

設計指針概要

項目	内容		
鉄筋	(SD295A, B~SD490) D13~D41		
コンクリート	(普通コンクリート) 設計基準強度 F_c : $21\text{N/mm}^2 \sim 60\text{N/mm}^2$		
定着金物	強度: 定着筋の規格引張強度以上		
	支圧面積比: 4.6~5.8		
終局強度設計	設計限界層間変形角 R_{uD} 4.1節 4.2節	(設計区分Ⅰの R_{uD}) 設計区分Ⅱの値の2/3倍以上 (設計区分Ⅱの R_{uD}) ト形、L形接合部: 1/50以上、T形接合部: 1/67以上 $R_{uD} = R_{80\text{min}} / \phi_s$, $R_{80\text{min}} = R_{80a} \cdot \alpha_w$, ϕ_s : 安全率で、 $\phi_s = 2$ とする。 R_{80a} : 接合部耐力余裕度 λ_p によって決まる限界層間変形角($\lambda_p \geq 1$ とする) α_w : 接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ に関する補正係数 p_{jwh} : 接合部横補強筋比、 σ_{wy} : 接合部横補強筋の降伏強度	
	せん断設計 4章 5章 6章 7章	ト形接合部 4.3節 5~6章 7.1節	$l_{ag} \geq (2/3)D_c$ の場合: $V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh}$ $l_{ag} < (2/3)D_c$ の場合: $\min(V_{puh}, V_{cu}) > \lambda_p \cdot V_{muh}$ (引張軸力 N を受ける場合) $ N $ が $0.7a_g \cdot \sigma_{yo}$ を超えないことを基本とし、 l_{ag} が $(3/4)D_c$ かつ $15db$ 以上の時には $V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh}$ それ以外の時には $\min(V_{puh}, V_{cu}) > \lambda_p \cdot V_{muh}$ l_{ag} : 梁主筋定着長さ、 a_g : 柱主筋の全断面積、 σ_{yo} : 柱主筋の規格最小降伏点 接合部横補強筋比 p_{jwh} : 0.2%以上
	T・L形接合部 4.3節 5~7章		$V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh}$ かつ $V_{puv} > \lambda_p \cdot V_{muv}$ 接合部横補強筋比 p_{jwh} : 原則として0.3%以上 柱頭補強筋比 p_{jvw} : (かんざし筋)0.25%以上
		梁主筋定着 8.1節	梁主筋定着長さ l_{ag} : 必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上を基本する。 ただし、 l_{ag} は $(1/2)D_c$ 未満としてはならない。 D_c : 柱せい、 db : 梁主筋直径 側面かぶり厚さ: $3.0db$ 以上 (鉄筋表面まで $2.5db$ 以上) 背面かぶり厚さ: 原則として $4db$ 以上
			柱主筋 8.2節
	L形接合部梁主筋 8.3節		
		許容応力度設計 9章	
		その他のRC造の設計 10章	(段差梁付き柱梁接合部) 10.1節
			(壁柱・梁接合部) 10.2節
	(基礎梁主筋定着部) 10.3節		
(小梁、スラブ主筋) 10.4節			
(壁筋定着部) 10.5節			
技術基準解説書に従う機械式定着による柱梁接合部の設計 : 11章			

1章 総則

1.1 適用範囲

本指針は、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、プレストレストコンクリート造およびそれらのプレキャストコンクリート造において、Head-bar(ヘッドバー)定着工法を用いる下記の鉄筋定着と柱梁接合部の設計に適用する。

- ① 梁主筋および柱主筋の柱梁接合部への定着
- ② 柱主筋の基礎部への定着
- ③ 基礎梁主筋の基礎部への定着
- ④ 壁筋の柱、梁および壁への定着
- ⑤ 小梁主筋およびスラブ筋の梁および壁への定着
- ⑥ アンカーボルトの定着

本指針に記載されていない事項は、関連する法令及び基・規準類による。

【解説】

(1) Head-bar(ヘッドバー)定着工法の概要

本工法は、JIS G 3112 に適合する異形鉄筋の先端部に定着板を摩擦圧接し、定着板の支圧作用と異形鉄筋の付着作用によって、異形鉄筋をコンクリートに定着する工法である。定着板を摩擦圧接した異形鉄筋を Head-bar またはヘッドバーという。本設計指針では、呼称は、原則として、Head-bar と略記する。

一方、摩擦圧接とは、異形鉄筋の先端部に定着板を所定の圧力で押し付けて高速回転させ、その摩擦熱により加熱し、アプセットにより圧接する接合方法である。

(2) 本工法設計指針の作成方針

本工法設計指針は、(財)日本建築総合試験所・機械式鉄筋定着工法研究委員会「機械式鉄筋定着工法設計指針(2010年改定)¹⁻¹²⁾」に準拠するように作成する。

1章「総則」および2章「材料」では Head-bar に関する基本事項を示し、Head-bar を用いた場合にも、(財)日本建築総合試験所・機械式鉄筋定着工法研究委員会「機械式鉄筋定着工法設計指針(2010年改定)(以下、GBRC 委員会指針と呼ぶ)」に示された設計条件を適用できるので、本工法設計指針3章～12章は GBRC 委員会指針に準拠することを基本とした。

GBRC 委員会指針(2010年改定)は、第三者機関の技術評価を取得した定着金物であれば、いずれの定着金物にも適用可能な機械式定着工法による設計法として取りまとめられている。一方、本設計指針では、目標性能達成の妥当性が確認された本工法開発実験を基に、8.4節「機械式定着柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の設計」を追加している。

なお、本設計指針では、鉄骨鉄筋コンクリート造柱梁接合部の設計を示していないが、これについては、GBRC 委員会指針を適用できる。

(3) 関連する法令および基・規準類

[法令]

建築基準法・同施行令および関連告示・通達

[日本建築学会]

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年)

鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999年)

鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2010年)

建築工事標準仕様書・同解説: JASS5 鉄筋コンクリート工事(2009年)

鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2001年)

鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2005年)

各種合成構造設計指針・同解説(1985年)

プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説(1998年改定)

建築工事標準仕様書・同解説: JASS 10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事(2003年改定)

[国土交通省住宅局建築指導課他監修、日本建築センター]

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書

壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針(2003年版)

2009年版 プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例

(注記) Head-bar(ヘッドバー)定着工法性能証明の法的位置付け

仕様規定の適用除外として、国土交通省告示 第594号第4の第四号において、下記の事項が定められている。

「鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造である建築物の構造部分であって、令第73条、第77条第二号から第六号までのいずれか、第78条又は第78条の2第1項第三号の規定に適合しないものについては、当該構造部分に生じる力を、次の表に掲げる式によって計算し、当該構造部分に生じる力が、それぞれ令第3章第8節第4款の規定による材料強度によって計算した当該構造部分の耐力を超えないことを確かめるものとする。ただし、当該構造部分の実況に応じた加力実験によって、耐力、靱性及び付着に関する性能が当該構造部分に関する規定に適合する部材と同等以上であることが確認された場合にあつては、この限りでない。」

Head-bar(ヘッドバー)定着工法による主筋定着部は、目標性能の妥当性を実験によって確認しているので、上記告示の要求事項を満足する。

(4) 設計者の要件

本工法を用いる構造設計は、大成建設(株)、ブイ・エス・エル・ジャパン(株)、または同2社のいずれかの指導を受けた建築技術者から事前に本指針の内容について説明を受け、本指針に基づき適切に行うものとする。大成建設(株)およびブイ・エス・エル・ジャパン(株)は、本指針に関する問い合わせに対応し、必要に応じて技術支援を行うものとする。

1.2 用語

本指針で用いる主な用語の定義を以下に示す。

Head-bar 定着工法またはヘッドバー定着工法： Head-bar を用いる異形鉄筋の機械式定着工法である。

Head-bar またはヘッドバー： JIS G 3112 に適合する異形鉄筋の先端に、ブイ・エス・エル・ジャパン(株)が認定した工場ですり板を摩擦圧接した異形鉄筋である。

摩擦圧接： Head-bar のすり板を高速回転させながら鉄筋端部に押し付け、発生する摩擦熱によって接合する方法である。

支圧面積： すり板外径を用いて求めた面積から鉄筋公称断面積を差引いた面積。

支圧面積比： 鉄筋公称断面積に対する支圧面積の比率。

定着長さ (l_{ag} , l_{ac})： 仕口面からすり板内面までの距離。

【解説】

(1) 摩擦圧接の手順

摩擦圧接（ブレイキ式摩擦圧接機）の手順を、写真および概念図とともに以下に示す。



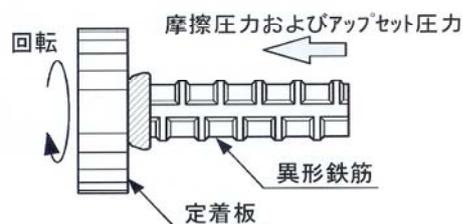
すり板・鉄筋のセット



摩擦、アプセット



摩擦圧接の完了



【摩擦圧接の概念】

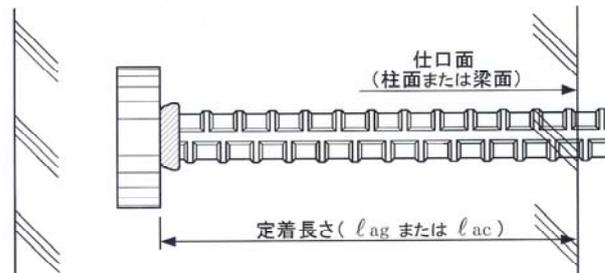
- ① すり板を摩擦接合機の回転チャックに、鉄筋を固定クランプに取り付ける。
- ② すり板を所定の回転数で回転させ、すり板と鉄筋を一定の摩擦圧力 P_1 によって押しつける。
- ③ すり板と鉄筋の接触点での発熱部が拡大し、両材の接触面に高温層が形成される。

- ④ 発熱がさらに進むと、摩擦面とその近傍が激しい変形を起こす。この部分の温度分布は摩擦面を最高として両材の軸方向に沿って低くなるので、変形抵抗の小さい高温の摩擦面近傍部分は摩擦推力と振り力により外周方向へ押出され、「ばり」となる。
- ⑤ 以上の工程を所定時間続け、両材の初期の接触部が「ばり」として接触面から排出され、内部からむき出してくる清浄な面同士が摩擦圧接される。
- ⑥ その後、定着板の回転を急停止し、同時に一段と高いアプセット圧力 P_2 を付加して数秒間保持することで固相接合が完了する。

(2) Head-bar 定着工法による定着長さ

解図 1.1 に、Head-bar 定着工法による定着長さを示す。

Head-bar 定着工法による定着耐力には付着力と支圧力が寄与する。ただし、正負交番繰り返し加力を受ける部材では、仕口面で定着筋が引張降伏した後、塑性域が接合部内に進入し、極限的に定着筋に沿う付着力がほぼ定着板内面まで喪失するので、終局状態での定着耐力は、主として定着板内面での支圧力によって支配される。



解図 1.1 Head-bar 定着工法による定着長さ

2章 材料

2.1 コンクリート

- ① 種類：普通コンクリート
- ② 設計基準強度 (Fc)：21N/mm²以上、かつ、60N/mm²以下

【解説】

コンクリートの設計基準強度は、柱梁接合部のせん断終局耐力および主筋定着部の終局耐力の妥当性が実験で確認された範囲で設定されている。ただし、低い圧縮強度のコンクリートに高強度の定着筋を用いると、コンクリートの支圧応力の条件が厳しくなるので、コンクリートの設計基準強度と定着筋の鋼種の組合せは慎重に選定する必要がある。

2.2 鉄筋

鉄筋は、異形棒鋼とし、呼び名ごとに使用可能な鋼種を表 2.1 に示す。

表 2.1 使用鉄筋

種類	JIS G 3112の規定に適合する異形棒鋼									
呼び名	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41
鋼種	SD295A, B	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	SD345	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	SD390	—	○	○	○	○	○	○	○	○
	SD490	—	—	—	○	○	○	○	○	○

(注) ○印はHead-barに適用できる鉄筋を示す。

【解説】

Head-bar に用いる鉄筋は、JIS G 3112 の規定に適合する異形鋼棒の呼び名 D13～D41 とする。適用できる鉄筋鋼種は、試験にて性能確認を行った範囲内とし、それらは表 2.1 の通りである。なお、鉄筋は鉄筋メーカーおよび鉄筋形状に係わらず、Head-bar に適用できる。

解表 2.1 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

鋼種	長 期		短 期	
	引張、圧縮	せん断補強	引張、圧縮	せん断補強
SD295A, B	195	195	295	295
SD345	215 (※195)	195	345	345
SD390	215 (※195)	195	390	390
SD490	215 (※195)	195	490	490

(注) 呼び名がD29以上の鉄筋に対しては、()内の※を付した数値とする。

解表 2.2 鉄筋の上限強度
算定用材料強度

SD295A, B	1.30 σ_{yo}
SD345, SD390	1.25 σ_{yo}
SD490	1.15 σ_{yo}

(注) σ_{yo} ：鉄筋の規格最小降伏点

鉄筋の許容応力度は、解表 2.1 の建設省告示 2464 号および国土交通省告示 1024 号による値とし、鉄筋の上限強度算定用材料強度は解表 2.2 による。解表 2.2 の値は、SD295A, B～SD390 については靱性保証型指針¹⁻²⁾による値と同じであり、SD490 については製造実績を考慮して $1.15\sigma_{yo}$ とすることを原則とした。

2.3 Head-bar

Head-bar は、接合する鉄筋の規格引張強さ以上に相当する耐力を有し、Head-bar に用いる定着板の鋼種は、JIS G 4051「機械構造用炭素鋼鋼材」に規定される S45C(非調質)とする。

【解説】

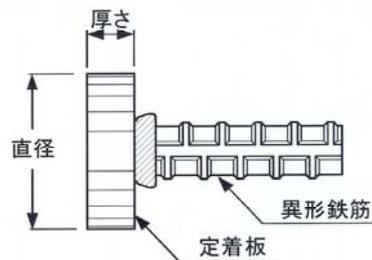
(1) Head-bar に用いる定着板の寸法

Head-bar に用いる定着板は、柱梁接合部内で主筋の付着が全くなく、SD490 の規格引張強さ以上の力が作用しても、Head-bar が破壊しないように、鋼種および各部寸法を定めているので、鉄筋鋼種に係わらず、同一直径の鉄筋では共通とする。

Head-bar に用いる定着板の直径と厚さの一覧を解表 2.3 に示す定着板の直径は鉄筋呼び名の値の約 2.5 倍であり、支圧面積比は 4.6～5.8 である。

解表 2.3 Head-bar に用いる定着板の直径と厚さの一覧

呼び名	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41
直径(mm)	32	40	50	55	60	70	80	85	95	100
厚さ(mm)	11	13	16	18	20	24	26	28	31	33
支圧面積比	5.3	5.3	5.8	5.1	4.6	5.0	5.3	4.9	5.2	4.9



【Head-bar の形状】

(2) Head-bar に用いる定着板の機械的性質

定着板は、原則として接合する定着筋母材の規格引張強さ以上の耐力を有する鋼材とする。Head-bar に用いる定着板鋼種は JIS G 4051「機械構造用炭素鋼鋼材」の S45C とするが、S45C の熱処理なしの非調質材には同 JIS に機械的性質の規定がないので、説明資料 I 編 2.2.2 項に示すように、試験によってその機械的性質を確認した。

その結果、4号試験片による引張試験で引張強さは687～792N/mm²であった。また、硬さ試験の結果、ブリネル硬さは188～241を示した。この値はSAE J 417「硬さ換算表」により、引張強さ624～800N/mm²に相当する。これらの引張試験および硬さ試験の両結果とも、S45C（非調質）の引張強さは全て620N/mm²以上であった。

これにより、接合鉄筋で最も強度が高いSD490の規格引張強さ620N/mm²以上の耐力を有する鋼材S45C（非調質）を、Head-barの定着板として用いることとした。但し、S45C（非調質）の鋼材検査証明書には機械的性質の記載がないため、受入れ検査では硬さ試験を行って*硬さ/引張強さ換算表より、接合する鉄筋の規格引張強さと同等以上の引張強さを有することを確認するものとする。

*硬さ換算表

JISハンドブック鉄鋼I（参考11）SAE J 417「硬さ換算表」

（注）SAE：Society of Automotive Engineers（自動車技術者協会、アメリカ）

上記に掲載されている換算表のうち、例えば

ブリネル硬さ/引張強さ

ビッカース硬さ/引張強さ

ショア硬さ/引張強さ

によって、引張強さに換算する。

3章 設計の原則

地震力を受ける柱梁接合部および柱、梁主筋定着部は、メカニズム時まで破壊しないように、4章～8章の終局強度設計法によって設計する。

ここで、終局強度設計を行った場合、許容応力度設計を省略してもよい。一方、メカニズムに達しても、柱梁接合部に接続する柱および梁が曲げ降伏しない場合、9章の許容応力度設計法を適用してもよい。

その他のRC造の接合部および定着部は10章によって設計する。また、機械式定着による柱梁接合部は、11章の構造規定を満足する場合、技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾によって設計してもよい。

【解説】

(1) 許容応力度設計の省略

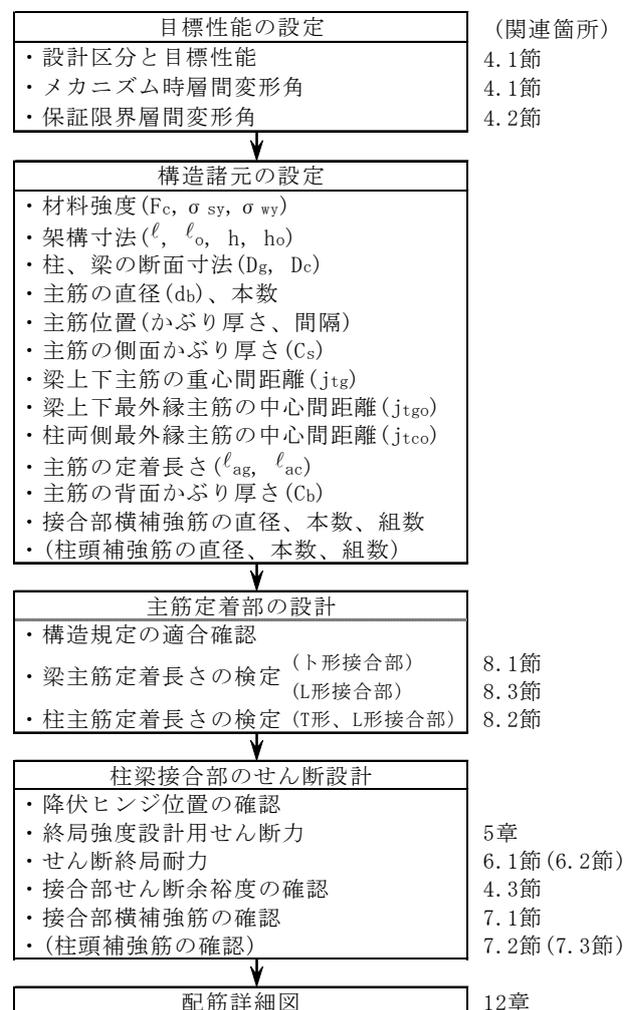
本設計指針では、1)接合部せん断設計、2)主筋定着設計を基本とし、4.1節～4.3節の終局強度設計の設計条件を満足する柱梁接合部および柱、梁主筋定着部は、長期および短期荷重時に下記の目標性能の達成が実験によって確認されているので、長期、短期許容応力度設計を省略してもよい。

- 柱梁接合部は、長期荷重時に使用上支障となるひび割れを起こさず、短期荷重時に修復性を損なうひび割れを起こさないこと。

(2) メカニズム到達の定義

通常、メカニズム到達時は、弾塑性増分解析によって骨組構成部材の部材種別(変形性能)を判定する時点としている。本設計指針でも、この定義に従う。一方、本設計指針では、4.1節で詳述するように、メカニズム時層間変形角と設計限界層間変形角 R_{uD} および保証限界層間変形角 R_{80min} を関係付けることにより、メカニズム到達前の柱梁接合部のせん断破壊を防止する。

解図 3.1 に、機械式定着による柱梁接合部および柱、梁主筋定着の終局強度設計フローを示す。



解図 3.1 本設計指針による柱梁接合部および柱、梁主筋定着の終局強度設計フロー

4章 終局強度設計の基本原則

4.1 終局強度設計の基本方針

(1) 設計区分、目標性能および設計限界層間変形角 Ru_D の設定

ト形、T形、L形接合部は、それぞれ設計区分Ⅰ、Ⅱのいずれかの設計限界層間変形角 Ru_D がメカニズム時層間変形角以上となるように設計する。

設計区分Ⅰは、目標性能①を満足する場合、設計区分Ⅱは、目標性能②を満足する場合であり、前者は、メカニズムに達しても、柱梁接合部に接続する柱および梁が材端部に降伏ヒンジを形成しない場合、後者は、柱または梁が材端部に降伏ヒンジを形成する場合に適用する。

(目標性能)

- ① 柱梁接合部は、接続する柱または梁の曲げ降伏を保証する終局耐力を有すること。
- ② 柱梁接合部は、接続する柱または梁の曲げ降伏後の十分な変形性能を保証する終局耐力を有すること。

設計限界層間変形角 Ru_D は、設計区分に係わらず、式(4.1)を満足しなければならない。同式中の $R80min$ は、式(4.2)による保証限界層間変形角とする。

$$Ru_D \leq R80min / \phi_s \quad (4.1)$$

ここに、 ϕ_s : 安全率で、 $\phi_s=2$ とする。

ただし、メカニズム時の層間変形角が、ト形、L形接合部を含む階では $1/50$ 以下、T形接合部を含む階では $1/67$ 以下であっても、設計区分ごとの設計限界層間変形角 Ru_D は、表 4.1 の値以上とする。

表 4.1 設計限界層間変形角 Ru_D の下限値

接合部の種類	設計区分	
	Ⅰ	Ⅱ
ト形、L形	1/75	1/50
T形	1/100	1/67

(潜在ヒンジ) (降伏ヒンジ)

(2) 柱梁接合部のせん断設計および設計で想定する破壊形式

ト形、T形、L形接合部は、4.3節による接合部せん断力の設計条件を満足するように設計する。設計で想定する破壊形式は、原則として、ト形、L形接合部では梁曲げ降伏型、T形接合部では柱曲げ降伏型とする。

ただし、引張軸力を受ける柱に接続するト形接合部については、柱曲げ降伏型を許容する。

一方、L形接合部は、7.3節による定着スタブを設けるなどし、柱主筋定着破壊を確実に防止した場合、T形接合部と同様、柱曲げ降伏型としてもよい。また、T形接合部は、7.1節、7.2節および8.2節の規定を満足する場合、梁曲げ降伏型としてもよい。

【解説】

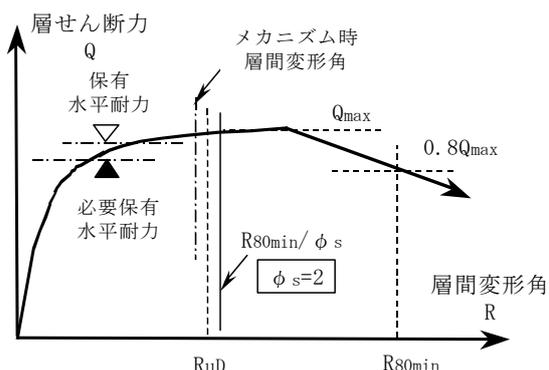
(1) 設計区分および目標性能

設計区分Ⅰは、柱および梁が材端部に降伏ヒンジを形成しない場合、設計区分Ⅱは、柱または梁が材端部に降伏ヒンジを形成する場合に適用する。ただし、設計区分Ⅰ(目標性能①を満足する場合)では、柱または梁の曲げ降伏後、柱梁接合部における早期の脆性破壊を防止し、設計区分Ⅱ(目標性能②を満足する場合)では、柱または梁の曲げ降伏後の十分な変形性能を保証する。

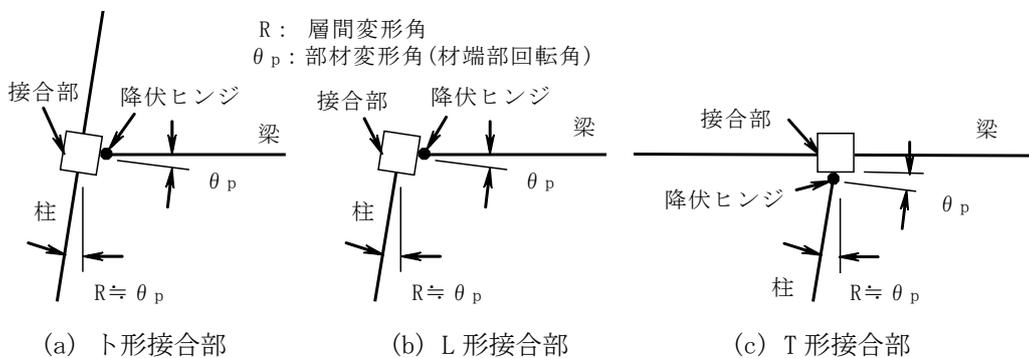
(2) 設計限界層間変形角 R_{uD} の設定

RC 骨組の場合、通常、最上階や最下階を除く一般階では、保有水平耐力時層間変形角は 1/100 程度であり、その 2 倍程度の層間変形角に達しても、柱梁接合部はせん断破壊を起こさないことを保証すべきである。また、設計限界層間変形角 R_{uD} は、解図 4.1 に示すように、メカニズム時層間変形角以上とする必要がある。本設計指針では、上記の観点から、メカニズム時の層間変形角が、ト形、L 形接合部を含む階では 1/50 以下、T 形接合部を含む階では 1/67 以下であっても、設計区分ごとの設計限界層間変形角 R_{uD} は、表 4.1 の値以上とした。

解図 4.2 に示すように、降伏ヒンジ部材のメカニズム時の材端部回転角 θ_p は、層間変形角 R と概ね等しい。これらより、設計区分 II の設計限界層間変形角 R_{uD} の下限は、靱性保証型指針¹⁻²⁾に示された梁、柱の終局部材角の目安値（梁：1/50、柱：1/67）を基に、梁曲げ降伏型ト形、L 形接合部の場合 1/50、柱曲げ降伏型 T 形接合部の場合 1/67 とした。また、設計区分 I の R_{uD} は、靱性保証型指針に示された潜在ヒンジ柱と降伏ヒンジ柱の終局部材角の目安値（1/100 と 1/67）の比(2/3)を基に、設計区分 II の R_{uD} の (2/3)倍以上とした。



解図 4.1 メカニズム時層間変形角、設計限界層間変形角 R_{uD} と保証限界層間変形角 R_{80min}



(a) ト形接合部 (b) L 形接合部 (c) T 形接合部
解図 4.2 梁曲げ降伏型ト形、L 形接合部および柱曲げ降伏型 T 形接合部

靱性保証型指針によると、降伏ヒンジ部材は終局限界状態において降伏ヒンジが発生する部材、潜在ヒンジ部材は降伏ヒンジが発生する可能性のある部材と定義される。すなわち、本設計指針による設計区分 I では、メカニズム時に降伏ヒンジを形成しない柱、梁であっても、それらを潜在ヒンジ部材とみなし、それらが接続する柱梁接合部として設計することになっている。

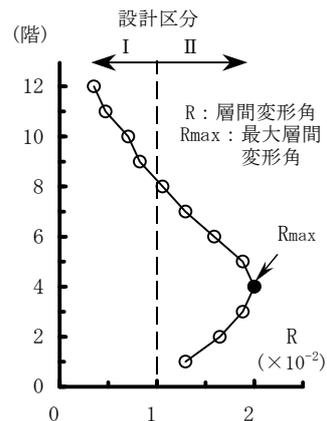
一方、T 形接合部の場合、メカニズム時層間変形角が 1/67 以上になる場合には、設計限界層間変形角 R_{uD} も 1/67 以上にする必要があり。なお、一般階のメカニズム時層間変形角



(a) 一般階 (b) 最上階
解図 4.3 メカニズム時層間変形角の適用対象階

は、安全側の値とするために、解図 4.3 に示すように、当該階とその上階のメカニズム時層間変形角のいずれか大きい方の値とする。

また、層間変形角が $1/150 \sim 1/100$ になると、柱梁接合部に接続する柱または梁が材端部に降伏ヒンジを形成する可能性が高い¹⁻²⁾。すなわち、設計区分は、解図 4.4 に示すように、概略的に、メカニズム時層間変形角が $1/150 \sim 1/100$ 以上の場合を設計区分 II、 $1/150 \sim 1/100$ 未満の場合を設計区分 I としして判別できる。



解図 4.4 メカニズム時層間変形角分布と設計区分の概略判別

(3) 設計限界層間変形角 R_{uD} と保証限界層間変形角 R_{80min}

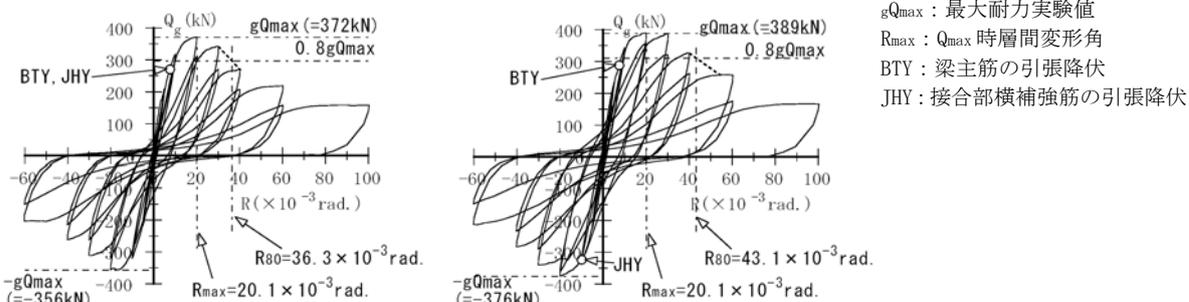
ト形、T形、L形接合部ともに、解図 4.1 に示すように、保証限界層間変形角 R_{80min} は、耐力が最大耐力 Q_{max} の 80% に低下した時の限界層間変形角実験値 R_{80} を安全側に評価した値であり、設計限界層間変形角 R_{uD} は、 R_{80min} を安全率 ϕ_s で除した値を超えないように設定する。一方、保証限界層間変形角 R_{80min} は、後述の式(4.2)を用い、接合部耐力余裕度 λ_p と接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ に応じて定める。 p_{jwh} は接合部横補強筋比、 σ_{wy} は接合部横補強筋の降伏強度、 F_c はコンクリートの設計基準強度を示す。

(4) 保証限界層間変形角 R_{80min} に対する安全率 ϕ_s

解図 4.5 に、梁曲げ降伏後、接合部せん断破壊を起こし、限界層間変形角実験値 R_{80} が $1/25 (=40 \times 10^{-3})$ 前後となったト形接合部試験体の梁せん断力 Q_g —層間変形角 R 関係の実験結果²⁻¹⁰⁾を示す。同図によると、 $R_{80} < 1/25$ の場合、 $R=1/50 (=20 \times 10^{-3})$ を超えると、耐力低下を起こし、 $R_{80} \geq 1/25$ の場合、 $R=1/33 (=30 \times 10^{-3})$ まで、耐力低下を起こさない。

ト形、T形、L形部分架構の梁または柱曲げ降伏後の変形性能は、評価が難しく、これまで定量的な算定式は提案されていない。これに対し、本設計指針では、4.2 節に示すように、接合部横補強筋量を適切に評価することを意図し、保証限界層間変形角 R_{80min} を式(4.2)で算定することを提案した。一方、実建物では、高次モードや梁、柱主筋のひずみ硬化等の影響¹⁻²⁾を受け、ト形、T形、L形部分架構の梁または柱曲げ降伏後の変形性能は変化すると考えられる。

これらの点を考慮し、本設計指針では、式(4.1)に示すように、安全率 ϕ_s を 2 とした。



(a) $R_{80} < 1/25$ の場合
(試験体 KM-48-L1)

(b) $R_{80} \geq 1/25$ の場合
(試験体 KM-48-L2)

解図 4.5 $R_{80}=1/25$ 前後のト形接合部試験体の Q_g — R 関係²⁻¹⁰⁾

(5) 設計で想定する破壊形式

設計で想定する破壊形式は、原則として、柱または梁の曲げ降伏後の十分な変形性能が実験で確認されたト形、L形接合部では梁曲げ降伏型、T形接合部では柱曲げ降伏型とした。

靱性保証型指針によると、引張軸力を受ける柱の場合、柱曲げ降伏型であっても、柱曲げ降伏後の変形性能の確保が容易であるので、降伏ヒンジの発生を許容している。同様に、本設計指針でも、引張軸力を受ける柱に接続するト形接合部については、柱曲げ降伏型を許容する。なお、靱性保証型指針では、1階柱脚部についても柱曲げ降伏型となることを許容している。

柱曲げ降伏型のL形接合部では、柱端仕口面での柱主筋の引張降伏後、柱梁接合部への柱主筋の塑性域の進入に伴い、接合部コア内の柱主筋定着部が早期に定着破壊を起こす恐れがある。すなわち、柱曲げ降伏型L形接合部は、梁曲げ降伏型よりも厳しい応力状態となる¹⁻¹⁰⁾。これらより、7.3節に示すように、L形接合部は、定着スタブを設けるなどし、柱主筋定着破壊を確実に防止した場合、T形接合部と同様、柱曲げ降伏型としてもよいとした。また、T形接合部は、7.1節、7.2節および8.2節の規定を満足する場合、梁曲げ降伏型としてもよいとした。

(6) 設計上の注意事項

(a) L形接合部における柱梁耐力比

本設計指針で目標とする変形性能が確認されたL形接合部の実験²⁻⁹⁾では、正負加力時ともに梁降伏型とし、正加力時の柱梁耐力比 cQ_{cu}/cQ_{gu} を1.5程度以上としている。これらより、設計区分ⅡのL形接合部では、正加力時に $cQ_{cu}/cQ_{gu} \geq 1.5$ の梁曲げ降伏型とすることが望ましい。正加力時はL形が閉じる加力時、負加力時はL形が開く加力時であり、 cQ_{cu} は式(5.6)による柱曲げ終局耐力時、 cQ_{gu} は式(5.7)による梁曲げ終局耐力時の柱せん断力である。

(b) 柱梁接合部に接続する柱、梁の構造種別

メカニズム時に、柱梁接合部に接続する柱、梁が材端部に降伏ヒンジを形成するしないに係わらず、目標性能②を満足する柱梁接合部の場合、接続する部材(柱または梁)自体の部材種別がFAであれば、柱梁接合部を考慮した部材種別はFAとすることができる。

目標性能①を満足する柱梁接合部の場合、メカニズム時に、接続する柱または梁は十分な変形性能を発揮できない恐れがあるので、接続する部材(柱または梁)自体の部材種別がFAであっても、柱梁接合部を考慮した部材種別はFBまたはFCとみなす必要がある。これらの柱梁接合部については、接続する部材(柱または梁)の部材種別をFBまたはFCとし、当該階の構造特性係数 D_s を設定した場合、接合部横補強筋は7.1節による設計区分Ⅰの規定を満足すればよい。FBまたはFCは、たとえば、メカニズム時に、部材端に降伏ヒンジを形成しない場合にはFB、降伏ヒンジを形成する場合にはFCとして選択する。

(c) メカニズム時層間変形角

実務設計では、構造特性係数 D_s を設定するための部材種別を安全側に判定することを意図し、メカニズム時層間変形角を保有水平耐力時層間変形角よりも極めて大きい値とすることがある。しかしながら、本設計指針の場合、設計で保証すべき変形性能として、表4.1の設計限界層間変形角 R_{uD} を設定しているため、これ以上の変形性能を確保する必要がある場合を除き、メカニズム時層間変形角は、表4.1の設計限界層間変形角 R_{uD} を超える値としなくてもよい。

4.2 保証限界層間変形角の算定

ト形、T形、L形接合部ともに、保証限界層間変形角 R_{80min} は、式(4.2)による。

同式中の R_{80a} は、表 4.2 による接合部耐力余裕度 λ_p で決まる限界層間変形角であり、 λ_p は、接合部せん断終局耐力を柱梁接合部の終局強度設計用せん断力で除した値として定義する。ただし、 $\lambda_p \geq 1$ とする。柱梁接合部の終局強度設計用せん断力は式(5.1)または式(5.3)、接合部せん断終局耐力は式(6.1)によって算定する。

$$R_{80min} = R_{80a} \cdot \alpha_w \quad (4.2)$$

$$\alpha_w = \alpha_{wo} + \beta_w \cdot (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c) \quad (4.3)$$

ここに、 α_w ：接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ による補正係数

α_{wo} , β_w ：表 4.2 による補正係数、 p_{jwh} ：式(7.2)による接合部横補強筋比

σ_{wy} ：接合部横補強筋の降伏強度、 F_c ：コンクリートの設計基準強度

また、接合部横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、SD295～SD390 では規格降伏点の 1.1 倍、SD490、685 N/mm² 級および 785N/mm² 級では規格降伏点の 1.0 倍とする。

表 4.2 R_{80a} および α_w の算定式

	R_{80a} の算定式	α_{wo}			β_w
		直交梁なし	片側直交梁付き	両側直交梁付き	
ト形接合部	$R_{80a}=0.03 \lambda_p$	0.4	0.6	1.0	19
T形接合部	$R_{80a}=0.024 \lambda_p$	0.6	0.7	1.2	4.8
L形接合部	$R_{80a}=0.03 \lambda_p$	0.6	0.8	1.2	8.9

【解説】

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾の構造規定の問題点を解消するために、本設計指針では、式(4.1)に示すように、保証限界層間変形角 R_{80min} を安全率 ϕ_s で除した値を、設計限界層間変形角 R_{uD} 以上とすることを規定した。 R_{80min} は、式(4.2)に示すように、接合部耐力余裕度 λ_p で決まる限界層間変形角 R_{80a} と接合部横補強 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ による補正係数 α_w の積として算定される。

すなわち、ト形、T形、L形接合部ともに、7.1 節に示すように、 $\lambda_p \geq 1$ の場合、 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ は、4.1 節(1)で定義した設計限界層間変形角 R_{uD} に応じて設定できる。その結果、 λ_p および $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ のいずれか一方、または両方を増やすことによって、柱または梁の曲げ降伏後、検討対象の柱梁接合部を含む部分骨組が設計限界層間変形角 R_{uD} に達するまで、柱梁接合部のせん断破壊を防止できる。

また、表 4.2 に示すように、補正係数 α_w は、両側直交梁付き、片側直交梁付き、直交梁なしに応じて算定することになっている。その際、実験に基づき、接合部被覆率¹⁻²⁾が 50%以上の直交梁の場合、直交梁の効果を見込むことができる。接合部被覆率は、加力方向に平行な接合部側面の見付け面積に対する直交梁断面積の比率と定義される。

一方、普通強度の接合部横補強筋を用いた実験では、柱または梁の曲げ降伏後、限界層間変形角に達するまでに、接合部横補強筋は引張降伏することが多いので、建設省告示 2464 号による鉄筋の材料強度と同様、SD295～SD390 の σ_{wy} は規格降伏点の 1.1 倍とした。

4.3 接合部せん断力の設計条件

(1) ト形接合部

ト形接合部は、式(4.4)を満足しなければならない。ただし、梁主筋定着長さ l_{ag} が柱せい D_c の(2/3)倍未満の場合、式(4.5)を満足しなければならない。

$$V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh} \quad (4.4)$$

$$\min(V_{puh}, V_{cu}) > \lambda_p \cdot V_{muh} \quad (4.5)$$

また、ト形接合部に接続する柱が引張軸力 N を受ける場合、上下柱ともに、 $|N|$ は $0.7a_g \cdot \sigma_{yo}$ を超えないことを基本とし、梁主筋定着長さ l_{ag} が柱せい D_c の(3/4)倍以上かつ15db以上の時には、式(4.4)を満足すればよく、それ以外の場合、式(4.5)を満足しなければならない。 a_g は柱主筋の全断面積、 σ_{yo} は柱主筋の規格降伏点、 db は梁主筋直径を示す。

(2) T形、L形接合部

T形、L形接合部は、式(4.6)を満足しなければならない。

$$V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh}, \text{ かつ } V_{puv} > \lambda_p \cdot V_{muv} \quad (4.6)$$

ここに、 λ_p ：接合部耐力余裕度

V_{muh} , V_{muv} ：水平方向および鉛直方向の柱梁接合部の終局強度設計用せん断力

ト形接合部は式(5.1)、T形、L形接合部は式(5.3)による。

V_{puh} , V_{puv} ：式(6.1)による水平方向および鉛直方向の接合部せん断終局耐力

V_{cu} ：式(6.6)による梁主筋掻き出し定着耐力時接合部せん断力

【解説】

(1) ト形接合部の設計条件

ト形接合部については、梁主筋定着部が側面剥離定着破壊を起さないことを前提とした上で、梁曲げ降伏先行型となるように、水平方向の接合部せん断力の検定を行う。これらより、8.1節に示すように、梁主筋定着長さ l_{ag} は、柱せい D_c の(2/3)倍以上とすることを基本とし、梁主筋側面剥離定着耐力で決まる必要定着長さ以上とした。この条件を満足する場合、式(4.4)の条件を満足すればよい。

梁主筋定着長さ l_{ag} が柱せい D_c の(2/3)倍未満の場合、接合部せん断終局耐力 V_{puh} と梁主筋掻き出し定着耐力時接合部せん断力 V_{cu} のいずれか小さい方の耐力が式(4.5)の条件を満足しなければならない。ただし、脆性的な定着破壊防止の観点から、 l_{ag} は(1/2) D_c 未満としてはならない。

掻き出し定着破壊は、主として梁主筋定着長さが短い場合に起こる破壊形式であり、機械式定着による掻き出し定着耐力は、折曲げ定着を対象にした靱性保証型指針に示された算定式を準用して安全側に評価されることが確認されている。

(2) 引張軸力を受ける場合

引張軸力を受けるト形接合部の設計条件の検証結果に基づき、本設計指針では、ト形接合部に接続する柱が引張軸力 N を受ける場合の規定を定めるとともに、引張軸力下のト形接合部については、4.1節(2)に示すように、柱曲げ降伏型を許容した。

しかしながら、引張軸力下のト形接合部については、未解明な事項が多く残されているので、上下柱ともに、 $|N|$ は $0.7a_g \cdot \sigma_{yo}$ を超えないことを基本とした。また、柱曲げ降伏型の場合、

終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.1)で算定することを基本とする。ただし、本設計指針の設計条件を満足しない場合でも、設計条件の妥当性が実験等で確認されている場合には、本設計指針によらなくてもよい。

(3) T形、L形接合部の設計条件

本設計指針では、T形、L形接合部については、ト形接合部と同様、柱、梁主筋の定着長さおよび接合部横補強筋に関する設計条件を示すとともに、委員会指針初版と同様、式(4.6)に従い、接合部せん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} がそれぞれ柱または梁の曲げ終局耐力で決まる終局強度設計用せん断力 V_{muh} , V_{muv} を上回ることにした。

4.4 共通構造規定

(1) 定着金物のかぶり厚さ

定着金物のかぶり厚さは、JASS 5 の設計かぶり厚さ以上とする。

(2) 柱、梁主筋の間隔

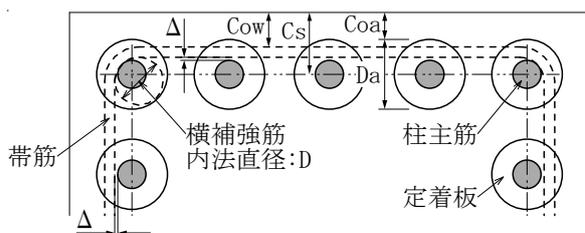
柱、梁主筋の間隔は、JASS 5 の規定による。

【解説】

(1) 定着金物のかぶり厚さ

定着金物のかぶり厚さは、耐久性、耐火性の確保の観点から、JASS 5 の設計かぶり厚さ以上とした。柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、解図 4.6 に示すように、帯筋表面からのかぶり厚さ C_{ow} または定着板外面からのかぶり厚さ C_{oa} のいずれか小さい方が JASS 5 の設計かぶり厚さ以上となるように定める必要がある。一方、柱主筋の定着耐力確保の観点から、8.2 節では、側面かぶり厚さ C_s は、柱主筋直径 d_b の 2 倍以上とすることを規定している。

たとえば、柱主筋が D41、 C_{oa} が 40mm、定着板外径 D_a が 100mm の場合、 $C_{oa}+D_a/2=40+100/2=90$ mm となる。また、帯筋表面からのかぶり厚さ C_{ow} が 40mm の場合、RC 配筋指針¹⁻⁶⁾による D41 の最外径 d_o は 46mm であるので、帯筋を D16(最外径 $d_{wo}=18$ mm)、横補強筋加工寸法の許容差を含めた主筋の寄り寸法 Δ を 6mm とすると、 $C_{ow}+d_o/2+\Delta+d_{wo}=40+46/2+6+18=87$ mm となる。一方、8.2 節の規定による柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $2.0 \times 41=82$ mm となる。したがって、側面かぶり厚さ C_s は、定着板外面からのかぶり厚さ C_{oa} で決定する。



解図 4.6 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ

C_s : 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ

C_{oa} : 定着板外面からのかぶり厚さ

C_{ow} : 帯筋表面からのかぶり厚さ

D_a : 定着板の直径

【かぶり厚さの規定(JASS 5)】

$C_{oa} \geq$ 設計かぶり厚さ、

かつ、 $C_{ow} \geq$ 設計かぶり厚さ

$\therefore C_s \geq C_{oa}+D_a/2$ 、

かつ、 $C_s \geq C_{ow}+d_o/2+\Delta+d_{wo}$

かつ、 $C_s \geq 2d_b$ (8.2 節)

d_b : 主筋直径、 d_o : 主筋の最外径

d_{wo} : 帯筋の最外径

Δ : 主筋の寄り寸法

すなわち、建物外周等に配置する柱主筋定着部については、定着金物に対する設計かぶり厚さの確保に注意する必要がある。JASS 5 の設計かぶり厚さを解表 4.1、RC 配筋指針による異形鉄筋の最外径を解表 4.2 に示す。

解表 4.1 JASS 5 の設計かぶり厚さ¹⁻⁵⁾

(単位: mm)

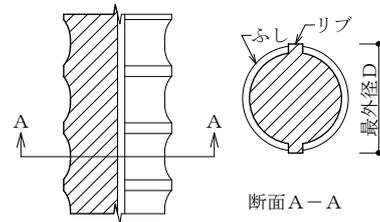
部材の種類		短期	標準・長期		超長期	
		屋内・屋外	屋内	屋外 ⁽²⁾	屋内	屋外 ⁽²⁾
構造部材	柱・梁・耐力壁	40	40	50	40	50
	床スラブ・屋根スラブ	30	30	40	40	50
非構造部材	構造部材と同等の耐久性を要求する部材	30	30	40	40	50
	計画供用期間中に維持保全を行う部材 ⁽¹⁾	30	30	40	(30)	(40)
直接土に接する柱・梁・壁・床および布基礎の立上り部分		50				
基礎		70				

[注] (1) 計画供用期間の級が超長期で計画供用期間中に維持保全を行う部材では、維持保全の周期に応じて定める。

(2) 計画供用期間の級が標準および長期で、耐久性上有効な仕上げを施す場合は、屋内側では、設計かぶり厚さを10mm減じることができる。

解表 4.2 RC 配筋指針による異形鉄筋の最外径¹⁻⁶⁾

呼び名	最外径D (mm)	呼び名	最外径D (mm)
D10	11	D29	33
D13	14	D32	36
D16	18	D35	40
D19	21	D38	43
D22	25	D41	46
D25	28	D51	58



【異形鉄筋のリブ・ふしと最外径】

(2) 柱、梁主筋の間隔

柱、梁主筋の間隔は、解表 4.3 に示す JASS 5 の規定を満足する必要がある。同表中の異形鉄筋の最外径は、通常、RC 配筋指針¹⁻⁶⁾による値が用いられる。

解表 4.3 JASS 5 による異形鉄筋のあきと間隔の規定¹⁻⁵⁾

定義	あき	間隔
	<ul style="list-style-type: none"> 呼び名の数値の1.5倍 粗骨材最大寸法の1.25倍 25mm のうち最も大きい数値	<ul style="list-style-type: none"> 呼び名の数値の1.5倍+最外径 粗骨材最大寸法の1.25倍+最外径 25mm+最外径 のうち最も大きい数値

5章 柱梁接合部の終局強度設計用せん断力の算定

5.1 柱梁接合部の終局強度設計用せん断力

(1) ト形接合部の終局強度設計用せん断力

ト形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.1)による。

$$V_{muh} = \xi_h \cdot Q_{cu} \quad (5.1)$$

$$Q_{cu} = cQ_{gu} = (M_{guo}/\ell_o) \cdot (\ell/h) \quad (5.2)$$

(2) T形、L形接合部の終局強度設計用せん断力

T形、L形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} および V_{muv} は、式(5.3)による。

$$V_{muh} = \xi_h \cdot Q_{cu}/2, \quad V_{muv} = \xi_v \cdot Q_{cu}/2 \quad (5.3)$$

$$Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu}) \quad (5.4)$$

$$\text{【T形接合部】 } cQ_{cu} = 2M_{cuo}/h_o, \quad cQ_{gu} = 2\{(M_{guo}+M_{guo}')/\ell_o\} \cdot (\ell/h) \quad (5.5)$$

$$\text{【L形接合部】 } cQ_{cu} = 2(T_{cye}/\eta_c + N_{cL}/2) \cdot j_{tco}/h_o, \quad \eta_c = 1 - (j_{tco}/h_o) \cdot (h/\ell) \quad (5.6)$$

$$cQ_{gu} = \{2M_{guo}/(\eta_g \cdot \ell_o)\} \cdot (\ell/h), \quad \eta_g = 1 - (j_{tg}/\ell_o) \cdot (\ell/h) \quad (5.7)$$

$$\text{ここに、 } \xi_h = (h/\ell) \cdot (\ell_o/j_{tg}) - 1, \quad \xi_v = (h_o/j_{tco}) - h/\ell \quad (5.8)$$

Q_{cu} : 柱梁接合部に接続する柱または梁の曲げ終局耐力時柱せん断力

cQ_{gu} : 柱梁接合部に接続する梁曲げ終局耐力時柱せん断力

cQ_{cu} : 柱梁接合部に接続する柱曲げ終局耐力時柱せん断力

h : 階高、 $h_o = h - D_g$: 柱の内法高さ、 D_g : 梁せい

ℓ : スパン長(柱心間距離)、 $\ell_o = \ell - D_c$: 梁内法スパン長、 D_c : 柱せい

j_{tg} : 梁上下主筋の重心間距離、 j_{tco} : 柱両側最外縁主筋の中心間距離

M_{cuo} : 柱の基準曲げ終局耐力、 M_{guo} , M_{guo}' : 左右梁の基準曲げ終局耐力

L形接合部の場合、 M_{guo} は上端引張時の値とする。

(3) 柱、梁の基準曲げ終局耐力

M_{cuo} は式(5.9)、 M_{guo} は式(5.10)による。また、 M_{guo}' は、式(5.10)に準じて求める。

$$M_{cuo} = (T_{cye} + N_{cL}/2) \cdot j_{tco}, \quad T_{cye} = T_{cy} + T_{cny}/2 \quad (5.9)$$

$$M_{guo} = T_{gy} \cdot j_{tg} \quad (5.10)$$

ただし、梁上端主筋が引張側の場合、式(5.11)による。

$$M_{guo} = (T_{gy} + T_{sy}) \cdot j_{tg} \quad (5.11)$$

ここに、 T_{cye} : 柱主筋の等価上限引張力、 T_{cy} : 柱引張主筋の上限引張力

T_{cny} : 柱中段主筋の上限引張力、 T_{gy} : 梁引張主筋の上限引張力

T_{sy} : 有効幅内に定着されたスラブ筋の降伏引張力の総和

N_{cL} : 長期柱軸力

柱中段主筋は、柱断面最外縁の引張主筋と圧縮主筋を除く中央部に配置される全鉄筋を指し、上限引張力 T_{cy} , T_{cny} および T_{gy} は、当該引張主筋の断面積に上限強度算定用材料強度を乗じて算定する。

【解説】

(1) ト形接合部の終局強度設計用せん断力

ト形接合部の場合、解図 5.1(a)の応力状態を考慮し、 $V_{muh}=T_g-Q_{cu}$ 、 $T_g=M_g/jtg$ とすると、終局強度設計用せん断力 V_{muh} は式(5.1)で求められる。 T_g は梁端柱面での引張主筋の引張合力を示す。

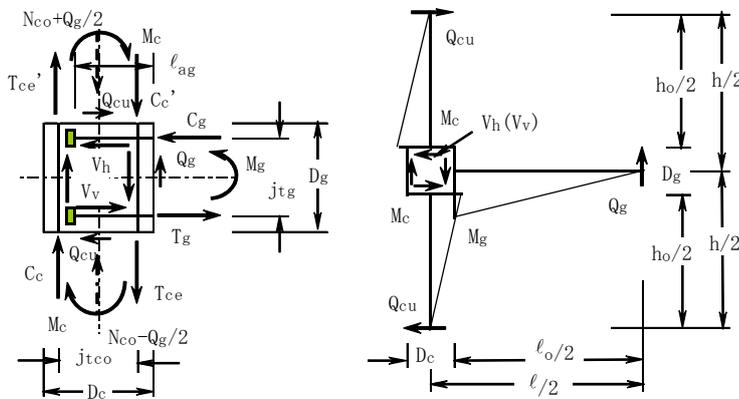
ト形部分架構の梁曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu} は、同図(b)に示すように、柱の反曲点位置を階高中央、梁の反曲点位置をスパン中央と仮定すると、式(5.2)で求められる。

なお、ト形接合部の V_{muh} は、技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾と同様、下式より求めてもよい。

$$V_{muh} = T_{gy} + T_{sy} - Q_{cM} \quad \text{(解 5.1)}$$

ここに、 Q_{cM} ：静的弾塑性増分解析によるメカニズム時の当該柱梁接合部に接続する上下柱のせん断力の平均値

T_{sy} ：有効幅内に定着されたスラブ筋の降伏引張力の総和(5.2節 参照)



(a) ト形接合部 (b) ト形部分架構
解図 5.1 ト形接合部およびト形部分架構の応力状態

(注) 解図 5.1(a)中の N_{co} は長期柱軸力を示す。

(2) T形、L形接合部の終局強度設計用せん断力

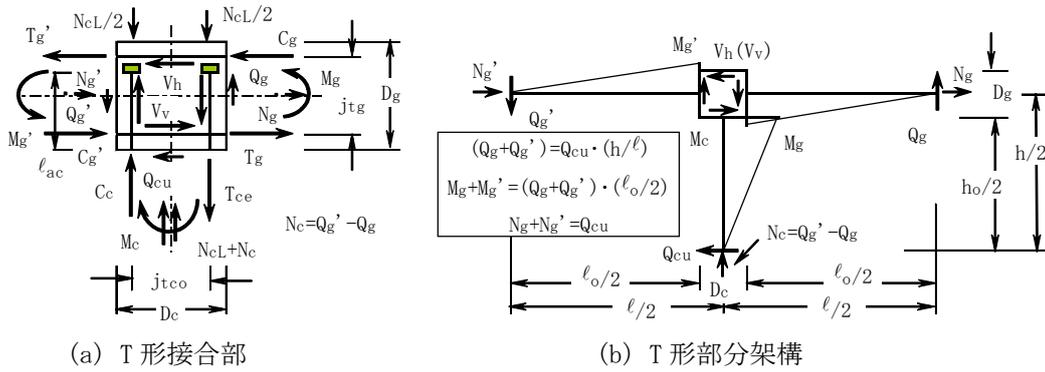
T形、L形接合部の場合、水平方向と鉛直方向の終局強度設計用せん断力 V_{muh} 、 V_{muv} は、解図 5.2 および解図 5.3 の応力状態を考慮すると、それぞれ式(5.3)で求められる。

委員会指針に示された実験によると、L形が閉じる正加力時には圧縮側、L形が開く負加力時には引張側の変動軸力が作用することに起因し、梁曲げ降伏先行型の場合、正加力時の終局耐力は負加力時の1.5倍程度大きく、負加力時の変形性能(R80)は正加力時よりも大きい。これらの実験では、梁主筋については、上端筋量と下端筋量を同じにしている。これらより、下端筋量が上端筋量と同じかまたは少ない通常の配筋の場合、上端筋、下端筋ともに、8.3節の必要定着長さを確保すれば、4.3節による接合部せん断力の設計条件は、正加力時のみ検定すればよいとした。そのため、式(5.6)中の η_c と式(5.7)中の η_g は、正加力時の場合のみを示した。

なお、L形が開く負加力時の η_c および η_g は、式(解 5.2)によって算定できる。

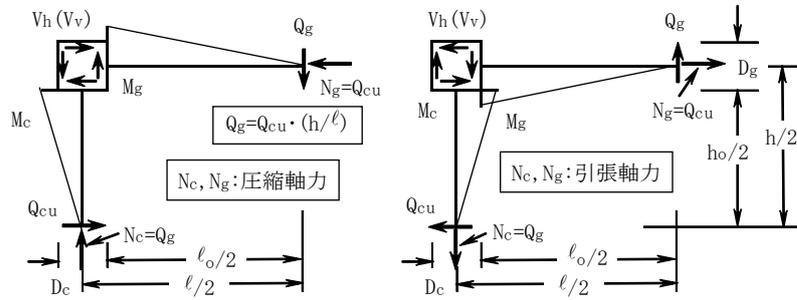
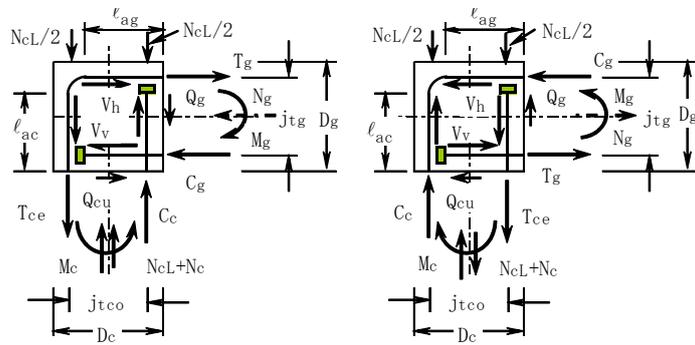
$$\eta_c = 1+(jtco/ho) \cdot (h/l), \quad \eta_g = 1+(jtgc/lo) \cdot (l/h) \quad \text{(解 5.2)}$$

(注) 解図 5.2、解図 5.3 中の NcL は長期柱軸力、 Nc 、 Ng は水平力に伴う変動軸力を示す。



(b) T 形部分架構

解図 5.2 T 形接合部および T 形部分架構の応力状態



(正加力 : L 形が閉じる)

(負加力 : L 形が開く)

解図 5.3 L 形接合部および L 形部分架構の応力状態

5.2 終局強度設計用せん断力算定の注意事項

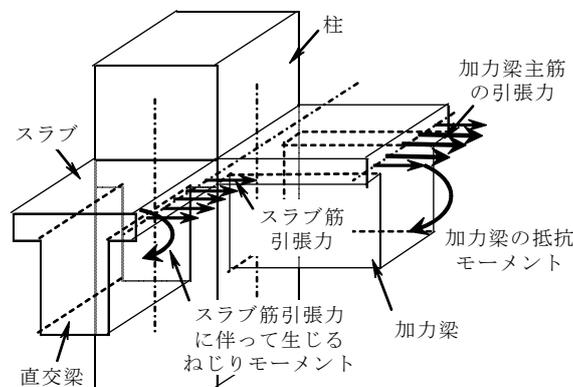
柱梁接合部の終局強度設計用せん断力算定の注意事項を以下に示す。

- 1) 式(5.11)による梁の基準曲げ終局耐力の算定に用いる梁側面からのスラブの有効幅は、片側につき1m程度とする。
- 2) 左右梁のスパン長が異なる場合、式(5.5)および式(5.8)中のスパン長 l は左右梁のスパン長の平均値とし、内法スパン長 l_0 も同様に算定する。
- 3) 上下階の階高が異なる場合、式(5.2)、式(5.5)、式(5.8)中の階高 h は上下階の階高の平均値とし、内法階高 h_0 も同様に算定する。

【解説】

解図5.4に示すように、スラブが接続する梁上端が引張側となる曲げモーメントが作用すると、スラブ筋に引張力が生じ、見掛け上、梁の抵抗モーメントが増大する。この時、柱幅の外側に配置されたスラブ筋の引張力は、直交梁に生じるねじりモーメントを介して、柱梁接合部にせん断力として入力される。この点を考慮し、式(5.11)では、有効幅内のスラブ筋の引張力による曲げモーメント増分を累加した。梁側面からのスラブの有効幅¹⁻¹²⁾は、通常、片側につき1m程度とされている。

柱梁接合部の終局強度設計用せん断力は、上限強度を評価する観点から、原則として、有効幅内のスラブ上下筋の降伏引張力を考慮して算定する。ただし、骨組の保有水平耐力には、信頼強度を評価する観点から、定着長さが短いスラブ下端筋の降伏引張力による増加分を算入すべきではない。



解図 5.4 接合部入力せん断力
に及ぼすスラブ筋の効果

6章 接合部せん断終局耐力および梁主筋掻き出し定着耐力時接合部せん断力の算定

6.1 接合部せん断終局耐力の算定

水平方向および鉛直方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} は、接合部形式に係わらず、式(6.1)による。ただし、ト形接合部の場合、 V_{puv} は算定しなくてもよい。

$$V_{puh} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}, \quad V_{puv} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jv} \quad (6.1)$$

ここに、 κ_u ：柱梁接合部の形状係数

ト形、T形接合部： $\kappa_u=0.7$ 、L形接合部： $\kappa_u=0.6$

ϕ ：直交梁の有無による補正係数

両側直交梁付き接合部の場合： $\phi=1.0$ 、それ以外の場合： $\phi=0.85$

$$F_j = 0.8F_c^{0.7} \quad (6.2)$$

F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

$$b_j = B_g + ba_1 + ba_2 \quad (6.3)$$

B_g ：梁幅、 ba_1 ： $b_1/2$ または $D_c/4$ の小さい方

b_1 ：梁両側面から平行する柱側面までの長さ

D_c ：柱せい

D_{jh} , D_{jv} ：水平および鉛直方向の接合部有効せい

【水平方向】ト形接合部： $D_{jh}=l_{ag}$ 、T形接合部： $D_{jh}=D_c$ 、
L形接合部： $D_{jh}=l_{dh}$ (6.4)

【鉛直方向】T形、L形接合部： $D_{jv}=l_{ac}$ (6.5)

l_{ag} ：ト形接合部における梁主筋の定着長さ(8.1節)

l_{dh} ：L形接合部における梁上端筋の投影定着長さ(8.3節)

l_{ac} ：柱主筋の定着長さ(8.2節)

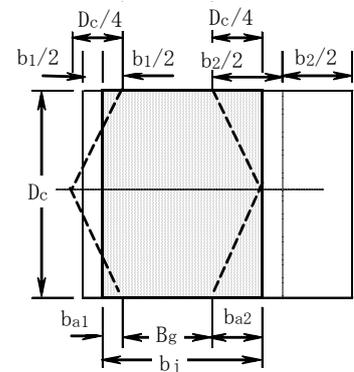


図 6.1 柱梁接合部の有効幅

【解説】

(1) 接合部せん断終局耐力

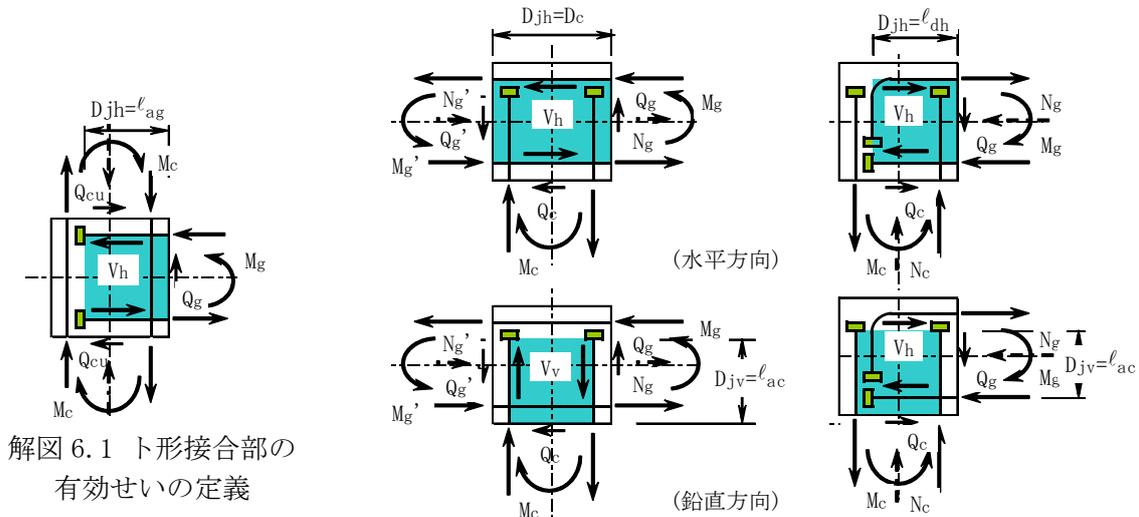
接合部せん断終局耐力は、靱性保証型指針¹⁻²⁾による算定式を用いて求めることを基本とした。その際、解図 6.1 に示すように、ト形接合部の水平方向の有効せい D_{jh} は梁主筋定着長さ l_{ag} と同じとした。また、解図 6.2 に示すように、T形、L形接合部の水平方向の有効せい D_{jh} は、T形接合部では柱せい D_c 、L形接合部では梁主筋投影定着長さ l_{dh} と同じとし、鉛直方向の有効せい D_{jv} は、T形、L形接合部ともに、柱主筋定着長さ l_{ac} と同じとした。

一方、十字形接合部の水平方向のせん断終局耐力 V_{puh} は、式(6.1)によって算定でき、通常、水平方向の有効せい D_{jh} は柱せい D_c としてもよい。ただし、段差梁付きの場合、10.1節による。

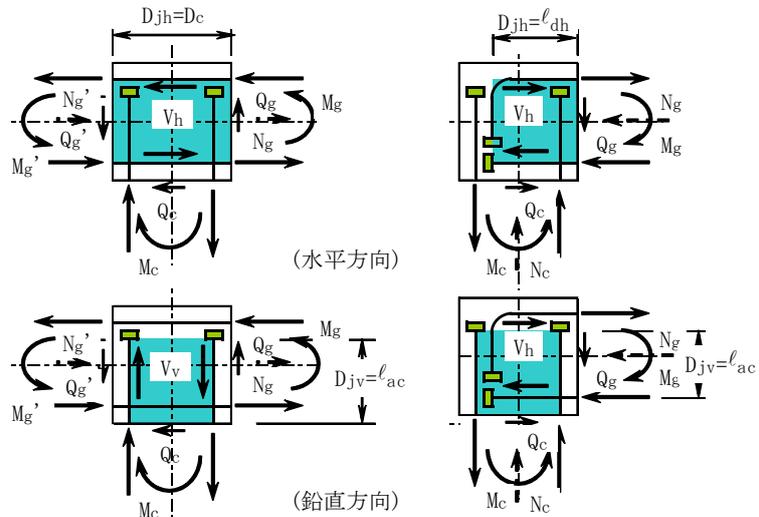
L形接合部の場合、L形が閉じる正加力時とL形が開く負加力時では、接合部圧縮ストラットの形成状態が異なる。本設計指針では、5.1節の解説(2)で前述したように、梁上端筋、下端筋ともに、8.3節の必要定着長さを確保することを前提に、接合部せん断力は、正加力時のみ検定することとしている。これらより、水平方向の接合部有効せい D_{jh} は、8.3節で定義する梁上端筋の投影定着長さ l_{dh} と同じとしてもよいとした。

また、式(6.2)式中の補正係数 ϕ は、靱性保証型指針¹⁻²⁾と同様、接合部被覆率が50%以上の直交

梁が両側に接続する場合、両側直交梁付きとして設定する。接合部被覆率は、加力方向と平行な接合部側面の見付け面積に対する直交梁断面積の比率と定義される。



解図 6.1 ト形接合部の有効せいの定義



(a) T形接合部 (b) L形接合部
解図 6.2 T形、L形接合部の有効せいの定義

(2) 柱梁接合部の形状係数 κ_u について

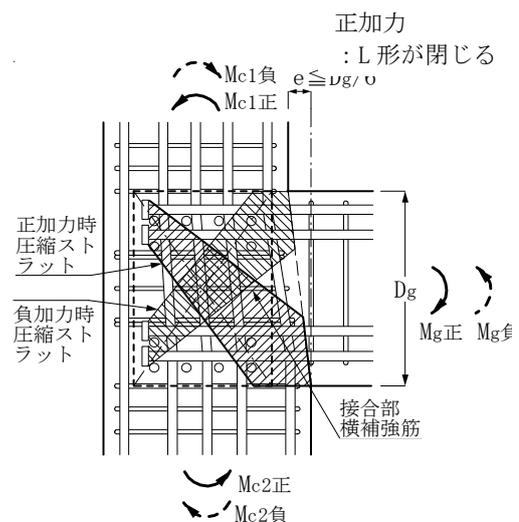
本設計指針と靱性保証型指針による接合部せん断終局耐力の算定では、L形接合部の接合部形状係数 κ_u の値のみが異なる。機械式定着の実験によると、L形接合部の場合、柱、梁に生じる変動軸力に起因し、L形が閉じる正加力時の終局耐力はL形が開く負加力時の1.5倍程度大きいので、委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、正加力時 $\kappa_u=0.6$ 、負加力時 $\kappa_u=0.4$ とした。一方、本設計指針では、5.1節の解説(2)で前述した理由より、正加力時のみ検定すればよいとし、6.1節では、正加力時の $\kappa_u(=0.6)$ のみを示した。

(3) 上階柱断面が絞られたト形接合部の有効せい

上階柱断面が絞られたト形接合部の場合、解図 6.3 に示すように、正負繰返し水平荷重を受けるので、梁上端筋引張時と下端筋引張時の接合部圧縮ストラットの範囲および正負水平荷重時の接合部有効せい D_{jh} が異なると考えられる。一方、上下柱せいの段差寸法 e が梁せい D_g の $(1/6)$ 倍以下であれば、接合部配筋詳細の設計上の注意点がRC配筋指針¹⁻⁶⁾に示されている。

これらの点を考慮するとともに、計算の簡略化の観点から、柱断面が上階で絞られたト形接合部の有効せい D_{jh} は、正負水平荷重時ともに、梁上下主筋の定着長さの平均値としてもよいものとする。

一方、段差寸法 e が梁せい D_g の $(1/6)$ 倍を超える場合、接合部配筋詳細は、14章の詳細図 1.6 に従って定めることができる。

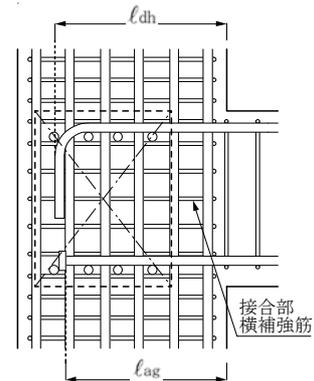


解図 6.3 上階柱断面が絞られたト形接合部の有効せい

(4) 機械式定着と折曲げ定着を混用する場合の取扱い

委員会指針に示された実験結果によると、投影定着長さ l_{dh} の折曲げ定着およびこれと同じ長さの定着長さ l_{ag} の機械式定着による梁主筋を配置したト形接合部は、ほぼ同等の構造性能を有する。この点を踏まえると、7.1 節および 8.1 節の規定を満足するト形接合部については、たとえば、解図 6.4(a) に示すように、上端筋を折曲げ定着とし、下端筋のみを機械式定着としてもよい。この場合、式(6.4)の接合部有効せい D_{jh} は、上端筋の投影定着長さ l_{dh} と下端筋の定着長さ l_{ag} のいずれか小さい方とする。

また、解図 6.4(b) に示すように、1 段筋を折曲げ定着、2 段筋を機械式定着とする場合がある。この場合、接合部有効せい D_{jh} は、1 段筋の直径、本数、投影定着長さ l_{dh} および 2 段筋の直径、本数、定着長さ l_{ag} を考慮した重み付き平均値として求めてもよいものとする。なお、機械式定着による 2 段筋の定着長さ l_{ag} は 8.1 節の規定を満足し、折曲げ定着の投影定着長さ l_{dh} は JASS 5¹⁻⁵⁾ の投影定着長さ L_a を満足する必要がある。



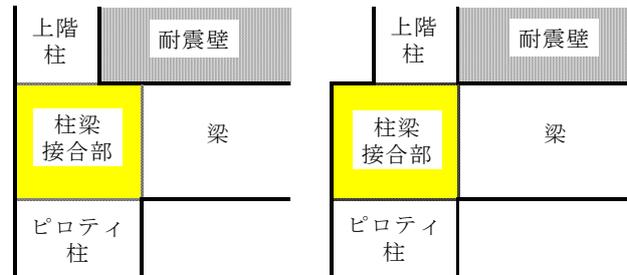
(a) 下端筋のみ機械式定着の場合



(b) 2 段筋のみ機械式定着の場合
解図 6.4 機械式定着と折曲げ定着を混用したト形接合部

(5) ピロティ柱が接続する柱梁接合部の注意点

ピロティ柱が接続する柱梁接合部の応力状態は、通常、解図 6.5 に示すように、上階柱断面が下階柱断面よりも小さいので、上下階の柱断面が同じト形接合部に比べて複雑であり、慎重に検討する必要がある。この場合、柱梁接合部のせん断力は、ト形接合部と同様に検定してもよいが、接合部配筋詳細は、下階柱主筋および梁主筋の定着耐力を確保できるように、最上階の L 形接合部の配筋詳細に準じて決定する必要がある(12 章の詳細図 1.6 参照)。



解図 6.5 ピロティ柱が接続する柱梁接合部

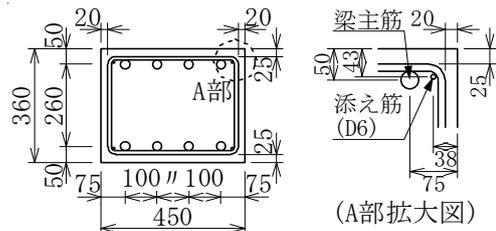
(6) 幅広型梁が接続する柱梁接合部について

本工法開発実験では、梁せいが梁幅よりも大きい標準型梁のほかに、梁せいが梁幅よりも小さく、梁幅が柱幅と同じ幅広型梁が接続するト形、T 形、L 形接合部の実験を行った。

幅広型梁の場合、柱主筋と梁主筋の納まり上、梁側面側に割増し幅が生じる。RC 配筋指針¹⁻⁶⁾によると、梁幅は、割増し幅を含めた寸法にする必要がある。ただし、柱主筋、梁主筋、横補強筋の直径によっては、梁の横補強筋の外表面から割増し幅の外表面までのかぶり厚さが 100mm 程度になることがある。そのような場合、地震時にコンクリートの剥落の危険性があり、剥落しなくても躯体表面のひび割れ幅が拡大する恐れがある。また、これらに起因し、接合部せん断終局耐力

に係わる柱梁接合部の有効幅 b_j (図 6.1) の有効性が損なわれる恐れがある。

以上の点を考慮し、幅広型梁が接続するト形、T形、L形接合部の実験では、解図 6.6 に示すように、幅広型梁の横補強筋の加工寸法は、割増し幅を含めた梁全幅の外面对して設計かぶり厚さを確保できるように決定した。この場合、最外側の梁主筋と横補強筋内面の間に隙間が生じるので、横補強筋の四隅に添え筋 (D6) を配置した。



解図 6.6 実験に供した幅広型梁の断面詳細 (試験体 VE-36-295-F)

本実験の結果、幅広型梁が接続するト形、T形、L形接合部は、梁せいが梁幅よりも大きい標準型梁の場合と同様、本設計指針によって設計すれば、目標性能を満足することが確認されている。

以上より、幅広型梁の横補強筋の加工寸法は、割増し幅を含めた梁全幅の外面对して設計かぶり厚さを確保できるように決定することを推奨する。最外側の梁主筋と横補強筋内面に、粗骨材の最大粒径 (実部材では 25mm 程度) 以上の隙間が生じる場合、横補強筋の隅角部に添え筋 (実部材では D13 以上) を配置するのがよい (詳細図 2.6 参照)。

また、幅広型梁でなくても、柱・梁外面合せによって割増し幅が生じる梁についても、接合部せん断終局耐力を確実に発揮するように、本項の幅広型梁と同様、横補強筋の加工寸法を決定することを推奨する。

なお、幅広型梁が接続するト形、十字形接合部内を通し配筋とする柱主筋については、梁せいに対する柱主筋の直径の比 (d_b/D_g) が大きくなる恐れがあるので、柱梁接合部内の柱主筋の付着検定^{1-1), 1-2)}に注意する必要がある。

(7) 最下階柱・基礎梁接合部の取扱い

最下階柱・基礎梁接合部については、通常、パイルキャップの寄与を無視してせん断終局耐力を算定するとともに、最下階柱脚部の曲げ降伏型として設計されるので、同接合部の応力状態は、一般階の柱梁接合部よりも厳しいとは限らない。これらより、本設計指針では、最下階柱・基礎梁接合部は、折曲げ定着と同様、技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾に従い、メカニズム時せん断力に対して設計することとした。ただし、場所打ち杭の場合、最下階柱・基礎梁接合部のせん断終局耐力は、杭頭部から伝達される軸力、曲げモーメント、せん断力を考慮し、メカニズム時せん断力に対して余裕のある値とする必要がある。

6.2 梁主筋掻き出し定着耐力時接合部せん断力の算定

梁主筋掻き出し定着耐力時の接合部せん断力 V_{cu} は、式(6.6)による。

$$V_{cu} = \zeta h \cdot T_{cu} \quad (6.6)$$

$$\zeta h = 1 - (\ell/h) \cdot (j_{tg}/\ell_0) \quad (6.7)$$

$$T_{cu} = \beta_c \cdot k_n \cdot (T_c + T_w) \quad (6.8)$$

$$T_c = 2\ell_{ag} \cdot b_e \cdot 0.313 \sqrt{F_c} \cdot \sqrt{(\ell_{ag}^2 + j_{tg}^2)} / j_{tg} \quad (6.9)$$

$$b_e = b_s + C_{e1} + C_{e2} \quad (6.10)$$

$$T_w = 0.7 A_w \cdot \sigma_{wy} \quad (6.11)$$

$$k_n = 1 + \sqrt{\sigma_o / F_c} \leq \min(1 + 0.016 F_c, 1.45) \quad (6.12)$$

$$\sigma_o = N_c / (B_c \cdot D_c) \quad (6.13)$$

ここに、 T_{cu} ：梁主筋掻き出し定着耐力

β_c ：低減係数 ($\beta_c = 0.7$ とする。)

ℓ_{ag} ：梁主筋定着長さ

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (単位： N/mm^2)

j_{tg} ：梁上下主筋の重心間距離、 b_e ：柱有効幅

C_{e1} , C_{e2} ：最外縁の定着筋中心からの柱側面かぶり厚さ ($\leq 0.8\ell_{ag}$)

b_s ：最外縁に配置された定着筋の中心間距離

A_w ：梁定着筋列より柱上下方向にそれぞれ ℓ_{ag} の範囲および柱有効幅 b_e の範囲内に配置された横補強筋の全断面積

σ_{wy} ：接合部および柱の横補強筋の降伏強度

k_n ：柱軸圧縮応力度 σ_o の効果を表す係数

N_c ：地震時柱軸力、 B_c , D_c ：柱断面の幅およびせい

ただし、 $N_c \leq 0$ の時は、 $N_c = 0$ とする。

接合部および柱の横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、式(6.14)による。

$$\sigma_{wy} = \min(\sigma_{wyo}, 55\sqrt{F_c}) \quad (6.14)$$

ただし、 $F_c \geq 60N/mm^2$ の時は、 $F_c = 60N/mm^2$ とする。

ここに、 σ_{wyo} ：接合部および柱の横補強筋の規格降伏点

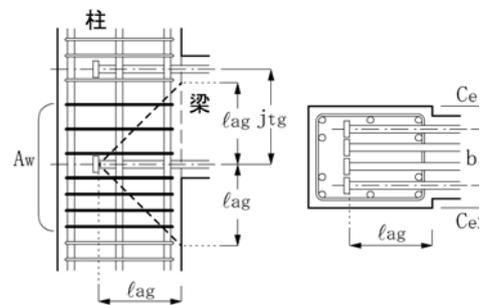


図 6.2 掻き出し破壊定着耐力に関する記号の定義

【解説】

(1) 掻き出し定着耐力の算定式

梁主筋掻き出し定着耐力時の接合部せん断力 V_{cu} は、式(6.6)に示すように、掻き出し定着耐力 T_{cu} に換算係数 ζh を乗じて求められ、掻き出し定着耐力 T_{cu} は、城らの提案式を幾分簡略化した靱性保証型指針¹⁻²⁾に示された算定式(6.8)で求められる。文献 2-10)では、機械式定着によるト形接合部の系統的な実験を基に、梁主筋掻き出し定着耐力がト形接合部のせん断終局耐力および梁曲げ降伏後の変形性能に及ぼす影響を明らかにしている。式(6.8)中の低減係数 β_c の値は、この研究結果に基づき定められている。

(2) 掻き出し定着耐力に及ぼす接合部横補強筋の効果

接合部横補強筋および柱横補強筋の負担引張力 T_w は、掻き出し破壊(コーン破壊)面と交わる横補強筋の断面積と降伏強度の積 ($A_w \cdot \sigma_{wy}$) の 0.7 倍として、式(6.11)で求められる。委員会指針に示された実験によると、機械式定着によるト形接合部を模擬した梁主筋定着部の実験で掻き出し破壊を起こした試験体の横補強筋には、高強度鉄筋と普通強度鉄筋が用いられている。高強度鉄筋を用いた場合、材料強度試験値の σ_{wy} をそのまま式(6.11)に代入すると、横補強筋の負担引張力 T_w が過大評価される。式(6.14)による横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、この点を考慮し、 T_{max}/T_{cu} の平均値がほぼ 1 になるように、コンクリートの設計基準強度 F_c に応じて制限した値としている。 T_{max} は最大耐力実験値である。

(3) 掻き出し定着耐力に及ぼす柱軸圧縮応力度の効果

掻き出し定着耐力の算定式の検証に用いた試験体の柱軸力比 σ_o/σ_B は、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(BP)試験体では 0.0~0.23、接合部せん断破壊型(P)試験体および定着部破壊型(A)試験体では 0.0~0.10 である。これらの柱軸力比に対し、式(6.12)による柱軸圧縮応力度の効果を表す係数 k_n の最大値は 1.48 となる。 σ_B は材料試験結果によるコンクリートの圧縮強度を示す。

この点を考慮し、式(6.12)による柱軸圧縮応力度の効果を表す係数 k_n は、柱軸力比 σ_o/F_c を 0.2 として求めた値で頭打ちした。ただし、係数 k_n は、地震時軸力を用いて算定する。

7章 柱梁接合部の配筋詳細

7.1 ト形、T形、L形接合部における接合部横補強筋

(1) 接合部横補強筋比

- 1) ト形、T形、L形接合部ともに、検討する地震力の作用方向ごとの接合部横補強筋比 p_{jwh} は、4.1節(1)で定めた設計区分ⅠまたはⅡに対して、式(7.1)より算定した必要横補強筋比 p_{jwho} 以上とする。接合部横補強筋比 p_{jwh} は、式(7.2)より算定する。

$$p_{jwho} = \{(\phi_s \cdot RuD/R80a) - \alpha_{wo}\} \cdot F_c / (\beta_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (7.1)$$

$$p_{jwh} = nh \cdot a_{wh} / (B_c \cdot jtgo) \quad (7.2)$$

- 2) ただし、ト形接合部では $p_{jwh} \geq 0.2\%$ とする。また、T形、L形接合部では、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ とする。

ここに、 RuD ：設計限界層間変形角、 $R80a$ ：接合部耐力余裕度 λ_p で決まる限界層間変形角

ϕ_s ：安全率、 α_{wo} 、 β_w ：表4.2による補正係数

σ_{wy} ：接合部横補強筋の降伏強度(4.2節参照)、 F_c ：コンクリートの設計基準強度

B_c ：柱幅、 $jtgo$ ：梁上下最外縁主筋の中心間距離

nh ： $jtgo$ 区間内の接合部横補強筋の組数、 a_{wh} ：接合部横補強筋1組の断面積

接合部横補強筋比 p_{jwh} は、検討する地震力の作用方向が X 方向の時は $B_c=B_{cx}$ 、 $a_{wh}=a_{whx}$ 、 $jtgo=jtgox$ 、Y 方向の時は $B_c=B_{cy}$ 、 $a_{wh}=a_{why}$ 、 $jtgo=jtgoy$ として算定する(図7.1)。

(2) 接合部横補強筋の配置

- 1) ト形接合部の場合、梁上下主筋中心と直近の接合部横補強筋中心との距離を $2db$ 以下とし、 $jtgo$ 区間に接合部横補強筋をできるだけ均等に配置する。
- 2) T形、L形接合部の場合、梁下端筋中心と直近の接合部横補強筋中心との距離を $2db$ 以下とし、柱主筋の定着金物直下と梁下端筋直上の間に接合部横補強筋をできるだけ均等に配置する。
 db は梁主筋直径を示す。

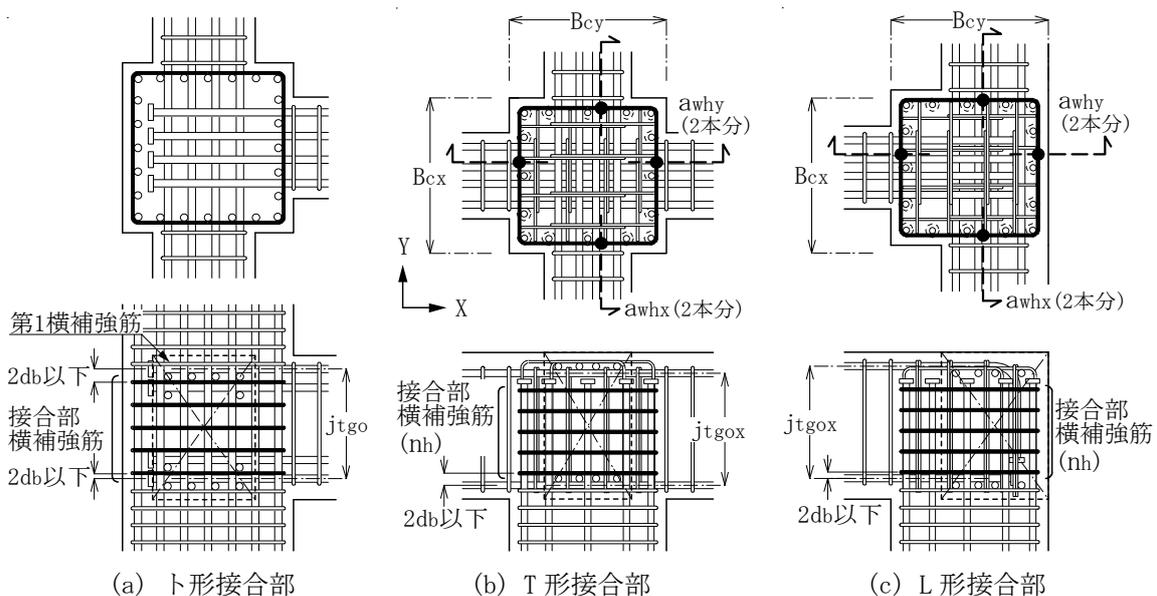


図 7.1 接合部横補強筋の配筋詳細

【解説】

(1) 接合部横補強筋比 p_{jwh} の算定

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、実験に基づき、接合部ごとに接合部横補強筋比 p_{jwh} の下限値を定めていた。これに対し、本設計指針では、設計区分ⅠまたはⅡについて、式(4.1)の条件を満足するように、接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}/F_c$ を設定することとした。これに伴い、式(4.1)～式(4.3)を用いると、ト形、T形、L形接合部の必要横補強筋比 p_{jwho} は式(7.1)で求められる。

また、本設計指針では、ト形接合部の場合、RC計算規準¹⁻¹⁾および技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾と同様、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ とした。これに対し、T形、L形接合部については、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、靱性保証型指針¹⁻²⁾と同様、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ とした。

p_{jwh} の算定式(7.2)では、梁上下重心間距離 j_{tg} を用いると、梁主筋が2段筋の場合、 p_{jwh} が大き目に評価されるので、安全側の評価となるように、梁の上下最外縁主筋間距離 j_{tgo} を用いた。

(2) 必要横補強筋比 p_{jwho} の算定結果

p_{jwho} の算定結果によると、両側直交梁付きの場合、設計区分Ⅱとしても、接合部横補強筋の鋼種、コンクリートの設計基準強度 F_c に係わらず、ト形接合部では、委員会指針初版¹⁻¹¹⁾による接合部耐力余裕度 λ_p が下限値(1.1)の時、ほぼ $p_{jwho}=0.2\%$ となり、T形、L形接合部では、 $\lambda_p=1.0$ の時、 $p_{jwho}=0.3\%$ となる。

解図7.1～解図7.3に、ト形、T形、L形接合部について、片側直交梁付きの設計区分Ⅱおよび設計区分Ⅰとして求めた p_{jwho} を示す。

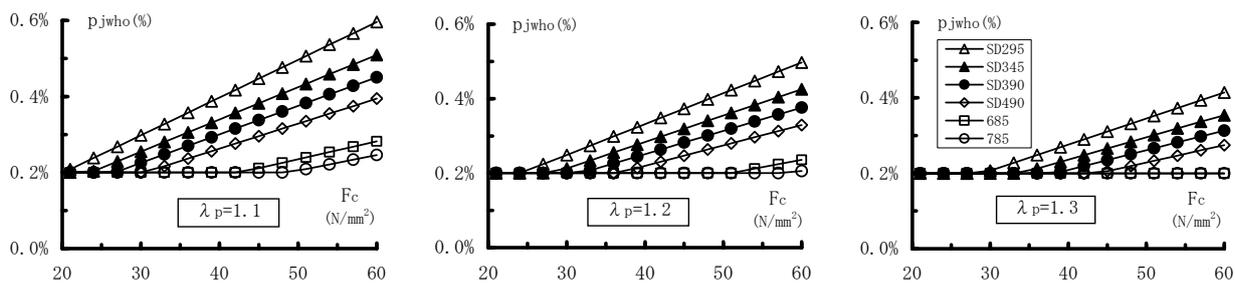
1) 片側直交梁付きの設計区分Ⅱの場合

ト形接合部の p_{jwho} は、解図7.1に示すように、委員会指針初版による構造規定の値(0.3%)と比べ、 F_c が低い時には小さく、 F_c が高い時には大きい。たとえば、 $\lambda_p=1.1$ とすれば、SD390で $F_c \leq 39\text{N/mm}^2$ の時、 $p_{jwho}=0.3\%$ となる。

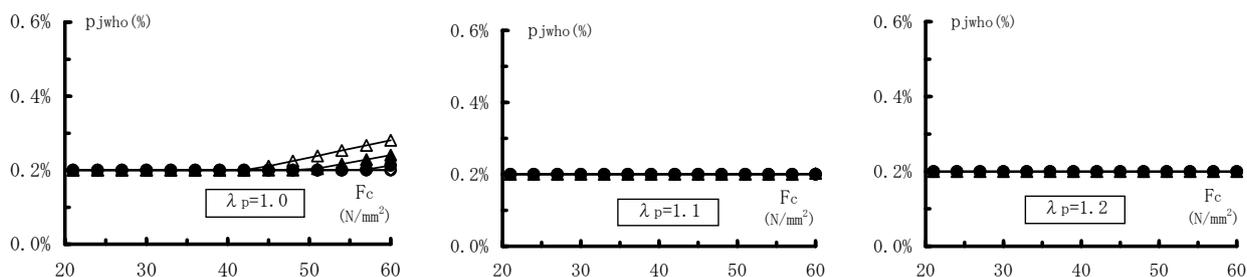
T形、L形接合部の p_{jwho} は、解図7.2、解図7.3に示すように、委員会指針初版による接合部耐力余裕度 λ_p の下限値(T形接合部 $\lambda_p=1.3$ 、L形接合部 $\lambda_p=1.2$)の時、SD345以上とすれば、 F_c に係わらず、委員会指針初版による構造規定の値よりも小さい。

2) 片側直交梁付きの設計区分Ⅰの場合

接合部横補強筋の鋼種、 F_c に係わらず、 $\lambda_p=1.1$ とすれば、ト形接合部では $p_{jwho}=0.2\%$ 、T形、L形接合部では $p_{jwho}=0.3\%$ となる。

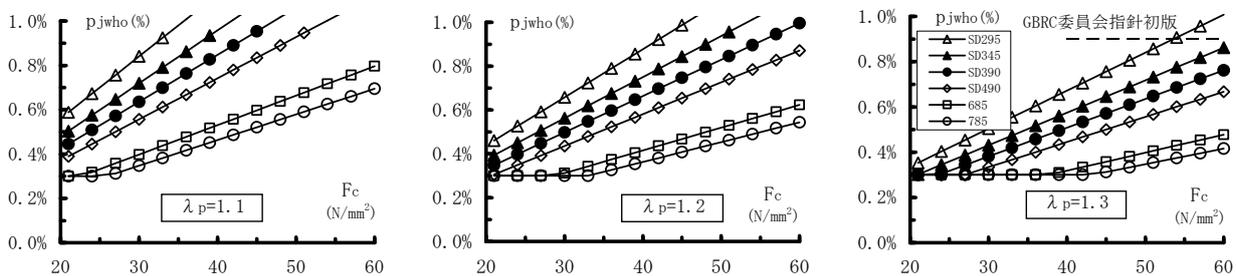


(a) 設計区分Ⅱ ($R_{uD}=1/50$) の場合

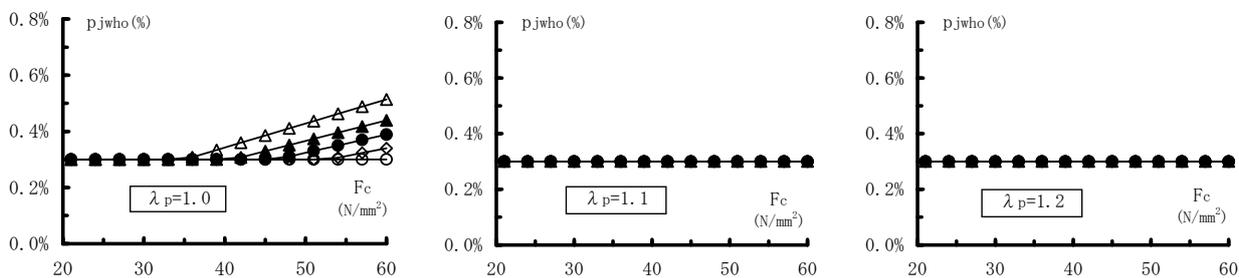


(b) 設計区分Ⅰ ($R_{uD}=1/75$) の場合

解図 7.1 ト形接合部の必要横補強比 p_{jwho} (片側直交梁付きの場合)

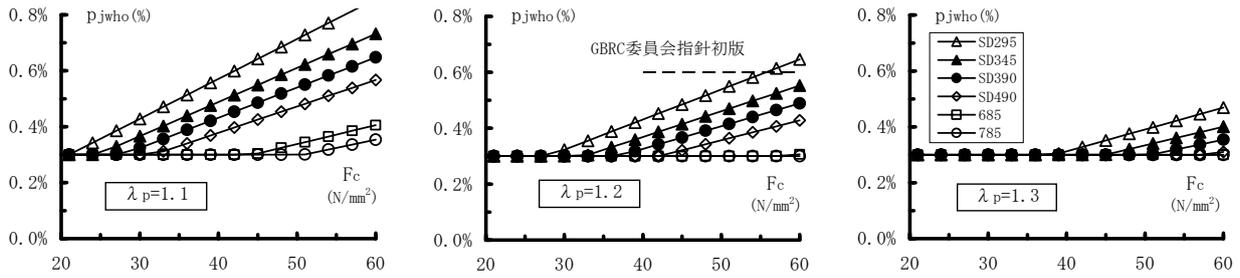


(a) 設計区分Ⅱ ($R_{uD}=1/67$) の場合

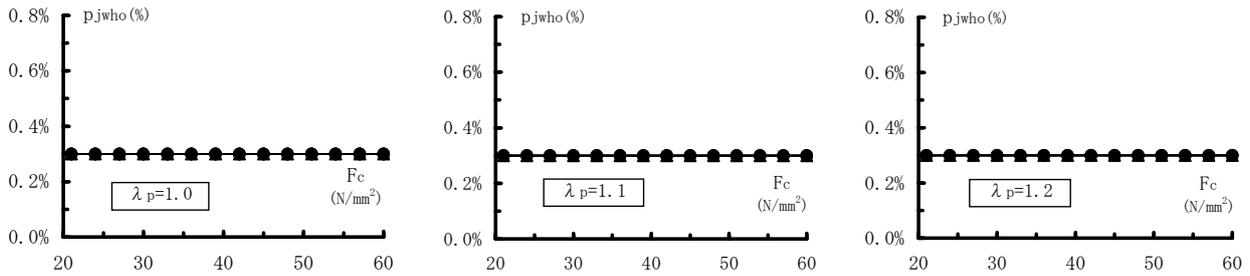


(b) 設計区分Ⅰ ($R_{uD}=1/100$) の場合

解図 7.2 T形接合部の必要横補強比 p_{jwho} (片側直交梁付きの場合)



(a) 設計区分Ⅱ (R_{uD}=1/50) の場合



(b) 設計区分Ⅰ (R_{uD}=1/75) の場合

解図 7.3 L 形接合部の必要横補強比 p_{jw} (片側直交梁付きの場合)

(3) 接合部横補強筋の配置

ト形接合部については、梁主筋の側面剥離定着耐力を高めるために、梁主筋に近接した位置に接合部横補強筋を配置することを基本とし、接合部横補強筋の配置を規定した。T 形、L 形接合部については、柱主筋の定着耐力を高めるために、柱主筋の定着金物直下と梁下端筋直上の間に接合部横補強筋をできるだけ均等に配置することとした。

柱の横補強筋については、RC 造配筋指針 9.3 節¹⁻⁶⁾と同様、図 7.1 に示すように、柱梁接合部内の梁上端筋の直上および下端筋の直下に第 1 横補強筋を配置し、それらの間に柱内法部の横補強筋を設計間隔以内で、均等に配置することが望ましい。これらの梁上端筋の直上と下端筋の直下に配置される柱の横補強筋は、梁上下主筋の定着耐力の向上に寄与する。また、通常、梁上端筋の直上に配置される柱の第 1 横補強筋の位置は、梁コンクリート上面から 50 mm 前後、柱内に入った位置となり、コンクリート打ち継ぎ処理に支障を来すことはない。

(4) 柱梁接合部に接続する上下柱の横補強筋との関係

ACI 352¹⁻⁹⁾では、地震力を受ける柱梁接合部の横補強筋 1 組の全断面積 A_{sh} は、上下柱の横補強筋と同様、式(解 7.1)によることを基本としている。すなわち、柱梁接合部については、同式による横補強筋を配置し、上下柱の間において、軸力、曲げモーメント、せん断力を確実に伝達することにしている。

$$A_{sh} \geq 0.3(sh \cdot b'' \cdot f_c' / f_{yh}) \cdot \{(A_g / A_c) - 1\} \quad \text{かつ} \quad A_{sh} \geq 0.09(sh \cdot b'' \cdot f_c' / f_{yh}) \quad (\text{解 7.1})$$

ここに、 sh : 接合部横補強筋の間隔、 b'' : 外周接合部横補強筋の中心間距離(コア断面寸法)

f_c' : コンクリート設計基準強度、 f_{yh} : 接合部横補強筋の規格降伏点

A_c : 外周接合部横補強筋中心で囲まれたコア断面積、 A_g : 柱全断面積

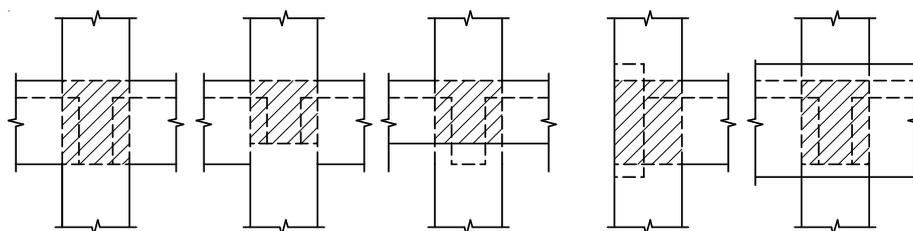
式(解 7.1)の第 2 式中、コア断面寸法 b'' を $0.9B_c$ とすると、 $p_{jw} \cdot f_{yh} / f_c' \geq 0.08$ となる。 B_c は柱

幅を示す。

以上の点を考慮し、本設計指針では、接合部横補強筋は、7.1 節の規定のほかに、RC 造配筋指針¹⁻⁶⁾と同様、なお、RC 造配筋指針では、鉄筋間隔を 150mm 以下にできない場合、必要な本数をできるだけ均等に配筋するとしている。

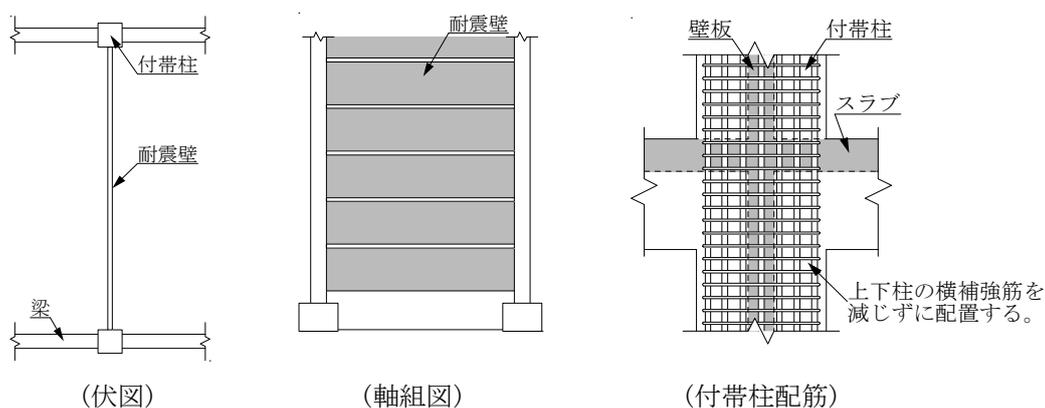
(5) 前後、左右でせいの異なる梁が接続する柱梁接合部の場合

前後、左右でせいの異なる梁が接続する柱梁接合部では、柱横補強筋が接合部横補強筋よりも多い場合、RC 造配筋指針 9.3 節¹⁻⁶⁾と同様、解図 7.4 のように、原則として、小さい方の梁せい部(ハッチ部)に接合部横補強筋を配置し、それ以外の範囲には柱横補強筋を配置する。



解図 7.4 接合部横補強筋の配置範囲(ハッチ部)

一方、解図 7.5 に示すように、桁行方向が純ラーメン架構、張間方向が付帯梁なしの耐震壁架構の場合、桁行方向の柱梁接合部には、スラブのみが接続し、直交梁が接続しないことがある。この場合、張間方向の耐震壁架構には、付帯梁が存在せず、付帯柱の応力は上下階で連続的に作用するので、付帯柱の横補強筋は、柱梁接合部の位置で減じずに配置することが望ましい。また、桁行方向の純ラーメン架構における接合部横補強筋比は、式(7.2)を用い、直交梁なしとして求めた必要横補強筋比 p_{jwh0} 以上とする必要がある。

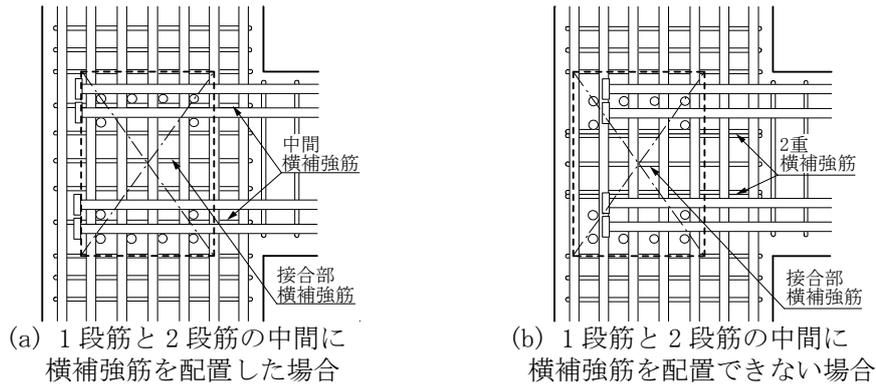


解図 7.5 スラブのみ接続し、直交梁が接続しない架構の例

(6) 梁主筋が2段筋の場合の接合部横補強筋

7.1節(2)項では、梁主筋の側面剥離定着耐力確保の観点から、梁主筋中心と直近の接合部横補強筋中心との距離を $2d_b$ 以下とした。ただし、梁主筋が2段筋の場合、梁主筋の上下の間隔が狭いと、1段筋と2段筋の間に接合部横補強筋を配置することが困難になる。すなわち、1段筋と2段筋の間隔は、接合部横補強筋の配置を考慮して設定する必要がある。

しかしながら、やむを得ず、1段筋と2段筋の間に接合部横補強筋を配置できない場合、解図7.6(b)に示すように、梁主筋と近接した位置に接合部横補強筋2組を配置するとともに、柱梁接合部内に所定の組数の横補強筋を配置する必要がある。



解図 7.6 梁主筋が2段筋の場合の接合部横補強筋

(7) 最下階柱・基礎梁接合部の横補強筋

6.1節の解説(5)で前述したように、通常、最下階柱・基礎梁接合部の応力状態は、一般階の柱梁接合部よりも厳しいとは限らない。これらより、技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾と同様、最下階柱・基礎梁接合部の接合部横補強筋比 p_{jwh} は0.2%以上とし、接合部横補強筋の鋼種はSD295以上とすることを基本とする。ただし、これらの諸量は、建物ごとの設計において、最下階柱脚部および基礎梁端部の主筋量と横補強筋量とのバランスを考慮して決定する必要がある。

(8) 接合部横補強筋の加工形状

接合部横補強筋は、外周筋および中子筋ともに、溶接閉鎖型または 135° フック付き閉鎖型とし、折曲げ内法直径および 135° フックの余長はJASS 5¹⁻⁵⁾による。ただし、高強度横補強筋の加工形状はメーカーが定める設計指針による。

7.2 T形、L形接合部における柱頭補強筋

(1) 柱頭補強筋比

T形、L形接合部には、設計区分Ⅰ、Ⅱともに、検討する地震力の作用方向に係わらず、XY両方向に、柱頭補強筋として、図7.2に示すように、 $p_{jw} \geq 0.25\%$ のかんざし筋を配置する。かんざし筋1組の足部本数は2本以上とし、 p_{jw} は柱頭補強筋比で、式(7.3)によって算定する。

$$p_{jw} = n_v \cdot a_{wv} / (B_c \cdot D_c) \quad (7.3)$$

ここに、 B_c ：柱幅、 D_c ：柱せい、 n_v ： B_c 区間または D_c 区間内のかんざし筋の組数

a_{wv} ：かんざし筋1組の断面積(足部本数分の全断面積)

ただし、X方向に対しては $n_v = n_{vx}$ 、Y方向に対しては $n_v = n_{vy}$ とする。

n_{vx} 、 n_{vy} ：X方向の B_c 区間、Y方向の D_c 区間に配置するかんざし筋の組数

(2) 構造規定

- 1) かんざし筋は、D10以上かつSD295A, B, SD345, SD390のいずれかの異形鉄筋とし、足部長さは梁下端筋の下部までの長さとする。
- 2) かんざし筋1組の最外部の幅は、接合部横補強筋の内幅-10mm程度とし、足部の本数が3本以上の場合、かんざし筋の中間の足部は、直交する梁主筋を直接拘束するように配置する。

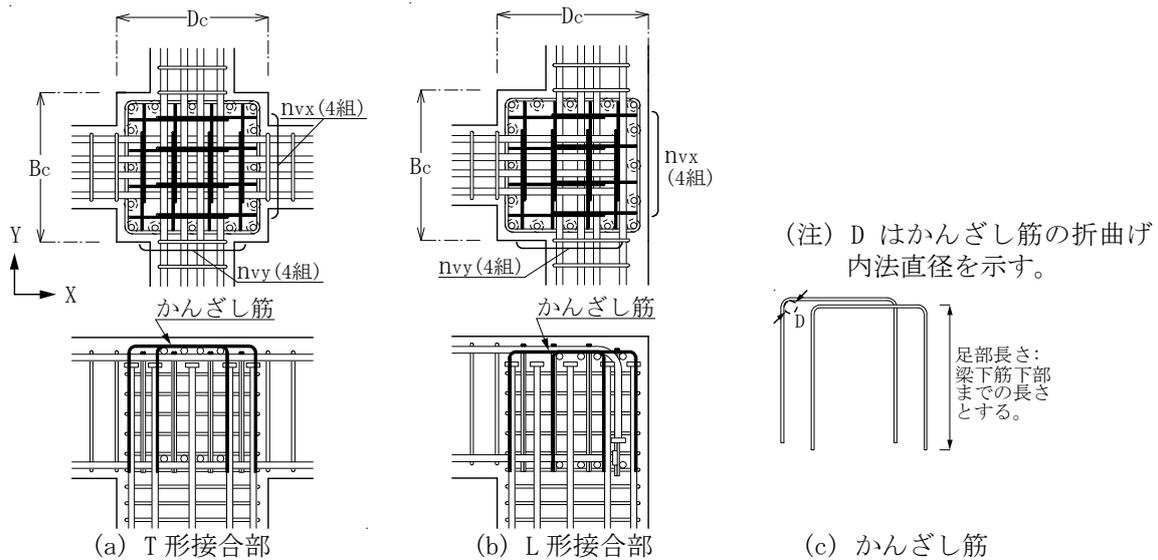


図 7.2 かんざし筋の配筋詳細

【解説】

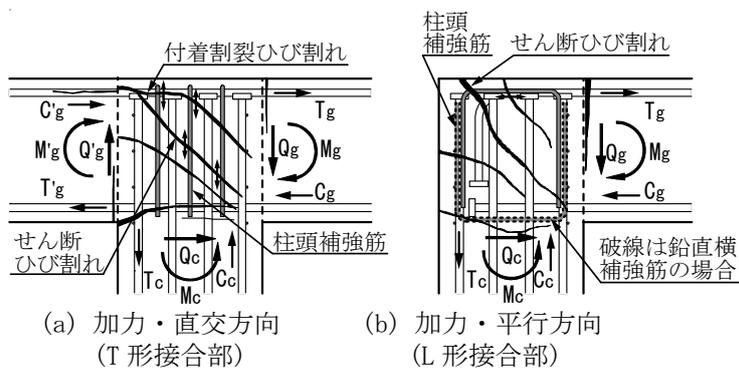
(1) 柱頭補強筋の抵抗機構

地震力を受けるT形、L形接合部に配置するかんざし筋などの柱頭補強筋の主な抵抗機構を以下に示す。

- 1) 地震力の作用方向(以下、加力・平行方向と呼ぶ)と直交する方向(以下、加力・直交方向と呼ぶ)に配置される柱頭補強筋は、解図7.7(a)に示すように、T形、L形接合部ともに、加力・平行方向の梁上端筋に沿う付着割裂破壊に抵抗し、それらの柱頭補強筋の足部は、接合部せん断ひび割れの拡大防止に寄与する。

2) L形接合部の加力・平行方向に配置される柱頭補強筋は、解図 7.7(b)に示すように、L形が閉じる方向の地震力を受ける場合、梁上端筋の折曲げ終点からの余長部と柱主筋定着部との重ね継ぎの効果を有し、出隅部から入隅部にかけて発生するせん断ひび割れの拡大防止に寄与する。

解図 7.7(a), (b)は、かんざし筋を配置した T 形、L 形部分架構について、委員会指針に示された実験結果を基に描いた模式的なひび割れ発生状況である。



解図 7.7 柱頭補強筋の抵抗機構

(2) かんざし筋の規定

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、実験に基づき、4.1節で定義した設計区分ごとに目標性能①または②に応じたかんざし筋および鉛直横補強筋を規定していた。一方、委員会指針初版発行後の新たな実験^{3-10), 3-11), 4-3)}を含めた T 形、L 形接合部の検討結果によると、柱または梁の曲げ降伏後の変形性能に対する接合部横補強筋の効果は、かんざし筋などの柱頭補強筋の効果よりも大きいと判断できる。

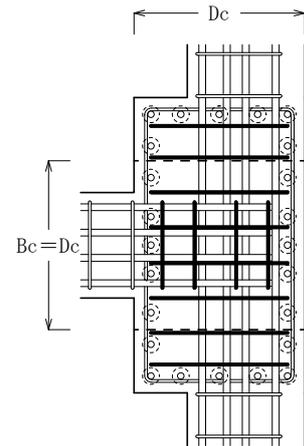
本設計指針では、新たな実験結果を含めた検討結果に基づき、必要接合部横補強筋比 p_{jwho} の算定式(7.1)を導入したことを考慮し、かんざし筋の規定を変更した。すなわち、柱頭補強比 p_{jvw} の算定式(7.3)は、右辺の分母を $(B_c \cdot D_c)$ として簡略化し、柱頭補強比 p_{jvw} は、設計区分 I、II に係わらず、委員会指針初版による設計区分 I の値と同程度でよいとした。

また、本設計指針では、ACI 352¹⁻⁹⁾の規定を考慮し、図 7.2 に示すように、2 本以上の足部を有するかんざし筋を配置するとした。この場合、かんざし筋 1 組の最外部の幅は、接合部コアコンクリート全体の拘束を意図するとともに、施工性の向上を考慮し、接合部横補強筋の内幅-10mm 程度とした。また、足部の本数が 3 本以上の場合、かんざし筋の中間の足部は、直交する梁主筋を直接拘束するように配置するとした。

ACI 352 では、柱頭部の最外部柱主筋間に 2 組以上のかんざし筋を配置し、1 組のかんざし筋は、中間の梁主筋も拘束するように、2 本以上の足部を設け、かんざし筋の足部の長さは、梁下端筋を超える長さとしている。また、かんざし筋の足部の全断面積は、接合部横補強筋と同様、式(解 7.1)の第 2 式による全断面積以上としている。

なお、柱断面が長方形で、短辺と長辺の辺長が異なる場合、7.2 節(1)項のかんざし筋の規定によると、長辺方向のかんざし筋の配置できる組数が制限される恐れがある。そのような長方形断面柱の場合、梁の接続状況に応じてかんざし筋を配置する必要がある。

解図 7.8 では、短辺方向に渡すかんざし筋については、7.2 節の規定に従い、 $p_{jwv} \geq 0.25\%$ のかんざし筋を配置している。これに対し、長辺方向のかんざし筋の幅は、柱の長辺に接続する梁の横補強筋と同じとし、このかんざし筋の柱頭補強筋比 p_{jwv} は、 $B_c = D_c$ として式(7.3)で算定することになっている。



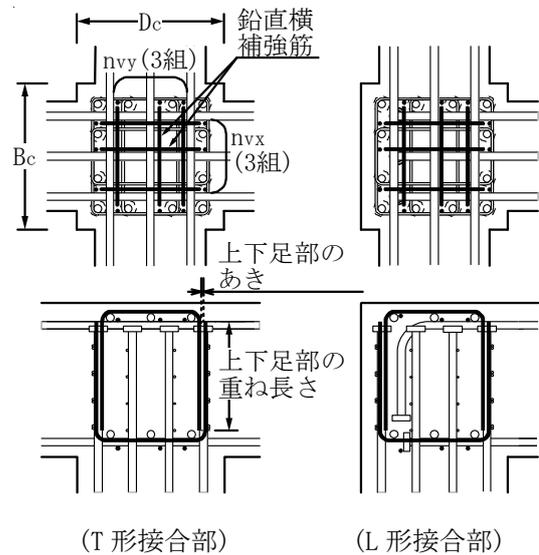
解図 7.8 長方形断面柱のかんざし筋の配置例

(3) 鉛直横補強筋

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、鉛直横補強筋の規定を指針本文に示していたが、鉛直横補強筋の使用箇所が限定されるので、指針本文から削除した。

ただし、T 形、L 形接合部に、かんざし筋を用いない場合、設計区分 I、II ともに、検討する地震力の作用方向に係わらず、X、Y 両方向に、解図 7.9 に示すように、 $p_{jwv} \geq 0.15\%$ の鉛直横補強筋を配置すればよい。

また、鉛直横補強筋の場合、上下の U 形鉄筋足部の重ね長さは $30d$ 以上、上下足部のあき寸法は $1d$ 以下、外幅は接合部横補強筋の内幅と同じとし、柱頭補強筋比 p_{jwv} は、足部の重ね継ぎに係わらず、2 本分の断面積を 1 組の断面積 a_{wv} として式(7.3)より算定する。 d は鉛直横補強筋の直径を示す。



(T 形接合部) (L 形接合部)
解図 7.9 鉛直横補強筋

7.3 定着スタブを設けたL形接合部

定着用の鉛直スタブを設けたL形接合部は、本節1)～4)の構造規定を満足する場合、ト形接合部と同様、式(4.4)の設計条件を満足すればよい。

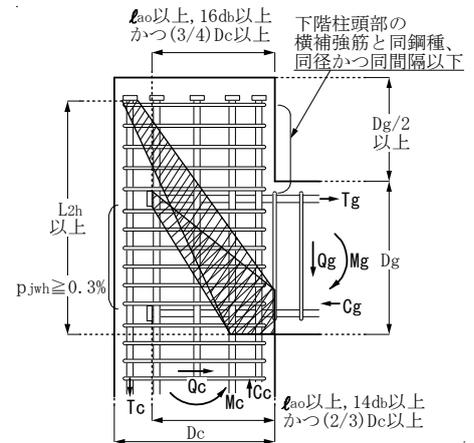
ただし、式(4.4)中に示した水平方向の柱梁接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、L形接合部と同様、式(5.3)より算定するとともに、水平方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は、 $\kappa_u=0.6$ とし、式(6.1)より算定する。 κ_u は接合部形状係数を示す。

- 1) 柱主筋の定着長さ l_{ac} は JASS 5 のフック付き定着長さ L_{2h} 以上とし、梁上面から鉛直スタブ上面までの寸法は梁せい D_c の 0.5 倍以上とする。柱主筋の側面かぶり厚さ C_s は、8.2 節による。
- 2) 梁上端筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $16db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とし、下端筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上とする。 l_{ao} は式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ、 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。
- 3) 接合部横補強筋は、7.1 節によるト形接合部と同様、設計区分に応じて配置する。ただし、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ とする。 p_{jwh} は接合部横補強筋比を示す。
- 4) 鉛直スタブ内の横補強筋は、当該柱梁接合部に接続する柱頭部の横補強筋と同鋼種、同径かつ同間隔以下とし、鉛直スタブには柱頭補強筋を配置しなくてもよい。ただし、鉛直スタブの頂部には、ひび割れ防止用補強筋を配置することが望ましい。

【解説】

(1) 基本事項

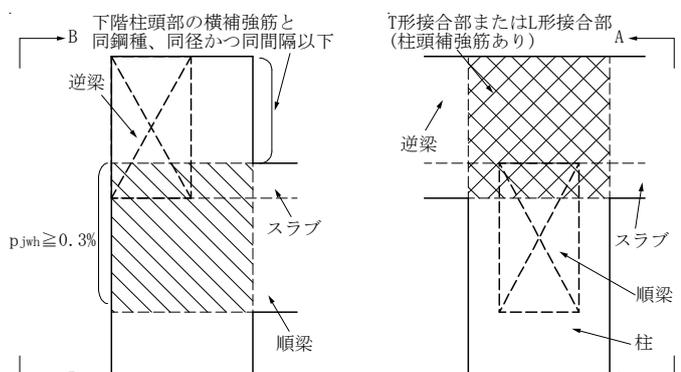
RC 規準 17 条¹⁾によると、定着用の鉛直スタブを設けたL形接合部の場合、梁上端筋定着部は、L形が閉じる正加力を受ける時、解図 7.10 に示すように、鉛直スタブ内の引張側柱主筋定着部からの圧縮ストラットによって拘束されるため、ト形接合部と同様の定着効果を期待できる。これらより、鉛直スタブを設けたL形接合部は、本節1)～4)の構造規定を満足する場合、ト形接合部と同様、式(4.4)の設計条件を満足すればよいとした。



解図 7.10 鉛直スタブ付きL形接合部の配筋詳細

(2) 鉛直スタブに逆梁が接続する場合

解図 7.11 に示すように、鉛直スタブに逆梁が接続する場合、順梁との接合部の横補強筋比は、解図 7.10 と同様、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ としてもよい。これに対し、逆梁との接合部には、T形またはL形接合部として、7.1 節による接合部横補強筋および 7.2 節によるかんざし筋を配置し、逆梁下面より下部の



(a) 順梁との接合部(A矢視) (b) 逆梁との接合部(B矢視)

解図 7.11 鉛直スタブに逆梁が接続する場合

柱端には、最上階柱頭部の横補強筋を配置する。

(3) 水平スタブを設けたL形接合部

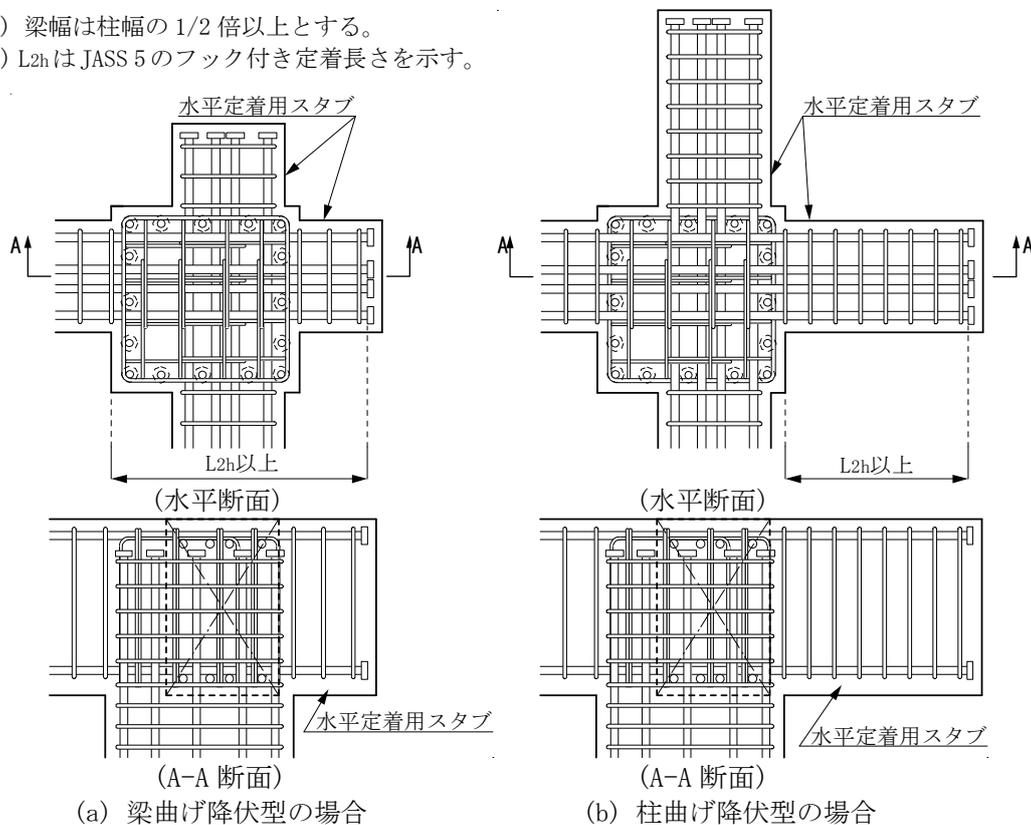
解図 7.12 に示すように、最上階梁外端を柱の外側に延長して水平スタブを設けた場合、解図 7.10 の鉛直スタブと同様の効果を期待できる。すなわち、外端梁の上下主筋定着部は、解図 7.12(a)の条件を満足する場合、定着破壊を起す恐れが少ないので、定着耐力の検定を省略してもよく、梁曲げ降伏型であれば、ト形接合部と同様、式(4.4)の設計条件を満足すればよい。

この場合、柱主筋定着部は、8.2節の規定を満足すれば、7.3節と同様、水平方向の柱梁接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.3)より算定し、水平方向の接合部有効せい D_{jh} を柱せい D_c と同じとし、水平方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は式(6.1)より算定してもよい。ただし、 $\kappa_u=0.6$ とする。

一方、柱曲げ降伏型の応力条件は、T形接合部と同様、梁曲げ降伏型よりも厳しいので、解図 7.12(b)の条件を満足するように設計することを推奨する。同図の水平スタブの条件は、ト形、T形、L形接合部に対する直交梁の効果を確認した実験^{3-10), 3-11)}に供した試験体を基に定めた。したがって、解図 7.12(b)の水平スタブを設けた場合、式(6.1)による接合部せん断終局耐力だけでなく、式(4.3)による接合部横補強筋量に関する補正係数 α_w および 8.2節の柱主筋の必要定着長さ l_{ac} に対して、柱曲げ降伏型、梁曲げ降伏型に係わらず、直交梁の効果を期待できる。

なお、ト形接合部についても、解図 7.12(a), (b)と同様の水平スタブを設けた場合、L形接合部と同様、梁主筋定着耐力、接合部せん断終局耐力および接合部横補強筋量に対して、直交梁の効果を期待できる。

- (注) 1) 梁幅は柱幅の 1/2 倍以上とする。
 2) L_{2h} は JASS 5 のフック付き定着長さを示す。



解図 7.12 水平スタブ付きL形接合部の配筋詳細

8章 柱、梁主筋定着部の設計

8.1 ト形接合部における梁主筋定着部

ト形接合部における梁主筋定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上を基本とする。必要定着長さ l_{ao} の上限は $25db$ とし、 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。

ただし、式(4.5)の条件を満足する場合、 l_{ag} は、 $(2/3)D_c$ 未満としてもよいが、 $(1/2)D_c$ 未満にしてはならない。また、ト形接合部に接続する柱が引張軸力を受ける場合には、4.3節(1)の規定を満足しなければならない。

$$l_{ao}/db = \sqrt{D_{jg}^2 - 2(j_{tg}/db) \cdot S_a - D_{jg}} \quad (8.1)$$

$$S_a = 56 - 19 \sigma_{sy} / (k_5 \cdot k_6 \cdot \sigma_{auo}) \quad (8.2)$$

$$D_{jg} = 1.17(j_{tg}/db) + 24 \quad (8.3)$$

ここに、 l_{ao}/db ：必要定着長さ比

σ_{sy} ：主筋の上限強度算定用材料強度

$$\sigma_{auo} = \beta_{ao} \cdot (31.2F_c^{-0.5} - 1.26) \cdot F_c \quad (8.4)$$

：基本支圧強度(N/mm^2)

β_{ao} ：定着耐力の低減係数

両側直交梁付きの場合： $\beta_{ao}=1.0$ 、それ以外の場合： $\beta_{ao}=0.8$

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

$$k_5 = 0.9 + 12.5p_{jwh} \leq 1.0 \quad (8.5)$$

：接合部横補強筋比(p_{jwh})による補正係数で、 p_{jwh} は式(7.2)による。

$$k_6 = k_{6d} \cdot k_{6f} \leq 1.0 \quad (8.6)$$

：定着筋直径(db)による補正係数 (db ：mm)

$$\left. \begin{aligned} k_{6d} &= 1.31 - 0.0125db \leq 1.0 \\ k_{6f} &= 0.49 + 0.017F_c \geq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

j_{tg} ：梁上下主筋の重心間距離

【ト形接合部における梁主筋定着部の構造規定】

- 1) 梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $3db$ 以上とする。
- 2) 定着板内面からの背面かぶり厚さ C_b は、 $4db$ 以上とする。ただし、 $l_{ag} \geq 15db$ の場合、 C_b は、 $3db$ 以上としてもよい。

【解説】

(1) 梁主筋必要定着長さに基づく定着設計

本設計指針 4.3節では、梁主筋定着部は側面剥離定着破壊を起さないことを前提とし、ト形接合部の設計条件を定めた。これらより、本節では、梁主筋の定着長さは必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $12db$ 以上とした。梁主筋の必要定着長さの算定式は益尾・窪田式²⁻⁸⁾より導出した。同式による側面剥離定着耐力は、いずれの既制定着金物を用いた場合にも精度よく評価できる。

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、梁主筋定着長さ l_{ag} は $(3/4)D_c$ 以上とすることを基本としていたが、

初版発行後に行われた数多くの実験²⁻¹⁰⁾より、 $l_{ag}=(2/3)D_c$ としたト形接合部の構造性能が確認されているので、本設計指針では、 l_{ag} は $(2/3)D_c$ 以上とすることを基本とした。

(2) 必要定着長さ比の算定式の導出

式(8.1)は、梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s を $3d_b$ とし、益尾・窪田式より求めた梁主筋側面剥離定着耐力(Tau)時の鉄筋の引張応力 σ_{sau} と降伏強度 σ_{sy} を等値して求めた (l_{ao}/d_b) に関する2次式の解として導出される。

委員会指針初版では、実験を基に、同式の補正係数 k_2 は 1.1 以下 ($l_{ao}/d_b \leq 18$)、 k_3 は 1.05 以下 ($l_{ao}/j_{tg} \leq 1.2$) に制限されている。一方、本設計指針では、8.2 節に示すように、柱主筋の必要定着長さの算定式を導入した際に、柱主筋の必要定着長さ比 l_{ac}/d_b の上限を 25 とし、計算の簡略化のために、 l_{ao}/j_{tg} の上限を削除した。これに伴い、梁主筋の必要定着長さの上限も同様とした。なお、 l_{ao} が $25d_b$ を超える場合、コンクリート強度 F_c 、鉄筋直径 d_b 、接合部横補強筋比 p_{jwh} などを変更し、再度、式(8.1)より必要定着長さ比を求める必要がある。また、式(解8.1)を満足することを確認した場合、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} によらなくてもよい。

$$Tau \geq T_{sy} \quad \text{(解 8.1)}$$

$$Tau = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \sigma_{auo} \cdot \Sigma A_p \quad \text{(解 8.2)}$$

$$T_{sy} = \sigma_{sy} \cdot \Sigma a_t \quad \text{(解 8.3)}$$

ここに、 Tau ：益尾・窪田式による側面剥離定着耐力

T_{sy} ：梁主筋の引張降伏耐力

σ_{auo} ：基本支圧強度(式(8.4)による)

$k_1=5.5/\alpha_p$ ：支圧面積比(α_p)による補正係数

$k_2=0.8+0.0167(l_{ag}/d_b) \leq 1.1$ ：定着長さ比(l_{ag}/d_b)による補正係数

$k_3=0.7+0.3(l_{ag}/j_{tg}) \leq 1.05$ ：ストラット勾配(l_{ag}/j_{tg})による補正係数

$k_4=0.92+0.02(C_s/d_b) \leq 1.05$ ：側面かぶり厚さ比(C_s/d_b)による補正係数

$k_5=0.9+12.5 p_{jwh} \leq 1.0$ ：接合部横補強筋比(p_{jwh})による補正係数

$k_6= k_{6d} \cdot k_{6f} \leq 1.0$ ：定着筋直径(d_b)による補正係数

$k_{6d}=1.31-0.0125d_b \leq 1.0$ 、 $k_{6f}=0.492+0.0169F_c \geq 1.0$

ΣA_p ：定着金物の支圧面積の総和、 $\alpha_p=A_p/a_t$ ：支圧面積比

l_{ag} ：引張側梁主筋の定着長さ、 p_{jwh} ：接合部横補強筋比

j_{tg} ：梁上下主筋の重心間距離、 F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t ：引張側梁主筋1本当たりの断面積、 Σa_t ：引張側梁主筋の全断面積

σ_{sy} ：梁主筋の上限強度算定用材料強度

(3) 必要定着長さ比の算定結果

式(8.1)によると、他の要因が同じ場合、 j_{tg}/db が大きいほど、必要定着長さ比 l_{ao}/db は増加し、 $j_{tg}=600\text{mm}$ 、梁主筋が D32 の場合であれば、 $j_{tg}/db=18.8$ となる。これらより、解表 2.1 による上限強度算定用材料強度 σ_{sy} を用い、 $j_{tg}/db=20$ 、 $p_{jwh}=0.2\%$ として求めた梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を解表 8.1 に示す。

ここで、解表 8.1 は、 $j_{tg}/db > 20$ となる梁せいの大きい梁主筋には適用できない。このような場合、解表 8.1 によらず、設計の j_{tg}/db の値を用い、式(8.1)によって求めた値を採用するか、材端部で曲げ降伏しない基礎梁であれば、10.3 節の式(10.3.1)より求めた解表 10.3.1 の値を採用することができる。

解表 8.1 梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db ($p_{jwh}=0.2\%$)

(a) 直交梁なし、片側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)													
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
SD295	D25以下	12													
	D29	13	12												
	D32	14	13	12											
	D35	15	14	13	12										
	D38	17	15	14	13	12									
	D41	18	17	15	14	12									
SD345	D25以下	15	13	12											
	D29	16	15	14	12										
	D32	18	16	15	14	12									
	D35	19	17	16	15	12									
	D38	21	19	18	16	14	12								
	D41	22	20	19	18	15	13	12							
SD390	D25以下	19	17	16	15	13	12								
	D29	20	19	17	16	14	13	12							
	D32	22	20	19	17	15	13	12							
	D35	23	22	20	19	16	14	12							
	D38	25	23	22	20	18	15	13	12						
	D41	—	25	23	22	19	17	14	12						
SD490	D25以下	24	22	20	19	18	17	16	15	14	13	12			
	D29	—	24	22	21	18	17	16	15	14	13	12			
	D32	—	25	24	22	19	17	16	15	14	13	12			
	D35	—	—	25	24	21	18	16	15	14	13	12			
	D38	—	—	—	25	22	20	17	15	14	13	12			
	D41	—	—	—	—	24	21	19	17	15	14	13	12		

“-”を付した場合は、 $l_{ao}/db > 25$ に該当する。

(b) 両側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295	D41以下	12											
SD345	D35以下	12											
	D38	14	12										
	D41	15	13	12									
SD390	D25以下	12											
	D29	13	12										
	D32	15	13	12									
	D35	16	14	13	12								
	D38	17	16	14	13	12							
	D41	19	17	16	15	12							
SD490	D25以下	16	15	13	12								
	D29	18	16	15	14	12							
	D32	19	18	16	15	12							
	D35	21	19	18	16	14	12						
	D38	22	20	19	18	15	13	12					
	D41	24	22	20	19	17	14	12					

(4) 両側直交梁付きト形接合部に定着される梁主筋の定着耐力の増大効果

文献 2-10)の実験によると、接合部被覆率¹⁻²⁾が 50%以上の直交梁が両側に接続するト形接合部については、直交梁なしに対する接合部せん断終局耐力の増大効果のほかに、梁主筋定着耐力の増大効果を見込むことができる。これらより、両側直交梁付き接合部に定着された梁主筋については、式(8.4)中の定着耐力の低減係数 β_{ao} は 1.0 としてもよいとした。接合部被覆率は、加力方向に平行な接合部側面の見付け面積に対する直交梁断面積の比率と定義される。

(5) 側面かぶり厚さおよび背面かぶり厚さに関する規定

8.1 節では、実験²⁻¹⁰⁾に基づき、側面剥離定着破壊防止の観点から、梁主筋中心からの側面かぶり厚さの最小値を定め、正負繰返し加力による定着金物背面側への押し抜き破壊防止の観点から、梁主筋の背面かぶり厚さの最小値を定めた。

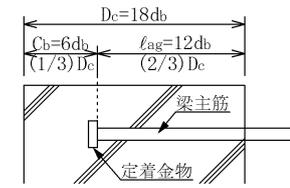
機械式定着によるト形接合部の標準的な実験²⁻¹⁰⁾は、解図 8.1(a)に示すように、 l_{ag} を $12db$ かつ $(2/3)D_c$ として行われている。 $l_{ag}=12db$ は構造規定の最小定着長さであり、 D_c は柱せいを示す。この場合、背面かぶり厚さ C_b は $6db$ となる。

同図(c)に示すように、 $l_{ag}=15db$ かつ $C_b=3db$ の場合、梁曲げ降伏後の変形性能は、 l_{ag} が $12db$ かつ $(2/3)D_c$ の場合よりも改善される。すなわち、定着長さを長くすると、背面かぶり厚さが小さくても、柱梁接合部内での圧縮ストラットの有効範囲の拡大に伴い、梁曲げ降伏後の変形性能は低下しない。また、同図(b)に示すように、 $l_{ag}=12db$ かつ $C_b=4db$ の場合、 $l_{ag}=(3/4)D_c$ となり、この場合にも、式(4.4)の設計条件を満足すれば、4.1 節に示した目標性能②の達成が実験で確認されている。

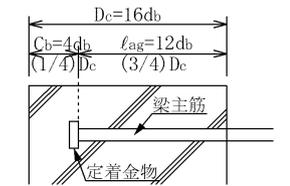
解図 8.2 に、設計で採用できる定着長さ l_{ag} と背面かぶり厚さ C_b の関係を表す。同図中、A 点、B 点、C 点は、解図 8.1(a), (b), (c) に対応し、B 点～C 点および D に至る間が背面かぶり厚さ C_b の下限を表す。

$D_c=l_{ag}+C_b$ であるので、 $l_{ag}=(1/2)D_c$ 、 $l_{ag}=(2/3)D_c$ 、 $l_{ag}=(3/4)D_c$ に対応する $l_{ag}-C_b$ 関係は、それぞれ実線、一点鎖線、破線で表される。

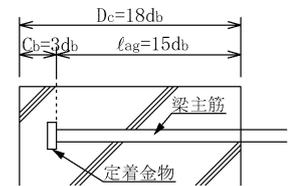
実線は $l_{ag}=(1/2)D_c$ の場合、一点鎖線は $l_{ag}=(2/3)D_c$ で、ト形接合部に接続する柱が圧縮軸力を受ける場合、破線は $0.7l_{ag} \cdot \sigma_{yo}$ を超えない引張軸力 $|N|$ を受ける場合に、掻き出し定着耐力を検定しなくてもよい境界を表す(4.3 節 参照)。ただし、いずれの場合にも、 l_{ag} は $(1/2)D_c$ 未満にしてはならない。



(a) $l_{ag}=(2/3)D_c$ の場合

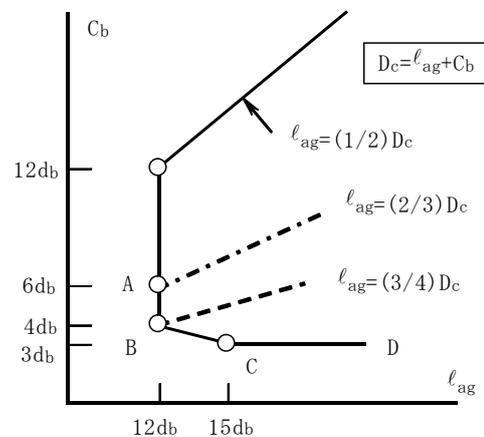


(b) $C_b=4db$ の場合



(c) $C_b=3db$ の場合

解図 8.1 定着長さ l_{ag} と背面かぶり厚さ C_b の関係



解図 8.2 設計で採用できる $l_{ag}-C_b$ 関係

8.2 機械式柱主筋・内定着による T 形、L 形接合部内の柱主筋定着部

機械式柱主筋・内定着による T 形、L 形接合部の場合、柱主筋定着長さ l_{ac} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $16db$ 以上かつ $(3/4)D_g$ 以上とする。ただし、式(8.1)中の係数 S_a は、 $k_5=0.9$ とし、式(8.2)より算定する。

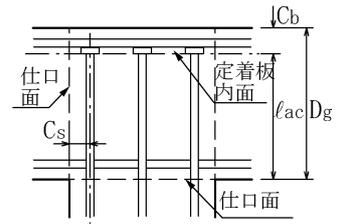


図 8.1 柱主筋の定着長さ

【柱主筋定着部の構造規定】

- 1) 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $2db$ 以上とする。
 - 2) 定着板内面からの背面かぶり厚さ C_b は、 $3db$ 以上とする。
- (注) db は柱主筋直径、 D_g は梁せいを示す。

【解説】

(1) 柱主筋定着耐力の算定式

柱主筋定着耐力の算定式は、機械式定着による T 形接合部の実験^{2-9), 3-11), 4-3)}を基に、梁主筋側面剥離定着耐力を対象とした益尾・窪田式²⁻⁸⁾に対し、接合部横補強筋比(p_{jwh})による補正係数 k_5 を 0.9 として求めた。すなわち、柱主筋定着耐力に及ぼす接合部横補強筋の効果は、実験データが少ないので、式(解 8.2)中の接合部横補強筋比(p_{jwh})による補正係数 k_5 の算定式($k_5=0.9+12.5p_{jwh} \leq 1.0$)に対して、 $p_{jwh}=0$ とし、 $k_5=0.9$ を仮定した。この修正によっても、定着耐力の低減係数 β_{ao} を 0.8 とすれば、柱主筋定着耐力は、実験値に対して妥当に評価される。

一方、益尾・窪田式では、検証用実験より定着長さ比 l_a/db を 18 以下に制限した。T 形接合部実験²⁻⁹⁾では、接合部耐力余裕度 Q_{ju}/Q_{cu} が 1.2 程度で、柱主筋定着長さ l_{ac} が $23.1db$ の場合、柱曲げ降伏後の限界層間変形角実験値 R_{80} が $1/10$ 程度の变形性能が得られる。 Q_{ju} は接合部終局耐力時、 Q_{cu} は柱曲げ終局耐力時の柱せん断力であり、 R_{80} は耐力が最大耐力の 80% に低下した時の層間変形角実験値である。また、JASS^{5¹⁻⁵⁾}では、SD490 のフック付き梁主筋の定着長さ L_a の上限を $25 db$ としている。 db は鉄筋直径を示す。

これらより、本設計指針では、SD490 を含め必要定着長さ比 l_{ao}/db の上限を 25 とするとともに、計算の簡略化のために、ストラット勾配による補正係数 k_3 に対する l_{ao}/j_{tg} の上限を削除した。

(2) 柱主筋定着耐力に及ぼす直交梁の影響

両側直交梁付きの T 形、L 形接合部の限界層間変形角実験値 R_{80} については、ト形接合部²⁻¹⁰⁾と同様、直交梁なしおよび片側直交梁付きと比較すると、接合部せん断耐力余裕度 Q_{pu}/Q_{cu} の増加のほかに、定着耐力余裕度 Q_{au}/Q_{cu} の増加に伴う増大効果を見込むことができる。 Q_{pu} は接合部せん断終局耐力時、 Q_{au} は柱主筋定着耐力時の柱せん断力である。

これらより、T 形、L 形接合部における柱主筋定着耐力の低減係数 β_{ao} は、8.1 節のト形接合部と同様、両側直交梁付きでは 1.0 、それ以外では 0.8 とすることができる。

(3) 柱主筋の必要定着長さ

委員会指針に準じ、 $Q_{cu}=2\sigma_{cy}\cdot\alpha_p\cdot j_{tco}/h_0$ として求めた柱曲げ終局耐力時せん断力を用いると、梁主筋と同様、柱主筋の必要定着長さ l_{ao} は、 $\sigma_{au}\cdot\alpha_p>\sigma_{cy}$ の条件より、式(8.1)で求められる。 σ_{au} は柱主筋の定着耐力時支圧強度、 α_p は支圧面積比、 σ_{cy} は柱主筋の引張降伏強度である。また、式(8.1)中の係数 S_a は、かぶり厚さ比 $C_s/db=2$ ($k_4=0.96$)とし、式(8.2)によって求めることができる。

解表 2.1 による上限強度材料強度 σ_{sy} を用い、 $j_{tco}/db=20$ として式(8.1)より求めた柱主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を解表 8.2 に示す。

解表 8.2 柱主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db

(a) 直交梁なし、片側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)													
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
SD295	D35以下	16													
	D38	18	16												
	D41	19	17	16											
SD345	D25以下	16													
	D29	17	16												
	D32	19	17	16											
	D35	20	18	17	16										
	D38	22	20	18	17	16									
	D41	23	21	20	19	16									
SD390	D25以下	20	18	17	16										
	D29	21	20	18	17	16									
	D32	23	21	20	18	16									
	D35	24	23	21	20	17	16								
	D38	—	24	23	21	18	16								
	D41	—	—	24	23	20	17	16							
SD490	D25以下	25	23	21	20	19	18	17	16						
	D29	—	25	23	22	19	18	17	16						
	D32	—	—	25	23	20	18	17	16						
	D35	—	—	—	25	22	19	17	16						
	D38	—	—	—	—	23	21	18	16						
	D41	—	—	—	—	25	22	20	18	16					

“—”を付した場合は、 $l_{ao}/db>25$ に該当する。

(b) 両側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)													
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
SD295 SD345	D41以下	16													
	D32以下	16													
SD390	D35	17	16												
	D38	18	17	16											
	D41	20	18	17	16										
	D25以下	17	16												
SD490	D29	19	17	16											
	D32	20	18	17	16										
	D35	22	20	18	17	16									
	D38	23	21	20	19	16									
	D41	25	23	21	20	17	16								

(4) 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ

本設計指針では、柱主筋定着耐力算定式の導入に際し、柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s の影響を考慮できるようにしたので、側面かぶり厚さ C_s を $2db$ 以上とした。

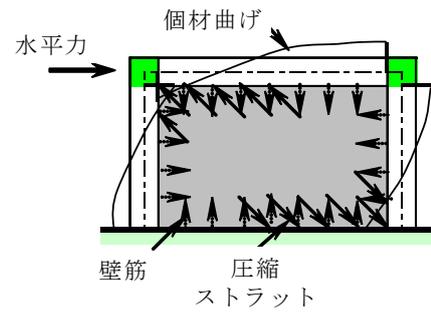
側面かぶり厚さ C_s は、上記の規定のほか、4.4節の解説(1)に示すように、建物外周等では、帯筋表面からのかぶり厚さ C_{ow} または定着板外面からのかぶり厚さ C_{oa} のいずれか小さい方の値がJASS 5の設計かぶり厚さ以上となるように定める必要がある。

(5) 定着板内面からの背面かぶり厚さ

柱降伏型T形部分架構の実験¹⁻¹⁰⁾によると、限界層間変形角の到達前後より、柱主筋の背面側への押し抜き変形が著しくなる。この押し抜き変形は、背面かぶり厚さのみによって支配されるのではなく、柱主筋の定着長さや接合部横補強筋量とも関係する。接合部横補強筋量を増やすと、柱端梁下面での柱主筋の引張降伏以降、塑性域の接合部内への進入が遅延し、定着金物直下のコンクリートの支圧破壊が抑制され、その結果、柱主筋の背面側への押し抜き変形も抑制される。これらのことを考慮して背面かぶり厚さの最小値を定めた。

(6) 耐震壁の付帯柱、梁主筋の定着長さ

無開口耐震壁の付帯柱、梁には、解図 8.3 に示すように、壁板の圧縮ストラットと壁筋からの拘束応力によって、曲げモーメント(以下、個材曲げと呼ぶ)が発生する。ただし、個材曲げによる付帯柱、梁主筋定着部の応力状態は、純ラーメン骨組における柱梁接合部内の柱、梁主筋定着部よりも緩和されると考えられる。



解図 8.3 耐震壁の応力状態

これらより、本設計指針では、無開口耐震壁の付帯柱梁接合部については、下記の付帯柱、梁主筋の定着長さを確保することを基本とする。同様の理由より、付帯柱梁接合部のせん断終局耐力の検定は行わなくてもよいと考えられる。

- 1) ト形接合部における付帯梁主筋の定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上、かつ、 $(2/3)D_c$ 以上とする。 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。
- 2) L形接合部における付帯梁主筋の定着長さ l_{ag} は、8.3節による。
- 3) 付帯柱主筋の定着長さ l_{ac} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $16db$ 以上、かつ、 $(3/4)D_g$ 以上とする。この場合、式(8.1)中の S_a は、 $k_5=0.9$ とし、式(8.2)より算定する。 db は柱主筋直径、 D_g は梁せいを示す。

ただし、式(8.2)中の主筋降伏強度 σ_{sy} は、SD390以下では $1.1 \times \sigma_{yo}$ 、SD490では $1.0 \times \sigma_{yo}$ とする。 σ_{yo} は規格降伏点を示す。

付帯梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を解表 8.3、付帯柱主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を解表 8.4に示す。解表 8.3の計算値は、解表 8.1と同様、付帯柱梁接合部の横補強筋比 p_{jwh} を0.2%として求めた。

解表 8.3 耐震壁の付帯梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db ($p_{jwh}=0.2\%$)

(a) 直交梁なし、片側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295	D38以下	12											
	D41	13	12										
SD345	D25以下	12											
	D29	13	12										
	D32	14	12										
	D35	15	14	12									
	D38	16	15	14	12								
	D41	18	16	15	14	12							
SD390	D25以下	15	13	12									
	D29	16	15	13	12								
	D32	18	16	15	13	12							
	D35	19	17	16	15	12							
	D38	20	19	17	16	14	12						
	D41	22	20	19	18	15	13	12					
SD490	D25以下	19	17	16	15	14	13	12					
	D29	21	19	18	16	14	13	12					
	D32	22	20	19	18	15	13	12					
	D35	24	22	20	19	16	14	12					
	D38	25	23	22	20	18	15	13	12				
	D41	-	25	23	22	19	17	14	12				

"-"を付した場合は、 $l_{ao}/db > 25$ に該当する。

(b) 両側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295 SD345	D41以下	12											
	D35以下	12											
SD390	D38	13	12										
	D41	15	13	12									
	D25以下	12											
SD490	D29	14	12										
	D32	15	13	12									
	D35	16	15	13	12								
	D38	17	16	15	13	12							
	D41	19	17	16	15	12							

解表 8.4 耐震壁の付帯柱主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/d_b

(a) 直交梁なし、片側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295	D41以下	16											
SD345	D35以下	16											
	D38	17	16										
	D41	19	17	16									
SD390	D25以下	16											
	D29	17	16										
	D32	19	17	16									
	D35	20	18	17	16								
	D38	21	20	18	17	16							
	D41	23	21	20	18	16							
SD490	D25以下	20	18	17	16								
	D29	22	20	18	17	16							
	D32	23	21	20	19	16							
	D35	25	23	21	20	17	16						
	D38	—	24	23	21	19	16						
	D41	—	—	24	23	20	18	16					

“—”を付した場合は、 $l_{ao}/d_b > 25$ に該当する。

(b) 両側直交梁付きの場合

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295	D41以下	16											
SD345													
SD390													
SD490	D32以下	16											
	D35	17	16										
	D38	18	17	16									
	D41	20	18	17	16								

一方、開口付き耐震壁の付帯柱、梁主筋定着部の応力状態は、通常、開口部の位置に係わらず、無開口耐震壁と同様、純ラーメン骨組よりも緩和されると考えられる。これらより、本設計指針では、開口付き耐震壁の場合にも、無開口耐震壁と同様、付帯梁主筋の定着長さ l_{ag} および付帯柱主筋の定着長さ l_{ac} の規定を満足すればよいとする。

8.3 機械式柱主筋・内定着によるL形接合部内の梁主筋定着部

(1) 梁上端筋

- 1) 投影定着長さ ℓ_{dh} は、 ℓ_{ao} 以上、 $16db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。
- 2) 梁上端筋の折曲げ内法直径 D は、JASS 5による。

(余長部タイプA)

余長部折曲げ終点からの定着長さ ℓ_{av} は、JASS 5の直線定着長さ L_2 以上とする(図8.2(a))。

(余長部タイプB)

余長部折曲げ終点からの定着長さ ℓ_{av} は $10db$ 以上、梁上端筋余長部と柱主筋との重ね長さ ℓ_{pv} は $12db$ 以上とする(図8.2(b))。

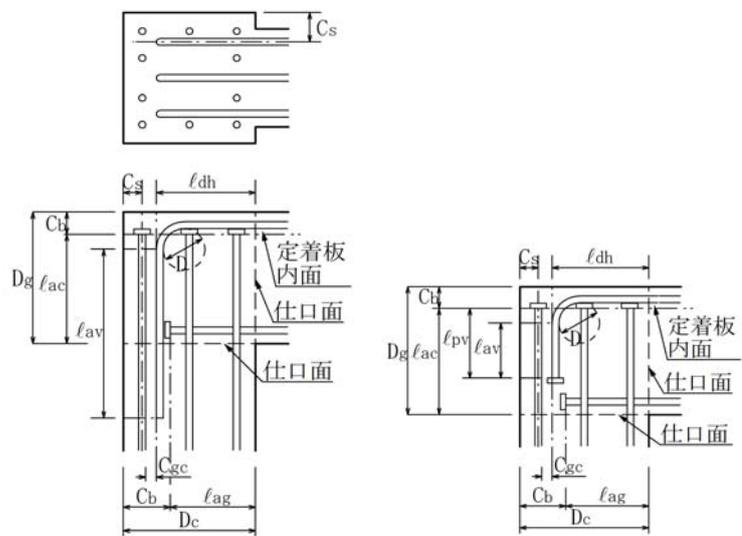
(2) 梁下端筋

- 1) 定着長さ ℓ_{ag} は、 ℓ_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上とする。
- 2) 定着板内面からの背面かぶり厚さ C_b は、 $4db$ 以上とする。
ただし、 $\ell_{ag} \geq 15db$ の場合、 C_b は、 $3db$ 以上としてもよい。

(3) 梁上端筋と下端筋の構造規定

梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、上端筋、下端筋ともに、 $3db$ 以上とする。

- (注) ℓ_{ao} : 式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ、
 db : 梁主筋直径、 D_c : 柱せい



(a) 余長部タイプA (b) 余長部タイプB

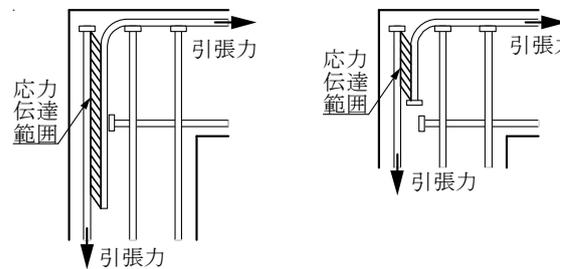
図8.2 L形接合部における梁主筋定着

【解説】

(1) 梁上端筋定着部の規定

L形接合部における梁上端筋については、柱梁接合部に定着スタブが接続していなければ、ト形接合部の梁主筋と異なり、梁端仕口面から折曲げ起点の間でコンクリートに対する付着力が早期に喪失し、折曲げ終点からの余長部の抜け出し抵抗力によって定着耐力が確保される。また、梁上端筋余長部の抜け出し抵抗力は、解図8.4に示すように、引張側出隅の柱主筋定着部との重ね継ぎの効果によって、引張側出隅柱主筋に伝達される。

本節では、これらの梁上端筋の抵抗機構を踏まえ、余長部タイプAと余長部タイプBの梁上端



(a) 余長部タイプA (b) 余長部タイプB

解図8.4 L形接合部・梁上端筋の抵抗機構

筋定着部を規定した。

余長部タイプ A については、機械式鉄筋定着工法研究委員会 2003 年度報告¹⁻¹⁰⁾に示されているように、折曲げ終点からの定着長さを式(解 8.4)による定着長さとするこゝで、梁曲げ降伏後の変形性能が確保されることが、L 形接合部の実験で確認されている。

$$l_{avo} = \sigma_{yo} \cdot db / (4f_a) \quad (\text{解 8.4})$$

σ_{yo} : 梁上端筋の規格降伏点、 f_a : 鉄筋のコンクリートに対する短期許容付着応力度
 f_a は、RC 計算規準¹⁻¹⁾と同様、解表 8.5 によるその他の鉄筋の値とする。

一方、JASS 5 では、L 形接合部における梁上端筋定着部については、折曲げ終点からの直線定着長さ L_2 を確保することとしている。 L_2 は式(解 8.4)による定着長さ l_{avo} と同程度の値となるので、本設計指針では、設計の簡略化を意図し、余長部折曲げ終点からの定着長さ l_{av} は、JASS 5 の直線定着長さ L_2 以上とした。

解表 8.5 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

鉄筋種別	長期		短期
	$F_c \leq 22.5$ の場合	$F_c > 22.5$ の場合	
梁の上端筋	$F_c / 15$	$0.9 + F_c / 37.5$	長期に対する 1.5倍
その他の鉄筋	$F_c / 10$	$1.35 + F_c / 25$	

(注) F_c : コンクリートの設計基準強度

余長部タイプ B については、折曲げ終点からの定着長さ l_{av} および梁上端筋余長部と柱主筋との重ね長さ l_{pv} を規定した。この規定と 8.2 節による柱主筋定着長さ l_{ac} の規定を満足すれば、(研究資料 4)に示すように、梁上端筋は梁端仕口面で降伏強度以上の定着耐力を有することが機械式定着による L 形接合部の実験で確認されている。

委員会指針初版¹⁻¹¹⁾では、RC 造配筋指針¹⁻⁶⁾に準じ、梁上端筋の折曲げ余長部と柱主筋との側面投影あき C_{gc} を $0.2l_{av}$ 以下と規定していた。しかしながら、実験によると、 $C_{gc} \leq 0.2l_{av}$ としなくても、目標性能が達成される。また、梁上端筋の投影定着長さ l_{dh} が $(3/4)D_c$ 以上に規定されているので、本設計指針では、設計の簡略化を意図し、 C_{gc} の値を規定しないこととした。ただし、柱せい D_c が 1000mm を超えるような場合、 C_{gc} の値が 150mm が超えないように、梁上端筋の投影定着長さ l_{dh} を大きくすることが望ましい。

なお、JASS 5 による梁上端筋の折曲げ内法直径 D は、D19 以上の場合、SD295A, B と SD345 では $4db$ 以上、SD390 では $5db$ 以上 (D41 以下) であり、SD490 では $5db$ 以上 (D25 以下) および $6db$ 以上 (D41 以下) としている。 db は梁主筋直径を示す。一方、柱せいから梁上端筋の投影定着長さを差し引いた梁上端筋の背面かぶり厚さは、RC 計算規準¹⁻¹⁾と同様、特に規定していない。

(2) 梁下端筋定着部の規定

本設計指針では、委員会初版発行後に行われた L 形接合部の新たな実験結果^{3-10), 3-11), 4-3)}も踏まえ、梁下端筋の定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上とした。また、梁下端筋の定着金物内面からの背面かぶり厚さは、8.1 節で示した T 形接合部における梁主筋定着と同様に規定し、梁主筋中心からの側面かぶり厚さは、上端筋、下端筋ともに、柱主筋の場合よりも $1db$ 大きい $3db$ 以上とした。

一方、L 形接合部の場合、6.1 節の接合部せん断終局耐力の算定に際し、接合部有効せい D_{jh} は、

$D_{jh}=l_{dh}$ としてもよいとした。しかし、梁上端筋の投影定着長さ l_{dh} が下端筋の定着長さ l_{ag} よりも極端に短いと、負加力時の限界層間変形角が正加力時よりも小さくなる恐れがあるので、 l_{dh} と l_{ag} は同程度にすることが望ましい。

(3) 最上階梁の2段目上端筋の定着長さ

RC造配筋指針¹⁻⁶⁾では、梁上端筋を2段筋とした折曲げ定着によるL形接合部については、折曲げ起点までの水平投影定着長さを一般の定着長さ L_2 以上とすることを条件に、2段目主筋を一般階梁主筋と同じ 90° フック付き定着とすることを許容している。また、RC計算規準17条の計算例1でも、最上階外柱への梁上端筋定着部については、2段目主筋の折曲げ後の余長は $8db$ 以上(標準フック)としてよいことが示されている。 db は梁主筋直径を示す。

さらに、折曲げ定着と機械式定着を比較した実験²⁻¹⁰⁾を踏まえると、機械式定着による最上階L形接合部については、8.3節(1)と同様、 $l_{ag} \geq l_{ao}$ 、 $l_{ag} \geq 16db$ かつ $l_{ag} \geq (3/4)D_c$ の場合、2段目上端筋を折曲げずに機械式定着としてもよいと考えられる。

上記の点については、折曲げ定着、機械式定着ともに、実験による検証が十分でないので、最上階L形接合部において梁上端筋を2段筋とする場合、梁上端筋の引張鉄筋比 p_t を小さくするなど、慎重に設計する必要がある。実験等の検討結果を踏まえると、最上階L形接合部における梁上端筋の引張鉄筋比 p_t は1.5%程度以下とすることが望ましい。

8.4 機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の設計

(1) 柱梁接合部のせん断設計

- 1) 機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部は、式(4.6)を満足するように設計する。ただし、同式中の接合部耐力余裕度 λ_p は、 $\lambda_p \geq 1.0$ とする。
- 2) 破壊形式は、T 形接合部では柱曲げ降伏型、L 形接合部では梁曲げ降伏型とし、T 形、L 形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} および V_{muv} は、式(5.3)による。また、水平方向および鉛直方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} 、 V_{puv} は、式(6.1)による。

ただし、水平方向の接合部有効せい D_{jh} は、T 形接合部では $D_{jh}=D_c$ 、L 形接合部では $D_{jh}=l_{ag}$ とし、鉛直方向の接合部有効せい D_{jv} は、T 形、L 形接合部ともに、 $D_{jv}=l_{ac}$ とする。 l_{ac} は柱主筋定着長さ、 l_{ag} は梁主筋定着長さ、 D_c は柱せいを示す。

- 3) T 形、L 形接合部ともに、XY 両方向の接合部横補強筋比 p_{jwh} は、式(7.1)による必要横補強筋比 p_{jwho} 以上、かつ、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.45\%$ とする。 p_{jwh} は式(7.2)による。

ただし、式(7.1)中の接合部耐力余裕度 λ_p で決まる限界層間変形角 R_{80a} および表 4.2 による補正係数 α_{wo} 、 β_w は、ト形接合部の値を採用してもよい。

一方、接合部横補強筋は、下部柱の横補強筋と同鋼種、同径で間隔を 1.5 倍以下かつ 150mm 以下とすることを推奨する。

(2) 柱主筋定着部

機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の場合、柱主筋定着長さ l_{ac} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $18db$ 以上とする。ただし、8.2 節と同様、式(8.1)中の係数 S_a は、 $k_5=0.9$ とし、式(8.2)より算定する。また、柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $2db$ 以上とする。

(3) 梁主筋定着部

機械式柱主筋・外定着による L 形接合部の場合、梁上端、下端筋ともに、定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $16db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。 l_{ao} は式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ、 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。

また、上端筋、下端筋ともに、梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $3db$ 以上とし、定着板内面からの背面かぶり厚さ C_b は、 $3db$ 以上とする。

(4) 梁上端筋上部から挿入するかんざし筋

T 形、L 形接合部ともに、図 8.3 に示すように、XY 両方向に、梁上端筋の上部から、 $p_{jwv} \geq 0.25\%$ のかんざし筋を挿入する。 p_{jwv} は柱頭補強筋比で、式(7.3)によって算定する。

かんざし筋は、D10 以上かつ SD295A, B, SD345, SD390 のいずれかの異形鉄筋とし、かんざし筋の足部長さは梁下端筋の下部までの長さとする。

(5) 柱主筋定着板直下の定着部拘束筋

- 1) T 形、L 形接合部ともに、図 8.3 に示すように、XY 両方向に、1 組以上の定着部拘束筋を配置する。
- 2) 定着部拘束筋は、式(8.8)を満足するように定める。

$$T_{Hy} \geq \gamma H \cdot T_{cy}, \quad T_{Hy} = A_H \cdot \sigma_{Hy}, \quad T_{cy} = a_{ct} \cdot \sigma_{cy} / (c_{Qcu} / c_{Qgu})$$

(8.8)

ここに、 T_{Hy} 、 A_H ：定着部拘束筋の全降伏引張力および全断面積

σ_{Hy} ：定着部拘束筋の降伏強度

ただし、定着部拘束筋の鋼種に係わらず、 $\sigma_{Hy} = 295 \text{ N/mm}^2$ とする。

T_{cy} 、 a_{ct} ：最外縁1列の柱主筋の全降伏引張力および全断面積

σ_{cy} ：柱主筋の降伏強度（規格降伏点とする。）

c_{Qcu} / c_{Qgu} ：柱梁耐力比

ただし、T形接合部（柱曲げ降伏先行型）の場合、 $c_{Qcu} / c_{Qgu} = 1.0$ とする。

c_{Qcu} ：式(5.6)による柱曲げ終局耐力時柱せん断力

c_{Qgu} ：式(5.7)による梁曲げ終局耐力時柱せん断力

γH ：定着部拘束筋の引張力伝達係数（ $\gamma H = 0.2$ とする。）

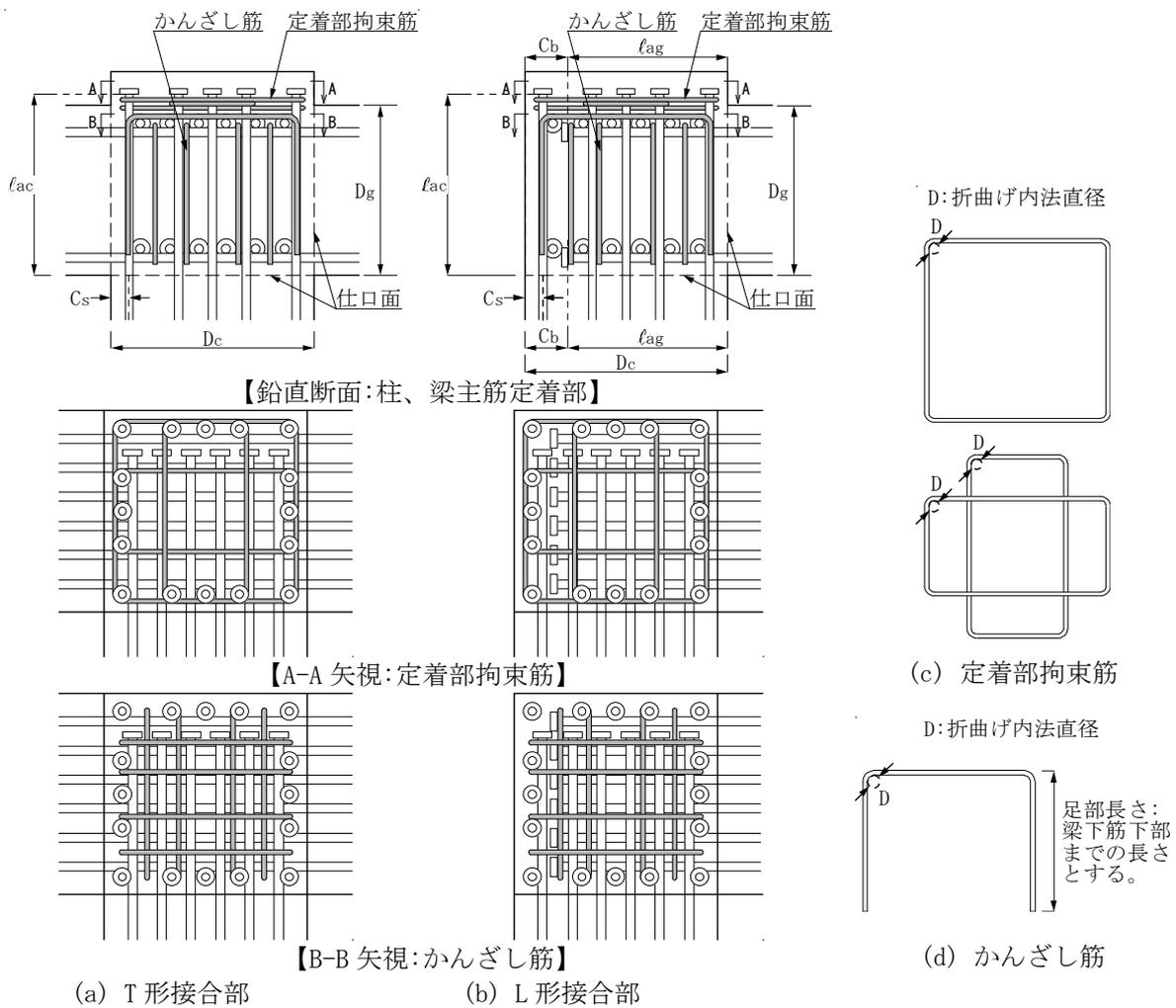


図 8.3 機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の配筋詳細

【解説】

(1) 機械式柱主筋・外定着の概要

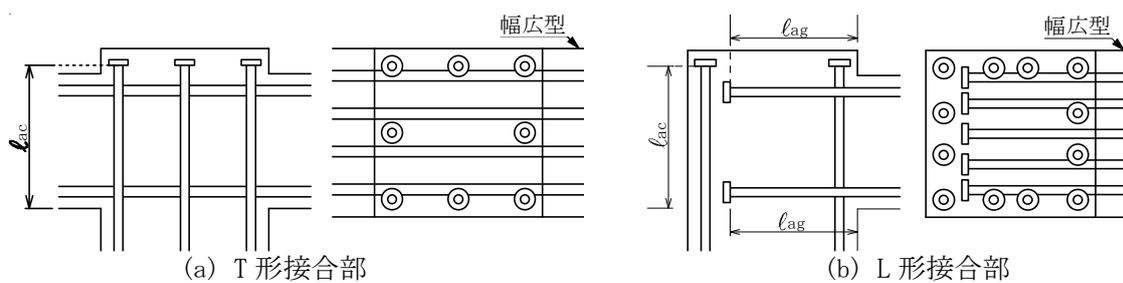
8.3節の梁、柱主筋が定着されるL形接合部では、解図8.4に示すように、梁上端筋の定着力は、梁上端筋余長部と出隅の引張側柱主筋定着部との重ね継ぎ効果によって、出隅の引張側柱主筋に伝達される。この定着機構によると、柱主筋定着部が梁上端筋の下部に配置されるので、梁端仕口面から折曲げ起点の間の付着力が早期に喪失し、7.1節の解説(2)に示すように、接合部横補強筋量がT形接合部と比べて多くなる。この定着方式を機械式柱主筋・内定着と呼ぶ。

これに対し、7.3節(解図7.10)による鉛直定着スタブ付きL形接合部の場合、定着スタブ内に配置された柱主筋定着部からの押え効果によって、梁上端筋水平のみ込み部の付着性能が向上するので、梁上端筋定着部は、T形接合部内の梁主筋定着部と同様に扱うことができる。ただし、これらのL形接合部の実験はほとんど行われていないので、7.3節の構造規定は安全側に定められている。一方、柱主筋定着部が梁上端筋の上部に配置されても、屋上防水層の押えコンクリート厚さ以内に納まれば、解図7.10の鉛直定着スタブと異なり、意匠計画上、都合がよい。

これらより、(2)項の実験計画では、解図8.5の柱主筋定着部を梁上端筋の上部に配置した機械式柱主筋・外定着によるT形、L形接合部を実験対象とした。柱主筋・外定着の場合、柱主筋定着部が接合部・圧縮ストラットからの斜め方向の水平分力に抵抗するように、柱主筋定着部の周囲に定着部拘束筋(1組)を配置するとともに、梁上端筋水平のみ込み部を拘束するように、かんざし筋を配置することとした。

(3)項の実験結果によると、機械式柱主筋・外定着による柱、梁主筋定着部は、それぞれ柱主筋・内定着に比べて高い定着耐力を期待できる。また、柱梁接合部についても、柱主筋・内定着に比べて高いせん断終局耐力を期待できる。

これらより、8.4節の「機械式柱主筋・外定着によるT形、L形接合部の設計」を定めた。



解図8.5 機械式柱主筋・外定着によるT形、L形接合部

(2) 実験計画

本工法開発実験では、解表8.6に示すように、定着方式(内定着、外定着)およびコンクリートの目標圧縮強度 F_c (36, 54N/mm²)を実験因子としたT形接合部(4体)とL形接合部(6体)の実験を計画した。また、L形接合部の実験では、梁上端筋の上面押し出し破壊¹⁻¹²⁾を防止するために、梁上端筋の上部から配置する加力直交方向のかんざし筋の組数を実験因子とした。

ここで、外定着試験体の柱主筋定着長さ l_{ac} は内定着試験体とほぼ同じにし、外定着試験体では幅広型梁(断面:400×320mm)、内定着試験体では標準型梁(断面:300×400mm)とした。また、T形、L形接合部ともに、内定着試験体の接合部横補強筋は、本設計指針7.1節の構造規定による

最小横補強筋比とほぼ同じになるように、2-D10-3組(横補強筋比 $p_{jwh}=0.33\%$ 、SD295)とし、外定着試験体の接合部横補強筋の鋼種および組数は、内定着試験体と同じにした。その結果、外定着試験体の接合部横補強筋比 p_{jwh} は 0.44% となる。

実験計画時の接合部せん断余裕度 Q_{pu}/Q_{cu} は、T形接合部では $1.21\sim 1.31$ 、L形接合部では $1.19\sim 1.39$ であり、T形接合部では柱曲げ降伏後、L形接合部では梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型を想定した。 Q_{pu} は接合部せん断終局耐力時柱せん断力、 Q_{cu} は柱または梁曲げ終局耐力時柱せん断力¹⁻¹²⁾を示す。上記の接合部せん断余裕度は、コンクリートの目標圧縮強度 F_c 、鉄筋の予測降伏強度 (SD390 : $440\text{N}/\text{mm}^2$) を用いて求めた。

解表 8.6 機械式柱主筋・外定着の実験計画

(a) T形接合部

試験体	F_c N/ mm ²	定着 方式	柱配筋(定着詳細)				梁配筋		接合部 横補強筋		定着部 拘束筋
			主筋		定着長さ ℓ_{ac}		配筋 pt	鋼種	配筋 (p_{jwh})	鋼種	配筋 (鋼種)
			配筋 pg	鋼種	① mm	② /Dc					
VT-36-N	36	内定着	8-D19	SD 390	342	0.86	4-D19	SD 390	2-D10-3組 (0.33%)	SD 295	—
VT-36-F1		外定着	1.44%		340	0.85	1.03%		2-D10-3組 (0.44%)		3-D10-1組 (SD295)
VT-54-N	54	内定着	12-D19	SD 390	342	0.86	4-D22	SD 390	2-D10-3組 (0.33%)	SD 295	—
VT-54-F1		外定着	2.15%		340	0.85	1.38%		2-D10-3組 (0.44%)		4-D10-1組 (SD295)

(b) L形接合部

試験体	F_c N/ mm ²	定着 方式	梁配筋(定着詳細)				接合部 横補強筋		定着部 拘束筋	かんざし筋		
			主筋		定着長さ ℓ_{ag}, ℓ_{dh}		配筋 (p_{jwh})	鋼種	配筋 (鋼種)	配筋 (p_{jvw})	鋼種	
			配筋 pt	鋼種	① mm	② /Dc						
VL-36-N	36	内定着	3-D19	SD 390	300	0.75	2-D10-3組 (0.33%)	SD 295	—	SD 295	2-D10-3組 (0.27%)	
VL-36-F1		外定着	4-D19				1.03%		2-D10-3組 (0.44%)		4-D10 -1組 (SD295)	4-D10-3組 [*] (0.53%)
VL-36-F2			4-D19				1.06%		2-D10-3組 (0.33%)		—	2-D10-3組 (0.27%)
VL-54-N	54	内定着	4-D19	SD 390	300	0.75	2-D10-3組 (0.44%)	SD 295	4-D10 -1組 (SD295)	SD 295	6-D10-2組 [*] (0.53%)	
VL-54-F1		外定着	5-D19				1.28%		2-D10-3組 (0.44%)		—	2-D10-3組 (0.27%)
VL-54-F2			—				—		—		—	—

- 1) 共通事項【スパン長】3400/2mm, 【階高】2000/2mm, 【柱断面】400×400mm
【梁断面】標準型:300×400mm 幅広型:400×320mm, F_c : コンクリートの目標圧縮強度
 p_g : 柱主筋比、 p_t : 引張鉄筋比、 p_{jwh} : 接合部横補強筋比、 p_{jvw} : 柱頭補強筋比
- 2) 【T形接合部】かんざし筋: X, Y方向ともに、2-D10-3組(SD295, $p_{jvw}=0.27\%$)
- 3) 【L形接合部】柱主筋: 12-D19(SD390, $p_g=2.15\%$)
(柱主筋の定着長さ ℓ_{ac})内定着試験体: $\ell_{ac}=342\text{mm}$ 、外定着試験体: $\ell_{ac}=340\text{mm}$
※を付したかんざし筋は、加力直交方向のかんざし筋を示す。
ただし、加力平行方向のかんざし筋は、全試験体ともに、2-D10-3組とした。

(3) 実験結果

(a) T形接合部

T形接合部の Q_c-R 関係の正加力時包絡線を解図8.6に示す。 Q_c は柱せん断力、 R は層間変形角を示す。同図によると、外定着試験体VT-36-F1, VT-54-F1の最大耐力および変形性能は、それぞれ内定着試験体VT-36-N, VT-54-Nよりも明らかに向上し、外定着試験体VT-36-F1, VT-54-F1の限界層間変形角実験値 R_{80} は、いずれも $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ を上回った。

すなわち、柱主筋・外定着によるT形接合部試験体では、下記の効果が認められた。

- ① 定着部拘束筋の効果によって、柱主筋の定着耐力が向上する。
- ② 柱主筋定着部から派生する圧縮ストラットの効果によって、梁上端筋に沿う付着耐力および柱梁接合部のせん断耐力が向上する。

ここで、式(4.2)による内定着試験体VT-36-N, VT-54-Nの限界層間変形角計算値 R_{80min} は、23、24($\times 10^{-3} \text{rad.}$)となり、実験値の下限と概ね一致した。

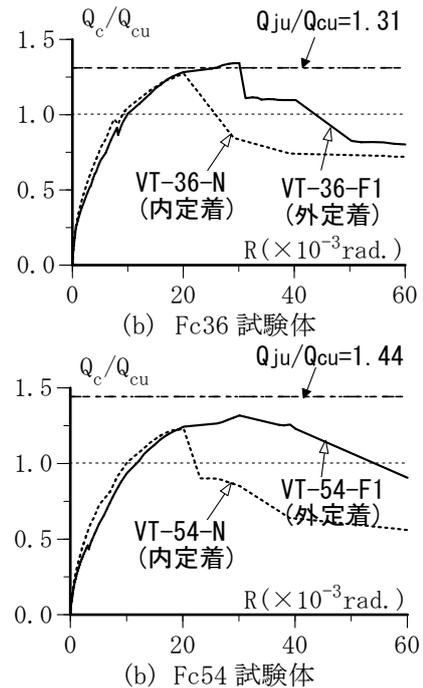
(b) L形接合部

L形接合部の Q_c-R 関係の正加力時包絡線を解図8.7に示す。同図によると、外定着試験体VL-36-F1, F2, VL-54-F1, F2の最大耐力および変形性能は、それぞれ内定着試験体VL-36-N, VL-54-Nよりも明らかに向上し、外定着試験体VL-36-F1, F2, VL-54-F1, F2の限界層間変形角実験値 R_{80} は、いずれも $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ を上回った。

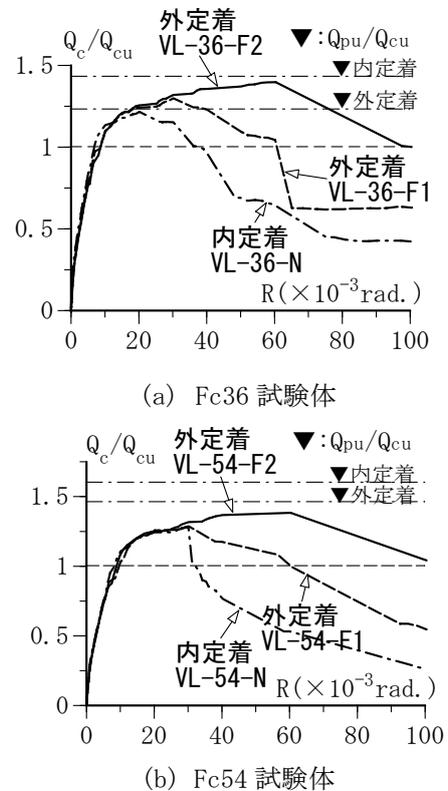
すなわち、柱主筋・外定着によるL形接合部試験体では、下記の効果が認められた。

- ① 定着部拘束筋の効果によって、柱主筋の定着耐力が向上する。
- ② 柱主筋定着部から派生する圧縮ストラットの効果によって、梁上端筋の定着耐力および付着耐力、ならびに柱梁接合部のせん断耐力が向上する。
- ③ 梁上端筋の上部から配置した加力直交方向のかんざし筋の組数を増やすと、梁上端筋の上面押し出し破壊¹⁻¹²⁾の防止効果が高まる。

ここで、式(4.2)による内定着試験体VL-36-N, VL-54-Nの限界層間変形角計算値 R_{80min} は、40、31($\times 10^{-3} \text{rad.}$)となり、実験値の下限と概ね一致した。



解図8.6 T形接合部の Q_c-R 関係の正加力時包絡線



解図8.7 L形接合部の Q_c-R 関係

(4) 機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の設計について

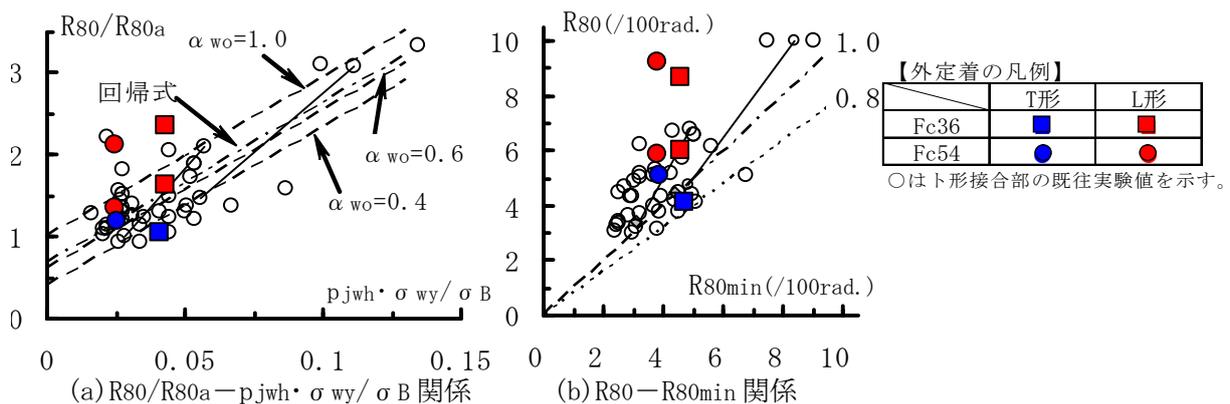
8.4 節の「機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の設計」では、本工法開発実験に基づき、以下に示すように、本設計指針 4 章～7 章および 8.1 節、8.2 節に準拠することを基本とし、柱、梁主筋定着部および柱梁接合部の配筋詳細を規定した。

1) 指針本文(1)項の「柱梁接合部のせん断設計」では、下記の①～③を新たに規定した。

- ① 接合部耐力余裕度 $\lambda_p \geq 1.0$ とした。
- ② 設計で想定する破壊形式は、T 形接合部では柱曲げ降伏型、L 形接合部では梁曲げ降伏型とした。また、接合部せん断終局耐力の算定に際し、水平方向の接合部有効せい D_{jh} は、T 形接合部では $D_{jh}=D_c$ 、L 形接合部では $D_{jh}=l_{ag}$ とし、鉛直方向の接合部有効せい D_{jv} は、T 形、L 形接合部ともに、 $D_{jv}=l_{ac}$ とした。
- ③ XY 両方向の接合部横補強筋比 p_{jwh} は、式(7.1)による必要横補強筋比 p_{jwho} 以上、かつ、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.45\%$ とした。ただし、式(7.1)中の接合部耐力余裕度 λ_p で決まる限界層間変形角 R_{80a} および表 4.2 による補正係数 α_{wo} 、 β_w は、ト形接合部の値を採用してもよいとした。

柱主筋・外定着による接合部せん断耐力および柱、梁主筋定着耐力は、(3)項の実験結果で前述したように、柱主筋・内定着よりも明らかに向上する。この点を明確にするために、 $R_{80}/R_{80a} - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係および $R_{80} - R_{80min}$ 関係を解図 8.8 に示す。同図では、柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の本実験値とト形接合部の既往実験値を比較した。 R_{80} は耐力が最大耐力の 80% に低下した時の限界層間変形角実験値、 R_{80min} は式(4.2)を用いト形接合部として求めた保証限界層間変形角計算値であり、 σ_{wy} は接合部横補強筋の降伏強度、 σ_B はコンクリートの圧縮強度である。同計算値は、材料試験による値(σ_{wy} 、 σ_B)を用いて算定した。

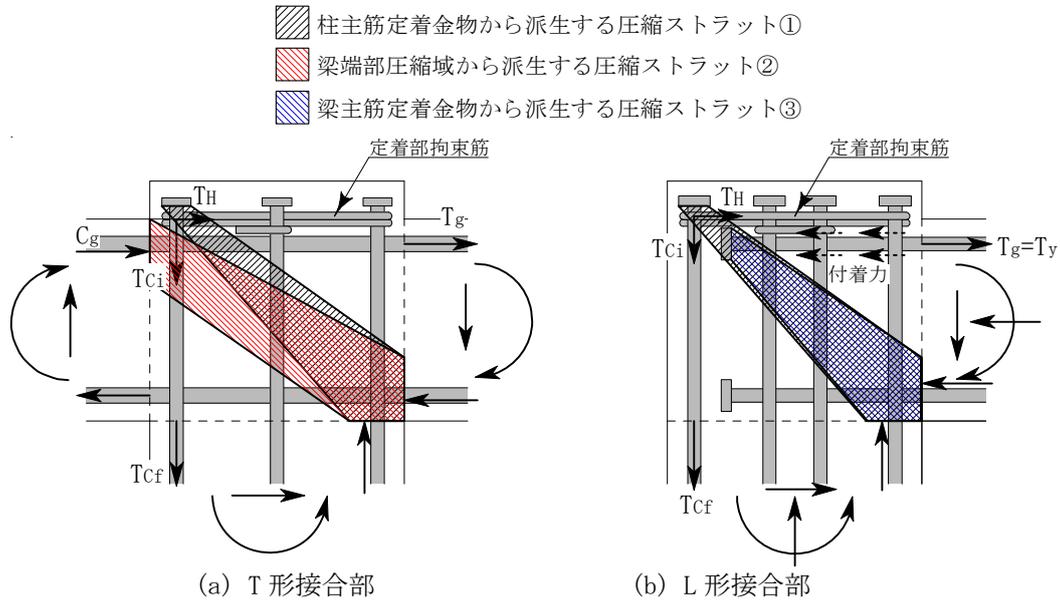
同図に示すように、ト形接合部として求めた柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部の R_{80min} は、ト形接合部と同等以上の安全率を有するので、④項の構造規定を定めた。



- 2) 指針本文(2)項の「柱主筋定着部」では、柱主筋定着長さ l_{ac} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $18db$ 以上とした。
- 3) 指針本文(3)項の「梁主筋定着部」では、梁上端、下端筋ともに、定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $16db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とし、定着板内面からの背面かぶり厚さ C_b は、 $3db$ 以上とした。
- 4) 指針本文(4)項の「梁上端筋上部からのかんざし筋」では、梁上端筋の上部から、 $p_{jwv} \geq 0.25\%$

のかんざし筋を配置することを規定した(7.2節 参照)。

- 5) 指針本文(5)項の「柱主筋定着板直下の定着部拘束筋」では、T形、L形接合部ともに、XY両方向に、1組以上の定着部拘束筋を配置することとし、定着部拘束筋は、解図8.9の「機械式柱主筋・外定着の抵抗機構」を考慮し、式(8.8)を満足するように定めることとした。



解図 8.9 機械式柱主筋・外定着による柱梁接合部の抵抗機構

式(8.8)中の定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_H を定めるために、本工法開発実験に供した機械式柱主筋・外定着による定着部拘束筋の引張力基準伝達係数 $\gamma_{Ho}(=T_{Hy}/T_{cy})$ を解表8.7に示す。これによると、T形接合部の場合、柱曲げ降伏先行型で、柱梁耐力比 $cQ_{cu}/cQ_{gu}=1.0$ 、引張力基準伝達係数 $\gamma_{Ho}=0.21\sim0.28$ となり、L形接合部の場合、梁曲げ降伏先行型で、 $cQ_{cu}/cQ_{gu}=1.61\sim2.02$ 、 $\gamma_{Ho}=0.33\sim0.41$ となる。

解表 8.7 定着部拘束筋の引張力基準伝達係数 γ_{Ho}

試験体	引張側柱主筋					定着部拘束筋				γ_{Ho}
	配筋	a_{act} (mm^2)	σ_{cy} (N/mm^2)	cQ_{cu}/cQ_{gu}	T_{cy} (kN)	配筋	A_H (mm^2)	σ_{Hy} (N/mm^2)	T_{Hy} (kN)	
T形	Fc36	3-D19	861	416	1.0	4-D10	284	353	100	0.28
	Fc54	4-D19	1148							478
L形	Fc36	4-D19	1148	430	2.02	244				0.41
	Fc54				1.61					307

(注) 柱降伏先行型の場合、 $cQ_{cu}/cQ_{gu}=1.0$ とする。 $\gamma_{Ho}=T_{Hy}/T_{cy}$

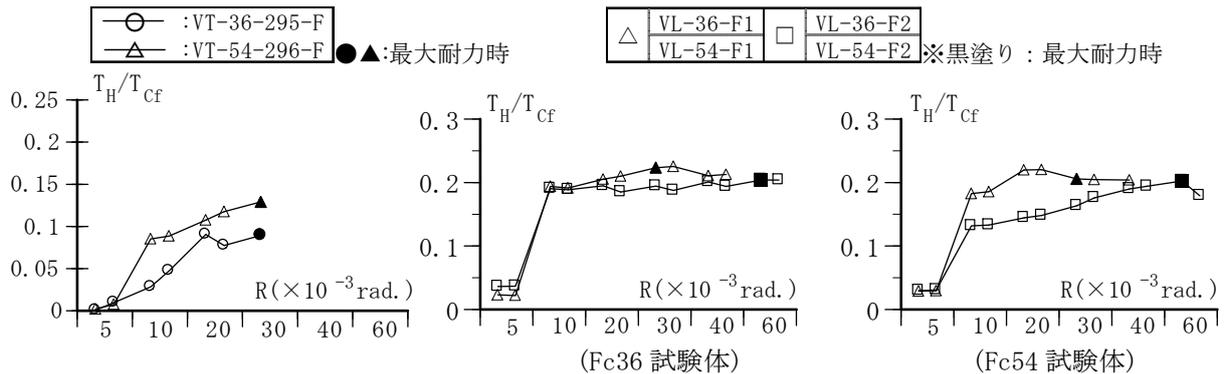
解図8.10に、機械式柱主筋・外定着によるT形、L形接合部試験体の T_H/T_{cf} の推移を示す。 T_{cf} は最外縁1列の柱主筋の全引張力、 T_H は定着部拘束筋の全引張力を示す。

同図によると、T形接合部の場合、 T_H/T_{cf} の最大値は、基準伝達係数 γ_{Ho} よりも小さい。これは、最大耐力が柱主筋定着耐力で決定した($R=20\times 10^{-3}$ rad.)後、耐力低下を起し、定着部拘束筋のひずみが減少したためであると考えられる。すなわち、T形接合部の場合、最大耐力が決定した柱主筋定着耐力は、定着部拘束筋量に依存すると考えられるので、設計においても、試験体と同程度以上の定着部拘束筋量を配置する必要がある。

これに対し、L形接合部の場合、 T_H/T_{Cf} は、柱主筋および定着部拘束筋が概ね降伏ひずみに到達した後、0.2程度ではば一定値を保持した。その結果、外定着によるL形接合部試験体の限界層間変形角 R_{80} は、目標の変形性能 (40×10^{-3} rad.) を大きく上回り、 60×10^{-3} rad. 以上となったと考えられる。

以上の点を考慮し、T形、L形接合部ともに、定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_H は、T形接合部の引張力基準伝達係数 γ_{H0} の最小値と同程度になるように、 $\gamma_H=0.2$ とした。

また、定着部拘束筋の降伏強度 σ_{Hy} は、実験データ数が限られているので、鋼種に係わらず、実験で用いたSD295の規格降伏点 (295 N/mm^2) に限定した。



(a) T形接合部試験体 (b) L形接合部試験体
 解図 8.10 機械式柱主筋・外定着による T 形、L 形接合部試験体の T_H/T_{Cf} の推移

【定着部拘束筋の計算例】

- 「計算条件」 柱主筋の鋼種：SD390、定着部拘束筋の鋼種：SD295
 T形接合部：柱曲げ降伏型 ($cQ_{cu}/cQ_{gu} = 1.0$)
 L形接合部：梁曲げ降伏型 ($cQ_{cu}/cQ_{gu} = 1.5$)

解表 8.8 定着部拘束筋の計算例

接合部種別	引張側柱主筋					定着部拘束筋				$T_{Hy} / \gamma_H \cdot T_{cy}$
	配筋	a_{ct} (mm ²)	σ_{cy} (N/mm ²)	cQ_{cu} / cQ_{gu}	T_{cy} (kN)	配筋	A_H (mm ²)	σ_{Hy} (N/mm ²)	T_{Hy} (kN)	
T形	5-D25	2535	390	1.0	989	4-D16	796	295	235	1.19
	5-D29	3210			1252	4-D19	1148		339	1.35
	5-D32	3970			1548	4-D19	1148		339	1.09
	5-D35	4785			1866	4-D22	1548		457	1.22
L形	5-D25	2535	390	1.50	659	4-D13	508	295	150	1.14
	5-D29	3210			835	4-D16	796		235	1.41
	5-D32	3970			1032	4-D16	796		235	1.14
	5-D35	4785			1244	4-D19	1148		339	1.36

(注) 柱降伏先行型の場合、 $cQ_{cu}/cQ_{gu}=1.0$

(5) 幅広型梁の横補強筋の加工寸法について

幅広型梁の横補強筋の加工寸法は、6.1節の解説(6)で前述したように、割増し幅を含めた梁全幅の外面对して設計かぶり厚さを確保できるように決定することを推奨する。また、最外側の梁主筋と横補強筋内面の間については、粗骨材の最大粒径(実部材では25mm程度)以上の隙間が生じる場合、横補強筋の隅角部に添え筋(実部材ではD13程度)を配置するのがよい。

9章 柱梁接合部および柱梁主筋定着部の許容応力度設計

9.1 許容応力度設計の適用対象

許容応力度設計の適用対象は、メカニズムに達しても、接続する柱、梁が曲げ降伏しない柱梁接合部および柱、梁主筋定着部とする。

【解説】

本設計指針では、3章で前述したように、メカニズム時に、柱梁接合部に接続する柱および梁が曲げ降伏しない場合、許容応力度設計を適用してもよいとした。

9.2 許容応力度設計における構造規定

柱梁接合部および柱、梁主筋定着部は、許容応力度設計を適用する場合、下記の規定を満足しなければならない。

(1) ト形接合部

- 1) 接合部横補強筋比 p_{jwh} は、0.2%以上とする。
- 2) 梁主筋定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $(2/3)D_c$ 以上とし、梁主筋定着部に関するその他の規定は、8.1節による。 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。

(2) T形、L形接合部

- 1) 接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ とし、柱頭補強筋は、7.2節による。
- 2) T形、L形接合部における柱主筋定着部は、8.2節による。
- 3) L形接合部における梁主筋定着部は、8.3節による。

ただし、梁、柱主筋の必要定着長さ l_{ao} は、 $\alpha \times \sigma_{yo}$ ($\alpha \geq 1$ 、 α : 割増係数、 σ_{yo} : 規格降伏点) として求めた主筋の引張強度 σ_{sy} を式(8.1)に代入して算定してもよい。

【解説】

ト形、T形、L形接合部ともに、許容応力度設計では、メカニズムに達するまで、柱梁接合部のせん断破壊および柱、梁主筋の定着破壊を起こさせないことを基本とし、技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾による規定を考慮し、構造規定を定めた。

ただし、接合部横補強筋は、上記の最小規定のほか、7.1節の解説(3)に示すように、RC造配筋指針¹⁻⁶⁾と同様、下階柱の横補強筋と同鋼種、同径で間隔を1.5倍以下かつ150mm以下とすることを推奨する。

一方、梁、柱主筋の必要定着長さ l_{ao} は、RC計算規準17条の規定に基づき、 $\alpha \times \sigma_{yo}$ ($\alpha \geq 1$ 、 α : 割増係数、 σ_{yo} : 規格降伏点) として求めた主筋の引張強度 σ_{sy} を式(8.1)に代入して算定してもよいとした。

なお、文献2-10)によると、ト形接合部の場合、梁端仕口面での梁上端筋の引張応力が長期許容引張応力度以下であれば、柱梁接合部にせん断ひび割れが発生する恐れは少ない。この点は、L形接合部についても同様である。

9.3 柱梁接合部の短期許容せん断力に関する設計

(1) 設計条件

ト形接合部は、式(9.1)を満足するように設計する。

$$V_{pah} > V_{mah} \quad (9.1)$$

T形、L形接合部は、それぞれ式(9.2)を満足するように設計する。

$$V_{pah} > V_{mah}、かつ、V_{pav} > V_{mav} \quad (9.2)$$

ここに、 V_{mah} 、 V_{mav} ：柱梁接合部の水平、鉛直方向の短期設計用せん断力

V_{pah} 、 V_{pav} ：柱梁接合部の水平、鉛直方向の短期許容せん断力

(2) 短期設計用せん断力の算定

(a) ト形接合部

ト形接合部の短期設計用せん断力 V_{mah} は、式(9.3)による。

ただし、式(9.3)中の Q_{ca} は、上下柱の短期設計用せん断力 Q_D の平均値としてもよい。

$$V_{mah} = \xi_{ha} \cdot Q_{ca} \quad (9.3)$$

$$Q_{ca} = cQ_{ga} = (M_{gao}/l_o) \cdot (l/h) \quad (9.4)$$

(b) T形、L形接合部

T形、L形接合部の短期設計用せん断力 V_{mah} および V_{mav} は、式(9.5)による。

ただし、式(9.5)中の Q_{ca} は、下階柱の短期設計用せん断力 Q_D としてもよい。

$$V_{mah} = \xi_{ha} \cdot Q_{ca}/2, \quad V_{mav} = \xi_{va} \cdot Q_{ca}/2 \quad (9.5)$$

$$Q_{ca} = \min(cQ_{ca}, cQ_{ga}) \quad (9.6)$$

$$\text{【T形接合部】} \quad cQ_{ca} = 2M_{cao}/h_o, \quad cQ_{ga} = 2\{(M_{gao}+M_{gao}')/l_o\} \cdot (l/h) \quad (9.7)$$

$$\text{【L形接合部】} \quad cQ_{ca} = 2(T_{cae}/\eta_{ca}+N_{cl}/2) \cdot j_c/h_o, \quad \eta_{ca} = 1-(j_c/h_o) \cdot (h/l) \quad (9.8)$$

$$cQ_{ga} = \{2M_{gao}/(\eta_{ga} \cdot l_o)\} \cdot (l/h), \quad \eta_{ga} = 1-(j_g/l_o) \cdot (l/h) \quad (9.9)$$

$$\text{ここに、} \xi_{ha} = (h/l) \cdot (l_o/j_g)-1, \quad \xi_{va} = (h_o/j_c)-h/l \quad (9.10)$$

Q_{ca} ：柱梁接合部に接続する柱または梁の短期許容曲げモーメント時柱せん断力

cQ_{ga} ：柱梁接合部に接続する梁の短期許容曲げモーメント時柱せん断力

cQ_{ca} ：柱梁接合部に接続する柱の短期許容曲げモーメント時柱せん断力

j_g 、 j_c ：梁および柱の応力中心距離、ただし、 $j_g=(7/8)d_g$ 、 $j_c=(7/8)d_c$ とする。

d_g 、 d_c ：梁および柱の有効せい、その他の記号の定義は、5章による。

M_{cao} は式(9.11)、 M_{gao} は式(9.12)による。また、 M_{gao}' は式(9.12)に準じて求める。

$$M_{cao} = (T_{cae}+N_{cl}/2) \cdot j_c, \quad T_{cae} = T_{ca}+T_{cna}/2 \quad (9.11)$$

$$M_{gao} = T_{ga} \cdot j_g \quad (9.12)$$

ただし、梁上端筋が引張側の場合、式(9.13)による。

$$M_{gao} = (T_{ga}+T_{sa}) \cdot j_g \quad (9.13)$$

ここに、 M_{cao} ：柱梁接合部に接続する柱の基準許容曲げモーメント

M_{gao} 、 M_{gao}' ：柱梁接合部に接続する左右梁の基準許容曲げモーメント

ただし、L形接合部の場合、 M_{gao} は上端引張時の値とする。

T_{cae} ：柱主筋の等価許容引張力、 T_{ca} ：柱引張鉄筋の許容引張力

T_{cna} ：柱中段主筋の許容引張力、 T_{ga} ：梁引張鉄筋の許容引張力

T_{sa} : 有効幅内に定着されたスラブ筋の許容引張力の総和

N_{cL} : 長期柱軸力

ただし、左右梁のスパン長が異なる場合および上下階高が異なる場合の取り扱い方法は、5.2節による。

(3) 短期許容せん断力の算定

柱梁接合部の水平、鉛直方向の短期許容せん断力 V_{pah} , V_{pav} は、接合部形式に係わらず、式(9.14)による。ただし、ト形接合部の場合、 V_{pav} は算定しなくてもよい。

$$V_{pah} = \tau_{pa} \cdot b_j \cdot D_{jh}, \quad V_{pav} = \tau_{pa} \cdot b_j \cdot D_{jv} \quad (9.14)$$

$$\tau_{pa} = \kappa_a \cdot (f_s - 0.5) \quad (9.15)$$

ここに、 f_s : 表 9.1 によるコンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

κ_a : 柱梁接合部の許容せん断力に対する形状係数

$$\left. \begin{array}{l} \text{(ト形、T形接合部)} \quad \kappa_a = 6.5 \\ \text{(L形接合部)} \quad \quad \quad \kappa_a = 5.5 \end{array} \right\} \quad (9.16)$$

b_j : 式(6.3)による接合部有効幅

D_{jh} , D_{jv} : 式(6.4)、式(6.5)による水平方向および鉛直方向の接合部有効せい

表 9.1 コンクリートの許容せん断応力度

(単位 : N/mm²)

長期	短期
$F_c/30$ かつ $(0.49 + F_c/100)$ 以下	長期に対する値の1.5倍

【解説】

(1) 設計条件

柱梁接合部の短期許容応力度設計に関する設計条件は、4.3節の終局強度設計と同様、ト形接合部では水平方向せん断力、T形、L形接合部では水平方向および鉛直方向せん断力に対して定められている。ト形接合部については、梁主筋の定着長さ l_{ag} は柱せい D_c の(2/3)倍以上とすることを前提とし、梁主筋掻き出し定着耐力時せん断力を考慮せず、短期許容せん断耐力に対する設計条件を定めている。梁主筋の定着長さ l_{ag} が柱せい D_c の(2/3)倍未満の場合、終局強度設計を行う必要がある。

(2) 短期設計用せん断力

短期設計用せん断力 V_{mah} , V_{mav} の式(9.3)、式(9.5)は、終局強度設計と許容応力度設計で用いる諸元の違いを考慮し、5章の終局強度設計用せん断力の算定式を書き換えた算定式である。

柱梁接合部の短期設計用せん断力の算定に用いる柱の短期設計用せん断力 Q_D は、柱梁接合部のせん断破壊防止の観点から、接続する柱のせん断力に適切な割増係数を乗じて算定する必要がある。特別の検討を行わない場合、柱の短期設計用せん断力 Q_D は、RC計算規準¹⁻¹⁾と同様、骨組解析による柱のせん断力解析値を1.5倍以上に割り増した値とする。

(3) 短期許容せん断力

柱梁接合部の短期許容せん断力 V_{pah} , V_{pav} は、式(9.14)に示すように、式(6.1)によるせん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} と同様、接合部有効幅と接合部有効せいの積にせん断強度 τ_{pa} を乗じて求められる。 τ_{pa} の算定式(9.15)中の κ_a は、RC 計算規準¹⁻¹⁾と同様、 $F_j=0.8 \times \sigma_B^{0.7} \approx 0.8 \times 15.4(f_s-0.5)$ 、直交梁の有無による補正係数($\phi=0.85$)を考慮して定めた。 F_j は靱性保証型指針¹⁻²⁾による接合部せん断強度の基準値、 σ_B はコンクリートの圧縮強度を示す。

式(9.14)を用いて許容応力度設計を行った柱梁接合部は、直交梁の存在を考慮し、主筋の上限強度算定用材料強度を規格降伏点の1.30倍として終局強度設計を行った場合と同程度のせん断終局耐力を有する。

なお、本設計指針では、L形接合部の場合、5.1節の終局強度設計用せん断力および6.1節の接合部せん断終局耐力と同様、L形が閉じる正加力時のみ検定を行えばよいとした。

10章 その他のRC造接合部および定着部の設計

10.1 段差梁付き柱梁接合部

(1) 柱、梁主筋の定着設計

前後、左右で梁せいの異なる段差梁付き柱梁接合部内の梁、柱主筋定着部は、以下の規定を満足するように設計する。

- 1) 一般階の梁主筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とし、その他は、8.1節の規定による。 l_{ao} は式(8.1)による必要定着長さ、 D_c は柱せいを示す。
- 2) 最上階の梁上端筋定着部は、8.3節の規定による。また、梁下端筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とし、その他は8.3節の規定による。
- 3) 柱主筋定着部は、8.2節の規定による。

(2) 柱梁接合部のせん断設計

段差梁付き柱梁接合部の場合、せん断設計は、以下によることを基本とし、検討する地震力の作用方向に係わらず、接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合、0.2%以上、それ以外の場合、0.3%以上とする。 p_{jwh} は式(7.2)による。ただし、メカニズムに達しても、接続する柱および梁が曲げ降伏しない場合、9章の許容応力度設計を準用してもよい。

- 1) 段差梁付き十字形接合部は、7.1節の規定を満足するとともに、十字形接合部およびT形接合部として、それぞれ式(4.4)を満足するように設計する。

その際、せん断終局耐力 V_{puh} は、十字形接合部の場合、 $\kappa_u=1.0$ 、T形接合部の場合、 $\kappa_u=0.7$ とし、それぞれ式(6.1)で算定する。 κ_u は接合部形状係数を示す。

- 2) 段差梁付きT形接合部は、7.1節、7.2節の規定を満足するとともに、T形接合部およびL形接合部として、それぞれ式(4.6)を満足するように設計する。

その際、せん断終局耐力 V_{puh} 、 V_{puv} は、T形接合部の場合、 $\kappa_u=0.7$ 、L形接合部の場合、 $\kappa_u=0.6$ とし、それぞれ式(6.1)で算定する。

ただし、梁せいの重なりを大きい方の梁せいの $(2/3)$ 倍以上とし、14章の詳細図3.1に示すように、重なり部内の梁主筋を通し主筋とするか、反対側の最外縁柱主筋の外側に梁主筋の定着金物を配置する場合、接合部有効せい D_{jh} は、 $D_{jh}=D_c$ としてもよい。 D_c は柱せいを示す。

上記以外の場合、各接合部の有効せい D_{jh} (D_{jv})は、それぞれ全梁主筋本数に対する通し主筋と定着主筋の本数の割合を考慮して定める。

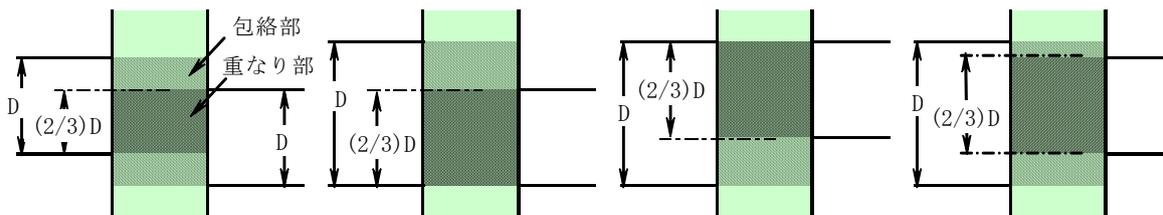


図 10.1.1 段差梁付き十字形接合部の形状例

【解説】

(1) 段差梁付き柱梁接合部の実験

文献※1では、解図 10.1.1 に示すように、梁主筋定着長さ l_{ag} を $(3/4)D_c$ とし、左右梁せいが同じで、梁せいの重なりが大きい方の梁せいの約 0.8 倍とした十字形接合部について実験を行い、段差梁付き十字形接合部の最大耐力実験値は段差のない場合と変わらないことを確認している。

文献※2では、解図 10.1.2 に示すように、左梁のせいが右梁の $(2/3)$ 倍とした段差梁付き十字形接合部について実験を行い、最大耐力実験値が、靱性保証型設計指針式を用い、 $\kappa_u=1.0$ 、 $D_{jh}=D_c$ として求めた接合部せん断耐力を上回ることを確認している。

文献※3、※4でも、段差梁付き十字形接合部の最大耐力実験値は、梁曲げ終局耐力時せん断力以上となることを確認している。

文献※5の実験では、段差梁付き十字形接合部の重なり部に配置された左右梁主筋がそれぞれ引張側になる加力時の最大耐力実験値は、その反対側の加力時の最大耐力実験値よりも低下する

ことを明らかにし、その理由として、正負加力方向によって、柱梁接合部の抵抗機構が異なる点を挙げている。

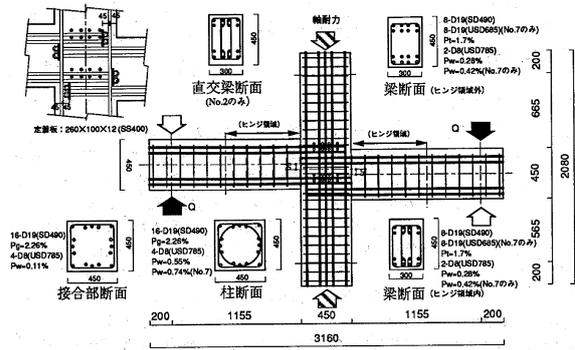
以上の実験的知見を踏まえ、10.1 節の規定を定めた。

(2) 段差梁付き柱梁接合部内の柱、梁主筋の定着設計

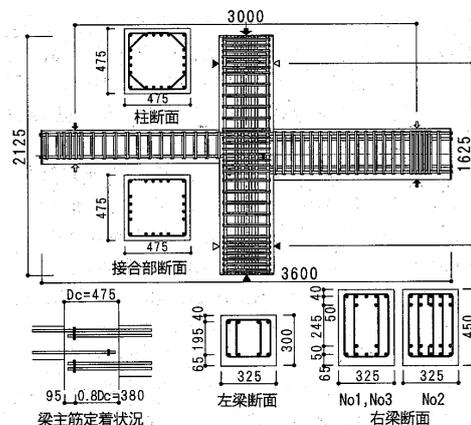
- 1) 段差梁付き柱梁接合部での一般階の梁主筋定着長さはト形接合部内の梁主筋に準じ、最上階の梁主筋定着長さはL形接合部内の梁主筋に準じて規定した。また、柱主筋定着部は、T形、L形接合部と同様の定着応力状態になると考えられるので、8.2 節によるとした。
- 2) 段差梁付き柱梁接合部での柱、梁主筋の必要定着長さ l_{ao} は、両側直交梁によって柱、梁主筋定着部が拘束される場合、式(8.4)中の定着耐力の低減係数 β_{ao} を1として算定してもよい。

(3) 接合部せん断設計の注意事項

- 1) 段差梁付き柱梁接合部については、未解明な点が多いので、設計で想定される破壊形式に対応する接合部耐力余裕度 λ_p の最小値を基に設計することが基本である。
- 2) 上記の観点より、10.1 節(2)では、梁または柱曲げ降伏後の変形性能を確保するために、両側直交梁付きの場合、0.2%以上、それ以外の場合、0.3%以上とした。 p_{jwh} は接合部横補強筋比を示す。



解図 10.1.1 文献※1の実験に供した試験体



解図 10.1.2 文献※2の実験に供した試験体

- 3) 段差梁付き柱梁接合部については、検証実験の不足を考慮すると、接合部耐力余裕度 λ_p を 1.2 以上とするなど、慎重に設計する必要がある。
- 4) 段差梁付き十字形接合部および段差梁付き T 形接合部の特殊条件下の設計方法については、機械式鉄筋定着工法研究委員会・接合部詳細設計の手引きの 5 章を参照されたい。

(4) 段差梁付き十字形接合部の終局強度設計用せん断力

梁曲げ降伏型の段差梁付き十字形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(解 10.1.1)の柱せん断力 Q_{cu} および式(解 10.1.2)の架構形状の係数 ξ_h を用いると、ト形接合部と同様、式(5.1)で求められる(解図 10.1.3、解図 10.1.4 参照)。

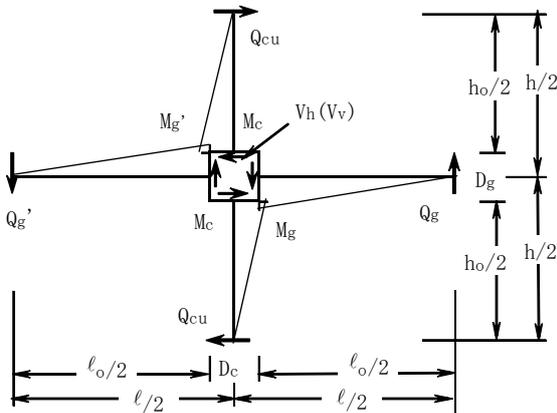
$$Q_{cu} = cQ_{gu} = \{(M_{gu} + M_{gu}') / l_o\} \cdot (l/h) \quad (\text{解 10.1.1})$$

$$\xi_h = (h/l) \cdot (l_o / j_{tge}) - 1 \quad (\text{解 10.1.2})$$

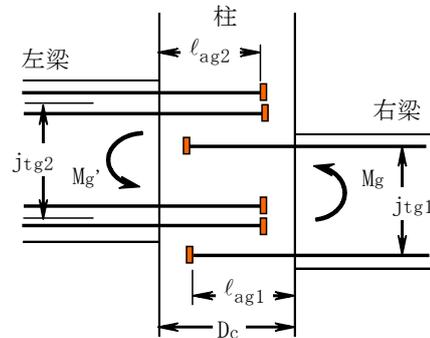
$$j_{tge} = (j_{tg1} + j_{tg2}) / 2 \quad (\text{解 10.1.3})$$

ここに、 Q_{cu} : 柱梁接合部に接続する梁の曲げ終局耐力時柱せん断力

M_{gu}, M_{gu}' : 左右梁の曲げ終局耐力、 j_{tg1}, j_{tg2} : 左右梁の上下主筋重心間距離



解図 10.1.3 十字形部分架構の応力状態



解図 10.1.4 左右梁主筋量が異なる段差梁付き十字形接合部

一方、メカニズムに達しても、接続する柱および梁が曲げ降伏しない段差梁付き柱梁接合部については、9 章の許容応力度設計を適用できるとした。この場合、十字形接合部の短期設計用せん断力 V_{mah} は、式(解 10.1.4)による Q_{ca} を用いると、式(9.3)で求められる。また、十字形接合部の形状係数 κ_a は、RC 計算規準¹⁻¹⁾と同様、 $\kappa_a = 10$ としてもよい。

$$Q_{ca} = cQ_{ga} = \{(M_{gao} + M_{gao}') / l_o\} \cdot (l/h) \quad (\text{解 10.1.4})$$

(5) 通し主筋と定着主筋が混在する場合の接合部有効せい

鉛直・段差梁付き十字形接合部内で、通し梁主筋と定着長さが異なる梁主筋が混在する場合、左右梁主筋の鋼種が同じであれば、接合部有効せい D_{jh} は、式(解 10.1.5)より算定できる。なお、通し梁主筋が存在しない場合、同式中、 $n_o = 0$ 、 $a_{to} = 0$ とすればよい。

$$D_{jh} = (n_1 \cdot a_{t1} \cdot l_{ag1} + n_2 \cdot a_{t2} \cdot l_{ag2} + n_o \cdot a_{to} \cdot D_c) / (n_1 \cdot a_{t1} + n_2 \cdot a_{t2} + n_o \cdot a_{to}) \quad (\text{解 10.1.5})$$

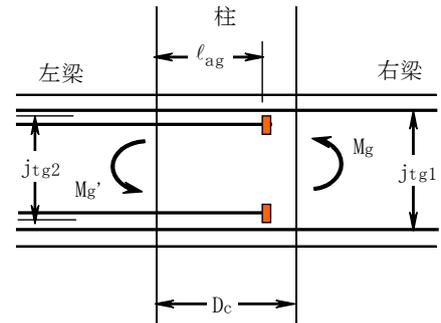
ここに、 n_1, n_2, a_{t1}, a_{t2} : 左右梁定着主筋の本数と断面積

l_{ag1}, l_{ag2} : 左右梁定着主筋の定着長さ

n_o, a_{to} : 左右梁通し主筋の本数と断面積、 D_c : 柱せい

(6) 片方の梁主筋(2段筋)を柱梁接合部に定着する場合

解図 10.1.5 に示すように、鉛直段差がなく、かつ、左右梁の断面寸法が同じで、片方の梁主筋(2段筋)を柱梁接合部に定着する場合、梁曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu} は、式(解 10.1.1) で求められる。この Q_{cu} を用いると、十字形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.1) で求められる。また、せん断終局耐力 V_{puh} は、通常、 $\kappa_u=1.0$ 、 $D_{jh}=D_c$ とし、式(6.1) より算定することができる。



解図 10.1.5 片方の梁主筋(2段筋)を柱梁接合部に定着する場合

(7) 水平段差梁付き十字形接合部の取り扱い

水平段差梁付き十字形接合部のせん断設計は、1 つの十字形接合部および 2 つのト形接合部として行うことを基本とする。

十字形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(解 10.1.1) による梁曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu} を用いると、式(5.1) より算定できる(解図 10.1.3 参照)。また、置換ト形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、梁曲げ降伏型を仮定すると、式(5.1) より算定できる。

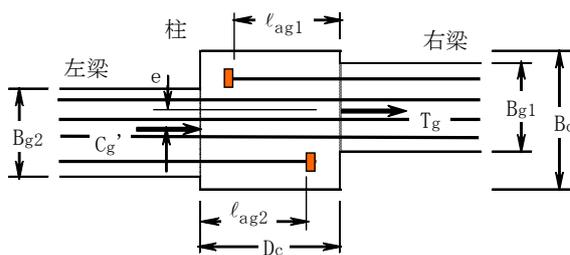
柱梁接合部のせん断終局耐力 V_{puh} は、十字形接合部では $\kappa_u=1.0$ 、ト形接合部では $\kappa_u=0.7$ とし、それぞれ式(6.1) より算定する。

その際、接合部有効せい D_{jh} は、全梁主筋本数に対する通し主筋と定着主筋の本数の割合を考慮し、式(解 10.1.5) を用いるなどして決定する。ただし、通し主筋の本数が全梁主筋の(2/3)倍以上の場合、鉛直段差の場合に準じ、 $D_{jh}=D_c$ としてもよいとする。 D_c は柱せいを示す。

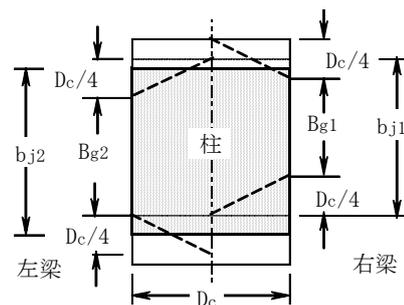
接合部有効幅 b_j は、解図 10.1.6 に示すように、梁主筋の一部を柱梁接合部に定着する場合(14章、詳細図 3.3(a))、柱全幅に対して、式(解 10.1.6) より求める。

$$b_j = (b_{j1}+b_{j2})/2 \tag{解 10.1.6}$$

ここに、 b_{j1}, b_{j2} : 左右梁幅に対する有効幅(解図 10.1.7 参照)



解図 10.1.6 水平段差付き接合部(梁主筋の一部を定着する場合)



解図 10.1.7 水平段差付きの接合部有効幅

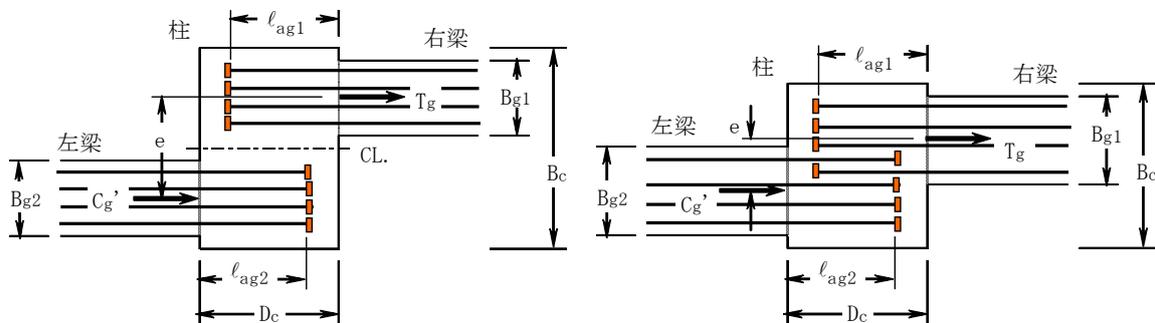
また、解図 10.1.8 に示すように、全梁主筋を定着する場合、接合部有効幅 b_j は、左右梁幅が重ならない場合、柱全幅の半分に対して、重なる場合、柱全幅に対して、それぞれ式(6.3) より求める(12章、詳細図 3.3(b))。

一方、水平段差梁付き十字形接合部に対する直交梁の効果は、接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}/F_c$

に対しては 4.2 節、接合部せん断終局耐力に対しては 6.1 節、梁主筋の必要定着長さに対しては 8.1 節に準じ、それぞれ見込むことができる。ただし、水平段差梁付き十字形接合部については、柱梁接合部全体がコア部を形成するように、接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合、0.2%以上、それ以外の場合、0.3%以上とし、外周横補強筋および必要に応じて中子筋を配置する。 p_{jwh} は接合部横補強筋比を示す。

【注記】 解図 10.1.6、解図 10.1.8 の場合、左右梁の引張合力 T_g と圧縮合力 C_g' の作用位置間に偏心距離 e が生じる。 $T_g=C_g'$ の場合、柱梁接合部に偏心モーメントは発生せず、 $T_g \neq C_g'$ の場合には発生する。通常、偏心モーメントは、直交梁やスラブによって伝達されるので、接合部せん断終局耐力 V_{puh} に影響を及ぼさないと考えられる。

ただし、 $T_g \neq C_g'$ の場合、左右 2 つの置換ト形接合部の終局時入力せん断力が異なるので、両者の間でせん断力が移行する。この場合、移行せん断力が生じて、柱梁接合部の断面全体が一体化されるように、接合部横補強筋を配置する必要がある。



(a) 梁幅の重なりがない場合

(b) 梁幅の重なりがある場合

解図 10.1.8 左右梁の水平段差がある場合（全梁主筋を定着する場合）

「段差梁付き柱梁接合部に関する参考文献」

- ※1 中村雅彦、別所佐登志、丸田誠：高強度材料を用いた超高層 RC 造柱・はり部分骨組の水平加力実験（その 2. 段差ばり骨組）、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅱ、pp. 869-870, 1993. 9
- ※2 入澤郁雄、林和也、田中清：段差梁を有する鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の力学的性状に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 571-572, 1998. 9
- ※3 濱田真、吉松賢二、石橋久義、堀江啓：梁主筋を機械式定着した接合部の実験、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 569-570, 1998. 9
- ※4 鴨川直晶、今西語龍、山口芳之、日高雅樹、中岡章郎：高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造柱梁接合部の実験的研究 その 2、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 813-814, 2000. 9
- ※5 藤原将章、上村智彦、石橋一彦、林静雄：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度、JCI 年次論文集、Vol. 31, No. 2, pp. 367-372, 2009

10.2 壁式ラーメン壁柱・梁接合部

(1) 梁主筋の定着設計

壁柱への梁主筋の定着部は、8.1節または8.3節を準用して設計する。ただし、中壁柱への梁主筋定着長さ l_{ag} は、中壁柱のせい(1/2)の(3/4)倍以上を基本とする。

(2) 壁柱・梁接合部のせん断終局耐力の算定

壁柱・梁接合部は、4.1節～4.3節を準用してせん断設計を行うことを基本とし、壁柱・梁接合部のせん断終局耐力 V_{puh} は、下記の接合部有効せい D_{jh} を用い、式(6.1)より算定する。

(外壁柱の場合) $D_{jh} = l_{ag}$

(中壁柱の場合) 上端筋・下端筋とも機械式定着の場合: $D_{jh} = l_{ag} \times 2$

上端筋が通し配筋、下端筋が機械式定着の場合: $D_{jh} = \text{壁柱せい}/2 + l_{ag}$

ただし、壁柱・梁接合部に設備用小開口を設ける場合、下記の接合部有効せい D_{jh} を用いる。

(外壁柱の場合) $D_{jh} = l_{ag} - \phi_o$

(中壁柱の場合) 上端筋・下端筋とも機械式定着の場合: $D_{jh} = l_{ag} \times 2 - \sum \phi_o$

上端筋が通し配筋、下端筋が機械式定着の場合: $D_{jh} = \text{壁柱せい}/2 + l_{ag} - \sum \phi_o$

ここに、 l_{ag} : 梁主筋定着長さ、 ϕ_o : 開口直径

(3) 構造規定

壁柱・梁接合部および同接合部内の設備用小開口部の配筋要領は、壁式ラーメン設計指針に準拠する。設備用小開口部の配筋要領に関する構造規定は、表 10.2.1、図 10.2.1 による。

表 10.2.1 壁柱・梁接合部の設備用小開口部に関する構造規定

	中壁柱	外壁柱
開口直径	梁せいの1/4以下かつ壁柱せいの1/8以下	壁柱せいの1/5以下
開口数	2個以下 (開口中心間距離: 開口直径の3倍以上)	1個
開口位置	(垂直方向) 梁上面と開口中心との距離は、梁せい D の1/3～1/2倍とする。 (水平方向) 壁柱面と開口外周面との距離は、400mm以上とする。	
コーン状破壊面内の開口	コーン状破壊面の内側には、原則として開口を設けない。やむを得ず設ける場合、開口直径は150mm以下、梁せいの1/4以下かつ壁柱せいの1/8以下とし、定着板外面と開口外周面との距離は開口直径の2倍以上とする。	

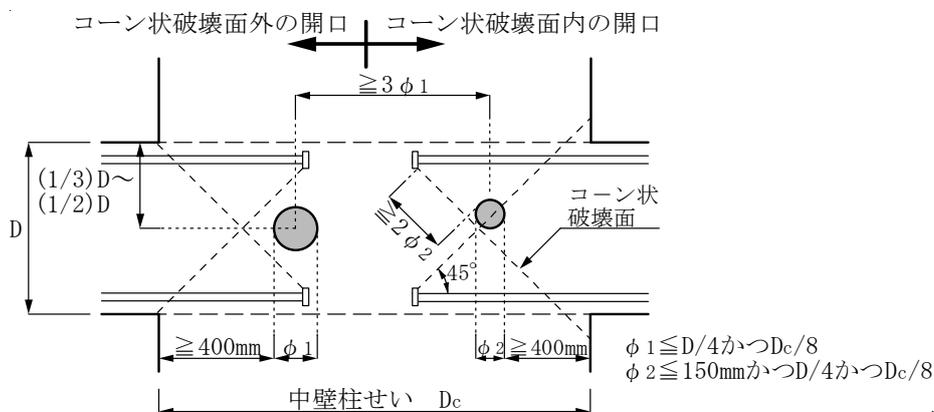


図 10.2.1 中壁柱・梁接合部内の設備用小開口部に関する構造規定

【解説】

本設計指針では、壁式ラーメン壁柱・梁接合部に関する実験^{※1, ※2}で得られた知見を基に、中壁柱せいの(1/2)の範囲を1本の仮想柱とみなし、中壁柱・梁接合部に接続する左右梁主筋を仮想柱に定着させてもよいとしている。また、中壁柱・梁接合部の有効せい D_{jh} は、開口を設けない場合、左右梁主筋の定着長さ l_{ag} の和に等しいとし、設備用小開口を設ける場合、上記の値から開口直径 ϕ_o を減じた値としている。

なお、国土交通省国土技術政策総合研究所ほか編集の「壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針(平成15年版)」では、壁柱断面の偏平率(壁柱せい/壁柱幅)は2以上5以下(2階以上は2以上8以下)としている。

「壁式ラーメン壁柱・梁接合部に関する参考文献」

- ※1 和泉信之、松崎育弘、野口博、高澤利親、根本大治：梁主筋の定着形式が異なるRC壁柱・梁接合部のせん断強度に関する研究、その1～その4、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅱ、pp. 243-248, 1992. 8
- ※2 松崎育弘、中野克彦、辰濃達、岩淵貴之、高澤利親、和泉信之：高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造内柱・梁部分架構に関する実験研究、その1、その2、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅱ、pp. 275-278, 1992. 8

10.3 最下階柱主筋定着部および基礎梁主筋定着部

(1) 最下階柱主筋定着部

最下階柱主筋の定着長さ l_{ac} は、柱端基礎梁上面を定着起点とし、原則として、JASS 5 のフック付き定着長さ $L2h$ 以上、かつ、基礎梁下端筋の下部まで延長する。

ただし、引抜き力が作用しない直接基礎、杭基礎、あるいは引抜き力が作用する杭基礎のうち、杭の引抜き力を基礎フーチングまたはパイルキャップに伝達できるように、その周囲にはかま筋を配置した場合、柱主筋定着部は、JASS 5 の直線定着長さ $L2$ 以上の直線定着としてもよい。

(2) 基礎梁主筋定着部

1) 基礎梁上端筋の定着長さ l_{ag} は、基礎梁端柱面を定着起点とし、必要定着長さ l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。その他は、8.3節による梁下端筋の規定を満足しなければならない。ここで、基礎梁主筋の必要定着長さ l_{ao} は式(10.3.1)によることができる。 db は基礎梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。

$$l_{ao}/db = 14 \sigma_{sy} / (k_6 \cdot \sigma_{auo}) - 45 \quad (10.3.1)$$

$$\sigma_{auo} = \beta_{ao} \cdot (31.2F_c^{-0.5} - 1.26) \cdot F_c \quad (10.3.2)$$

：基本支圧強度(N/mm²)

ここに、 σ_{sy} ：基礎梁主筋の降伏強度、 F_c ：コンクリートの設計基準強度

β_{ao} ：定着耐力の低減係数、 $\beta_{ao}=1.0$ としてもよい。

k_6 ：式(8.6)より求めた基礎梁主筋直径(db)による補正係数

基礎梁主筋の降伏強度 σ_{sy} は、メカニズム時に降伏ヒンジ形成の恐れがなければ、SD295～SD390では $1.1 \times \sigma_{yo}$ 、SD490では $1.0 \times \sigma_{yo}$ としてもよい。 σ_{yo} は鉄筋の規格降伏点を示す。

2) 基礎梁下端筋の定着部は、原則として、折曲げ終点を定着起点とし、8.3節による梁上端筋の規定を満足しなければならない。

3) 場所打ち杭基礎では、杭に引抜き力が作用せず、基礎梁下端筋が降伏しない場合、パイルキャップ全体がコア部となるように、パイルキャップの周囲にはかま筋を配置すれば、基礎梁下端筋の定着長さ l_{ag} は、基礎梁端柱面を定着起点とし、必要定着長さ l_{ao} 以上、 $16db$ 以上、かつ、 $(3/4)D_c$ 以上とすることができる。また、 l_{ao} は式(10.3.1)によることができる。

一方、杭に引抜き力が作用する場合、基礎梁下端筋定着部の配筋詳細は、同定着部から伝達される引張力によって、基礎梁下端筋定着部と隣接する柱主筋に沿ってコンクリートが割裂破壊を起さないように定める。また、基礎梁下端筋が基礎梁端柱面で引張降伏する恐れがある場合、基礎梁下端筋定着部は、杭に引抜き力が作用する場合と同様の配筋詳細とする。

【解説】

(1) 最下階柱主筋定着部

最下階柱主筋の定着長さ l_{ac} は、地震時に生じる屋外側の最下階柱主筋の引張力の伝達機構などを考慮し、解図10.3.1(a)、(b)に示すように、JASS 5 のフック付き定着長さ $L2h$ 以上、かつ、基礎梁下端筋の下部まで延長することを基本とする。

ただし、引抜き力が作用しない直接基礎、杭基礎、あるいは引抜き力が作用する杭基礎のうち、

杭の引抜き力を基礎フーチングまたはパイルキャップに伝達できるように、その周囲にはかま筋を配置した場合、柱主筋定着部は、JASS 5の直線定着長さ L_2 以上の直線定着としてもよいとした。

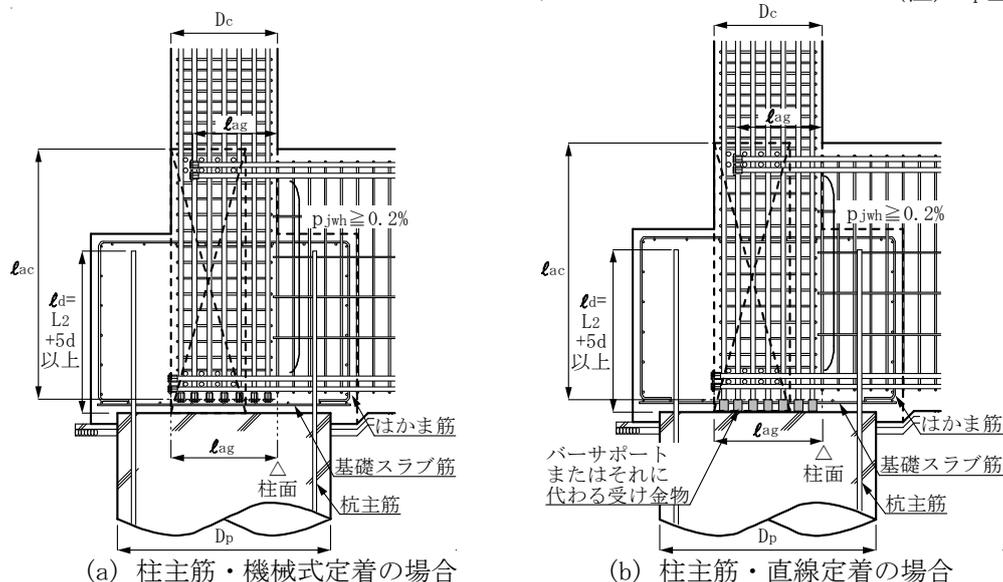
(2) 基礎梁主筋定着部

基礎梁上端筋の定着長さ l_{ag} は、基礎梁端柱面を定着起点とし、必要定着長さ l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とした。また、基礎梁下端筋の定着部は、最上階のL形接合部に準じ、原則として、折曲げ終点を定着起点とし、8.3節による梁上端筋の規定を満足することとした。

一方、既製杭基礎および直接基礎であっても、柱主筋を機械式定着とするとともに、基礎フーチング全体がコア部となるように、基礎フーチング周囲にはかま筋を配置すれば、基礎梁下端筋の折曲げ後の余長部を8.3節(1)に規定する余長部タイプBとしてもよい。

基礎フーチング周囲のはかま筋量は、(5)項のパイルキャップと同様に算定することを推奨する。この場合、解図8.4(b)に示す抵抗機構を期待できる。

(注) $D_p \leq D_c + 2l_d$



(a) 柱主筋・機械式定着の場合
(b) 柱主筋・直線定着の場合
解図 10.3.1 最下階外柱・基礎梁接合部の配筋詳細(場所打ち杭の場合)
— 定着金物位置を延長した場合 —

(3) 場所打ち杭の場合

場所打ち杭の場合、杭主筋の定着長さ l_d は、解図10.3.1に示すように、原則として、杭頭面を定着起点とし、 $L_2 + 5d$ 以上とする。この場合、杭主筋と隣接する柱主筋の間であき重ね継手の効果を期待できるように、直線定着長さ L_2 に $5d$ を加えている。さらに高いあき重ね継手の効果を期待する場合には、柱主筋先端と杭主筋先端の間を結ぶ線分の水平軸に対する角度が 45° 以上となるように、 $D_p \leq D_c + 2l_d$ とすることが望ましい。 d は杭主筋直径、 D_p は杭直径、 D_c は柱せいを示す。

また、杭に引抜き力が作用せず、基礎梁下端筋が降伏しなければ、基礎梁主筋定着部は、RC規準17条¹⁻¹⁾の解説に示されるように、上下主筋ともに、一般階の梁主筋定着部と同様、基礎梁端柱面を定着起点とし、 90° フックまたは機械式定着とすることができる(解図10.3.1参照)。これらより、パイルキャップ全体がコア部となるように、パイルキャップの周囲にはかま筋を配置することを前提とし、本節(2)の3)の構造規定を定めた。

一方、杭に引抜き力が作用する場合、解図 10.3.1 に示すように、パイルキャップ全体がコア部となるように、パイルキャップの周囲にはかま筋を配置するとともに、屋外側柱主筋の外側に定着金物を配置することを推奨する。このほか、下記のいずれかの方法で基礎梁下端筋の定着部を補強することもできる(14章の詳細図 6.2 参照)。

- ① 基礎梁下端筋の定着部近傍に接合部横補強筋を追加する。
- ② 屋外側柱主筋の外側から基礎梁下端筋の定着部近傍にかんざし筋を挿入する。

追加接合部横補強筋およびかんざし筋は、最下階柱と基礎梁との接合部横補強筋と同鋼種、同径とし、それぞれ 1 組の本数が 4 本以上の中子筋併用とすることを目安に決定する。

また、基礎梁下端筋が基礎梁端柱面で引張降伏する恐れがある場合、上記と同様の配筋詳細とすることを推奨する。

(4) 基礎梁主筋の必要定着長さ

一般階の梁せいよりも大きい基礎梁の場合、益尾・窪田式²⁻⁸⁾を基に導出された式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} は、同式中の jtg/db の値が大きくなるのに伴って増加する。式(8.1)中に jtg/db が含まれるのは、式(解 8.2)中のストラット勾配(lag/jtg)による補正係数 $k_3(=0.7+0.3(lag/jtg))$ を考慮しているためである。益尾・窪田式は、一般階の梁主筋定着を想定し、 $lag/jtg=0.5\sim 1.2(jtg/db=12\sim 18)$ としたト形接合部を模擬した梁主筋の引抜き実験を基に導出され、 $lag/jtg=0.6\sim 1.9(jtg/db=10\sim 20)$ としたト形接合部の実験で妥当性が検証されている。

通常、最下階外柱・基礎梁接合部では、メカニズム時に基礎梁端部に降伏ヒンジを形成せず、基礎梁端部の曲げひび割れの進展度合いは一般階梁よりも少ない。これらの点を考慮し、一般階梁主筋の定着耐力を対象とした益尾・窪田式に準じ、基礎梁主筋の必要定着長さ l_{ao} の算定式を導出した。すなわち、梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s を $3 db(k_4=0.98)$ とすると、式(解 8.2)より、側面剥離定着耐力時の梁主筋引張応力 σ_{sau} が式(解 10.3.1)で求められる。次に、ト形接合部の実験で採用された lag/jtg の最小値(0.5)を用いて $k_3=0.85$ とし、式(8.5)で $p_{jwh}=0.2\%$ ($k_5=0.925$) とするとともに、 $\sigma_{sau}=\sigma_{sy}$ とすると、式(解 10.3.1)より、式(解 10.3.2)が得られる。また、式(解 10.3.2)を安全側にまるめると、式(10.3.1)が得られる。

$$\sigma_{sau} = \tau_{at} / \sum a_t = 5.39 k_2 \cdot k_3 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \sigma_{auo} \quad (\text{解 10.3.1})$$

$$\sigma_{sy} = 5.39 \times \{0.8 + 0.0167(l_{ao}/db)\} \times 0.85 \times 0.925 \times k_6 \cdot \sigma_{auo} \quad (\text{解 10.3.2})$$

また、メカニズムに達しても、基礎梁端部のひび割れ進展度合いは著しくないことが多いので、式(10.3.2)中の定着耐力の低減係数 β_{ao} は 1.0 とし、基礎梁主筋の降伏強度 σ_{sy} は、SD295～SD390 では $1.1 \times \sigma_{yo}$ 、SD490 では $1.0 \times \sigma_{yo}$ とした。

以上より求めた基礎梁主筋の必要定着長さ l_{ao} の計算結果を解表 10.3.1 に示す。

ただし、メカニズム時に降伏ヒンジ形成の恐れがある場合、別途、降伏強度 σ_{sy} を設定して

解表 10.3.1 基礎梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db

鋼種	呼び名	Fc (N/mm ²)											
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
SD295 SD345	D41以下	14											
SD390	D32	14											
	D35	15	14										
	D38	17	14										
	D41	20	17	14									
SD490	D25以下	15	14										
	D29	18	15	14									
	D32	20	17	14									
	D35	23	20	17	15	14							
	D38	—	23	20	17	14							
	D41	—	—	23	20	15	14						

(注) “—”を付した場合は、 $l_{ao}/db > 25$ に該当する。

必要定着長さを算定する必要がある。

なお、基礎梁主筋の必要定着長さ l_{ao} は、設計で採用した j_{tg}/d_b の値を用いれば、式(10.3.1)によらず、式(8.1)によって算定することもできる。

(5) パイルキャップのはかま筋量の試算

パイルキャップでは、杭主筋、基礎梁下端筋、最下階柱筋の各定着部の応力伝達が確実に行われる必要がある。しかしながら、パイルキャップの応力伝達機構は必ずしも明確でない。これらの点を踏まえ、解図 10.3.2 に示すように、基礎梁下端筋の引張力の作用によって、パイルキャップに斜めひび割れが発生するとし、斜めひび割れ面を横切るはかま筋に生じる引張力に対して、はかま筋量を試算する。

すなわち、6.2 節の梁主筋掻き出し定着耐力に対する接合部横補強筋の負担引張力の算定式(6.11)、ならびに小梁主筋の定着耐力に対する上面拘束筋の効果を表す算定式(10.4.1)を参考にし、はかま筋の全引張降伏耐力が基礎梁下端主筋の全引張降伏耐力の 30%程度以上とすることを目安に、はかま筋量を試算する。

基礎梁下端筋を 8-D38(SD390)、はかま筋および基礎スラブ筋を D16(SD295)とすると、

基礎梁下端筋の全引張降伏耐力：

$$\Sigma T_{y1} = 1140 \times 390 \times 8 \times 10^{-3} = 3557 \text{ kN}$$

はかま筋の全引張降伏耐力：

$$\Sigma T_{y2} = 199 \times 295 \times 20 \times 10^{-3} = 1174 \text{ kN}$$

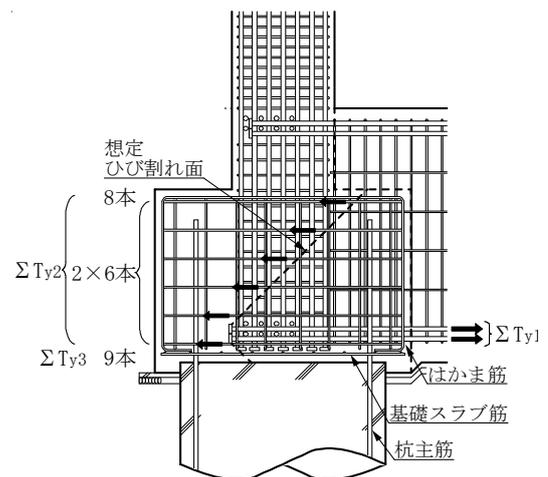
基礎スラブ筋の全引張降伏耐力：

$$\Sigma T_{y3} = 199 \times 295 \times 9 \times 10^{-3} = 528 \text{ kN}$$

$$\Sigma T_{y2} + \Sigma T_{y3} = 1702 \text{ kN}$$

$$> 0.3 \Sigma T_{y1} = 1067 \text{ kN}$$

∴ OK



解図 10.3.2 パイルキャップはかま筋の想定抵抗機構

10.4 小梁およびスラブの主筋定着

(1) 筋筋で囲まれた梁断面に定着する場合

(a) 片持ち形式以外の場合

片持ち形式以外の小梁およびスラブの主筋定着部は、定着長さ l_{ag} を $(2/3)B$ 以上とし、下記の1)~5)の構造規定を満足するとともに、危険断面での設計用引張応力 σ_t が表10.4.1に示す最大設計用引張応力 σ_{tmax} 以下となるように設計する。同表中の f_{tAL} は表2.2による長期許容引張応力度であり、 B は定着される側の梁幅を示す。

- 1) 主筋の呼び名は、原則としてD25以下とする。
- 2) 主筋中心から梁上面までのかぶり厚さ C_g は $3d_b$ 以上とする。
- 3) $T_{wy}/T_{by} \geq 0.2$ の上面拘束筋を配置する(図10.4.1参照)。 T_{wy} および T_{by} は下式による。

$$T_{wy} = \sum a_w \cdot \sigma_{wy}, \quad T_{by} = \sum a_t \cdot \sigma_{by} \quad (10.4.1)$$

$\sum a_w$: 上面拘束筋足部の全断面積、 σ_{wy} : 上面拘束筋の降伏強度

$\sum a_t$: 主筋の全断面積、 σ_{by} : 主筋の降伏強度

ただし、 $F_c \geq 39\text{N/mm}^2$ かつ $l_{ag} \geq 14d_b$ の場合、上面拘束筋を配置しなくてもよい。

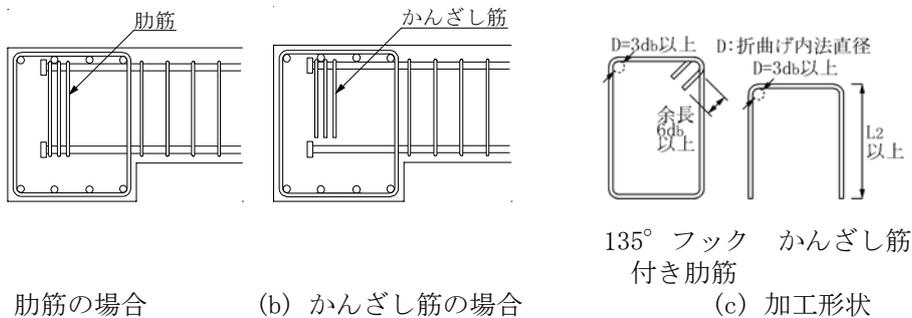
- 4) 上面拘束筋は、肋筋またはかんざし筋とし、定着金物近傍にできるだけ寄せ密に配置する。肋筋の場合、 135° フック付き閉鎖型または溶接閉鎖型とし、かんざし筋の場合、足部の全長は、JASS 5の直線定着長さ L_2 以上とする。
- 5) 原則として、 $n_b/n_r \geq 8$ とする。ただし、 $n_b/n_r \geq 8 \times (\sigma_t/\sigma_{tmax})$ の場合、 n_b/n_r を8よりも小さくしてもよい。 n_r は定着する小梁主筋の本数、 $n_b = (b_e - D_a)/d_b$ であり、 b_e は支持される大梁または小梁の有効幅、 D_a は定着板直径、 d_b は主筋直径を示す。

表 10.4.1 機械式定着による σ_{tmax}/f_{tAL} の一覧

		$F_c \text{ (N/mm}^2\text{)}$													
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
l_{ag} / d_b	12	0.4			0.5			0.6			0.7	0.8	0.9	1.0	
	13	0.5		0.6			0.7	0.8	0.9	1.0					
	14	0.7	0.8	0.9		1.0									
	15	0.8		0.9			1.0								
	16	0.8	0.9	1.0											
	17	0.8	0.9	1.0											
	18	0.9		1.0											

(注) σ_t : 危険断面での設計用引張応力、 σ_{tmax} : 最大設計用引張応力

(注) L_2 : JASS 5の直線定着長さ



(a) 肋筋の場合

(b) かんざし筋の場合

(c) 加工形状

図 10.4.1 上面拘束筋

(b) 片持ち形式の場合

片持ち形式の小梁およびスラブの主筋定着部は、定着長さ l_{ag} を $(2/3)B$ 以上とし、(a)項の1)～5)の構造規定を満足するとともに、設計用引張応力 σ_t を表2.2による長期許容引張応力度 f_{taL} として設計する。ただし、別途、クリープ変形を考慮する。Bは定着される側の梁幅を示す。

(2) 縦筋と横筋で囲まれた壁に定着する場合

主筋の定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12d_b$ 以上かつ $(2/3)B$ 以上を基本とする。この場合、定着される主筋の直近に、主筋量に応じた拘束筋を配置することを基本とする。Bは定着される側の壁厚さ、 d_b は主筋直径を示す。

【解説】

(1) 肋筋で囲まれた梁断面に定着する場合

(a) 片持ち形式以外の場合

1) 基本事項

以下に、機械式定着による小梁主筋定着部に関する実験的知見⁵⁻¹⁾を示す。

- ① 小梁端近傍の曲げひび割れおよび小梁主筋の抜け出しの進展に伴い、ト形接合部における梁主筋定着部では見られなかった上面押し出し定着破壊が生じる恐れがある。
- ② 上面拘束筋を配置し上面押し出し定着耐力を高めると、上面押し出し定着破壊を防止できる。
- ③ コンクリート強度が低く、主筋定着長さ l_{ag} が短いと、搔き出し定着破壊が生じる恐れがあり、小梁端近傍に使用上支障を来たす曲げひび割れが発生する。

これらの実験的知見に基づき、上面押し出し定着耐力と搔き出し定着耐力で決まる必要定着長さ l_{ao} 、ならびに許容ひび割れ幅 $w_{cr}(=0.3\text{mm})$ で決まる必要定着長さ l_{acr} は、下式より求められる。

$$l_{ao} = \max(l_{ao1}, l_{ao2}) \quad (\text{解 } 10.4.1)$$

$$l_{ao1}/d_b = 12\phi_a \cdot f_{taL} / (\xi_w \cdot \sigma_{aua}) - 45 \quad (\text{解 } 10.4.2)$$

$$l_{ao2}/d_b = \phi_a \cdot S \cdot f_{taL} / \sqrt{F_c} - n_d \quad (\text{解 } 10.4.3)$$

ここに、 ϕ_a ：定着耐力の安全率 ($\phi_a=1.6$ とする。)

$$\sigma_{aua} = \phi_g \cdot (31.2F_c^{-0.5} - 1.26) \cdot F_c \quad (\text{解 } 10.4.4)$$

：上面押し出し定着耐力の基本支圧強度

ϕ_g ：上面押し出し定着耐力の有効係数 ($\phi_g=0.5$ とする。)

$$\xi_w = 1 + 0.67(T_{wy}/T_{by}) \quad (\text{解 } 10.4.5)$$

：上面拘束筋の有効係数

$$S = 2.53(nr/n_b) \quad (\text{解 } 10.4.6)$$

n_d ：上面かぶり厚さの鉄筋径倍率

n_b ：支持される大梁または小梁の有効幅の鉄筋径倍数

nr ：主筋本数、 F_c ：コンクリートの設計基準強度

$$\text{機械式定着： } l_{acr}/d_b = 7.9 + \sqrt{63 - 5350 / (\alpha_c \cdot f_{taL})}$$

$$\text{折曲げ定着： } l_{acr}/d_b = 7.6 + \sqrt{57 - 2220 / (\alpha_c \cdot f_{taL})} \quad (\text{解 } 10.4.7)$$

$$\alpha_c = 1.6 - 0.018F_c \quad (\text{解 } 10.4.8)$$

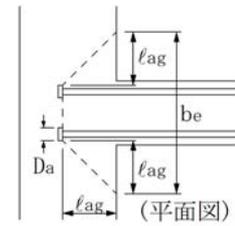
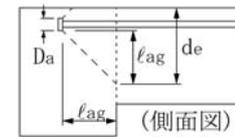
：コンクリートの設計基準強度 F_c による補正係数

機械式定着による掻き出し定着耐力の算定では、解図 10. 4. 1 に示す掻き出し破壊面を仮定した。同図中、 b_e および d_e は、支持される大梁または小梁の有効幅および有効せいであり、下式で求められる。

$$b_e = n_b \cdot d_b + D_a, \quad d_e = l_{ag} + n_d \cdot d_b + D_a / 2 \quad (\text{解 10. 4. 9})$$

式(解 10. 4. 9)中、 D_a は定着板直径であり、折曲げ定着の場合、 $D_a=0$ として同式より求めた b_e および d_e を用いれば、式(解 10. 4. 3)より $l_{ao}=l_{ao2}$ として必要定着長さが求められる。

安全率 $\phi_a (=1.6)$ は、破壊安全性確保の観点から、SD345 の規格引張降伏点に対する長期許容引張応力度の比とほぼ同じになるように定めた。



解図 10. 4. 1 掻き出し破壊面

2) 最大設計用引張応力 σ_{tmax} の算定

片持ち形式以外の小梁の場合、RC 計算規準 10 条の解説に示された小梁の設計用曲げモーメントに基づき、危険断面での設計用引張応力 σ_t が長期許容引張応力度 f_{tL} よりも小さければ、式(解 10. 4. 1)と式(解 10. 4. 7)による必要定着長さを必ずしも確保しなくてもよい。すなわち、最大設計用引張応力 σ_{tmax} は、下式に示すように、上面押し出し定着耐力、掻き出し定着耐力および許容ひび割れ幅 $w_{cr} (=0.3\text{mm})$ に対して、それぞれ設計で採用できる最大引張応力として求められる。

$$\sigma_{tmax} = \min(\sigma_{tmax1}, \sigma_{tmax2}, \sigma_{tmax3}) \quad (\text{解 10. 4. 10})$$

$$\sigma_{tmax1} = \xi_w \cdot \sigma_{aua} \cdot \{(\ell_{ag}/d_b) + 45\} / (12 \phi_a) \quad (\text{解 10. 4. 11})$$

$$\sigma_{tmax2} = \sqrt{F_c} \cdot \{(\ell_{ag}/d_b) + n_d\} / (\phi_a \cdot S) \quad (\text{解 10. 4. 12})$$

$$\sigma_{tmax3} = 5350 / \{ \alpha_c \cdot [63 - \{(\ell_{ag}/d_b) - 7.9\}^2] \} \quad (\text{解 10. 4. 13})$$

$n_b/n_r=8$ 、 $n_d=3+(D_a/2d_b)$ 、 $(D_a/d_b)=2.4$ 、 $f_{tL}=215\text{N/mm}^2$ とし、 $\ell_{ag}/d_b=12\sim 18$ について、 F_c ごとに σ_{tmax}/f_{tL} を求めると、表 10. 4. 1 が得られる。機械式定着の場合、 $\ell_{ag}/d_b < 14$ の σ_{tmax} は、許容ひび割れ幅 w_{cr} による σ_{tmax3} で決定することが多い。

表 10. 4. 1 中の各値の算定に際して ($n_b/n_r=8$) を設定した。 σ_t が σ_{tmax} よりも小さい時には耐力上余裕があるので、構造規定 5) では、 $n_b/n_r \geq 8 \times (\sigma_t / \sigma_{tmax})$ の場合、 n_b/n_r は 8 よりも小さくしてもよいとした。なお、小梁を支持する大梁または小梁が片側にしか存在しない場合、 b_e が小さくなるのに伴い、小梁主筋定着部の応力条件⁵⁻²⁾が厳しくなるので、小梁主筋定着部の周囲に補強筋を配置する等の配慮が必要になる。

折曲げ定着についても、 σ_{tmax3} を下式で求め、 $\sigma_{tmax} = \min(\sigma_{tmax2}, \sigma_{tmax3})$ とすると、最大設計用引張応力 σ_{tmax} が求められる。

$$\sigma_{tmax3} = 2220 / \{ \alpha_c \cdot [57 - \{(\ell_{ag}/d_b) - 7.6\}^2] \} \quad (\text{解 10. 4. 14})$$

折曲げ定着による σ_{tmax}/f_{tL} の計算結果を解表 10. 4. 1 に示す。折曲げ定着の場合、 $\ell_{ag}/d_b < 14$ では、許容ひび割れ幅 w_{cr} による σ_{tmax} が非常に小さくなるので、 $\ell_{ag}/d_b=14\sim 20$ の σ_{tmax}/f_{tL} を示した。 $\ell_{ag}/d_b=14$ の σ_{tmax} は σ_{tmax3} で決定することが多い。ただし、 $l_{dh}=l_{ag}+d_b$ とする。

解表 10.4.1 折曲げ定着による $\sigma_{tmax}/ftaL$ の一覧

		Fc (N/mm ²)													
		21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
lag /db	14	0.5			0.6			0.7		0.8		0.9		1.0	
	15	0.7	0.8		0.9			1.0							
	16	0.8		0.9		1.0									
	17	0.8	0.9		1.0										
	18	0.8	0.9	1.0											
	19	0.9		1.0											
	20	0.9	1.0												

(注) σ_t : 危険断面での設計用引張応力、 σ_{tmax} : 最大設計用引張応力

3) 上面拘束筋

表 10.4.1 の $\sigma_{tmax}/ftaL$ は、 $Twy/Tby=0.2$ として求めた値である。上面拘束筋は、実験で採用した図 10.4.1 に示す肋筋またはかんざし筋とし、上面押し出し定着破壊の防止効果を高めるために、定着金物近傍にできるだけ寄せ密に配置する。上面拘束筋の中心間隔は上面拘束筋直径の 2.5 倍を標準とする。肋筋の場合、135° フック付き閉鎖型または溶接閉鎖型とした。135° フック付き閉鎖型の場合、135° フックを小梁下面側に配置することを推奨する。また、かんざし筋の場合、足部の全長は JASS 5¹⁻⁵⁾ の直線定着長さ L_2 以上とした。一方、 $Fc \geq 39N/mm^2$ かつ $lag \geq 14db$ の場合、上面拘束筋を配置せず、上面拘束筋の有効係数 ξ_w を 1 とし、式(解 10.4.10)より求めた最大設計用引張応力 σ_{tmax} は $ftaL$ 以上となる。したがって、この場合、 $\sigma_{tmax}/ftaL=1$ とできるので、上面拘束筋を配置しなくてもよい。

なお、小梁の上部に RC 壁が配置され、小梁主筋定着部の上面が拘束されている場合、(1)「肋筋で囲まれた梁断面に定着する場合」によらず、(2)「縦筋と横筋で囲まれた壁に定着する場合」と同様、主筋の定着長さ lag は、式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ $la0$ 以上、12db 以上かつ $(2/3)B$ 以上を基本とすればよい。

4) 最大設計用引張応力 σ_{tmax} について

RC 計算規準 9 条の解説 4 によると、スパン長がほぼ等しく、各スパンがほぼ等しい荷重を受ける連スパンおよび単スパンの小梁端の場合、小梁主筋定着部は、両端固定梁の固定端モーメント C の 0.6 倍の曲げモーメントに対して設計される。

すなわち、通常、表 10.4.1 または解表 10.4.1 による最大設計用引張応力 σ_{tmax} が、危険断面の設計用曲げモーメント (0.6C) による設計用引張応力 σ_t 以上となるように設計すればよい。

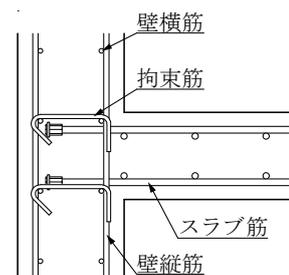
(b) 片持ち形式の小梁およびスラブの主筋定着

片持ち形式の場合、脆性的な定着破壊は許容できないので、設計用引張応力 σ_t を長期許容引張応力度 $ftaL$ とした。表 10.4.1 中、 $\sigma_{tmax}/ftaL=1.0$ の場合が $\sigma_t=ftaL$ に該当する。また、10.4 節 (1) 項の設計条件は、持続載荷実験に基づいていないので、別途、クリープ変形を考慮することとした。クリープ変形は、上面拘束筋量 (Twy/Tby) を増やすか、主筋の定着長さ lag を長くするなどし、定着耐力を高めることによって防止できる。

一方、片持ち形式で張り出し部が長い場合、鉛直地震力を考慮した短期設計を行う必要がある。

(2) 縦筋と横筋で囲まれた壁に定着する場合

この場合の定着長さ l_{ag} は、ト形柱梁接合部と同様、解図 10.4.2 に示すように、主筋の直近に、主筋量に応じた拘束筋を配置し、主筋の周囲を拘束すれば、式(8.1)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $12db$ 以上としてもよいとした。この場合、両側直交梁付きト形接合部と同様の効果が期待できるので、必要定着長さ l_{ao} は解表 8.1(b)によることができる。



解図 10.4.2
壁に定着する場合

10.5 壁筋定着部

壁筋は、帯筋で囲まれた柱断面内および肋筋で囲まれた梁断面内に定着することを基本とし、壁筋の定着長さ l_a は、解表 8.1(b)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $12db$ 以上とする。 db は壁筋直径を示す。

【解説】

柱、梁断面内に定着される壁筋は、地震荷重時に引張力の作用によって塑性化を伴う恐れがあるので、ト形接合部内の梁主筋と同様、壁筋の定着長さ l_a は、解表 8.1(b)による梁主筋の必要定着長さ l_{ao} 以上かつ $12db$ 以上とした。

11章 技術基準解説書に従う機械式定着による柱梁接合部の設計

機械式定着によるト形、T形、L形接合部は、本章の(1)項と(2)項の構造規定を満足する場合、技術基準解説書に従って設計してもよい。また、本章によって柱梁接合部を設計した場合、長期および短期許容応力度設計を省略することができる。

(1) 柱、梁主筋定着の構造規定

(a) ト形接合部

- 1) ト形接合部における梁主筋定着部は、8.1節による。ただし、梁主筋の定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。 db は梁主筋直径、 D_c は柱せいを示す。
- 2) ト形接合部に接続する柱が引張軸力 N を受ける場合、上下柱ともに、 $|N|$ は $0.7a_g \cdot \sigma_{yo}$ を超えないようにし、梁主筋定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $15db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。 a_g は柱主筋の全断面積、 σ_{yo} は柱主筋の規格降伏点を示す。

(b) T形、L形接合部

- 1) T形、L形接合部における柱主筋定着部は、8.2節による。
- 2) L形接合部における梁主筋定着部は、8.3節による。ただし、梁下端筋の定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $14db$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とする。

(2) 接合部横補強筋および柱頭補強筋の構造規定

- 1) ト形接合部の場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ とし、T形、L形接合部では、両側直交梁付きの場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、それ以外の場合、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$ とする。 p_{jwh} は接合部横補強筋比であり、式(7.2)による。
- 2) T形、L形接合部の柱頭補強筋は、7.2節による。

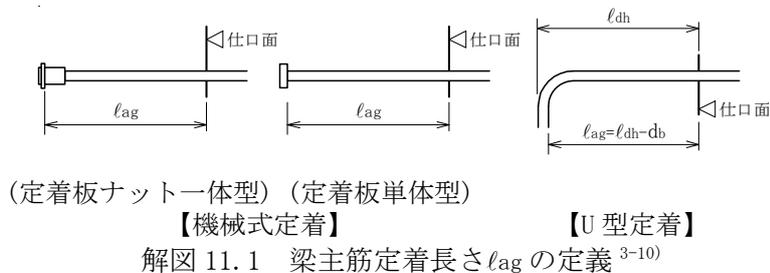
【解説】

(1) 技術基準解説書に従い設計した折曲げ定着と機械式定着による柱梁接合部

技術基準解説書¹⁻¹⁴⁾では、折曲げ定着について、靱性保証型指針¹⁻²⁾と同様の応力状態を想定し、柱梁接合部のせん断設計を行うことにしている。技術基準解説書と靱性保証型指針による柱梁接合部の設計法で異なる点は、①柱梁接合部の終局強度設計用せん断力の算定に用いる主筋の材料強度の設定値、②本設計指針による接合部耐力余裕度 λ_p に相当する応力割増し係数 α の設定値、③接合部横補強筋比の規定値の3点である。

技術基準解説書によると、異形鉄筋の材料強度は、建築基準法施行令第96条による値としている。SD295～SD390の場合、建設省告示2464号(平成12年12月26日)では規格降伏点の1.1倍としてもよく、SD490の場合、国交省告示1024号(平成13年6月12日)では規格降伏点と同じとするとしている。柱梁接合部の応力割増し係数 α は、ト形、T形、L形接合部に係わらず、1.1以上とし、接合部横補強筋比の規定値は、技術基準解説書では0.2%以上、靱性保証型指針では0.3%以上としている。

機械式定着によるト形接合部の構造性能は、定着金物の種別、梁主筋の鋼種、定着長さ、コンクリートの圧縮強度、柱せいを実験因子とした系統的な折曲げ定着との比較実験²⁻¹⁰⁾によって、折曲げ定着と遜色ないことが明らかにされている。同実験では、解図 11.1 に示すように、機械式定着では仕口面から定着板内面までの距離、折曲げ定着では $l_{dh}-d_b$ をそれぞれ梁主筋定着長さ l_{ag} と定義し、両定着長さを同じにして、ト形接合部の構造性能を比較検討している。 d_b は梁主筋直径を示す。



2010年改定の委員会指針では、機械式定着と折曲げ定着によるト形部分架構の終局耐力、変形性能ならびに RC 計算規準 17 条¹⁻¹⁾の必要定着長さの比較検討結果が示されている。これらによると、解図 11.2 に示すように、機械式定着による梁主筋定着長さ l_{ag} と折曲げ定着による梁主筋投影定着長さ l_{dh} が同じ場合、機械式定着と折曲げ定着によるト形接合部は、同等の構造性能を有すると言える。

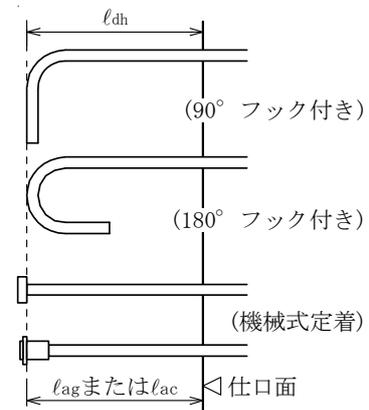
機械式定着による T 形、L 形接合部については、既往実験²⁻⁹⁾および委員会指針初版発行後に行われた実験^{3-10), 3-11), 4-3)}によると、11 章の構造規定を満足する場合、技術基準解説書に従って設計された機械式定着による T 形、L 形接合部は、折曲げ定着の場合と同等の構造性能を有すると考えられる。

以上より、機械式定着によるト形、T 形、L 形接合部は、11 章の構造規定を満足する場合、技術基準解説書に従って設計してもよいとした。

(2) 柱、梁主筋定着の構造規定

ト形接合部における梁主筋の定着長さ l_{ag} は、技術基準解説書と同様、 $(3/4)D_c$ 以上に限定した。ト形接合部に接続する柱が引張軸力 N を受ける場合、4.3 節(1)項と同様、上下柱ともに、 $|N|$ は $0.7ag \cdot \sigma_{yo}$ を超えないようにし、梁主筋定着長さ l_{ag} は、式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $15d_b$ 以上かつ $(3/4)D_c$ 以上とした。

また、L 形接合部における梁下端主筋の定着長さ l_{ag} は、技術基準解説書と同様、 $(3/4)D_c$ 以上に限定した。一方、基礎梁主筋定着部は、10.3 節に従い設計する。



解図 11.2 機械式定着と折曲げ定着による主筋定着長さの関係

(3) 接合部横補強筋の構造規定

(1)項で前述したように、技術基準解説書では $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、靱性保証型指針では $p_{jwh} \geq 0.3\%$ としている。7.1節の解説(2)によると、両側直交梁付きの場合、技術基準解説書と同様、 $\lambda_p = 1.1$ とすれば、4.1節で定義する設計区分Ⅱとしても、式(7.1)による必要接合部横補強筋比 p_{jwh0} は、接合部横補強筋の鋼種、コンクリートの設計基準強度 F_c に係わらず、ト形接合部ではほぼ 0.2% を超えず、T形、L形接合部では 0.3% を超えない。

これらの点を考慮し、本章を適用する場合の接合部横補強筋比 p_{jwh} の最小値を規定した。

ただし、接合部横補強筋は、上記の最小規定のほかに、7.1節の解説(4)に示すように、RC造配筋指針¹⁻⁶⁾と同様、下階柱の横補強筋と同鋼種、同径で間隔を1.5倍以下かつ150mm以下とすることを推奨する。

(4) 柱梁接合部における折曲げ定着から機械式定着への置き換え

(1)項によると、本章の構造規定を満足する場合、技術基準解説書に従って設計された機械式定着によるト形、T形、L形接合部は、折曲げ定着と同等の構造性能を有する。したがって、技術基準解説書の設計条件を満足する折曲げ定着による柱、梁主筋は、それぞれ折曲げ定着の投影定着長 l_{dh} 以上の梁主筋の定着長さ l_{ag} 、または柱主筋の定着長さ l_{ac} を確保し、柱、梁定着部および柱梁接合部配筋詳細が本章の構造規定を満足する場合、機械式定着に置き換えることができる。

上記の折曲げ定着から機械式定着への置き換えは、10.1節の段差梁付き柱梁接合部の場合にも適用できると考えられる。同様に、基礎梁上端筋は、10.3節(2)の1)の規定を満足する場合、定着長さ l_{ag} を折曲げ定着の投影定着長さ l_{dh} 以上とすれば、機械式定着に置き換えることができる。また、基礎梁下端筋は、場所打ち杭基礎で、10.3節(2)の3)の規定を満足する場合、定着長さ l_{ag} を折曲げ定着の投影定着長さ l_{dh} 以上とすれば、機械式定着に置き換えることができる。

なお、技術基準解説書による場合でも、接合部せん断力の設計条件を満足させるために、柱せい D_c の $(3/4)$ 倍を超える梁主筋定着長さ l_{ag} を採用すると、接合部配筋詳細設計の手引き¹⁻¹³⁾に示されるように、柱梁接合部内で梁、柱主筋定着部が納まらなくなることがある。そのような場合、接合部配筋詳細設計は、同手引きの注意事項を考慮し、慎重に行う必要がある。

(5) 技術基準解説書によることができない場合

機械式定着によるト形、L形接合部では、梁主筋の定着長さ l_{ag} が $(3/4)D_c$ 未満の場合、技術基準解説書による定着長さの構造規定を満足しないので、本設計指針3章～10章に従って設計する必要がある。また、JASS 5によると、特記のない場合、柱主筋の定着長さは、直線定着長さ L_2 以上またはフック付き定着長さ L_{2h} 以上とする必要があるので、柱主筋の定着長さを L_2 または L_{2h} よりも短くする場合には、別途の検討が必要になる。

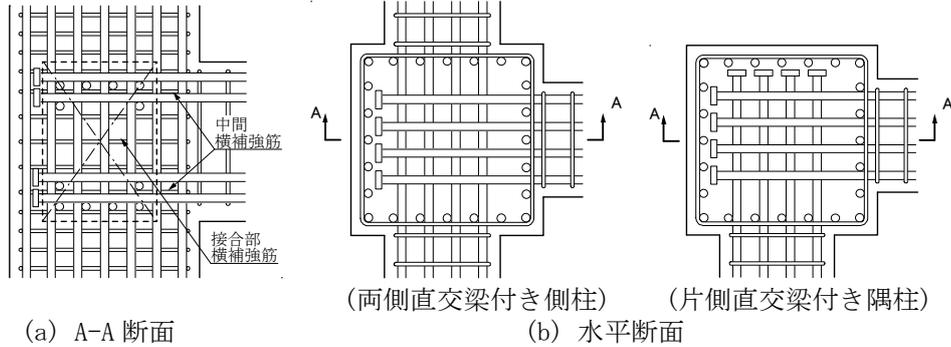
一方、本設計指針8.2節によると、柱主筋定着部は、定着長さ l_{ac} が $16d_b$ 以上かつ $(3/4)D_g$ 以上の場合、 $j_{tco}/d_b \leq 20$ であれば、解表8.2または解表8.4の必要定着長さを採用できる。 D_g は梁せい、 j_{tco} は柱両側最外縁主筋の中心間距離、 d_b は柱主筋の直径を示す。ただし、技術基準解説書による接合部せん断力の設計条件を満足し、7.1節の接合部横補強筋、7.2節の柱頭補強筋、8.2節の柱主筋定着部の構造規定を満足する必要がある。

12章 標準配筋詳細

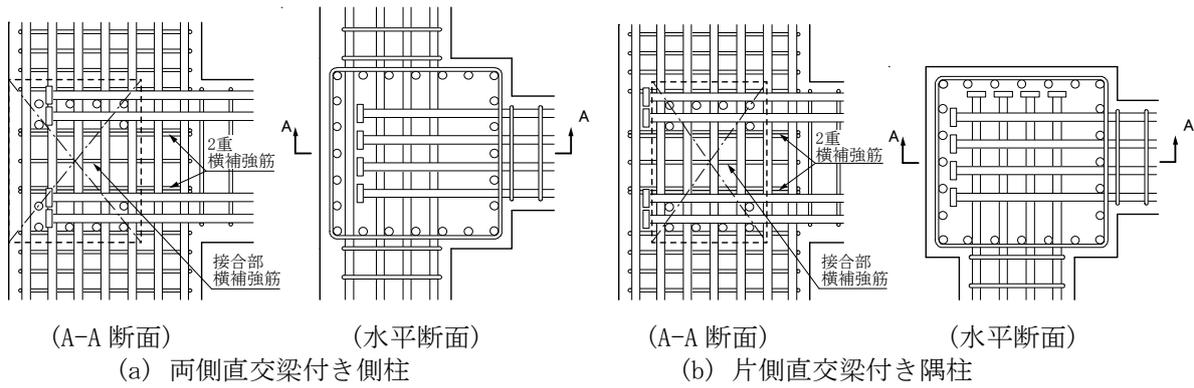
(1) ト形接合部

【7.1節、8.1節】

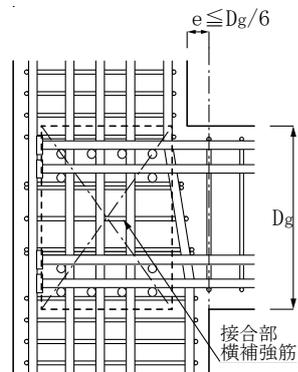
- ・接合部横補強筋比 $p_{jwh} \geq 0.2\%$
- ・梁主筋定着長さ $l_{ag} \geq l_{ao}, 12d_b, (2/3)D_c$ (l_{ao} :必要定着長さ, D_c :柱せい, d_b :梁主筋直径)
- ・梁主筋の定着長さ l_{ag} は、直交梁の外側位置、梁幅、主筋間隔を考慮して設定する。
- ・梁主筋が2段筋の場合、1段筋と2段筋の間隔は、接合部横補強筋の配置を考慮して設定する。



詳細図 1.1 ト形接合部(1段筋と2段筋の間に横補強筋を配置した場合)



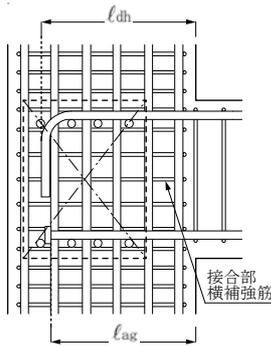
詳細図 1.2 ト形接合部(1段筋と2段筋の間に横補強筋を配置できない場合)



詳細図 1.3 ト形接合部
(柱断面が上階で絞られた場合)

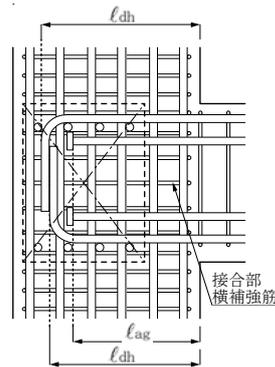
【6.1節・解説(3)】

せん断終局耐力算定用の有効せい D_{jh} は、正負水平荷重時ともに、梁上下主筋の定着長さの平均値としてもよい。



詳細図 1.4 ト形接合部
(上端筋：折曲げ定着、下端筋：機械式定着)

【6.4節・解説(4)】
せん断終局耐力算定の有効せい D_{jh} は、上端筋の投影定着長さ l_{dh} と下端筋の定着長さ l_{ag} のいずれか小さい方とする。

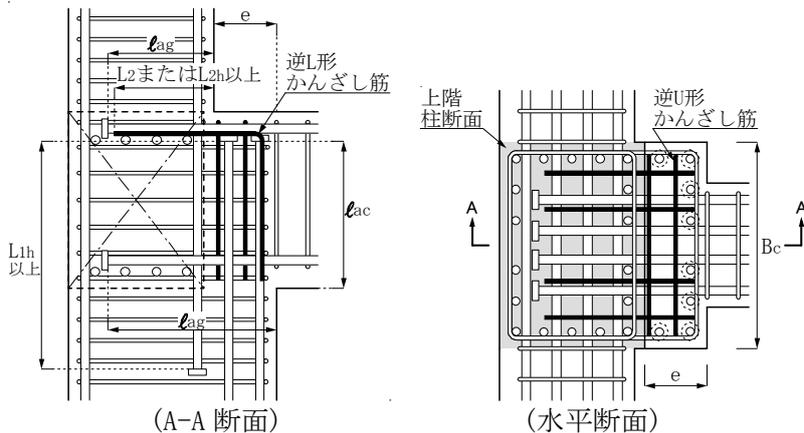


詳細図 1.5 ト形接合部
(1段筋：折曲げ定着、2段筋：機械式定着)

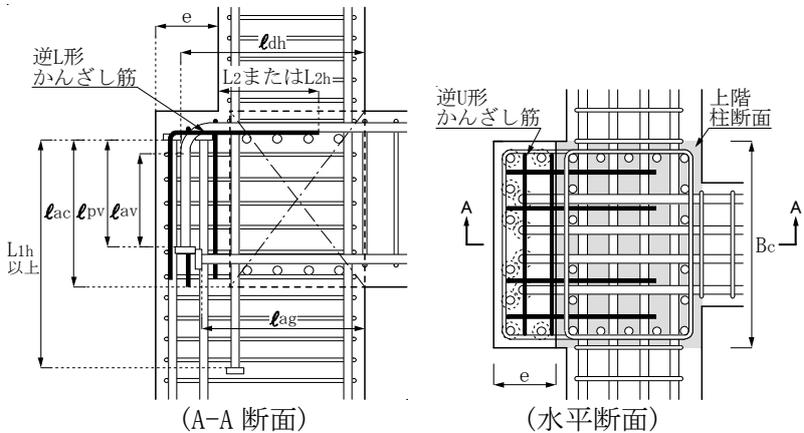
【6.4節・解説(4)】
せん断終局耐力算定の有効せい D_{jh} は、 l_{dh} と l_{ag} を考慮した重み付き平均値とする。

【ピロティ柱が接続する柱梁接合部において考慮すべき事項】

- 1) 柱梁接合部に定着する下階柱主筋の定着長さ l_{ac} は、8.2 節に従い、 $l_{ac} \geq l_{ao}, 16d_b, (3/4)D_g$ とする。(l_{ao} : 必要定着長さ、 D_g : 梁せい、 d_b : 柱主筋直径)
- 2) 接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合 0.2% 以上、それ以外の場合 0.3% 以上とする。
- 3) 梁主筋定着部は、上下階柱外面が一致する場合には 8.1 節のト形接合部、上下階柱内面が一致する場合には 8.3 節の L 形接合部に準じる。
- 4) 上下階柱段差部の頭部には、L 形接合部に準じ、逆 U 形、逆 L 形かんざし筋を配置する。かんざし筋の柱頭補強筋比 p_{jvw} は、下式より算定し、X, Y 方向ともに、 $p_{jvw} \geq 0.25\%$ とする。
 $p_{jvw} = n_v \cdot a_{wv} / (e \cdot B_c)$ 、 B_c : 下階の柱幅、 e : 上下階柱の段差寸法
 n_v : B_c 区間または e 区間のかんざし筋の組数、 a_{wv} : かんざし筋 1 組の足部本数分の全断面積



(a) 上下階柱外面が一致する場合



(b) 上下階柱内面が一致する場合

詳細図 1.6 ピロティ柱が接続する柱梁接合部

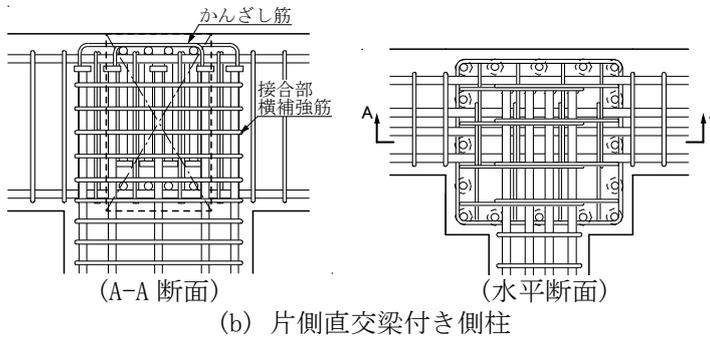
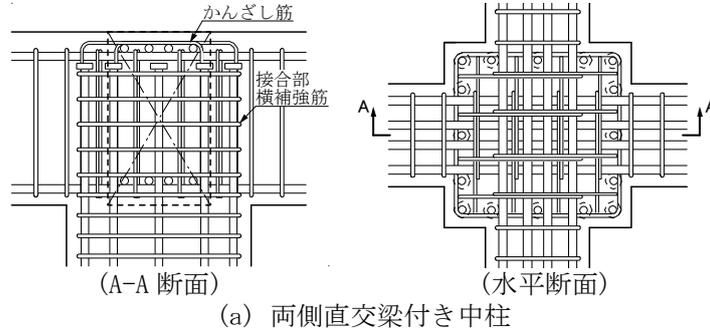
(注)

- 1) 本図は、上下階柱の段差寸法 e が梁せい D_g の $(1/6)$ 倍を超える場合の接合部配筋詳細である。
- 2) 上下階柱外面が一致する場合、梁上端筋の定着長さは、上柱内面を定着起点とし、ト形接合部の梁主筋と同様に設定してもよい。ただし、梁主筋直径が大きく、必要定着長さが確保できない場合、L 形接合部の梁上端筋と同様、折曲げ後の余長を確保する。
- 3) 上下階柱内面が一致する場合、L 形接合部の梁上端筋と同様、折曲げ後の余長を確保する。
- 4) L_2, L_{2h} : JASS 5 の直線定着長さおよびフック付き定着長さ
 L_{1h} : JASS 5 のフック付き重ね長さ

(2) 最上階 T 形、L 形接合部

【7.2 節、8.2 節】

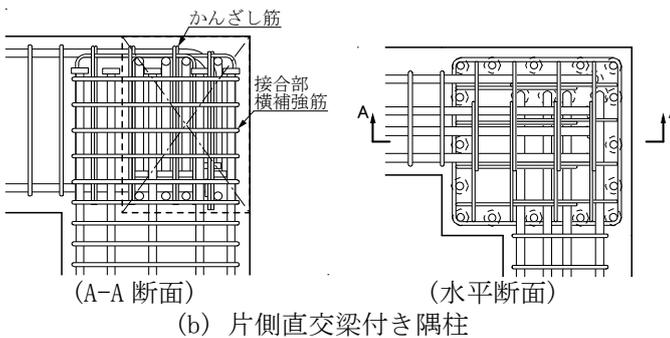
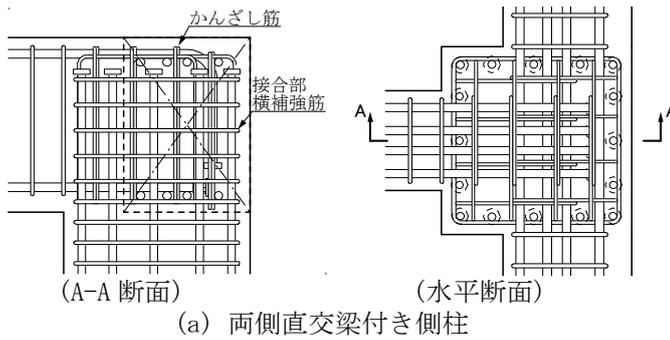
- 接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合 0.2%以上、それ以外の場合 0.3%以上とする。
柱頭補強筋比 $p_{jvw} \geq 0.25\%$ (かんざし筋)
- 柱主筋定着長さ $l_{ac} \geq l_{ao}, 16db, (3/4)D_g$ (l_{ao} : 必要定着長さ, D_g : 梁せい, db : 柱主筋直径)



詳細図 2.1 機械式柱主筋・内定着による T 形接合部

【7.2 節、8.3 節】

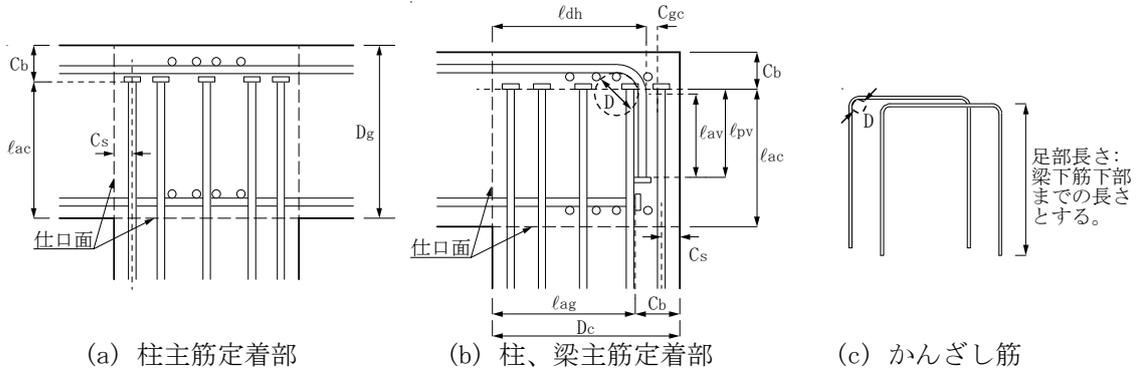
- 接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合 0.2%以上、それ以外の場合 0.3%以上とする。
柱頭補強筋比 $p_{jvw} \geq 0.25\%$ (かんざし筋)
- 梁上端筋の投影定着長さ $l_{dh} \geq l_{ao}, 16db, (3/4)D_c$
- 梁下端筋の定着長さ $l_{ag} \geq l_{ao}, 14db, (2/3)D_c$ (l_{ao} : 必要定着長さ, D_c : 柱せい, db : 梁主筋直径)



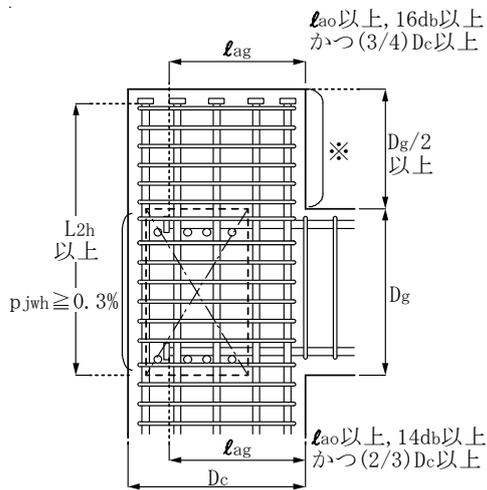
詳細図 2.2 機械式柱主筋・内定着による L 形接合部

l_{ac} : 柱主筋定着長さ
 l_{dh} : 梁上端筋投影定着長さ
 l_{ag} : 梁下端筋定着長さ
 l_{av} : 余長部折曲げ終点からの定着長さ
 l_{pv} : 梁上筋余長部と柱主筋との重ね長さ

C_s : 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ
 C_b : 定着板内面からの背面かぶり厚さ
 C_{gc} : 梁上端筋余長部と柱主筋との側面投影あき寸法
 D_g : 梁せい、 D_c : 柱せい、 D : 折曲げ内法直径



詳細図 2.3 機械式柱主筋・内定着による柱、梁主筋定着部およびかんざし筋の詳細

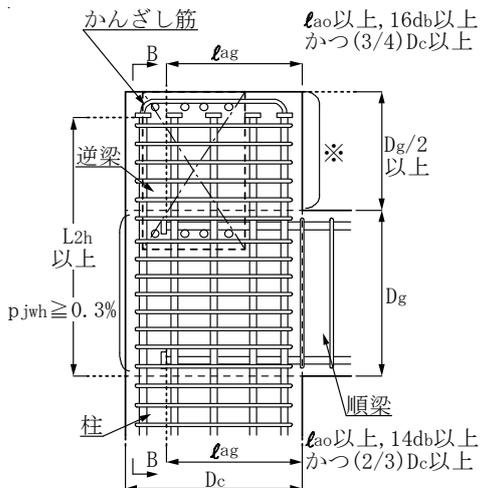


(a) 直交梁が順梁の場合

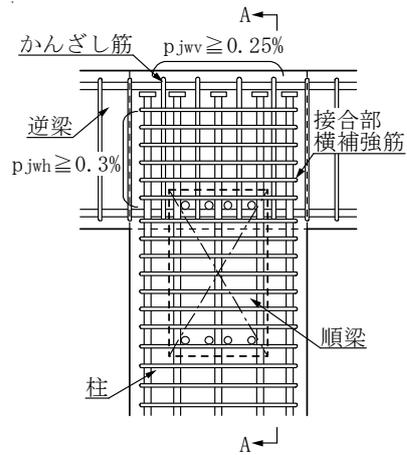
【7.3 節】

- 鉛直スタブを設けた L 形接合部は、7.3 節に従い設計する。
- ※を付した横補強筋は、下階柱頭部の横補強筋と同鋼種、同径、同間隔以下とする。
- 鉛直スタブの頂部には、ひび割れ防止用補強筋を配置することが望ましい。

l_{ao} : 必要定着長さ
 db : 柱主筋直径または梁主筋直径
 p_{jwh} : 接合部横補強筋比
 L_{2h} : JASS 5 によるフック付き定着長さ



(鉛直スタブ付き L 形接合部: A-A 断面)



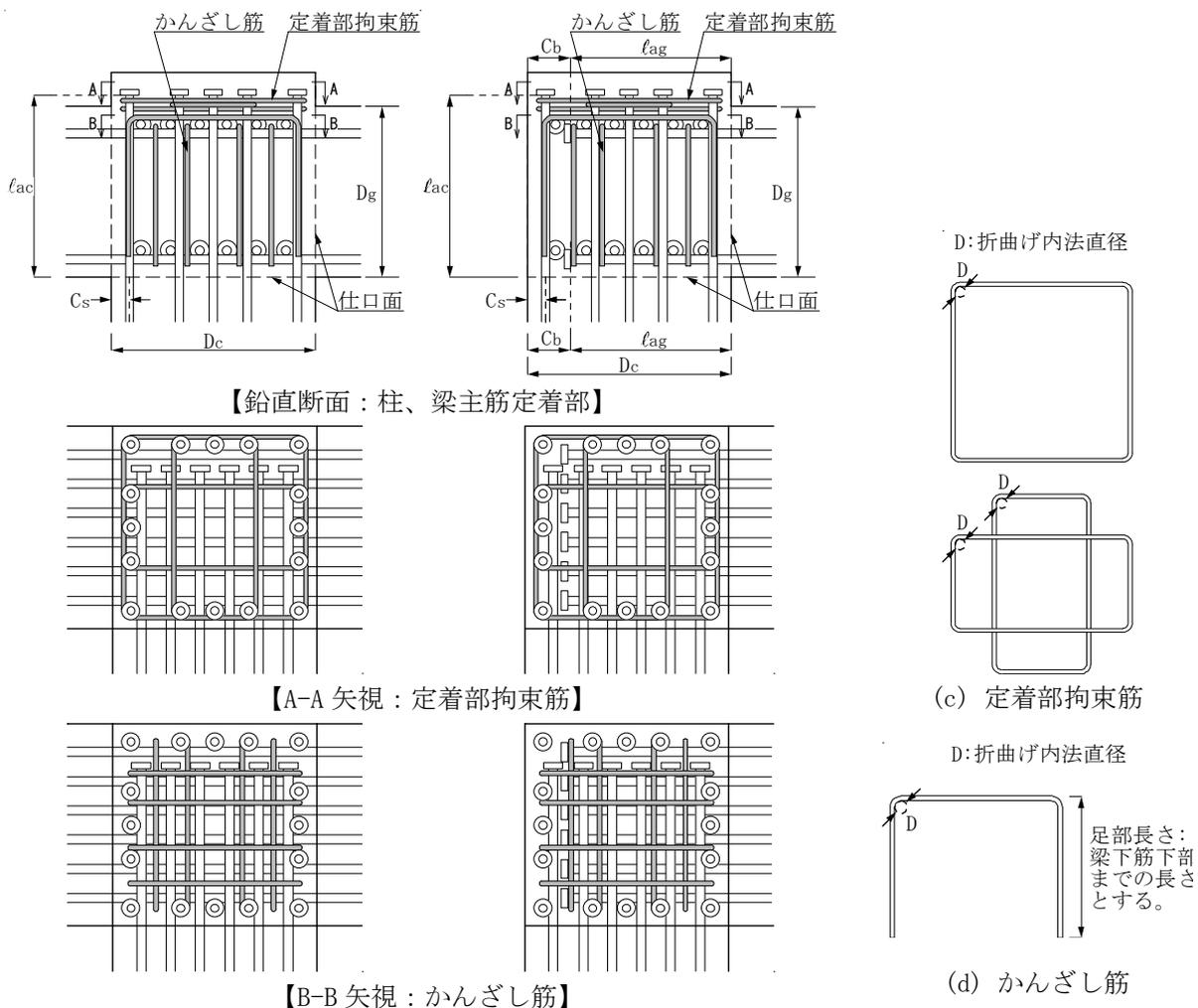
(T 形接合部: B-B 断面)

(b) 直交梁が逆梁の場合

詳細図 2.4 鉛直スタブ付き L 形接合部

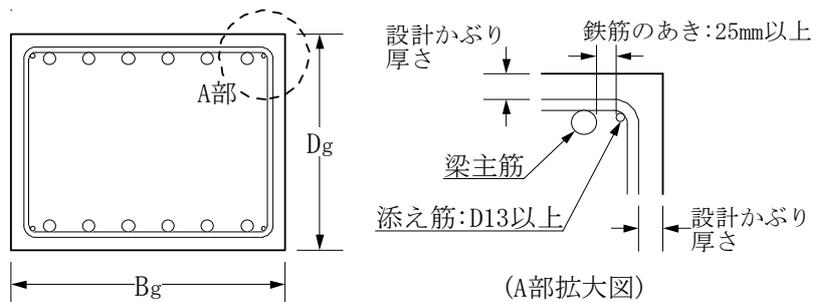
【8.4節】

- ・接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合 0.3%以上、それ以外の場合 0.45%以上とする。
 梁上端筋上部からの柱頭補強筋比 $p_{jvw} \geq 0.25\%$ (かんざし筋)
- ・柱主筋定着長さ $l_{ac} \geq l_{ao}, 18db$ (l_{ao} : 必要定着長さ, db : 柱主筋直径)
- ・梁主筋の定着長さ $l_{ag} \geq l_{ao}, 16db, (3/4)D_c$ (D_c : 柱せい, db : 梁主筋直径)
- ・定着部拘束筋は、8.4節(5)による。
- ・幅広型梁の添え筋は、詳細図 2.6 によることを推奨する(6.1節の解説(6) 参照)。



(a) T形接合部(片側直交梁付き側柱) (b) L形接合部(片側直交梁付き隅柱)

詳細図 2.5 機械式柱主筋・外定着による T形・L形接合部の配筋詳細

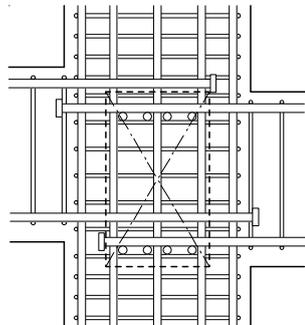


詳細図 2.6 幅広型梁の断面配筋詳細

(3) 段差梁付き十字形接合部

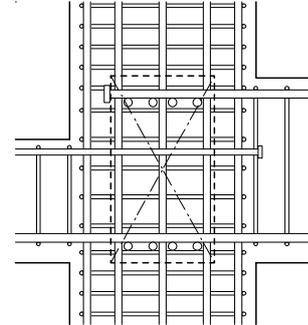
【10.1 節】

- ・左右梁せいの重なり寸法に応じて接合部のせん断設計を行う。
- ・接合部横補強筋比 p_{jwh} は、両側直交梁付きの場合 0.2%以上、それ以外の場合 0.3%以上とする。
- ・梁主筋の定着長さ $l_{ag} \geq l_{ao}, 12db, (3/4)D_c$ (l_{ao} :必要定着長さ、 D_c :柱せい、 db :梁主筋直径)



(a) 左右梁せいが同じ場合

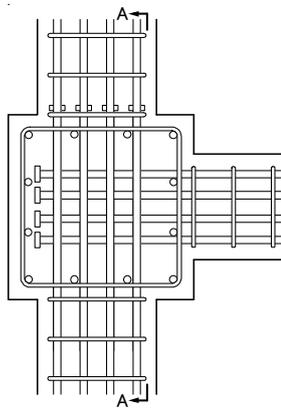
(注)
左右梁の重なり部内の梁主筋は、通し配筋とするか、または反対側の最外縁柱主筋の外側に定着金物を配置することを基本とする。



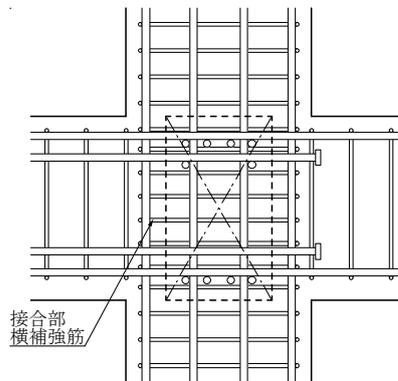
(b) 左右梁せいが異なる場合

詳細図 3.1 鉛直段差梁付き十字形接合部

【10.1 節・解説(6)】



(水平断面)



(A-A 断面)

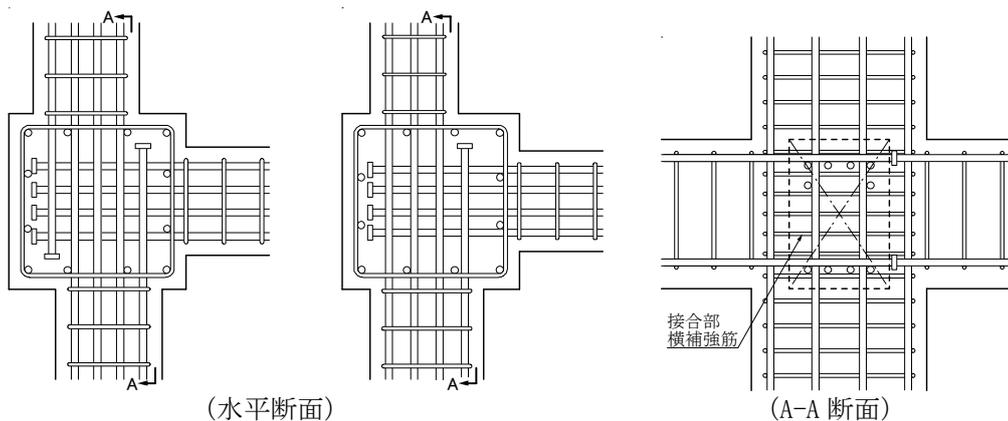
接合部
横補強筋

詳細図 3.2 梁 2 段筋を定着した十字形接合部

(注)

10.1 節の解説(6), (7)に示す特殊な配筋詳細の場合、接合部耐力余裕度 λ_p を 1.2 以上とするなど、慎重に設計する必要がある。

【10.1 節・解説(7) (a)】



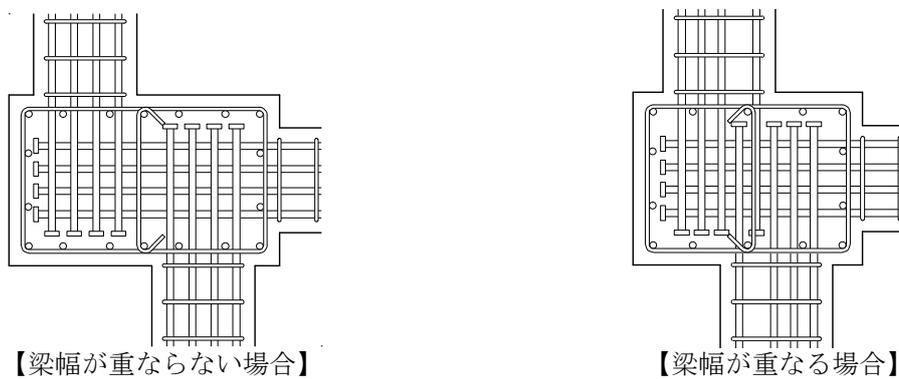
【梁幅が同じ場合】

【梁幅が異なる場合】

(a) 梁主筋の一部を定着する場合

【10.1 節・解説(7)・(b)】

- ・1つの十字形接合部および2つのト形接合部として、せん断設計を行う。ただし、接合部有効幅 b_j は、梁幅が重ならない場合、柱全幅を半分に対して求め、重なる場合、柱全幅に対して求める。



【梁幅が重ならない場合】

【梁幅が重なる場合】

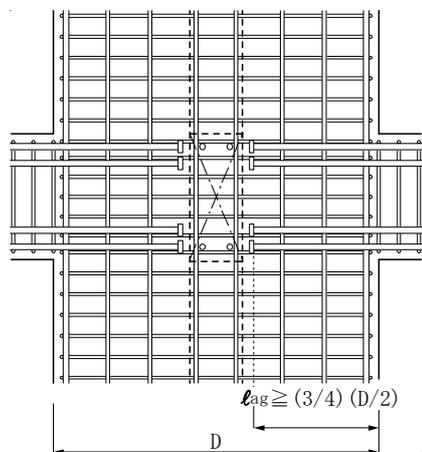
(b) 全梁主筋を定着する場合

詳細図 3.3 水平段差梁付き十字形接合部

(4) 壁式ラーメン構造の壁柱・梁接合部

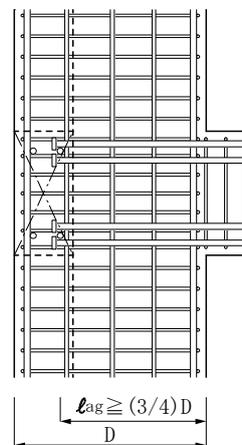
【10.2節】

・接合部有効せい $D_{jh} = \ell_{ag} \times 2$



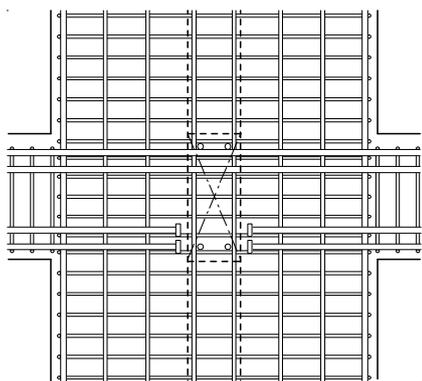
(a) 中壁柱・梁接合部

・ $D_{jh} = \ell_{ag}$



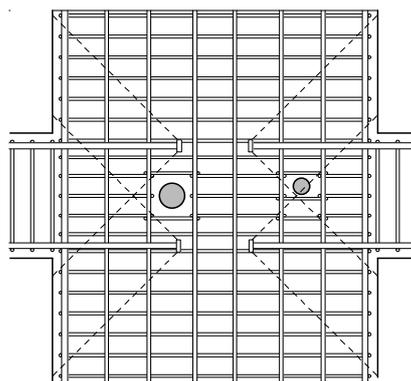
(b) 外壁柱・梁接合部

・ $D_{jh} = \text{壁柱せい} / 2 + \ell_{ag}$



(c) 中壁柱・梁接合部
(上端通し鉄筋)

・ $D_{jh} = \ell_{ag} \times 2 - \sum \phi$



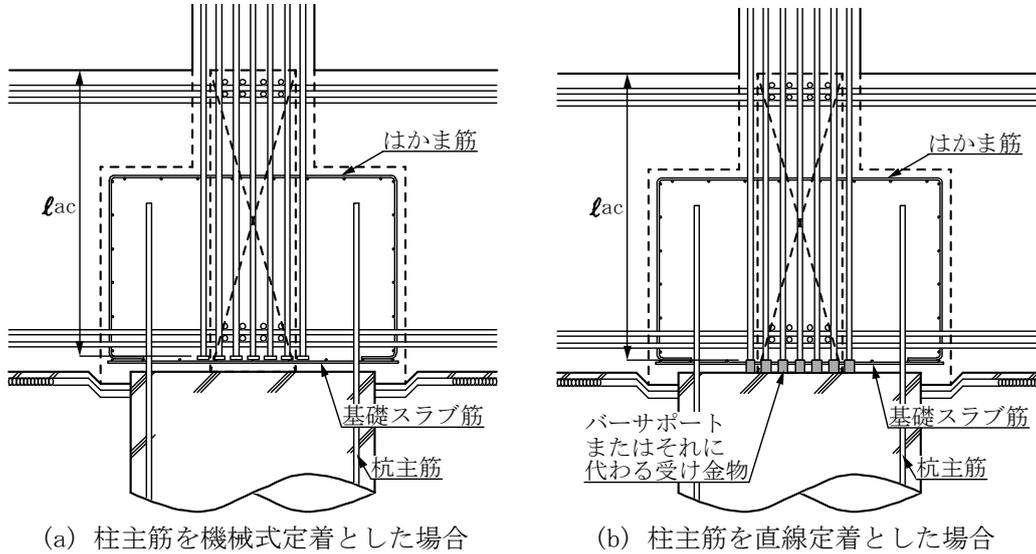
(d) 外壁柱・梁接合部
(小開口付き)

詳細図 4.1 壁式ラーメン構造の壁柱・梁接合部

(5) 最下階中柱・基礎梁接合部

【10.3 節】

- ・ 柱主筋の定着長さ l_{ac} は、原則として、 L_2 以上または L_2h 以上、かつ、基礎梁下端筋の下部まで延長する。 L_2 は JASS 5 による直線定着長さ、 L_2h は JASS 5 によるフック付き定着長さを示す。
- ・ はかま筋は、10.3 節の解説(5)による。

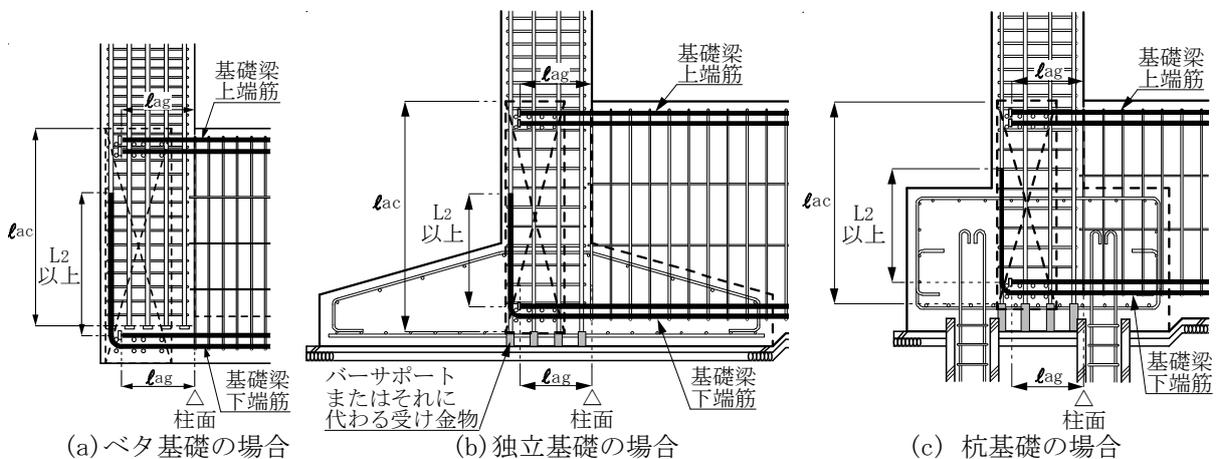


詳細図 5.1 最下階中柱・基礎梁接合部

(6) 最下階外柱・基礎梁接合部

【10.3 節】

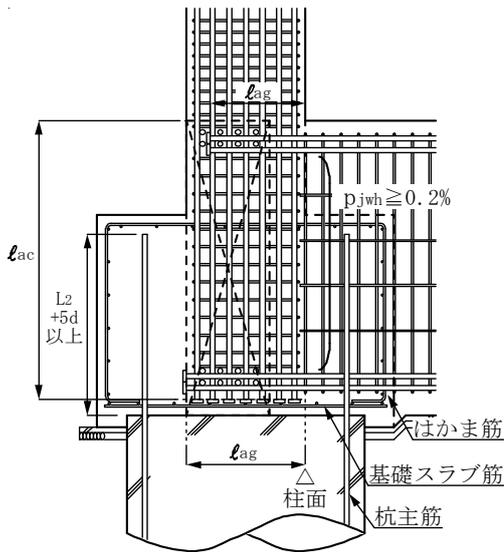
- ・ 基礎梁上端筋は、基礎梁端柱面を定着起点とし、8.3 節による梁下端筋の構造規定を遵守し、基礎梁下端筋は、折曲げ終点を定着起点とし、8.3 節による梁上端筋の構造規定を遵守する。
- ・ ベタ基礎や独立基礎等の直接基礎、または場所打ち杭を除く杭基礎で、(a)図のように、基礎梁下端筋定着長さを折曲げ終点から L_2 以上とした場合、最下階柱主筋の定着部末端を基礎梁下端筋の直上部としてもよい。
- ・ 既製杭基礎の場合、柱主筋を機械式定着とするとともに、基礎フーチング全体がコア部となるように、基礎フーチング周囲にはかま筋を配置すれば、基礎梁下端筋の折曲げ後の余長部を 8.3 節(1)に規定するタイプ B としてもよい。



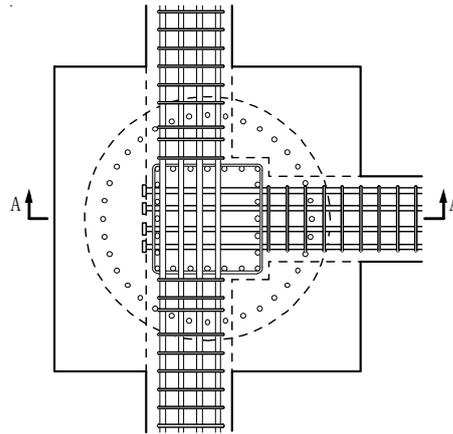
詳細図 6.1 最下階外柱・基礎梁接合部

【場所打ち杭の場合】

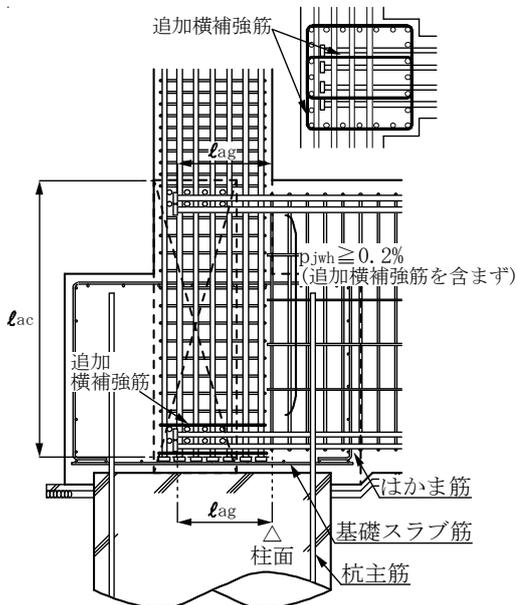
- 杭主筋の定着長さは、原則として、杭頭面を定着起点とし、 L_2+5d 以上とする。
 L_2 はJASS 5の直線定着長さ、 d は杭主筋の直径、 D_p は杭直径、 D_c は柱せいを示す。
- 基礎梁主筋の定着起点は、上下主筋ともに、基礎梁端柱面としてもよい。
- 基礎梁下端筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $16db$ 以上、かつ、 $(3/4)D_c$ 以上とする。
- 基礎梁上端筋の定着長さ l_{ag} は、 l_{ao} 以上、 $14db$ 以上、かつ、 $(3/4)D_c$ 以上とする。
 l_{ao} は必要定着長さ、 db は基礎梁主筋直径を示す。



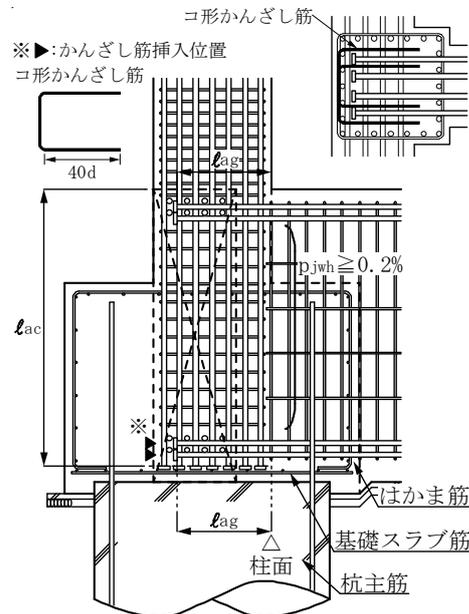
(a) 定着金物位置を延長した場合



(水平断面)

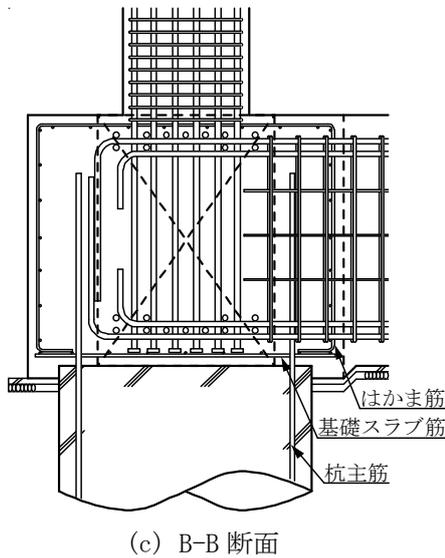
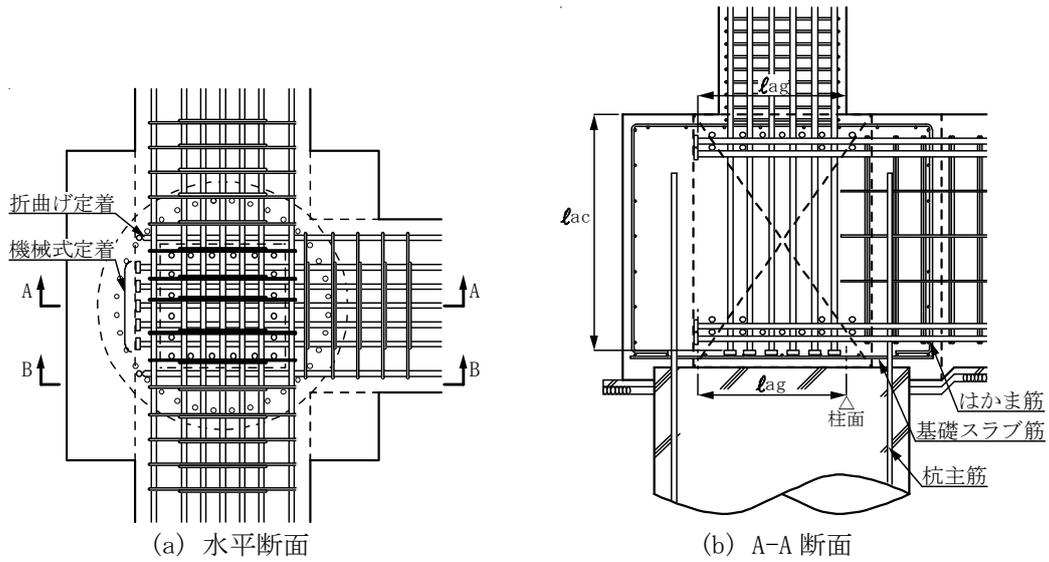


(b) 追加横補強筋を配置した場合

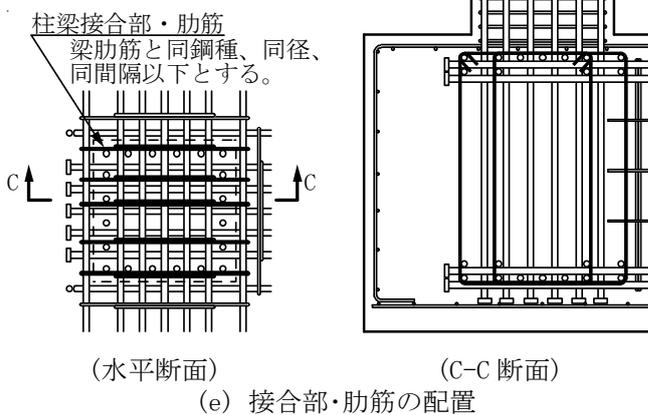
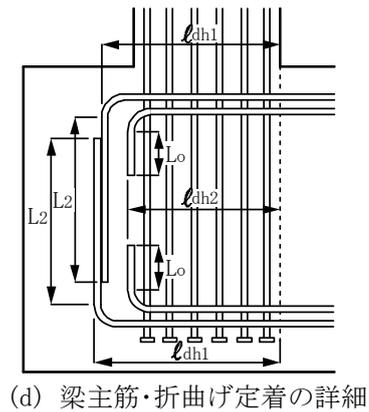


(c) かんざし筋を挿入した場合

詳細図 6.2 最下階外柱・基礎梁接合部
 (基礎梁幅が柱幅よりも小さい場所打ち杭の場合)

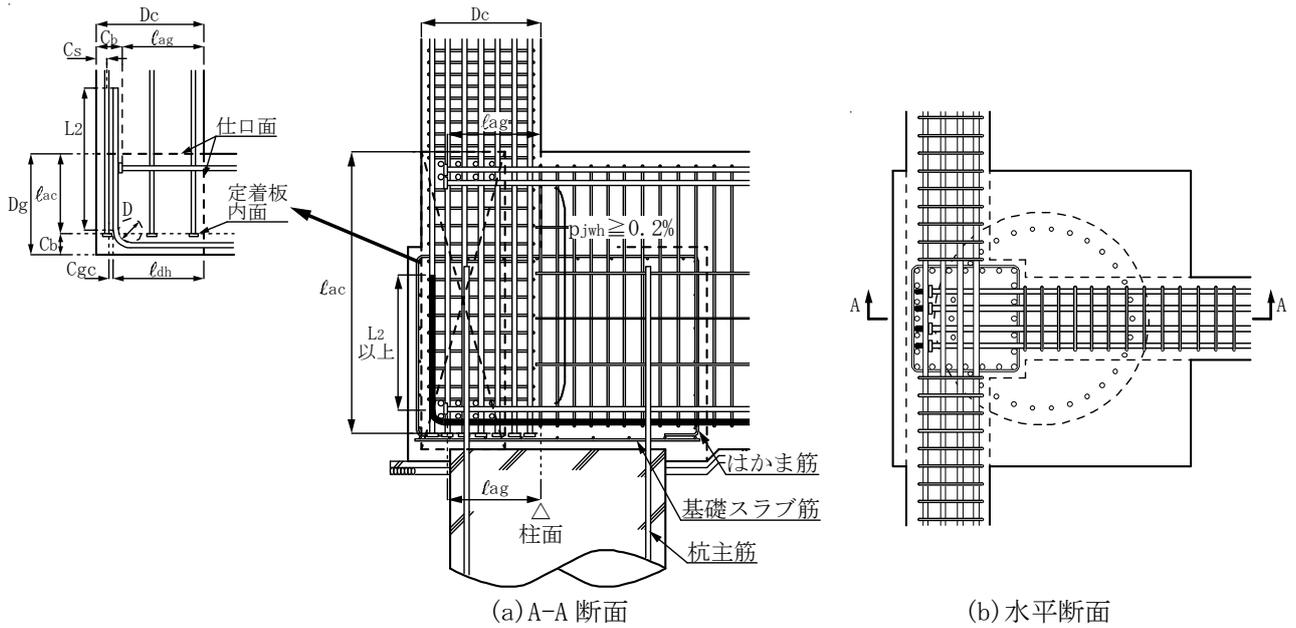


L_2 : JASS5による直線定着長さ
 L_0 : 余長8d以上
 l_{dh} : 折曲げ定着の投影定着長さ
 l_{dh1} : 1段筋, l_{dh2} : 2段筋



- (注)
- 1) 柱部の外側に配置する基礎梁主筋は、折曲げ定着とする。
 - 2) 最下階柱・基礎梁接合部については、基礎梁断面全体がコア部となるように、X方向またはY方向の基礎梁の肋筋と同鋼種、同径、同間隔の肋筋を配置し、同接合部の内部には、柱横補強筋を配置しなくてもよい。この場合、基礎梁の横補強筋比を接合部横補強筋比 p_{jwh} とみなす。
 - 3) 基礎梁の肋筋は、RC配筋指針に従い、180°フック継手、圧接継手、溶接継手、機械式継手を途中に設けてもよい。

詳細図 6.3 最下階外柱・基礎梁接合部
 (基礎梁幅が柱幅よりも大きい場所打ち杭の場合)

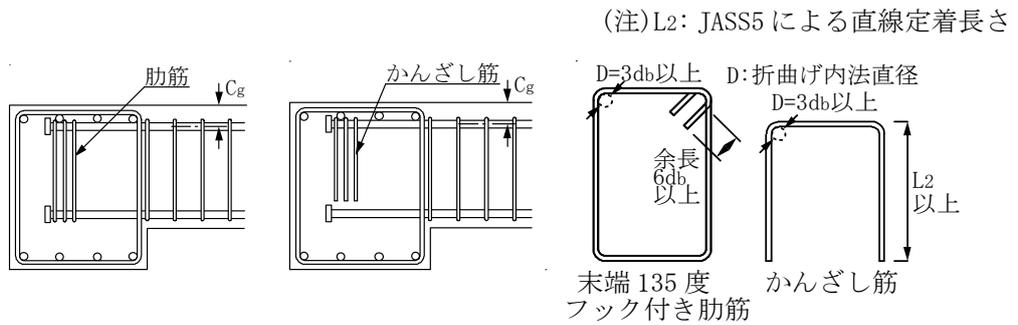


(a) A-A 断面
 (b) 水平断面
 詳細図 6.4 最下階外柱・基礎梁接合部
 (杭の偏心が大きい場所打ち杭の場合)

(7) 一般接合部

【10.4 節】

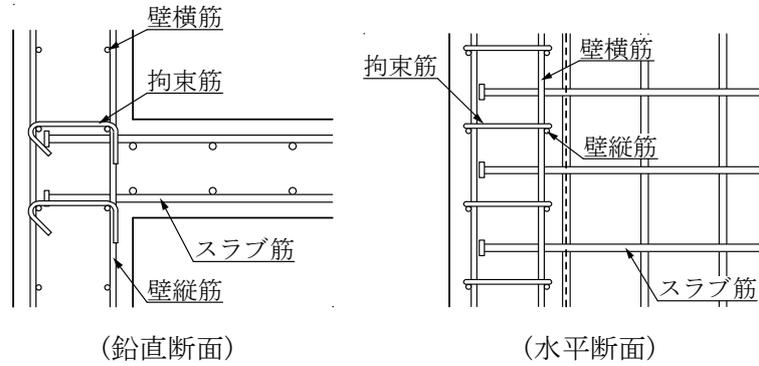
- ・ 小梁主筋中心から梁上面までのかぶり厚さ C_g は $3d_b$ 以上とする。
 d_b は小梁主筋直径を示す。
- ・ 上面拘束筋は、肋筋またはかんざし筋とし、定着金物近傍にできるだけ寄せ密に配置する。



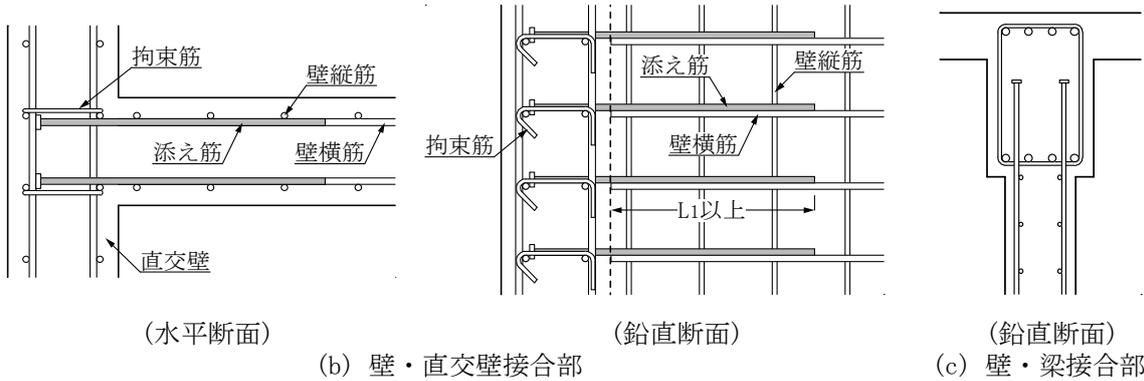
詳細図 7.1 小梁接合部の配筋詳細

(注) 拘束筋(幅止め筋)は、施工性を考慮し、1 端を 135° フック、他端を 90° フックとし、135° フックの位置は、文献※の実験に基づき、定着金物の背面側とすることを推奨する。

※ 北野敦則、柿原巧弥、後藤康明：壁に折曲げ定着した鉄筋コンクリート梁およびスラブの挙動について、日本建築学会大会梗概集、構造IV、pp.577-580、2009.8



(a) 床・壁接合部



(b) 壁・直交壁接合部

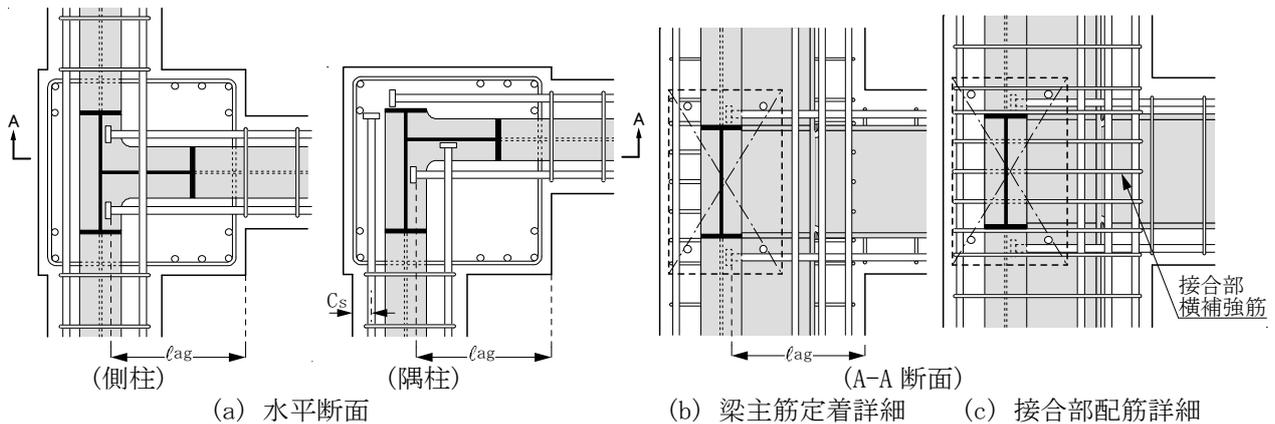
(c) 壁・梁接合部

詳細図 7.2 壁関連接合部の配筋詳細

(8) SRC 柱梁接合部

【ト形接合部】

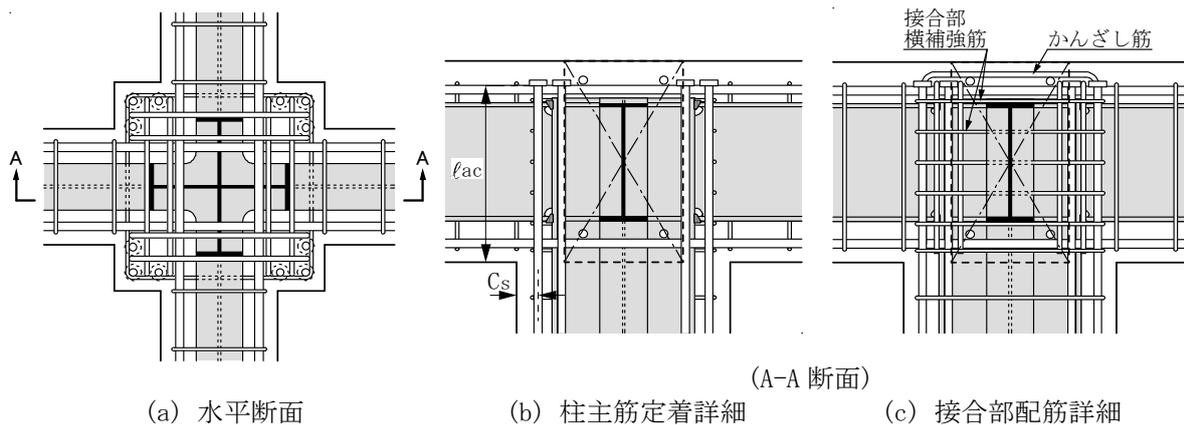
- ・非貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、 $l_{ag} \geq l_{ao}, 12db, (1/2)D_c$
やむを得ない場合を除き、 $l_{ag} \geq (2/3)D_c$ 、かつ、鉄骨フランジとウェブで囲まれた鉄骨コアの範囲に定着金物を配置する。
- ・貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.1\%$ 、 $l_{ag} \geq 12db, (1/2)D_c$
 p_{jwh} ：接合部横補強筋比、 l_{ag} ：梁主筋定着長さ、 l_{ao} ：必要定着長さ、 D_c ：柱せい、 db ：梁主筋直径
- ・梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、 $3db$ 以上とする。



詳細図 8.1 SRC 造ト形接合部

【T形接合部】

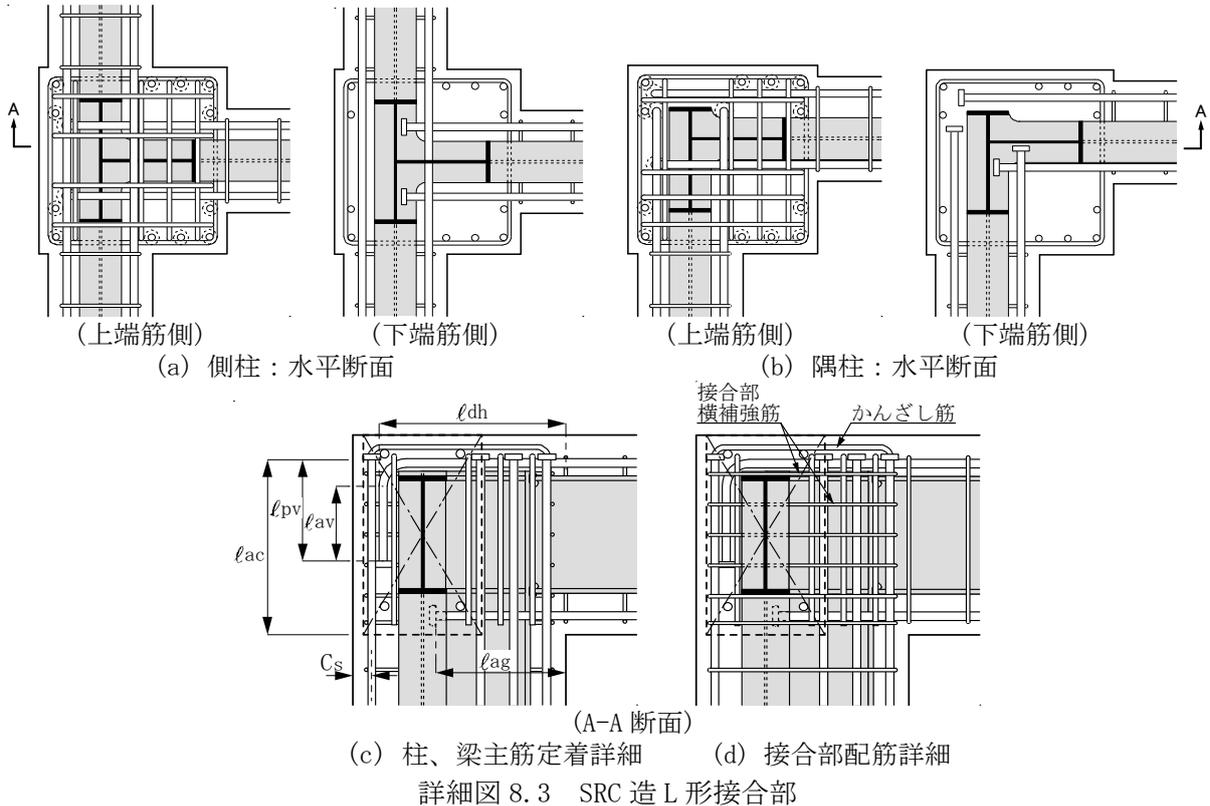
- ・接合部横補強筋比 $p_{jwh} \geq 0.2\%$
ただし、柱主筋の定着金物と梁鉄骨フランジ上面の間に、1組以上の接合部横補強筋を配置する。
- ・柱主筋の定着長さ $l_{ac} \geq l_{ao}, 16db$ 、かつ、定着金物底面が梁鉄骨フランジ上面を超える長さ以上
- ・柱主筋中心からの側面かぶり厚さ $C_s \geq 2db$
 l_{ao} ：必要定着長さ、 db ：柱主筋直径
- ・X、Y 両方向ともに、柱頭補強筋比 $p_{jwv} \geq 0.25\%$ のかんざし筋を配置する。



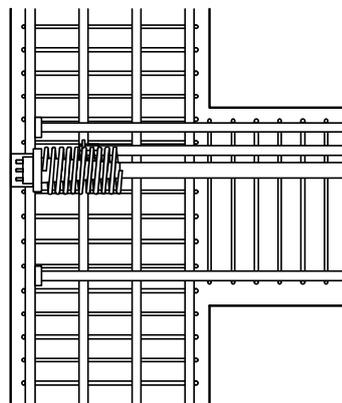
詳細図 8.2 SRC 造T形接合部

【L形接合部】

- ・接合部横補強筋、柱主筋定着長さ、側面かぶり厚さ、かんざし筋の規定は、T形接合部と同じ。
 - ・梁上端筋の投影定着長さ $l_{dh} \geq l_{ao}$ 、 $16db$ 、かつ、 $(3/4)D_c$ 以上
折曲げ後の余長は、8.3節による。
 - ・梁下端筋の定着長さ $l_{ag} \geq l_{ao}$ 、 $14db$ 、かつ、 $(1/2)D_c$ 以上
やむを得ない場合を除き、 $l_{ag} \geq (2/3)D_c$ とし、鉄骨フランジとウェブで囲まれた鉄骨コアの範囲に定着金物を配置する。
- l_{ao} : 必要定着長さ、 db : 梁主筋直径、 D_c : 柱せい



(9) PRC 梁・RC 柱接合部



詳細図 9.1 PRC 梁・RC 柱接合部

(注) PC 定着具を柱梁接合部内に配置する場合、PC 定着具と梁主筋の定着金物による支圧応力を考慮して設計する。