きいL6試験体では、2段目筋 L'_{dh} を用いた推定値の対応が良く、定着長の小さいL2試験体では、1段目筋 L'_{dh} を用いた推定値の対応が良かった。一般的に、算定時に用いる定着長は1段目筋位置の L'_{dh} を用いる。しかし本実験におけるL6試験体の場合には、1段目筋位置の L'_{dh} による算定値は、実験値を過大評価し、危険側の判断になる可能性があると考えられる。ゆえにこの場合は内側筋の L'_{dh} を用いて算定することで、本耐力推定式の算定値は実験値を安全に評価できる。

AII 靱性保証型指針の定着強度式²⁾は、側方割裂型の定着破壊を対象としており、定着耐力に対して影響を及ぼす主要な因子を折曲げ部におけるコンクリート基準支圧強度（コンクリート強度の0.4 乗に比例）に乗じて評価



図－5 梁主筋折曲げ部の挙動 δ_{slip}



写真－1 梁主筋折曲げ部付近のはつり状況 (L6F3D6)

表－4 耐力一覧

試験体名	実験値		計算値									
	最大耐力時		梁主筋降伏		揺出し破壊定着耐力推定式 ¹⁾							
					1段目筋 L'_{dh} による							
	$exp. T_{max}$ [kN]	δ_1 [mm]	$cal. T_{BY}$ [kN]	実計	$cal. T_{AR1}$ [kN]	実計	$cal. T_{AR2}$ [kN]	実計	$cal. T_{AR3}$ [kN]	実計	AII靱性保証型指針 の定着強度式 ²⁾	実計
L6F3D6	352	4.80	536	0.66	437	0.81	354	0.99	—	—	1510	0.23
L6F3T6	370	5.05	804	0.46	436	0.85	354	1.04	273	1.35	2000	0.18
L2F3D6	266	5.54	536	0.50	283	0.94	205	1.29	—	—	1170	0.23
L2F3T6	262	4.08	804	0.33	283	0.93	205	1.28	129	2.03	1510	0.17
L6F3D4	369	5.03	536	0.69	476	0.78	388	0.95	—	—	1760	0.21
L6F3D8	324	4.54	536	0.60	422	0.77	343	0.94	—	—	1400	0.23
L6F6D6	456	4.56	536	0.85	528	0.86	429	1.06	—	—	1940	0.24
L6F6T6	441	5.47	804	0.55	534	0.83	434	1.02	336	1.31	2600	0.17
L2F6D6	301	4.54	536	0.56	354	0.85	260	1.16	—	—	1550	0.19
L2F6T6	310	5.48	804	0.39	355	0.87	260	1.19	168	1.85	2000	0.16

〔備考〕

揺出し破壊定着耐力推定式¹⁾

$$cal. T_{AR} = T_c + T_w \text{ (kgf)}$$

T_c : コンクリートの抵抗力 T_w : 横補強筋の抵抗力

$$T_c = 2L'_{dh} \cdot b_e \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot (1 + 6.32\sigma_0 / \sigma_B) / \sin\theta$$

L'_{dh} : 定着投影長さ $-d_b/2$ k_w : 横補強筋有効係数 $=0.7$

b_e : 接合部有効幅 a_w : 梁筋の上下 L'_{dh} 区間に配筋

σ_B : コンクリート圧縮強度 σ_{wy} : 横補強筋の降伏応力度

σ_0 : 柱軸応力度

θ : ストラット角度 * 靱性式の L_{dh} と異なる点に注意

靱性保証型定着強度式²⁾

$$cal. T_{AS} = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \cdot r \cdot d_b \cdot n \text{ (N)}$$

k_c : 側面かぶり厚さの効果 σ_B : コンクリート圧縮強度

$$k_c = 0.4 + 0.1 \cdot C_0 / d_b \leq 1.0$$

k_j : 折曲げ位置の効果 d_b : 定着筋の公称径

$$k_j = 0.6 + 0.4 \cdot L_{dh} / j \leq 1.0$$

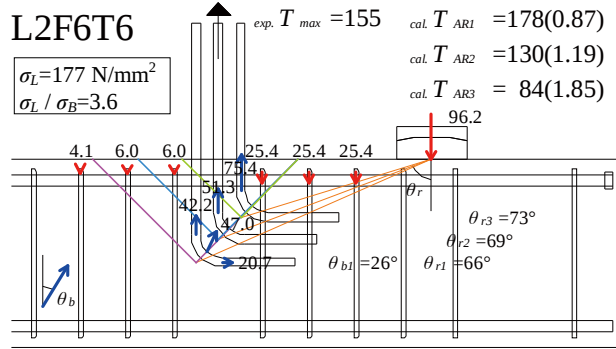
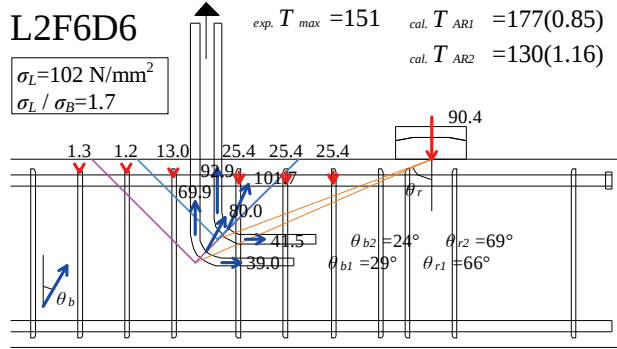
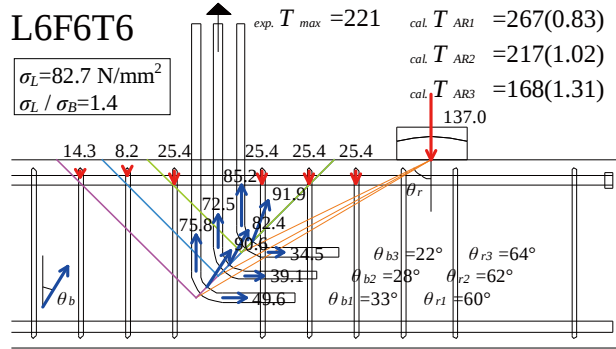
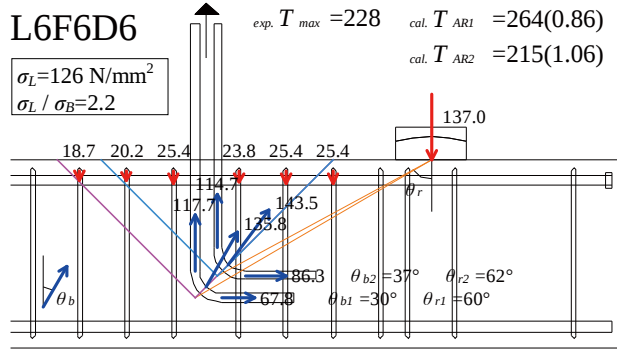
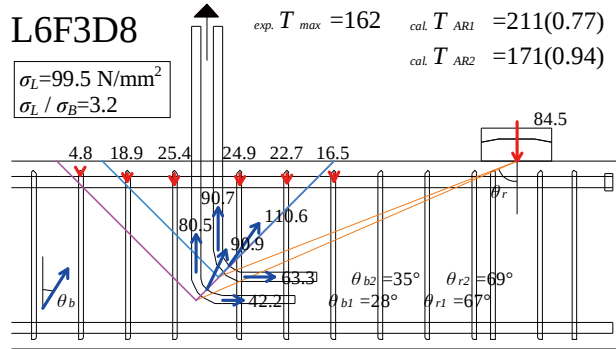
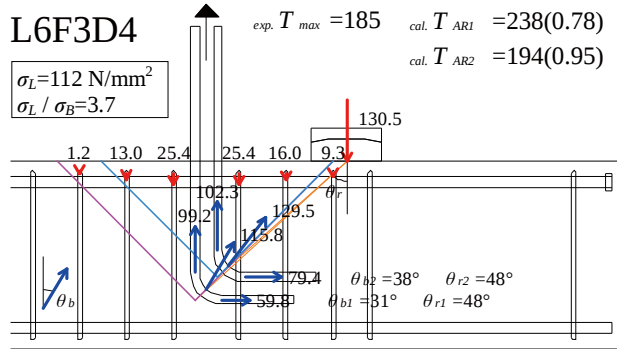
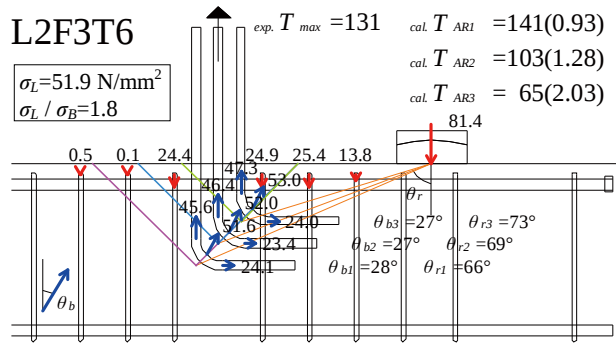
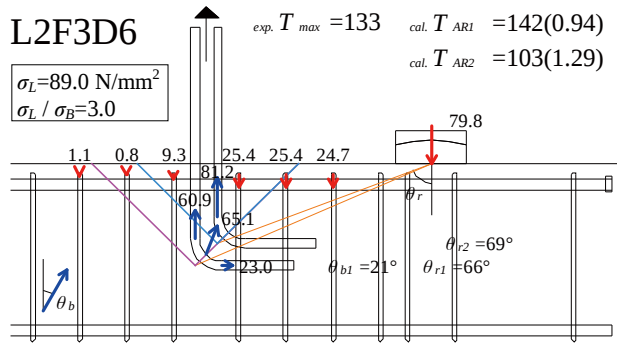
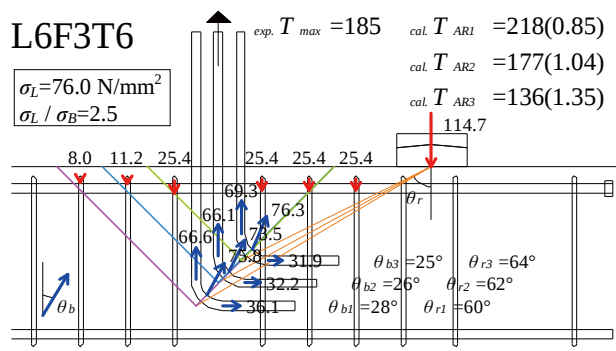
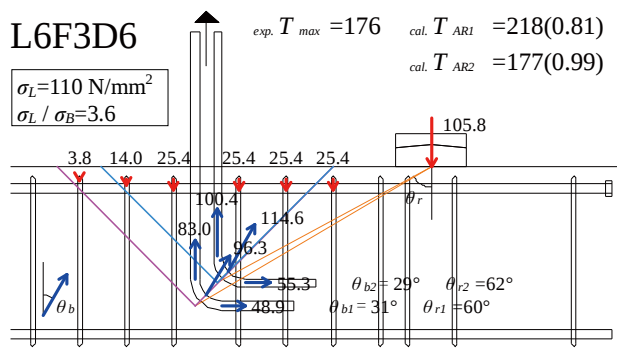
k_d : 定着投影長さの効果 n : 定着筋の本数

$$k_d = 0.5 + L_{dh} / 30d_b \leq 1.0$$

k_s : 横補強筋の効果 C_0 : 定着筋の側面かぶり厚さ

$$k_s = 0.7 + 0.5 \cdot d_s^2 / d_b^2 \leq 1.0$$

d_s : 定着部の横補強筋径



図中の数字は鉄筋力[kN], $\theta_{b1} \sim \theta_{b3}$ は段位置別の支圧力と垂線のなす角度, $\theta_{r1} \sim \theta_{r3}$ は段位置別の接合部ストラット角度を表す。
L2F3D6, L2F6T6の一部矢印がないものはゲージ切れのため欠測。また, 最大耐力 exp. T_{max} (実験値) と揺出し破壊定着耐力 cal. $T_{AR1} \sim$ cal. T_{AR3} (計算値) (統一のため 1/2 の値) を示す。1 本あたりの梁主筋降伏力: $T_y = 152$ [kN], 1 本あたりの補強筋降伏力: $T_y = 25.4$ [kN]

図－6 最大耐力時の応力状態 (試験体半分)

している。本来側方割裂が生じる最外の鉄筋 1 本に対して評価すべきと考えるが、ここでは比較のため梁主筋本数を乗じ全鉄筋力の耐力として算定した。この計算値は実験値を大きく上回り、全試験体とも計算値に対する実験値の比が 1/4 以下となった。このことから最大耐力時において、靱性式で仮定するコンクリート支圧強度レベルには達していないことを示している。

3. 多段配筋で発生する折曲げ定着時の問題点

3.1 コンクリートの局所的な破壊

写真-1 に実験終了後行なった梁主筋折曲げ部付近のコンクリートはつり状況 (L6F3D6) を示す。

折曲げ部付近のコンクリートの破壊状況を確認する目的で、実験終了後に試験体のはつりを行った。写真中の 1 段目筋と 2 段目筋の折曲げ部に挟まれた領域と 2 段目筋の折曲げ部直上のコンクリートが 1 段目筋から 2 段目筋に向かう方向に層状に破壊し、その周囲の部分と比べて脆くなっていた。3 段配筋の L6F3T6 試験体においても同様に、1, 2, 3 段目筋の折曲げ部に挟まれた領域と 3 段目筋の折曲げ部直上がその周囲よりも脆くなっていた。

3.2 最大耐力時の応力状態

図-6 に最大耐力時の応力状態 (試験体半分) を示す。梁主筋とせん断補強筋 (試験体片側 1 本にのみ貼付) のひずみゲージにより計測した最大耐力時のひずみを材料試験で得られた応力-ひずみ特性 (バイリニアモデル) を用いて、鉄筋力に換算し図示した。梁主筋については各段の引張力 (折曲げ起点) と折曲げ終点 (余長開始点) での鉄筋力のベクトル和により支圧力を求め、大きさと角度を図示した。さらに既往の研究⁴⁾と比較するため、最内側筋の支圧力を支圧面積で除した支圧応力度 σ_L とそのコンクリート強度に対する比 σ_L / σ_B を枠内に示した。注意点として、各試験体の右上に示した最大耐力実験値および掻出し破壊定着耐力計算値は、比較対象の鉄筋力と統一するため半分の値としている。

折曲げ部の付着が失われると折曲げ起点と折曲げ終点での鉄筋力が等しくなり、その反力として発生する折曲げ部での支圧力と垂線のなす角度 θ_{b1} , θ_{b2} , θ_{b3} は 45° となる。付着が健全であると終点より起点での鉄筋力が大きく、この場合に支圧力の向きは 45° より小さくなる。いずれの試験体も最大耐力時には、各段の支圧力の角度 θ_{b1} , θ_{b2} , θ_{b3} は 45° 以下であるので、この時点では折曲げ部における付着力 (摩擦力) は健全であると考えられる。すなわち最大耐力時点では支圧力を受けている折曲げ部直上のコンクリートは破壊まで至っていないと推定できる。

また 2.4 耐力においても述べたが、実験時の折曲げ部におけるコンクリート支圧応力度は AIJ 靱性保証型指針の定着強度式²⁾で仮定する支圧強度レベルにほとんど達

していない。さらに、U 形梁主筋定着における支圧強度に関する実験的研究⁴⁾によれば、局部圧縮破壊する時の折曲げ定着部の支圧強度は、コンクリート強度の 7.9~15 倍以上ある。これに対して本実験における最大耐力時の最内側筋の支圧応力度 σ_L は $51.9 \sim 126 \text{ N/mm}^2$ であり、コンクリート強度の 1.4~3.7 倍程度までしか至っていないことから、純粋に折曲げ部のコンクリートが局部圧縮破壊をしたとは考えにくい。

せん断補強筋の挙動を見ると、梁筋付近の接合部側補強筋はほぼ降伏しており (図-6 補強筋力参照)、柱側もそれに近い応力レベルまで達している。また、ほとんどの試験体で柱側よりも接合部側の方が引張応力が大きく、特に定着長の小さい L2 試験体でその傾向が見られた。これは L2 試験体の掻出し破壊面形成位置 (図-3 参照) が仮定破壊面に比べ接合部側によっていることと対応している。結果として、算定上の仮定破壊面位置と実験時の破壊面位置が異なる試験体についても、求められた推定値は実験値とほぼ対応しており (表-4 参照)、コンクリートと横補強筋の抵抗力の和で表される推定式は、多段配筋においても精度の良い推定が可能である。

以上を総合すると、最大耐力は局所的なコンクリートの破壊ではなく掻出し破壊で決まったと考えられる。

3.3 大変位時の挙動

図-7 に段位置別の鉄筋引張力 (T_s) - 1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) 関係 (包絡線) を示す。段位置別に梁主筋付根位置 (柱面) でのひずみ計測値 (東西 2 列の平均) を材料試験結果から鉄筋力に換算することで求めた。

段位置別に比較すると、おおよそ最大耐力時付近でまず 1 段目筋 (外側筋) の耐力が頭打ちとなり、その後も 2, 3 段目筋 (内側筋) の耐力は上昇もしくは一定で推移していき最大を迎えている傾向がある。このことから、はつり状況から確認された局所的な破壊は、最大耐力時以降に折曲げ部での変位が大きくなったことに起因するコンクリートの割裂破壊と推測される。さらにいえば、破壊の過程としてまず外側筋の支圧を受けるコンクリートが割裂破壊を起し、その後外側筋で受け切れなくなった荷重が内側筋にかかり、内側筋の支圧を受けるコンクリートが割裂破壊していくと考えられる。

4. 結語

折曲げ定着された鉄筋の定着耐力に与える多段配筋の影響を検討する目的で、10 体の片振り加力引抜実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 掻出し破壊定着耐力推定式¹⁾は、多段配筋においても精度の良い対応を示すが、算定上の想定破壊面を何段目の鉄筋位置にとるかによっては危険側の評価にもなり得る。

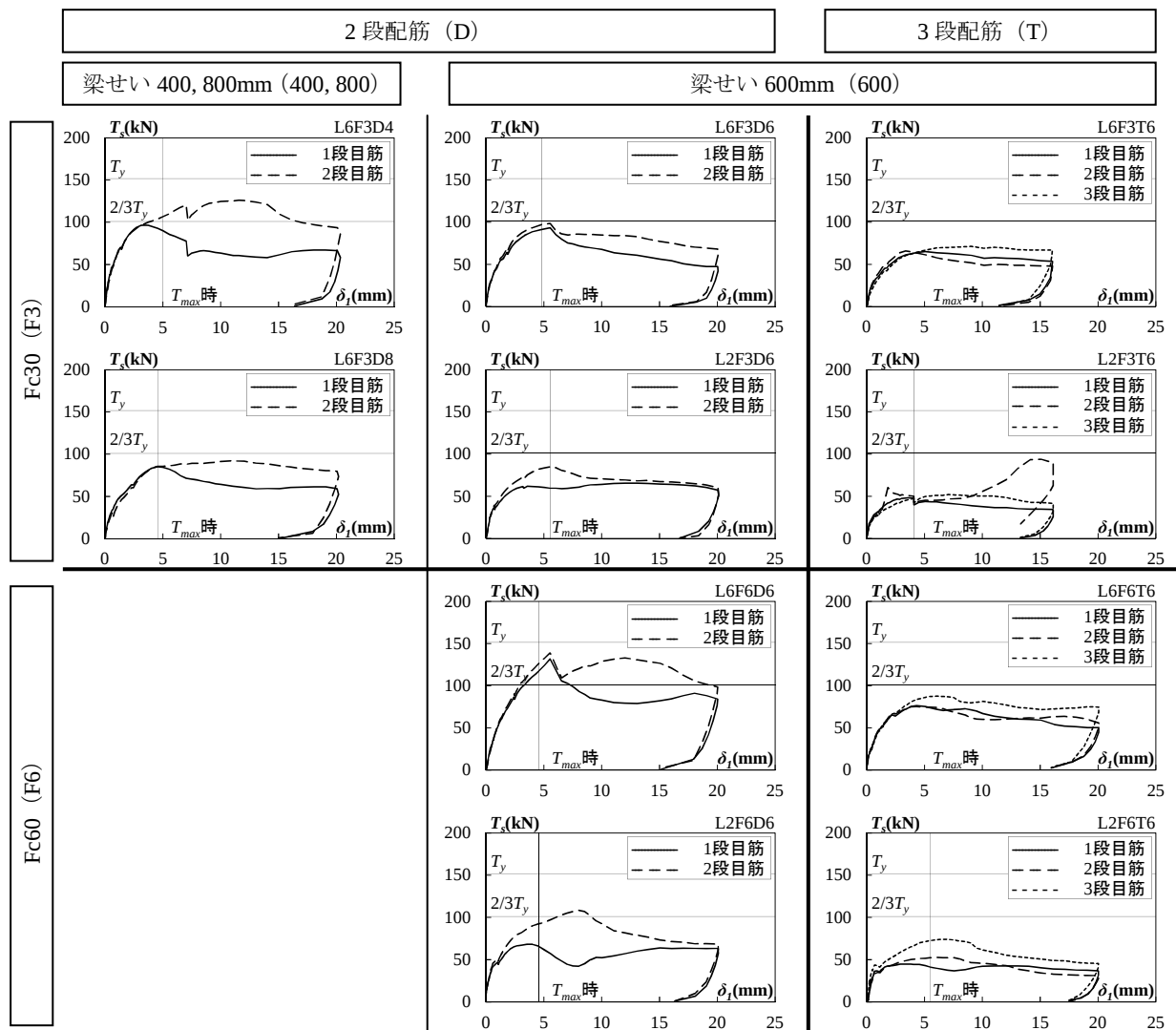


図-7 段位置別の鉄筋引張力 (T_s) - 1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) 関係 (包絡線)

- 最大耐力時には、折曲げ内側コンクリートの支圧応力度が算定式で仮定している支圧強度にはほとんど達していないことや、梁主筋力の応力状態から折曲げ部の付着力が健全であることから、耐力時にはコンクリートの局部圧縮破壊はしておらず、大変位時に梁主筋が大きく動いたことによってコンクリートが割裂破壊したと推測される。
- 実験後のかぶりコンクリートのはつり状況から、加力終了時には梁主筋折曲げ部直上のコンクリートが局所的な破壊をしていることを確認した。

本実験では梁主筋直線部の付着を除去していることや鉄筋の引抜き加力を鉄筋の位置によらず一様に制御したことから、実構造物における挙動とは相違があると考えられるが、実験で示された挙動は部材の終局状態では生じる可能性が十分に考えられる。今後は、実構造物の挙動を忠実に再現した試験体を用いてさらに検討を行う予定である。

謝辞

本研究は科学研究費補助金（基盤 C：23560658）の助成を受けたものである。また試験体の製作にあたり、太平洋セメント（株）よりセメントを提供して頂いた。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 城 攻，後藤康明，柴田拓二：RC 柱梁接合部の内に定着される 90° 折曲げ筋の破壊モードと定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, pp.159-164, 1993.6
- 日本建築学会編：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，丸善，pp.259-268, 1999.8
- 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，丸善，pp.229-256, 2010.2
- 金子貴司，丸太 誠，後藤康明：U 形梁主筋定着における支圧強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2, pp.691-696