

# 論文 RC造最上階外柱梁接合部に折曲げ定着された梁上端筋の破壊性状

後藤 康明\*1・城 攻\*2・寺井 雅和\*3・山崎 友嗣\*4

**要旨:**RCラーメン架構の最上階外柱梁接合部内に90°折り曲げ定着された梁上端筋を対象にして、水平投影定着長、余長部長、コンクリート強度、横補強筋比、梁筋径、梁筋強度、折曲げ半径が定着破壊性状に及ぼす影響を実験的に検討し、これらの影響要因に対する破壊形式を分類し、定着耐力に与える影響を明らかにした。

**キーワード:**折曲げ定着、定着耐力、剪断耐力、掻き出し破壊、柱梁接合部、最上階

## 1. はじめに

RC造柱梁接合部の梁筋の定着には、外柱では90°折曲げ定着を行い、内柱では、通し配筋を行うのが一般的である。この時、最上階外柱梁接合部において梁上端筋は接合部内に定着されるが、その引き抜き力による破壊形式・応力伝達経路・耐力評価法はまだ解明されていない。また最適横補強筋量、梁筋抜け出し防止法などに関する資料が少なく、適切な設計法が確立されていないのが現状である。本報告では著者らにより、これまでにやってきた中間層のト形柱梁接合部における梁主筋の定着性能に関する実験的研究[1]を踏まえて、最上階外柱梁接合部内に90°折曲げ定着された梁上端筋を対象にして、水平投影定着長、余長部長、コンクリート強度、横補強筋比、梁筋径、梁筋強度、折曲げ半径の定着破壊性状に及ぼす影響を検討したものである。尚、繰返し加力の影響は付着破壊と異なり、ト形柱梁接合部でも示されたように定着破壊では小さいものと考えている。

## 2. 実験変数

### 2. 1 試験体概要および実験変数

試験体は図-1に示す梁コンクリート及び圧縮側梁筋を省いた柱形を基本形として用いている。試験体は一体につき、二つの試験部分を有するもので余長部を90°に折曲げた梁上端筋を柱形試験体の端部に定着させたものである。実験変数は大きく分けて、梁筋を柱筋のフック内に定着させたTAシリーズとフック外に定着させたTBシリーズとに分かれる。基準試験体はそれぞれTA19-2とTB19-2であり、他の試験体はこの基準試験体に対して実験変数のみを変化させた。採用した実験変数は表-1に示すように水平投影定着長、余長部

表-1 実験変数一覧

試験体	実験変数	採用変数
<b>TAシリーズ</b>	<b>水平投影定着長</b>	$L_d=340mm$
TA19-2	TA基準試験体	本文・脚注参照
TA19-1	余長部長	8d(152mm)
TA19-3	〃	24d(456mm)
TA19-2CH	コンクリート強度	$F_c=45MPa$
TA19-2CL	〃	$F_c=20MPa$
TA19-2S	柱主筋定着	90°定着
TA13-1	梁主筋径, 余長部長	D13, 8d(104mm)
TA13-2	〃	D13, 16d(208mm)
<b>TBシリーズ</b>	<b>水平投影定着長</b>	$L_d=270mm$
TB19-2	TB基準試験体	本文・脚注参照
TB19-1	余長部長	8d(152mm)
TB19-3	〃	24d(456mm)
TB19-2P2	剪断補強筋比	$p_w=0.63\%$
TB19-2P3	〃	$p_w=1.00\%$
TB19L-2	梁主筋強度	$\sigma_y=345MPa$
TB19R-2	折曲げ半径	$r=5d(95mm)$
余長部長=16d(304mm)、梁主筋径=D19、 $\sigma_y=645MPa$ $r=3d$ 、 $F_c=30MPa$ 、 $p_w=0.21\%$ 、 $w\sigma_y=345MPa$		

\*1北海道大学助教授  
\*2北海道大学教授  
\*3北海道大学大学院  
\*4日産建設株式会社

大学院工学研究科社会基盤工学専攻、工博(正会員)  
大学院工学研究科社会基盤工学専攻、工博(正会員)  
大学院工学研究科建築工学専攻、工修(正会員)  
建築部、工修(非会員)

長、コンクリート強度、柱主筋定着、横長補強筋比、梁主筋径、梁主筋強度、折曲げ半径とした。

基準試験体(TA19-2、TB19-2)は、柱幅 $b_c=300\text{mm}$ 柱せい $D_c=400\text{mm}$ の柱断面に梁筋4本を側方被り厚(=外側梁筋芯から柱側面までの距離) $C_o=64.5\text{mm}$ 、梁筋間隔 $S_o=3d_b=57\text{mm}$ ( $d_b$ は梁筋公称径 $19\text{mm}$ )水平投影定着長 $L_{dh}=340\text{mm}$ (TAシリーズ)と $L_{dh}=270\text{mm}$ (TBシリーズ)、余長部長 $L_t=16d_b=304\text{mm}$ 、折曲げ内法半径 $r=3d_b=57\text{mm}$ 、梁応力中心間距離 $j_b=328\text{mm}$ 、横補強筋比 $p_w=0.21\%$ 、柱筋 $180^\circ$ フックとしたものである(材料強度は表-1の脚注参照)。接合部外の柱部分は高補強し剪断破壊を防いでいる。

試験体に用いた鉄筋及び代表的なコンクリートの力学的性状を表-2に示す。粗骨材には試験体の縮小比に合わせて $13\text{mm}$ 以下の碎石を使用している。梁主筋にはD19(ネジッ)とD13(ナミッ)、柱主筋にはD16、剪断補強筋には $6\phi$ の鉄筋を使用している。

## 2.2 加力方法

柱梁接合部は最上階を想定しているので、実架構の地震時応力を模擬するために図-1及び図-2に示すように一方向単調漸増引張り $P_1$ を梁筋端に加える。梁筋圧縮側の反力 $R_1$ は、仮想梁の圧縮位置に柱全幅にわたり、仮想梁せいの $0.2$ 倍を覆う鋼板をあてがい、これを介して支持した。柱の反力位置は過大な曲げ亀裂を避けるために実際の柱反曲点と関係なく $R_2$ に設けた。なお試験機の都合上、試験体を上下逆さにした状態で加力実験を行った。

## 2.3 計測方法

図-3に示す計測フレームに対する相対変位として、各梁筋の梁付け根位置の水平変位を計測した。これは後出の図-6に示されるように柱部の亀裂は少なく剛体に近いため、上記の変位は柱部を基準点とする梁筋の相対変位として得られる。また本報では論じていないが接合部変形を検討するために、柱パネル4隅の鉛直・水平方向変位、柱側面及び頂面の膨らみ変形も計測した。この他に、主筋・横補強筋の主要な位置の歪を歪ゲージで計測した。

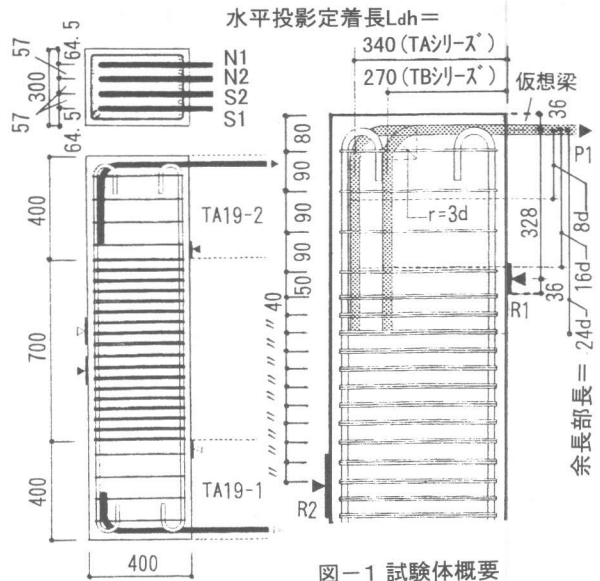


図-1 試験体概要

表-2 使用材料の力学的性状

鉄筋径	$\sigma_y$	$\varepsilon_y$	伸び率	コンクリート	$\sigma_B$	$\varepsilon_{max}$	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$
D19h	667	0.356	14.1	$F_c=20$	26.4	0.276	21.8	18.8
D19	386	0.214	24.6	$F_c=30$	34.7	0.283	25.5	21.4
D13h	728	0.359	13.1	$F_c=45$	44.7	0.292	26.8	23.8
D16h	795	0.425	14.8	[ $F_c, \sigma$ : MPa]				
D16	384	0.238	20.9	[ $\varepsilon$ , 伸び率: %; E: GPa]				
$6\phi$	369	0.172	23.2	h: 高強度鉄筋				

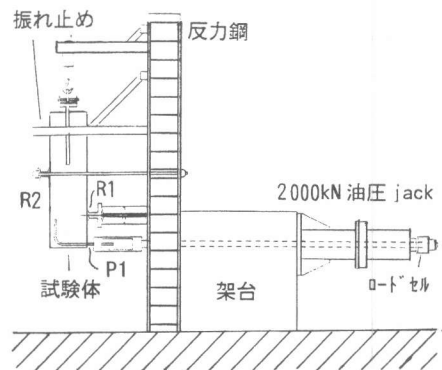


図-2 加力装置概要

### 3. 実験結果及び考察

最上階外柱梁接合部における梁上端筋の定着による破壊の特徴は、梁筋折曲げ部が柱外側主筋の180°フックと重なる様に水平投影着長を大きくしたTAシリーズと、この柱主筋フックの内側で折り曲げ定着したTBシリーズとで大きく異なっている。

#### 3. 1 破壊性状

最上階外柱梁接合部の梁上端筋の引き抜きによる破壊過程の一般的な亀裂パターンと亀裂の発生過程は概ね次の通りである。

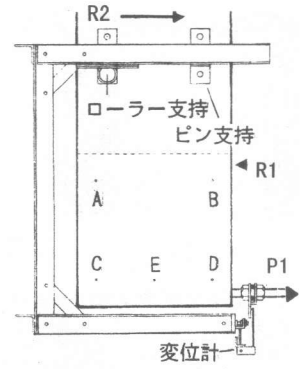
【TAシリーズ：図-4】①：接合部頂面に梁筋付け根位置から梁筋水平定着部沿いに亀裂が発生するが、その後は殆ど拡幅しない。②：接合部下端引張側に曲げ亀裂が発生する。③：梁筋水平定着部中央から圧縮隅角部に向かう斜め亀裂が発生し、最初の剛性低下が現れる。④：梁筋折曲げ開始点付近から圧縮隅角部に向かう剪断亀裂が発生して著しく剛性が低下し、最大耐力に至ることが多い。⑤：梁筋折曲げ終点から余長部沿いに割裂亀裂が発生し、この亀裂によって最大耐力に至る場合もある。⑥：上記⑤の亀裂の発生とほぼ同時期に、梁筋定着余長部中央から圧縮隅角部に至る斜め亀裂が発生する。⑦：梁筋付け根部から折り曲げ開始点に向かう亀裂が発生する。⑧：接合部圧縮側柱主筋沿いに亀裂が発生する。

最大耐力は、④または⑤亀裂の発生時に対応する。最大耐力以降の変形増大に伴って、④亀裂が拡幅し、梁側部分の三角形状コンクリートがおおむね塊状のまま回転移動して掻き出し破壊性状を示す。しかし、余長部が最も長いTA19-3と柱筋90°フック定着のTA19-2Sは接合部全域に亀裂が生じ、剪断破壊性状を示した。

【TBシリーズ：図-5】①～③：TAシリーズの①、②、④と同じ性状である。④：梁筋折曲げ余長部から余長部先端を通り、さらに圧縮隅角部へ向かう亀裂が発生する。この亀裂はさらに接合部頂面にも達し、主要な亀裂となる。⑤：TAシリーズの⑦と同じ亀裂が発生する。

最大耐力は、③亀裂発生時に対応する。余長部長さが16d以上の場合には最大耐力以降の変形は④亀裂が拡幅し、最終的な破壊面となるのもこの亀裂であり、折り曲げ筋の内側コンクリートが塊状のまま梁側へ回転変形する掻き出し破壊性状を示して③に相当する剪断亀裂は拡幅せず主要な亀裂とならない。

【個別の破壊状況：図-6】実験終了時の最終破壊状況を例示した。(1)水平投影着長の相違を基準試験体で比べると、TB19-2は柱筋フックと梁筋折曲げの両余長部間に生じた④亀裂で破壊し、TA19-2は柱筋フックと梁筋折曲げ部が交差するため梁筋の抜け出しが拘束されて対角線上の④亀裂で破壊した。(2)余長部長さが短いTB19-1では④より先に生じた③亀裂で破壊に至り、余長部の長いTA19-3では接合部全域の圧縮破壊を示した。(3)コンクリート強度が高いTA19-2CHや横補強筋量が多いTB19-2P2は、亀裂が分散し破壊領域が拡大する。(4)逆に鉄筋強度が低いTB19L-2や鉄筋曲げ半径が大きいTB19r-2は、余長部からの滑り出しが激しいため余長部添いの④亀裂に破壊が集中する。



A~E：変位計測標点  
図-3 計測装置概要

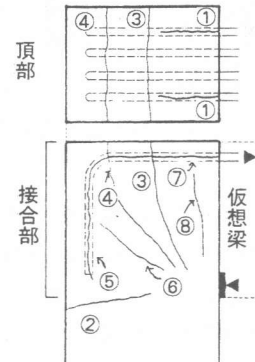


図-4 TAシリーズ亀裂パターン

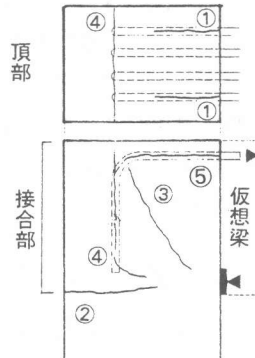


図-5 TBシリーズ亀裂パターン

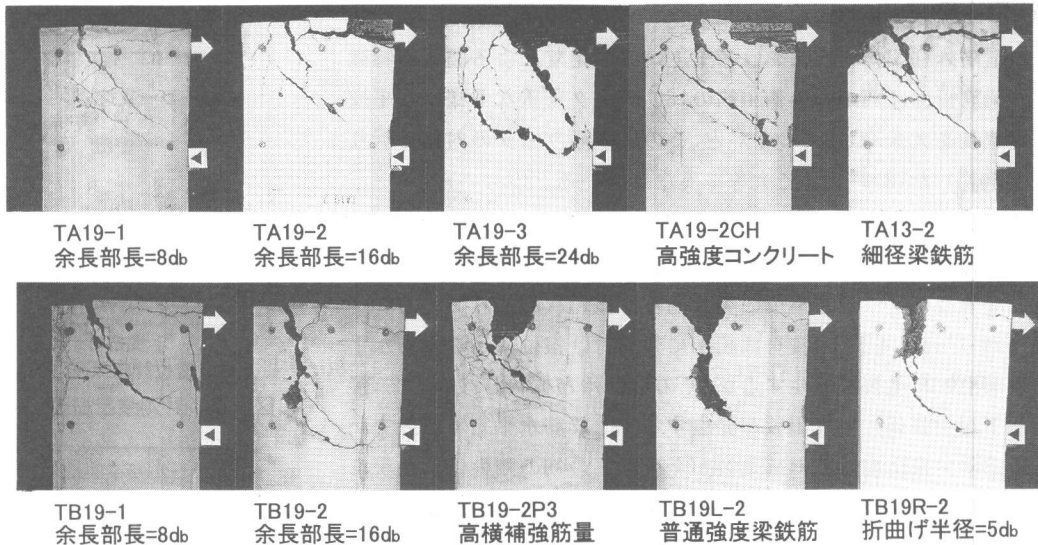


図-6 実験終了時の破壊状況(上段  $L_{dh}=340\text{mm}$ 、下段  $L_{dh}=270\text{mm}$ 、矢印: 梁鉄筋、▲印: 反力点)

### 3. 2 初期剛性低下時耐力

TAシリーズの基準試験体TA19-2を例にして、梁筋引き抜き力  $T$  (= 合計鉄筋力) と梁付け根位置の水平変位  $Db$  の関係を図-7に示す。梁筋水平定着部中央から梁圧縮部に向かう斜め亀裂(図-4の③)が発生すると初期剛性の低下が見られる。TBシリーズにおいても図-5の③の亀裂発生時がこれに対応する。従って、剪断亀裂発生耐力を初期剛性低下時耐力として評価できる。剪断力による主引張応力度が、コンクリートの引張強度を超えると接合部内に剪断亀裂が発生すると考え、主応力度式に基づき次の条件式が与えられる。

$$\text{cal } \tau_{cr} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0} \quad (1)$$

$\sigma_t$ : コンクリート引張強度(=  $0.44\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度

$\sigma_0$ : 柱軸応力度(=0、最上部に柱軸力

は働かないため): 単位は全て [MPa]

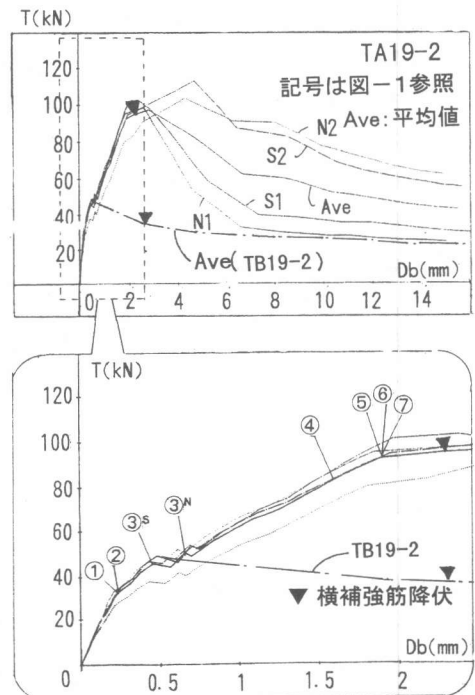


図-7 梁筋引き抜き力と抜け出し量の関係

$\sigma_B$  から  $\sigma_t$  への変換係数は筆者らの既往のRC造柱・梁接合部実験では0.31~0.44の範囲で分散しているが、本式では実験値の対応が良い値として0.44を採用した。重力単位系では1.4に相当する。

TAシリーズとTBシリーズは、上述のように剛性低下の原因となる斜め亀裂の発生位置が異なる。これは亀裂時に作用する梁筋引き抜き力が水平定着長の大きいTAシリーズでは、主に水平定着部の付着力によって伝達されるのに対し、TBシリーズでは付着力の他に折曲げ部の圧縮力が協力するためと考えら

れる。そこで、亀裂発生状況に対応させて前者は折曲げ開始点を、後者は折曲げ45°位置を通るものとして応力発生域の範囲を仮定し、剪断亀裂発生時の接合部剪断力 $Q_{cr}$ [=合計鉄筋力]を下式で算定した。

$$\text{cal } Q_{cr} = \text{cal } \tau_{cr} \cdot b_c \cdot L_s \quad [N] \quad (2)$$

$b_c$ : 柱幅[mm]

$L_s$ : 梁筋付け根からの距離[mm]

TAシリーズ:225mm、TBシリーズ:245mm

実験値及び計算値を表-3に示す。ほとんどの試験体でexp/calが±20%以内に納まるので、上記の仮定による初期剛性低下時耐力の評価は実用的に有効であると考えられる。しかし、余長部が長い試験体と柱主筋を90°に折り曲げ定着した試験体は、対応が悪いのでこれらの影響を含めた精度の良い耐力式を提案する必要がある。

### 3.3 定着耐力に及ぼす実験変数の影響

各試験体の最大耐力を表-4に示す。

【TAシリーズ】柱筋とそのフックが梁筋余長部と折曲げ部に近接しているために継ぎ手効果が現れ、梁筋余長部長 $[L_s]$ の増加により、梁筋力が柱筋へ伝達されて定着耐力が直線的に増加したと考えられる(図-8)。しかし柱筋を90°に折曲げて梁筋との重なりを最も大きくしたTA19-2Sの耐力が最大となり、概ね柱梁接合部の剪断耐力に達したと思われる。

【TBシリーズ】柱筋と梁筋余長部が離れて配筋されているために両者の間に亀裂が生じると継ぎ手効果が発生せず、折曲げ部前方の掻き出し破壊が生じる。このために余長部長が増えても耐力は増大しないが、

先端が接合部の範囲を越えて柱内に定着されると耐力が増大する(図-9)。高補強のTB19-2P3の耐力が中補強のTB19-2P2より低くなったのは、コンクリート強度が予定値に達しなかったためである。

著者らはト形柱梁接合部に折曲げ定着される梁主筋の掻き出し破壊時の定着耐力評価式を提案してきた[1]。最上階接合部に定着される場合に適用できるように式を変形して(3)式を示した。即ち、図-10に示す破壊面に生ずるコンクリートの水平方向負担項 $T_c$ と破壊面を横断する横補強筋の負担項 $T_w$ との和で表す。破壊面としては、梁筋の水平部と余長部の交点を通り、梁筋の下方では45°の斜面を、上方では鉛直面を想定する。従って、 $T_c$ を算出するための破壊面の鉛直投影面の高さは、水平投影定着長 $L_{db}$ と頂部被りコンクリート厚 $C_t$ の和に相当する。接合部有効幅 $b_e$ は、両コーナー梁筋区間 $b_o$ に対して左右の側方被り厚部分 $C_{o1}$ と $C_{o2}$ の水平抵抗効果が異なることを考慮したものである。

表-3 初期剛性低下時耐力値一覧

	expQj	cal $\tau_{cr}$	calQj	exp/cal
TA19-1	175	2.59	174	1.01
TA19-2	196	2.59	174	1.13
TA19-3	223	2.63	177	1.26
TA19-2CH	179	2.93	197	0.91
TA19-2CL	177	2.26	152	1.16
TA19-2S	290	2.71	289	1.60
TA13-1	159	2.64	177	0.90
TA13-2	173	2.64	177	0.98
TB19-1	194	2.73	183	1.06
TB19-2	196	2.73	183	1.07
TB19-3	216	2.63	177	1.22
TB19-2P2	215	2.72	183	1.17
TB19-2P3	191	2.11	142	1.35
TB19L-2	186	2.67	179	1.04
TB19R-2	159	2.11	142	1.12

[Q:kN  $\tau$ :MPa]

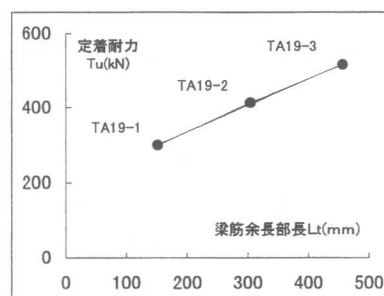


図-8 TAシリーズ耐力 $T_u$ -余長部 $L_t$ 関係

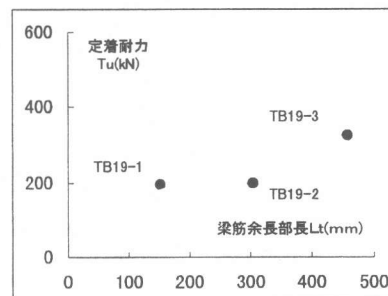


図-9 TBシリーズ耐力 $T_u$ -余長部 $L_t$ 関係

全試験体の計算値に対する実験値の平均比率は1.06となっているが、水平定着長の大きいTAシリーズでは実験値が計算値を上回るものが多く、その平均比率は1.22となり、逆に水平定着長が短いTBシリーズでは下回るものが多く0.87となった。ト形接合部の場合には、余長部長さは6 db以上であれば定着耐力に影響しないことから、式中ではこれを考慮していない。しかし、余長部長さが大きいほど耐力が増大していること、その効果はTAとTBで異なっていることを考慮した定着耐力評価式の検討が必要である。なお、水平投影定着長が同一のTAシリーズにおいて実験値/計算値は、鉄筋径の差異に関係なく余長部長に対応して変化するのも特徴的である。

$$T_u : \text{定着耐力 (合計梁筋耐力) (N)} \quad (3)$$

$$\text{cal} T_u = k_N (T_c + T_w)$$

$T_c$ : コンクリート負担成分

$$T_c = (L_{dh} + C_t) \cdot b_e \cdot \sigma_c / \sin \theta$$

$T_w$ : 横補強筋負担成分

$$T_w = k_w \cdot a_w \cdot \sigma_{wy}$$

$L_{dh}$ : 梁筋水平定着長(mm)

$C_t$ : 頂面の被りコンクリート厚さ(mm)

$b_e$ : 接合部有効幅 =  $b_o + 0.6(C_{o1} + C_{o2})$

$\sigma_c$ : コンクリート有効強度 (=  $0.32\sqrt{\sigma_B}$ ) (MPa)

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度 (MPa)

$\theta$ : ストラット角度 (=  $\tan^{-1}(j_b/L_{dh})$ )

$k_N$ : 柱軸力効果 (= 1.0、最上階の場合)

$k_w$ : 横補強筋有効係数 (= 0.7)

$a_w$ : 梁筋水平定着部の下  $L_{dh}$  の区間に配筋された横補強筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$ : 横補強筋の降伏応力度 (MPa)

表-4 定着耐力の実験値と計算値

	$\sigma_B$	exp $T_u$	cal $T_u$	exp/cal
TA19-1	354	299	327	0.91
TA19-2	354	412	327	1.26
TA19-3	364	516	330	1.56
TA19-2CH	452	490	359	1.36
TA19-2CL	269	431	295	1.46
TA19-2S	385	468	337	1.39
TA13-1	366	267	342	0.78
TA13-2	366	364	342	1.06
TB19-1	392	196	243	0.81
TB19-2	392	199	243	0.82
TB19-3	364	326	236	1.38
TB19-2P2	389	284	375	0.76
TB19-2P3	236	265	411	0.64
TB19L-2	374	207	239	0.87
TB19R-2	236	169	201	0.84

[ $T_u$ :kN]

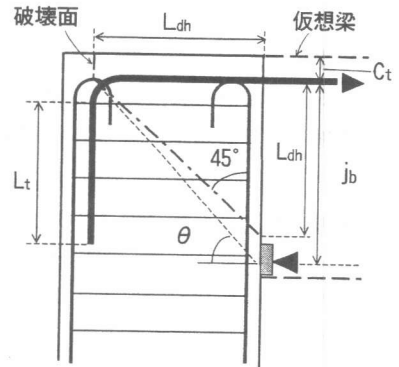


図-10 計算モデル

#### 4. 結 語

RC造最上階外柱梁接合部に折曲げ定着された梁上端筋を対象にして、水平投影定着長、余長部長、コンクリート強度、横補強筋比、梁筋径、梁筋強度、折り曲げ半径が定着破壊性状へ及ぼす影響を実験的に検討した。これにより、破壊に至るまでの標準的な亀裂パターンを明らかにし、亀裂発生に起因する初期剛性低下時耐力の評価式を提案した。また、梁筋余長部と柱筋との間隔が継ぎ手効果として相互の応力伝達に影響し、破壊形式や定着耐力に異なること、余長部長さは折曲げ位置と関係して定着耐力に影響する場合があることなどを示した。

[謝辞] 本研究は文部省科学研究費補助(No. 07455214)を得て行われた。記して謝意とする。

[参考文献] [1]五十嵐雅彦、宮本泰志、牧部一成、後藤康明、城攻、柴田拓二:RC造柱梁接合部における90°折曲げ鉄筋の定着耐力(その3)、日本建築学会学術講演梗概集、C構造II、pp245-246、1993、 [2]藤井栄、森田司朗、川上修司、山田稔明:90°折曲げ鉄筋の定着耐力の再評価、日本建築学会構造系論文集、第429号、pp65-75、1991、11