

建築構造技術評価報告書

DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018 年)

申込者：株式会社ディビーエス



2018 年 5 月 15 日

複製

技術評価報告書

申込者：株式会社ディビーエス 代表取締役社長 山本 俊輔
愛知県豊橋市豊栄町字東 358 番 1 号

技術名称：DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針 (2018 年)

当法人「建築構造技術審議委員会」において慎重審議の結果、2018年5月15日付けの技術評価書(SABTEC 評価 17-05R1)の通り、一般社団法人建築構造技術支援機構「建築構造技術検証要綱」で定めた技術基準と照らし合わせ、本技術は妥当なものであると判断されたことを報告する。

2018年5月15日

一般社団法人
建築構造技術支援機構
代表取締役 益尾 潔



建築構造技術審議委員会

委員長	窪田 敏行	近畿大学	名誉教授
委員	岸本 一蔵	近畿大学建築学部建築学科	教授
〃	田才 晃	横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院	教授
〃	田中 剛	神戸大学大学院工学研究科	教授
〃	勅使川原正臣	名古屋大学大学院環境学研究科	教授
〃	三谷 勲	神戸大学	名誉教授

RCS 混合構造設計指針 (2018 年)

専門部会

主査	勅使川原正臣	名古屋大学大学院環境学研究科	教授
委員	田中 剛	神戸大学大学院工学研究科	教授



複製

技術評価書

申込者：株式会社ディビーエス 代表取締役社長 山本 俊輔
愛知県豊橋市豊栄町字東 358 番 1 号

技術名称： DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018年)

技術概要： 本工法 RCS 混合構造設計指針(2018年)は、SRC 柱梁接合部編と柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部編、ならびに新規の鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018年)および鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018年)からなる。
2017年7月の技術評価は、主として鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編(2017年)について行われ、2018年5月の技術評価は、主として鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018年)および鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018年)について行われている。

本委員会は、一般社団法人建築構造技術支援機構「建築構造技術検証要綱」で定めた技術基準と照らし合わせ、下記の通り、本技術は妥当なものであると判断した。

2018年5月15日

一般社団法人
建築構造技術支援機構
建築構造技術審議委員会
委員長 窪田 敏行

記

- 評価方法： 申込者提出の下記資料によって、技術評価を行った。
DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018年)および説明資料
この資料には、本技術の目標性能達成の妥当性を確認した技術資料がまとめられている。この資料のほかに、関連資料が提出されている。
- 評価内容： 申込者提案の DB ヘッドを用いた異形鉄筋定着部は、設計で保証すべき長期荷重時、短期荷重時および終局耐力時の要求性能を満足すると判断される。

技術評価内容

申込者

株式会社 ディービーエス
代表取締役社長 山本 俊輔
愛知県豊橋市豊栄町字東 358 番 1 号

技術名称

DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018 年)

適用範囲

- (1) 建築物の構造 鉄骨鉄筋コンクリート造およびそのプレキャストコンクリート造
ならびに柱 RC 梁 S 混合構造、柱 SRC 梁 S 混合構造、
鉄骨柱脚と接続する鉄筋コンクリート造
- (2) 使用材料 「コンクリートの設計基準強度」： 21 N/mm²以上かつ 60 N/mm²以下
「鉄筋」 (種類) SD295A, B、SD345、SD390、SD490
(呼び名) D16, D19, D22, D25, D29, D32, D35, D38, D41
「DB リング」 球状黒鉛鋳鉄品 FCD700-2 (JIS G 5502)
- (3) 適用箇所 柱梁接合部への大梁主筋の定着、柱梁接合部および基礎への柱主筋の定着、
鉄骨柱脚と接続する柱型部への基礎梁主筋およびアンカーボルトの定着

技術評価の主な審議事項

今回の技術評価では、DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018 年)の適用範囲とした鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018 年)および鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018 年)の妥当性について、審議が行われた。

技術評価に際して行われた実験等の概要

鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編(2018 年)の妥当性は、2016 年度と 2017 年度に行われた計 10 体の実験によって確認している。

2016 年度実験の試験体は、根巻き柱の破壊形式の解明を意図し、□-250×250×16mm とし、基礎梁主筋本数を変えることで、接合部せん断余裕度 gQ_{pu}/gQ_{mu} を 1 前後とした 4 体であり、2017 年度実験の試験体は、下記の 3 項目の影響を調べた 6 体である。

- ① 定着金物種別の影響： 円形定着板型
 - ② 高強度せん断横補強筋の影響： 785N/mm² 級高強度せん断補強筋
- 角形鋼管サイズの影響： □-250×250×9mm

技術評価の経過

2018年3月22日開催の第34回建築構造技術審議委員会(以下、本委員会と略記する)において、申込者提出の技術資料について検討し、詳細検討は、専門部会を設けて行うこととした。専門部会では、本委員会での指摘事項を踏まえて修正された技術資料について、慎重に審議を行い、結果を2018年5月15日開催の第35回建築構造技術審議委員会に報告した。

建築構造技術審議委員会では、申込者提出の技術資料について慎重に審議を行い、本技術は妥当なものであると判断した。

以上

DB ヘッド定着工法 RCS 混合構造設計指針(2018 年)

- SRC 柱梁接合部編

- 柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部編

- 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編

- 鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編

【SRC 柱梁接合部編】

設計指針

目 次

1 章 適用範囲	設計 1-1
2 章 材料	設計 1-2
3 章 SRC 柱梁接合部の基本事項	設計 1-5
4 章 SRC 柱梁接合部の設計方針	設計 1-6
5 章 SRC 造ト形接合部の設計	設計 1-10
5.1 終局強度設計用せん断力の算定	
5.2 接合部せん断終局耐力の算定	
5.3 構造規定	
6 章 SRC 造 T 形、L 形接合部の設計	設計 1-13
6.1 終局強度設計用せん断力の算定	
6.2 接合部せん断終局耐力の算定	
6.3 構造規定	
7 章 SRC 柱梁接合部の標準配筋詳細	設計 1-17
SRC 柱梁接合部関連の参考文献	設計 1-19

1章 適用範囲

本編は、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造およびそのプレキャストコンクリート造の柱梁接合部におけるせん断設計ならびに主筋定着設計に適用する。

本編に記載のない事項は、DB ヘッド定着工法 RC 構造設計指針(2017 年)・基本設計編および応用設計編(以下、RC 構造設計指針と略記する)の関連する章、ならびに関連する法令および基・規準類による。

【解説】

【SRC 柱梁接合部編】は、SABTEC 機械式定着工法 設計指針(2014 年)に準拠している。

(関連する法令および基・規準類)

[日本建築学会]

- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2014 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(2010 年)

[国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所 監修]

- ・2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

2章 材料

(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、柱梁接合部せん断耐力および梁、柱主筋定着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。

(2) 鉄筋

- ① 規格： JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)の規格に適合する異形鉄筋
- ② 鋼種： D295A, B, SD345, SD390, SD490
- ③ 呼び名： D16～D41

鉄筋の許容応力度は、表 2.1 による。

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。

(3) DB ヘッド

DB リングの材質は表 2.2、DB ヘッド各部の標準寸法は表 2.3 による。

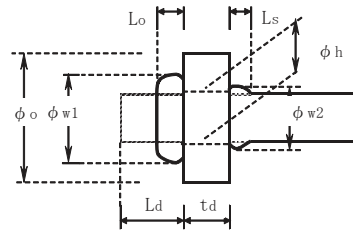
表 2.2 DB リングに用いる球状黒鉛鋳鉄品 (FCD700-2) の機械的性質と適用鉄筋の鋼種

JIS規格	機械的性質		適用鉄筋 鋼種
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	
JIS G 5502 (球状黒鉛鋳鉄品) FCD 700-2	420以上	700以上	SD295A, B ～SD490

表 2.3 DBヘッド各部の標準寸法

(寸法単位: mm)

呼び名	背面側こぶ		内面側こぶ	
	突出長さ L_o	直径 ϕ_{w1}	膨らみ長さ L_s	直径 ϕ_{w2}
D16	10	24	11	19
D19	11	29	13	23
D22	13	33	15	26
D25	15	38	18	30
D29	17	44	20	35
D32	19	48		38
D35	21	53		42
D38	23	57		46
D41	25	62		49



【解説】

(1) 基本事項

SABTEC 評価 11-03R1 (2012 年 9 月 20 日) の技術評価では、鉄筋の適用範囲に SD490 が追加されている。これは、DBヘッド標準製造要領書に示すように、製造条件を精度よく自動制御できる自動装置および高周波誘導加熱方式に限定される。

一方、鉄筋の許容応力度は、表 2.1 の平成 12 年建設省告示 2464 号および平成 13 年国土交通省告示 1024 号による値とした。

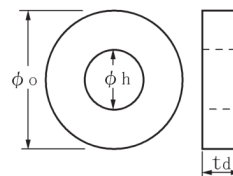
(2) DBヘッドの各部寸法

DBリングの外径 ϕ_o は、鉄筋直径の 2.5 倍程度を目安にし、解表 2.1 に示すように、DBヘッドの支圧面積比 α_p が 5.0 程度となるように定められている。また、DBリングの孔径 ϕ_h は、RC 配筋指針¹⁻⁵⁾ に示されている異形鉄筋の最外径を参考にして定められており、DBリングの厚さ t_d は、DBリングの面外強度を考慮し、鉄筋直径 d_b の 0.6 倍程度としている。

メーカーごとの鉄筋の最外径を考慮し、SABTEC 評価 11-03R1 (2012 年 9 月 20 日) の技術評価では孔径 ϕ_h 39.5mm、SABTEC 評価 11-03R4 (2017 年 7 月 21 日) の技術評価では孔径 ϕ_h 42.5mm の DBリングを適用範囲に追加している。

解表 2.1 DBリングの標準寸法

鉄筋呼び名	外径 ϕ_o (mm)	孔径 ϕ_h (mm)	板厚 t_d (mm)	支圧面積比 α_p
D16	40	18.0	10	5.3
D19	45	20.5	12	4.5
D22	55	24.0	14	5.1
D25	60	27.0	15	4.6
D29	70	31.0	18	5.0
D32	80	34.0	20	5.3
D35	85	37.5	21	4.9
		39.5		
D38	95	41.5	23	5.2
		42.5		
D41	100	44.5	25	4.9



(4) 鋼材

鋼材は、表 2.4 とする。ただし、同表の鋼材と同等以上の機械的性質を有する鋼材は使用してもよい。

表 2.4 鋼材の材質規格

記号	規格
SN400A, B, C, SN490B, C	JIS G 3136 (建築構造用圧延鋼材)
SS400	JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材)
SM400A, B, C, SM490A, B, C, SM490YA, YB, SM520B, C	JIS G 3106 (溶接構造用圧延鋼材)
SMA400A, B, C, SMA490A, B, C	JIS G 3114 (溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材)
STKN400W, B, STKN490B	JIS G 3475 (建築構造用炭素鋼鋼管)
STK400, STK490	JIS G 3444 (一般構造用炭素鋼鋼管)
STKR400, STKR490	JIS G 3466 (一般構造用角形鋼管)
BCR295	建築構造用冷間ロール成形角形鋼管
BCP235, BCP325	建築構造用冷間プレス成形角形鋼管
BCP325T	建築構造用高性能冷間プレス成形角形鋼管

3章 本編の基本事項

本編を適用できる SRC 柱梁接合部は、図 3.1 に示すように、梁主筋と平行な鉄骨ウェブが存在し、かつ、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着および貫通型定着の場合とする。

ただし、図 3.2 に示すように、梁主筋と平行な鉄骨ウェブが存在しない場合、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着、貫通型定着に係わらず、RC 柱梁接合部とみなし、RC 構造設計指針 4 章～10 章を準用して設計する。

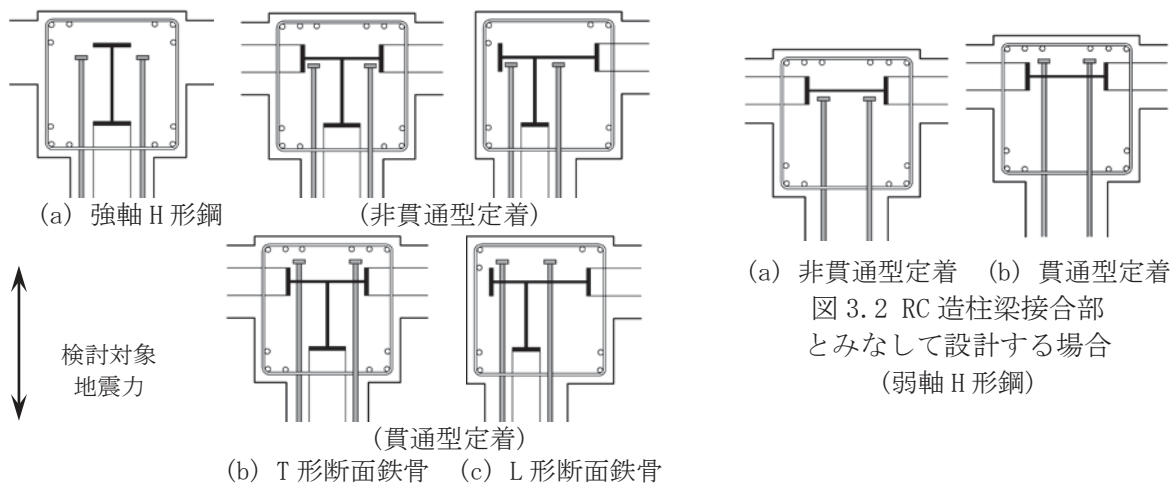
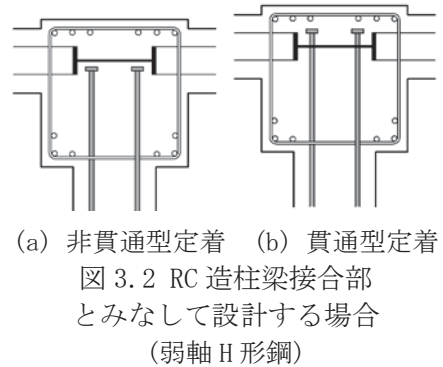


図 3.1 本編を適用できる SRC 造柱梁接合部



【解説】

(1) 本編の特長

SRC 計算規準¹⁾および SRC 造配筋指針²⁾は、折曲げ定着工法による直交鉄骨ウェブへの梁主筋貫通定着を適用範囲にしている。本編は、文献 4)～7)の実験を基に、梁主筋と平行な鉄骨ウェブが存在し、機械式定着工法による直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着および貫通型定着とした SRC 柱梁接合部の設計に適用できるとした。この点が本編の特長である。なお、図 3.2 に示すように、梁主筋と平行な鉄骨ウェブが存在せず、RC 柱梁接合部とみなす場合、非貫通型定着、貫通型定着に係わらず、梁主筋定着長さは RC 構造設計指針 8.1 節(1)の規定によるものとする。

(2) SRC 計算規準に従って設計した柱梁接合部との関係

文献 4)～7)によると、SRC 造ト形、T 形、L 形接合部ともに、SRC 規準式のせん断終局耐力は、最大耐力実験値に対し、本編指針式よりもばらつきは大きい、安全側に評価される。また、本編の主筋定着部の構造規定を満足する場合、本編指針式と同様、SRC 規準式のせん断終局耐力によっても、目標変形性能を満足することが実験で確認されている。

これらによると、機械式定着による SRC 柱梁接合部は、本編の接合部横補強筋比および柱、梁主筋定着部の構造規定を満足する場合、SRC 計算規準に従ってせん断設計を行ってもよい。

4章 SRC 柱梁接合部の設計方針

- 1) SRC 造ト形接合部の設計は RC 構造設計指針・式(4.4)、SRC 造 T 形、L 形接合部の設計は RC 構造設計指針・式(4.5)による。
SRC 造ト形、T 形、L 形接合部ともに、接合部耐力余裕度 λ_p は 1.0 以上とする。ただし、RC 構造設計指針 4.1 節の目標性能②を満足する必要がある場合、 λ_p は 1.2 以上とする。
設計で想定する破壊形式は、原則として、SRC 造ト形、L 形接合部では梁曲げ降伏型、SRC 造 T 形接合部では柱曲げ降伏型とする。
- 2) SRC 造ト形接合部は本編 5 章、SRC 造 T 形、L 形接合部は本編 6 章に従い、それぞれ終局強度設計用せん断力および接合部せん断終局耐力を算定する。
- 3) SRC 柱梁接合部に接続する柱梁鉄骨部の曲げ耐力比は、SRC 計算規準による。
- 4) SRC 造ト形、T 形、L 形接合部ともに、接合部横補強筋比 p_{jwh} は、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合には 0.2%以上、貫通型定着の場合には 0.1%以上とする。接合部横補強筋 p_{jwh} は、RC 構造設計指針・式(7.2)による。
- 5) 梁鉄骨ウェブのせん断補強筋貫通孔は、式(4.1)を満足しなければならない。ただし、貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数比 Z_{pn}/Z_{po} は、80%以上とすることが望ましい。

$$Z_{pn}/Z_{po} \geq Y \cdot \nu \quad (4.1)$$

ここに、 Z_{pn} ：貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数

Z_{po} ：梁鉄骨全断面の塑性断面係数

Y ：鋼材の降伏比で、SN400, SS400, SM400 級の鋼材では 0.59、SN490, SM490 級の鋼材では 0.66 とする。

ν ：材料強度のばらつきなどを考慮した安全率で、SN400, SS400, SM400 級の鋼材では 1.2、その他の鋼材では 1.1 とする。

【解説】

(1) SRC 柱梁接合部の終局強度設計

本編によって終局強度設計を行った SRC 柱梁接合部は、RC 構造設計指針 3 章の解説(1)に示した長期および短期荷重時の目標性能を満足することが実験で確認されているので、RC 柱梁接合部と同様、許容応力度設計を省略できる。

また、RC 柱梁接合部と同様、実験^{4)~7)}を基に、原則として、SRC 造ト形、L 形接合部の破壊形式は梁曲げ降伏型、SRC 造 T 形接合部の破壊形式は柱曲げ降伏型とした。梁曲げ降伏型 SRC 造 L 形接合部の目標性能の達成を確認した実験では、L 形が閉じる正加力時の柱梁耐力比 cQ_{cu}/cQ_{gu} は 1.6 程度であるので、正加力時に $cQ_{cu}/cQ_{gu} \geq 1.6$ とし、梁曲げ降伏を実現させることが望ましい。 cQ_{cu} は柱曲げ終局時、 cQ_{gu} は梁曲げ終局時の柱せん断力である。

(2) SRC 柱梁接合部の目標性能達成の確認

SRC 造ト形接合部については、実験^{4)~6)}によると、本編による梁主筋定着部の規定を満足すれば、 $gQ_{puh}/gQ_{muh} \geq 1.2$ の場合、 $R80 \geq 1/25$ の変形性能を確保できる。 gQ_{puh} は接合部せん断終局耐力時、 gQ_{muh} は梁曲げ終局耐力時の梁せん断力、 gQ_{puh}/gQ_{muh} は RC 構造設計指針 4.3 節の接合部耐

力余裕度 λ_p と同義であり、R80 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。これらよると、 $\lambda_p \geq 1.0$ とすれば、RC 構造設計指針 4.1 節で定義した目標性能①、 $\lambda_p \geq 1.2$ とすれば、目標性能②を満足する。

SRC 造 T 形、L 形接合部についても、実験⁷⁾によると、内蔵鉄骨の効果により $cQ_{pu}/Q_{cu} \geq 1.2$ の場合、目標性能②を満足する。 cQ_{pu} は接合部せん断終局耐力時、 Q_{cu} は柱または梁の曲げ終局耐力時の柱せん断力であり、 cQ_{pu}/Q_{cu} は RC 構造設計指針 4.3 節の接合部耐力余裕度 λ_p と同義である。

(3) SRC 柱梁接合部内の柱と梁の応力伝達

SRC 柱梁接合部内の柱と梁の間の応力伝達能力を保証するために、柱梁鉄骨部の曲げ耐力比は、SRC 計算規準¹⁾によるとした。すなわち、柱と梁の鉄骨部の許容曲げモーメントの比が式(解 4.1)を満足することが、柱梁鉄骨部の応力伝達に関する設計条件である。

$$0.4 \leq sCMA/sBMA \leq 2.5 \quad (\text{解 4.1})$$

ここに、 $sCMA$ ：柱鉄骨部の許容曲げモーメント、 $sBMA$ ：梁鉄骨部の許容曲げモーメント

SRC 造柱梁接合部の場合、梁曲げ降伏後の変形性能は、接合部鉄骨パネルのせん断終局耐力に依存する。文献 6)の実験では、接合部鉄骨パネルのせん断終局耐力 sV_{puh} を SRC 柱梁接合部のせん断終局耐力 V_{puh} の 0.17 倍および 0.12 倍とした梁主筋非貫通型定着の SRC 造・ト形接合部(4 体)について、接合部耐力余裕度 $\lambda_p \geq 1.2$ の場合、目標性能②を満足することを確認している。

$sV_{puh}/V_{puh}=0.3, 0.17, 0.12$ の場合、柱梁鉄骨部の曲げ耐力比 M_{cy}/M_{gy} は 1.0, 0.75, 0.43 となる。すなわち、機械式定着による梁主筋非貫通型定着の SRC 柱梁接合部についても、SRC 計算規準と同様、柱梁鉄骨部の曲げ耐力比 $sCMA/sBMA$ が式(解 4.1)を満足すれば、柱と梁の間の応力伝達能力を保証することができる。

(4) 梁主筋の非貫通型定着と貫通型定着の場合

SRC 造ト形、T 形、L 形接合部ともに、実験^{4)~6)}を基に、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合、接合部横補強筋比 p_{jwh} は 0.2%以上とし、貫通型定着の場合、SRC 計算規準と同様、接合部横補強筋比 p_{jwh} は 0.1%以上とした。これは、図 3.1(b), (c)に示すように、直交鉄骨ウェブへの梁主筋貫通型定着の場合、鉄骨ウェブ前面で大きな支圧耐力を期待できるので、梁主筋定着破壊の恐れは少ないことを考慮して規定されている。

(5) 梁主筋のスラブ内配置

SRC 配筋指針²⁾では、梁主筋のスラブ内配置を許容している。この場合、スラブ内配置の梁主筋は、柱梁接合部に接続する直交梁断面内に折曲げ定着される。機械式定着工法の場合、直交梁断面内の梁主筋定着部は、ト形接合部内の梁主筋定着部と異なり、上部からの拘束を期待できないので、小梁主筋定着部と同様、上面押し出し定着破壊を早期に起こす恐れがある(RC 構造設計指針 15.1 節 参照)。これらより、機械式定着による梁主筋定着部は、特別の補強を行った場合を除き、スラブ内に配置してはならない。

(6) 技術基準解説書に従う機械式定着による SRC 柱梁接合部の設計

機械式定着による SRC 柱梁接合部は、3 章の解説(2)で前述したように、本編の接合部横補強筋比および柱、梁主筋定着部の構造規定を満足する場合、SRC 計算規準に従ってせん断設計を行っ

でもよい。

これらより、機械式定着による SRC 柱梁接合部は、RC 構造設計指針 10 章の RC 柱梁接合部と同様、技術基準解説書に従ってせん断設計を行ってもよい。また、一貫構造計算プログラムによって技術基準解説書に従い、折曲げ定着を想定した SRC 柱梁接合部のせん断検定を行い、本編 4 章 4) の接合部横補強筋比および 5.3 節、6.3 節の柱、梁主筋定着部の構造規定を満足すれば、柱、梁主筋の折曲げ定着を機械式定着に置き換えてもよい。

(7) 梁鉄骨ウェブの接合部横補強筋貫通孔

4 章 5) では、SRC 配筋指針²⁾と同様、梁鉄骨ウェブの接合部横補強筋貫通孔は、式(4.1)を満足しなければならないとし、SRC 計算規準¹⁾の規定を踏まえ、貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数比 Z_{pn}/Z_{po} は、80%以上とすることが望ましいとした。

SRC 配筋指針では、貫通孔の縁端は、溶接ビードや他の鉄筋貫通孔の縁端から 15mm 程度離すとしているため、それらの点にも注意する必要がある。

梁鉄骨ウェブの接合部横補強筋貫通孔の断面欠損の検定例を解表 4.1 に示す。この検定例では、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着を想定し、接合部横補強筋比 p_{jwh} は 0.2%以上とし、接合部横補強筋 5 組のうち、2 組は梁鉄骨の範囲外に配置し、3 組は梁鉄骨ウェブの鉄筋貫通孔に貫通させるとしている。

解表 4.1 によると、貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数比 Z_{pn}/Z_{po} は 0.96 であり、鋼材の降伏比と安全率の積 $Y \cdot \nu$ よりも小さい。通常、梁鉄骨ウェブの接合部横補強筋貫通孔は、式(4.1)によって制限されない。すなわち、梁主筋非貫通型定着の場合、接合部横補強筋比 p_{jwh} を 0.2%以上とし、梁主筋貫通型定着の場合よりも増やしても、梁主筋貫通孔を設けなくてもよいので、SRC 柱梁接合部のせん断耐力確保および施工性の点で合理的である。

解表 4.1 梁鉄骨ウェブの接合部横補強筋貫通孔の断面欠損の検定例

(a) 検定諸元

接合部横補強筋諸元						鉄骨断面諸元					
Bc (mm)	jtgo (mm)	呼び 名	aw (mm ²)	組 数	p _{jwh}	断面	鋼種	Y	ν	Z _{po} (mm ³)	tw (mm)
900	600	D13	254	5	0.24%	H450×200×9×12	SN490	0.66	1.1	1490000	9

Bc : 柱幅、jtgo : 梁上下最外縁主筋中心間距離、aw : 接合部横補強筋1組の断面積
 p_{jwh} : 接合部横補強筋比、tw : 鉄骨ウェブ厚さ、Z_{po} : 鉄骨全断面の全塑性断面係数
 Y : 鋼材の降伏比、ν : 割増し係数

(b) 検定結果

ウェブ断面欠損							検定		
φ _o (mm)	D _o (mm)	ΔZ _{o1} (mm ³)	ΔZ _{o2} (mm ³)	ΔZ _o (mm ³)	ΔZ _o (mm ³)	Z _{pn} (mm ³)	Z _{pn} /Z _{po}	Y・ν	判定
24	300	236196	171396	1296	66096	1423904	0.96	0.73	OK

φ_o : 貫通孔直径、D_o : 両側鉄筋貫通孔の中心間距離

$\Delta Z_{o1} = (D_o + \phi_o)^2 \cdot t_w / 4$, $\Delta Z_{o2} = (D_o - \phi_o)^2 \cdot t_w / 4$, $\Delta Z_o = \phi_o^2 \cdot t_w / 4$

$\Delta Z_o = \Delta Z_{o1} - \Delta Z_{o2} + \Delta Z_o$

$Z_{pn} = Z_{po} - \Delta Z_o$: 断面欠損を考慮した鉄骨断面の全塑性モーメント

(検定式) $Z_{pn}/Z_{po} \geq Y \cdot \nu$

(8) 鋼管コンクリート構造柱梁接合部への応用

SRC 計算規準¹⁾では、6 章「鋼管コンクリート構造の設計」として、被覆形、充填被覆形の鋼管コンクリート柱と SRC 梁、RC 梁からなる鋼管コンクリート構造柱梁接合部を適用範囲に含めている。同柱梁接合部のせん断終局耐力は、実験が不足するため、被覆形、充填被覆形の鉄骨鉄筋コンクリート構造の柱梁接合部に準じて算定することになっている。

本編 3 章の解説(2)で前述したように、本編の接合部横補強筋比および柱、梁主筋定着部の構造規定を満足する場合、機械式定着による SRC 柱梁接合部は、SRC 計算規準に従ってせん断設計を行ってもよい。これらより、被覆形、充填被覆形の鋼管コンクリート柱と SRC 梁、RC 梁からなる鋼管コンクリート構造柱梁接合部についても、梁、柱主筋を機械式定着として設計してもよいと考えられる。

ただし、鋼管コンクリート構造柱梁接合部に梁主筋の機械式定着を適用する場合、内蔵鋼管の貫通孔による断面欠損の補強、ならびに梁、柱主筋の配筋施工手順について慎重に検討する必要がある。

また、被覆形鋼管コンクリート構造柱梁接合部の場合、コンクリートが鋼管内に充填されていないため、定着金物が負担する力が鋼管壁に作用すると、同管壁に局部曲げ変形が発生し、所定の梁主筋定着耐力を発揮できない恐れがある。このような被覆形鋼管コンクリート構造柱梁接合部内で梁主筋を機械式定着とする場合には、梁主筋を内蔵鋼管に貫通させないなど、特別に検討した接合部配筋詳細とする必要がある。

(9) 柱、梁主筋を機械式定着とした十字形接合部

SRC 造十字形接合部内に柱、梁主筋を機械式直線定着とし、下記 1), 2)のように、柱、梁主筋定着部詳細を定めた場合、SRC 造十字形接合部のせん断終局耐力は、SRC 計算規準 35 条¹⁾によって算定することができる。

- 1) 梁主筋定着部詳細は、5.3 節「構造規定」に準じて定める。
- 2) 柱主筋定着部詳細は、6.3 節「構造規定」に準じて定める。

5章 SRC 造ト形接合部の設計

5.1 終局強度設計用せん断力の算定

終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、RC 構造設計指針・式(5.1)による。

RC 構造設計指針・式(5.2)中の梁の基準曲げ終局耐力 M_{guo} は、式(5.1)または式(5.2)、RC 構造設計指針・式(5.1)中の架構形状に関する係数 ξ_h は、式(5.3)による。

$$\text{梁上端筋が引張側の場合、} \quad M_{guo} = rM_{guo} + M_{gpu} = (T_{gy} + T_{sy}) \cdot rj_{tg} + Z_p \cdot \sigma_{sy} \quad (5.1)$$

$$\text{梁下端筋が引張側の場合、} \quad M_{guo} = rM_{guo} + M_{gpu} = T_{gy} \cdot rj_{tg} + Z_p \cdot \sigma_{sy} \quad (5.2)$$

$$\xi_h = (h/\ell) \cdot (\ell_o/j_{tge}) - 1 \quad (5.3)$$

$$j_{tge} = (ratg \cdot rj_{tg} + Afg \cdot sdg) / (ratg + Afg) \quad (5.4)$$

ここに、 rM_{guo} ：梁 RC 部の基準曲げ終局耐力、 M_{gpu} ：梁鉄骨部の全塑性モーメント

T_{gy} ：梁引張側主筋の上限引張力、 rj_{tg} ：梁上下主筋の重心間距離

T_{sy} ：有効幅内に定着されたスラブ筋の上限引張力の総和

Z_p ：梁鉄骨の塑性断面係数、 σ_{sy} ：梁鉄骨の材料強度

h ：階高、 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

$ratg$ ：梁引張側主筋の断面積、 j_{tge} ：SRC 造梁の等価応力中心距離

Afg ：梁鉄骨フランジの断面積、 sdg ：梁鉄骨上下フランジの中心間距離

梁引張側主筋の上限引張力 T_{gy} およびスラブ筋の上限引張力 T_{sy} は、それぞれ上限強度算定用材料強度を用いて算定する。

5.2 接合部せん断終局耐力の算定

SRC 造ト形接合部のせん断終局耐力 V_{puh} は、式(5.5)による。

$$V_{puh} = cV_{puh} + sV_{puh} \quad (5.5)$$

$$cV_{puh} = F_j \cdot \{ \phi \cdot \kappa_c \cdot (b_j - B_s) \cdot D_c j_h + \kappa_s \cdot B_s \cdot D_s j_h \} \quad (5.6)$$

$$sV_{puh} = 1.2 t_p \cdot (D_{sh} - t_{cf}) \cdot s \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (5.7)$$

ここに、 cV_{puh} ：RC 部のせん断終局耐力、 sV_{puh} ：鉄骨部のせん断終局耐力

κ_c ：鉄骨で囲まれない RC 部の接合部形状係数 ($\kappa_c = 0.7$ とする。)

κ_s ：鉄骨で囲まれた RC 部の接合部形状係数 ($\kappa_s = 1.4$ とする。)

$D_c j_h$ ：鉄骨で囲まれない RC 部の有効せい、ト形接合部では、 $D_c j_h = \ell_{ag}$ とする。

$D_s j_h = (D_c + D_{sh}) / 2$ ：鉄骨で囲まれた RC 部の有効せい、 D_c ：柱せい、 D_{sh} ：柱鉄骨せい

B_s ：柱鉄骨フランジ幅、 t_{cf} ：柱鉄骨フランジの厚さ、 t_p ：接合部鉄骨パネルの厚さ

$s \sigma_{wy}$ ：接合部鉄骨パネルの規格降伏点、その他の記号の定義は RC 構造設計指針 6 章による。

5.3 構造規定

- 1) 梁主筋定着長さ ℓ_{ag} は、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合、RC 構造設計指針・式(8.1)の必要定着長さ ℓ_{ao} 以上 $12d_b$ 以上かつ $D_c/2$ 以上とし、貫通型定着の場合、 $12d_b$ 以上かつ $D_c/2$ 以上とする。
- 2) 梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、RC 構造設計指針 8.1 節による。

【解説】

(1) SRC 造ト形接合部の終局強度設計用せん断力

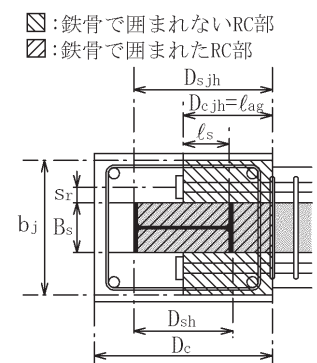
SRC 造ト形接合部の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は RC 構造設計指針・式(5.1)で算定し、RC 構造設計指針・式(5.2)中の梁基準曲げ終局耐力 M_{guo} は、RC 部と鉄骨部の曲げ終局耐力を単純累加した式(5.1)または式(5.2)で算定する。式(3.1)では、RC 柱梁接合部と同様、梁上端筋が引張側の場合、スラブ有効幅内のスラブ筋の耐力を累加している。

一方、SRC 造部材の終局耐力の算定に用いる鉄骨の材料強度 σ_{sy} は、建設省告示 2464 号(平成 12 年 12 月 26 日)による材料強度を考慮し、原則として、規格降伏点の 1.1 倍とする(本設計指針・表 2.3 参照)。

(2) SRC 造ト形接合部のせん断終局耐力

SRC 造ト形接合部のせん断終局耐力は、実験^{4)~6)}を基に、RC 部のせん断終局耐力 cV_{puh} と鉄骨部のせん断終局耐力 sV_{puh} を累加し、式(5.5)で算定する。式(3.6)による RC 部のせん断終局耐力 cV_{puh} は、解図 5.1 に示すように、鉄骨で囲まれない RC 部の第 1 項と鉄骨で囲まれた RC 部の第 2 項の和とした。

第 1 項は、靱性保証型指針³⁾と同じ接合部形状係数 κ_c を用い、第 2 項は、直交梁の有無に係わらず、鉄骨で囲まれた RC 部の効果を反映できるように、接合部形状係数 κ_s を考慮して定式化されている。また、接合部形状係数 κ_s は、最大耐力実験値との適合性を考慮して 1.4 としている。式(5.7)による鉄骨部のせん断終局耐力 sV_{puh} は、SRC 計算規準と同じである。



解図 5.1 SRC 造ト形接合部における RC 部のモデル化

(3) SRC 造ト形接合部における梁主筋定着部

(a) 梁主筋定着長さ

実験^{4)~6)}によると、SRC 造ト形接合部内の梁主筋は、 $l_{ag} \geq D_c/2$ の場合、内蔵鉄骨の効果によって掻き出し定着破壊を起こさず、梁主筋の側面剥離定着耐力は、RC 造ト形接合部内の梁主筋に対する益尾・窪田式で精度よく評価できる(RC 構造設計指針 8.1 節の解説(3) 参照)。これらより、直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合、梁主筋定着長さ l_{ag} は、RC 構造設計指針・式(8.1)の必要定着長さ l_{ao} 以上、 $12db$ 以上かつ $D_c/2$ 以上とすればよい。

同実験では、解図 5.1 中の定着板内面と鉄骨フランジ内面との距離 l_s を $5.1 \sim 9.1db$ 、梁主筋中心と鉄骨フランジ側面との距離 s_r を $1.6 \sim 1.8db$ とし、 l_s/s_r の最小値を 2.8 としている。 db は梁主筋直径を示す。これによると、梁主筋定着耐力の確保のために、直交梁が接続しない側の梁主筋の l_s/s_r は、3 以上とする必要がある。

しかし、文献 8) の実験によると、梁主筋定着耐力は、両側直交梁付きの場合、直交梁なしに比べて明らかに増大する。一方、SRC 柱梁接合部では、片側直交梁付きでも、直交梁が接続する側の鉄骨のねじり抵抗を期待できる。これらの点を考慮し、本編では、 l_s/s_r の値を規定しないことにした。

ただし、両側ともに、直交梁の効果を見込まず、かつ、 l_s/s_r が 3 未満の場合、梁主筋定着部は、RC 構造設計指針・式(解 4. 2)と同様、下式を満足しなければならない。

$$\min(V_{puh}, \text{SRC 造 } V_{cu}) > \lambda_p \cdot V_{muh} \quad (\text{解 5. 1})$$

$$\text{SRC 造 } V_{cu} = V_{cu} + sV_{puh} \quad (\text{解 5. 2})$$

ここに、SRC 造 V_{cu} ：梁主筋掻き出し定着耐力時の接合部せん断力

sV_{puh} ：式(3. 7)による鉄骨部のせん断終局耐力

V_{cu} ：RC 部の梁主筋掻き出し定着耐力時の接合部せん断力

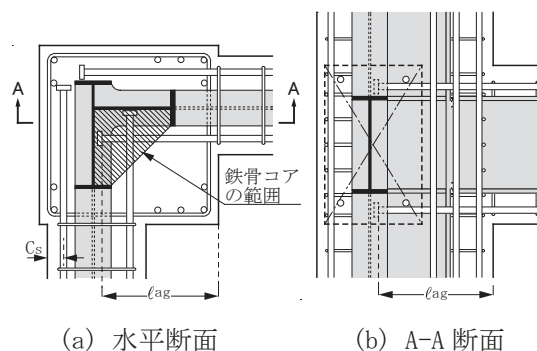
また、図 3. 1(b), (c)の直交鉄骨ウェブへの梁主筋貫通型定着の場合、梁主筋定着耐力は、その抵抗機構より、非貫通型定着よりも明らかに増大するので、RC 構造設計指針・式(8. 1)の必要定着長さ l_{ao} に係わらず、 $l_{ag} \geq 12db$ かつ $l_{ag} \geq D_c/2$ とした。

(b) 梁主筋の必要定着長さ比

SRC 造ト形接合部内の梁主筋必要定着長さ比 l_{ao}/db は、RC ト形接合部と同様、RC 構造設計指針・解表 8. 1 によることができる。ただし、同表の l_{ao}/db の値は、 $p_{jwh}=0. 2\%$ として算出されているので、梁主筋貫通型定着の場合に $p_{jwh}=0. 1\%$ とする時には、その点を考慮し、 l_{ao}/db の値を決定する必要がある(4 章 4) 参照)。 p_{jwh} は接合部横補強筋比を示す。

(c) 梁主筋定着長さの推奨事項

隅柱梁接合部では、梁主筋定着耐力および接合部せん断終局耐力確保のために、解図 5. 2 のように、RC 造ト形接合部と同様、梁主筋定着長さは、柱せいの(2/3)倍以上、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ことを基本とし、出隅側の梁主筋定着長さはできるだけ長くする。同図(a)のように、左右梁主筋の定着長さが異なる場合、ト形接合部のせん断終局耐力算定用の RC 部の有効せい D_{cjh} は、左右梁主筋の直径、本数、定着長さを考慮した重み付き平均値としてもよい。



(a) 水平断面 (b) A-A 断面
解図 5. 2 SRC 造ト形接合部の配筋詳細例

(d) 側面かぶり厚さ C_s

梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、実験^{4)~6)}を基に、RC 構造設計指針・8. 1 節によるとした。ただし、SRC 造ト形接合部では、内蔵鉄骨の存在によって、RC 造ト形接合部で懸念される梁主筋の定着金物背面側への押し抜き破壊は発生し難いので、5. 3 節では、梁主筋の背面かぶり厚さを規定していない。

6章 SRC造T形、L形接合部の設計

6.1 終局強度設計用せん断力の算定

終局強度設計用せん断力 V_{muh} および V_{muv} は、RC 構造設計指針・式(5.3)による。

RC 構造設計指針・式(5.5)中の梁の基準曲げ終局耐力 M_{guo} は式(5.1)または式(5.2)、柱の基準曲げ終局耐力 M_{cuo} は式(6.1)で算定し、 M_{guo}' は式(5.1)または式(5.2)に準じて算定する。また、RC 構造設計指針・式(5.3)中の架構形状に関する係数 ξ_h は式(5.3)、 ξ_v は式(6.2)で算定する。

$$M_{cuo} = (T_{cye} + N_c L / 2) \cdot r_{jtc} + Z_p \cdot \sigma_{sy} \quad (6.1)$$

$$\xi_v = (h_o / j_{tce}) - h / \ell \quad (6.2)$$

$$j_{tce} = (r_{atc} \cdot r_{jtc} + A_{fc} \cdot s_{dc}) / (r_{atc} + A_{fc}) \quad (6.3)$$

ここに、 T_{cye} ：柱主筋の等価上限引張力、 r_{jtc} ：柱両側主筋の重心間距離

Z_p ：柱鉄骨の塑性断面係数、 σ_{sy} ：柱鉄骨の材料強度、 $N_c L$ ：長期柱軸力

r_{atc} ：柱引張側主筋の断面積、 j_{tce} ：SRC造柱の等価応力中心距離

A_{fc} ：柱鉄骨フランジの断面積、 s_{dc} ：柱鉄骨両側フランジの中心間距離

h ：階高、 ℓ ：スパン長(柱心間距離)、 $h_o = h - D_g$ ：柱の内法高さ、 D_g ：梁せい

ただし、柱主筋の等価上限引張力 T_{cye} は、上限強度算定用材料強度を用いて算定する。

SRC造L形接合部の場合、梁曲げ終局耐力時柱せん断力 cQ_{gu} および柱曲げ終局耐力時柱せん断力 cQ_{cu} は式(6.4)で算定し、式(5.11)中の η_c と η_g は式(6.5)で算定する。

$$cQ_{cu} = 2 \{ (T_{cye} / \eta_c + N_c L / 2) \cdot r_{jtc} + M_{cpu} \} / h_o, \quad cQ_{gu} = 2 \{ (rM_{guo} / \eta_g + M_{gpu}) / \ell_o \} \cdot (\ell / h) \quad (6.4)$$

$$\eta_c = 1 \mp (j_{tce} / h_o) \cdot (h / \ell), \quad \eta_g = 1 \mp (j_{tge} / \ell_o) \cdot (\ell / h) \quad (6.5)$$

ここに、 M_{cpu} ：柱鉄骨の全塑性モーメント、 M_{gpu} ：梁鉄骨の全塑性モーメント

ただし、式(6.5)の右辺の符号 \mp は正加力時に $-$ 、負加力時に $+$ とする。

6.2 接合部せん断終局耐力の算定

水平方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は式(5.5)、鉛直方向の接合部せん断終局耐力 V_{puv} は式(6.6)による。ただし、式(5.6)中の鉄骨で囲まれないRC部の有効せい D_{cjh} は、T形接合部では $D_{cjh} = D_c$ 、L形接合部では、正加力時 $D_{cjh} = \ell_{dh}$ 、負加力時 $D_{cjh} = \ell_{ag}$ とし、T形、L形接合部ともに、式(6.7)中の $D_{c jv}$ は ℓ_{ac} とする。 ℓ_{dh} は梁上端筋の投影定着長さ、 ℓ_{ag} は梁下端筋の定着長さ、 ℓ_{ac} は柱主筋定着長さを示す。

$$V_{puv} = cV_{puv} + sV_{puv} \quad (6.6)$$

$$cV_{puv} = F_j \cdot \{ \phi \cdot \kappa_c \cdot (b_j - B_s) \cdot D_{c jv} + \kappa_s \cdot B_s \cdot D_{s jv} \} \quad (6.7)$$

$$sV_{puv} = 1.2 t_w \cdot (D_{sv} - t_{gf}) \cdot s \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (6.8)$$

ここに、 cV_{puv} ：RC部のせん断終局耐力、 sV_{puv} ：鉄骨部のせん断終局耐力

κ_c 、 κ_s ：鉄骨で囲まれないRC部および鉄骨で囲まれたRC部の接合部形状係数

T形接合部では $\kappa_c = 0.7$ 、 $\kappa_s = 1.4$ とし、L形接合部では、正加力時 $\kappa_c = 0.6$ 、 $\kappa_s = 1.2$ 、負加力時 $\kappa_c = 0.4$ 、 $\kappa_s = 0.8$ とする。

$D_{c jv}$ ：鉄骨で囲まれないRC部の鉛直方向の有効せい、 t_{gf} ：梁鉄骨フランジの厚さ

$D_{s jv} = (D_g + D_{sv}) / 2$ ：鉄骨で囲まれたRC部の鉛直方向の有効せい、 D_g ：梁せい、

D_{sv} ：梁鉄骨せい、その他の記号の定義はRC構造設計指針6章および本編5.2節による。

6.3 構造規定

(1) SRC造T形、L形接合部の柱主筋定着部

- 1) SRC造T形、L形接合部の柱主筋定着長さ ℓ_{ac} は、RC構造設計指針8.2節の必要定着長さ ℓ_{ao} 以上、 $16db$ 以上、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とする。
- 2) 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は $2.0db$ 以上とする。 db は柱主筋直径を示す。

(2) SRC造L形接合部の梁主筋定着部

- 1) SRC造L形接合部の梁上端筋の定着部は、RC構造設計指針8.3節による。
- 2) 梁下端筋の定着長さ ℓ_{ag} は、非貫通型定着の場合、RC構造設計指針・式(8.1)の必要定着長さ ℓ_{ao} 以上 $14db$ 以上かつ $(1/2)D_c$ 以上とし、貫通型定着の場合、 $14db$ 以上かつ $(1/2)D_c$ 以上とする。 db は梁主筋直径を示す。
- 3) 梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、RC構造設計指針8.3節による。

(3) 接合部横補強筋および柱頭補強筋(かんざし筋)

- 1) 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。
- 2) RC構造設計指針・図7.2に示すように、地震力方向に係わらず、XY方向ともに、かんざし筋比 p_{jvw} が0.15%以上のかんざし筋を配置する。 p_{jvw} はRC構造設計指針・式(7.3)による。

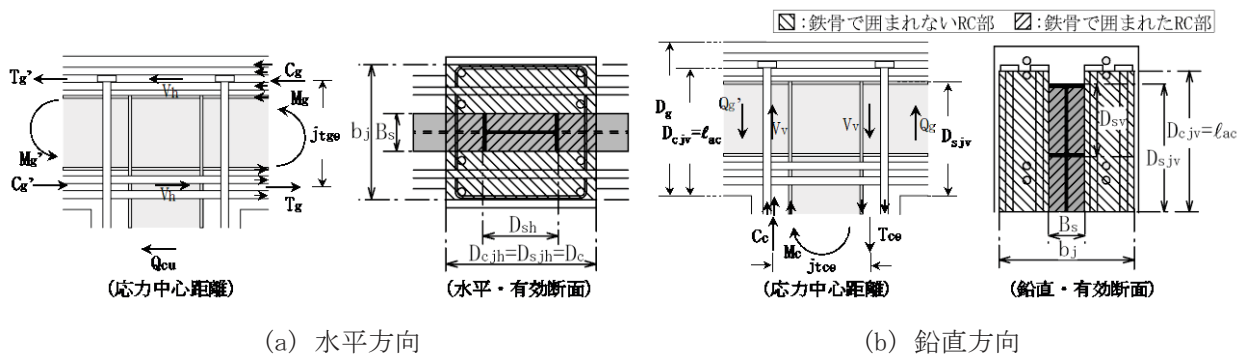


図 6.1 SRC造T形柱梁接合部における応力中心距離および有効断面

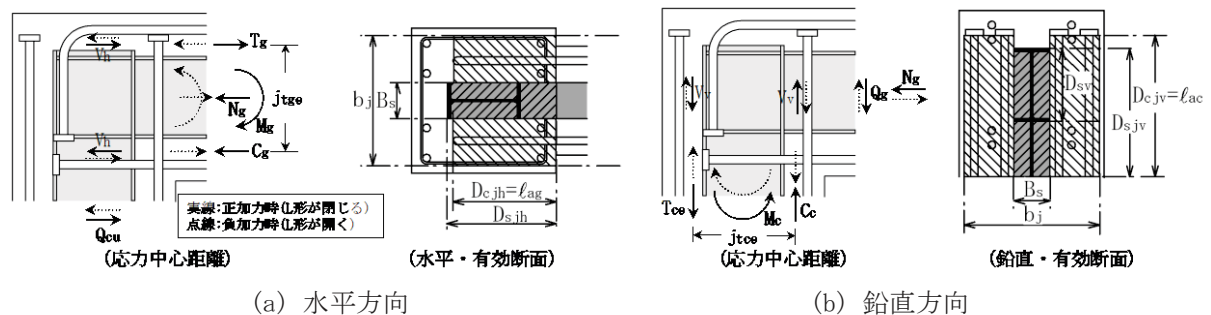


図 6.2 SRC造L形柱梁接合部における応力中心距離および有効断面

【解説】

(1) SRC 造 T 形および L 形接合部の終局強度設計用せん断力

SRC 造 T 形、L 形接合部⁷⁾の終局強度設計用せん断力 V_{muh} および V_{muv} は、RC 造 T 形、L 形接合部と同様、RC 構造設計指針・式(5.3)で算定する。RC 構造設計指針・式(5.5)中の梁基準曲げ終局耐力 M_{guo} は、SRC 造 T 形接合部と同様、式(5.1)、式(5.2)で算定し、柱基準曲げ終局耐力 M_{cuo} は式(6.1)で算定する。RC 構造設計指針・式(5.3)中の架構形状に関する係数 ξ_h は、式(5.4)の SRC 造梁の等価応力中心距離 j_{tge} を用い、式(5.3)で算定し、 ξ_v は、式(6.3)の SRC 造柱の等価応力中心距離 j_{tce} を用い、式(6.2)で算定する。

また、L 形接合部の場合、RC 接合部と同様、式(6.4)および式(6.5)は、RC 構造設計指針 5.1.1 項の解説(5)と同様の手順で導出される。

(2) 接合部せん断終局耐力

SRC 造 T 形、L 形接合部のせん断終局耐力 V_{puh} および V_{puv} は、実験⁷⁾を基に、SRC 造 T 形接合部と同様、RC 部と鉄骨部のせん断終局耐力を累加して算定するとした。また、SRC 造 L 形接合部の場合、RC 構造設計指針 6 章の RC 接合部と同様、RC 部の水平方向の有効せいは、正加力時 $D_{c,jh}=\ell_{dh}$ 、負加力時 $D_{c,jh}=\ell_{ag}$ とした。

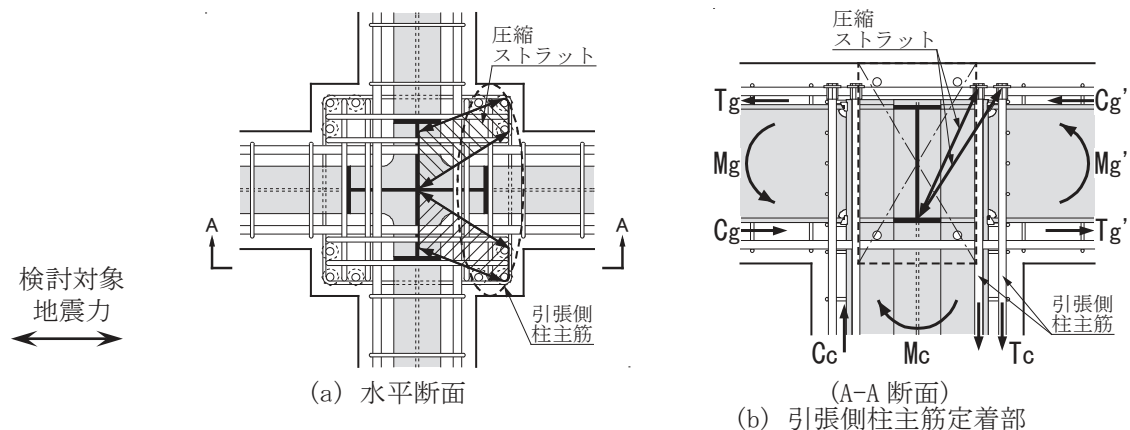
(3) 構造規定

(a) SRC 造 T 形、L 形接合部の柱主筋定着部

解図 6.1 に示すように、柱主筋定着部に引張力が作用すると、隣接する梁鉄骨フランジが押し下げられ、その結果、柱 RC 部の抵抗モーメントが SRC 柱梁接合部に伝達されると考えられる。これらより、SRC 造 T 形、L 形接合部の柱主筋定着長さ ℓ_{ac} は、定着金物底面が梁鉄骨フランジ上面を超える長さ以上とした。

また、引張側柱主筋の定着部には、隣接する梁鉄骨フランジとウェブの交点から派生する圧縮ストラットによって、外側への押し出し力が作用する。この押し出し力に抵抗するように、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とした。

RC 構造設計指針 8.2 節と同様、柱主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は $2.0d_b$ 以上とし、SRC 造 T 形接合部と同様、SRC 造 T 形、L 形接合部における柱主筋の背面かぶり厚さは規定していない。



解図 6.1 SRC 造 T 形接合部の配筋詳細例

(b) SRC 造 L 形接合部の梁主筋定着部

SRC 造 L 形接合部の梁上端筋の投影定着長さ l_{dh} は、実験⁷⁾の配筋詳細を基に規定し、下端筋定着長さ l_{ag} は、非貫通型定着の場合、SRC 造ト形接合部内の梁主筋に準じて規定した。ただし、下端筋定着長さは、SRC 造ト形接合部と同様、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し、隅柱出隅側では、できるだけ長くする(解図 5.2 参照)。

梁上端筋、下端筋ともに、梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s は、RC 構造設計指針 8.3 節によるとし、SRC 造ト形接合部と同様、梁主筋の背面かぶり厚さを規定していない。

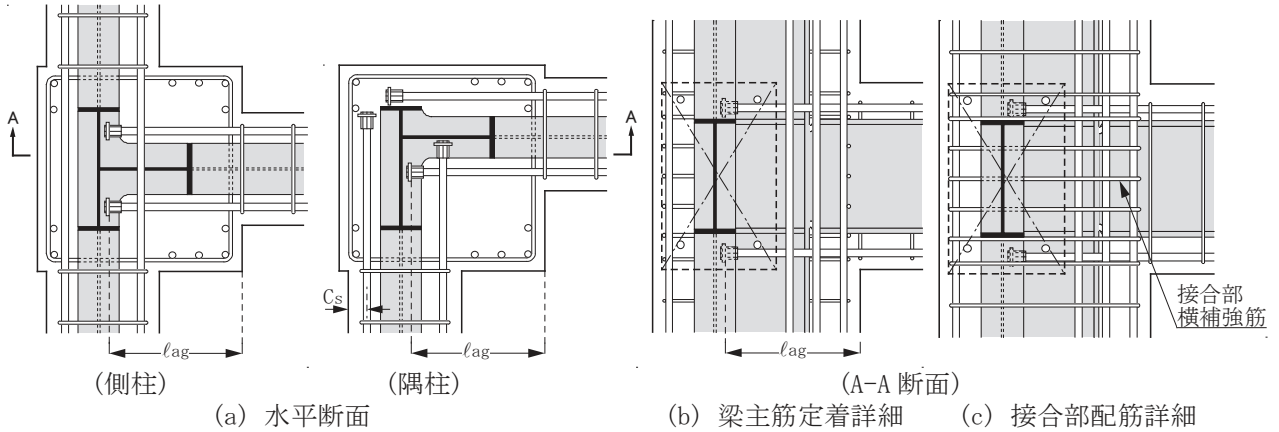
(c) SRC 造 T 形、L 形接合部のかんざし筋

かんざし筋のかんざし筋比 p_{jw} は、【柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 造梁 S 接合部編】5.3 節と同様に規定した。

7章 SRC 柱梁接合部の標準配筋詳細

【ト形接合部】

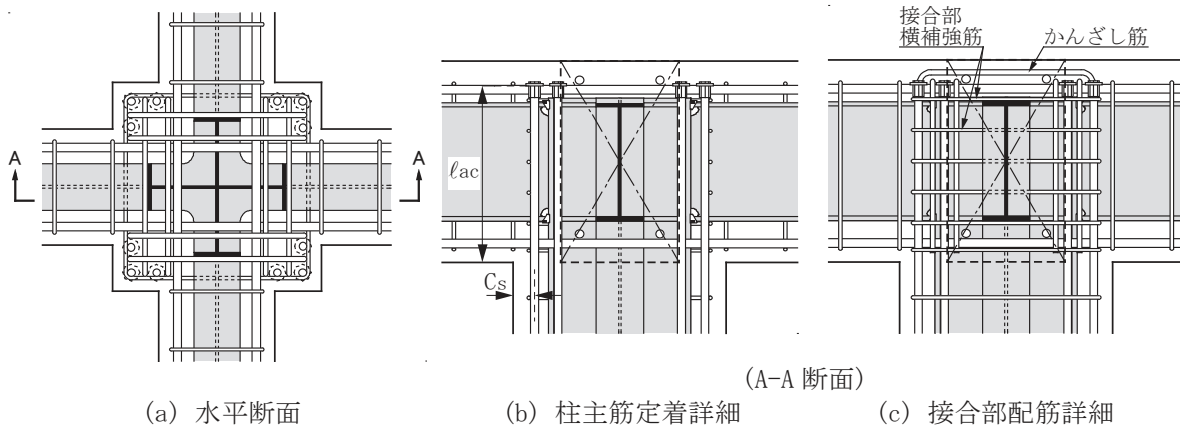
- 直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$ 、 $l_{ag} \geq l_{ao}, 12db, (1/2)D_c$
 ただし、出隅柱梁接合部では、 $l_{ag} \geq (2/3)D_c$ かつ鉄骨フランジとウェブで囲まれた鉄骨コアの範囲に定着金物を配置することを基本とし、出隅側では、梁上下主筋定着長さはできるだけ長くする。
- 直交鉄骨ウェブへの梁主筋貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.1\%$ 、 $l_{ag} \geq 12db, (1/2)D_c$
 p_{jwh} ：接合部横補強筋比、 l_{ag} ：梁主筋定着長さ、 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 1 SRC 造ト形接合部

【T形接合部】

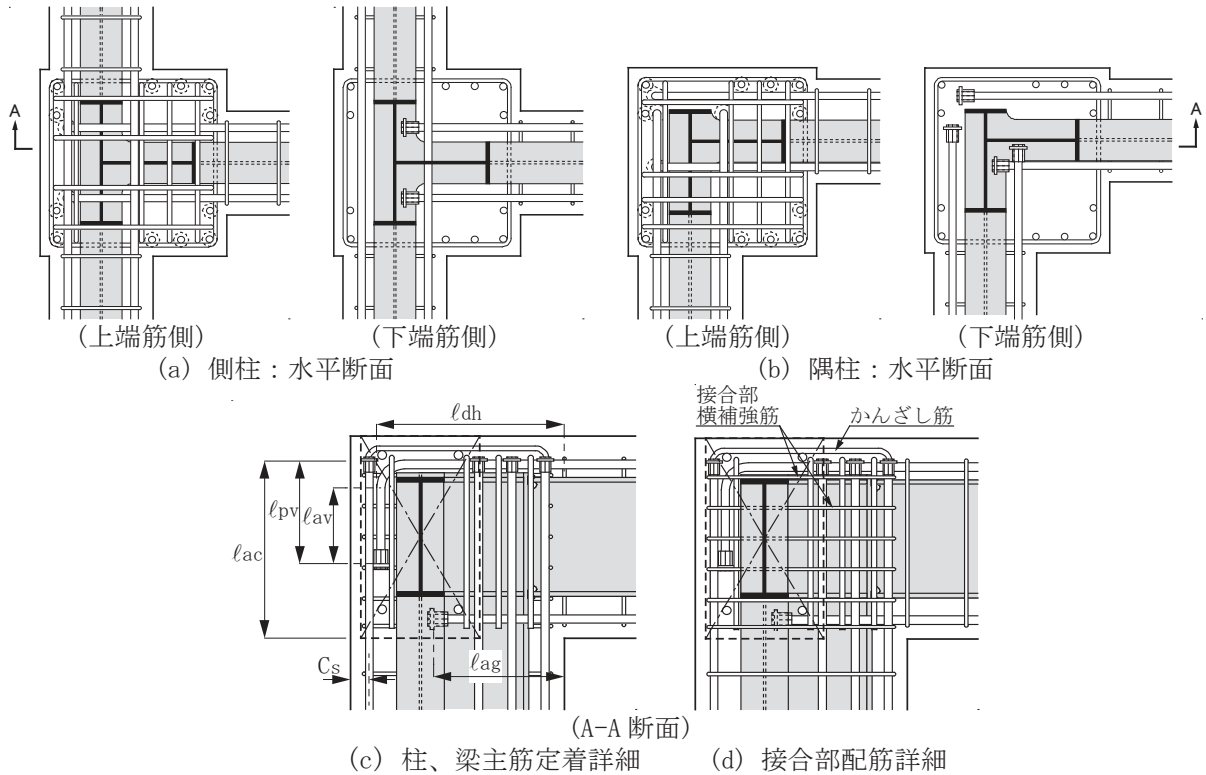
- 直交鉄骨ウェブへの梁主筋非貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.2\%$
- 直交鉄骨ウェブへの梁主筋貫通型定着の場合、 $p_{jwh} \geq 0.1\%$
 ただし、柱主筋の定着金物と梁鉄骨フランジ上面の間に、1組以上の接合部横補強筋を配置する。
- 柱主筋の定着長さ $l_{ac} \geq l_{ao}, 16db$ かつ定着金物底面が梁鉄骨フランジ上面を超える長さ以上とする。
- 柱主筋中心からの側面かぶり厚さ $C_s \geq 2db$
 l_{ao} ：必要定着長さ、 db ：柱主筋直径
- XY 方向ともに、かんざし筋比 $p_{jvw} \geq 0.15\%$ のかんざし筋を配置する。



詳細図 2 SRC 造 T 形接合部

【L形接合部】

- ・ 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、RC 構造設計指針 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
ただし、出隅柱梁接合部では、 $l_{ag} \geq (2/3)D_c$ 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ことを基本とし、出隅側の梁上下主筋定着長さはできるだけ長くする。
 l_{ao} : 必要定着長さ、 db : 梁主筋直径、 D_c : 柱せい
- ・ 接合部横補強筋比、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。



詳細図 3 SRC 造 L 形接合部

【SRC 柱梁接合部関連の参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2014
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2010
- 3) 日本建築学会：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
- 4) 向出静司、益尾潔：機械式定着工法による SRC 造ト形接合部の終局耐力に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 600 号、pp.195-2001, 2006.2
- 5) 足立将人、田川浩之、益尾潔：機械式定着工法による SRC 造ト形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究、JCI 年次論文報告集、Vol.30, No.3, pp.1381-1386, 2008.7
- 6) 足立将人、益尾潔：機械式定着工法による SRC 造ト形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅲ、pp.1139-1140, 2009.8
- 7) 益尾潔、田川浩之、足立将人：機械式定着による SRC 造 T 形および L 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第 637 号、pp.543-550, 2009.3
- 8) 益尾潔、足立将人：機械式定着による RC 造ト形柱梁接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 627 号、pp.819-826, 2008.5

【柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部編】

設計指針

目 次

1 章 適用範囲	設計 2-1
2 章 材料	設計 2-2
3 章 本編の基本事項	設計 2-3
4 章 柱主筋定着設計	設計 2-5
4.1 柱主筋定着形式	
4.2 柱主筋の定着長さ	
4.3 □形プレートを併用した機械式定着	
5 章 構造規定	設計 2-13
5.1 梁鉄骨およびふさぎ板	
5.2 SRC 柱内蔵鉄骨および接合部せん断補強筋	
5.3 かんざし筋および定着部拘束筋	
柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部関連の参考文献	設計 2-20

1章 適用範囲

本編は、柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着設計に適用する。

本編に記載のない事項は、DB ヘッド定着工法 RC 構造設計指針(2017 年)・基本設計編および応用設計編(以下、RC 構造設計指針と略記する)の関連する章、ならびに関連する法令および基・規準によるほか、第三者機関の技術評価を取得した柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部に関する設計指針によるものとする。

【解説】

【柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部編】は、SABTEC 機械式定着工法 設計指針(2014 年)に準拠している。

(関連する法令および基・規準類)

[日本建築学会]

- ・日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工、2001
- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2014 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(2010 年)

[国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所 監修]

- ・2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

2章 材料

(1) コンクリート

SRC 柱梁接合部編 2 章(1)による。

(2) 鉄筋

3 章 本編の基本事項 1)による。

(3) DB ヘッド

SRC 柱梁接合部編 2 章(3)による。

(4) 鋼材

3 章 本編の基本事項 1)による。

【解説】

【柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部編】の材料は、柱主筋定着耐力の妥当性が柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部実験で確認された範囲で設定されている。

3章 本編の基本事項

- 1) 本編で用いる柱主筋は、SD295A, B, SD345, SD390 とし、鋼材は、SS400, SN400A, B, SN490B, C, SM490A, B, C とする。
- 2) 柱主筋が定着される T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の設計では、柱梁接合部せん断破壊および柱主筋定着破壊を防止し、柱曲げ降伏型とすることを基本とする。

【解説】

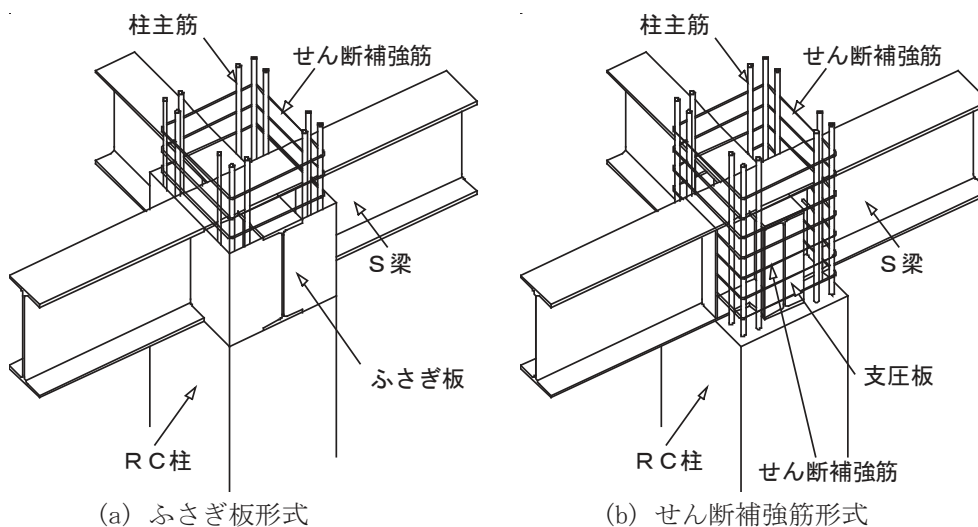
(1) 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着設計の背景

柱 RC 梁 S 接合部は、大型店舗や物流倉庫など、大規模な純ラーメン骨組に適した RC 柱と鉄骨 (S) 梁で構成される混合構造¹⁾の柱梁接合部であり、建設会社を中心に開発を行い、第三者機関の技術評価を取得し、実建物に適用されている。しかし、柱主筋が定着される最上階の T 形接合部、特に L 形接合部の実験が不足しているため、柱主筋定着設計法は確立されていない。

通常、柱 RC 梁 S 混合構造骨組の現場施工では、RC 柱の柱頭部までコンクリートを打設した後、鉄骨 (S) 梁の建方を行い、接合部コンクリートを打設し、合成スラブが施工される。これに対し、小鉄骨を挿入する SRC 柱を用いた柱 SRC 梁 S 接合部とすれば、鉄骨の建方を先行できるので、現場施工の合理化につながる。

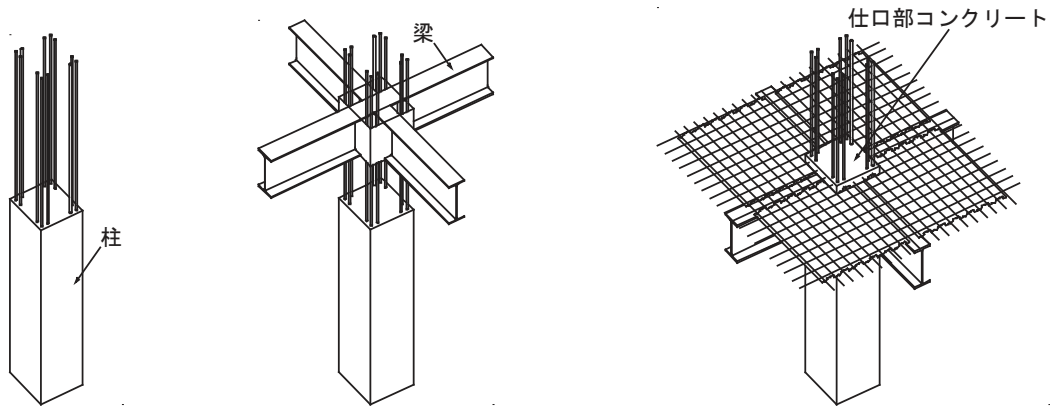
柱 RC 梁 S 接合部の補強形式には、解図 3.1 に示すように、ふさぎ板形式とせん断補強筋形式がある。解図 3.2 に、ふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 混合構造骨組の現場施工フロー例を示す。

本編では、以上の点に着目した文献 6) の実験を基に、柱主筋が定着される T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着設計法を示している。



解図 3.1 柱 RC 梁 S 接合部の補強形式

【注記】①柱 CON 打設後、②鉄骨建方およびデッキプレート敷込みを行い、③仕口 CON とスラブ CON の打設が行われる。

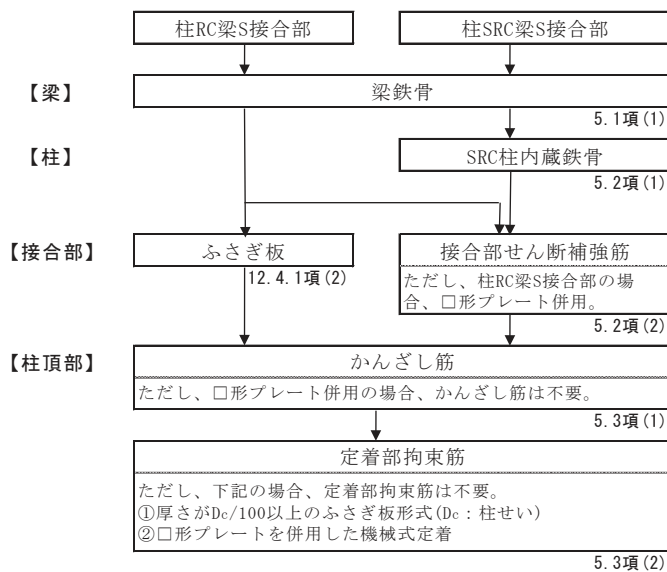


① 柱 CON 打設 ②鉄骨建方 ③仕口 CON 打設
解図 3.2 ふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 混合構造骨組の現場施工フロー例

(2) 本編での設計方針

通常、T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の場合、柱曲げ降伏先行型になり、最終破壊形式は、梁鉄骨ウェブのせん断耐力が高いので、柱主筋定着破壊型になることが多い。本編では、実験を基に、柱主筋が定着される T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の設計では、接合部せん断耐力および柱主筋定着耐力を確保し、柱曲げ降伏型とすることを基本としている。以上より、T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の目標性能は、柱曲げ降伏型の RC 柱梁接合部と同様、RC 構造設計指針 4.1 節の設計限界層間変形角 RuD を 2 倍した層間変形角 (3/100) に達するまで、接合部せん断破壊および柱主筋定着破壊を起こさないこととする。すなわち、T 形、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部は、4 章の柱主筋定着設計および 5 章の構造規定を満足するように設計する。

5 章では、解図 3.3 に示すように、5.1 梁鉄骨およびふさぎ板、5.2 SRC 柱内蔵鉄骨および接合部せん断補強筋、5.3 かんざし筋および定着部拘束筋について規定した。



解図 3.3 5 章「構造規定」の構成

4章 柱主筋定着設計

4.1 柱主筋定着形式

- 1) 柱RC梁S接合部の場合、ふさぎ板形式とすれば、定着金物を用いた機械式定着としてもよく、□形プレートを併用した機械式定着とすれば、せん断補強筋形式としてもよい(図4.1)。
- 2) 柱SRC梁S接合部の場合、ふさぎ板形式のほかに、せん断補強筋形式とし、定着金物のみを用いた機械式定着としてもよい。

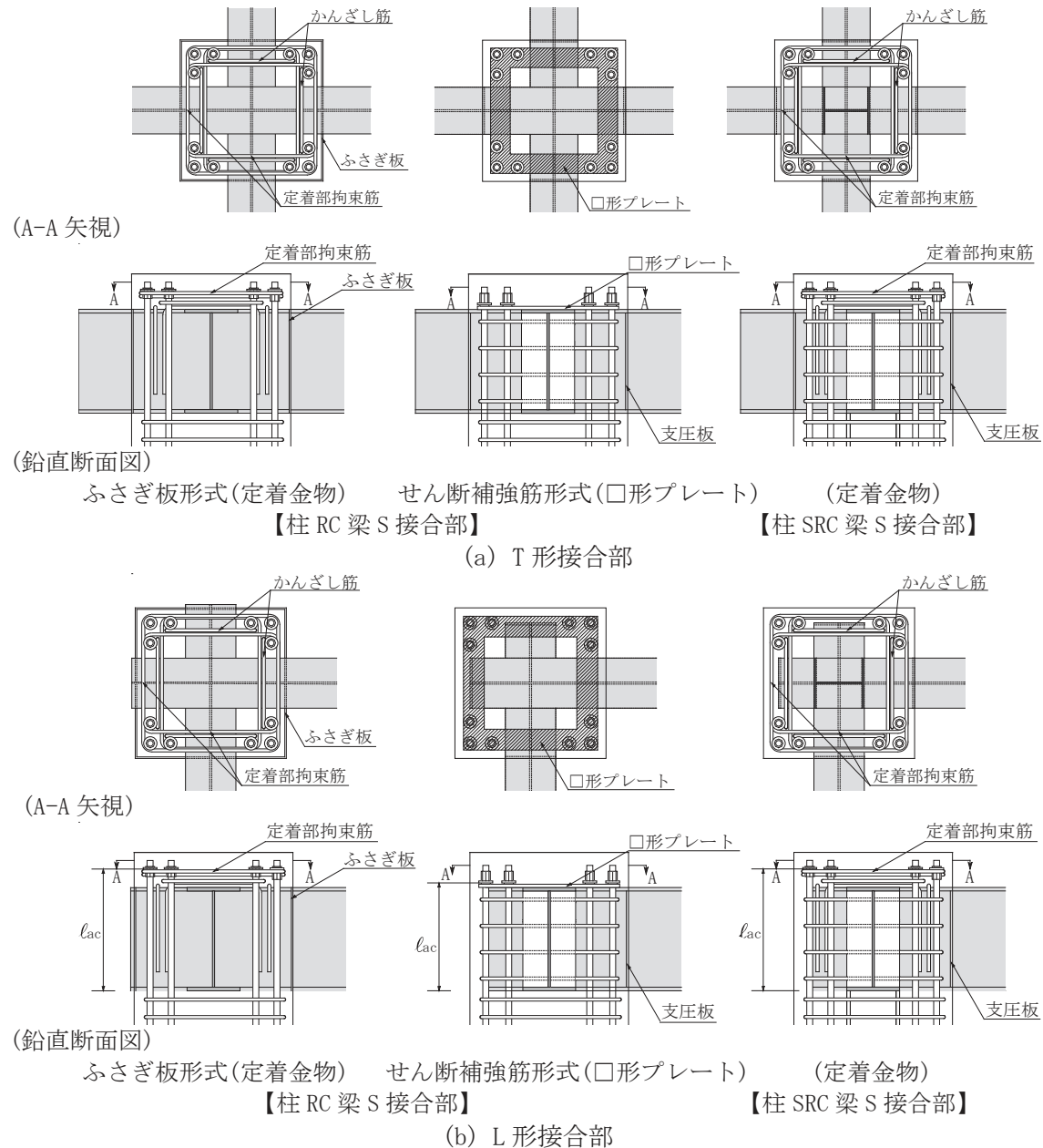


図 4.1 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の柱主筋定着形式(標準図)

4.2 柱主筋の定着長さ

柱主筋の定着長さ l_{ac} は、梁鉄骨下フランジ下面から定着板内面までの寸法とし、 $21d_b$ 以上、かつ、式(4.1)の必要定着長さ l_{ab} 以上とする。 d_b は柱主筋直径(呼び名の値)を示す。

$$l_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b) \quad (4.1)$$

ここに、 f_b ：付着割裂の基準となる強度(N/mm²)で、 $f_b = (F_c/40) + 0.9$ とする。

F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

σ_t ：仕口面での柱主筋の引張応力で、

原則として、短期引張許容応力度(N/mm²)とする。

S ：必要定着長さの修正係数で、 $S=0.7$ とする。

α ：柱梁接合部コアの拘束度合いの影響係数

ふさぎ板形式の場合、 $\alpha=1.0$ 、せん断補強筋形式の場合、 $\alpha=1.25$

4.3 口形プレートを併用した機械式定着

1) 梁鉄骨上フランジで支持された口形プレートの設計は、式(4.2)による(図4.2)。

$$Q_{mu} \geq T_{py}, \quad Q_{mu} = (M_p + M_t) / L_e, \quad T_{py} = \gamma_p \cdot T_{ryo} / 2 \quad (4.2)$$

$$L_e = \alpha_p \cdot L_r \quad (4.3)$$

ここに、 Q_{mu} ：柱断面隅角部1箇所あたりの口形プレートの終局時せん断力

T_{py} ：柱断面隅角部1箇所あたりの全柱隅筋の終局時引張力

γ_p ：引張力付加係数で、柱主筋の鋼種に応じて決定する。

SD295A, B： $\gamma_p=0.3$ 、SD345、SD390： $\gamma_p=0.25$

M_p ：口形プレートの全塑性モーメント($M_p = \sigma_{sy} \cdot B_p \cdot t_p^2 / 4$)

M_t ：口形プレートの降伏ねじりモーメント($M_t = \tau_{sy} \cdot B_p \cdot t_p^2 / 3$)

σ_{sy} 、 τ_{sy} ：口形プレートの引張強度およびせん断強度($\tau_{sy} = \sigma_{sy} / \sqrt{3}$)

SS400, SN490, SM490の場合、 $\sigma_{sy} = 1.1 \sigma_{syo}$ としてもよい。

σ_{syo} ：規格降伏点 B_p 、 t_p ：口形プレートの幅および厚さ

T_{ryo} ：柱断面隅角部1箇所あたりの全柱隅筋の規格降伏引張力

L_e ：口形プレート隅角部の有効長さ、 α_p ：有効長さ係数($\alpha_p=0.2$ とする。)

L_r ：梁鉄骨フランジ先端から柱隅筋中心までの距離

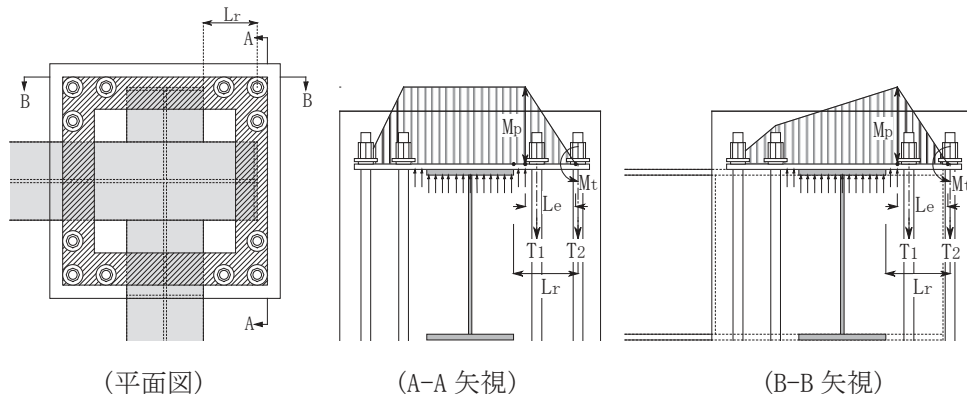


図4.2 口形プレートの抵抗機構および有効スパン長

2) □形プレートの厚さ t_p は 12mm 以上、幅 B_p は $3d_b$ 以上とし、□形プレートの外面は、JASS5 の設計かぶり厚さを満足するように決定する(図 4.3)。

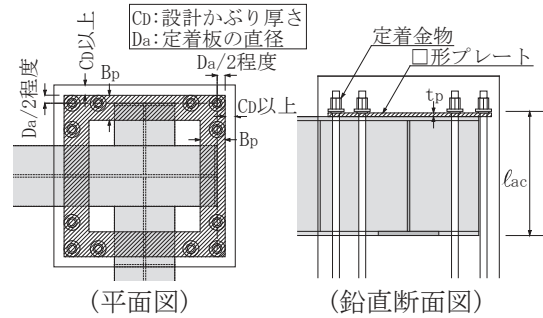


図 4.3 □形プレートと柱主筋定着部の納まり

【解説】

(1) 柱 RC 梁 S 接合部における接合部補強形式と柱主筋定着形式の組合せ

図 4.1 に示すように、柱 RC 梁 S 接合部の場合、ふさぎ板形式では、定着金物を用いた柱主筋定着形式とすることができるが、せん断補強筋形式では、□形プレートと定着金物を併用した柱主筋定着形式とする必要がある。

ふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 接合部は、ふさぎ板の横拘束効果によって、接合部せん断耐力確保の点で、せん断補強筋形式よりも優れている¹⁾。

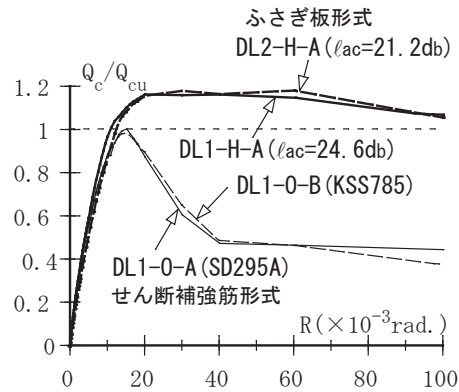
文献 6) の L 形接合部の実験によると、解図 4.1 に示すように、ふさぎ板形式の場合、本編の規定を満足すれば、設計目標の変形性能 ($R_{80} \geq 3/100$) を確保できる。

同図中、 Q_c は柱せん断力、 Q_{cu} は柱曲げ終局耐力時せん断力、 R は層間変形角、 R_{80} は最大耐力の 80% 耐力低下時の限界層間変形角実験値である。

一方、せん断補強筋形式の柱 RC 梁 S 接合部の場合、定着金物を用いた柱主筋定着形式にすると、柱曲げ降伏後、早期に定着破壊を起こす恐れがある。

文献 2)～5) の実験では、柱 RC 梁 S 接合部および RC 柱梁接合部について、柱主筋定着耐力に対する□形プレートの有効性が確認されている((4)項および(5)項 参照)。これらの実験によると、□形プレートを併用した機械式定着とすれば、梁鉄骨上フランジ上面に配置した□形プレートの曲げ抵抗が柱主筋定着耐力に付加されるので、柱曲げ降伏後、設計目標の変形性能が確保される。

これらより、4.1 節では、ふさぎ板形式の場合、柱主筋定着形式は定着金物を用いた機械式定着としてもよく、せん断補強筋形式の場合、機械式定着は□形プレート併用の場合に限定した。



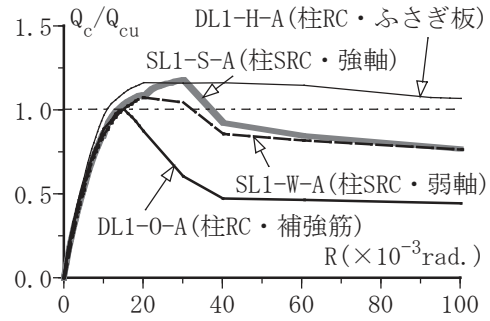
解図 4.1 せん断補強筋形式とふさぎ板形式柱 RC 梁 S 接合部の $Q_c - R$ 関係の比較

(2) 柱 SRC 梁 S 接合部における接合部補強形式と柱主筋定着形式の組合せ

柱 SRC 梁 S 接合部の場合、文献 6) の実験によると、解図 4.2 に示すように、せん断補強筋形式でも、SRC 柱内蔵鉄骨の存在に起因し、柱曲げ耐力が増大する一方で、柱主筋定着破壊の発生時期が遅延するため、最大耐力は柱 RC 梁 S 接合部よりも向上し、設計目標の変形性能 ($R_{80} \geq 3/100$) が確保される。

同図中、SL1-S-A, SL1-W-A はせん断補強筋形式の柱 SRC 梁 S 接合部試験体であり、DL1-H-A はふさぎ板形式、DL1-O-A はせん断補強筋形式のそれぞれ柱 RC 梁 S 接合部試験体である。

これらより、柱 SRC 梁 S 接合部の場合、柱主筋定着形式は定着金物を用いた機械式定着としてもよいとした。



解図 4.2 柱 SRC 梁 S 接合部と柱 RC 梁 S 接合部の $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係の比較

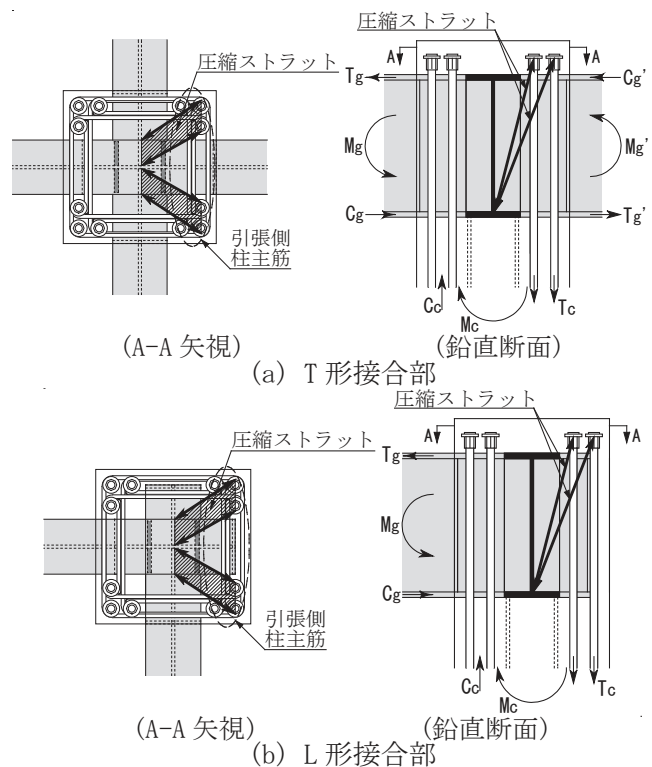
(3) 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着部の抵抗機構と必要定着長さ

解図 4.3 に、文献 6) の実験を基に推定した柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着部の抵抗機構を示す。

すなわち、引張側柱主筋定着部とそれに隣接する直交梁鉄骨下フランジ間の圧縮ストラットの効果によって、RC 構造設計指針・解図 8.2 の RC 造 L 形接合部と類似した抵抗機構が形成される。その結果、柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着耐力は、上記の圧縮ストラットに対する水平成分に支配される恐れがある。

上記の点を踏まえ、柱主筋必要定着長さ l_{ab} は、RC 計算規準 17 条の算定式に準じ、式(4.1)で算定することとした⁶⁾。同式の定式化は、RC 計算規準 17 条の算定式と同じであり、修正係数 S は、RC・ト形接合部の梁主筋定着耐力の実験結果を基に定めた値 (0.7) と同じとした。また、式(4.1)では、 α を柱梁接合部コアの拘束度合いの影響係数であり、実験を基に、ふさぎ板形式の場合、 $\alpha = 1.0$ 、せん断補強筋形式の場合、 $\alpha = 1.25$ とした。

実験 $T^{(1)} \sim T^{(13)}$ によると、定着金物を用い、限界層間変形角 R_{80} が目標値 ($R_{80} \geq 3/100$) を満足する試験体は、柱主筋が SD390 の場合で、ふさぎ板形式では、T 形接合部試験体であり、それらの柱主筋定着長さ l_{ac} はいずれも $16d_b$ である ((4) 項 参照)。また、せん断補強筋形式では、文献 6) の



解図 4.3 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部における柱主筋定着部の抵抗機構

実験による L 形・柱 SRC 梁 S 接合部試験体のみであり、それらの柱主筋定着 l_{ac} の最小値は 21db である ((5) 項 参照)。db は柱主筋直径である。

これらより、T 形、L 形接合部ともに、ふさぎ板形式、せん断補強筋形式に係わらず、柱主筋を SD390 以下とし、柱主筋定着長さ l_{ac} の最小値を 21db とした。

ふさぎ板形式の場合、コンクリート強度、鉄筋鋼種に係わらず、式(4.1)の柱主筋の必要定着長さ比(l_{ab}/db)は、21 以下となるので、すべて構造規定の値(21)で決まる。

せん断補強筋形式の場合、解表 4.1 に示すように、柱主筋の必要定着長さ比は、Fc21 あるいは Fc27 以下の時、構造規定の値(21)よりも大きくなる。

解表 4.1 せん断補強筋形式による柱主筋必要定着長さ比 (l_{ab}/db)

Fc (N/mm ²)	fb (N/mm ²)	せん断補強筋形式		
		SD345	SD390	
21	1.4	22	24	
24	1.5	21	23	
27	1.6		22	
30	1.7		21	21
33	1.7			
36	1.8			
39	1.9			
42	2.0			
45	2.0			
48	2.1			
51	2.2			
54	2.3			
57	2.3			
60	2.4			

Fc : コンクリートの設計基準強度
fb : 付着割裂の基準となる強度

(4) T 形・柱 RC 梁 S 接合部試験体の目標性能の検証

検討対象の T 形接合部試験体の柱主筋定着方法と破壊形式を解表 2.2、 $R_{80}-l_{ac}/l_{ab}$ 関係を解図 4.4 に示す。R80 は最大耐力の 80%耐力低下時の限界層間変形角実験値である。

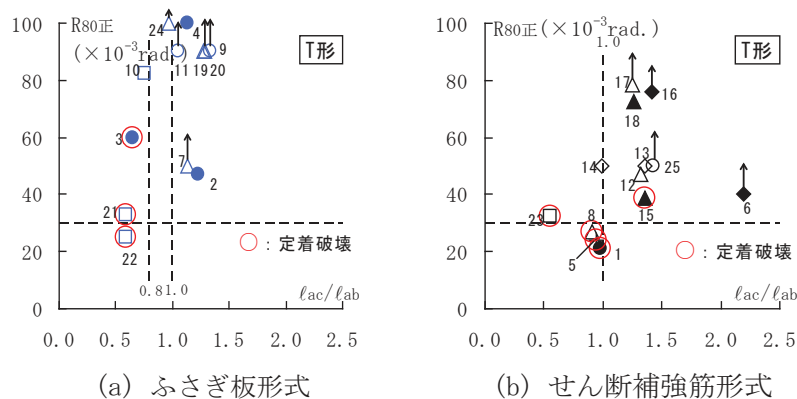
解図 4.4 によると、 $l_{ac}/l_{ab} \geq 1$ の時、 $R_{80} \geq 3/100$ の試験体は、ふさぎ板形式の場合、定着金物(通し No. 2, No. 4)、ナット定着(通し No. 7, No. 19, No. 20, No. 24)、せん断補強筋形式の場合、□形プレート(P1)形式および 2 分割プレート(P2)形式の(通し No. 6, No. 13, No. 14, No. 16)である。せん断補強筋形式の場合、 $l_{ac}/l_{ab} \approx 1$ の定着金物(通し No. 1)、ナット定着(通し No. 8)の R80 は 3/100 を下回った。

解表 4.2 検討対象 T 形接合部試験体の柱主筋定着形式と破壊形式

補強形式	柱主筋定着方法	破壊形式					凡例	文献
		柱	梁	接	定	計		
補強筋	直線定着(S)	0	0	0	1	1	□	T(11)
	全フック(H1)	1	0	0	0	1	○	T(13)
	隅筋フック(H2)	1	0	0	1	2	▲	T(8), T(9)
	ナット定着(N)	2	0	0	1	3	△	T(5), T(7), T(9)
	機械式定着(M)	0	0	0	1	1	●	T(1)
	□形プレート(P1)	2	0	0	0	2	◆	T(4), T(8)
	2分割プレート(P2)	2	0	0	0	2	◇	T(7)
	4分割プレート(P3)	0	0	0	1	1	+	T(3)
	合計	8	0	0	5	13		
ふさぎ板	直線定着(S)	1	0	0	2	3	□	T(6), T(11)
	全フック(H1)	2	0	0	0	2	○	T(6)
	ナット定着(N)	4	0	0	0	4	△	T(5), T(10), T(12)
	機械式定着(M)	2	0	0	1	3	●	T(1), T(2)
	合計	9	0	0	3	12		

【破壊形式】柱：柱曲げ破壊型、梁：梁曲げ破壊型、接：接合部せん断破壊型、定：柱主筋定着破壊型

(注) 図中の数値は、試験体の通し No. を示す。



解図 4.4 T 形・柱 RC 梁 S 接合部試験体の $R_{80}-l_{ac}/l_{ab}$ 関係

(5) L形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体の目標性能の検証

文献6)と文献L(1),L(2)の実験によるL形接合部試験体の柱主筋定着方法と破壊形式を解表4.3、 $R_{80} - l_{ac}/l_{ab}$ 関係を解図4.5に示す。

同図によると、 $l_{ac}/l_{ab} \geq 1$ の時、柱 RC 梁 S 接合部の場合、ふさぎ板形式では、定着金物試験体(DL1-H-A, DL2-H-A)⁶⁾でも、 $R_{80} \geq 3/100$ を満足する。

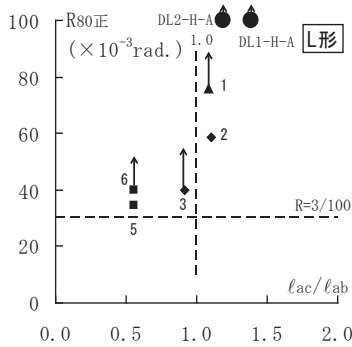
せん断補強筋形式試験体では、 $l_{ac}/l_{ab} \approx 1$ の定着金物試験体(DL1-0-A, B)⁶⁾の R_{80} は、 $3/100$ を下回った。ただし、柱 SRC 梁 S 接合部の場合、せん断補強筋形式でも、 $l_{ac}/l_{ab} \geq 1$ の定着金物試験体(SL1-S-A, SL1-W-A)⁶⁾の R_{80} は $3/100$ 以上となる。

また、 $l_{ac}/l_{ab} < 1$ の SL2-S-A, B, SL2-W-A の R_{80} は $3/100$ 以上となった。これは、柱 SRC 梁 S 接合部では、柱主筋定着長さよりも、内蔵柱鉄骨の効果が卓越するためであると考えられる。

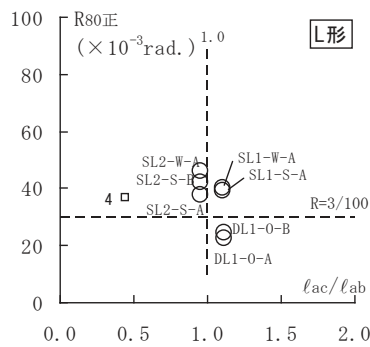
解表 4.3 検討対象 L 形接合部試験体の柱主筋定着形式と破壊形式

補強形式	柱主筋定着方法	破壊形式					文献	凡例	
		柱	梁	接	定	計		L(1,2)	本実験
補強筋	直線(S)	0	0	0	1	1	L(2)	□	
	機械式定着(M)	0	0	0	7	7	RCS, SRCS		○
	合計	0	0	0	1	8			
ふさぎ板	直線(S)	0	1	0	1	2	L(2)	■	
	全フック(H1)	1	0	1	0	2	L(1)	◆	
	隅筋フック(H2)	0	1	0	0	1	L(1)	▲	
	機械式定着(M)	2	0	0	0	2	RCS		●
	合計	1	2	1	1	7			

【破壊形式】柱：柱曲げ破壊型、梁：梁曲げ破壊型、
接：接合部せん断破壊型、定：柱主筋定着破壊型
(注)文献 RCS, SRCS は、文献6)を指す。



(a) ふさぎ板形式



(b) せん断補強筋形式

(注) 図中の数値は、文献L(1),L(2)の試験体の通し No. を示す。

解図 4.5 L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体の $R_{80} - l_{ac}/l_{ab}$ 関係(正加力)

(6) 口形プレートの設計条件

梁鉄骨上フランジ上面を跨ぐ口形プレートの場合、図4.2に示すように、引張側柱主筋の引張力によって、梁鉄骨上フランジで支持された口形プレート付け根に曲げモーメントが生じ、口形プレート隅角部(交差部)にねじりモーメントが生じる。柱断面隅角部1箇所配置される柱主筋に引張力 T_1, T_2 が生じるとし、以下の仮定を設けると、口形プレートの柱断面隅角部1箇所あたりの終局時せん断力 Q_{μ} は、式(4.2)の第2式で求められる。

- ① 柱隅筋中心から有効長さ L_e だけ柱中央側に入った箇所では、口形プレート下面のコンクリートからの支圧反力は発生し、それより外側では、支圧反力は発生しない。
- ② T_1 側と T_2 側の柱主筋はともに引張降伏する。
- ③ H形鋼フランジ先端から $L_r - L_e$ の位置で、口形プレートの曲げモーメントは全塑性モーメント M_p に達し、 L_r (柱隅筋中心) の位置で、直交方向の口形プレートから伝達されるねじりモーメントが降伏ねじりモーメント M_t に達する。

せん断補強筋形式で、定着金物を用いた機械式定着では、柱主筋定着長さ l_{ac} を必要定着長さ l_{ab} と同程度とした実験⁶⁾によると、解図4.1に示すように、柱曲げ終局耐力時柱主筋引張力と同程度の定着耐力が確保されるが、設計で保証すべき柱曲げ降伏後の変形性能は確保されない。変形性能確保のためには、せん断補強筋形式の実験で確認できた定着耐力の「 $\gamma_p=(\sigma_y/\sigma_{yo})-1$ 」倍以上の付加耐力を□形プレートの曲げ抵抗で確保する必要がある。 γ_p は引張力付加係数、 σ_y 、 σ_{yo} は柱主筋の上限強度算定用材料強度および規格降伏点である(RC構造設計指針・解表5.1参照)。

これらによると、□形プレートの柱断面隅角部1箇所あたりの終局時せん断力 Q_{mu} は、式(4.2)に示すように、全柱隅筋の終局時引張力 T_{py} 以上としなければならない。式(4.2)の第2式と第3式を等値すると、基準有効長さ Le_o および基準有効長さ係数 α_{po} が下式で求まる。

$$Le_o=2(M_p+M_t)/(\gamma_p \cdot T_{ry_o}) \quad \text{(解4.1)}$$

$$\alpha_{po}=Le_o/L_r \quad \text{(解4.2)}$$

文献2),3)の実験について算出した基準有効長さ係数 α_{po} を解表4.4に示す。最小の α_{po} は0.16であるので、安全側の値として、式(4.3)中の有効長さ係数 α_p は「0.2」とした。

解表4.4 既往実験より算出した基準有効長さ係数 α_{po}

文献	試験体	柱主筋					□形プレート						
		配筋	σ_{ry_o} (N/mm ²)	γ_p	T_{ry_o} (kN)	L_r (mm)	B_p (mm)	t_p (mm)	σ_{sy} (N/mm ²)	M_p (kN・mm)	M_t (kN・mm)	Le_o (mm)	α_{po}
※2	No. 12	3-D16	390	0.25	233	96	50	16	264	844.8	650	51	0.54
※3	NU2	3-D16	390	0.25	233	100	50	9	264	267.3	206	16	0.16

(注) $Le_o=2(M_p+M_t)/(\gamma_p \cdot T_{ry_o})$ 、 $\alpha_{po}=Le_o/L_r$

【□形プレートの計算例】

下記の仕様について、式(4.2)を用いて□形プレートを定める。検討結果を解表4.5に示す。

(柱主筋) 柱断面隅角部1箇所当たりの全柱隅筋本数：3本、鋼種：SD390

呼び名：D25, D29, D32, D35, D38, D41、柱隅筋位置： $L_r=5.5db$

(□形プレート) 鋼種：SS400, SN490、 $B_p=4db$ 、 db ：柱主筋直径(呼び名の値)

解表4.5 □形プレートの計算例

	柱主筋					□形プレート						
	配筋	σ_{ry_o} (N/mm ²)	L_r (mm)	T_{ry_o} (kN)	T_{py} (kN)	B_p (mm)	t_p (mm)	σ_{sy} (N/mm ²)	M_p (kN・mm)	M_t (kN・mm)	Q_{mu} (kN)	Q_{mu}/T_{py}
SS 400	3-D25	390	138	593	74	100	16	264	1690	1301	109	1.47
	3-D29	390	160	751	94	116	16	264	1960	1509	109	1.16
	3-D32	390	176	929	116	128	19	264	3050	2348	153	1.32
	3-D35	390	193	1120	140	140	19	264	3336	2568	153	1.10
	3-D38	390	209	1334	167	152	22	264	4855	3738	206	1.23
	3-D41	390	226	1568	196	164	22	264	5239	4033	206	1.05
SN 490	3-D25	390	138	593	74	100	12	357.5	1287	991	83	1.12
	3-D29	390	160	751	94	116	16	357.5	2654	2043	147	1.57
	3-D32	390	176	929	116	128	16	357.5	2929	2254	147	1.27
	3-D35	390	193	1120	140	140	19	357.5	4517	3477	208	1.48
	3-D38	390	209	1334	167	152	19	357.5	4904	3775	208	1.25
	3-D41	390	226	1568	196	164	22	357.5	7094	5461	278	1.42

1) $Le_o=\alpha_p \cdot L_r$ 、 $\alpha_p=0.2$ 、 $B_p=4db$ 、 $L_r=5.5db$ 、 db ：柱主筋直径(呼び名の値)

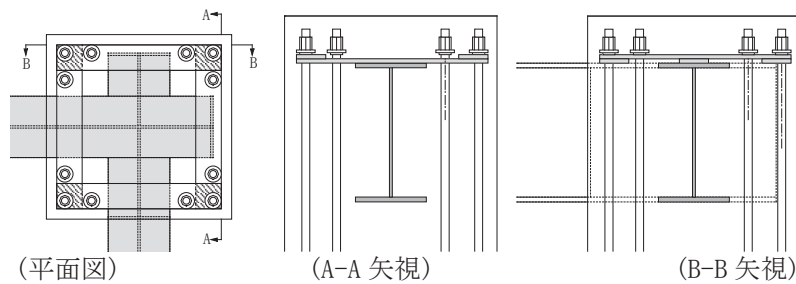
2) □形プレート鋼種：SS400, SN490、柱主筋鋼種：SD390 ($\gamma_p=0.25$)

(7) 口形プレートと柱主筋との接合部の納まり

文献 2)～5)の実験では、柱断面が 450mm×450mm または 400mm×400mm に対して、口形プレートの厚さ t_p は 6mm、9mm、16mm、幅 B_p は柱主筋直径の 3 倍程度としている。これらより、口形プレートの厚さ t_p は 12mm 以上、幅 B_p は $3d_b$ 以上とした。 d_b は柱主筋直径を示す。

柱主筋中心から口形プレートの外面までの距離を $1.25d_b$ とすれば、口形プレートと定着板の外面がほぼ一致する。解図 4.6 に示すように、柱主筋定着長さ l_{ac} が梁鉄骨せいを超える場合、梁鉄骨上フランジ上部にライナープレート挿入するなどの措置を講じればよい。

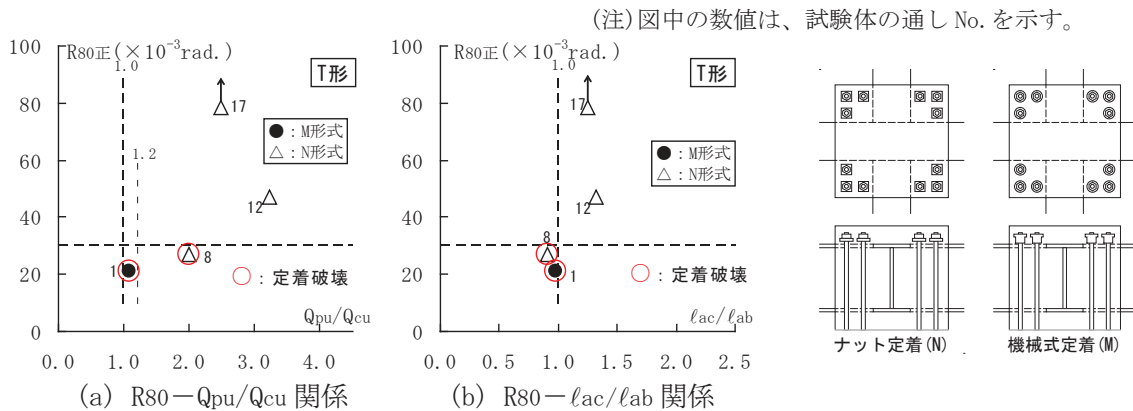
一方、口形プレートを 1 枚の鋼板より切り出すと、加工費用が嵩む。そのような場合、解図 4.6 に示すように、口形プレートを 4 枚の帯鋼板を組み合わせて製作すればよい。ただし、この場合、帯鋼板同士の交差部では、ねじり抵抗を期待できないので、式(4.2)中の降伏ねじりモーメント M_t を「0」とし、口形プレートを設計しなければならない。



解図 4.6 4 枚の帯鋼板を組み合わせた口形プレート

(8) せん断補強筋形式・柱 RC 梁 S 接合部の特例

文献 T(1)～T(13)の実験によると、せん断補強筋形式で定着金物(M形式)と類似したナット(N形式)でも、解図 4.7 に示すように、 $l_{ac}/l_{ab} \geq 1.3$ 程度、 $l_{ac} \geq 25d_b$ かつ $Q_{pu}/Q_{cu} \geq 2$ 程度の場合、柱主筋は定着破壊を起こさず、 $R_{80} \geq 3/100$ の変形性能が確保される(解表 4.2 参照)。この場合、せん断補強筋形式の柱 RC 梁 S 接合部でも、定着金物を用いた機械式定着としてもよい。



解図 4.7 せん断補強筋形式の柱 RC 梁 S 接合部による機械式定着(M)およびナット定着(N)

5章 構造規定

5.1 梁鉄骨およびふさぎ板

(1) 梁鉄骨

- 1) 梁鉄骨は、XY方向ともに、原則として、柱梁接合部内を貫通させる。
- 2) ふさぎ板形式の場合、梁鉄骨先端部とふさぎ板を溶接する。
- 3) せん断補強筋形式の場合、L形接合部内の梁鉄骨先端部は、せん断補強筋の内側に配置してもよい。T形接合部内の梁鉄骨柱面位置およびL形接合部内の梁鉄骨柱面位置と先端部には、それぞれ支圧板を配置する。
- 4) 支圧板の厚さは、原則として、梁鉄骨ウェブの厚さ以上とする。ただし、特別の検討を行った場合、この限りでない。

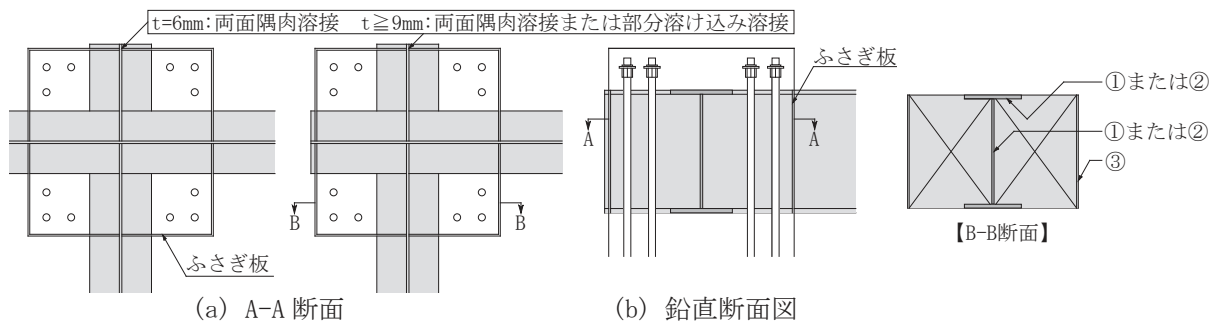
(2) ふさぎ板

- 1) ふさぎ板の厚さは6mm以上、かつ、柱せい D_c の1/125以上とする。
- 2) ふさぎ板と梁鉄骨との接合は、ふさぎ板の厚さが6mmの場合、両面隅肉溶接とし、9mm以上の場合、両面隅肉溶接または部分溶け込み溶接とする。

【解説】

(1) 鉄骨梁とふさぎ板との標準接合詳細

解図 5.1 に、鉄骨梁とふさぎ板との標準接合詳細を示す。同図では、③コーナー部の標準溶接仕様は突き合せ溶接としている。ただし、ふさぎ板の折曲げ加工も可能とする。その場合、折曲げ部の仕様は、JASS 6(鉄骨工事技術指針・工場製作編、4.12 曲げ加工)による。



①隅肉溶接 ($t \leq 16$)		②部分溶け込み溶接 ($12 \leq t \leq 19$)		③コーナー部(突き合せ溶接)																			
				($t=6$)	($6 < t \leq 19$)																		
両面溶接	片面溶接	両面溶接		裏板あり	裏板なし																		
サイズ																							
<table border="1"><tr><td>t</td><td>6</td><td>9</td><td>12</td><td>16</td></tr><tr><td>s</td><td>5</td><td>7</td><td>9</td><td>12</td></tr></table>	t	6	9	12	16	s	5	7	9	12	<table border="1"><tr><td>t</td><td>12</td><td>16</td><td>19</td></tr><tr><td>D</td><td>10</td><td>11</td><td>12</td></tr></table> $t/4 \leq s \leq 10$	t	12	16	19	D	10	11	12	$D1 = (t-2)/2$ $D2 = (t-2)/2$			35° 45° $t/4 \leq s \leq 10$
t	6	9	12	16																			
s	5	7	9	12																			
t	12	16	19																				
D	10	11	12																				

(c) 標準溶接仕様

(単位:mm)

解図 5.1 梁鉄骨とふさぎ板との標準接合詳細

(2) ふさぎ板の厚さ

T形、L形接合部のふさぎ板は、横拘束効果による接合部せん断耐力および柱主筋定着耐力への寄与を期待できる。ふさぎ板厚さ比(t/D_c)は、目標性能を満足するふさぎ板形式のT形、L形接合部試験体のうち、T形接合部・通しNo.2試験体^{T(1)}の値(1/125)以上とした。同試験体では、柱断面(D_c)は400mm×400mm、ふさぎ板の厚さ t は3.2mm、 $t/D_c=1/125$ である。

5.2 SRC 柱内蔵鉄骨および接合部せん断補強筋

(1) SRC 柱内蔵鉄骨

- 1) SRC 柱内蔵鉄骨は広幅型H形鋼とし、梁鉄骨と柱鉄骨とは剛接合とする。
- 2) SRC 柱内蔵鉄骨の強軸方向・短期許容曲げモーメント $sCMA$ は、式(5.1)を満足するものとする。

$$sCMA/sBMA \geq 0.2 \quad (5.1)$$

ここに、 $sCMA$ ：SRC 柱内蔵鉄骨の強軸方向の短期許容曲げモーメント

$sBMA$ ：梁鉄骨の短期許容曲げモーメント

(2) 接合部せん断補強筋

- 1) 接合部せん断補強筋は、原則として、フレア溶接・閉鎖型とする。ただし、フレア溶接・閉鎖型と同等の接合部せん断耐力を有するせん断補強筋であれば用いてもよい。
- 2) 接合部せん断補強筋の鋼種はSD295A, B～SD490、呼び名はD10～D16とし、せん断補強筋比 p_{jwh} は0.2%以上とする。 p_{jwh} は式(5.2)で算定する。

$$p_{jwh} = n_w \cdot a_w / (B_c \cdot D_{sg}) \quad (5.2)$$

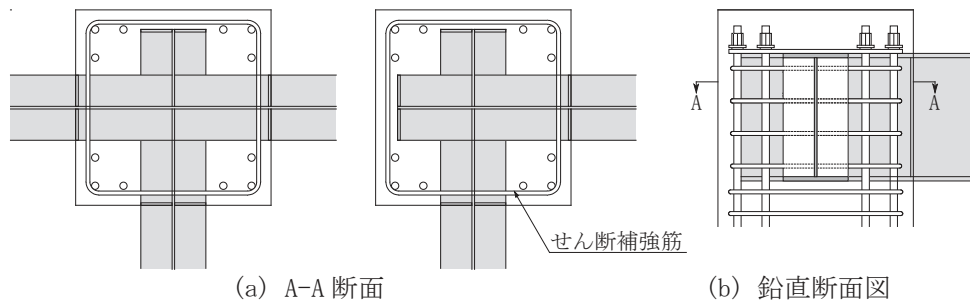
n_w ： D_{sg} 区間内の組数、 a_w ：1組のせん断補強筋の断面積、 B_c ：柱幅、 D_{sg} ：梁鉄骨せい

- 3) 梁鉄骨ウェブのせん断補強筋貫通孔の断面欠損(孔径および個数)は、日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」7条6.柱梁接合部の解説に示された条件を満足しなければならない(【SRC 柱梁接合部編】4章 参照)。

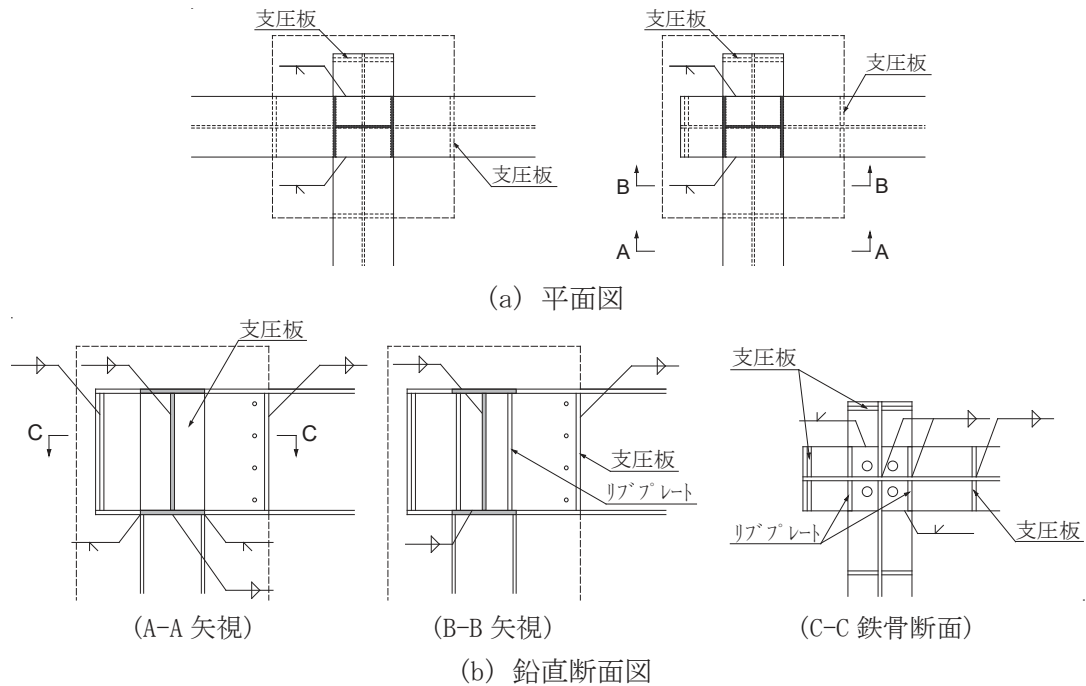
【解説】

(1) 接合部せん断補強筋の標準配筋詳細および柱SRC梁S接合部の標準鉄骨詳細

接合部せん断補強筋の標準配筋詳細を解図5.2、柱SRC梁S接合部の標準鉄骨詳細を解図5.3に示す。接合部せん断補強筋比の最小値は、文献6)の実験を基に定めた。



解図 5.2 接合部せん断補強筋の標準配筋詳細



解図 5.3 柱 SRC 梁 S 接合部の標準鉄骨詳細

(2) SRC 柱内蔵鉄骨の強軸方向・鉄骨柱梁曲げ耐力比 $sCMA/sBMA$

4 章の解説(2)で前述したように、せん断補強筋形式による柱 SRC 梁 S 接合部試験体では、SRC 柱内蔵鉄骨の存在により、柱主筋定着破壊の発生時期が遅延することが実験⁶⁾で確認されている。同実験では、広幅型 H 形鋼を SRC 柱内蔵鉄骨とし、強軸および弱軸方向の鉄骨柱梁曲げ耐力比 $sCMA/sBMA$ は、0.17~0.18 および 0.08 としている。

解図 4.2 に示すように、せん断補強筋形式による柱 SRC 梁 S 接合部試験体では、強軸、弱軸方向ともに、最大耐力実験値は柱 RC 梁 S 接合部試験体に比べて向上し、 $R80 \geq 3/100$ の変形性能が確保される。これらより、式(5.1)の鉄骨柱梁曲げ耐力比 $sCMA/sBMA$ を規定した。

(3) 梁鉄骨ウェブのせん断補強筋貫通孔

日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針」2.7 節の解説(7)によると、梁鉄骨ウェブのせん断補強筋貫通孔は、式(解 5.1)を満足しなければならない。ただし、貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数比 Z_{pn}/Z_{po} は、概ね 80%以上とすることが望ましい(日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」7 条 6. 柱梁接合部の解説 参照)。

$$Z_{pn}/Z_{po} \geq Y \cdot \nu \quad (\text{解 5.1})$$

ここに、 Z_{pn} ：貫通孔による断面欠損を考慮した塑性断面係数

Z_{po} ：梁鉄骨全断面の塑性断面係数

Y ：鋼材の降伏比で、SN400, SS400, SM400 級の鋼材では 0.59、SN490, SM490 級の鋼材では 0.66 とする。

ν ：材料強度のばらつきなどを考慮した安全率で、SN400, SS400, SM400 級の鋼材では 1.2、その他の鋼材では 1.1 とする。

5.3 かんざし筋および定着部拘束筋

(1) かんざし筋

- 1) 柱梁接合部内の梁鉄骨上フランジを跨ぐように、1組以上のかんざし筋を配置する。
ただし、□形プレートを併用した機械式定着の場合、かんざし筋を配置しなくてもよい。
- 2) 式(5.3)のかんざし筋比 p_{jw} は、0.15%以上とする。

$$p_{jw} = \Sigma a_{jv} / (Bc \cdot Dc) \quad (5.3)$$

ここに、 Σa_{jv} ：かんざし筋足部の全断面積、 Bc, Dc ：柱幅および柱せい

- 3) かんざし筋足部の全長は $30d$ 以上とする。 d はかんざし筋の直径(呼び名の値)を示す。

(2) 定着部拘束筋

- 1) 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部では、T 形、L 形接合部ともに、柱主筋定着部の定着金物周囲に、XY 方向ともに、中子形式の定着部拘束筋を 1 組以上配置する。

ただし、下記の場合、定着部拘束筋を配置しなくてもよい。

- ① 厚さが $Dc/125$ 以上のふさぎ板形式 (Dc ：柱せい)
- ② □形プレートを併用した機械式定着

- 2) 定着部拘束筋は、式(5.4)を満足するように定める。

$$T_{Hy} \geq \gamma_H \cdot T_{cy}, \quad T_{Hy} = A_H \cdot \sigma_{Hy}, \quad T_{cy} = a_{ct} \cdot \sigma_{cy} / (cQ_{cu} / cQ_{gu}) \quad (5.4)$$

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} ：柱梁耐力比 cQ_{cu} / cQ_{gu} を考慮した引張側柱主筋の降伏引張力

a_{ct} ：引張側柱主筋の全断面積、 σ_{cy} ：柱主筋の降伏強度(規格降伏点とする。)

cQ_{cu} / cQ_{gu} ：柱梁耐力比

ただし、柱曲げ降伏先行型の T 形、L 形接合部の場合、 $cQ_{cu} / cQ_{gu} = 1.0$ とする。

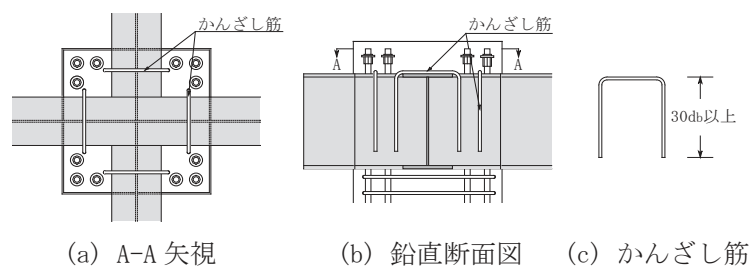
cQ_{cu} ：柱曲げ終局耐力時柱せん断力、 cQ_{gu} ：梁曲げ終局耐力時柱せん断力

γ_H ：定着部拘束筋の引張力伝達係数 ($\gamma_H = 0.15$ とする。)

【解説】

(1) かんざし筋の配筋詳細

かんざし筋は、文献 6) の実験を基に規定した。かんざし筋の標準配筋詳細を解図 5.4 に示す。□形プレートを併用した機械式定着の場合、図 4.1 に示すように、□形プレートによって接合部コンクリートストラットの有効性を高めているので、かんざし筋を配置しなくてもよいとした。



解図 5.4 かんざし筋の標準配筋詳細

(2) 定着部拘束筋の配筋詳細

解図 5.5 に、定着部拘束筋の標準配筋詳細を示す。文献 6) の実験によると、ふさぎ板形式の場合、ふさぎ板の横拘束効果が卓越し、定着部拘束筋のひずみはほとんど発現しない((3) 項 参照)。これらより、5.1 節(2) の構造規定による厚さが $D_c/125$ 以上のふさぎ板の場合、定着部拘束筋を配置しなくてもよいとした。

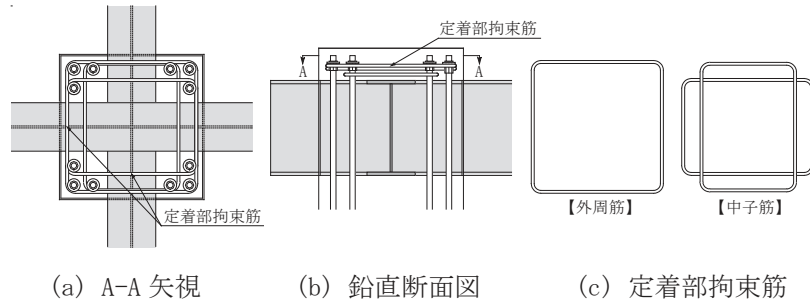


図 5.5 定着部拘束筋の標準配筋詳細

(3) 定着部拘束筋の抵抗機構および引張力伝達率

文献 6) の実験によると、T 形、L 形の柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部は、解図 5.6 の抵抗機構を形成すると考えられる。この場合、定着部拘束筋は、接合部コンクリートストラットの水平成分 T_H に対する抵抗を考慮し、式 (5.4) を規定した。

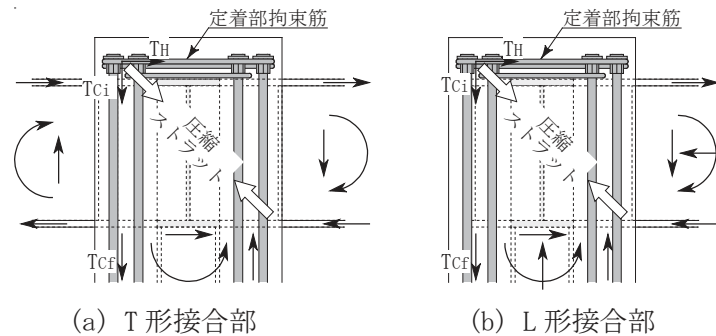


図 5.6 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の抵抗機構

柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体⁶⁾の定着部拘束筋の引張力基準伝達係数 γ_{Ho} ($=T_{Hy}/T_{Cy}$) を解表 5.1 に示す。同表によると、定着部拘束筋の鋼種が SD295 の場合、 $\gamma_{Ho}=0.13$ 、785N/mm² 級の場合 $\gamma_{Ho}=0.27$ となるので、定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_H は 0.15 とした。

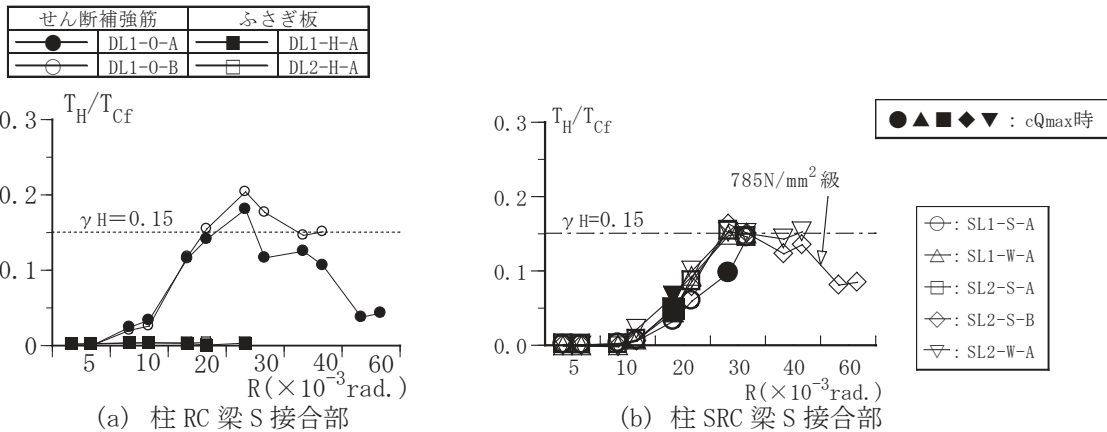
解表 5.1 定着部拘束筋の引張力基準伝達係数 γ_{Ho}

定着部 拘束筋 鋼種	引張側柱主筋				定着部拘束筋				γ_{Ho}
	配筋	a_{ct} (mm ²)	σ_{cy} (N/mm ²)	T_{cy} (kN)	配筋	A_H (mm ²)	σ_{Hy} (N/mm ²)	T_{Hy} (kN)	
SD295	6-D19	1722	449	773	4-D10	284	367	104	0.13
785級					4-S8	200	1040	208	0.27

(注) $\gamma_{Ho}=T_{Hy}/T_{Cy}$

解図 5.7 に、L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体の T_H/T_{Cf} の推移を示す⁶⁾。
 T_{Cf} は柱頭部仕口面の引張側柱主筋の応力測定値 σ_c に全断面積 a_{ct} を乗じ、 T_H は定着部拘束筋の
 応力測定値 σ_H に全断面積 A_H を乗じて算出した全引張力である。引張側柱主筋の全断面積 a_{ct} は、
 引張側の柱断面隅角部 2 箇所全柱主筋の断面積で、この検討では、引張側の全柱主筋の本数は、
 3 本×2=6 本である。定着部拘束筋の全断面積 A_H は、組数×1 組の断面積として算出される。

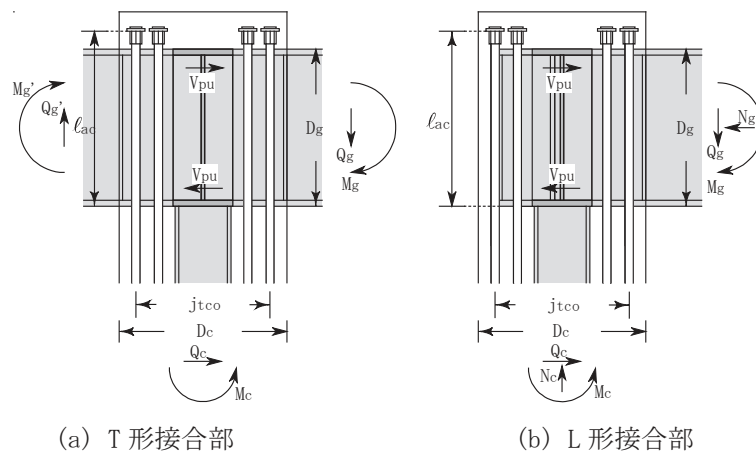
同図によると、せん断補強筋形式による柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体では、
 いずれも柱頭部仕口面の柱主筋が降伏ひずみに達した後、 T_H/T_{Cf} はほぼ 0.15 に達した。



解図 5.7 L 形・柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体の T_H/T_{Cf} の推移

一方、接合部コンクリートストラットの水平成分は、ストラット角度によって変化する可能性
 がある。文献 6) の実験では、解図 5.7(b) に示すように、柱主筋定着長さ l_{ac} を 24.6db (SL1-S-A,
 SL1-W-A) および 21.2db (SL2-S-A, B, SL2-W-A) としても、最大耐力時の T_H/T_{Cf} は大差なかった。ま
 た、4.2 節では、柱主筋定着長さ l_{ac} は 21db 以上としている。

これらより、ストラット角度に係わらず、式(5.4)中の定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_H は 0.15
 とした。ただし、柱主筋定着長さ l_{ac} を柱両側主筋の最外縁距離 j_{tco} で除した値が、文献※6) の実
 験で採用した最小値(1.1)以下の場合には、接合部コンクリートストラットの水平成分の増加に対
 処するために、定着部拘束筋量を増やすことが望ましい(解図 5.8 参照)。



解図 5.8 柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部の各部諸元

(4) 定着部拘束筋に係わる構造規定

文献6)の実験によると、柱RC梁S接合部、柱SRC梁S接合部ともに、定着部拘束筋鋼種が785N/mm²級の試験体の最大耐力および変形性能は、SD295の試験体と同程度となった。すなわち、定着部拘束筋のひずみは、鋼種に係わらず、SD295の降伏ひずみ ϵ_y 以下であり、鋼種の効果は認められなかった。これらより、定着部拘束筋の降伏強度 σ_{Hy} は、鋼種に係わらず、SD295の規格降伏点(295N/mm²)に限定した。

一方、ふさぎ板形式の場合、解図5.7(a)に示すように、柱RC梁S接合部試験体の T_H/T_{cf} はほぼ「0」となった。すなわち、ふさぎ板の横拘束効果が卓越するため、定着部拘束筋のひずみはほとんど発現しなかった。これらより、5.1節(2)の構造規定による厚さが $D_c/125$ 以上のふさぎ板の場合、定着部拘束筋を配置しなくてもよいとした。

また、□形プレートを併用した機械式定着の場合、4.3節で規定した□形プレートを梁鉄骨直上に配置すれば、通常、5.3節(2)で規定する定着部拘束筋と同等以上の断面積が確保できるので、定着部拘束筋を配置しなくてもよいとした。ただし、□形プレートの断面積は、柱主筋の貫通孔の断面積を考慮した値としなければならない。

【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

解表 5.2 定着部拘束筋の計算例

引張側柱主筋				定着部拘束筋				$T_H / \gamma_H \cdot T_{cy}$
配筋	a_{ct} (mm ²)	σ_{cy} (N/mm ²)	T_{cy} (kN)	配筋	A_H (mm ²)	σ_{Hy} (N/mm ²)	T_H (kN)	
6-D25	3042	390	1186	4-D16	796	295	235	1.32
6-D29	3852		1502	4-D16	796		235	1.04
6-D32	4764		1858	6-D16	1194		352	1.26
6-D35	5742		2239	6-D16	1194		352	1.05
6-D38	6840		2668	8-D16	1592		470	1.17
6-D41	8040		3136	8-D19	2296		677	1.44

【柱 RC 梁 S 接合部・柱 SRC 梁 S 接合部関連の参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工、2001
- 2) 楊柳、村田義行、藤本純一：柱 RC 梁 S からなる混合構造物の架構実験(その 3 T 字型架構実験)、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅲ、pp.1673-1674、1994.9 (文献 T(8))
- 3) 渡辺一弘：高強度材料を用いた柱 RC 梁 S 接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅲ、pp.1197-1198、2008.9
- 4) 戸田建設(株)：戸田式柱 RC 梁 S 接合構法(T0-RCS) 構法—梁貫通型柱 RC 梁 S 接合構法—、建築技術性能証明評価概要報告書(GBRC 性能証明第 08-08 号)、2008 年 7 月 1 日
- 5) 太田行孝、清水隆、和泉信之、菊田繁美ほか 4 名：プレキャスト鉄筋コンクリート造の T 形部分架構に関する実験研究、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp.167-168、2008.9
- 6) 益尾潔、田川浩之、市岡友香子、足立将人：機械式定着による最上階 L 形柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第 78 巻、第 689 号、pp.1281-1288、2013 年 7 月

【T 形接合部実験の参考文献】

- T(1) 樋渡健、竹内健一、井上重信、小田初次、飯塚信一、中岡章郎、堂下航：高強度材料を用いた柱 RC 梁 S ハイブリッド構法に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1301-1304、2010.9
- T(2) 塩崎裕也、堀信輔、荒金直樹、足立将人：柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造性能(その 2：T 字形接合部実験の概要)、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1111-1112、2009.8
- T(3) 鴨下直樹、石橋一彦、渡辺一弘、黒沢明、菊川和俊、中嶋 和子：柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造の接合部に関する研究(その 24 T 字型架構の実験)、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1039-1040、1997.9
- T(4) 渡邊一弘：高強度材料を用いた柱 RC 梁 S 接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1197-1198、2008.9
- T(5) 富永博夫、村井義則、高瀬雄一、坂口昇、小川雄一郎、友永久雄：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される(RCSS 構法)の耐力および変形性能(その 1~3)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1427-1432、1986.8
- T(6) 中江晃彦、安倍勇、早川邦夫、細矢博、平野晋、舟山勇司：柱 RC、梁 S から成る構造物の部分架構実験(その 3)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1879-1880、1992.8
- T(7) 勝倉靖、成原弘之、飯島昭治、佐藤竜生：簡易な仕口による柱 RC 梁 S 複合構造の実験(その 3)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1847-1848、1993.9
- T(8) 楊柳、村田義行、藤本純一：柱 RC 梁 S から成る混合構造物の架構実験(その 3)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1673-1674、1994.9
- T(9) 藤本利昭、宮野洋一、八ツ繁公一：柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究(その 4)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1687-1688、1994.9
- T(10) 早川邦夫、細矢博、中江晃彦、河野政典、野口聡：柱 RC、梁 S から成る構造物の部分架構実験(その 6)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.903-904、1995.8
- T(11) 磯雅人、小澤潤治、山本俊彦、豊嶋学：RC 柱・S 造はりで構成される合成架構に関する研究(その 4)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.945-946、1995.8
- T(12) 小澤潤治、青木雅秀、公塚正行、岩倉知行、吉田徳雄：RC 柱・S 造はりで構成される合成架構に関する研究(その 6)、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1081-1082、1996.9
- T(13) 岩渕一徳、吉松賢二、坂尾恵司、浜田真：柱 RC・梁 S 混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究(その 1)、日本建築学会大会梗概集、構造 C-1、pp.1015-1016、1997.9

【L 形接合部実験の参考文献】

- L(1) 中江晃彦、安倍勇、早川邦夫、細矢博、平野晋、舟山勇司：柱 RC、梁 S から成る構造物の部分架構実験(その 4)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.1881-1882、1992.8
- L(2) 磯雅人、小澤潤治、山本俊彦、豊嶋学：RC 柱・S 造はりで構成される合成架構に関する研究(その 4)、日本建築学会大会梗概集、構造 C、pp.945-946、1995.8

【鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編】

設計指針

目次

1章 適用範囲	設計 3-1
2章 材料	設計 3-4
3章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の基本事項	設計 3-6
4章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計	設計 3-14
4.1 アンカーボルト定着部	
4.2 基礎梁主筋定着部	
5章 柱型部せん断設計	設計 3-19
5.1 終局強度設計用せん断力の算定	
5.2 柱型部せん断終局耐力の算定	
5.3 柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量	
5.4 定着部拘束筋	
5.5 かんざし筋	
6章 柱型部配筋詳細設計例	設計 3-31
6.1 検討対象の露出柱脚	
6.2 本編による検定計算の概要	
6.3 既製品露出柱脚の適用柱サイズおよび製品記号	
6.4 検討建物の検定計算例	
6.5 検討建物の柱型部配筋詳細図	
鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部関連の参考文献	設計 3-55
(付録1) 中段筋を有する基礎梁の曲げ終局耐力	設計 3-56
(付録2) 基礎梁中段筋のカットオフ位置	設計 3-61
(付録3) 単純累加強度式による柱脚部全塑性モーメントの検討結果	設計 3-62
(付録4) 本編で用いた記号一覧	設計 3-63

【既製品露出柱脚寸法諸元】

【実験資料】

- (1) 荷重－変形関係および破壊性状
- (2) 実験因子ごとの基準化柱せん断力 Q_c/Q_{cu-R} 関係包絡線
- (3) 柱型部せん断ひび割れ荷重およびひび割れ幅の推移
- (4) 柱脚部モーメント－材端部回転角関係
- (5) 柱型部せん断応力－せん断ひずみ関係
- (6) 各部ひずみの推移

1章 適用範囲

- 1) 本編は、SRC 柱梁接合部編 1 章「適用範囲」に記載した SABTEC 技術評価取得の 5 工法による鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計に適用する。
- 2) 鉄骨露出柱脚部は、本編の規定ならびに下記の①または②の規定を満足することを基本とする。
 - ① 技術基準解説書¹⁾および鋼構造接合部設計指針²⁾
 - ② 第三者機関の技術評価を取得した既製品露出柱脚の標準仕様
- 3) 本編に記載されていない事項は、SABTEC 機械式定着工法 RC 構造設計指針(2017 年)・基本設計編、応用設計編(以下、RC 構造設計指針と略記)の関連する章、ならびに関連法令および基・規準による。

【解説】

(1) 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の研究開発の背景

鉄骨露出柱脚部は、技術基準解説書¹⁾および鋼構造接合部設計指針²⁾に基づいて設計されるか、第三者機関の技術評価を取得した既製品露出柱脚を用いて設計されることが多い。露出柱脚部と組合せた基礎梁主筋定着部は、通常、折曲げ定着としているが、鉄骨柱の大型化および基礎梁主筋の太径化に伴い、露出柱脚が埋め込まれる柱型部では、アンカーボルト、基礎梁主筋、柱型主筋、柱型横補強筋が輻輳し、施工が難しい。

これらより、(一社)建築構造技術支援機構は、機械式定着工法による露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計法の構築を目的とし、2014 年 12 月より、鉄骨柱脚部・基礎梁主筋定着研究会(委員長 三谷勲 神戸大学 名誉教授)として開発研究に着手し、同研究会参加会社への支援業務として 2015 年度実験および 2016 年度実験を行っている。

本開発実験は、技術基準解説書¹⁾および鋼構造接合部指針²⁾に基づき設計された露出柱脚部、ならびに第三者機関の技術評価を取得した既製品露出柱脚と組合せて用いる機械式基礎梁主筋定着部を想定した実験であり、本編の設計法は、同実験を基に構築されている。

(2) 本編の作成方針

本編は、1 章「適用範囲」、2 章「材料」、3 章「鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の基本事項」、4 章「鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計」、5 章「柱型部せん断設計」、6 章「柱型部配筋詳細設計例」からなる。

3 章では、開発実験を基に、鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の基本事項として、(1)本編の適用可能な露出柱脚部、(2)柱型部配筋詳細の構造規定、(3)柱型部せん断設計条件を示している。(2)柱型部配筋詳細の構造規定では、アンカーボルト、柱型主筋、柱型横補強筋、定着部拘束筋、基礎梁主筋定着部を規定している。4 章では、4.1 節でアンカーボルト定着部、4.2 節で基礎梁主筋定着部を規定し、5 章では、5.1 節～5.5 節で柱型部せん断設計に係わる規定を示している。

本編(2018 年)は、本編(2017 年)発刊後、主として、実物件での露出柱脚の検討結果を踏まえて改定されている。本編 3 章～5 章の検討項目一覧を表 1 に示す。

表 1 本編 3 章～5 章の検討項目一覧

検討項目	検討内容	式番号
3章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の基本事項		
(1) 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部設計の原則	既製品露出柱脚部の規定を満足し、かつ、本編3章(2), (3)の規定を満足すること	
(2) 柱型部配筋詳細の構造規定		
(a) アンカーボルト	① 定着長さ Lab : (JIS適合アンカーボルト) $Lab \geq 20da$ (既製品露出柱脚)既製品メーカー仕様による。 ② アンカーボルト中心の側面かぶり厚さ Csa : $4da$ 以上	
(b) 柱型主筋	① 柱型主筋本数 : 各辺3本以上、計8本以上 ② 柱型主筋比 p_g : 0.6%以上 ③ 柱型主筋全長 : (柱型主筋上端・定着金物付き) $30d$ 以上 (柱型主筋上端・直線定着) $40d$ 以上 ④ 基礎梁下端筋(1段筋)中心からの柱型主筋突出長さ C_{Bot} : (柱型主筋下端・定着金物付きまたは 90° フック定着) $3d$ 以上 (柱型主筋下端・直線定着) $5d$ 以上 ⑤ 柱型主筋中心のかぶり厚さ : $3d$ 以上 ⑥ 定着金物のかぶり厚さ : JASS 5の設計かぶり厚さ以上	
(c) 柱型横補強筋	・柱型横補強筋比 p_{jwh} : 0.3%以上	
(d) 定着部拘束筋	・基礎梁下端筋(1段筋)中心から $3d$ 以内に、2組以上の外周筋または1組以上の中子筋併用の定着部拘束筋を配置する。	
(3) 柱型部せん断設計条件	$\lambda_p = \min(V_{puh}/V_{muh}, V_{puv}/V_{muv})$ または $\lambda_p = V_{puh}/V_{muh}$, $\lambda_p \geq 1.0$	式(3.2~3)
4章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計		
4.1 アンカーボルト定着部		
引張側アンカーボルト 定着耐力 Tau	$Tau = \beta c \cdot \{0.31\sqrt{F_c} \cdot be \cdot (Labo + Csa) + \gamma c \cdot Tey\}$ $Tey = nct \cdot act \cdot \sigma_{cy}$ $Labo = \min(Lab, Dc - Csa)$, $\beta c = 0.6$, $\gamma c = 0.7$ $Tau \geq \alpha a \cdot \Sigma Tay$, $\Sigma Tay = (nat + nan/2) \cdot Tay$, $\alpha a = 1.2$	式(4.1) 式(4.4)
圧縮応力の中立軸比 X_n/D_p	$X_n/D_p = \Sigma Tay / (0.85F_c \cdot B_p \cdot D_p) \leq 0.25$	式(4.5)
柱型主筋の全降伏引張耐力 N_{cy}	$N_{cy} = \Sigma ac \cdot \sigma_{cy} \geq N_{ay}$, $N_{ay} = \Sigma na \cdot Tay$	式(4.6)
4.2 基礎梁主筋定着部		
	【基礎梁上端筋】機械式直線定着としてもよい。 【基礎梁下端筋】 (直接基礎) 基礎梁中段筋を配置することで、基礎梁上下主筋定着部の応力を緩和した場合には、機械式直線定着としてもよい。 (杭基礎) 杭頭補強筋の定着長さが柱型部下面から L_2 または L_{2h} 以上の場合、機械式直線定着としてもよい。 【基礎梁中段筋】 基礎梁中段筋は基礎梁上下端面から $D_g/3$ を除いた中央部に配置する。	
	① 定着長さ $l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, (Dc + j_{ta})/2)$ かつ $l_{ao} \leq 25db$ ② j_{ta} 区間の基礎梁主筋定着部 : RC構造設計指針14.2節(2), (3) ③ 基礎梁主筋中心からの側面かぶり厚さ C_s : $3db$ 以上 ④ 基礎梁主筋先端の定着金物各部のかぶり厚さ : JASS 5の規定	
5章 柱型部のせん断設計		
5.1 終局強度設計用せん断力の算定		
柱型部終局強度設計用せん断力 (L形柱型部の場合)	$V_{muh} = \xi h \cdot Q_{cu}/2$, $V_{muv} = \xi v \cdot Q_{cu}/2$ $Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu})$ $cQ_{cu} = 2 \min(M_{spo}, M_{ap}) / h_{ol}$ $M_{spo} = M_{sp} / (1 - 2L_{to}/h_{ol})$, $M_{ap} = \Sigma Tay \cdot d_{ta}$ $cQ_{gu} = \{2M_{gu} / (\eta_g \cdot \ell_o)\} \cdot (\ell/h_1)$, $\eta_g = 1 (-+) (j_{tg}/\ell_o) \cdot (\ell/h_1)$ $\xi h = (h/\ell) \cdot (\ell_o/j_{tg}) - 1$, $\xi v = (h_{ol}/j_{tae}) - h_1/\ell$ $M_{gu} = (a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot j_{tg}$, $M_{gu}' = (a_{gt}' + a_{gn}'/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot j_{tg}$	式(5.1.1) 式(5.1.2) 式(5.1.3) 式(5.1.4, 5) 式(5.1.6) 式(5.1.8) 式(5.1.12)
5.2 柱型部せん断終局耐力 の算定	$V_{puh} = \kappa u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_{jh} \cdot D_{jh}$, $V_{puv} = \kappa u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_{jv} \cdot D_{jv}$ $F_j = 0.8F_c^{0.7}$, $b_{jh} = B_g + ba_1 + ba_2$, $b_{jv} = B_p + ba_1 + ba_2$ 【水平方向】(L形、T形) $D_{jh} = \ell_{ag}$ (T形、十字形) $D_{jh} = D_c$ 【鉛直方向】(L形、T形) $D_{jv} = Lab$	式(5.2.1) 式(5.2.2~5)
5.3 柱型横補強筋量および 定着部拘束筋量	$\Sigma (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}) \geq \{(\phi s \cdot Ru_d/R_{80a}) - \alpha_{wo}\} \cdot F_c / \beta_w$ $\Sigma p_{jwh} = p_{jwh} + (p_{jwh})_H \cdot \sigma_{wyH} / \sigma_{wy}$	式(5.3.1) 式(5.3.2)
5.4 定着部拘束筋	$T_{Hy} \geq \gamma H_g \cdot T_{gy}$, $T_{Hy} = A_H \cdot \sigma_{wyH}$, $T_{gy} = a_{gt} \cdot \sigma_{gy}$, $\gamma H_g = 0.1$	式(5.4.1~3)
5.5 かんざし筋	$p_{jvw} = \Sigma a_{jv} / (B_c \cdot D_c)$	式(5.5.1)

(注) 上表中の記号の定義は、(付録5)本編に用いた記号一覧および該当箇所の記載による。

(3) 本編(2017年)からの修正一覧

	No.	修正頁	修正箇所	修正内容
1章	①	設計3-2	解説(2)	表1の修正
3章	①	設計3-7	3章(2)(d)	1本杭基礎の規定追記
	②	設計3-7	3章(3)	式(3.2) $\lambda_p = \min(V_{puh}/V_{muh}, V_{puv}/V_{muv})$ に修正
	③	設計3-9	3章解説(2)(d)	1本杭基礎、複数本杭基礎フーチング配筋の注意点追記
4章	①	設計3-18	4.2節1)	基礎梁主筋定着長さ l_{ag} 規定の修正
	②	設計3-18	4.2節2)	j_{ta} 区間外基礎梁主筋定着部規定の追記
5章	①	設計3-19	5.1節	1階構造階高 h_1 、1階柱内法高さ h_{o1} の定義修正
	②	設計3-19	5.1節	柱脚部全塑性モーメント M_{ap} の追記
	③	設計3-19	5.1節	ト形、十字形接合部の終局強度設計用柱せん断力の定義修正
	④	設計3-19	5.1節	基礎梁主筋降伏強度 σ_{gy} の定義追記
	⑤	設計3-20	5.1節解説(1)	杭基礎の杭内法せん断長さ h_{o2} の解説追記
	⑥	設計3-29	5.4節	定着部拘束筋の説明文章修正
	⑦	設計3-30	5.5節解説	基礎梁上端筋定着部かんざし筋の注意点追記
6章	①	設計3-31～54	6章	6章「柱型部配筋詳細設計例」：露出柱脚編・検定計算例集の検討結果を基に全面的改定
その他	①	—	—	【既製品露出柱脚寸法諸元】追加

(注) 本表では、誤記および文章表現の修正箇所は示していない。

(4) 関連法令および基・規準類

[日本建築学会]

- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2014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(2010年)
- ・鋼構造接合部設計指針(2012年)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(2005年)
- ・鋼構造塑性設計指針(2017年)

[国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所 監修]

- ・2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

2章 材料

(1) コンクリート

SRC 柱梁接合部編 2 章(1)による。

(2) 鉄筋

SRC 柱梁接合部編 2 章(2)による。

(3) DB ヘッド

SRC 柱梁接合部編 2 章(3)による。

(4) 鋼材

SRC 柱梁接合部編 2 章(4)による。

(5) アンカーボルト

アンカーボルトは、JIS B 1220(構造用両ねじアンカーボルトセット)に適合するアンカーボルト、および第三者機関の技術評価を取得した既製品露出柱脚アンカーボルトとする。

【解説】

(1) コンクリートおよび鉄筋の適用範囲

鋼構造接合部設計指針²⁾では、コンクリートおよび鉄筋は、日本建築学会「RC 構造計算規準・同解説(以下、RC 構造計算規準と略記)」3 条および 4 条によるとしている。しかし、鉄筋定着を規定する RC 構造計算規準 17 条では、露出柱脚の柱型部に接続する基礎梁主筋定着について言及していない。また、既製品露出柱脚の設計ハンドブックでは基礎梁主筋について規定していない。これらより、通常、露出柱脚の柱型部に接続する基礎梁主筋には SD390 までの鉄筋が用いられる。

一方、本編では、鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の開発実験ならびに SRC 造および RC 造柱梁接合部実験を基に、コンクリートおよび鉄筋は SRC 柱梁接合部編 2 章(1)と(2)によるとし、設計基準強度 F_c が 21N/mm^2 以上かつ 60N/mm^2 以下のコンクリートと SD490 までの鉄筋を適用範囲としている。

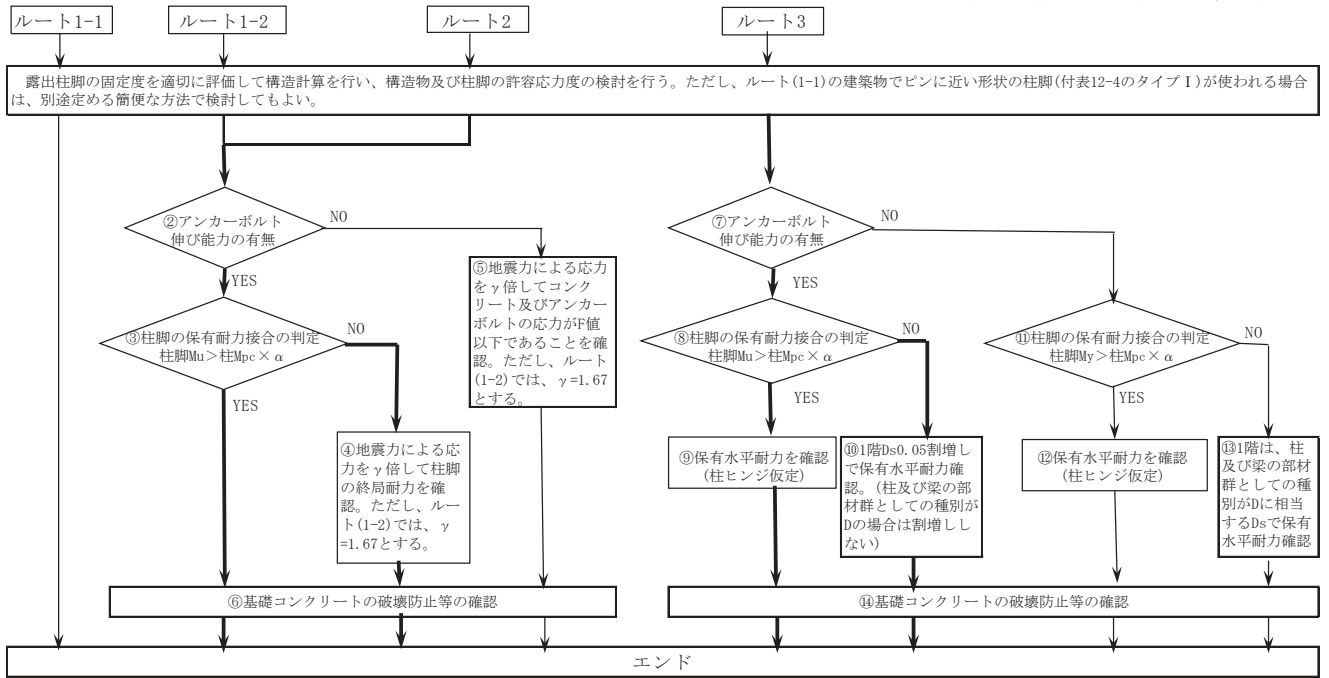
すなわち、本編によると、既製品露出柱脚と組み合わせ、設計基準強度 F_c が 21N/mm^2 以上かつ 60N/mm^2 以下のコンクリートを用い、SD490 の基礎梁主筋を柱型部内で機械式定着とすることができる。その結果、SD390 までの場合よりも、基礎梁主筋本数を減らすか、基礎梁主筋呼び名を小さくできるので、柱型部配筋の納まりの改善効果によって、鉄筋工事の施工性の大幅な向上が期待できる。

(2) アンカーボルトの適用範囲

本編では、伸び能力を有するアンカーボルトを用いることを基本としている。JIS B 1220 に適合するアンカーボルト(以下、JIS 適合アンカーボルトと略記)は、両端転造ねじと両端切削ねじで構成される。技術基準解説書¹⁾によると、解図 2.1 に示すように、露出柱脚を用いた鉄骨建物では、設計ルートごとに、アンカーボルトの伸び能力と露出柱脚の保有耐力接合に応じた判定条件が定められている。

本編による設計では、解図 2.1 中、③と⑧による露出柱脚の保有耐力接合の判定が“YES”の場合は 3 章、4 章、5.3 節～5.5 節、“NO”の場合は前記の規定のほか、5.1 節と 5.2 節の規定を満足しなければならない。

(注) 太線：本編による露出柱脚の場合



解図 2.1 露出柱脚を用いた鉄骨建物の設計ルート別の設計フロー¹⁾

3章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の基本事項

(1) 本編の適用可能な露出柱脚

本編の適用可能な露出柱脚は、設計ルート2または設計ルート3で設計された骨組において、本編の設計規定を満足する柱型からの立上りを設けない露出柱脚とする。ただし、既製品露出柱脚の場合、それぞれの既製品メーカー仕様を満足する柱型からの立上りは設けてもよい。

(2) 柱型部配筋詳細の構造規定

(a) アンカーボルト

1) アンカーボルト定着長さ L_{ab} :

(JIS 適合アンカーボルト) $L_{ab} \geq 20d_a$ 、 d_a : アンカーボルト軸部直径

(既製品露出柱脚アンカーボルト) 既製品メーカー仕様を満足すること。

2) 最外縁アンカーボルト中心からの柱型側面かぶり厚さ C_{sa} : $4d_a$ 以上

(b) 柱型主筋

1) 柱型主筋本数 : 各辺3本以上、計8本以上

2) 柱型主筋比 p_g : 0.6%以上

$p_g = \Sigma a_c / (B_c \cdot D_c)$ 、 Σa_c : 柱型主筋全断面積、 B_c, D_c : 柱型幅とせい

3) 柱型主筋全長 :

(柱型主筋上端・定着金物付き) $30d$ 以上

(柱型主筋上端・直線定着) $40d$ 以上、 d : 柱型主筋呼び名の値

4) 基礎梁下端筋(1段筋)中心からの柱型主筋突出長さ C_{Bot} :

(柱型主筋下端・定着金物付きまたは 90° フック定着) $3d$ 以上、フックの余長 : $8d$ 以上

ただし、XY方向ともに、基礎梁下端筋(1段筋)中心から $3d$ 以内に、2組以上の外周筋または1組以上の中子筋併用の定着部拘束筋を配置する。

(柱型主筋下端・直線定着) $5d$ 以上

5) 柱型主筋のかぶり厚さ :

(柱型主筋中心からの側面かぶり厚さ) $3d$ 以上

(柱型上下面からの柱型主筋上下かぶり厚さ) JASS 5 の設計かぶり厚さ以上

6) 定着金物のかぶり厚さ : JASS 5 の設計かぶり厚さ以上

(c) 柱型横補強筋および定着部拘束筋

柱型部内において、基礎梁上下最外縁主筋間に柱型横補強筋を配置し、基礎梁下端筋直下の柱型主筋定着部に、5.4節で規定する定着部拘束筋を配置する。

柱型横補強筋比 p_{jwh} : 0.3%以上

$$p_{jwh} = n_w \cdot a_{wh} / (B_c \cdot j_{tgo}) \quad (3.1)$$

n_w : j_{tgo} 区間内の柱型横補強筋の組数、 a_{wh} : 1組の柱型横補強筋断面積

B_c : 柱型幅、 j_{tgo} : 基礎梁上下最外縁主筋の中心間距離

(d) 基礎梁主筋定着部

【基礎梁上端筋定着部】 基礎形式に係わらず、機械式直線定着としてもよい。

【基礎梁下端筋定着部】

(直接基礎)

基礎梁中段筋を配置し、基礎梁上下主筋定着部の応力を緩和した場合、基礎梁下端筋は機械式直線定着としてもよい。

(杭基礎)

杭頭補強筋の定着長さが柱型部下面から L_2 または L_{2h} 以上の場合、基礎梁下端筋は機械式直線定着としてもよい。ただし、引抜き力が生じる 1 本杭基礎の場合、柱型主筋と杭頭補強筋の間をあき重ね継手⁶⁾とする。 L_2, L_{2h} は JASS 5⁵⁾ の直線定着長さおよびフック付き定着長さを示す。

【基礎梁中段筋定着部】

- 1) 基礎梁中段筋は、基礎梁上下端面から $D_g/3$ を除いた中央部に配置する。 D_g は基礎梁せいを示す。
- 2) 基礎梁中段筋の定着長さは、基礎梁上下主筋の定着長さ l_{ag} と同じとする。

(3) 柱型部せん断設計条件

柱型部せん断設計は、RC 構造設計指針 4.3 節と同様、直接基礎では式(3.2)、杭基礎では式(3.3)を満足するように行う。ただし、露出柱脚の保有耐力接合の条件を満足する場合、式(3.2)および式(3.3)の柱型部せん断検定を省略してもよい。

$$\lambda_p = \min(V_{puh}/V_{muh}, V_{puv}/V_{muv}) \geq 1.0 \quad (3.2)$$

$$\lambda_p = V_{puh}/V_{muh} \geq 1.0 \quad (3.3)$$

ここに、 λ_p : 柱型部せん断余裕度

V_{muh}, V_{muv} : 式(5.1.1)、式(5.1.9)の水平、鉛直方向の柱型部終局強度設計用せん断力

V_{puh}, V_{puv} : 式(5.2.1)の水平、鉛直方向の柱型部せん断終局耐力

【解説】

(1) 基本事項

鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の開発実験では、(4)項で後述するように、柱型からの立上りを設けず、基礎梁下面に地反力が生じない直接基礎を想定した。同実験では、幅広梁付き RC 造 L 形接合部実験^{14), 15)}を基に考案された鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の抵抗機構ならびに本編の計算耐力の妥当性を確認している。柱型部詳細各部名称を解図 3.1 に示す。

本編の適用可能な既製品露出柱脚は、6 章「柱型部配筋詳細設計例」で検討対象とした解表 3.1 の既製品露出柱脚とする。ここで、露出柱脚の保有耐力接合の条件を満足する場合、骨組のメカニズム時まで柱型部せん断破壊は防止されるので、3 章(3)では式(3.2)および式(3.3)の柱型部せん断検定を省略してもよいとした。なお、露出柱脚はコンクリート充填鋼管柱(CFT 柱)の場合にも適用可能である^{*}。

解表 3.1 柱型部配筋詳細を確認した既製品露出柱脚

商品名	開発会社
ベースパック	岡部(株)、旭化成建材(株)
ハイベース	センクシア(株)
NCベース	日本鑄造(株)

合 3d 以上とし、柱主筋下端・直線定着の場合 5d 以上とした (RC 構造設計指針 14.2 節の解説(1) 参照)。構造規定 5), 6) では、柱型主筋および定着金物のかぶり厚さを規定している。

(c) 柱型横補強筋および定着部拘束筋

韌性保証型指針⁷⁾と同様、柱型横補強筋比を 0.3%以上とし、柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量を 5.3 節で定め、5.4 節に示すように、基礎梁下端筋の降伏引張耐力に応じて、定着部拘束筋を定めることとした。

(d) 基礎梁主筋定着部

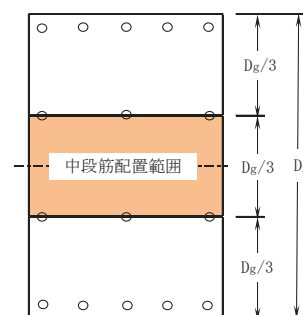
開発実験では、(4)項で後述するように、基礎梁下面に地反力が発生しない直接基礎を想定し、柱型下面を拘束しない最上階の RC 造 L 形接合部と同様の加力方法¹⁰⁾を採用している。

【実験資料】(1), (2)によると、L 形が閉じる正加力時でも、アンカーボルト引張降伏後、基礎梁上端筋定着部近傍での柱型部せん断ひび割れの進展に伴う損傷は顕在化しない。ただし、L 形が閉じる正加力時には、アンカーボルト引張降伏後、基礎梁下端筋定着部近傍での柱型部せん断ひび割れの進展に伴い、基礎梁主筋 U 型定着による折曲げ後の余長の効果を期待できない。

これらより、基礎梁上端筋は、基礎形式に係わらず、機械式直線定着としてもよいとし、基礎梁下端筋は、直接基礎の場合、基礎梁中段筋を配置し、基礎梁上下主筋定着部の応力を緩和すれば、機械式直線定着としてもよいとした。

一方、基礎梁中段筋は、基礎梁曲げ終局耐力に及ぼす基礎梁中段筋の影響を調べた付録 1 による本編で採用した式(5.1.12) (略算式)と精算式との比較検討結果に基づき、解図 3.2 に示すように、基礎梁上下端面から $D_g/3$ を除いた中央部に配置するとした。

(付録 1)によると、精算式による曲げ終局耐力時には、上側と下側の中段筋は、いずれも降伏引張耐力に達し、基礎梁圧縮縁から中立軸位置までの距離は、基礎梁せい D_g の 0.1~0.2 倍程度となる。この検討結果に基づくと、基礎梁主筋の合計本数を変えず、上下 2 段目主筋の代わりに、解図 3.2 の中央部に中段筋を配置した場合、略算式による基礎梁曲げ終局耐力は、中段筋を用いず、基礎梁上下主筋だけとした中段筋有の精算式による基礎梁曲げ終局耐力に対して安全側に評価される。



解図 3.2 基礎梁中段筋配置範囲

一方、杭基礎の場合、杭頭補強筋の定着長さが柱型部下面から L_2 または L_2h 以上とすれば、基礎梁下端筋は機械式直線定着としてもよいとした。ただし、引抜き力が生じる 1 本杭基礎の場合、柱型主筋と杭頭補強筋の間をあき重ね継手⁶⁾とした。通常、複数本杭基礎の場合、当該基礎フーチングの設計応力^{※※}に応じてはかま筋等の補強筋量が決定される。上記の補強筋量は、RC 構造設計指針 14.2 節(4)で決定されるはかま筋量を下回ってはならない。

※ 松井千秋：コンクリート充填鋼管構造(CFT 構造の性能と設計)4.4 柱脚の設計、オーム社、pp. 80-92, 2009 年

※※ 益尾潔：連載「機械式定着工法による接合部配筋詳細設計」第 2 回 最下階柱・基礎梁接合部、建築技術 2015 年 5 月号、pp. 34-37

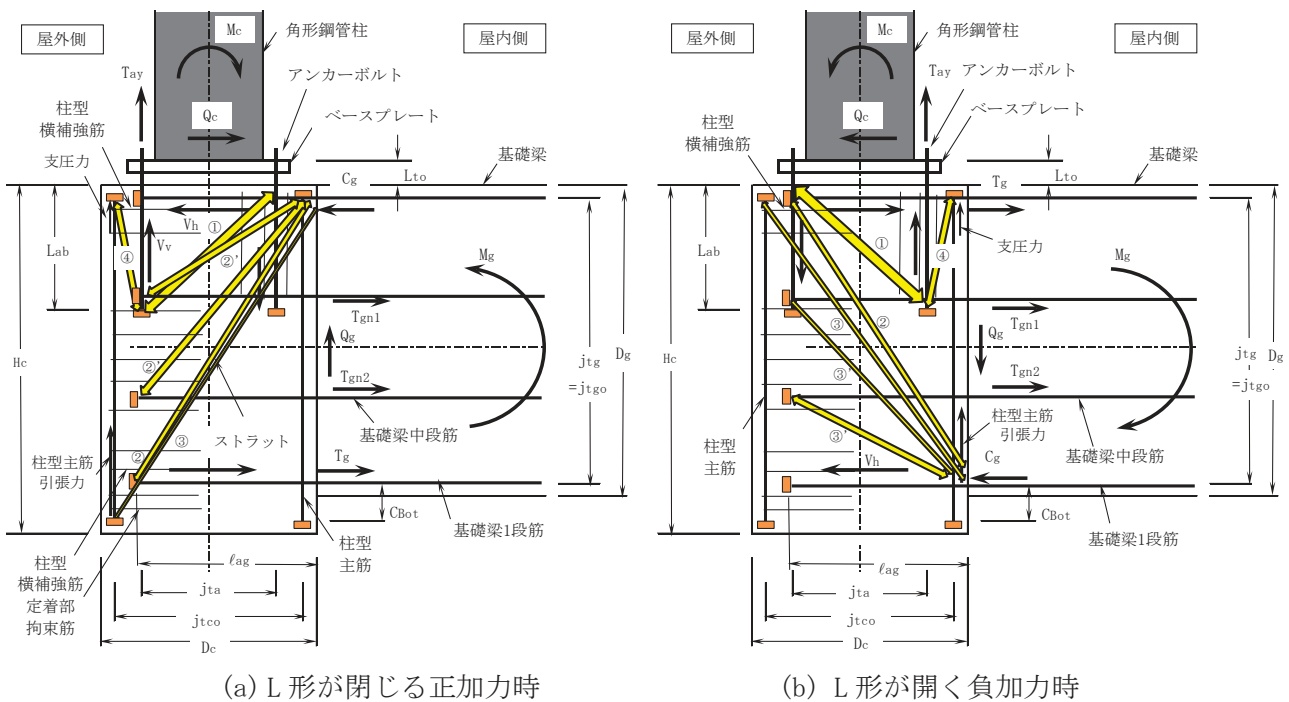
(3) 本編で想定した中段筋を有する基礎梁付きL形柱型部の抵抗機構

本編では、直接基礎の場合、解図 3.3 の抵抗機構を想定している。同図の場合、正加力時には屋外側アンカーボルトと基礎梁下端筋が引張側、負加力時には屋内側アンカーボルトと基礎梁上端筋が引張側となる。正負加力時ともに、主ストラット①～③と補助ストラット④が存在し、このほかに、正加力時には上側と下側の②'が存在し、負加力時には上側と下側の③'が存在する。

正加力時の①～③は各定着部から圧縮側基礎梁上端部と屋内側ベースプレート縁端部に向かう。④は屋外側アンカーボルト定着部から屋外側柱型主筋頭部に向かうストラットであり、④の鉛直成分は屋外側柱型主筋の引張力と釣り合い、水平成分は柱型上部の柱型横補強筋による横拘束力と釣り合う。負加力時の①～③は圧縮側基礎梁下端部から屋外側ベースプレート縁端部、基礎梁上端筋定着部および柱型主筋頭部に向かい、②の水平成分は柱型上部の柱型横補強筋による横拘束力と釣り合い、④は屋内側アンカーボルト定着部から屋内側柱型主筋頭部に向かう。

中段筋有の場合、正負加力ともに、基礎梁上下1段目主筋の定着部応力は中段筋無よりも緩和される。また、正加力の場合、上側の中段筋定着部は、引張側アンカーボルト定着部から派生するストラット①によって拘束されるので、開発実験の試験体 No. 16 と同様、L形柱型部せん断終局耐力を高める効果を有する。さらに、基礎梁下端1段目主筋定着部および下側中段筋定着部は、柱型主筋下端・定着金物または90°フック定着部から派生するストラット③によって拘束される。

以上より、本編では、解図 3.3 に示すように、上側中段筋は必ずアンカーボルト定着部よりも上部に配置し、柱型主筋下端は定着金物付きまたは90°フック定着とするとした。ただし、3章(2)(b)4)による基礎梁下端筋(1段筋)中心からの柱型主筋突出長さ $C_{Bot} \geq 5d$ の場合、柱型主筋下端を直線定着としてもよいとした。



解図 3.3 本編で想定した中段筋を有する基礎梁付きL形柱型部の抵抗機構

解表 3.2 実験計画一覧

	試験体	定着種別	定着金物種別	A. Bolt		Fc N/mm ²	基礎梁 主筋 鋼種	柱型部横補強筋		柱型主筋 頭部定着 金物							
				na (本)	Lab (mm)			鋼種	組数 (p _{jwh})								
系列 1	No. 1	U型	—	8	360 (12da)	27	SD 490	SD 295A	4組 (0.25%)	有							
	No. 2	機械式	ネジ節1						7組 (0.44%)								
	No. 3		円形1														
	No. 4		ネジ節1														
	No. 5		円形1														
系列 2	No. 6	U型	—	6	360 (12da)	27	SD 345	SD 295A	4組 (0.25%)	有							
	No. 7	機械式	ネジ節1						7組 (0.44%)								
	No. 8																
系列 3	No. 9	機械式	ネジ節2	8	360 (12da)	27	SD 490	SD 295A	7組 (0.44%)	無							
	No. 10		円形2														
	No. 11		円形3														
系列 4	No. 12		ネジ節2	円形2							6	360 (12da)	27	SD 345	SD 295A	7組 (0.44%)	無
	No. 13																
	No. 14	円形3															
系列 5	No. 15	ネジ節2	—	8	500 (17da)	40	SD 490	SD 295A	7組 (0.44%)	無							
	No. 16																

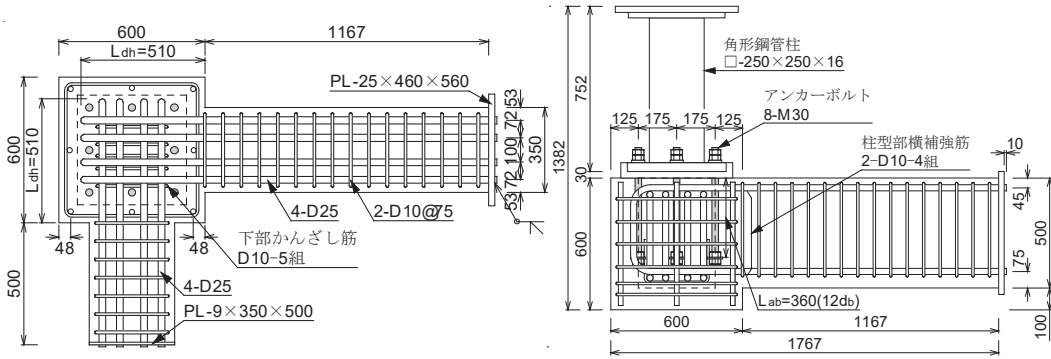
【架構寸法】 スパン長L/2=1700mm、階高h/2=1200mm
 【鋼管柱】 サイズ：□-250×250×16、鋼種：BCR295
 【ベースプレート】 SN490B、寸法：450×450×40mm 【アンカーボルト】 ABR490, M30
 【柱型部】 断面(B_c×D_c)：600×600mm、主筋：8-D19(p_g=0.64%)
 柱型部横補強筋：2-D10、定着部拘束筋：2-D10-2組(外周筋)
 【基礎梁】 断面(B_g×D_g)：350×500mm、上下主筋4-D25(pt=1.29%)
 定着長さl_{ag}(l_{dh})=480(490)mm, 19.2(19.6)db, 0.8(0.82)D_c
 【上部かんざし筋】 2-D6-5組(SD295A), かんざし筋比p_{jwv}=0.09%
 na：アンカーボルト本数、Lab, da：アンカーボルト定着長さおよびボルト軸部直径
 Fc：コンクリート目標圧縮強度、p_{jwh}：柱型部横補強筋比、p_g：柱型主筋比
 pt：基礎梁引張鉄筋比、db：基礎梁主筋呼び名の値、D_c：柱型部せい

(c) 各系列共通事項

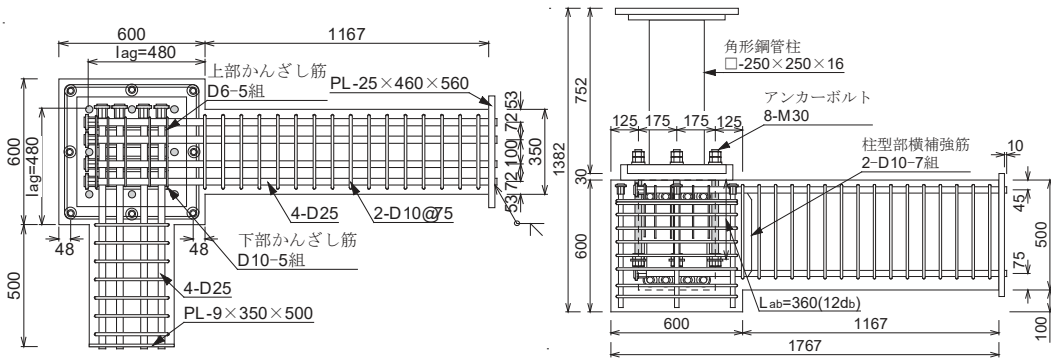
- 1) 柱型主筋本数は計 8 本、柱型主筋比 p_g=0.64%、柱型主筋全長=29d とした。d：柱型主筋呼び名の値
- 2) 機械式基礎梁主筋定着部には、上部かんざし筋(U形筋 D6-5組(p_{jwv}=0.09%)SD295A, 足部全長 240mm (40d))および下部かんざし筋(U形筋 D10-5組, SD295A, 足部全長 100mm(10d))を配置した。p_{jwv}：かんざし筋比(5.5節参照)、d：かんざし筋呼び名の値
- 3) 鋼材の材質は、角形鋼管 BCR295、アンカーボルト ABR490 (JIS B 1220)両端転造ねじアンカーボルト(特注品)、ベースプレート SN490B とした。系列 1, 2 の実験では、角形鋼管柱は一部圧縮降伏ひずみを超えた程度で、ベースプレートは、いずれの測定位置も降伏ひずみに到達せず、局部変形も認められなかったため、系列 3~5 の実験では、系列 1, 2 の角形鋼管柱を再使用した。
- 4) ベースプレートの材質は SN490 (JIS G 3136)とし、ベースプレートの大きさおよびアンカーボルト孔位置は、アンカーボルトの降伏引張耐力以上に相当するベースプレートの耐力が確保されるように定めた。ベースプレートのアンカーボルト貫通孔径は、アンカーボルト軸部直径+5mm とし、ベースプレート直上に溝付き座金(解図 3.6)を取り付け、グラウト材の充填性を施工試験で確認後、ベースプレート直下にグラウト材(無収縮性グラウトペースト)を充填した。
- 5) アンカーボルト定着部は、解図 3.6 に示すように、円形定着板(直径 φ=70mm=2.3da(アンカーボルト軸部直径)、厚さ t=9mm)を両側ナット締めとした。

(d) 実験結果

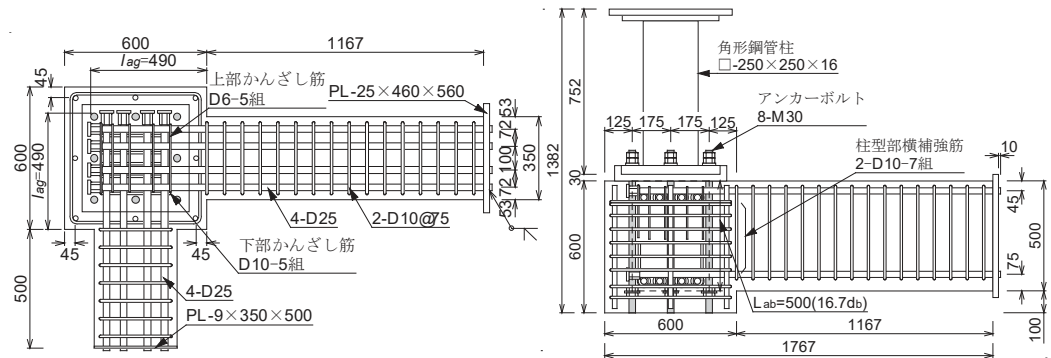
本実験では、巻末の【実験資料】に示した知見を得た。本編の設計規定は、これらの実験的知見を基に定められている。



(a) 系列1 試験体 No. 1 : U型定着

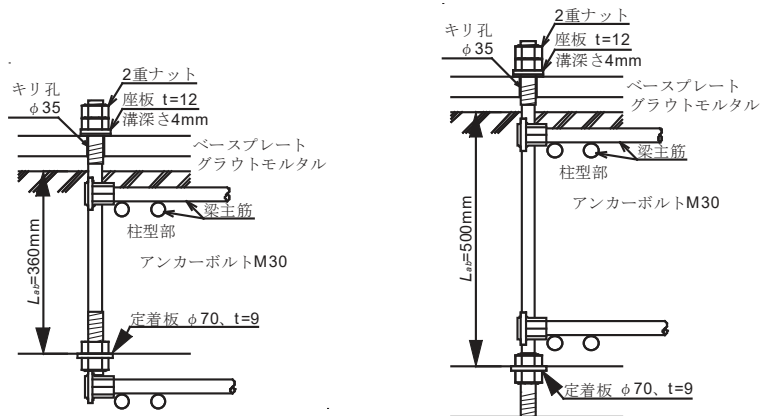


(b) 系列1 試験体 No. 2, No. 4 (ネジ節型1)



(c) 系列5 試験体 No. 16 (ネジ節型2)

解図 3.5 代表的試験体の柱型部配筋詳細



(Lab=360mm)

(Lab=500mm)

解図 3.6 アンカーボルト定着部詳細

4章 鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部の設計

4.1 アンカーボルト定着部

- 1) 引張側アンカーボルト定着耐力 Tau は(4.1)で算定し、露出柱脚の保有耐力接合の条件に係わらず、式(4.4)を満足しなければならない。また、ベースプレート下コンクリートの中立軸比 X_n/D_p は式(4.5)を満足するとともに、柱型主筋は式(4.6)を満足しなければならない。

設計ルート3の場合、露出柱脚の保有耐力接合の条件は、式(4.2)および式(4.3)による。

- 2) 既製品露出柱脚の場合、1)項のアンカーボルト定着耐力に関する検定は省略してもよい。
3) 露出柱脚の保有耐力接合の条件を満足する場合、1階鉄骨柱ヒンジを形成するので、1)項のアンカーボルト定着耐力に関する検定は省略してもよい。

$$Tau = \beta_c \cdot \{0.31\sqrt{F_c} \cdot be \cdot (Labo + Csa) + \gamma_c \cdot Tcy\}, \quad Tcy = nct \cdot act \cdot \sigma_{cy} \quad (4.1)$$

ただし、 $Labo = \min(Lab, Dc - Csa)$ とする。

$$Mu > \alpha \times Mpc, \quad Mu = \Sigma Tam \cdot dta, \quad \Sigma Tam = (nat + nan/2) \cdot Tam \quad (4.2)$$

$$Qu > \text{一次設計の地震力で柱脚に発生するせん断力の} \gamma \text{ 倍} \quad (4.3)$$

ただし、 α および γ の値は、保有耐力接合の安全率で、既製品露出柱脚の場合、技術評価の値とし、それ以外の場合、技術基準解説書¹⁾による。

$$Tau \geq \alpha_a \cdot \Sigma Tay, \quad \Sigma Tay = (nat + nan/2) \cdot Tay \quad (4.4)$$

$$X_n/D_p = \Sigma Tay / (0.85F_c \cdot B_p \cdot D_p) \leq 0.25 \quad (4.5)$$

$$Ncy = \Sigma ac \cdot \sigma_{cy} \geq Nay, \quad Nay = \Sigma na \cdot Tay \quad (4.6)$$

ここに、 Tau ：引張側アンカーボルト定着耐力、 F_c ：コンクリートの設計基準強度

Lab ：アンカーボルト定着長さ、 Csa ：アンカーボルト中心からの柱型側面かぶり厚さ

$be = jta + Ce1 + Ce2$ ：柱型有効幅、 jta ：最外縁アンカーボルト中心間距離

$Ce1, Ce2$ ：最外縁アンカーボルト中心からの柱型側面かぶり厚さ ($\leq 0.8Lab$)

β_c ： Tau の低減係数、 γ_c ： Tcy の低減係数で、 $\beta_c = 0.6$ 、 $\gamma_c = 0.7$ とする。

Mu ：柱脚部の最大曲げ耐力、 Mpc ：鉄骨柱の全塑性曲げモーメント、 Qu ：柱脚部のせん断耐力

ΣTam ：引張側と中段アンカーボルトで決定する全最大引張耐力

Tam ：アンカーボルト軸部の1本当たりの最大引張耐力

$dta = (D_p + jtae) / 2$ ：柱脚部有効せい、 $jtae$ ：両側アンカーボルト重心間距離

ΣTay ：引張側と中段アンカーボルトで決定する全降伏引張耐力

Tay ：アンカーボルト軸部の1本当たりの降伏引張耐力

nat ：引張側アンカーボルト本数、 $nan = \Sigma na - 2nat$ ：中段アンカーボルト本数

Σna ：全アンカーボルト本数、 Nay ：アンカーボルトの全降伏引張耐力

Tcy ：引張側柱型主筋の降伏引張耐力、 Ncy ：柱型主筋の全降伏引張耐力

nct ：引張側柱型主筋本数、 act, σ_{cy} ：柱型主筋の断面積および降伏強度

Σac ：全柱型主筋断面積、 α_a ： ΣTay の割増し係数で、 $\alpha_a = 1.2$ とする。

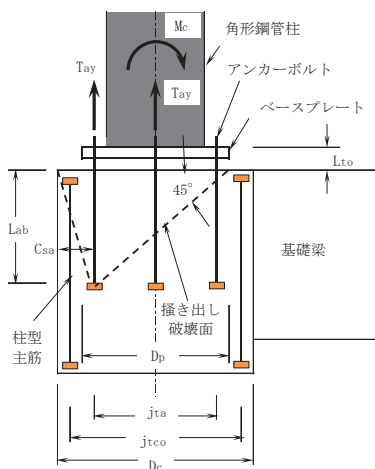
Dc ：柱型せい、 B_p, D_p ：ベースプレート幅およびせい

【解説】

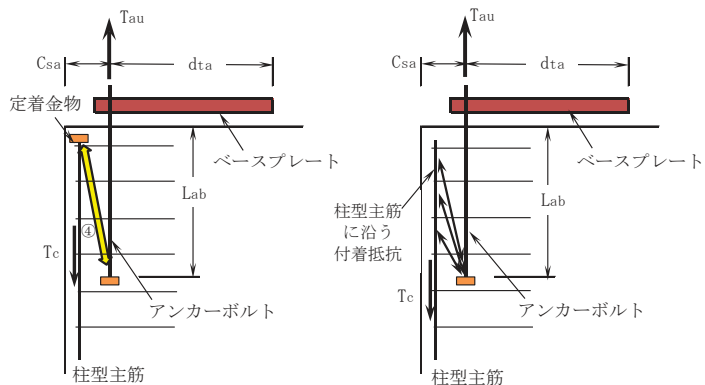
(1) 引張側アンカーボルトの定着機構

【実験資料】 1. による主要な柱型部せん断ひび割れは、概ね、解図 4.1 の掻き出し破壊面に沿って発生した。これらより、解図 4.2(a), (b) に示すように、補助ストラット④の鉛直力は、機械式定着金物付きの場合、柱型主筋頭部定着金物直下に支圧力として伝達され、直線定着の場合、あき重ね継手⁶⁾と同様、柱型主筋頭部から下部の付着抵抗によって伝達される。これらより、引張側アンカーボルト引張耐力 τ は式(4.1)で算定するとした。

式(4.1)では、本実験の知見を基に、RC 造ト形接合部内梁主筋定着部の掻き出し定着耐力量¹¹⁾と同様、コンクリート寄与分 T_{co} に柱型主筋降伏引張耐力の寄与分 $\gamma_c \cdot T_{cy}$ を加えている。コンクリート寄与分 T_{co} は、コンクリートの掻き出しせん断強度 $0.31\sqrt{f_c}$ に掻き出しせん断面積 $b_e \cdot (L_{ab} + C_{sa})$ を乗じて求められる。 b_e は柱型有効幅、 $L_{ab} + C_{sa}$ は掻き出し破壊面の水平投影長さを示す(解図 4.1 参照)。



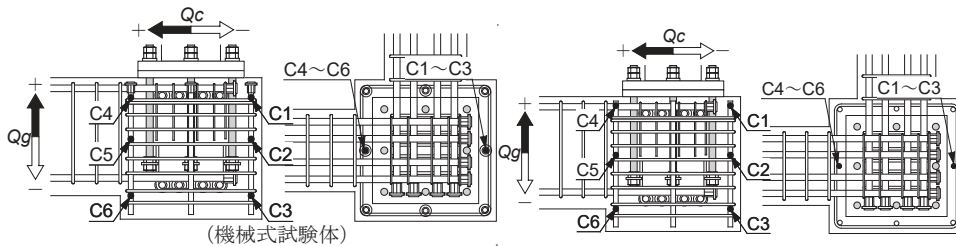
解図 4.1 アンカーボルト掻き出し破壊面



(a) 機械式定着金物付き (b) 直線定着
解図 4.2 引張側アンカーボルト定着耐力の伝達機構

【実験資料】 (6) (b) に示すように、解図 4.3 の測定位置での柱型主筋ひずみ測定値によると、柱型主筋頭部が定着金物付きの系列 1, 2 と直線定着の系列 3~5 試験体に係わらず、

- 1) 正加力の屋外側柱型主筋ひずみ $\epsilon_{C1} \sim \epsilon_{C3}$ の場合、上部の ϵ_{C1} が最も小さく、中間の ϵ_{C2} および下部の ϵ_{C3} の最大値は $0.8 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 程度である。
- 2) 負加力の基礎梁端側柱型主筋ひずみ $\epsilon_{C4} \sim \epsilon_{C6}$ の場合、上部の ϵ_{C4} が最も小さく、中間の ϵ_{C5} および下部の ϵ_{C6} の最大値は $1.3 \sim 1.6 \times 10^{-3}$ 程度である。



解図 4.3 柱型主筋ひずみの測定位置

上記の測定値から求まる最大引張応力は、正加力の屋外側柱型主筋では 200N/mm²程度、負加力の基礎梁端側柱型主筋では 300N/mm²程度であるので、SD345 の規格降伏点 345N/mm²に対する柱型主筋の最大引張応力の比は、屋外側柱型主筋では 0.6 程度、基礎梁端側柱型主筋では 0.9 程度である。これらより、アンカーボルト定着耐力 Tau の算定時には、靱性保証型設計指針式⁷⁾と同様、Tcy の低減係数 γ_c を 0.7 とてよいとした。

(2) 柱軸力が作用しないとした柱脚部の全塑性曲げモーメント Map

解表 4.1 に、機械式定着試験体の正加力時アンカーボルト定着耐力余裕度 $\text{Tau}/\Sigma \text{Tay}$ 、柱型部せん断終局耐力安全率 $Q_{\text{max}}/cQ_{\text{pu}}$ および終局耐力安全率 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}}$ を示す。 Q_{max} は最大耐力実験値(柱せん断力)、 Q_{cu} は式(5.1.2)による柱型部終局強度設計用柱せん断力(柱脚部曲げ終局耐力時柱せん断力)、 cQ_{pu} は式(解5.2.1)による柱型部せん断終局耐力時柱せん断力である。同表中には、柱型部せん断余裕度 $cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}}$ を併記した。計算耐力は、材料試験結果の実強度を用いて算定した。

解表 4.1 に示すように、アンカーボルト引張降伏後、概ね、柱型部せん断余裕度 $cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}} \geq 0.9$ の試験体の終局耐力安全率 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}}$ は 1.0 を上回った。これらにより、式(5.1.3)中の柱脚部全塑性曲げモーメント M_{ap} は、露出柱脚部を引張側アンカーボルトと柱型部コンクリートからなる RC 柱と仮定し、柱軸力が作用しないとした式(5.1.5)で算定できる。

解表 4.1 機械式定着試験体のアンカーボルト定着耐力余裕度および耐力安全率

	系列1、系列2試験体						系列3～系列5試験体							
	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16
Tcy (kN)	452	456	452	456	323		324							
Tco (kN)	1477		1801		1477	1801	1396				1799			
$\gamma_c \cdot T_{\text{cy}}/T_{\text{co}}$	0.21	0.22	0.18	0.18	0.15	0.13	0.16				0.13			
Tau (kN)	1076	1078	1271	1272	1029	1223	973				1215			
ΣTay (kN)	817			613			831		624			831		
$\text{Tau}/\Sigma \text{Tay}$	1.32	1.32	1.55	1.56	1.68	2.00	1.17		1.56			1.17	1.46	
$cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}}$	0.68		0.90		0.91		1.20		0.62				0.86	
$cQ_{\text{gu}}/cQ_{\text{cu}}$	1.56	1.01	1.56	1.53	1.33		1.43	1.48	1.36	1.35		1.38	1.43	
$Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}}$	0.86	0.58	1.08	0.99	1.13	1.33	0.80	0.83	0.83	0.91	0.89	0.96	0.94	1.24
$Q_{\text{max}}/cQ_{\text{pu}}$	1.27	1.29	1.20	1.10	1.25	1.11	1.30	1.34	1.34	1.10	1.08	1.17	1.52	1.44
X_n/D_p	0.16		0.11		0.12		0.08		0.18		0.14		0.18	

(注) $cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}}$ 、 $cQ_{\text{gu}}/cQ_{\text{cu}}$ 、 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}}$ 、 $Q_{\text{max}}/cQ_{\text{pu}}$ は、それぞれ正加力時の値を示す。

(3) アンカーボルト定着耐力余裕度および柱型部せん断終局耐力安全率

解表 4.1 によると、機械式定着試験体 No. 2～No. 16 の場合、アンカーボルト定着耐力余裕度 $\text{Tau}/\Sigma \text{Tay}$ は 1.2～2.0 程度であり、柱型部せん断破壊型 ($cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}} < 1.0$) の場合、柱型部せん断耐力安全率 $Q_{\text{max}}/cQ_{\text{pu}} = 1.1 \sim 1.5$ 程度、柱脚部曲げ破壊型 ($cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}} \geq 1.0$) の場合、終局耐力安全率 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}} = 1.3$ 程度である。

すなわち、RC 造ト形接合部試験体¹¹⁾と同様、Tau の低減係数 $\beta_c = 0.6$ とし、式(4.4)によるアンカーボルト定着耐力余裕度 $\text{Tau}/\Sigma \text{Tay}$ を 1.2 以上とすれば、柱型部せん断破壊型 ($cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}} < 1.0$) の場合、 $Q_{\text{max}}/cQ_{\text{pu}} \geq 1.0$ となり、柱脚部曲げ破壊型 ($cQ_{\text{pu}}/Q_{\text{cu}} \geq 1.0$) の場合、 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}} \geq 1.0$ となる(5.2 節の解説(2) 参照)。なお、解表 4.1 に示すように、式(4.1)中のコンクリートの掻き出し耐力分 T_{co} に対する柱型主筋の引張力分 $\gamma_c \cdot T_{\text{cy}}$ の比は 0.13～0.22 である。

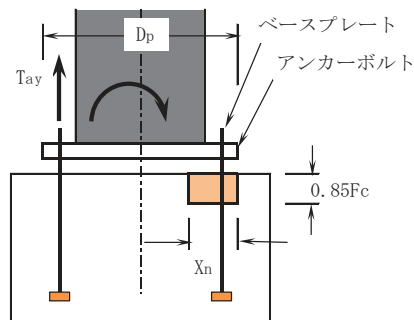
一方、既製品露出柱脚の場合、アンカーボルト定着耐力に係わる標準仕様が定められているので、4.1 節 1) 項のアンカーボルト定着耐力に関する検定は省略してもよいとした。

また、露出柱脚の保有耐力接合の条件を満足する場合¹⁾、1階鉄骨柱ヒンジを形成するので、4.1節1)項のアンカーボルト定着耐力に関する検定は省略してもよいとした(3章(3)参照)。

(4) ベースプレート下コンクリートの中立軸比 X_n/D_p

伸び能力を有するアンカーボルトを用いた場合、解図4.4に示したベースプレート下コンクリート圧縮応力分布¹⁾を仮定すると、ベースプレート下コンクリートの中立軸比 X_n/D_p は式(4.5)で算定できる。解表4.1の開発実験の中立軸比 X_n/D_p は0.08~0.18である。

一方、6章「柱型部配筋詳細設計例」の既製品露出柱脚の場合、同一サイズ角形鋼管でも、引張側アンカーボルト軸径の増加に伴い、式(4.5)の X_n/D_p の値は増加し、 X_n/D_p の最大値は0.24となる。これらより、式(4.5)では、 X_n/D_p の上限値を0.25とした。



解図4.4 ベースプレート下コンクリートの圧縮応力分布

(5) 柱型主筋量

(1)項で前述したように、柱型主筋ひずみ測定値によると、SD345の規格降伏点 345N/mm^2 に対する柱型主筋の最大引張応力の比は、屋外側柱型主筋では0.6程度、基礎梁端側柱型主筋では0.9程度であり、いずれも弾性域に留まった。上記の本実験の知見に基づく、柱型主筋量は、3章(2)(b)2)で定めた柱型主筋比 p_g の最小値(0.6%)以上とすればよく、式(4.6)による本実験の N_{cy}/N_{ay} は0.52~0.74である。

しかし、本開発実験だけでは必ずしも十分であるとは言えないので、既製品露出柱脚の標準仕様による柱型主筋量を考慮し、4.1節2)では、式(4.6)を満足しなければならないとした(6章(4)参照)。

一方、既製品露出柱脚の場合、柱型主筋量は、既製品露出柱脚の標準仕様と同等以上とした。ただし、既製品露出柱脚によっては、柱型主筋比 p_g を既製品露出柱脚の標準仕様以上とすることで、柱型部配筋詳細の納まりを考慮し、柱型主筋の1列の本数を減らすことができる(6章(3)参照)。Labはアンカーボルト定着長さ、 d_a はアンカーボルト軸部直径を示す。

4.2 基礎梁主筋定着部

- 1) 機械式直線定着による基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は、上端筋、下端筋、中段筋ともに、RC 構造設計指針・式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $16db$ 以上、かつ、 $(Dc+jta)/2$ 以上とし、RC 構造設計指針 8.1 節(1)と同様、必要定着長さ l_{ao} の上限は $25db$ とする。 Dc は柱型せい、 jta は最外縁アンカーボルト中心間距離(解図 3.1)、 db は基礎梁主筋呼び名の値を示す。
- 2) 最外縁アンカーボルト中心間距離 jta 区間外の基礎梁上端筋定着部は RC 構造設計指針 14.2 節(2)、基礎梁下端筋定着部は同指針 14.2 節(3)による。
- 3) 基礎梁主筋中心から柱型部側面までの側面かぶり厚さ C_s は、 $3db$ 以上とする。
- 4) 基礎梁主筋先端の定着金物各部のかぶり厚さは、JASS 5 の設計かぶり厚さ以上とする。

【解説】

解図 3.1 に示すように、アンカーボルト中心で囲まれた範囲を超える位置に配置した基礎梁主筋定着部に関する開発実験を基に、4.2 節 1) では $l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, L_{ag})$ かつ $l_{ao} \leq 25db$ とした。 $L_{ag} = (Dc + jta) / 2$ を示す。4.2 節 2) では、柱型部と基礎梁側面の外面合せなどで jta 区間外となる基礎梁上端筋定着部は RC 構造設計指針 14.2 節(2)、基礎梁下端筋定着部は同指針 14.2 節(3)によるとした。

すなわち、本編の各規定を満足する jta 区間内の基礎梁上端筋および下端筋定着部は、機械式直線定着としてもよい。 jta 区間外の基礎梁上端筋定着部は、RC 構造設計指針 14.2 節(2)を満足する場合、機械式直線定着としてもよいが、 jta 区間外の基礎梁下端筋定着部は、RC 構造設計指針 14.2 節(3)の諸条件に応じて、機械式直線定着、曲上げ定着 A タイプ、曲上げ定着 B タイプのいずれかの定着タイプを選定するとしている。 jta 区間外の基礎梁上下主筋定着部は、柱型部内の納まりに注意が必要である。

次に、RC 構造設計指針 8.1 節(2)と同様、基礎梁主筋中心から柱型部側面までの側面かぶり厚さ C_s および定着金物各部のかぶり厚さを規定した。一方、直接基礎(L 形柱型部)の場合に配置する基礎梁中段筋は、付録 2 に示すように、基礎梁中央部側でカットオフされることがあり、柱型部面からカットオフ位置までの寸法は、所要の付着長さおよび余長とする必要がある⁶⁾。

解表 4.2 に、基礎梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を示す。同表の計算値は、RC 構造設計指針・解表 8.1 と同様、 $j_{tg}/db=20$ 、 $p_{jwh}=0.45\%$ とし、上限強度算定用材料強度 σ_{sy} を用いて求めた。

解表 4.2 梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db ($p_{jwh}=0.45\%$)

(a) 両側直交梁付き以外の場合

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	16											
	D41	17	16										
SD345	D32以下	16											
	D35	17	16										
	D38	19	17	16									
	D41	20	19	17	16								
SD390	D25以下	17	16										
	D29	19	17	16									
	D32	20	18	17	16								
	D35	21	20	18	17	16							
	D38	23	21	20	18	16							
	D41	25	23	21	20	17	16						
SD490	D25以下	22	20	19	17	16							
	D29	24	22	20	19	16							
	D32	25	23	22	20	18	16						
	D35	—	25	23	22	19	17	16					
	D38	—	—	25	23	21	18	16					
	D41	—	—	—	25	22	20	17	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
SD295	D41以下	16											
SD345	D38以下	16											
SD390	D41	17	16										
SD490	D29以下	16											
	D32	17	16										
	D35	19	17	16									
D38	20	19	17	16									
D41	22	20	19	17	16								

5章 柱型部せん断設計

5.1 終局強度設計用せん断力の算定

(1) 直接基礎の場合(L形、T形柱型部)

終局強度設計用せん断力 V_{muh} , V_{muv} は、式(5.1.1)による。ここで、終局強度設計用せん断力 V_{muh} , V_{muv} は、1階鉄骨柱の反曲点位置 $h_0/2$ および基礎梁の反曲点位置 $l_0/2$ として算定した上で、メカニズム時設計せん断力以上となることを確認する。

$$V_{muh} = \xi h \cdot Q_{cu}/2, \quad V_{muv} = \xi v \cdot Q_{cu}/2 \quad (5.1.1)$$

$$Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu}) \quad (5.1.2)$$

$$cQ_{cu} = 2 \cdot \min(M_{spo}, M_{ap})/h_0 \quad (5.1.3)$$

$$M_{spo} = M_{sp}/(1-2L_{to}/h_0) \quad (5.1.4)$$

$$M_{ap} = \sum T_{ay} \cdot d_{ta} \quad (5.1.5)$$

$$(L形柱型部) \quad cQ_{gu} = \{2M_{gu}/(\eta_g \cdot l_0)\} \cdot (l/h_1), \quad \eta_g = 1 \mp (j_{tg}/l_0) \cdot (l/h_1) \quad (5.1.6)$$

$$(T形柱型部) \quad cQ_{gu} = 2 \{ (M_{gu} + M_{gu}')/l_0 \} \cdot (l/h_1) \quad (5.1.7)$$

$$\xi_h = (h/l) \cdot (l_0/j_{tg}) - 1, \quad \xi_v = (h_0/j_{tae}) - h_1/l \quad (5.1.8)$$

(2) 杭基礎の場合(ト形、十字形柱型部)

終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.1.9)による。また、同式中の終局強度設計用柱せん断力 Q_{cu} は式(5.1.3)による。ただし、安全側に $Q_{cu} = cQ_{gu}$ としてもよい。

$$V_{muh} = \xi h \cdot Q_{cu} \quad (5.1.9)$$

$$(ト形柱型部) \quad cQ_{gu} = (M_{gu}/l_0) \cdot (l/h) \quad (5.1.10)$$

$$(十字形柱型部) \quad cQ_{gu} = \{ (M_{gu} + M_{gu}')/l_0 \} \cdot (l/h) \quad (5.1.11)$$

(3) 基礎梁曲げ終局耐力

基礎梁曲げ終局耐力 M_{gu} , M_{gu}' は、式(5.1.12)による。

$$M_{gu} = (a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot j_{tg}, \quad M_{gu}' = (a_{gt}' + a_{gn}'/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot j_{tg} \quad (5.1.12)$$

ここに、 Q_{cu} ：終局強度設計用柱せん断力、 M_{sp} ：鉄骨柱全塑性モーメント

M_{ap} ：柱脚部全塑性モーメント、 L_{to} ：張耐力(式(4.4))

j_{tae} ：両側アンカーボルト重心間距離

a_{gt} , a_{gt}' ：引張側基礎梁主筋の断面積、 a_{gn} , a_{gn}' ：基礎梁中段筋の断面積

σ_{gy} ：基礎梁主筋降伏強度、 j_{tg} ：基礎梁上下主筋重心間距離

$\sum T_{ay}$ ：式(4.4)の引張側と中段アンカーボルトで決定する全降伏引張耐力

(L形、T形柱型部) $h = h_1$ 、(ト形、十字形柱型部) $h = (h_1 + h_2)/2$

h_1 ：1階構造階高、 h_0 ：1階鉄骨柱内法高さ、 h_2 ：杭のせん断長さの2倍

l ：スパン長(柱心間距離)、 $l_0 = l - D_c$ ：基礎梁内法スパン長、 D_c ：柱型せい

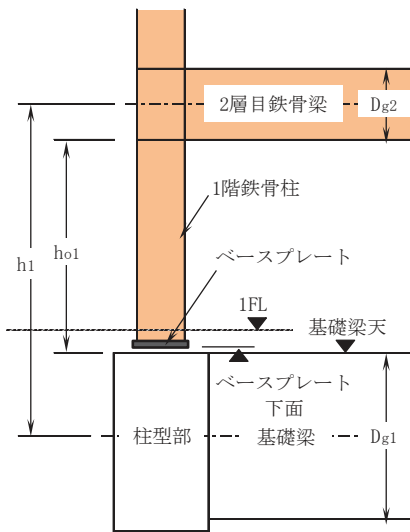
d_{ta} ：柱脚部有効せい

基礎梁主筋降伏強度 σ_{gy} は、RC構造設計指針 8.1 節(1)と同様、SD390 以下の場合 $1.1 \times \sigma_{yo}$ 、SD490 の場合 $1.0 \times \sigma_{yo}$ としてもよい。 σ_{yo} は規格降伏点を示す。

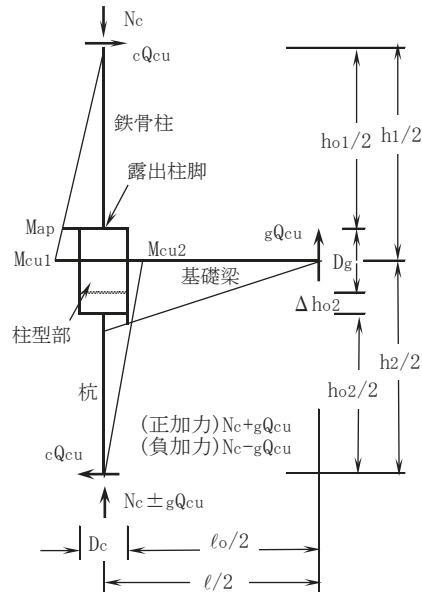
【解説】

(1) 終局強度設計用せん断力 V_{muh} , V_{muv} の算定式

直接基礎の場合、最下階 L 形、T 形柱型部終局強度設計用せん断力 V_{muh} , V_{muv} は、RC 構造設計指針 5.1.1



解図 5. 1. 2 1 階構造階高と内法高さ



解図 5. 1. 3 1 階ト形架構の応力状態

(2) 柱脚部全塑性モーメント M_{ap} の算定式

(a) 略算式

開発実験では、3章の解説(4)で前述のように、柱軸力を加力せずに水平加力を行っているので、柱型部の設計時には、式(5. 1. 5)の柱軸力を考慮しない柱脚部全塑性曲げモーメント M_{ap} を用いて検定する。

(b) 単純累加強度式

ここでは、鋼構造接合部設計指針²⁾と同様、柱脚部はベースプレートの大きさと等断面のコンクリートと引張側アンカーボルトからなるRC断面柱とし、中間アンカーボルトを考慮した単純累加強度式(式(解5. 1. 1))で柱脚部全塑性モーメント M_{ap} を算定してもよいとした。式(解5. 1. 1)中の dt は、解図5. 1. 4のアンカーボルト配置の場合、各アンカーボルト配置位置より算定できる。

同図の角配置の場合、XY方向ともに、角配置のアンカーボルト4本は、それらの重心位置に配置されているとし、式(解5. 1. 1)を適用すればよい。また、12本タイプや16本タイプの場合、最外縁以外の中間アンカーボルトは、ベースプレート中心軸位置に集中して配置されるとし、式(解5. 1. 1)を適用すればよい。なお、同図の均等配置の場合、 $j_{tae}=j_{ta}$ (両側最外縁アンカーボルト中心間距離)となる。

式(解5. 1. 1)による柱脚部全塑性モーメント M_{ap} と柱軸力 N_c との相関関係を解図5. 1. 5に示す。この場合、中間アンカーボルトを考慮し、柱脚部全引張耐力 $-(T_{ay}+T_{any})$ から軸圧縮耐力 N_u の間の5区間について M_{ap} を算定している。露出柱脚の場合、通常、圧縮側アンカーボルトは圧縮力を負担しないので、式(解5. 1. 1)では、柱型部の軸圧縮耐力 N_u に圧縮側アンカーボルトの耐力を算入していない。

$$(i) N_u \geq N_c > N_u - T_{ay} : M_{ap} = (N_u - N_c) \cdot dt$$

$$(ii) N_u - T_{ay} \geq N_c > (N_u/2) - T_{ay} : M_{ap} = T_{ay} \cdot dt + (N_c + T_{ay}) \cdot D_p \cdot \{1 - (N_c + T_{ay}) / N_u\} / 2$$

$$(iii) (N_u/2) - T_{ay} \geq N_c > (N_u/2) - (T_{ay} + T_{any}) : M_{ap} = T_{ay} \cdot dt + N_u \cdot D_p / 8 \quad (\text{解 5. 1. 1})$$

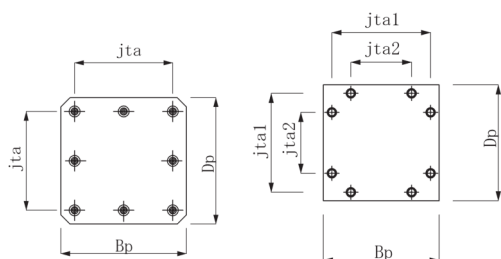
$$(iv) (N_u/2) - (T_{ay} + T_{any}) \geq N_c > -(T_{ay} + T_{any}) : M_{ap} = T_{ay} \cdot dt + (N_c + T_{ay} + T_{any}) \cdot D_p \cdot \{1 - (N_c + T_{ay} + T_{any}) / N_u\} / 2$$

$$(v) -(T_{ay} + T_{any}) \geq N_c > -(2T_{ay} + T_{any}) : M_{ap} = (N_c + 2T_{ay} + T_{any}) \cdot dt$$

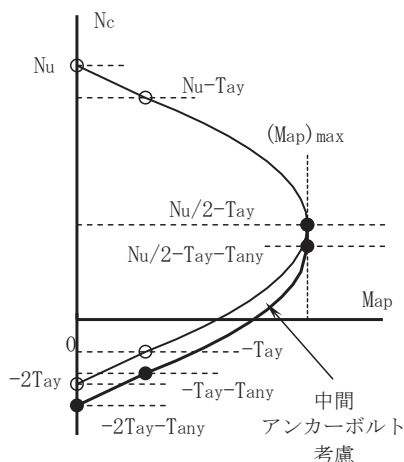
ここに、 N_c : 柱軸力、 $N_u = 0.85F_c \cdot B_p \cdot D_p$: 柱型部軸圧縮耐力

F_c : コンクリート設計基準強度、 $B_p(D_p)$: ベースプレート幅(せい)

$dt = j_{tae}/2$: 柱断面中心と引張側アンカーボルト重心間距離



(均等配置) (角配置)
解図 5.1.4 アンカーボルト配置例
【8本タイプ】



解図 5.1.5 鉄骨露出柱脚部の M-N 相関関係

(2) 鉄骨柱全塑性モーメント M_{sp} の算定式

軸力 N_c と曲げモーメント M が作用する角形鋼管柱断面、円形鋼管柱断面および H 形鋼柱断面の全塑性モーメント M_{sp} は、式(解 5.1.2)～式(解 5.1.5)で算定してもよい(解図 5.1.6 参照)。

(角形鋼管柱断面)

① 冷間成形角形鋼管マニュアルによる場合^{***}

$$N_c/N_Y \leq 0.5 \text{ の時、 } M_{sp} = \{1 - 4(N_c/N_Y)^2/3\} \cdot M_p \quad (\text{解 5.1.2})$$

$$N_c/N_Y > 0.5 \text{ の時、 } M_{sp} = 4\{(1 - N_c/N_Y)/3\} \cdot M_p$$

② 塑性設計指針による場合⁴⁾

$$N_c/N_Y \leq A_w/(2A) \text{ の時、 } M_{sp} = M_p \quad (\text{解 5.1.3})$$

$$N_c/N_Y > A_w/(2A) \text{ の時、 } M_{sp} = 1.14(1 - N_c/N_Y) \cdot M_p$$

(円形鋼管柱断面)⁴⁾

$$N_c/N_Y \leq 0.2 \text{ の時、 } M_{sp} = M_p \quad (\text{解 5.1.4})$$

$$N_c/N_Y > 0.2 \text{ の時、 } M_{sp} = 1.25(1 - N_c/N_Y) \cdot M_p$$

(H 形鋼柱断面)⁴⁾

H 形鋼断面の強軸回り曲げの全塑性モーメントは、式(解 5.1.3)による。

H 形鋼断面の弱軸回り曲げの全塑性モーメントは、下式による。

$$N_c/N_Y \leq A_w/A \text{ の時、 } M_{sp} = M_p \quad (\text{解 5.1.5})$$

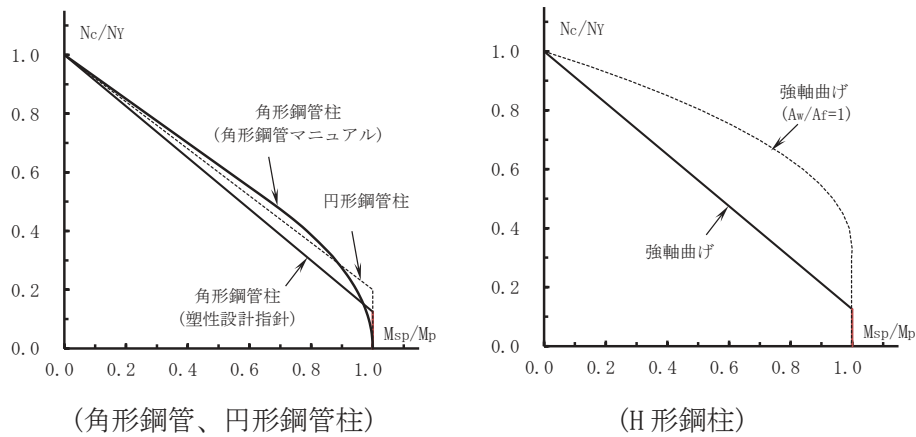
$$N_c/N_Y > A_w/A \text{ の時、 } M_{sp} = \{1 - [(N_c - N_w Y)/(N_Y - N_w Y)]^2\} \cdot M_p$$

ただし、 $N_w Y = A_w \cdot \sigma Y$

ここに、 N_Y : 降伏軸力、 A_w : 角形鋼管ウェブおよび H 形鋼ウェブの断面積

$A = A_w + 2A_f$: 全断面積、 A_w : ウェブの断面積、 A_f : フランジの断面積

σY : 降伏強度、 M_p : $N_c = 0$ 時の全塑性モーメント



解図 5.1.6 角形鋼管、円形鋼管柱、H形鋼柱断面の M-N 相関関係

※※ 日本建築センター 企画、建築研究所 監修：2008 年版冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル、第 2 章 骨組の耐震設計、2.2.2 ルート 2(許容応力度等計算)による計算、pp.38-48, 2008.12

5.2 柱型部せん断終局耐力の算定

水平および鉛直方向の柱型部せん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} は、式(5.2.1)による。

$$V_{puh} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_{jh} \cdot D_{jh}, \quad V_{puv} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_{jv} \cdot D_{jv} \quad (5.2.1)$$

ここに、 κ_u ：柱型部の形状係数

【直接基礎の場合(L形、T形柱型部)】

(L形柱型部) $\kappa_u=0.4$ 、(T形柱型部) $\kappa_u=0.7$

【杭基礎の場合(ト形、十字形柱型部)】

(ト形柱型部) $\kappa_u=0.7$ 、(十字形柱型部) $\kappa_u=1.0$

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： $\phi=0.85$

$$F_j = 0.8F_c^{0.7} \quad (5.2.2)$$

F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

$$b_{jh}=B_g+ba_1+ba_2, \quad b_{jv}=B_p+ba_1+ba_2 \quad (5.2.3)$$

：柱型部水平および鉛直有効幅

B_g ：梁幅、 B_p ：ベースプレート幅

ba_i ： $b_i/2$ または $D_c/4$ の小さい方

b_i ：梁側面またはベースプレート側面から平行する柱側面までの長さ

B_c ：柱型幅、 D_c ：柱型せい、 D_{jh} , D_{jv} ：水平および鉛直柱型部有効せい

【水平方向】(L形、ト形柱型部) $D_{jh}=\ell_{ag}$

(T形、十字形柱型部) $D_{jh}=D_c \quad (5.2.4)$

【鉛直方向】(L形、T形柱型部) $D_{jv}=L_{ab} \quad (5.2.5)$

ただし、 $L_{ab} \geq D_g$ の場合、 $D_{jv}=D_g$ とする。

ℓ_{ag} ：基礎梁主筋定着長さ、 L_{ab} ：アンカーボルト定着長さ、 D_g ：基礎梁せい

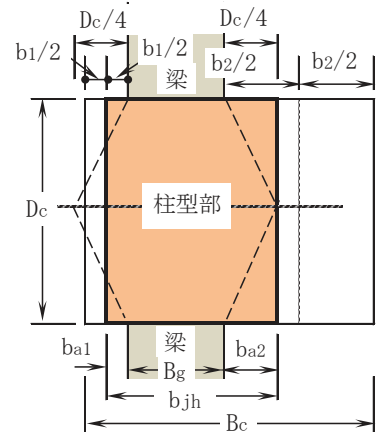


図 5.2.1 柱型部水平有効幅

【解説】

(1) 柱型部せん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} の算定式

水平および鉛直方向の柱型部せん断終局耐力 V_{puh} , V_{puv} は、RC 構造設計指針 6 章の柱梁接合部と同様、靱性保証型設計指針⁷⁾に準じ、式(5.2.1)で算定する。ここで、実験値との適合性を考慮し、直接基礎を想定した L 形柱型部の場合、正負加力ともに、柱型部の形状係数 $\kappa_u=0.4$ とした。

また、直接基礎を想定した L 形、T 形柱型部の水平有効幅 b_{jh} は梁幅 B_g 、鉛直有効幅 b_{jv} はベースプレート幅 B_p を用いて式(5.2.3)で算定し、水平方向の有効せいは、(L 形) $D_{jh}=\ell_{ag}$ 、(T 形) $D_{jh}=D_c$ 、鉛直方向の有効せいは、L 形、T 形接合部ともに、 $D_{jv}=L_{ab}$ とした。

(2) 柱型部せん断終局耐力時柱せん断力の検討結果

略算式(式(5.1.5))の柱脚部全塑性モーメント M_{ap} を用いて算定した柱型部せん断終局耐力時柱せん断力の検討結果として、各試験体の終局耐力計算値と実験値一覧を解表 5.2.1、耐力安全率 Q_{max}/Q_{cu} —柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{cu} 関係を解図 5.2.1 に示す。

Q_{max} は最大耐力実験値(柱せん断力)、 Q_{cu} は式(5.1.2)の柱型部の終局強度設計用せん断力(柱脚部曲げ終局耐力時柱せん断力)、 cQ_{pu} は式(解 5.2.1)の柱型部せん断終局耐力時柱せん断力である。

$$cQ_{pu} = \min(cQ_{puh}, cQ_{puv}) \quad (\text{解5.2.1})$$

$$cQ_{puh} = 2V_{puh}/\xi h, \quad cQ_{puv} = 2V_{puv}/\xi v \quad (\text{解5.2.2})$$

解図 5.2.1 中、 $\lambda_p < 1$ の斜め線は cQ_{pu} 到達時の計算耐力、 $\lambda_p \geq 1$ の水平線は Q_{cu} 到達時の計算耐力を示す。 $\lambda_p = cQ_{pu}/Q_{cu}$ は柱型部せん断余裕度である。

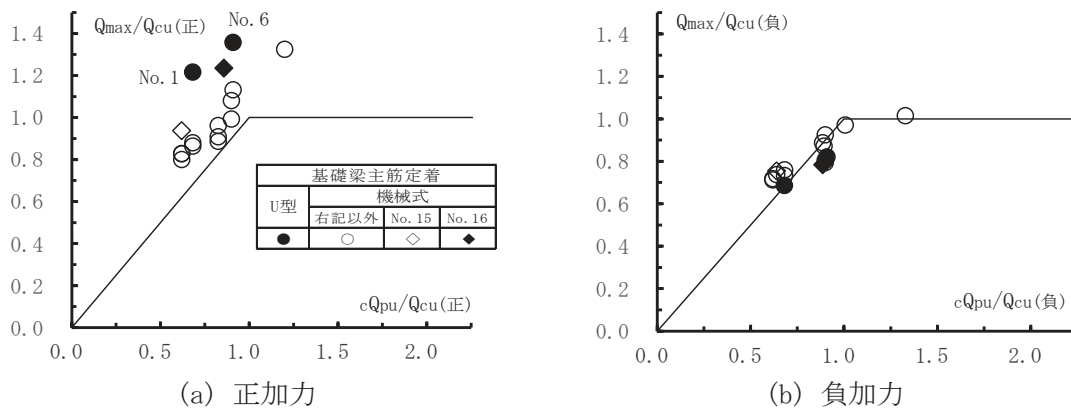
同図によると、正加力の Q_{max} は、柱型部せん断破壊型 ($\lambda_p < 1$) では cQ_{pu} を上回り、柱脚部曲げ破壊型 ($\lambda_p \geq 1$) では Q_{cu} を上回る。また、負加力時には、機械式定着試験体の場合、概ね、 $\lambda_p \geq 1$ の Q_{max} は Q_{cu} を上回り、 $\lambda_p < 1$ の Q_{max} は cQ_{pu} を上回る。

すなわち、3章(3)の式(3.2)および式(3.3)を満足すれば、直接基礎を想定した L 形、T 形柱型部のせん断破壊は防止できる。

解表 5.2.1 各試験体の終局耐力計算値と実験値一覧

試験体	Q_{max} (kN)		Q_{max}/Q_{cu}		Q_{max}/cQ_{gu}		Q_{max}/cQ_{cu} (鉄骨柱)		Q_{max}/cQ_{pu}		R_{max} ($\times 10^{-3}$)		R_{80} ($\times 10^{-3}$)		
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	
系列 1	No. 1	418	236	1.22	0.69	0.79	0.66	0.80	0.45	1.79	1.01	40.1	20.1	55.4	40 ↑
	No. 2	297	252	0.86	0.73	0.56	0.70	0.57	0.48	1.27	1.08	13.0	30.2	45.4	40 ↑
	No. 3	303	261	0.88	0.76	0.58	0.73	0.58	0.50	1.29	1.12	13.7	30.1	43.6	40 ↑
	No. 4	372	273	1.08	0.79	0.69	0.75	0.71	0.52	1.20	0.88	19.0	39.1	50.9	40 ↑
	No. 5	342	277	0.99	0.81	0.65	0.78	0.65	0.53	1.10	0.90	16.1	40.1	43.0	40 ↑
系列 2	No. 6	350	212	1.36	0.82	0.91	0.81	0.67	0.41	1.49	0.90	30.1	40.2	40.8	40 ↑
	No. 7	292	226	1.13	0.97	0.85	0.97	0.56	0.43	1.25	0.97	16.0	40.2	43.6	40 ↑
	No. 8	342	237	1.33	1.02	1.00	1.02	0.65	0.45	1.11	0.76	28.1	40.2	35.1	40 ↑
系列 3	No. 9	280	250	0.80	0.74	0.56	0.74	0.54	0.48	1.30	1.15	20.1	20.1	43.7	40 ↑
	No. 10	290	252	0.83	0.72	0.56	0.72	0.55	0.48	1.34	1.16	20.1	20.1	36.7	40 ↑
	No. 11	290	250	0.83	0.71	0.56	0.71	0.56	0.48	1.34	1.15	13.7	20.1	32.3	40 ↑
系列 4	No. 12	239	212	0.91	0.87	0.67	0.87	0.46	0.41	1.10	0.98	12.0	20.0	34.2	40 ↑
	No. 13	233	223	0.89	0.93	0.66	0.93	0.45	0.43	1.08	1.03	13.9	40.1	31.5	40 ↑
	No. 14	253	217	0.96	0.89	0.70	0.89	0.48	0.42	1.17	1.00	12.9	40.2	32.1	40 ↑
系列 5	No. 15	328	256	0.94	0.75	0.66	0.75	0.63	0.49	1.52	1.18	18.9	30.1	40.9	40 ↑
	No. 16	432	265	1.24	0.78	0.86	0.78	0.83	0.51	1.44	0.88	64.8	30.1	100 ↑	40 ↑

Q_{max} : 最大耐力、 R_{max} : 最大耐力時層間変形角、 R_{80} : 限界層間変形角 (↑ は同値以上であることを表す)



解図 5.2.1 耐力安全率 Q_{max}/Q_{cu} —柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{cu} 関係

5.3 柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量

各地震力方向の柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$ は、下式による。

$$\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}) \geq \{(\phi_s \cdot RuD/R80a) - \alpha_{wo}\} \cdot F_c / \beta_w \quad (5.3.1)$$

$$\Sigma p_{jwh} = p_{jwh} + (p_{jwh})_H \cdot \sigma_{wyH} / \sigma_{wy} \quad (5.3.2)$$

ここに、 RuD ：表 5.3.1 による設計限界層間変形角、 $\phi_s=2.0$ ：安全率

$R80a$ ：柱型部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角(表 5.3.2)

α_{wo}, β_w ：表 5.3.2 による補正係数

F_c ：コンクリートの設計基準強度

p_{jwh} ：柱型横補強筋比(式(3.1))

$(p_{jwh})_H = n_H \cdot a_{wH} / (B_c \cdot j_{tgo})$ ：定着部拘束筋による等価横補強筋比

n_H, a_{wH} ：定着部拘束筋の組数および 1 組の断面積

B_c ：柱型幅、 j_{tgo} ：基礎梁上下最外縁主筋の中心間距離

$\sigma_{wy}, \sigma_{wyH}$ ：柱型横補強筋と定着部拘束筋の降伏強度

柱型横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、SD295A～SD390 では規格降伏点の 1.1 倍、SD490、685N/mm²級および 785N/mm²級では規格降伏点の 1.0 倍とし、1275N/mm²級では 785N/mm²とする(RC 構造設計指針 7.1 節 参照)。また、定着部拘束筋の降伏強度 σ_{wyH} は、SD490 以下の場合、規格降伏点とし、SD490 を超える場合、490N/mm²とする。

表 5.3.1 設計限界

層間変形角 RuD の下限値

設計区分	
I	II
1/75	1/50

表 5.3.2 $R80a$ の算定式および補正係数 α_{wo}, β_w

	$R80a$ 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、十字形接合部	$R80a=0.03\lambda_p$	0.4	0.6	1.0	19
T形接合部	$R80a=0.024\lambda_p$	0.6	0.7	1.2	4.8
L形接合部	$R80a=0.03\lambda_p$	0.6	0.8	1.2	8.9

【解説】

(1) 基本事項

式(5.3.2)は、RC 構造設計指針・柱主筋外定着方式編の式(2)と同様、柱型横補強筋と定着部拘束筋を加えた全補強筋比 Σp_{jwh} の算定式であり、同式中の定着部拘束筋の降伏強度 σ_{wyH} は、SD490 以下では規格降伏点とし、SD490 超では 490N/mm²とした(柱主筋外定着方式編 2 章(2) 参照)。

(2) 本編・開発実験の限界層間変形角 $R80$

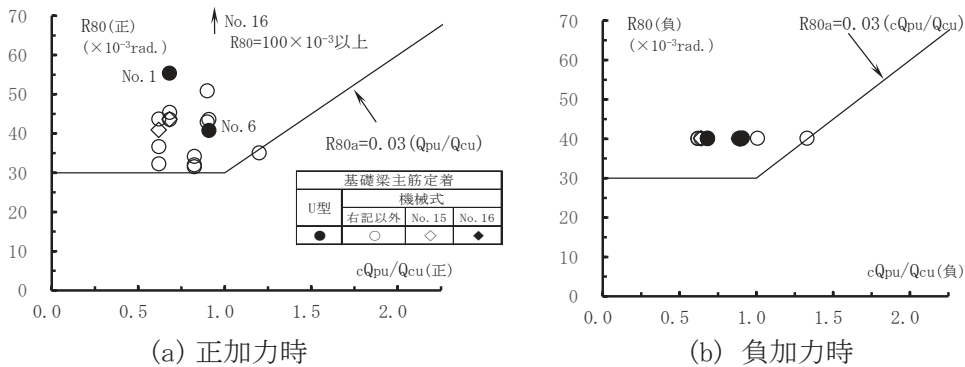
本編・開発実験の限界層間変形角 $R80$ —柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{cu} 関係を解図 5.3.1 に示す。 $R80$ は最大耐力 Q_{max} の 80%耐力低下時限界層間変形角実験値であり、同図中には、柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{cu} で決定する限界層間変形角 $R80a$ を併記した(表 5.3.2 参照)。

これによると、U 型定着、機械式定着試験体ともに、正負加力時の $R80$ は $R80a$ を概ね上回る。ここで、U 型定着試験体の場合、柱型部せん断ひび割れ発生後、基礎梁主筋折曲げ余長部の効果によって正加力時の限界部材角 $R80$ の増加を期待できる。

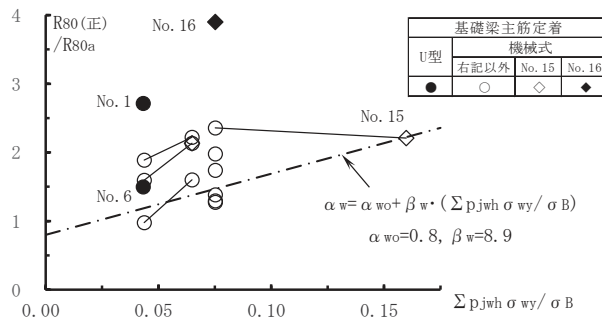
解図 5.3.2 に、正加力時 $R_{80}/R_{80a} - \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係を示す。 Σp_{jwh} は式(5.3.2)による柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋比、 σ_{wy} は柱型横補強筋の降伏強度である。同図によると、 $R_{80}(\text{正})/R_{80a}$ の実験値は、破線で示した式(解 5.3.2)の補正係数 α_w を概ね上回る。同図中の α_w は式(解 5.3.1)中の係数であり、式(解 5.3.1)中の R_{80a} の算定式と式(解 5.3.2)中の補正係数 α_w 、 β_w は、表 5.3.2 に示すように、RC 構造設計指針 4.2 節の表 4.2 と同じにした。

$$R_{80\min} = R_{80a} \cdot \alpha_w \quad (\text{解 5.3.1})$$

$$\alpha_w = \alpha_{w0} + \beta_w \cdot (\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B) \quad (\text{解 5.3.2})$$



解図 5.3.1 限界層間変形角 R_{80} —柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{cu} 関係



解図 5.3.2 正加力時 $R_{80}/R_{80a} - \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係

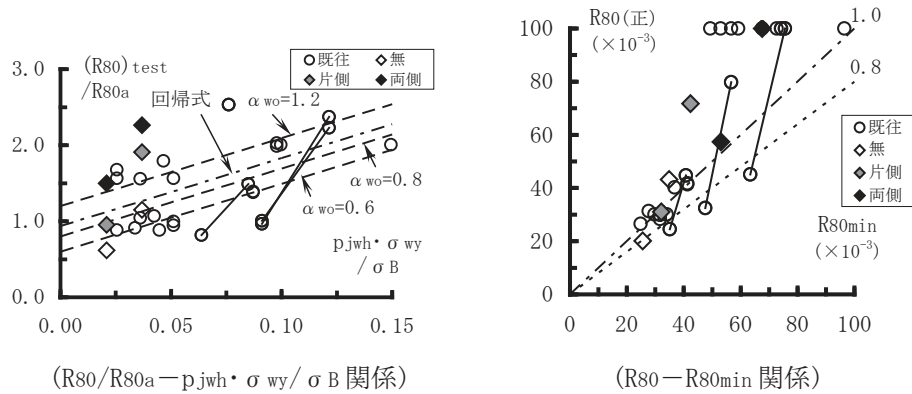
(3) RC ト形、T 形、L 形接合部実験の限界層間変形角 R_{80}

RC 構造設計指針 4.2 節の式(4.2)の実験的根拠とした RC 造 L 形接合部実験の限界層間変形角 R_{80} の検証結果を解図 5.3.3 に示す。同図の $R_{80}/R_{80a} - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係では、それぞれ直交梁なし実験値の回帰式を一点鎖線で示し、直交梁の影響を調べた実験値を併示している。

同図によると、解図 5.3.2 の露出柱脚・基礎梁主筋定着部実験の $R_{80}/R_{80a} - \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係は、解図 5.3.3 の RC 造 L 形接合部の $R_{80}/R_{80a} - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係と同範囲に入る。

また、RC 構造設計指針・柱主筋外定着方式編 2 章の解説(2)に示すように、RC 造 L 形接合部の保証限界層間変形角 $R_{80\min}$ は、式(解 5.3.1)と同様、柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ の関数として評価できる。

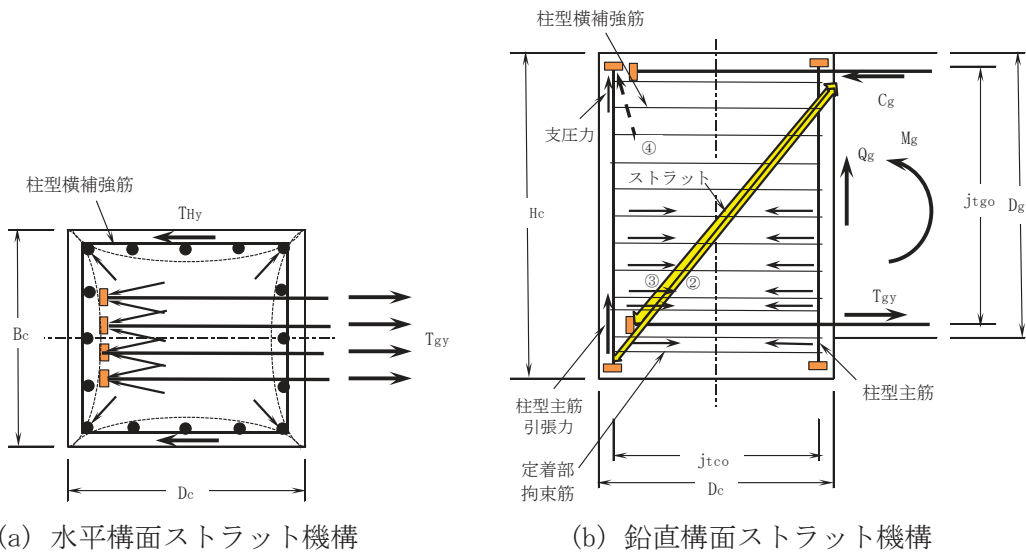
これらより、本編では、式(解 5.3.1)の保証限界層間変形角 $R_{80\min}$ に基づき、式(5.3.1)の柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$ を規定した。その際、RC 構造設計指針 4.1 節(2)と同様、式(5.3.1)中の設計限界層間変形角 R_{uD} は表 5.3.1 によるとし、同表中の設計区分の定義は RC 構造設計指針 4.1 節(1)によっている。



解図 5.3.3 RC 造 L 形接合部実験の限界層間変形角 R80 の検証結果

(4) 基礎梁下端筋引張力によって生じる柱型ストラット機構

RC 構造設計指針・柱主筋外定着方針編 1 章の解図 1.1、解図 1.2 と同様、基礎梁下端筋の降伏引張耐力 T_{gy} が作用すると、柱型部内には、解図 5.3.4 の水平構面と鉛直構面ストラット機構が形成される。すなわち、Richart ら^{*}の横拘束式と同様、解図 5.3.2 中の保証限界層間変形角 R80min の式(解 5.3.2)による α_w は、柱型横補強筋と定着部拘束筋の全横補強筋量 $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ の関数で表され、柱型部に対する横拘束力は、柱型横補強筋と定着部拘束筋の全降伏引張耐力 ΣT_{Hy} に支配される。



(a) 水平構面ストラット機構

(b) 鉛直構面ストラット機構

解図 5.3.4 基礎梁下端筋引張力によって生じる柱型部ストラット機構

^{*} F. E. Richart et al. : A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No.185, 104pp, 1928

5.4 定着部拘束筋

XY 方向ともに、定着部拘束筋として、基礎梁下端 1 段筋直下に外周筋 2 組以上または中子筋(副帯筋 2 本)併用筋 1 組以上を配置する。ただし、定着部拘束筋は式(5.4.1)を満足するように定める。

$$T_{Hy} \geq \gamma_{Hg} \cdot T_{Gy} \quad (5.4.1)$$

$$T_{Hy} = A_H \cdot \sigma_{wyH} \quad (5.4.2)$$

$$T_{Gy} = a_{gt} \cdot \sigma_{gy} \quad (5.4.3)$$

ここに、 T_{Hy} ：定着部拘束筋足部の全降伏引張耐力、 T_{Gy} ：基礎梁下端筋の降伏引張耐力

A_H ：定着部拘束筋足部の全断面積、 σ_{wyH} ：定着部拘束筋の降伏強度(式(5.3.2) 参照)

a_{gt} ：基礎梁下端筋の全断面積、 σ_{gy} ：基礎梁下端筋の降伏強度(規格降伏点とする)

γ_{Hg} ：基礎梁下端筋から定着部拘束筋への引張力伝達係数 ($\gamma_{Hg}=0.1$ とする)

【解説】

RC 構造設計指針・柱主筋外定着方針編 4.1 節と同様、本編では、開発実験を基に、5.4 節で定める定着部拘束筋を柱型主筋下部に配置するとした。【実験資料】(6)(c)に示すように、基礎梁主筋機械式定着試験体では、柱型横補強筋と定着部拘束筋の平均ひずみは、降伏ひずみ ϵ_y 到達時の $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 以降に急増した。すなわち、柱型横補強筋と定着部拘束筋は、柱型部せん断ひび割れ進展防止および基礎梁下端筋定着耐力の向上に寄与した。

解表 5.4.1 に、本実験および文献(14)、(15)の幅広梁付き RC 造 L 形試験体 WL4-6-400-P1, P2 および GL-4-500, 600-B の定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_{Hg} を示す。同表によると、本実験の横補強筋鋼種 SD295A を用いた試験体の γ_{Hg} は、アンカーボルト 8 本タイプで基礎梁主筋鋼種 SD490 の場合 0.09~0.10 であり、アンカーボルト 6 本タイプで基礎梁主筋鋼種 SD345 の場合 0.13~0.14 である(解表 3.2 参照)。

上記の各試験体ともに、解図 5.2.1 に示すように、最大耐力実験値は終局耐力計算値を上回るもので、式(5.4.1)中の γ_{Hg} は、 $\gamma_{Hg}=0.1$ としてもよいとした。なお、柱主筋外定着方式編では、解表 5.4.1 中に示した幅広梁付き RC 造 L 形試験体では、 $\gamma_{Hg}=0.04 \sim 0.05$ であるが、安全側に $\gamma_{Hg}=0.1$ としている。

解表 5.4.1 定着部拘束筋の引張力伝達係数 γ_{Hg} 一覧

試験体	定着部拘束筋			基礎梁下端筋(梁上端筋)			γ_{Hg}	文献						
	配筋	A_H (mm^2)	σ_{Hy} (N/mm^2)	T_{Hy} (kN)	配筋	a_t (mm^2)			σ_{gy} (N/mm^2)	T_{gy} (kN)				
No. 2, No. 4	2-D10 2組	284	345	98.0	4- D25	2028	555	1126	0.09	本 実 験				
No. 3, No. 5						2028	546	1107	0.09					
No. 7, No. 8			2028	356		722	0.14							
No. 9			2028	518		1051	0.10							
No. 10			2028	538		1091	0.09							
No. 11			2028	541		1097	0.09							
No. 12			2028	371		752	0.13							
No. 13			2028	368		746	0.14							
No. 14			2028	374		758	0.13							
No. 15			873	248		2028	518	1051	0.24					
No. 16			357	101		2028	518	1051	0.10					
WL4-6-400-P1			4-D10 1組	284		312	88.6	6- D19	1722		534	920	0.10	14)
WL4-6-400-P2			2-D10 1組	142		363	51.5	6-D19	1722		558	961	0.05	15)
GWL4-550-B			8-D19	2296		1281	0.04							

$\gamma_{Hg} = T_{Hy} / T_{Gy}$: 定着部拘束筋の引張力伝達係数

5.5 かんざし筋

柱型部仕口面から埋め込まれた基礎梁上端筋定着部の上部には、 $p_{jwv} \geq 0.10\%$ のかんざし筋を配置する。ただし、基礎梁上端筋定着部は上部側(2次筋側)だけとしてもよい。 p_{jwv} はかんざし筋比であり、下式で算定する。

$$p_{jwv} = \Sigma a_{jv} / (B_c \cdot D_c) \quad (5.5.1)$$

ここに、 Σa_{jv} ：かんざし筋足部の全断面積、 B_c ：柱型部幅、 D_c ：柱型部せい

また、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、足部の全長は $40d$ 以上とする。 d はかんざし筋呼び名の値を示す。

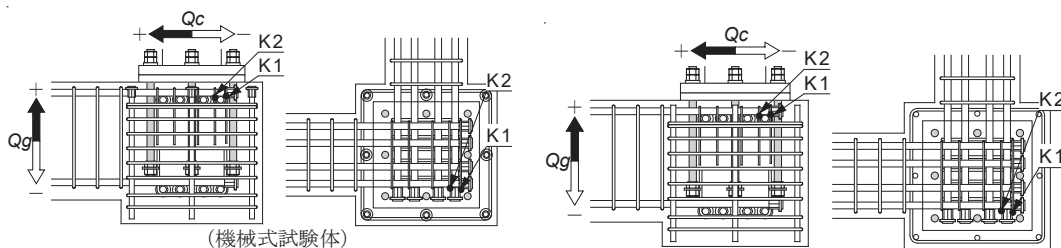
【解説】

柱主筋外定着方針編の妥当性を確認した実験^{14), 15)}と同様、露出柱脚・基礎梁主筋定着実験に供したL形柱型部では、上部側(2次筋側)の基礎梁上端筋定着部の上部から $p_{jwv} = 0.09\%$ 、足部全長 $40d$ (SD295A)のかんざし筋を配置した(3章の解説(4)(c)参照)。これらより、 $p_{jwv} \geq 0.10\%$ のかんざし筋を配置し、かんざし筋足部の全長は $40d$ 以上とした。

【実験資料】(6)(d)に示すように、解図5.5.1のひずみ測定位置K1, K2での測定値によると、

- 1) 各試験体ともに、L形が閉じる正加力の場合、上部かんざし筋ひずみ ϵ_{K1} , ϵ_{K2} はあまり進展せず、L形が開く負加力の場合、概ね、柱型部せん断ひび割れが発生した $R = -10 \sim -20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度より急増し、系列2のNo.7の場合、 ϵ_{K1} が $R = -30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で降伏ひずみ ϵ_y に達した。
- 2) すなわち、負加力の場合、基礎梁端側アンカーボルトの引張降伏に伴い、アンカーボルト近傍のベースプレート下面と基礎梁上面の間に隙間が生じたことで、上部かんざし筋が基礎梁上端筋定着部の上面方向への移動を拘束した結果、 ϵ_{K1} , ϵ_{K2} が発現したと考えられる。

一方、4.2節2)の最外縁アンカーボルト中心間距離 j_{ta} 区間外の場合、上部側(2次筋)側の基礎梁上端筋定着部は、露出柱脚ベースプレートによる拘束が大きくないので、RC造配筋指針9.4節⁶⁾に準じ、柱型部に接続する基礎梁筋と同径、同間隔の肋筋またはL形かんざし筋を配置することが望ましい(RC構造設計指針(2017年)13.2節の解説(1)(a)参照)。



解図 5.5.1 ひずみ測定位置

6章 柱型部配筋詳細設計例

6.1 検討対象の露出柱脚

本設計例の検討対象は、ベースパック、ハイベース NEO 工法、NC ベース (P シリーズ) の角形鋼管柱用既製品露出柱脚とする。

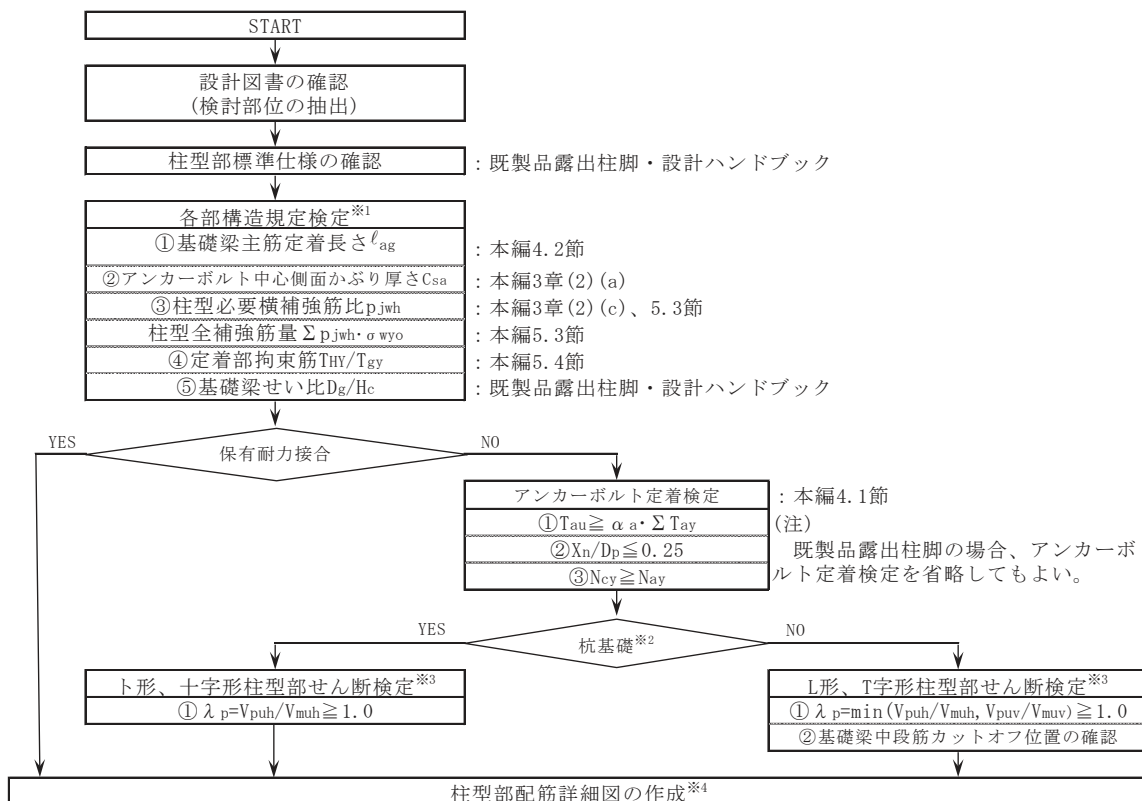
6.2 本編による検定計算の概要

6.2.1 検定計算フロー

本編による検定計算では、図 6.2.1 に示すように、設計図書、柱型部標準仕様を確認し、各部構造規定検定を行った後、露出柱脚の保有耐力接合の可否を判別する。

保有耐力接合の場合、1 階鉄骨柱ヒンジの形成を想定しているため、アンカーボルト定着検定および柱型部せん断検定を省略してもよい(本編 4.1 節 3) 参照)。非保有耐力接合の場合、アンカーボルト定着検定後、杭基礎の場合にはト形、十字形柱型部せん断検定を行い、直接基礎の場合には L 形、T 形柱型部せん断検定を行う。ただし、既製品露出柱脚の場合、アンカーボルト定着耐力に係わる標準仕様が定められているため、アンカーボルト定着検定を省略する(本編 4.1 節 2) 参照)。

検定計算に当たっては、柱型部配筋詳細図の基本事項を確認することが重要である。



※1：検討部位ごとに各部構造規定の合否を検定する。

※2：検討部位の基礎種別(直接基礎、杭基礎)を確認する。

※3：柱型部せん断検定は、本編 3 章(3)、5.1 節、5.2 節による。

※4：柱型部配筋詳細図は、本検定例集 5 章を基に作成する。

図 6.2.1 本編による検定計算フロー

6.2.2 検定計算の注意事項

(1) 一般事項

- 1) 基礎梁主筋定着は、主として隅、側柱の柱型部内で行われ、左右材端部で基礎梁主筋本数が異なる中柱の柱型部内でも行われる。
- 2) 露出柱脚の検定に係わる 1 階鉄骨柱内法高さ h_{o1} は、解図 5.1.2 に示すように、1 階構造階高 h_1 、基礎梁せい D_{g1} 、2 層目鉄骨梁せい D_{g2} より、 $h_{o1}=h_1-(D_{g1}+D_{g2})/2$ として算出されるので、設計図から D_{g1} 、 D_{g2} と h_{o1} の値を読み取り、1 階構造階高 h_1 を定める(本編 5.1 節 参照)。
- 3) 本検定計算では、安全側として、終局強度設計用柱せん断力 $Q_{cu}=cQ_{gu}$ とする(5.1 節(2) 参照)。
- 4) 本検定計算では、式(5.1.9)の V_{muh} は、1 階鉄骨柱の反曲点位置 $h_{o1}/2$ を 1 階鉄骨柱内法高さ中央、基礎梁の反曲点位置 $l_o/2$ を基礎梁内法スパン長中央として計算する(解図 5.1.3 参照)。

(2) 各部構造規定の確認

- 1) 図 6.2.1 の検定計算フロー中「各部構造規定検定」の基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は、本編 4.2 節「基礎梁主筋定着部」の規定 $l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, Lag)$ かつ $l_{ao} \leq 25db$ となることを確認する。 l_{ao} は RC 構造設計指針・式(8.1)の必要定着長さ、 db は基礎梁主筋呼び名の値、 $Lag=(Dc+jta)/2$ を示す。
 Dc は柱型せい、 jta は最外縁アンカーボルト中心間隔であり、その他の注意点を以下に示す。
 - ① 【既製品露出柱脚寸法諸元】に示すように、 $\square-350 \times 350mm$ サイズ以上の既製品露出柱脚の場合、 $l_{ag} \geq Lag$ の条件より、基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は $0.8Dc$ 前後の値になる。この場合、基礎梁主筋定着部の柱型部内の納まりに注意が必要である。
 - ② 特に、柱型部と基礎梁側面の外面合せなどで jta 区間外となる基礎梁上端筋と下端筋定着部は、柱型部内の納まりが難しい(本編 4.2 節 2))。
 - ③ SD490 の基礎梁主筋を用い、コンクリート設計基準強度 F_c が $30N/mm^2$ 未満の場合、 l_{ao} の上限が $25db$ を超えることがあるので注意が必要である。
 - ④ 基礎梁主筋と関連し、終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、基礎梁主筋の降伏引張耐力 T_{gy} の最大値で決まるため、本編 5.1 節(3)基礎梁曲げ終局耐力 M_{gu} 、 M_{gu}' の算定時には、基礎梁上端筋断面積と下端筋断面積のどちらか大きい方を用いる。また、本編 5.4 節「定着部拘束筋」の検定時には、基礎梁下端筋の断面積と降伏強度を用いる。
- 2) 柱型必要横補強筋比は、柱型最小横補強筋比=0.3%であるので、 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_w)$ として算出する(本編 3 章(2)(c))。 p_w は既製品露出柱脚の標準仕様による柱型帯筋比を示す。
- 3) 本編 5.3 節に示すように、柱型横補強筋の降伏強度 σ_{wy} と定着部拘束筋の規格最小降伏点 σ_{wyo} を用い、式(5.3.1)で規定する柱型全横補強筋量 $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ を確認する。
- 4) 本編 5.4 節の式(5.4.1)で規定する定着部拘束筋の引張力伝達係数 THY/T_{gy} を確認する。
- 5) 既製品露出柱脚の標準仕様による柱型せいの最小高さ H_c が基礎梁せい比 $D_g/H_c \geq 1.0$ となることを確認する。

(3) 露出柱脚の保有耐力接合の判定

本編 4.1 節「アンカーボルト定着部」では、露出柱脚の保有耐力接合を満足する場合、本編 3 章(3)の柱型部せん断検定および 4.1 節のアンカーボルト定着部検定を省略してもよいとしている。

ベースパックの場合、後述の 6.3 節(1)に示すように、保有耐力接合と非保有耐力接合の製品記号を区別しているので、両者の違いは製品記号で判別できる。

一方、ハイベース NEO 工法および NC ベース工法の場合、解析結果による柱脚部の設計応力(曲げモーメントおよびせん断力)を用い、設計者が保有耐力接合と非保有耐力接合を選定するので、いずれの接合かを設計者に確認する。

(4) アンカーボルト定着検定

アンカーボルト定着検定は、本編 4.1 節 2) に示すように、既製品露出柱脚の場合、アンカーボルト定着耐力に係わる標準仕様が定められているので省略してもよい。

(5) 基礎種別

まず、基礎種別(杭基礎、直接基礎)を確認した上で、図 6.2.1 に示すように、本編 5.1 節に従い、杭基礎の場合、ト形、十字形柱型部せん断検定を行い、直接基礎の場合、L 形、T 形柱型部せん断検定を行う。□-400×400 程度以上の角形鋼管を用いる鉄骨建物では、杭基礎とすることが多い。

杭基礎の場合、杭頭補強筋、アンカーボルト定着部、柱型主筋、基礎梁主筋定着部の柱型部内の納まりに注意する。図 6.2.3 に示した X 方向に基礎梁のない複数本数杭基礎の場合、通常、1 階鉄骨柱脚部ヒンジ形成を想定しているの、柱型諸元は設計図書によるとし、柱型部せん断検定を省略してもよい。

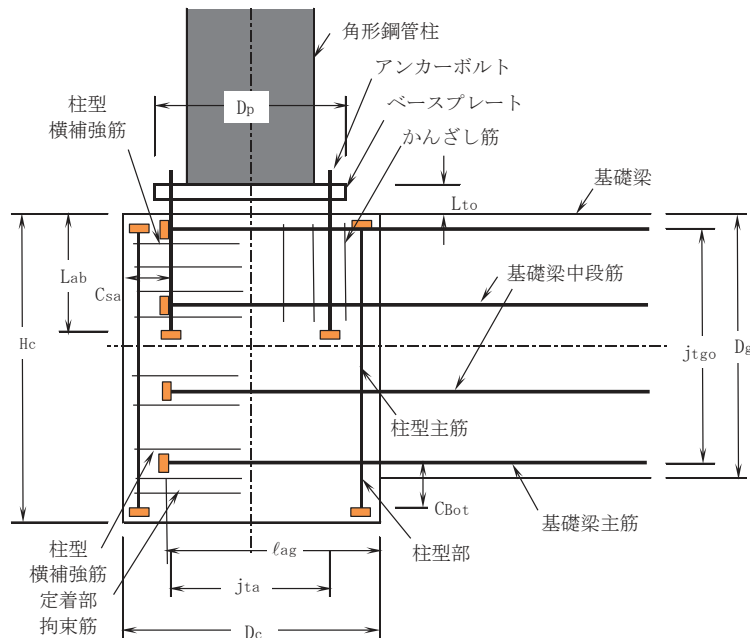


図 6.2.2 柱型部配筋詳細各部名称(本編・解図 3.1)

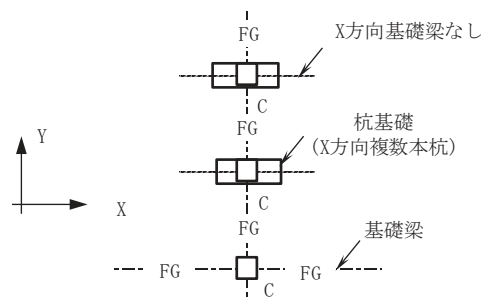


図 6.2.3 柱型部・基礎伏図(X 方向複数本杭)

(6) 上層階 S 下層階 RC 骨組における下層階柱脚が露出柱脚の場合

上層階 S 下層階 RC 骨組における下層階柱脚が露出柱脚の場合、図 6.2.4 の地上階 S 地下階 RC 骨組における 1 階柱脚が露出柱脚の場合と同様、解図 5.1.3 に準じ、地下 1 階の構造階高を h_2 とすれば、1 階露出柱脚部の検定を行うことができる。

この場合、3 章 (2) (b) 4) と同様、基礎梁下端筋 (1 段筋) 中心から $5d$ 以内の範囲を $CBot$ とし、同範囲内の地下 1 階柱横補強筋を定着部拘束筋とみなし、5.4 節と同様、1F 梁下端筋の降伏引張耐力 T_{gy} に対して、定着部拘束筋足部の全降伏降伏引張耐力 Thy が $\gamma H_g (=0.1)$ 倍以上となることを確認する。 d は地下 1 階柱主筋の呼び名の値を示す。

ただし、地下 1 階柱の横補強筋量は、 $CBot$ の範囲内で定着部拘束筋とみなした地下 1 階柱横補強筋量のほかに、せん断設計で必要な横補筋量を加えた値とする。

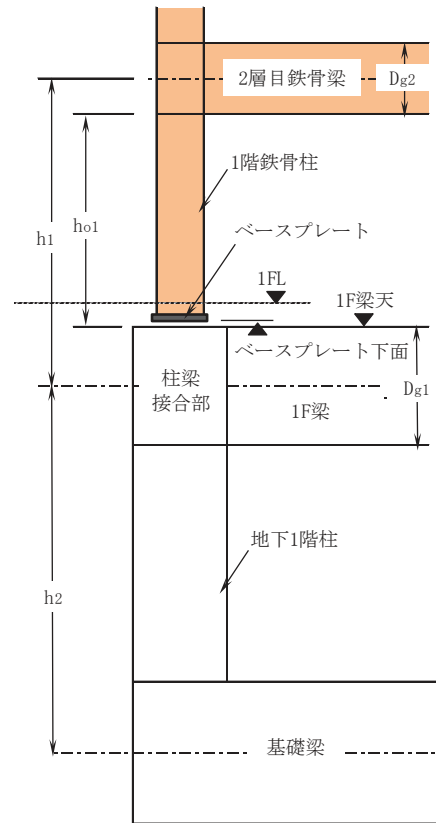


図 6.2.4 地上階 S 地下階 RC 骨組モデル
(上層階 S 下層階 RC 骨組モデル)

6.3 既製品露出柱脚の適用柱サイズおよび製品記号

(1) ベースパック

角形鋼管用ベースパックの適用柱サイズ一覧を表

6.3.1(1)、製品記号一覧を表 6.3.1(2)に示す。表 6.3.1(2)中には、鉄骨柱サイズ、アンカーボルト本数と呼び名を併記した。同表は、ベースパック柱脚工法設計ハンドブック (HP 公開資料) を基に作成した。

(2) ハイベース NEO 工法

角形鋼管用ハイベースの適用柱サイズ一覧を表 6.3.2(1)、製品記号一覧を表 6.3.2(2)に示す。表 6.3.2(2)中には、鉄骨柱サイズ、アンカーボルト本数と軸径を併記した。同表は、ハイベースハンドブック NEO 工法 (HP 公開資料) を基に作成した。ハイベース NEO 工法設計ハンドブックでは、G タイプの場合、表 6.3.2(2)の製品以外に $\square-1200 \times 1200$ サイズまでの製品が示されている。

(3) NC ベース

角形鋼管用 NC ベースの適用柱サイズ一覧を表 6.3.3(1)、製品記号一覧を表 6.3.3(2)に示す。表 6.3.3(2)中には、鉄骨柱サイズ、アンカーボルト本数と軸径を併記した。同表は、NC ベース設計ハンドブック (HP 公開資料) を基に作成した。NC ベース設計ハンドブックでは、8 本タイプの場合、表 6.3.3(2)の製品以外に $\square-900 \times 900$ サイズまで、12 本タイプの場合、表 6.3.3(2)の製品以外に $\square-1000 \times 1000$ サイズまでの製品が示されている。

表 6.3.1(1) ベースパックの角形鋼管適用柱サイズ一覧

ベースパック 型式	柱材	適用柱サイズ													
	F値	□150	□175	□200	□250	□300	□350	□400	□450	□500	□550	□600	□650	□700	□750
I・II型	295N/mm ² 以下	I型(保有耐力接合タイプ)					II型(保有耐力接合タイプ)					—	—	—	—
NT	FX3	—	—	—	—	FX3(保有耐力接合タイプ)									
	S3	—	—	—	—	S3(柱脚ヒンジタイプ)									

表 6.3.1(2) ベースパック製品記号一覧

鉄骨柱 サイズ	製品記号	アンカー ボルト	製品記号	アンカー ボルト			
	F値295N/mm ² 以下 保有耐力接合	本数・呼び		F値325N/mm ² 以下 柱脚ヒンジ	本数・呼び		
□-150 ×150	15-12V	4-M27	□-300 ×300	30-19FX3	8-M36	30-19S3	4-M39
	17-12V	4-M30		35-16FX3	8-M36	35-16S3	4-M45
□-175 ×175	20-09V	4-M30	□-350 ×350	35-19FX3	8-M39	35-19S3	8-M36
	20-12V	4-M33		35-22FX3	8-M42	35-22S3	8-M36
25-09V	8-M27	35-25FX3		8-M42	35-25S3	8-M39	
□-250 ×250	25-12V	8-M30	□-400 ×400	40-16FX3	8-M42	40-16S3	8-M36
	25-16V	8-M33		40-19FX3	8-M45	40-19S3	8-M39
	30-09V	8-M30		40-22FX3	8-M48	40-22S3	8-M39
30-12V	8-M33	40-25FX3		8-M48	40-25S3	8-M42	
□-300 ×300	30-16V	8-M36	□-450 ×450	45-16FX3	8-M45	45-16S3	8-M39
	30-19V	8-M36		45-19FX3	8-M48	45-19S3	8-M42
	35-16R	8-D38		45-22FX3	8-M52	45-22S3	8-M42
35-19R	8-D38	45-25FX3		8-M52	45-25S3	8-M45	
□-350 ×350	35-22R	8-D41	□-500 ×500	45-28FX3	8-M56	45-28S3	8-M48
	40-16R	8-D41		50-19FX3	8-M52	50-19S3	8-M45
	40-19R	8-D41		50-22FX3	8-M56	50-22S3	8-M45
40-22R	12-D38	50-25FX3		8-M56	50-25S3	8-M48	
□-400 ×400	40-25R	12-D41	□-550 ×550	50-28FX3	8-M60	50-28S3	8-M52
	45-19R	12-D38		50-32FX3	8-M64	50-32S3	8-M52
	45-22R	12-D41		55-19FX3	8-M56	55-19S3	8-M45
45-25R	12-D41H	55-22FX3		8-M60	55-22S3	8-M48	
□-450 ×450	50-19R	12-D41	□-600 ×600	55-25FX3	8-M60	55-25S3	8-M52
	50-22R	12-D41H		55-28FX3	12-M56	55-28S3	8-M52
	50-25R	12-D51		55-32FX3	12-M56	55-32S3	8-M56
55-19R	12-D41H	60-19FX3		12-M48	60-19S3	8-M48	
□-500 ×500	55-22R	12-D41H	□-650 ×650	60-22FX3	12-M52	60-22S3	8-M52
	55-25R	12-D51		60-25FX3	12-M56	60-25S3	8-M56
	60-19R	12-D41H		60-28FX3	12-M56	60-28S3	8-M56
60-22R	12-D41H	60-32FX3		12-M60	60-32S3	8-M60	
□-550 ×550	65-22FX3	12-M56	□-700 ×700	65-25FX3	12-M60	65-25S3	12-M45
	65-25FX3	12-M60		65-28FX3	12-M60	65-28S3	12-M48
	65-28FX3	12-M60		65-32FX3	12-M64	65-32S3	12-M52
70-22FX3	16-M52	70-22S3		12-M48			
□-600 ×600	70-25FX3	16-M56	□-750 ×750	70-25S3	12-M52		
	70-28FX3	16-M56		75-22FX3	16-M52	75-22S3	12-M52
	70-32FX3	16-M60		75-25FX3	16-M56	75-25S3	12-M52
75-22FX3	16-M52	75-28FX3		16-M60	75-28S3	12-M56	
□-650 ×650	75-25FX3	16-M56	□-750 ×750	75-32FX3	16-M64	75-32S3	12-M56
	75-28FX3	16-M60					
	75-32FX3	16-M64					
75-32FX3	16-M64						

表 6.3.2(1) ハイベース NEO 工法の角形鋼管適用柱サイズ一覧

適用柱サイズ													
□150	□175	□200	□250	□300	□350	□400	□450	□500	□550	□600	□650	□700	□750
エコタイプ(鋼製ベースプレート)										—	—	—	—
—	—	—	—	Gタイプ(鋳鋼製ベースプレート)									

表 6.3.2(2) ハイベース NEO 工法製品記号一覧

エコタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト		Gタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト	
		本数	軸径 da(mm)			本数	軸径 da(mm)
EB150-4-24	□-150 × 150	4	24	GB350-4-42	□-350 × 350	4	42
EB175-4-24	□-175 × 175	4	24	GB350-4-48		4	48
EB200-4-24	□-200 × 200	4	24	GB350-8-30		8	30
EB200-4-30		4	30	GB350-8-36		8	36
EB200-4-36		4	36	GB350-8-42	8	42	
EB250-4-24	□-250 × 250	4	24	GB400-4-42	□-400 × 400	4	42
EB250-4-30		4	30	GB400-4-48		4	48
EB250-4-36		4	36	GB400-8-36		8	36
EB250-8-30		8	30	GB400-8-42		8	42
EB300-4-30	□-300 × 300	4	30	GB400-8-48	8	48	
EB300-4-36		4	36	GB450-4-42	□-450 × 450	4	42
EB300-8-30		8	30	GB450-4-48		4	48
EB300-8-36		8	36	GB450-8-36		8	36
EB350-4-30	4	30	GB450-8-42	8		42	
EB350-8-30	□-350 × 350	8	30	GB450-8-48	8	48	
EB350-8-36		8	36	GB500-4-42	□-500 × 500	4	42
EB350-8-42		8	42	GB500-4-48		4	48
EB400-8-30		8	30	GB500-8-36		8	36
EB400-8-36	8	36	GB500-8-42	8		42	
EB400-8-42	□-400 × 400	8	42	GB500-8-48	8	48	
EB450-8-36	□-450 × 450	8	36	GB500-8-64	8	64	
EB450-8-42		8	42	GB500-12-48	12	48	
EB500-8-36		8	36	GB500-12-56	12	56	
EB500-8-42		8	42	GB550-4-48	□-550 × 550	4	48
EB500-12-42	12	42	GB550-4-56	4		56	
EB550-8-42	8	42	GB550-8-36	8		36	
EB550-12-42	12	42	GB550-8-42	8		42	
EB550-8-42	□-550 × 550	8	42	GB550-8-48	8	48	
EB550-12-42		12	42	GB550-8-64	8	64	
		8	48	GB550-12-48	12	48	
		12	48	GB550-12-56	12	56	
			GB600-8-42	□-600 × 600	8	42	
			GB600-8-48		8	48	
			GB600-8-64		8	64	
			GB600-12-48		12	48	
			GB600-12-56	12	56		
			GB600-12-64	12	64		
			GB650-8-42	□-650 × 650	8	42	
			GB650-8-48		8	48	
			GB650-8-56		8	56	
			GB650-8-64		8	64	
			GB650-8-72	8	72		
			GB650-12-56	12	56		
			GB650-12-64	12	64		
			GB700-8-42	□-700 × 700	8	42	
			GB700-8-48		8	48	
			GB700-8-56		8	56	
			GB700-8-64		8	64	
			GB700-8-72	8	72		
			GB700-12-56	12	56		
			GB700-12-64	12	64		
			GB750-8-48	□-750 × 750	8	48	
			GB750-12-48		12	48	
			GB750-12-56		12	56	
			GB750-12-64		12	64	
			GB750-12-72	12	72		

表 6.3.3(1) NC ベースの角形鋼管適用柱サイズ一覧

適用柱サイズ													
□150	□175	□200	□250	□300	□350	□400	□450	□500	□550	□600	□650	□700	□750
4本タイプ							—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	8本タイプ								
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12本タイプ	

表 6.3.3(2) NC ベース製品記号一覧

4本タイプ 製品記号	鉄骨柱		アンカーボルト		8本タイプ 製品記号	鉄骨柱		アンカーボルト		12本タイプ 製品記号	鉄骨柱		アンカーボルト	
	サイズ	本数	軸径 da (mm)	サイズ		本数	軸径 da (mm)	サイズ	本数		軸径 da (mm)	サイズ	本数	軸径 da (mm)
PK-150-4C-24	□-150 ×150	4	24	PK-350-8S-30	□-350 ×350	8	30	PK-700-12S-42	□-700 ×700	12	42			
PK-175-4C-24	□-175 ×175	4	24	PK-350-8M-36		8	36	PK-700-12S-48		12	48			
PK-200-4C-24	□-200 ×200	4	24	PK-350-8M-42	8	42	PK-700-12L-56	12		56				
PK-200-4S-27		4	27	PK-400-8S-30	□-400 ×400	8	30	PK-700-12X-64		12	64			
PK-200-4M-30		4	30	PK-400-8M-36		8	36	PK-750-12S-48	12	48				
PK-250-4C-24	4	24	PK-400-8L-42	8		42	PK-750-12S-56	12	56					
PK-250-4S-27	□-250 ×250	4	27	PK-450-8C-30	□-450 ×450	8	30	PK-750-12M-64	□-750 ×750	12	64			
PK-250-4M-30		4	30	PK-450-8S-36		8	36	PK-750-12L-72		12	72			
PK-250-4L-36		4	36	PK-450-8M-42		8	42							
PK-300-4S-27	□-300 ×300	4	27	PK-450-8L-48	8	48	PK-500-8C-30	□-500 ×500	8	30				
PK-300-4M-30		4	30	PK-500-8C-36	8	36	PK-500-8C-36		8	36				
PK-300-4L-36		4	36	PK-500-8S-42	8	42	PK-500-8S-42		8	42				
PK-300-4L-42		4	42	PK-500-8M-48	8	48	PK-500-8X-56		8	56				
PK-350-4C-30	□-350 ×350	4	30	PK-550-8C-36	□-550 ×550	8	36	PK-550-8C-36	□-550 ×550	8	36			
PK-350-4S-36		4	36	PK-550-8S-42		8	42	PK-550-8S-42		8	42			
PK-350-4M-42		4	42	PK-550-8M-48		8	48	PK-550-8X-56		8	56			
PK-350-4L-48		4	48	PK-550-8X-64		8	64	PK-600-8S-42		8	42			
PK-400-4C-30	□-400 ×400	4	30	PK-600-8S-42	□-600 ×600	8	42	PK-600-8S-42	□-600 ×600	8	42			
PK-400-4S-36		4	36	PK-600-8M-48		8	48	PK-600-8M-48		8	48			
PK-400-4M-42		4	42	PK-600-8L-56		8	56	PK-600-8L-56		8	56			
PK-400-4L-48		4	48	PK-600-8X-64		8	64	PK-600-8X-64		8	64			
PK-400-4X-56		4	56	PK-650-8S-42	□-650 ×650	8	42	PK-650-8S-42	□-650 ×650	8	42			
				PK-650-8S-48		8	48	PK-650-8S-48		8	48			
				PK-650-8L-56		8	56	PK-650-8L-56		8	56			
				PK-650-8X-64		8	64	PK-650-8X-64		8	64			
				PK-650-8WX-72	8	72	PK-650-8WX-72	8	72					
				PK-700-8S-42	□-700 ×700	8	42	PK-700-8S-42	□-700 ×700	8	42			
				PK-700-8S-48		8	48	PK-700-8S-48		8	48			
				PK-700-8L-56		8	56	PK-700-8L-56		8	56			
				PK-700-8X-64		8	64	PK-700-8X-64		8	64			
				PK-700-8WX-72	8	72	PK-700-8WX-72	8	72					
				PK-750-8S-48	□-750 ×750	8	48	PK-750-8S-48	□-750 ×750	8	48			
				PK-750-8S-56		8	56	PK-750-8S-56		8	56			
				PK-750-8M-64		8	64	PK-750-8M-64		8	64			
				PK-750-8L-72		8	72	PK-750-8L-72		8	72			

6.4 検討建物の検定計算例

6.4.1 検討建物の概要

検討建物は、図 6.4.1(1)～(3)の A 建物、B 建物、C 建物の 3 棟であり、検討建物の概要を表 6.4.1 に示す。同図中に検討部位を示すとともに、表 6.4.1 では、検定計算時の確認事項として、既製品露出柱脚種別と柱脚の保有耐力接合の適否を記載している(図 6.2.1 参照)。

表 6.4.1 中の 1 階構造階高 h_1 は、基礎梁せいと 2 層目鉄骨梁せいの中心間距離であり、下式で算出される(解図 5.1.2 参照)。同式中の各値は設計図より読み取る。なお、保有耐力接合の場合、柱型部せん断検定計算を省略する時には必要ない。

$$1 \text{ 階構造階高 } h_1 = 1\text{FL からの基礎梁天までの寸法} + 1\text{FL からの 2 層目鉄骨梁天までの寸法} \\ - (\text{基礎梁せい} + 2 \text{ 層目鉄骨梁せい}) / 2 \quad (\text{検定 1})$$

表 6.4.1 検討建物の概要

		A建物	B建物	C建物
用途		倉庫	工場	事務所
規模	桁行(X)	3スパン	13スパン	3スパン
	張間(Y)	1スパン	24スパン	2スパン
階数		3階	2階(中2階)	14階
塔屋		1階	—	—
最高高さ		15.9m	19.05m	57.95m
1階構造階高 h_1		6.64m	12.8m	7.085m
基礎種別		杭基礎(SC杭)	杭基礎(PHC杭)	杭基礎(場所打ち杭)
杭直径 ϕF		600mm	700mm	1800mm
基礎コンクリート f_c		24N/mm ²	24N/mm ²	36N/mm ²
鉄筋	D10～D16	SD295A	SD295A	SD295A
	D19～D25	SD345	SD345	SD345
	D29以上	SD390	SD390	SD390, SD490
既製品露出柱脚		ベースバックⅡ型	ハイベースNEO(Gタイプ)	NCベースP(8本タイプ)
1階鉄骨柱		□-400×400×22	□-750×750×28	□-700×700×32
		□-500×500×22	□-600×600×28	□-700×700×28
角形鋼管材質		BCR295	BCP325	BCP325
2層目鉄骨梁せい		(X, Y)800mm	(X)1200mm, (Y)700mm	(X, Y)800mm
柱脚製品記号		40-22R	GB750-12-48	PK-700-8X-64
		50-22R	GB600-12-48	PK-700-8L-56
保有耐力接合の適否		保有耐力接合	保有耐力接合	非保有耐力接合
備考		—	X方向中間柱基礎：2本打ち杭	鉄骨柱：CFT柱

(注) 1階構造階高 h_1 ：基礎梁中心と2層目鉄骨梁中心間距離、2層目鉄骨梁せい：1階内法高さ h_{o1} の算出に用いる値

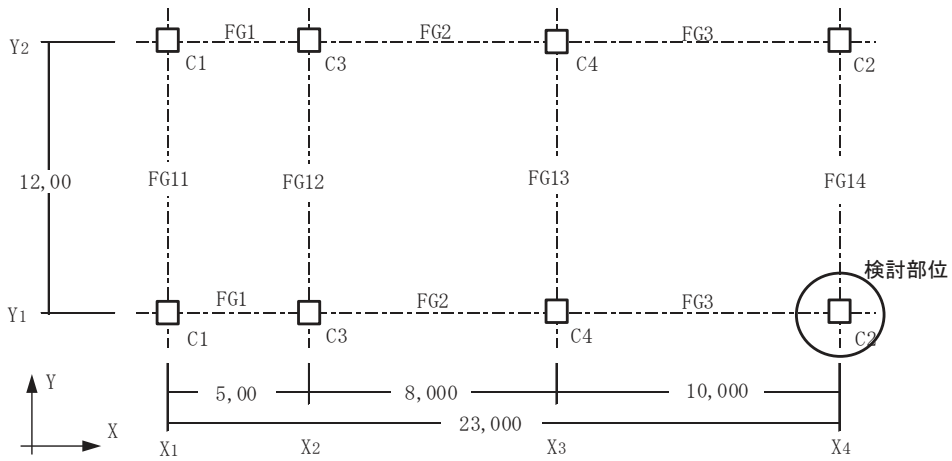


図 6.4.1(1) A 建物の柱型部・基礎梁伏図

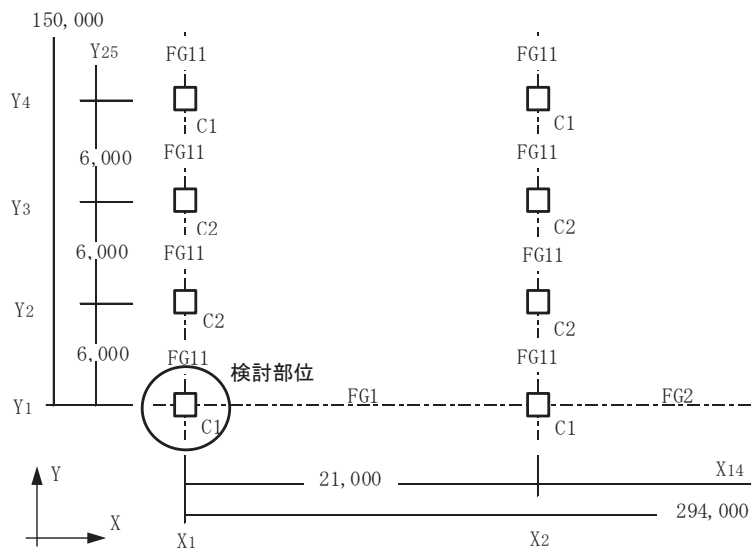


図 6.4.1(2) B 建物の柱型部・基礎梁伏図

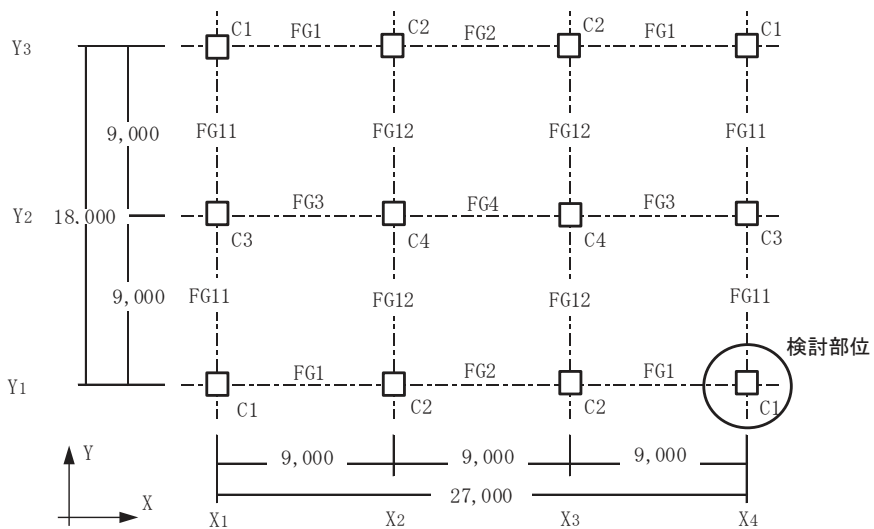


図 6.4.1(3) C 建物の柱型部・基礎梁伏図

6.4.2 検討建物の柱型諸元

検討建物の柱型諸元の設計値を表 6.4.2(1)～(3)に示す。A 建物ではベースパック II 型、B 建物ではハイベース NEO(G タイプ)、C 建物では NC ベース(8 本タイプ)を採用している(【既製品露出柱脚寸法諸元】表 2.1.1、表 2.2.2、表 2.3.2 参照)。

同表に示すように、A 建物の柱型諸元の設計値はベースパック II 型の標準仕様と同じであり、B 建物と C 建物の場合、柱型諸元の設計値は、ハイベース NEO(G タイプ)および NC ベースの標準仕様の値を一部変更している。B 建物の場合、 $C_{sa} \geq 4.0d_a$ を満足するように柱型部の幅(せい) $B_c(D_c)$ を一部大きくしている。また、C 建物の場合、 $C_{sa} \geq 4.0d_a$ を満足するように $B_c(D_c)$ を一部大きくするとともに、柱型主筋比 p_g および柱型横補強筋比(柱型帯筋比) p_w の(設計値) \geq (標準仕様)とすることを条件に、柱型主筋量および柱型横補強筋量を一部変更している。

これらより、C 建物については、表 6.4.2(3)に示すように、柱型部幅(せい)、柱型主筋量、柱型横補強筋量の設計値と標準仕様との検定結果を併せて示している。同表の脚注に記載のように、 $B_{co} < B_c$ の場合、同表(b)には、下式による標準仕様の柱型横補強筋比(柱型帯筋比) p_{wo} を示している。同式の p_{wo} は、標準仕様の柱型部せん断耐力を簡略的に把握するための簡略式による柱型横補強筋である。

$$p_{wo} = \{a_{wo} / (B_{co} \cdot X_o)\} \cdot (B_{co} / B_c) \quad (\text{検定 2})$$

ここに、 p_{wo} : 柱型横補強筋比(柱型帯筋比)、 B_{co}, B_c : 標準仕様および設計による柱型幅
 X_o : 標準仕様による柱型横補強筋(柱型帯筋)

表 6.4.2(1) A 建物(ベースパック II 型)の柱型諸元(標準仕様)

柱記号	設計																	
	ベースパック II 型製品記号	柱位置	角形鋼管	$B_c(D_c)$ (mm)	柱型主筋						柱型横補強筋							
					本数	呼び名	鋼種	σ_{ry} (N/mm ²)	a(mm ²)	p_g (%)	判定	呼び名	鋼種	nw(本)	aw(mm ²)	X(mm)	p_w (%)	判定
C1	40-22R	隅	□-400×400×22	900	16	D25	SD345	345	507	1.00	OK	D13	SD295A	2	127	100	0.28	OK
C2	50-22R	隅	□-500×500×22	1050	24	D25	SD345	345	507	1.10	OK	D16	SD295A	2	199	100	0.38	OK
C3, C4	50-22R	側	□-500×500×22	1050	24	D25	SD345	345	507	1.10	OK	D16	SD295A	2	199	100	0.38	OK

【柱型主筋および柱型横補強筋の判定】 p_g と p_w の設計値 \geq 標準仕様の値の場合 "OK"、設計値 $<$ 標準仕様の値の場合 "NG"、 $p_g = (n \cdot a) / (B_c \cdot D_c)$ 、 $p_w = aw / (B_c \cdot X)$ (設計) p_g : 柱型主筋比、 B_c, D_c : 柱型幅とせい、 σ_{ry} : 降伏強度、 p_w : 柱型帯筋比、nw, aw, X : 1組の柱型横補強筋本数、断面積と間隔

表 6.4.2(2) B 建物(ハイベース NEO 工法 G タイプ)の柱型諸元(標準仕様)

柱記号	設計																	
	ハイベース NEO G 型製品記号	柱位置	角形鋼管	$B_c(D_c)$ (mm)	柱型主筋						柱型横補強筋							
					本数	呼び名	鋼種	σ_{ry} (N/mm ²)	a(mm ²)	p_g (%)	判定	呼び名	鋼種	nw(本)	aw(mm ²)	X(mm)	p_w (%)	判定
C1	GB750-12-48	隅・側	□-750×750×28	1300	40	D29	SD390	390	642	1.52	OK	D16	SD295A	4	199	100	0.61	OK
C2	GB600-12-48	側	□-600×600×28	1100	40	D29	SD390	390	642	2.12	OK	D16	SD295A	4	199	100	0.72	OK

【柱型主筋および柱型横補強筋の判定】 p_g と p_w の設計値 \geq 標準仕様の値の場合 "OK"、設計値 $<$ 標準仕様の値の場合 "NG"、 $p_g = (n \cdot a) / (B_c \cdot D_c)$ 、 $p_w = aw / (B_c \cdot X)$ (設計) p_g : 柱型主筋比、 B_c, D_c : 柱型幅とせい、 σ_{ry} : 降伏強度、 p_w : 柱型帯筋比、nw, aw, X : 1組の柱型横補強筋本数、断面積と間隔

表 6.4.2(3) C 建物(NC ベース 8 本タイプ)の柱型諸元

(a) 設計

柱記号	設計																	
	NCベース製品記号	柱位置	角形鋼管	Bc (Dc) (mm)	柱型主筋							柱型横補強筋						
					本数	呼び名	鋼種	σ_{ry} (N/mm ²)	a (mm ²)	p _g (%)	判定	呼び名	鋼種	n _w (本)	a _w (mm ²)	X (mm)	p _w (%)	判定
C1	PK-700-8X-64	隅	□-700×700×32	1400	40	D32	SD390	390	794	1.62	OK	D16	SD295A	4	199	150	0.38	OK
C4	PK-700-8X-64	中	□-700×700×32	1400	20	D29	SD390	390	642	0.66	OK	D16	SD295A	4	199	110	0.52	OK
C2, C3	PK-700-8L-56	側	□-700×700×28	1350	36	D29	SD390	390	642	1.27	OK	D16	SD295A	4	199	150	0.39	OK

【柱型主筋および柱型横補強筋の判定】 p_gとp_wの設計値≧標準仕様の値の場合“OK”、設計値<標準仕様の値の場合“NG”、p_g={n・a/(Bc・Dc)}、p_w=aw/(Bc・X)
 (設計) p_g: 柱型主筋比、Bc, Dc: 柱型幅とせい、σ_{ry}: 降伏強度、p_w: 柱型帯筋比、n_w, a_w, X: 1組の柱型横補強筋本数、断面積と間隔

(b) 標準仕様

柱記号	標準仕様												
	Bco (Dco) (mm)	柱型主筋						柱型横補強筋					
		本数	呼び名	鋼種	σ _{ryo} (N/mm ²)	a _o (mm ²)	p _{go} (%)	呼び名	鋼種	n _w (本)	a _{wo} (mm ²)	X _o (mm)	p _{wo} (%)
C1	1300	48	D29	SD390	390	642	1.57	D16	SD295A	2	199	75	0.38
C4	1300	20	D29	SD390	390	642	0.66	D16	SD295A	3	199	85	0.50
C2, C3	1200	48	D25	SD345	345	507	1.18	D16	SD295A	2	199	90	0.33

$p_{go} = \{n \cdot a_o / (B_{co} \cdot D_{co})\} \cdot \{(B_{co} \cdot D_{co}) / (B_c \cdot D_c)\} \cdot (\sigma_{ry} / \sigma_{ryo})$ 、 $p_{wo} = a_{wo} / (B_{co} \cdot X_o)$

ただし、B_{co}<B_cの場合、p_{wo}={a_{wo}/(B_{co}・X_o)}・(B_{co}/B_c)

(標準仕様) p_{go}: 柱型主筋比、B_{co}, D_{co}: 柱型幅とせい、p_{wo}: 柱型帯筋比、n_w, a_{wo}, X_o: 1組の帯筋の本数、断面積と間隔

(注) 標準仕様の柱型主筋および柱型帯筋は、隅柱、側柱では引張領域の値、中柱では圧縮領域の値とした。

6.4.3 検討建物の検定結果

(1) A 建物

A 建物で採用したベースパック II 型は保有耐力接合であるので、「各部構造規定検定」を行う。A 建物の柱脚・柱型諸元を表 6.4.3(1.1)、基礎梁断面リストを表 6.4.3(1.2)、各部構造規定検定結果を表 6.4.3(1.3)に示す。表 6.4.3(1.1)では、「各部構造規定検定」で用いる柱型諸元を表 6.4.2(1)より転記している(【既製品露出柱脚寸法諸元】表 2.1.1 参照)。

表 6.4.3(1.3)では、図 6.4.1(1)の検討部位 C2 のほかに C1 の「各部構造規定検定結果」①～⑤(図 6.2.1 の検定計算フロー 参照)を示すとともに、下式の柱型横補強筋・必要組数を示している。

$$\text{柱型横補強筋・必要組数} = \text{Roundup}(Bc \cdot p_{jwh} \cdot j_{tgo} / aw, 0) + 1 \quad (\text{検定 3})$$

ここに、 p_{jwh} : 柱型必要横補強筋比、 aw : 柱型横補強筋 1 組の断面積

Bc : 柱型幅、 j_{tgo} : 基礎梁上下最外縁主筋の中心間距離(RC 構造設計指針・式(7.2) 参照)

式(検定 3)では、ベースパック設計ハンドブック 5 章「標準柱脚仕様」5.1.3 による柱型頂部フープ筋ダブル巻きの規定を考慮して 1 組加算している。

ここで、保有耐力接合の場合、判定③の条件式右辺の柱型必要補強筋量の計算に用いる柱型部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角 R_{ua} は、 $\lambda_p=1$ を仮定し、 $R_{ua}=0.03$ としている。

表 6.4.3(1.1) A 建物の柱脚・柱型諸元

柱 記号	製品 記号	アンカーボルト			ベースプレート			柱型諸元												柱型 最小 Hc (mm)	
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	t (mm)	Bp, Dp (mm)	jta1 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	柱型主筋					柱型横補強筋					
											本数	呼び 名	d (mm)	a (mm ²)	pg (%)	呼び 名	nw (本)	aw (mm ²)	X (mm)		pw (%)
C1	40-22R	12	38	850	22.4	48	700	570	24	900	16	D25	25	507	1.00	D13	2	127	100	0.28	800
C2~C4	50-22R	12	41	995	24.3	60	820	690	24	1050	24	D25	25	507	1.10	D16	2	199	100	0.38	850

Lab : アンカーボルト定着長さ、t : 最大厚さ、Bp, Dp : ベースプレート幅(せい)、jta1 : 最外縁アンカーボルト中心間距離、Bc, Dc : 柱型幅(せい)
a : 柱型主筋断面積、pg : 柱型主筋比、nw, aw, X : 1組の柱型横補強筋の本数、断面積と間隔、pw=aw/(Bc·X) : 帯筋比
(柱型主筋鋼種) D16の場合 : SD295A、D19~D25の場合 : SD345、D29以上 : SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A
(柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様
(注) Lab=L-140mm (Mアンカーボルト)、Lab=L-180mm (Dアンカーボルト)、L : アンカーボルト全長
設計ハンドブック 6.1 アンカーボルト・ナットに記載の形状寸法の値による。

表 6.4.3(1.2) A 建物の基礎梁断面リスト

位置	FG1	FG2			FG3			FG11		FG12, FG14		FG13	
	全断面	X2端	中央	X3端	X3端	中央	X4端	外端	中央	外端	中央	外端	中央
Dg×Dg(mm)	600×1500	600×1500			600×1500			600×1500		650×2800		650×2800	
上端筋	5+3-D29	5+3-D29	5-D29	5+5-D29	5+5-D29	5-D29	5+3-D29	5+4-D29	5-D29	6+3-D29	6+3-D29	6+5-D29	6+4-D29
下端筋	5+3-D29	5+3-D29	5+3-D29	5+5-D29	5+5-D29	5+3-D29	5+3-D29	5+4-D29	5+4-D29	6+3-D29	6+6-D29	6+5-D29	6+6-D29
スタラップ	4-D13@100	3-D13@150			3-D13@150			2-D13@200		2-D13@150		2-D13@150	

表 6.4.3(1.3) A 建物の各部構造規定検定結果

柱記号		C1	C2	C2
基礎梁記号		FG11	FG3	FG14
アンカーボルトの種類(既製品、非既製品)		既製品	既製品	既製品
設計区分(Ⅱ,Ⅰ)		Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ
直交梁の種別(両側,片側,無)		片側	片側	片側
コンクリート設計基準強度	$F_c(N/mm^2)$	24	24	24
基礎梁せい	$D_g(mm)$	1500	1500	2800
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{tT}(mm)$	140	140	140
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{tB}(mm)$	90	90	90
1段筋と2段筋の中心間距離	$P_{12}(mm)$	105	105	105
(基礎梁主筋)	鋼種	SD390	SD390	SD390
	呼び名(db)	D29	D29	D29
上端1段筋本数	$n_{1上}$	5	6	6
上端2段筋本数	$n_{2上}$	4	3	3
下端1段筋本数	$n_{1下}$	4	6	5
下端2段筋本数	$n_{2下}$	4	3	3
基礎梁主筋定着長さ(入力値)	$l_{ag}(mm)$	735	870	870
柱型幅	$B_c(mm)$	900	1050	1050
柱型せい	$D_c(mm)$	900	1050	1050
柱型最小高さ	$H_c(mm)$	800	850	850
柱型横補強筋	鋼種	SD295	SD295	SD295
	呼び名	D13	D16	D16
	1組の本数	2	2	2
	間隔X(mm)	90	100	100
定着部拘束筋	1組の本数	2	2	2
	組数nH	4	3	3
(アンカーボルト)	軸径 $d_a(mm)$	38	41	41
最外縁アンカーボルト中心間距離 $j_{ta1}(mm)$		570	690	690
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag}/db	25.3	30.0	30.0
	l_{ag}/D_c	0.82	0.83	0.83
基礎梁主筋必要定着長さ	l_{ao}/db	18.8	18.6	23.2
	$\max\{l_{ao}/db, 16\}$	18.8	18.6	23.2
	$L_{ag}=(D_c+j_{ta1})/2(mm)$	735	870	870
判定①($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, L_{ag})$ かつ $l_{ao}/db \leq 25$)		OK	OK	OK
アンカボルト中心かぶり厚さ	$C_{sa}(mm)$	165	180	180
	C_{sa}/d_a	4.3	4.4	4.4
判定②($C_{sa}/d_a \geq 4$)		OK	OK	OK
柱型帯筋比 $p_w=a_w/(B_c \cdot X)(\%)$		0.31%	0.38%	0.38%
柱型必要横補強筋比 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_w)(\%)$		0.31%	0.38%	0.38%
柱型横補強筋・必要組数		16	14	27
柱型全補強筋量(設計値) $\sum p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}(N/mm^2)$		1.28	1.49	1.36
$\sum p_j \cdot \sigma_y = \{(\phi_s \cdot RuD/Rua) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$		0.93	0.93	0.93
判定③($p_w \geq p_{jwh}$ かつ $\sum p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \sum p_j \cdot \sigma_y$)		OK	OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{Hy}=A_H \cdot \sigma_{wyH}(kN)$		300	352	352
引張力伝達係数 T_{Hy}/T_{gy}		0.14	0.14	0.16
判定④($T_{Hy}/T_{gy} \geq 0.1$)		OK	OK	OK
基礎梁せい比	D_g/H_c	1.88	1.76	3.29
判定⑤($D_g/H_c \geq 1.0$)		OK	OK	OK

(2) B 建物

B 建物で採用したハイベース NEO(G タイプ)は保有耐力接合であるが、非保有耐力接合として、「各部構造規定検定」と「柱型部せん断検定」を行う。B 建物の柱脚・柱型諸元を表 6.4.3(2.1)、基礎梁断面リストを表 6.4.3(2.2)、各部構造規定検定結果および柱型部せん断検定結果を表 6.4.3(2.3)に示す。表 6.4.3(2.1)では、「各部構造規定検定」で用いる柱型諸元を表 6.4.2(2)より転記している(【既製品露出柱脚寸法諸元】表 2.2.2 参照)。

表 6.4.3(2.3)では、図 6.4.1(2)に示した検討部位 C1 の「各部構造規定検定結果」①～⑤および「柱型部せん断検定結果」⑥(図 6.2.1 の検定計算フロー 参照)を示すとともに、式(検定 4)の柱型横補強筋・必要組数を示している。

$$\text{柱型横補強筋・必要組数} = \text{Roundup}(Bc \cdot p_{jwh} \cdot j_{tgo} / a_w, 0) \quad (\text{検定 4})$$

式(検定 4)中の記号の定義：式(検定 3)と同じ。

また、判定①～⑤の条件は、6.4.3 項(1)の「保有耐力接合」の場合と同じである。ただし、非保有耐力接合の場合、判定③の条件式右辺の柱型必要補強筋量の計算に用いる柱型部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角 R_{ua} は、 $R_{ua} = 0.03 \lambda_p$ とし、「柱型部せん断検定」判定⑥の条件は、 $\lambda_p \geq 1$ の時、“OK”としている。

一方、ト形柱型部設計せん断力 V_{muh} の算定に用いる杭のせん断長さ h_2 は、 $h_0 = 4D_p$ (D_p : 杭径) として算出している(5.1 節の解説(1) 参照)。

表 6.4.3(2.1) B 建物の柱脚・柱型諸元

柱記号	製品記号	アンカーボルト				ベースプレート			柱型諸元											柱型最小 h (mm)	
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab / da	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	j _{tal} (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	柱型主筋					柱型横補強筋					
											本数	呼び名	d (mm)	a (mm ²)	p _g (%)	呼び名	n _w (本)	a _w (mm ²)	X (mm)		p _w (%)
C1	GB750-12-48	12	48	910	19	47	1030	900	24	1300	40	D29	29	642	1.52	D16	4	199	100	0.61	1300
C2	GB600-12-48	12	48	910	19	52	880	750	24	1100	40	D29	29	642	2.12	D16	4	199	100	0.72	1300

Lab : アンカーボルト定着長さ、t : 最大厚さ、Bp, Dp : ベースプレート幅(せい)、j_{tal} : 最外縁アンカーボルト中心間距離、Bc, Dc : 柱型幅(せい)
a : 柱型主筋断面積、p_g : 柱型主筋比、n_w, a_w, X : 1組の柱型横補強筋の本数、断面積と間隔、p_w = a_w / (Bc · X) : 帯筋比 (柱型主筋鋼種) D16の場合 : SD295A、D19～D25の場合 : SD345、D29以上 : SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A (柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様

表 6.4.3(2.2) B 建物の基礎梁断面リスト

位置	FG1			FG2		FG11
	外端	中央	内端	端部	中央	全断面
D _g × D _g (mm)	900 × 2000			900 × 2000		900 × 1500
上端筋	7-D35	7-D35	7+7-D35	7+7-D35	7-D35	7+2-D32
下端筋	7-D35	7+3-D35	7+2-D35	7+2-D35	7+5-D35	7+2-D32
スタラップ	2-D16@150			2-D16@100		2-D16@150

表 6. 4. 3 (2. 3) B 建物の各部構造規定検定結果および柱型部せん断検定結果

柱記号		C1	C1
基礎梁記号		FG1	FG11
アンカーボルトの種類(既製品、非既製品)		既製品	既製品
設計区分(Ⅱ,Ⅰ)		Ⅱ	Ⅱ
直交梁の種類(両側,片側,無)		片側	片側
コンクリート設計基準強度 $F_c(N/mm^2)$		24	24
1階構造階高 $h_1(mm)$		12800	12800
スパン長 $l(mm)$		21000	21000
2層目鉄骨梁せい $D_{sg}(mm)$		1200	800
基礎梁幅 $B_g(mm)$		900	900
基礎梁せい $D_g(mm)$		2000	1500
梁上1段筋中心のかぶり厚さ $dtT(mm)$		140	140
梁下1段筋中心のかぶり厚さ $dtB(mm)$		100	100
1段筋と2段筋の中心間距離 $P_{12}(mm)$		115	115
(基礎梁主筋) 鋼種		SD390	SD390
呼び名		D35	D35
上端1段筋本数 $n_{1上}$		7	7
上端2段筋本数 $n_{2上}$		0	2
上端3段筋本数 $n_{3上}$		0	0
下端1段筋本数 $n_{1下}$		7	7
下端2段筋本数 $n_{2下}$		0	2
下端3段筋本数 $n_{3下}$		0	0
基礎梁主筋定着長さ(入力値) $l_{ag}(mm)$		1100	1100
柱型幅 $B_c(mm)$		1300	1300
柱型せい $D_c(mm)$		1300	1300
柱型最小高さ $H_c(mm)$		1300	1300
(柱型主筋) 鋼種		SD390	SD390
呼び名		D29	D29
柱型主筋全本数 $n_c(本)$		40	40
柱型部横補強筋 鋼種		SD295	SD295
呼び名		D16	D16
1組の本数		4	4
間隔X(mm)		100	100
定着部拘束筋 1組の本数		2	2
組数nH		3	4
(アンカーボルト) 軸径 $d_a(mm)$		48	48
最外縁アンカーボルト中心間距離 $j_{ta1}(mm)$		900	900
杭直径 $D_p(mm)$		700	700
フーチング出寸法 $\Delta h_2(mm)$		450	950
基礎梁主筋定着長さ比 l_{ag}/db		31.4	31.4
l_{ag}/D_c		0.85	0.85
必要定着長さ比 l_{ao}/db		22.3	19.4
$\max\{l_{ao}/db, 16\}$		22.3	19.4
$L_{ag}=(D_c+j_{ta1})/2(mm)$		1100	1100
判定① ($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, L_{ag})$ かつ $l_{ao}/db \leq 25$)		OK	OK
アンカボルト中心かぶり厚さ $C_{sa}(mm)$		200	200
C_{sa}/d_a		4.2	4.2
判定② ($C_{sa}/d_a \geq 4$)		OK	OK
柱型帯筋比 $p_w=a_w/(B_c \cdot X)(\%)$		0.61%	0.61%
柱型必要横補強筋比 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_w)(\%)$		0.61%	0.61%
柱型横補強筋・必要組数		18	13
柱型全補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}(N/mm^2)$		2.14	2.27
$\Sigma p_j \cdot \sigma_y = \{(\phi_s \cdot RuD/Rua) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$		0.00	0.25
判定③ ($p_w \geq p_{jwh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_j \cdot \sigma_y$)		OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{Hy}=A_H \cdot \sigma_{wyH}(kN)$		352	470
引張力伝達係数 T_{Hy}/T_{gy}		0.12	0.13
判定④ ($T_{Hy}/T_{gy} \geq 0.1$)		OK	OK
柱型最小寸法比 D_g/H_c		1.54	1.15
判定⑤ ($D_g/H_c \geq 1.0$)		OK	OK
柱型部設計せん断力 $V_{muh}=\xi \cdot h \cdot Q_{cu}(kN)$		2291	3194
柱型部せん断終局耐力 $V_{puh}=\kappa \cdot u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}(kN)$		5328	5328
柱型部せん断余裕度 $\lambda_p=V_{puh}/V_{muh}$		2.33	1.67
判定⑥ ($\lambda_p \geq 1.0$)		OK	OK

(3) C 建物

C 建物で採用した NC ベース(8 本タイプ)は非保有力接合として、「各部構造規定検定」と「柱型部せん断検定」を行う。C 建物の柱脚・柱型諸元を表 6.4.3(3.1)、基礎梁断面リストを表 6.4.3(3.2)、各部構造規定検定結果および柱型部せん断検定結果を表 6.4.3(3.3)に示す。表 6.4.3(3.1)では、「各部構造規定検定」で用いる柱型諸元を表 6.4.2(3.1)より転記している(【既製品露出柱脚寸法諸元】表 2.3.2 参照)。

表 6.4.3(3.3)では、図 6.4.1(3)の検討部位 C1 の「各部構造規定検定結果」①～⑤および「柱型部せん断検定結果」⑥(図 6.2.1 の検定計算フロー 参照)を示すとともに、式(検定 3)の柱型横補強筋・必要組数を示している。式(検定 3)では、NC ベース工法(P シリーズ)設計ハンドブック 3.4 節「RC 基礎柱型部の設計 3.4.4 による柱型頂部フープ筋ダブル巻きの規定を考慮して 1 組加算している。

また、表 6.4.3(3.3)の算定時には、後述の詳細図 3 の柱型配筋詳細を考慮し、基礎梁上下 1 段筋中心かぶり厚さ dtT, dtB および 1 段筋と 2 段筋の中心間距離 P12 を通常値よりも大きくしている。

一方、B 建物と同様、ト形柱型部設計せん断力 V_{muh} の算定に用いる杭のせん断長さ h_2 は、 $h_0=4D_p$ (D_p : 杭径)として算出している(5.1 節の解説(1) 参照)。

表 6.4.3(3.1) C 建物の柱脚・柱型諸元

柱記号	製品記号	アンカーボルト			ベースプレート			柱型諸元											柱型最小 h (mm)		
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab / da	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	柱型主筋			柱型横補強筋							
											本数	呼び名	d (mm)	a (mm ²)	pg (%)	呼び名	nw (本)	aw (mm ²)		X (mm)	pw (%)
C1	PK-700-8X-64	8	64	1280	20	75	1030	875	30	1400	40	D32	32	794	1.62	D16	4	199	150	0.38	1487
C4	PK-700-8X-64	8	64	1280	20	75	1030	875	30	1400	20	D29	29	642	0.66	D16	4	199	110	0.52	1487
C2, C3	PK-700-8L-56	8	56	1120	20	70	1000	865	30	1350	36	D29	29	642	1.27	D16	4	199	150	0.39	1323

Lab : アンカーボルト定着長さ、t : 最大厚さ、Bp, Dp : ベースプレート幅(せい)、jta1 : 最外縁アンカーボルト中心間距離、Bc, Dc : 柱型幅(せい)
a : 柱型主筋断面積、pg : 柱型主筋比、nw, aw, X : 1組の柱型横補強筋の本数、断面積と間隔、pw=aw/(Bc・X) : 帯筋比
(柱型主筋鋼種) D16の場合 : SD295A、D19~D25の場合 : SD345、D29以上 : SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A
(柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様

表 6.4.3(3.2) C 建物の基礎梁断面リスト

位置	FG1			FG2		FG3			FG4		FG11			FG12		
	外端	中央	内端	端部	中央	外端	中央	内端	端部	中央	外端	中央	内端	外端	中央	内端
Dg × Dg (mm)	1000 × 2500			1000 × 2500		1000 × 2500			1000 × 2500		1000 × 2500			1000 × 2500		
上端筋	8+6-D38	8-D38	8+2-D38	8+2-D38	8-D38	8+8-D38	8+4-D38	8+4-D38	8+4-D38	8+2-D38	8+4-D38	8-D38	8+2-D38	8+8-D38	8+4-D38	8+6-D38
下端筋	6+4-D38	6+2-D38	6+2-D38	6+2-D38	6+2-D38	6+6-D38	6+4-D38	6+4-D38	6+4-D38	6+4-D38	6+4-D38	6+2-D38	6+2-D38	6+6-D38	6+4-D38	6+4-D38
スタラップ	4-D13@200			4-D13@200		4-D13@200			4-D13@200		4-D13@200			4-D13@200		

表 6.4.3(3.3) C 建物の各部構造規定検定結果および柱型部せん断検定結果

柱記号		C1	C1
基礎梁記号		FG1	FG11
アンカーボルトの種類(既製品、非既製品)		既製品	既製品
設計区分(Ⅱ, I)		Ⅱ	Ⅱ
直交梁の種類(両側, 片側, 無)		片側	片側
コンクリート設計基準強度	$F_c(N/mm^2)$	36	36
1階・構造階高	$h1(mm)$	7085	7085
スパン長	$l(mm)$	9000	9000
2層目鉄骨梁せい	$D_{sg}(mm)$	800	800
基礎梁幅	$B_g(mm)$	1000	1000
基礎梁せい	$D_g(mm)$	2500	2500
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$dtT(mm)$	165	165
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$dtB(mm)$	125	125
1段筋と2段筋の中心間距離	$P_{12}(mm)$	135	135
(基礎梁主筋)	鋼種	SD490	SD490
	呼び名	D38	D38
上端1段筋本数	$n_{1上}$	8	8
上端2段筋本数	$n_{2上}$	6	4
上端3段筋本数	$n_{3上}$	0	0
下端1段筋本数	$n_{1下}$	6	6
下端2段筋本数	$n_{2下}$	4	4
下端3段筋本数	$n_{3下}$	0	0
基礎梁主筋定着長さ(入力値)	$l_{ag}(mm)$	1140	1140
柱型幅	$B_c(mm)$	1400	1400
柱型せい	$D_c(mm)$	1400	1400
柱型最小高さ	$H_c(mm)$	1487	1487
(柱型主筋)	鋼種	SD390	SD390
	呼び名	D32	D32
柱型主筋全本数	$n_c(本)$	40	40
柱型部横補強筋	鋼種	SD295	SD295
	呼び名	D16	D16
	1組の本数	4	4
定着部拘束筋	間隔 $X(mm)$	150	150
	1組の本数	4	4
(アンカーボルト)	組数 nH	4	4
	軸径 $d_a(mm)$	64	64
最外縁アンカーボルト中心間距離	$j_{ta1}(mm)$	875	875
杭直径	$D_p(mm)$	1800	1800
フーチング出寸法	$\Delta h2(mm)$	400	400
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag}/db	30.0	30.0
	l_{ag}/D_c	0.81	0.81
必要定着長さ比	l_{ao}/db	21.2	21.3
	$\max\{l_{ao}/db, 16\}$	21.2	21.3
	$L_{ag}=(D_c+j_{ta1})/2(mm)$	1138	1138
判定①($l_{ag} \geq \max\{l_{ao}, 16db, L_{ag}\}$ かつ $l_{ao}/db \leq 25$)		OK	OK
アンカボルト中心かぶり厚さ	$C_{sa}(mm)$	262.5	262.5
	C_{sa}/d_a	4.1	4.1
判定②($C_{sa}/d_a \geq 4$)		OK	OK
柱型帯筋比 $p_w=aw/(B_c \cdot X)(\%)$		0.38%	0.38%
柱型必要横補強筋比 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_w)(\%)$		0.38%	0.38%
柱型横補強筋・必要組数		16	16
柱型全補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}(N/mm^2)$		1.53	1.53
$\Sigma p_j \cdot \sigma_y = \{(\phi_s \cdot RuD/Rua) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$		0.64	0.38
判定③($p_w \geq p_{jwh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_j \cdot \sigma_y$)		OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{Hy}=AH \cdot \sigma_{wyH}(kN)$		939	939
引張力伝達係数 T_{Hy}/T_{gy}		0.17	0.17
判定④($T_{Hy}/T_{gy} \geq 0.1$)		OK	OK
柱型最小寸法比 D_g/H_c		1.68	1.68
判定⑤($D_g/H_c \geq 1.0$)		OK	OK
柱型部設計せん断力 $V_{muh}=\xi \cdot h \cdot Q_{cu}(kN)$		5615	4789
柱型部せん断終局耐力 $V_{puh}=\kappa \cdot u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}(kN)$		8000	8000
柱型部せん断余裕度 $\lambda_p=V_{puh}/V_{muh}$		1.42	1.67
判定⑥($\lambda_p \geq 1.0$)		OK	OK

6.5 検討建物の柱型部配筋詳細図

6.5.1 基本事項

(1) 基礎梁主筋の配置

本編 4.2 節 1) では、最外縁アンカーボルト中心間距離 j_{ta} 区間内の基礎梁主筋定着長さ $l_{ag} \geq \min(l_{ao}, 16d_b, L_{ag})$ を規定し、本編 4.2 節 2) では、 j_{ta} 区間外の基礎梁上端筋定着部は RC 構造設計指針 14.2 節 (2)、基礎梁下端筋定着部は同指針 14.2 節 (3) によるとした。 l_{ao} は必要定着長さ、 d_b は基礎梁主筋呼び名の値、 $L_{ag} = (D_c + j_{ta}) / 2$ であり、 D_c は柱型部せいを示す。本編では、基礎梁主筋の間隔が JASS5 の鉄筋間隔以上となるように、 j_{ta} 区間内と j_{ta} 区間外の基礎梁主筋本数を定めることにしている。

既製品露出柱脚の場合、図 6.5.1 の最外縁アンカーボルト中心間距離 j_{ta1} 区間で、下式の基礎梁主筋平均間隔 X_g が JASS5 の鉄筋間隔以上とし、柱型部内でアンカーボルトと基礎梁主筋が干渉しないように、基礎梁主筋 1 列の本数 n_{ag} を決定する。

$$X_g = j_{ta1} / (n_{ag} - 1)$$

(検定 5)

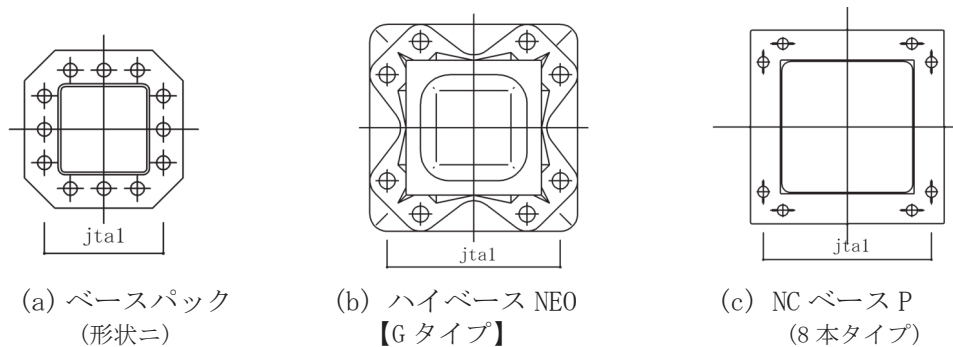


図 6.5.1 既製品露出柱脚の j_{ta1} 区間(例)

(2) 柱型主筋の配置

既製品露出柱脚の場合、アンカーボルト位置は各製品で定まるので、JASS5 の鉄筋間隔を確保しつつ、柱型部内のアンカーボルト、柱型主筋、基礎梁主筋が干渉しないように、柱型主筋位置を決定する。

その際、柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ d_t は柱型主筋(隅筋)中心の寄り寸法 Δ_{co} を考慮して定め、下式による柱型主筋中心の平均間隔 X_c が JASS5 の鉄筋間隔を上回ることを確認する。

$$X_c = (B_c - 2d_t) / n_{co}, \quad n_{co} = (n_c / 4) + 1 \quad (\text{検定 6})$$

ここに、 B_c : 柱型幅、 d_t : 柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ

n_c : 柱型主筋全本数、 n_{co} : 柱型主筋 1 列の本数

(3) 各検討建物の共通事項

各検討建物ともに、柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ d_t (表 6.5.1(1)、表 6.5.2(1)、表 6.5.3(1) および基礎梁主筋(隅筋)中心かぶり厚さ d_{txo} (表 6.5.1(2)、表 6.5.2(2)、表 6.5.3(2)) は、それぞれ直接土に接する柱・梁・壁・床および布基礎の立上り部分の設計かぶり厚さ (50mm) を考慮した AIJ 「RC 造配筋指針」 記載の値とした。

表 6.5.1(2)、表 6.5.2(2)、表 6.5.3(2) 中の d_{txo} は基礎梁主筋(隅筋)中心側面かぶり厚さの最小値であり、同表中の基礎梁定着長さ l_{ag} は詳細図 1～詳細図 3 による値である。

一方、詳細図 1～詳細図 3 では、パイルキャップと杭は姿図のみを示し、アンカーフレームとの干渉は考慮していない。また、杭頭補強筋の定着長さは、本編 3 章 (2) (d) に従い柱型部下面から L2 または

L2h 以上とし、柱型主筋と杭頭補強筋との間には、AIJ「RC 造配筋指針」によるあき重ね継手とする。L2, L2h は JASS 5 の直線定着長さおよびフック付き定着長さを示す。

6.5.2 各建物の柱型部配筋詳細図

(1) A 建物

A 建物の柱型部配筋詳細(ベースパック II 型 50-22R)を詳細図 1、柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c を表 6.5.1(1)、 j_{ta1} 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g と基礎梁主筋定着長さ l_{ag} を表 6.5.1(2)に示す。

詳細図 1 では、柱型主筋下端を定着金物付きとし、FG14 下端筋の直下に、 $\gamma_{Hg} = T_{Hy} / T_{gy} = 0.1$ 以上の定着部拘束筋 2-D16-3 組を配置している。 T_{Hy} は定着部拘束筋足部の全降伏引張耐力、 T_{gy} は基礎梁下端筋の降伏引張耐力である(本編 5.4 節 参照)。

また、FG14 主筋を下側、FG3 主筋を上側に配置し、FG3 主筋の上部より、かんざし筋(必要組数)を、順次、定着金物近傍より配置している。

かんざし筋の必要組数 = $\text{Roundup}(a_{wv} / a_{wvo})$, $a_{wv} = p_{jwv} \cdot B_c \cdot D_c$

p_{jwv} : かんざし筋比(0.1%)、 a_{wvo} : かんざし筋 1 組の断面積、 B_c, D_c : 柱型部の幅とせい

表 6.5.1(1) A 建物の柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c

柱記号	B_c (mm)	n_c (本)	d_b (mm)	d_t (mm)	R_x (mm)	n_{co} (本)	X_c (mm)	X_c / d_b	d_{to} (mm)	d_{to} / d_b	判定
C1	900	16	25	85	730	5	183	7.3	66	2.6	OK
C2~C4	1050	24	25	85	880	7	147	5.9	66	2.6	OK

B_c : 柱型幅、 n_c : 柱型主筋全本数、 n_{co} : 柱型主筋 1 列の本数、 d_b : 主筋呼び名の値
 d_t : 柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ、 $R_x = B_c - 2d_t$ 、 X_c : 柱型主筋平均間隔
 d_{to} : JASS5 の鉄筋間隔、判定: $X_c \geq d_{to}$ の時 "OK"

表 6.5.1(2) A 建物の j_{ta1} 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g および基礎梁主筋定着長さ l_{ag}

基礎梁記号	n_{ag} (本)	d_b (mm)	j_{ta1} (mm)	X_g (mm)	X_g / d_b	d_{to} (mm)	d_{to} / d_b	判定	d_{txo} (mm)	l_{ag} (mm)	l_{ag} / D_c	l_{ag} / d_b
FG1~FG3, FG11	5	29	690	173	5.9	77	2.6	OK	90	930	0.89	32.1
FG12~FG14	6	29	690	138	4.8	77	2.6	OK	90	930	0.89	32.1

n_{ag} : j_{ta1} 区間の基礎梁主筋本数、 d_b : 主筋呼び名の値、 d_{to} : JASS5 の鉄筋間隔
 j_{ta1} : 最外縁アンカーボルト中心間距離、 X_g : j_{ta1} 区間の平均間隔、判定: $X_g \geq d_{to}$ の時 "OK"
 d_{txo} : 基礎梁主筋(隅筋)中心側面かぶり厚さの最小値、 D_c : 柱型部せい

柱記号	鉄骨柱サイズ	露出柱脚製品番号	アンカーボルト		ベースプレート			(柱型諸元)		定着部拘束筋	かんざし筋	
			本数-呼び	Lab(mm)	t(mm)	Bp(Dp)	jta1(mm)	Bc(Dc)(mm)	主筋			横補強筋
C2	□-500×500×22	50-22R	12-D41	695	60	820	690	1050	24-D25	2-D16-27組	2-D16-3組	U-D13-5組

Lab : アンカーボルト定着長さ、 t : 最大厚さ、 Bc, Dc : 柱型部幅(せい)、 Bp(Dp) : ベースプレート幅(せい)、 jta1 : 最外縁アンカーボルト中心間距離
 柱型主筋鋼種 : SD345、 柱型横補強筋、 定着部拘束筋、 かんざし筋鋼種 : SD295A

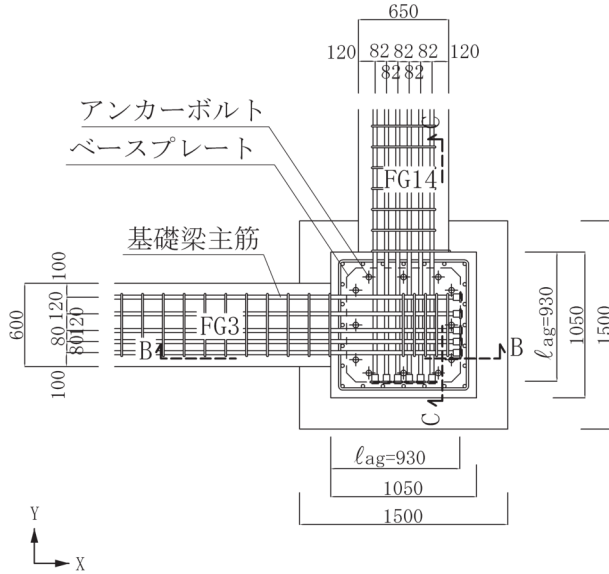
基礎梁記号	Bg×Dg (mm)	上端筋	下端筋	横補強筋
FG3	650×2800	6+3-D29	6+3-D29	3-D13@150
FG14	600×1500	5+3-D29	5+3-D29	3-D13@150

Bg, Dg : 基礎梁断面幅(せい)、 (鋼種)主筋 : SD390、 横補強筋 : SD295A

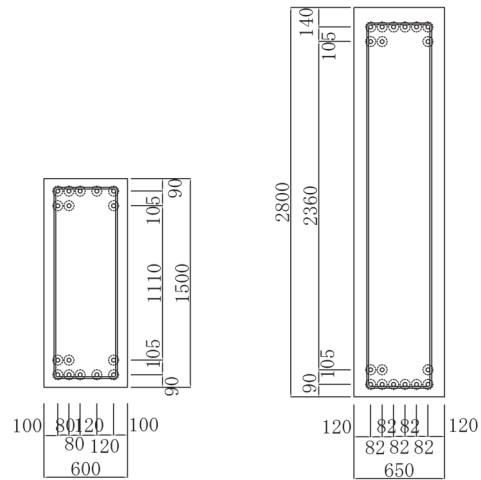
基礎記号	基礎形状寸法(mm)			杭別	杭寸法(mm)	
	幅(せい)	高さ	出寸法		直径	杭頭根入
F2	1500	2250	650	SC杭	600	250

出寸法 : 基礎梁底から基礎底までの寸法

杭頭根入 : 基礎底から杭天端までの寸法

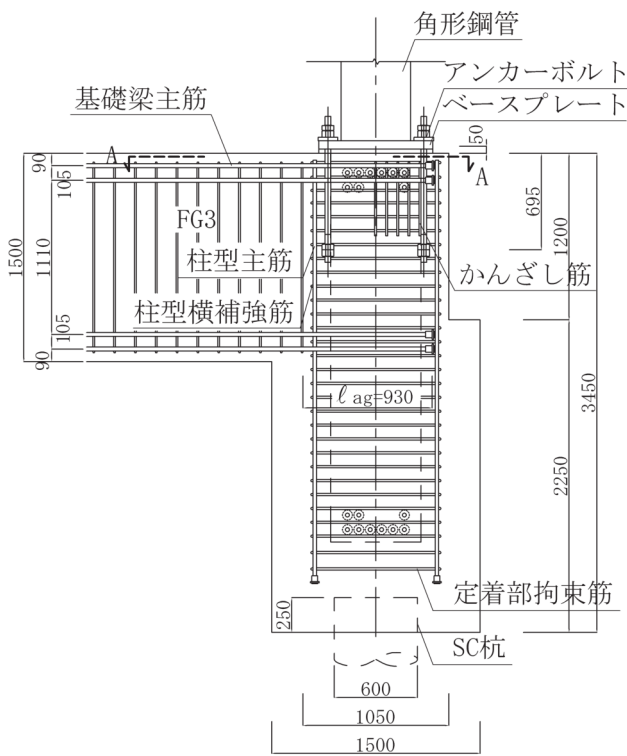


(A-A 断面図)

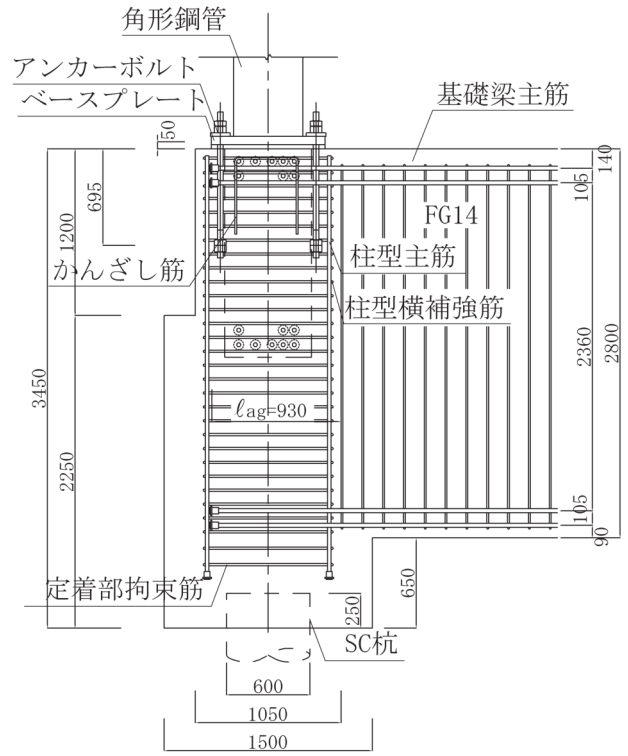


(FG14 断面図)

(FG3 断面図)



(B-B 断面図)



(C-C 断面図)

(寸法単位 : mm)

詳細図 1 A 建物の柱型部配筋詳細(ベースパック II 型 50-22R)

(2) B 建物

B 建物の柱型部配筋詳細(ハイベース NEO(G タイプ))を詳細図 2、柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c を表 6.5.2(1)、jta1 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g と基礎梁主筋定着長さ l_{ag} を表 6.5.2(2)に示す。

詳細図 2 では、柱型主筋下端を定着金物付きとし、FG1 下端筋の直下に、 $\gamma H_g = T_{Hy} / T_{gy} = 0.1$ 以上の定着部拘束筋 2-D16-3 組を配置している。 T_{Hy} は定着部拘束筋足部の全降伏引張耐力、 T_{gy} は基礎梁下端筋の降伏引張耐力である(本編 5.4 節 参照)。一方、FG11 下端筋定着部は、RC 構造設計指針 12.1 節(1)の鉛直スタブ付き L 形接合部における梁上端筋と同様に扱うことができる。

また、FG1 主筋を下側、FG11 主筋を上側に配置し、FG11 主筋の上部より、かんざし筋(必要組数)を、順次、定着金物近傍より配置している。

$$\text{かんざし筋の必要組数} = \text{Roundup}(a_{wv} / a_{wvo}), \quad a_{wv} = p_{jwv} \cdot B_c \cdot D_c$$

p_{jwv} : かんざし筋比(0.1%)、 a_{wvo} : かんざし筋 1 組の断面積、 B_c, D_c : 柱型部の幅とせい

表 6.5.2(1) B 建物の柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c

柱記号	B_c (mm)	n_c (本)	db (mm)	dt (mm)	R_x (mm)	n_{co} (本)	X_c (mm)	X_c / db	d_{to} (mm)	d_{to} / db	判定
C1	1300	40	29	90	1120	11	112	3.9	77	2.6	OK
C2	1100	40	29	90	920	11	92	3.2	77	2.6	OK

B_c : 柱型幅、 n_c : 柱型主筋全本数、 n_{co} : 柱型主筋 1 列の本数、 db : 主筋呼び名の値
 dt : 柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ、 $R_x = B_c - 2dt$ 、 X_c : 柱型主筋平均間隔
 d_{to} : JASS5 の鉄筋間隔、判定 : $X_c \geq d_{to}$ の時 "OK"

表 6.5.2(2) B 建物の jta1 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g および基礎梁主筋定着長さ l_{ag}

基礎梁記号	n_{ag} (本)	db (mm)	$jta1$ (mm)	X_g (mm)	X_g / db	d_{to} (mm)	d_{to} / db	判定	d_{txo} (mm)	l_{ag} (mm)	l_{ag} / D_c	l_{ag} / db
FG1, FG2	7	35	900	150	4.3	93	2.6	OK	100	1160	0.89	33.1
FG11	7	32	900	150	4.7	84	2.6	OK	100	1160	0.89	36.3

n_{ag} : jta1 区間の基礎梁主筋本数、 db : 主筋呼び名の値、 d_{to} : JASS5 の鉄筋間隔
 $jta1$: 最外縁アンカーボルト中心間距離、 X_g : jta1 区間の平均間隔、判定 : $X_g \geq d_{to}$ の時 "OK"
 d_{txo} : 基礎梁主筋(隅筋)中心側面かぶり厚さの最小値、 D_c : 柱型部せい

柱記号	鉄骨柱サイズ	露出柱脚製品番号	アンカーボルト		ベースプレート			(柱型諸元)			定着部拘束筋	かんざし筋
			本数-呼び	Lab(mm)	t(mm)	Bp(Dp)	jta1(mm)	Bc(Dc)(mm)	主筋	横補強筋		
C1	□-750×750×28	G750-12-48	12-M48	910	47	1030	900	1300	40-D29	4-D16-18(13)組	2-D16-3組	U-D13-7組

Lab: アンカーボルト定着長さ、t: 最大厚さ、Bc, Dc: 柱型部幅(せい)、Bp(Dp): ベースプレート幅(せい)、jta1: 最外縁アンカーボルト中心間距離
(鋼種)柱型主筋: SD345、柱型横補強筋、定着部拘束筋、かんざし筋: SD295A

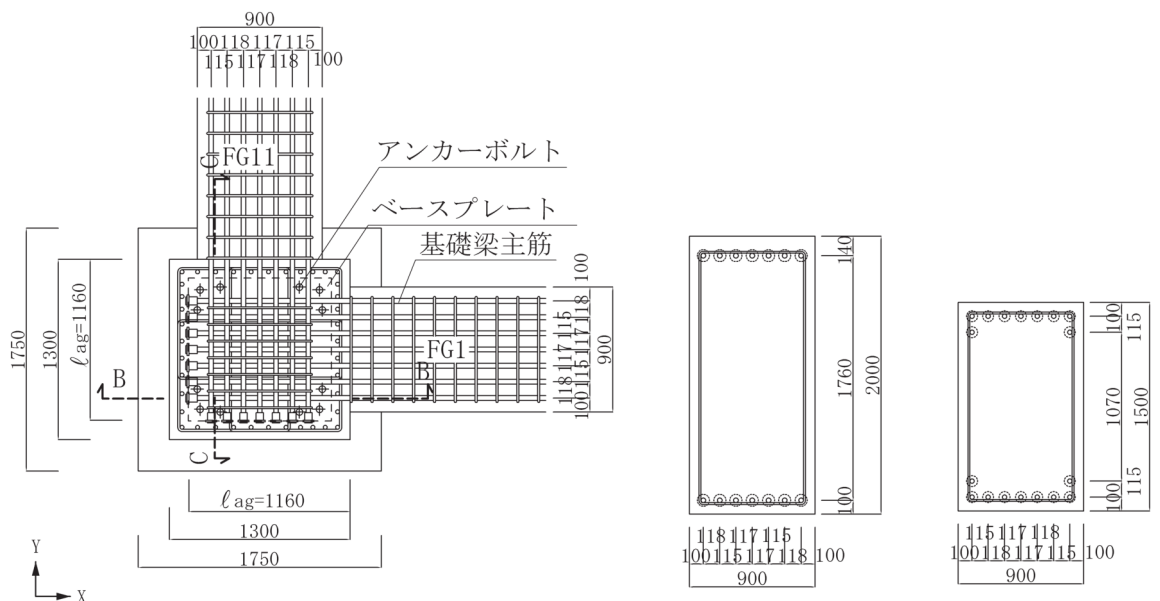
基礎梁記号	B _g ×D _g (mm)	上端筋	下端筋	横補強筋
FG1	900×2000	7-D35	7-D35	2-D16@150
FG11	900×1500	7+2-D32	7+2-D32	2-D16@150

B_g, D_g: 基礎梁断面幅(せい)、(鋼種)主筋: SD390、横補強筋: SD295A

基礎記号	基礎形状寸法(mm)			杭別	杭寸法(mm)	
	幅(せい)	高さ	出寸法		直径	杭頭根入
F1	1750	1600	450	PHC杭	700	100

出寸法: 基礎梁底から基礎底までの寸法

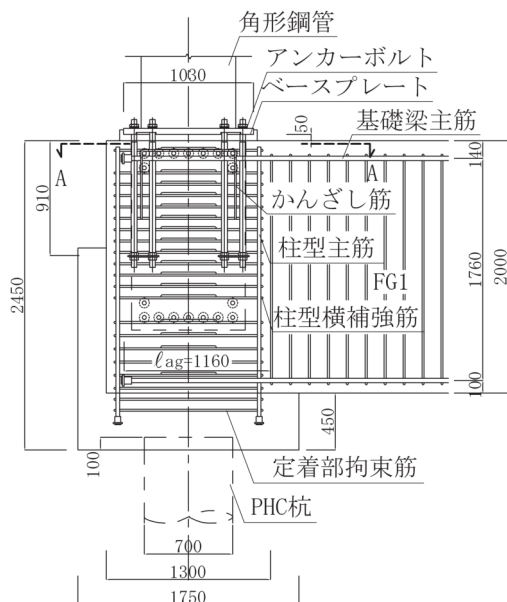
杭頭根入: 基礎底から杭天端までの寸法



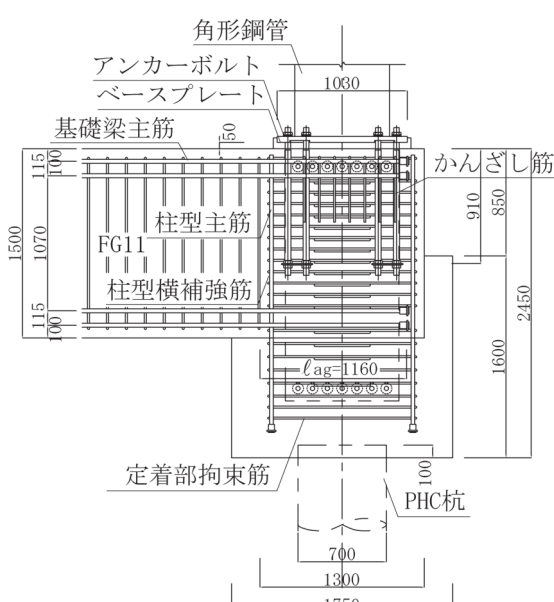
(A-A 断面図)

(FG1 断面図)

(FG11 断面図)



(B-B 断面図)



(C-C 断面図)

(寸法単位: mm)

詳細図 2 B 建物の柱型部配筋詳細(ハイベース NEO(G タイプ))

(3) C 建物

C 建物の柱型部配筋詳細(NC ベース(8 本タイプ))を詳細図 3、柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c を表 6.5.3(1)、jta1 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g と基礎梁主筋定着長さ l_{ag} を表 6.5.3(2) に示す。

C 建物の場合、基礎梁上下主筋 FG1, FG11 はいずれも 2 段筋であり、柱型横補強筋は XY 両方向ともに中子筋併用の 4-D16-16 組としているので、基礎梁上下 1 段筋中心かぶり厚さ dt_T, dt_B および 1 段筋と 2 段筋の中心間距離 P_{12} を通常の値よりも大きくしている(6.4.3 項(3) 参照)。

詳細図 3 では、柱型主筋下端を定着金物付きとし、FG1 下端筋の直下に、 $\gamma_{Hg} = T_{Hy} / T_{gy} = 0.1$ 以上の定着部拘束筋 2-D16-8 組を配置している。 T_{Hy} は定着部拘束筋足部の全降伏引張耐力、 T_{gy} は基礎梁下端筋の降伏引張耐力である(本編 5.4 節 参照)。

また、FG1 主筋を下側、FG11 主筋を上側に配置し、FG11 主筋の上部より、かんざし筋(必要組数)を、順次、定着金物近傍より配置している。

かんざし筋の必要組数 = $\text{Roundup}(a_{wv} / a_{wvo})$, $a_{wv} = p_{jwv} \cdot B_c \cdot D_c$

p_{jwv} : かんざし筋比(0.1%)、 a_{wvo} : かんざし筋 1 組の断面積、 B_c, D_c : 柱型部の幅とせい

表 6.5.3(1) C 建物の柱型主筋 1 列の本数 n_{co} と平均間隔 X_c

柱 記号	B_c (mm)	n_c (本)	db (mm)	dt (mm)	R_x (mm)	n_{co} (本)	X_c (mm)	X_c /db	dt_o (mm)	dt_o /db	判 定
C1	1400	40	32	90	1220	11	122	3.8	84	2.6	OK
C2	1350	36	29	90	1170	10	130	4.5	80	2.7	OK

B_c : 柱型幅、 n_c : 柱型主筋全本数、 n_{co} : 柱型主筋 1 列の本数、 db : 主筋呼び名の値

dt : 柱型主筋(隅筋)中心かぶり厚さ、 $R_x = B_c - 2dt$ 、 X_c : 柱型主筋平均間隔

dt_o : JASS5 の鉄筋間隔、判定 : $X_c \geq dt_o$ の時 "OK"

表 6.5.3(2) C 建物の jta1 区間の基礎梁主筋平均間隔 X_g および基礎梁主筋定着長さ l_{ag}

基礎梁 記号	n_{ag} (本)	db (mm)	$jta1$ (mm)	X_g (mm)	X_g /db	dt_o (mm)	dt_o /db	判 定	dt_{xo} (mm)	l_{ag} (mm)	l_{ag} /Dc	l_{ag} /db
FG1~FG3, FG11, FG12	8	38	875	125	3.3	100	2.6	OK	105	1250	0.89	32.9

n_{ag} : jta1 区間の基礎梁主筋本数、 db : 主筋呼び名の値、 dt_o : JASS5 の鉄筋間隔

$jta1$: 最外縁アンカーボルト中心間距離、 X_g : jta1 区間の平均間隔、判定 : $X_g \geq dt_o$ の時 "OK"

dt_{xo} : 基礎梁主筋(隅筋)中心側面かぶり厚さの最小値、 D_c : 柱型部せい

柱記号	鉄骨柱サイズ	露出柱脚製品番号	アンカーボルト		ベースプレート			(柱型諸元)			定着部拘束筋	かんざし筋
			本数-呼び	Lab(mm)	t(mm)	Bp(Dp)	jta1(mm)	Bc(Dc)(mm)	主筋	横補強筋		
C1	□-700×700×32	PK700-8X-64	8-M64	1280	75	1030	875	1400	40-D32	4-D16-17組	4-D16-4組	U-D13-8組

Lab : アンカーボルト定着長さ、 t : 最大厚さ、 Bc, Dc : 柱型部幅(せい)、 Bp(Dp) : ベースプレート幅(せい)、 jta1 : 最外縁アンカーボルト中心間距離
(鋼種)柱型主筋 : SD345、 柱型横補強筋、 定着部拘束筋、 かんざし筋 : SD295A

基礎梁記号	Bg×Dg(mm)	上端筋	下端筋	横補強筋
FG11	1000×2500	8+4-D38	6+4-D38	4-D13@200

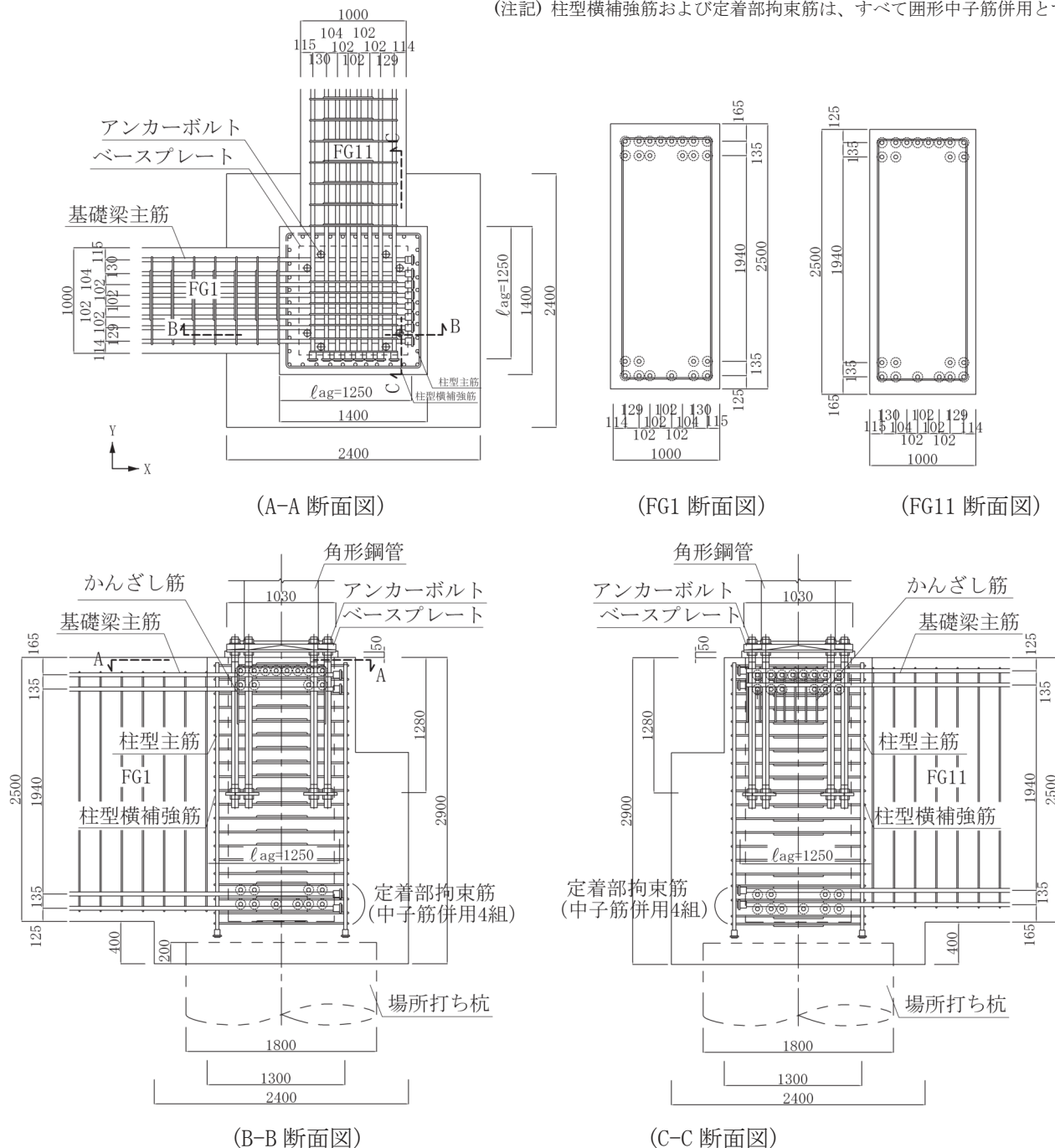
Bg, Dg : 基礎梁断面幅(せい)、 (鋼種)主筋 : SD490、 横補強筋 : SD295A

基礎記号	基礎形状寸法(mm)			杭種別	杭直径(mm)
	幅(せい)	高さ	出寸法		
F1	2400	2000	400	場所打ち杭	1800

出寸法 : 基礎梁底から基礎底までの寸法

杭頭根入(300mm) : 基礎底から杭天端までの寸法

(注記) 柱型横補強筋および定着部拘束筋は、すべて冴形中子筋併用とする。



(寸法単位 : mm)

詳細図 3 C 建物の柱型部配筋詳細(NC ベース(8 本タイプ))

【鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部関連の参考文献】

- 1) 国土交通省住宅局監修：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、付 1-2.6 柱脚の設計の考え方、pp. 625-644, 2015
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 7.2 露出柱脚の設計、pp. 292-326, 2012
- 3) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(2005 年)
- 4) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針(2017 年)
- 5) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事、10 節 鉄筋工事、2015
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2010
- 7) 日本建築学会：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
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説 8 章 柱梁接合部の性能評価法、pp. 232-247, 2004
- 9) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、第 4 編 各種アンカーボルト設計指針 4.2 節 頭付きアンカーボルトの設計、pp. 2376-246, 2010
- 10) 益尾潔、堂下航、足立将人、田川浩之：機械式柱主筋外定着方式による最上階 RC 造 L 形接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 697 号、pp. 411-418, 2014. 3
- 11) 益尾潔、窪田敏行：機械式定着工法による RC 造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第 590 号、pp. 87-94, 2005. 4
- 12) 益尾潔、井上寿也、足立将人：機械式定着工法によるト形、T 形、L 形接合部のひび割れ損傷の評価(その 1～その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp. 271-276, 2005. 8
- 13) 益尾潔、堂下航、足立将人、田川浩之：機械式柱主筋外定着方式による最上階 RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 697 号、pp. 411-418, 2014. 3
- 14) 益尾潔、堂下航、足立将人：機械式定着による幅広梁付き RC 造 L 形接合部の構造性能、日本建築学会技術報告集、第 20 巻、第 46 号、pp. 951-956, 2014. 10
- 15) 益尾潔、申範昊：円形定着板で梁主筋を定着した幅広梁付き RC 造 L 形接合部の構造性能、日本建築学会技術報告集、第 22 巻、第 51 号、pp. 517-521, 2016. 6

(付録 1) 中段筋を有する基礎梁の曲げ終局耐力

1. パラメトリックスタディ

1.1 検討方針

ここでは、基礎梁断面せい D_g と基礎梁中段筋位置をパラメトリックに変化させ、5.1 節の式 (5.1.11) (以下、略算式と呼ぶ) と精算式によって求めた基礎梁曲げ終局耐力を比較検討する。

精算式は、付図 1 のように断面内ひずみ分布を平面保持仮定とし、コンクリート断面を微小要素に分割した上で、コンクリートの応力ひずみ関係を e 関数式とした計算方法であり、この場合、各主筋位置と主筋量が考慮できる。本検討では、コンクリートの圧縮限界ひずみ $\epsilon_{cu}=3.0 \times 10^{-3}$ 、付図 1(b) のコンクリート分割要素数 $m=20$ としている。

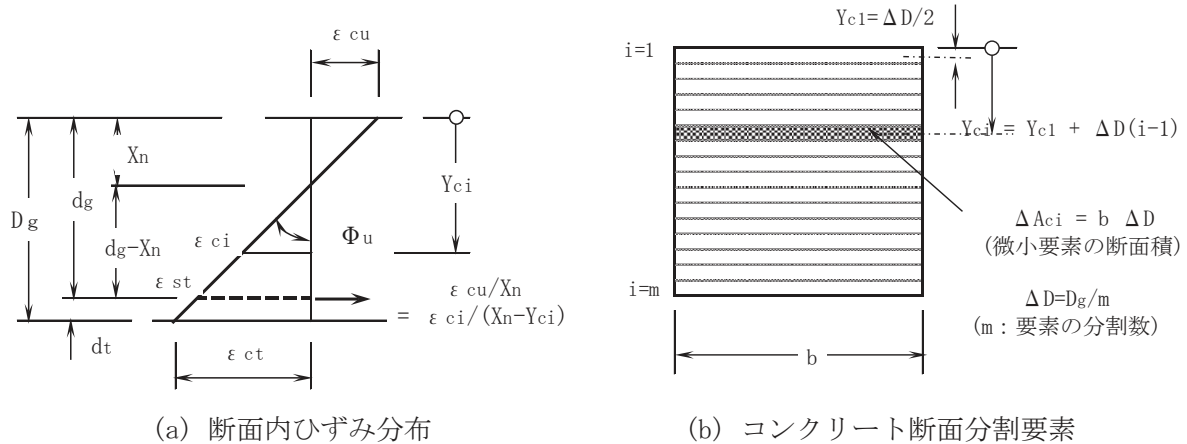
計算対象は、以下の各諸元について、基礎梁上下縁から $\pm D_g/n$ を除いた中央部に中段筋を配置した場合とし、中段筋位置係数 n は、 $n=4.0, 3.0, 2.5, 2.0$ とした。(本編 3 章の解図 3.2 参照)。

コンクリート設計基準強度 $F_c : 27\text{N/mm}^2$ 、主筋降伏強度 $\sigma_{gy} : 390\text{N/mm}^2$ (SD390)

梁内法スパン長 : 3000mm、断面寸法 : 600mm \times 1000mm, 1500mm, 2000mm

主筋合計本数 : 中段筋無 (8-D32)、中段筋有 (4+8-D32) (中段筋無と中段筋有の合計本数は同じ。)

1 段筋位置 dt : 115mm、1 段筋 \cdot 2 段筋間隔 $P12$: 95mm



付図 1 精算式の計算仮定

1.2 検討結果

略算式と精算式による基礎梁曲げ終局耐力時せん断力を付表 1 に示す。同表中の X_n/D_g と Φ_u は、精算式による曲げ終局耐力時の中立軸比および終局曲率を示す。

同表によると、基礎梁せい 1000mm, 1500mm, 2000mm とともに、略算式による中段筋有の基礎梁曲げ終局耐力時せん断力 Q_{gu1} は、精算式の Q_{gu2} と同程度かやや小さく、かつ、中段筋無の上下主筋だけとした精算式の Q_{gu20} の 0.99~1.0 程度になる。すなわち、主筋合計本数が同じ場合、上下 2 段目主筋をなくした中段筋有の略算式による Q_{gu1} は、精算式による Q_{gu2} および Q_{gu20} と比較して安全側に評価される。

精算式による曲げ終局耐力時の基礎梁断面各部ひずみ計算値を付表 2、基礎梁断面各部ひずみ分布を付図 2 に示す。同表中の $\epsilon_{s上,下}$ は基礎梁上下主筋ひずみ、 $\epsilon_{n上,下}$ は上側と下側の基礎梁中段筋ひずみ、 $\epsilon_{c1} \sim \epsilon_{c3}$ と $\epsilon_{c下}$ は基礎梁圧縮縁から $i=1 \sim 3$ および基礎梁引張縁側のコンクリート分割要素中心ひずみを示す。

付表 2、付図 2 によると、

- 1) 引張側の基礎梁下端筋ひずみ $\epsilon_{s下}$ は、 $D_g=1000\text{mm}, 1500\text{mm}, 2000\text{mm}$ の順に大きくなる。
- 2) 各 D_g とともに、 $n=2\sim 3$ の場合、 $\epsilon_{s上}, \epsilon_{n上}, \epsilon_{n下}$ および $\epsilon_{c1}\sim \epsilon_{c3}$ と $\epsilon_{c下}$ は、付図 1 の断面内ひずみ分布の仮定に従った値となり、中段筋有の各部ひずみは中段筋無の各部ひずみよりも小さい。
- 3) $D_g=1500\text{mm}, 2000\text{mm}$ の $n=2\sim 4$ の場合、基礎梁中段筋はいずれも引張降伏し、 $\epsilon_{s下}/\epsilon_{sy}$ は同じ値である。
- 4) これらより、基礎梁中段筋は、基礎梁上下端面から $D_g/3$ を除いた範囲に配置するとした(本編 3 章(2)(d) 参照)。

付表 1 略算式と精算式による基礎梁曲げ終局耐力時せん断力

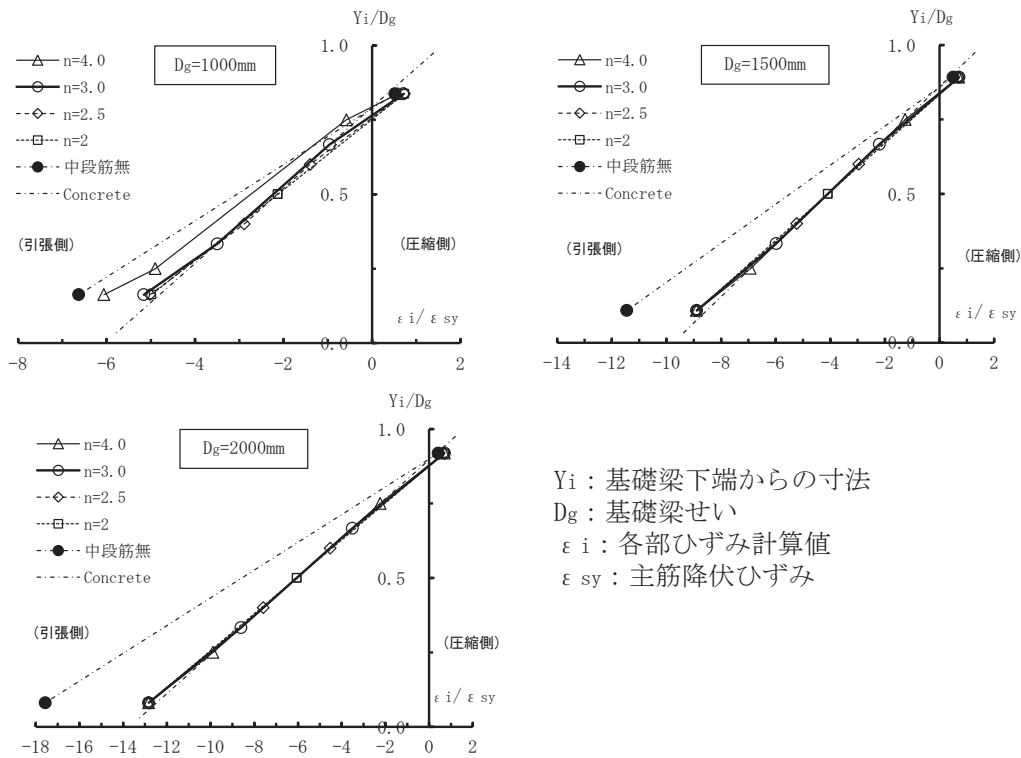
基礎梁せい D_g (mm)	中段筋有無	配筋	中段筋位置係数 n	略算式			精算式			Q_{gu1}/Q_{gu2}	中段筋有/中段筋無		
				Q_{gu1} (kN)	j_{tg} (mm)	pt (%)	Q_{gu2} (kN)	X_n/D_g	$D_g\Phi_u$ ($\times 10^{-3}$)		Q_{gu1}/Q_{gu10}	Q_{gu1}/Q_{gu20}	Q_{gu2}/Q_{gu20}
1000	無	8-D32	—	1115	675	1.26	1280	0.17	17.6	0.87	—	—	—
	有	4+8-D32	4.0	1272	770	0.60	1278	0.19	16.4	1.00	1.14	0.99	1.00
		4+8-D32	3.0	1272	770	0.60	1301	0.21	14.4	0.98	1.14	0.99	1.02
		4+8-D32	2.5	1272	770	0.60	1310	0.21	14.1	0.97	1.14	0.99	1.02
1500	無	8-D32	—	1941	1175	0.79	2104	0.12	26.7	0.92	—	—	—
	有	4+8-D32	4.0	2097	1270	0.38	2136	0.14	21.5	0.98	1.08	1.00	1.02
		4+8-D32	3.0	2097	1270	0.38	2136	0.14	21.5	0.98	1.08	1.00	1.02
		4+8-D32	2.5	2097	1270	0.38	2136	0.14	21.5	0.98	1.08	1.00	1.02
2000	無	8-D32	—	2766	1675	0.58	2922	0.09	38.5	0.95	—	—	—
	有	4+8-D32	4.0	2923	1770	0.28	2959	0.11	29.0	0.99	1.06	1.00	1.01
		4+8-D32	3.0	2923	1770	0.28	2959	0.11	29.0	0.99	1.06	1.00	1.01
		4+8-D32	2.5	2923	1770	0.28	2959	0.11	29.0	0.99	1.06	1.00	1.01
2000	有	4+8-D32	2.0	2923	1770	0.28	2959	0.11	29.0	0.99	1.06	1.00	1.01

(記号)基礎梁上下縁からの中段筋位置： $\pm D_g/n$ 、 Q_{gu1} ：略算式の曲げ終局耐力、 j_{tg} ：上下主筋重心間距離、 pt ：引張鉄筋比
 Q_{gu2} ：精算式の曲げ終局耐力、 X_n ：中立軸位置、 Φ_u ：終局時曲率
 $(Q_{gu10}, Q_{gu20}$ ：中段筋無の略算式および精算式の曲げ終局耐力)
 精算式：コンクリート応力ひずみ関係をe関数式とした平面保持仮定による場合
 (計算諸元)主筋降伏強度 $\sigma_{gy}=390\text{N/mm}^2$ 、コンクリート設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ 、内法スパン長=3000mm

付表 2 精算式による曲げ終局耐力時の基礎梁断面各部ひずみ計算値

基礎梁せい D_g (mm)	中段筋有無	配筋	中段筋位置係数 n	鉄筋位置ひずみ				コンクリート要素位置ひずみ			
				$\epsilon_{s上}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{n上}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{n下}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{s下}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{c1}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{c2}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{c3}/\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{c下}/\epsilon_{sy}$
1000	無	8-D32	—	0.52	—	—	-6.63	1.35	0.89	0.42	-7.46
	有	4+8-D32	4.0	0.59	-0.58	-4.90	-6.06	1.37	0.94	0.50	-6.84
		4+8-D32	3.0	0.71	-0.96	-3.50	-5.16	1.39	1.01	0.63	-5.85
		4+8-D32	2.5	0.73	-1.40	-2.89	-5.02	1.40	1.02	0.65	-5.69
1500	無	8-D32	—	0.50	—	—	-11.45	1.23	0.53	-0.18	-12.18
	有	4+8-D32	4.0	0.71	-1.25	-6.92	-8.89	1.30	0.73	0.17	-9.47
		4+8-D32	3.0	0.71	-2.20	-5.98	-8.89	1.30	0.73	0.17	-9.47
		4+8-D32	2.5	0.71	-2.95	-5.22	-8.89	1.30	0.73	0.17	-9.47
2000	無	8-D32	—	0.42	—	—	-17.56	1.08	0.06	-0.96	-18.22
	有	4+8-D32	4.0	0.70	-2.24	-9.89	-12.83	1.20	0.44	-0.33	-13.33
		4+8-D32	3.0	0.70	-3.51	-8.61	-12.83	1.20	0.44	-0.33	-13.33
		4+8-D32	2.5	0.70	-4.53	-7.59	-12.83	1.20	0.44	-0.33	-13.33
2000	有	4+8-D32	2.0	0.70	-6.06	-6.06	-12.83	1.20	0.44	-0.33	-13.33

【記号】基礎梁上下縁からの中段筋位置： $\pm D_g/n$ 、 $\epsilon_{sy}=\sigma_{sy}/E_s=1.89\times 10^{-3}$ 、 $\epsilon_{cu}=3\times 10^{-3}$
 (計算諸元)主筋降伏強度 $\sigma_{gy}=390\text{N/mm}^2$ 、コンクリート設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ 、内法スパン長=3000mm



Y_i : 基礎梁下端からの寸法
 D_g : 基礎梁せい
 ϵ_i : 各部ひずみ計算値
 ϵ_{sy} : 主筋降伏ひずみ

付図2 精算式による曲げ終局耐力時の基礎梁断面各部ひずみ分布

2. 精算式と慣用式による基礎梁曲げ終局耐力の比較検討

付図3に、1.項の検討対象のうち、基礎梁断面600mm×1500mm、中段筋有(4+8-D32)について、コンクリート設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ 、基礎梁主筋降伏強度 $\sigma_{gy}=390\text{N/mm}^2$ (SD390)とし、精算式と慣用式で求めた基礎梁のN-M相関関係を示す。同図中には、比較のために、中段筋無(4-D32)とし、精算式で求めた基礎梁のN-M相関関係を併せて示した。

慣用式によるN-M相関関係は、式(付1)に示すように、技術基準解説書に示された慣用式^{※1}によるRC柱の曲げ終局耐力に、中段筋の効果として軸力ベクトル $\pm a_{gn} \cdot \sigma_{gy}$ を累加した曲げ終局耐力^{※2}である。軸力 $N=0$ の場合、式(付1)より、式(付2)が得られる。

$$N_{min} \leq N < 0 : \quad \mu_u = 0.8(a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot D_g + 0.4N \cdot D_g$$

$$0 \leq N < 0.4(F_c \cdot B_g \cdot D_g - a_{gn} \cdot \sigma_{gy}) : \quad \mu_u = 0.8(a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot D_g + 0.5N \cdot D_g \{1 - N / (F_c \cdot B_g \cdot D_g)\} \quad (\text{付1})$$

$$0.4(F_c \cdot B_g \cdot D_g - a_{gn} \cdot \sigma_{gy}) \leq N < 0.4(F_c \cdot B_g \cdot D_g + a_{gn} \cdot \sigma_{gy}) : \quad \mu_u = 0.8(a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot D_g + 0.12 F_c \cdot B_g \cdot D_g^2$$

$$0.4(F_c \cdot B_g \cdot D_g + a_{gn} \cdot \sigma_{gy}) \leq N \leq N_{max} :$$

$$\mu_u = 0.8(a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot D_g + 0.12 F_c \cdot B_g \cdot D_g^2 \{ (N_{max} - N) / [N_{max} - 0.4(F_c \cdot B_g \cdot D_g + a_{gn} \cdot \sigma_{gy})] \}$$

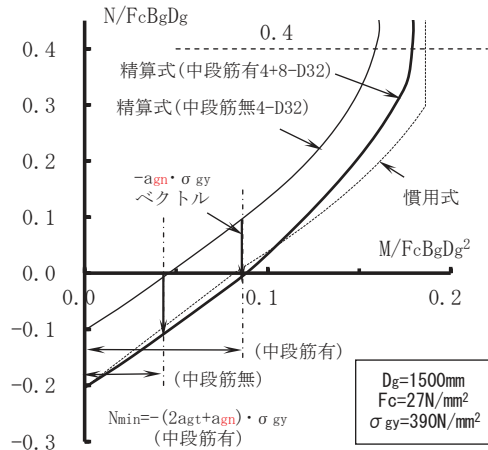
$$N_{min} = -(2a_{gt} + a_{gn}) \cdot \sigma_{gy}, \quad N_{max} = F_c \cdot B_g \cdot D_g + (2a_{gt} + a_{gn}) \cdot \sigma_{gy}$$

$$N=0 \text{ の時、} \quad \mu_u = 0.8(a_{gt} + a_{gn}/2) \cdot \sigma_{gy} \cdot D_g \quad (\text{付2})$$

ここに、 N : 軸力、 F_c : コンクリートの設計基準強度、 B_g, D_g : 基礎梁幅およびせい

a_{gt} : 引張鉄筋断面積、 a_{gn} : 中段筋断面積、 σ_{gy} : 基礎梁主筋の降伏強度

軸力 $N=0$ の場合、式(付1)、式(付2)中の $0.8D_g$ を式(5.1.11)中の j_{tg} と読み替えると、慣用式の曲げ終局耐力は、1.項で示した略算式の曲げ終局耐力と一致し、付図3に示すように、中段筋有の場合、軸力レベル $N / (F_c \cdot B_g \cdot D_g)$ が0.1程度以下では、精算式と慣用式による曲げ終局耐力はよく一致する。



※1 国土交通省住宅局監修：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書、付1-3.1 鉄筋コンクリート部材の力学モデルに関する技術資料、(2)柱⑥終局強度、pp. 655-656, 2015

※2 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説(2009年)、【付則】1.1 長方形断面柱 1.1.1 曲げ終局強度、pp. 205-206, 2009年12月

付図3 精算式と慣用式による基礎梁のN-M 相関関係

3. 軸力 N=0 の中段筋を有する RC 柱部材の実験結果

ここでは、既往実験 ※による軸力 N=0 の中段筋を有する RC 柱部材の実験結果と略算式による曲げ終局耐力せん断力について比較検討する。本実験は、主として、685N/mm²級高強度せん断補強筋の損傷短期許容耐力の妥当性を確認するために、逆対称加力で行われている。実験計画を付表3、試験体の形状寸法および配筋を付図4に示す。コンクリートの実圧縮強度 σ_B は、試験体 C1-1, 2 では 35.3N/mm²、試験体 C2-1, 2 では 73.0N/mm²である。各試験体の柱せん断力 Q_c - 部材角 R 関係を付図5に示す。

付表4に示すように、各試験体のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fuo} は 0.6~1.0 であり、 $Q_{su}/Q_{fuo}=0.9~1.0$ の場合、耐力安全率 Q_{max}/Q_{fuo} は 1.0 以上となる。 Q_{fuo} は略算式による曲げ終局耐力時せん断力、 Q_{su} は荒川 mean 式によるせん断終局耐力、 Q_{max} は最大耐力実験値である。

これらによると、 $Q_{su}/Q_{fuo} \geq 1.1$ (曲げ破壊型) の場合、N=0 の中段筋を有する RC 部材の曲げ終局耐力時せん断力は略算式で安全側に評価されると言える。

付表3 実験計画

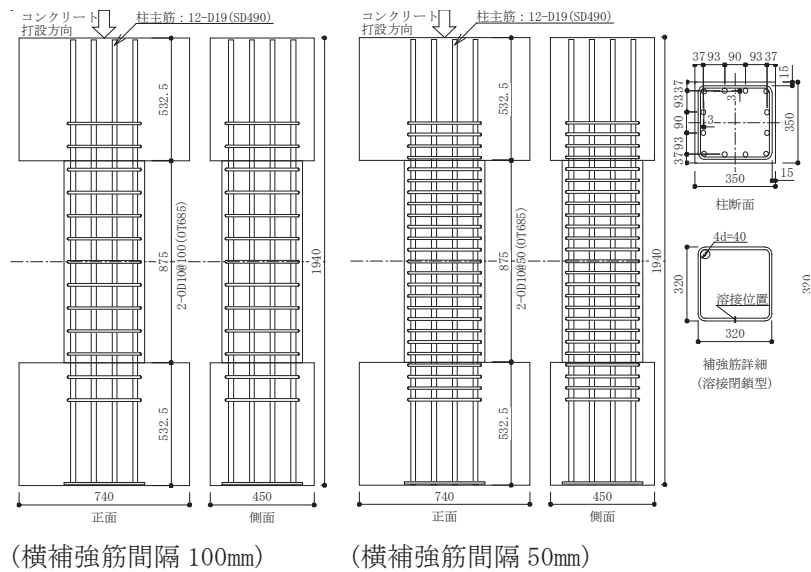
試験体	Fc (N/mm ²)	主筋 (pg)	横補強筋	
			配筋	pw
C1-1	30	12-D19 (2.81%)	2-0D10@100	0.41%
C1-2			2-0D10@50	0.81%
C2-1	60		2-0D10@100	0.41%
C2-2			2-0D10@50	0.81%

内法高さ H=875mm (H/D=2.5)、断面 B×D=350mm×350mm

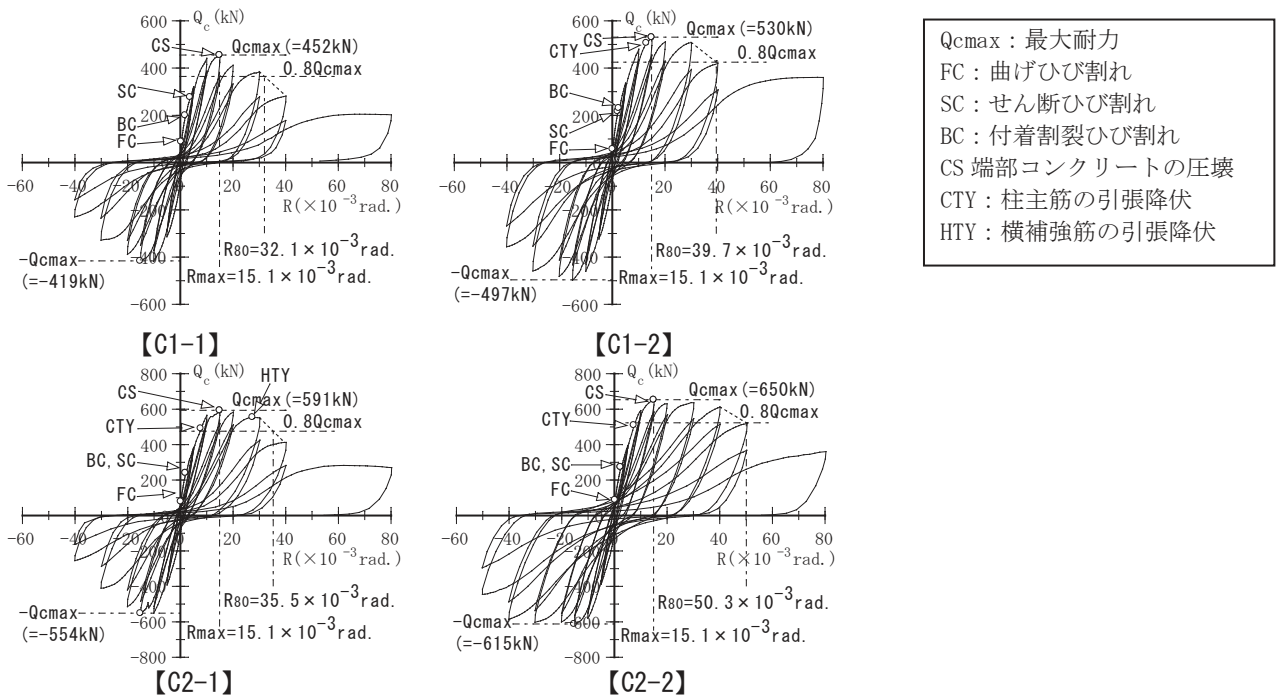
主筋：SD490 (538N/mm²)、横補強筋：OT685 (739N/mm²)

()内の値：実降伏強度

pg：全鉄筋比、pw：横補強筋比、Fc：コンクリート目標圧縮強度



付図4 試験体の形状寸法および配筋



付図5 各試験体の柱せん断力 Q_c - 部材角 R 関係

付表4 軸力 $N=0$ の RC 柱部材の実験値および略算式による曲げ終局耐力時せん断力

試験体	曲げ			荒川mean式			実験値					
	Q_{fu} (kN)	Q_{fuo} (kN)	Q_{fuo}/Q_{fu}	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{fu}	Q_{su}/Q_{fuo}	Q_{max} (kN)	R_{max} ($\times 10^{-3}$)	R_{80} ($\times 10^{-3}$)	Q_{max}/Q_{fu}	Q_{max}/Q_{fuo}	Q_{max}/Q_{su}
C1-1	586	584	1.00	375	0.64	0.64	452	15.1	32.1	0.77	0.77	1.21
C1-2				433	0.74	0.74	530	15.1	39.7	0.90	0.91	1.22
C2-1	637	584	0.92	539	0.85	0.92	591	15.1	35.5	0.93	1.01	1.10
C2-2				597	0.94	1.02	650	15.1	50.3	1.02	1.11	1.09

【記号】 Q_{fu} : 平面保持仮定による曲げ耐力時せん断力、 Q_{fuo} : 略算式による曲げ終局耐力時せん断力

Q_{su} : 荒川mean式によるせん断終局耐力、 Q_{max} : 最大耐力実験値

R_{max} : Q_{max} 時部材角実験値、 R_{80} : Q_{max} の80%耐力低下時部材角実験値

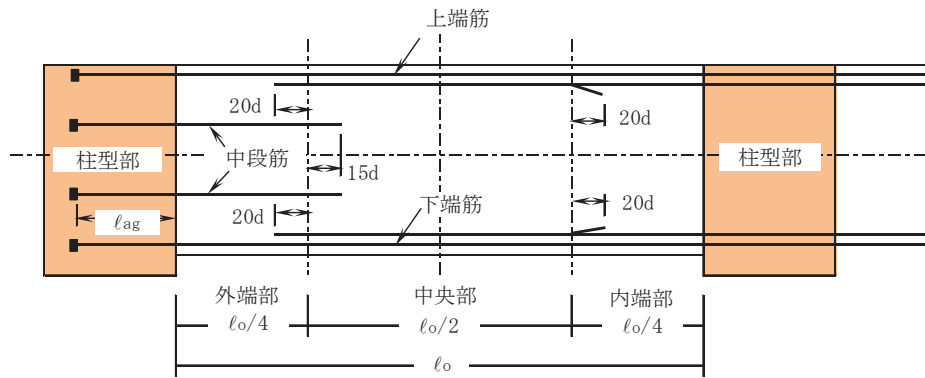
※ 益尾潔、堂下航、森裕重: $685\text{N}/\text{mm}^2$ 級横補強筋を用いた RC 柱の短期許容せん断力およびせん断終局耐力、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 42 号、pp. 555-560, 2013. 6

(付録 2) 基礎梁中段筋のカットオフ位置

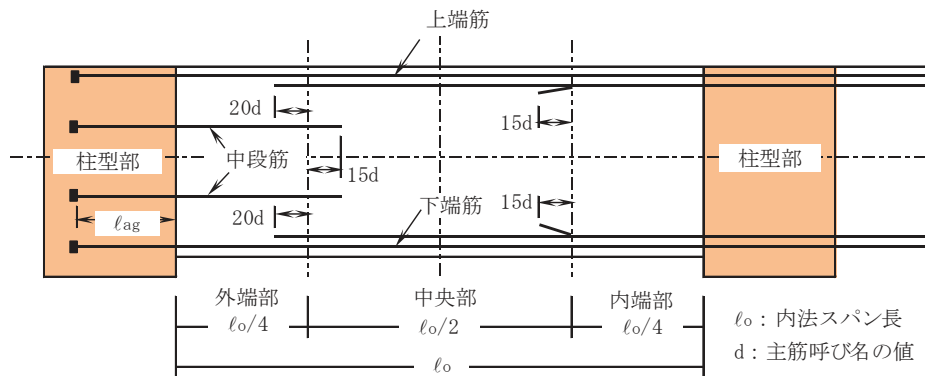
本編 3 章(2)(d)では、直接基礎(L形柱型部)で基礎梁下端筋を機械式直線定着とする場合、基礎梁中段筋を配置し、基礎梁上下主筋定着部の応力を緩和することとしている。この場合、付図 1 に示すように、L形柱型部に配置される外端部側の基礎梁中段筋は中央部側でカットオフされる。

これらより、RC 造配筋指⁶⁾に従い、外端部側では、基礎梁中段筋の柱型部面からカットオフ位置までの寸法は内法スパン長 $l_0/4$ に余長を加えた値とし、基礎梁中段筋の中央部側への余長は $15d$ 、中央部主筋の外端部側への余長は $20d$ とする。ただし、日本建築学会「RC 構造計算規準・同解説」16 条 1. 付着で規定される付着長さが $l_0/4$ を上回る場合、基礎梁中段筋の柱型部面からカットオフ位置までの寸法は、RC 構造計算規準による付着長さに余長を加えた値とする。

また、内端部側では、(a)中央部主筋本数が内端部主筋本数よりも多い場合、中央部主筋の内端部側への余長は $20d$ とし、(b)内端部主筋本数が中央部主筋本数よりも多い場合、内端部主筋の中央部側への余長は $15d$ とする。



(a) 中央部主筋本数が内端部主筋本数よりも多い場合



(b) 内端部主筋本数が中央部主筋本数よりも多い場合

付図 1 梁端部・中央部の範囲およびカットオフ位置

l_0 : 内法スパン長
 d : 主筋呼び名の値

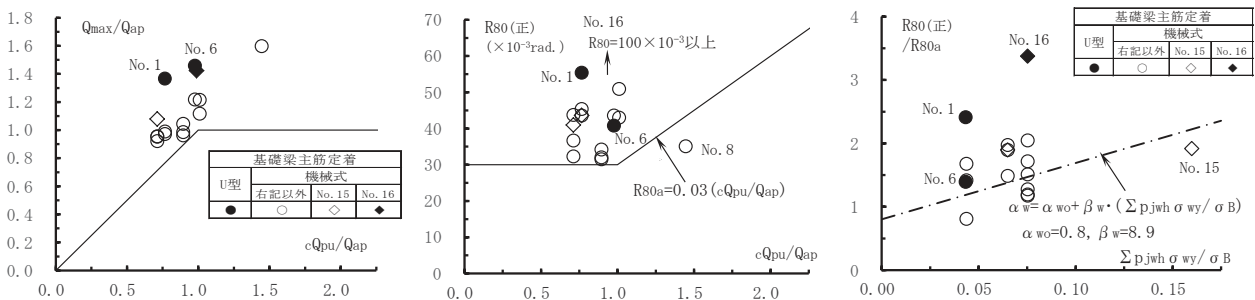
(付録3) 単純累加強度式による柱脚部全塑性モーメントの検討結果

試験体 No. 1～No. 16 の単純累加式による終局耐力および変形性能の検討結果を付図 1、略算式(式(解 4. 1))と単純累加式(式(解 5. 1. 1))による柱脚部全塑性モーメント M_{ap} 時柱せん断力 Q_{ap} と最大耐力実験値 Q_{max} を付表 1 に示す。図(a)は耐力安全率 Q_{max}/Q_{ap} —柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{ap} 関係、図(b)は限界層間変形角 $R80-cQ_{pu}/Q_{ap}$ 関係、図(c)は $R80/R80a-\Sigma p_{jwh}\cdot\sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係を示す(解図 5. 2. 1、解図 5. 3. 1、解図 5. 3. 2 参照)。

$R80$ は Q_{max} の 80%耐力低下時の限界層間変形角実験値であり、 Q_{max} 、 $R80$ とともに、正加力時実験値である。また、 $Q_{ap}(=2M_{ap}/h_o)$ は単純累加式による柱脚部全塑性モーメント時柱せん断力であり、 h_o は内法柱高さ、 $\Sigma p_{jwh}\cdot\sigma_{wy}/\sigma_B$ は柱型全横補強筋量を示し、 $R80a$ は表 5. 3. 2 の柱型部せん断余裕度で決定する限界層間変形角を示す。

各試験体ともに、解図 5. 2. 1(a)と同様、柱型部せん断破壊型($\lambda_p < 1$)の Q_{max} は柱型部せん断終局耐力時柱せん断力 cQ_{pu} を上回り、アンカーボルト降伏型($\lambda_p \geq 1$)の Q_{max} は柱脚部全塑性モーメント時柱せん断力 Q_{ap} を上回る。 λ_p は柱型部せん断余裕度 cQ_{pu}/Q_{ap} を示す。また、図(c)に示すように、解図 5. 4. 2 と同様、図中の α_w は $R80/R80a$ に概ね対応する。

これらより、式(5. 1. 3)の柱終局耐力時せん断力 cQ_{cu} と式(5. 4. 1)の全補強筋量 $\Sigma(p_{jwh}\cdot\sigma_{wy})$ は、略算式と同様、単純累加式による柱脚部全塑性モーメント M_{ap} を用いて算定してもよいと判断できる。



(a) $Q_{max}/Q_{ap}-cQ_{pu}/Q_{ap}$ 関係 (b) $R80-cQ_{pu}/Q_{ap}$ 関係 (c) $R80/R80a-\Sigma p_{jwh}\cdot\sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係
付図 1 単純累加式による終局耐力および変形性能の検討結果

付表 1 柱脚部全塑性モーメント M_{ap} 時柱せん断力 Q_{ap} と最大耐力実験値 Q_{max}

	Fc	アンカーボルト	Map (kN・m)		Qap (kN)		Qmax (kN)		Qmax/Qap (略算式)		Qmax/Qap (累加式)	
			略算式	累加式	略算式	累加式	max	min	max	min	max	min
2015年度 実験	Fc27	8本	327	291	344	306	303	297	0.88	0.86	0.99	0.97
		6本	245	228	258	240	372	342	1.44	1.33	1.55	1.43
	Fc40	6本	245	203	258	214	342	—	1.33	—	1.60	—
2016年度 実験	Fc27	8本	333	289	351	304	290	280	0.83	0.80	0.95	0.92
		6本	249	230	262	242	252	239	0.96	0.91	1.04	0.99

$Q_{ap}=2M_{ap}/h_o$: 柱脚部曲げ耐力時せん断力、 M_{ap} : 柱脚部曲げ耐力、 $h_o=950\times 2$ (mm) : 内法高さ

Q_{max} : 正加力時最大耐力実験値

(付録4) 本編で用いた記号一覧

(アンカーボルト定着部に関する記号)

Lab : アンカーボルト定着長さ、 d_a : アンカーボルト軸部直径
Csa : 最外縁アンカーボルト中心からの柱型側面かぶり厚さ
nat : 引張側アンカーボルト本数、 $n_{an} = \sum n_a - 2n_{at}$: 中段アンカーボルト本数
 $\sum n_a$: 全アンカーボルト本数、 T_{au} : 引張側アンカーボルト定着耐力
 $\sum T_{ay}$: 引張側と中段アンカーボルトで決定する全降伏引張耐力
 T_{ay} : アンカーボルト軸部の1本当たりの降伏引張耐力
 β_c : T_{au} の低減係数、 α_a : $\sum T_{ay}$ の割増し係数
 N_{ay} : アンカーボルトの全降伏引張耐力、 X_n/D_p : ベースプレート下コンクリートの中立軸比
be : 柱型有効幅、 j_{ta} : 最外縁アンカーボルト中心間距離
 B_p, D_p : ベースプレート幅とせい、 F_c : コンクリートの設計基準強度

(柱型主筋に関する記号)

d : 柱型主筋呼び名の値、 $p_g = \sum a_c / (B_c \cdot D_c)$: 柱型主筋比、 B_c, D_c : 柱型幅とせい
nct : 引張側柱型主筋本数、act, σ_{cy} : 柱型主筋の断面積および降伏強度
CBot : 基礎梁下端筋(1段筋)中心からの柱型主筋突出長さ
 T_{cy} : 引張側柱型主筋の降伏引張耐力、 γ_c : T_{cy} の低減係数
 N_{cy} : 柱型主筋の全降伏引張耐力、 $\sum a_c$: 全柱型主筋断面積

(柱型横補強筋および定着部拘束筋に関する記号)

$p_{jwh} = n_w \cdot a_{wh} / (B_c \cdot j_{tgo})$: 柱型横補強筋比、 j_{tgo} : 基礎梁上下最外縁主筋の中心間距離
 n_w : j_{tgo} 区間内の柱型横補強筋の組数、 a_{wh} : 1組の柱型横補強筋断面積
 $\sum (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$: 柱型横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量
 $\sum p_{jwh}$: 柱型横補強筋と定着部拘束筋との全補強筋比
 $(p_{jwh})_H$: 定着部拘束筋による等価横補強筋比、 σ_{wy} : 柱型横補強筋の降伏強度
 σ_{wyH} : 定着部拘束筋の降伏強度、 n_H : 定着部拘束筋の組数、 a_{wH} : 1組の定着部拘束筋の断面積
 $R_{u\phi}$: 設計限界層間変形角、 ϕ_s : 安全率、 R_{80a} : 柱型部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角
 α_{wo}, β_w : 補正係数、 α_w : 保証限界層間変形角 R_{80min} に対する全補強筋量 $\sum p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ に係わる係数
 T_{Hy} : 定着部拘束筋足部の全降伏引張耐力、 T_{gy} : 基礎梁下端筋の降伏引張耐力
 A_H : 定着部拘束筋足部の全断面積、 a_{gt} : 基礎梁下端筋の全断面積
 γ_{Hg} : 基礎梁下端筋から定着部拘束筋への引張力伝達係数

(基礎梁主筋定着部に関する記号)

l_{ag} : 基礎梁主筋定着長さ、 d_{pa} : 柱型部仕口面から直交基礎梁最外縁主筋位置までの距離
 l_{ao} : RC構造設計指針・式(8.1)の必要定着長さ、 d_b : 基礎梁主筋呼び名の値、 D_g : 基礎梁せい

(柱型部せん断設計に関する記号)

V_{muH}, V_{muV} : 式(5.1.1)、式(5.1.8)の水平、鉛直方向の終局強度設計用せん断力
 V_{puH}, V_{puV} : 式(5.2.1)の水平、鉛直方向の柱型部せん断終局耐力、 λ_p : 柱型部せん断余裕度
 Q_{cu} : 終局強度設計用柱せん断力、 c_{Qcu}, c_{Qgu} : 柱および梁曲げ終局耐力時柱せん断力
 M_{sp} : 鉄骨柱全塑性モーメント、 M_{ap} : 柱脚部全塑性モーメント、 N_c : 柱軸力
 L_{to} : 基礎梁上面からベースプレート上面までの寸法、 M_{gu}, M_{gu}' : 基礎梁曲げ終局耐力
 a_{gt}, a_{gt}' : 引張側基礎梁主筋の断面積、 a_{gn}, a_{gn}' : 基礎梁中段筋の断面積、 σ_{gy} : 基礎梁主筋の降伏強度
 j_{tae} : 両側アンカーボルト重心間距離、 d_t : 柱断面中心と引張側アンカーボルト重心間距離
 j_{tg} : 基礎梁上下主筋重心間距離、 h_1 : 1階構造階高、 $h_{o1} = h_1 - (D_{g1} + D_{g2}) / 2$: 1階鉄骨柱内法高さ
(L形、T形柱型部) $h = h_1$ 、(ト形、十字形柱型部) $h = h_1 + h_2$ 、 h_2 : 杭のせん断長さの2倍
 D_{g1} : 基礎梁せい、 D_{g2} : 2層目梁せい、 ℓ : スパン長(柱心間距離) $\ell_o = \ell - D_c$: 基礎梁内法スパン長
 D_c : 柱型せい、 κ_u : 柱型部の形状係数、 ϕ : 直交梁の有無による補正係数
 b_{jh} : 柱型部水平および鉛直有効幅、 D_{jh}, D_{jv} : 水平および鉛直柱型部有効せい

(かんざし筋に関する記号)

$p_{jwv} = \sum a_{jv} / (B_c \cdot D_c)$: かんざし筋比、 $\sum a_{jv}$: かんざし筋足部の全断面積
d : かんざし筋呼び名の値、 B_c, D_c : 柱型幅とせい

【既製品露出柱脚寸法諸元】

1. 既製品露出柱脚各部寸法

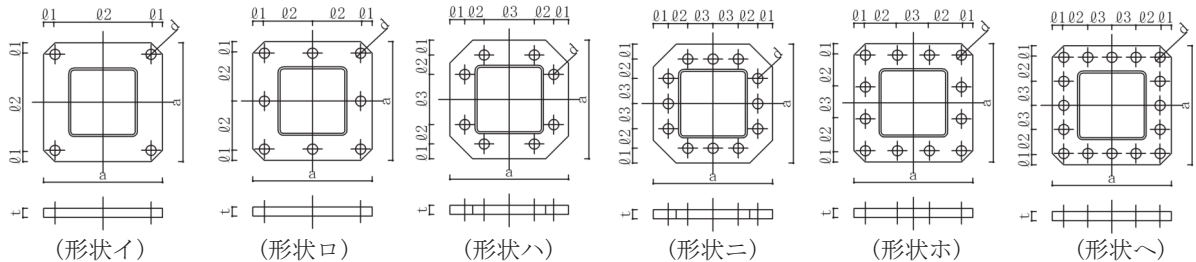
(1) ベースパック

ベースパック I、II型、NT-FX 型、NT-S3 型のアンカーボルトとベースプレート諸元を表 1.1.1～表 1.1.3、ベースプレート形状および標準柱脚仕様を図 1.1 に示す。

表 1.1.1 ベースパック I、II型のアンカーボルトとベースプレート諸元

I・II型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト				ベースプレート						柱型 最小 h (mm)
		本数 -呼び	J 寸法 (mm)	L (mm)	形 状	a (mm)	t (mm)	ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	d (mm)	
15-12V	□-150 ×150	4-M27	135	650	イ	300	28	50	200	—	φ45	550
17-12V	□-175 ×175	4-M30	135	695	イ	320	32	45	230	—	φ45	600
20-09V	□-200 ×200	4-M30	135	695	イ	360	32	45	270	—	φ45	600
20-12V		4-M33	135	735	イ	360	36	45	270	—	φ50	600
25-09V	□-250 ×250	8-M27	135	650	ロ	460	32	55	175	—	φ45	600
25-12V		8-M30	135	695	ロ	460	36	55	175	—	φ45	600
25-16V		8-M33	135	735	ロ	460	40	55	175	—	φ50	600
30-09V	□-300 ×300	8-M30	135	695	ロ	520	40	50	210	—	φ50	600
30-12V		8-M33	135	735	ロ	520	40	50	210	—	φ50	600
30-16V		8-M36	150	770	ロ	520	45	50	210	—	φ55	600
30-19V		8-M36	150	770	ロ	560	50	60	220	—	φ55	600
35-16R	□-350 ×350	8-D38	180	850	ハ	630	45	65	85	330	φ70	750
35-19R		8-D38	180	850	ハ	630	44	65	85	330	φ70	750
35-22R		8-D41	190	900	ハ	630	44	65	85	330	φ75	800
40-16R	□-400 ×400	8-D41	190	900	ハ	700	44	65	85	400	φ75	800
40-19R		8-D41	190	900	ハ	700	48	65	85	400	φ75	800
40-22R		12-D38	180	850	ニ	700	48	65	85	200	φ70	800
40-25R		12-D41	190	900	ニ	710	48	70	85	200	φ75	800
45-19R	□-450 ×450	12-D38	180	850	ニ	750	48	65	85	225	φ70	800
45-22R		12-D41	190	900	ニ	750	52	65	85	225	φ75	800
45-25R		12-D41H	190	995	ニ	750	52	65	85	225	φ75	850
50-19R	□-500 ×500	12-D41	190	900	ニ	820	52	65	85	260	φ75	800
50-22R		12-D41H	200	995	ニ	820	60	65	85	260	φ75	850
50-25R		12-D51	230	1110	ニ	820	60	75	110	225	φ75	950
55-19R	□-550 ×550	12-D41H	200	995	ニ	840	52	65	85	270	φ75	850
55-22R		12-D41H	200	995	ニ	900	60	65	85	300	φ75	850
55-25R		12-D51	230	1110	ニ	900	60	75	110	265	φ75	950

L：アンカーボルト埋込長さ



(形状イ)

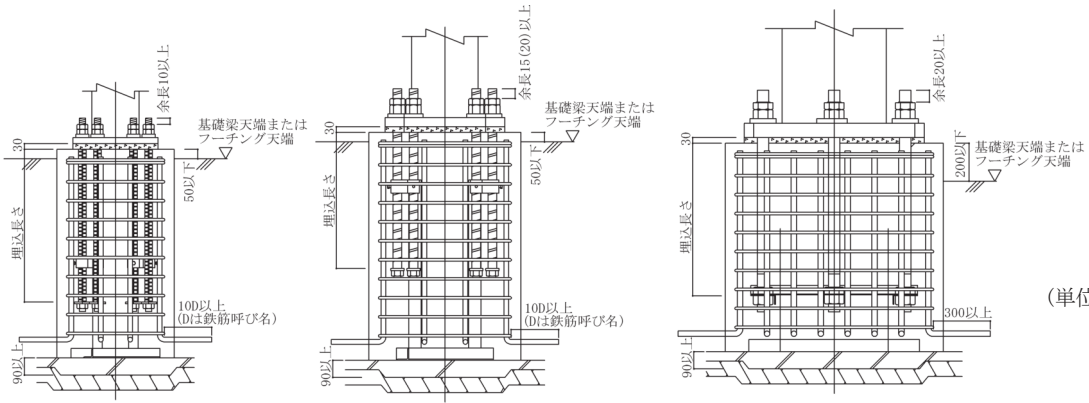
(形状ロ)

(形状ハ)

(形状ニ)

(形状ホ)

(形状へ)



(Mアンカーボルト仕様)

(Dアンカーボルト仕様)

(ベースパック角形鋼管 NT仕様)

図 1.1

ベースパックのベースプレート形状および標準柱脚仕様

(単位：mm)

表 1.1.2 ベースパック NT-FX 型のアンカーボルトとベースプレート諸元

NT-FX型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト			ベースプレート							柱型 最小 h (mm)
		本数 -呼び	J 寸法 (mm)	L (mm)	形 状	a (mm)	t (mm)	ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	d (mm)	
30-19FX3	□-300 ×300	8-M36	175	600	□	650	50	100	225	—	φ55	850
35-16FX3		8-M36	175	600	□	700	50	80	270	—	φ55	900
35-19FX3	□-350 ×350	8-M39	175	600	□	700	55	80	270	—	φ60	900
35-22FX3		8-M42	190	650	□	700	60	80	270	—	φ60	900
35-25FX3	8-M42	190	650	□	700	60	80	270	—	φ60	900	
40-16FX3	□-400 ×400	8-M42	190	650	□	750	60	85	290	—	φ65	950
40-19FX3		8-M45	190	650	□	750	60	85	290	—	φ65	950
40-22FX3		8-M48	200	700	□	750	65	85	290	—	φ70	950
40-25FX3		8-M48	200	700	□	750	65	85	290	—	φ70	950
45-16FX3	□-450 ×450	8-M45	190	650	□	800	65	80	320	—	φ70	1000
45-19FX3		8-M48	200	700	□	800	65	80	320	—	φ70	1000
45-22FX3		8-M52	220	700	□	800	70	80	320	—	φ70	1000
45-25FX3		8-M52	220	700	□	800	75	80	320	—	φ75	1000
45-28FX3		8-M56	230	750	□	800	75	80	320	—	φ75	1000
50-19FX3		□-500 ×500	8-M52	220	700	□	860	65	90	340	—	φ70
50-22FX3	8-M56		230	750	□	900	75	100	350	—	φ75	1100
50-25FX3	8-M56		230	750	□	900	75	100	350	—	φ75	1100
50-28FX3	8-M60		250	800	□	900	80	100	350	—	φ80	1100
50-32FX3	8-M64		250	850	□	900	85	100	350	—	φ85	1100
55-19FX3	□-550 ×550	8-M56	230	750	□	950	75	100	375	—	φ70	1100
55-22FX3		8-M60	250	800	□	950	75	100	375	—	φ80	1100
55-25FX3		8-M60	250	800	□	950	75	100	375	—	φ80	1100
55-28FX3		12-M56	230	750	ホ	950	85	100	250	250	φ75	1100
55-32FX3		12-M56	230	750	ホ	950	85	100	250	250	φ75	1100
60-19FX3	□-600 ×600	12-M48	200	700	ホ	1000	70	100	265	270	φ70	1100
60-22FX3		12-M52	220	700	ホ	1000	80	100	265	270	φ75	1100
60-25FX3		12-M56	230	750	ホ	1000	80	100	265	270	φ75	1100
60-28FX3		12-M56	230	750	ホ	1000	85	100	265	270	φ80	1100
60-32FX3		12-M60	250	800	ホ	1000	85	100	265	270	φ80	1100
65-22FX3	□-650 ×650	12-M56	230	750	ホ	1050	80	100	280	290	φ80	1100
65-25FX3		12-M60	250	800	ホ	1050	80	100	280	290	φ80	1100
65-28FX3		12-M60	250	800	ホ	1050	85	100	280	290	φ85	1100
65-32FX3		12-M64	250	850	ホ	1050	85	100	280	290	φ85	1100
70-22FX3	□-700 ×700	16-M52	220	700	へ	1150	80	125	225	225	φ75	1100
70-25FX3		16-M56	230	750	へ	1150	80	125	225	225	φ75	1100
70-28FX3		16-M56	230	750	へ	1150	90	125	225	225	φ85	1100
70-32FX3		16-M60	250	800	へ	1150	90	125	225	225	φ85	1100
75-22FX3	□-750 ×750	16-M52	220	700	へ	1250	90	130	245	250	φ75	1100
75-25FX3		16-M56	230	750	へ	1250	90	130	245	250	φ75	1100
75-28FX3		16-M60	250	800	へ	1250	95	130	245	250	φ85	1100
75-32FX3		16-M64	250	850	へ	1250	95	130	245	250	φ85	1100

L: アンカーボルト埋込長さ

表 1.1.3 ベースパック NT-S3 型のアンカーボルトとベースプレート諸元

NT-S3型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト			ベースプレート							柱型 最小 h (mm)	
		本数 -呼び	J 寸法 (mm)	L (mm)	形 状	a (mm)	t (mm)	ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	d (mm)		
30-19S3	□-300 ×300	4-M39	175	600	イ	600	50	75	450	—	φ65	850	
35-16S3		4-M45	190	650	イ	600	50	75	450	—	φ65	900	
35-19S3	□-350 ×350	8-M36	175	600	ロ	640	50	80	240	—	φ55	900	
35-22S3		8-M36	175	600	ロ	640	50	80	240	—	φ55	900	
35-25S3		8-M39	175	600	ロ	640	50	80	240	—	φ60	900	
40-16S3	□-400 ×400	8-M36	175	600	ロ	690	50	75	270	—	φ55	900	
40-19S3		8-M39	175	600	ロ	690	50	75	270	—	φ60	900	
40-22S3		8-M39	175	600	ロ	690	50	75	270	—	φ60	900	
40-25S3		8-M42	190	650	ロ	690	55	75	270	—	φ60	900	
45-16S3	□-450 ×450	8-M39	175	600	ロ	750	55	70	305	—	φ60	950	
45-19S3		8-M42	190	650	ロ	750	55	70	305	—	φ60	950	
45-22S3		8-M42	190	650	ロ	750	55	70	305	—	φ60	950	
45-25S3		8-M45	190	650	ロ	750	60	70	305	—	φ65	950	
45-28S3		8-M48	200	700	ロ	800	65	95	305	—	φ70	950	
50-19S3	□-500 ×500	8-M45	190	650	ロ	830	60	85	330	—	φ65	950	
50-22S3		8-M45	190	650	ロ	830	60	85	330	—	φ65	950	
50-25S3		8-M48	200	700	ロ	830	65	85	330	—	φ70	950	
50-28S3		8-M52	220	700	ロ	830	70	85	330	—	φ70	950	
50-32S3		8-M52	220	700	ロ	830	70	85	330	—	φ70	950	
55-19S3		□-550 ×550	8-M45	190	650	ロ	900	60	85	365	—	φ65	1000
55-22S3	8-M48		200	700	ロ	900	65	85	365	—	φ70	1000	
55-25S3	8-M52		220	700	ロ	900	70	85	365	—	φ70	1000	
55-28S3	8-M52		220	700	ロ	900	70	85	365	—	φ70	1000	
55-32S3	8-M56		230	750	ロ	950	75	110	365	—	φ75	1000	
60-19S3	□-600 ×600		8-M48	200	700	ロ	960	70	90	390	—	φ70	1050
60-22S3			8-M52	220	700	ロ	960	70	90	390	—	φ70	1050
60-25S3		8-M56	230	750	ロ	960	75	90	390	—	φ75	1050	
60-28S3		8-M56	230	750	ロ	960	75	90	390	—	φ75	1050	
60-32S3		8-M60	250	800	ロ	1000	80	110	390	—	φ80	1050	
65-22S3		□-650 ×650	12-M45	190	650	ホ	1030	70	90	280	290	φ70	1050
65-25S3	12-M48		200	700	ホ	1030	70	90	280	290	φ70	1050	
65-28S3	12-M52		220	700	ホ	1030	80	90	280	290	φ70	1050	
65-32S3	12-M52		220	700	ホ	1030	80	90	280	290	φ70	1050	
70-22S3	□-700 ×700		12-M48	200	700	ホ	1100	70	100	300	300	φ70	1050
70-25S3		12-M52	220	700	ホ	1100	75	100	300	300	φ70	1050	
70-28S3		12-M52	220	700	ホ	1100	75	100	300	300	φ70	1050	
70-32S3		12-M56	230	750	ホ	1100	80	100	300	300	φ75	1050	
75-22S3		□-750 ×750	12-M52	220	700	ホ	1150	75	100	315	320	φ70	1050
75-25S3	12-M52		220	700	ホ	1150	75	100	315	320	φ70	1050	
75-28S3	12-M56		230	750	ホ	1200	85	100	330	340	φ75	1050	
75-32S3	12-M56		230	750	ホ	1200	85	100	330	340	φ75	1050	

L: アンカーボルト埋込長さ

(2) ハイベース NEO 工法

ハイベース NEO(エコタイプ)、(Gタイプ)のアンカーボルトとベースプレート諸元を表 1.2.1、表 1.2.2、ベースプレート形状を 図 1.2.1、アンカーボルト埋込部および柱型主筋定着長さを 図 1.2.2 に示す。

表 1.2.1 ハイベース NEO(エコタイプ)のアンカーボルトとベースプレート諸元

エコタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト				ベースプレート					柱型主筋長さ				柱型 最小 h (mm)
		本数	軸径 da (mm)	L (mm)	L1 (mm)	A (mm)	C1 (mm)	C2 (mm)	C3 (mm)	t2 (mm)	Lt (mm)	d (mm)	ΣL (mm)	ΣL /d	
EB150-4-24	□-150 ×150	4	24	400	80	290	210	-	-	25	210	16	420	26	550
EB175-4-24	□-175 ×175	4	24	400	80	310	230	-	-	25	210	16	420	26	600
EB200-4-24	□-200 ×200	4	24	400	80	340	260	-	-	25	200	16	400	25	600
EB200-4-30		4	30	400	102	360	270	-	-	32	300	19	600	32	600
EB200-4-36		4	36	480	117	360	270	-	-	40	350	19	700	37	700
EB250-4-24	□-250 ×250	4	24	400	80	390	310	-	-	25	200	19	400	21	600
EB250-4-30		4	30	400	102	410	320	-	-	32	300	19	600	32	600
EB250-4-36		4	36	480	117	410	320	-	-	40	350	19	700	37	700
EB250-8-30	□-300 ×300	8	30	600	110	450	360	190	-	40	470	22	940	43	800
EB300-4-30		4	30	400	102	460	370	-	-	32	280	19	560	29	600
EB300-4-36		4	36	480	117	460	370	-	-	40	350	19	700	37	700
EB300-8-30	□-350 ×350	8	30	600	106	500	410	240	-	36	440	22	880	40	800
EB300-8-36		8	36	720	121	510	420	220	-	44	610	22	1220	55	900
EB350-4-30		4	30	400	102	510	420	-	-	32	250	19	500	26	600
EB350-8-30	□-400 ×400	8	30	600	106	550	460	290	-	36	490	22	980	45	800
EB350-8-36		8	36	720	117	560	470	270	-	40	590	25	1180	47	900
EB350-8-42		8	42	840	138	590	480	260	-	48	730	25	1460	58	1100
EB400-8-30	□-450 ×450	8	30	600	106	600	510	340	-	36	470	22	940	43	800
EB400-8-36		8	36	720	117	610	520	320	-	40	570	25	1140	46	900
EB400-8-42		8	42	840	138	640	530	310	-	48	730	25	1460	58	1100
EB450-8-36	□-500 ×500	8	36	720	121	660	570	370	-	44	550	25	1100	44	900
EB450-8-42		8	42	840	138	690	580	360	-	48	710	25	1420	57	1100
EB500-8-36		8	36	720	121	710	620	420	-	44	540	25	1080	43	900
EB500-8-42	□-550 ×550	8	42	840	138	740	630	410	-	48	700	25	1400	56	1100
EB500-12-42		12	42	840	150	740	630	600	350	60	630	25	1260	50	1100
EB550-8-42	□-550 ×550	8	42	840	138	800	690	470	-	48	680	25	1360	54	1100
EB550-12-42		12	42	840	150	790	680	650	400	60	630	25	1260	50	1100

L: アンカーボルト埋込長さ、Lt: 柱型主筋定着長さ、ΣL=2Lt、d: 柱型主筋呼び名の値

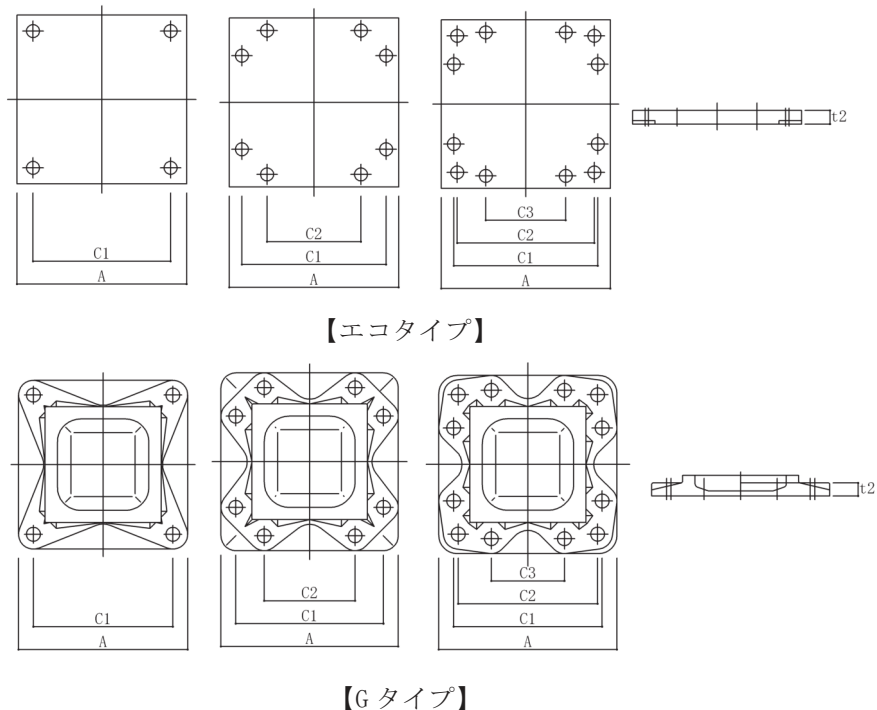


図 1.2.1 ハイベース NEO のベースプレート形状

表 1.2.2 ハイベース NEO(G タイプ)のアンカーボルトとベースプレート諸元

Gタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト				ベースプレート						柱型主筋長さ				柱型 最小 h (mm)
		本数	軸径 da (mm)	L (mm)	L1 (mm)	A (mm)	C1 (mm)	C2 (mm)	C3 (mm)	t2 (mm)	Lt (mm)	d (mm)	ΣL (mm)	ΣL /d		
GB350-4-42	□-350 × 350	4	42	840	145	550	440	—	—	50	510	25	1020	41	1100	
GB350-4-48		4	48	960	168	590	460	—	—	61	610	25	1220	49	1200	
GB350-8-30		8	30	600	95	540	450	280	—	28	490	22	980	45	800	
GB350-8-36		8	36	720	116	560	470	270	—	36	590	25	1180	47	900	
GB350-8-42		8	42	840	140	590	480	260	—	45	630	25	1260	50	1100	
GB400-4-42	□-400 × 400	4	42	840	144	600	490	—	—	49	420	25	840	34	1100	
GB400-4-48		4	48	960	166	640	510	—	—	59	520	25	1040	42	1200	
GB400-8-36		8	36	720	114	610	520	320	—	34	570	25	1140	46	900	
GB400-8-42		8	42	840	137	640	530	310	—	42	640	25	1280	51	1100	
GB400-8-48		8	48	960	159	680	550	300	—	52	810	29	1620	56	1300	
GB450-4-42	□-450 × 450	4	42	840	143	650	540	—	—	48	420	25	840	34	1100	
GB450-4-48		4	48	960	165	690	560	—	—	58	510	25	1020	41	1200	
GB450-8-36		8	36	720	112	660	570	370	—	32	550	25	1100	44	900	
GB450-8-42		8	42	840	135	690	580	360	—	40	710	25	1420	57	1100	
GB450-8-48		8	48	960	156	730	600	350	—	49	840	29	1680	58	1300	
GB500-4-42	□-500 × 500	4	42	840	142	700	590	—	—	47	410	25	820	33	1100	
GB500-4-48		4	48	960	164	740	610	—	—	57	500	25	1000	40	1200	
GB500-8-36		8	36	720	110	710	620	420	—	30	540	25	1080	43	900	
GB500-8-42		8	42	840	132	740	630	410	—	37	700	25	1400	56	1100	
GB500-8-48		8	48	960	153	780	650	400	—	46	780	29	1560	54	1300	
GB500-8-64	8	64	1280	210	850	690	390	—	68	1150	29	2300	79	1600		
GB500-12-48	12	48	960	164	780	650	610	320	57	790	29	1580	54	1300		
GB500-12-56	12	56	1120	195	810	670	630	300	72	1030	29	2060	71	1450		
GB550-4-48	□-550 × 550	4	48	960	163	790	660	—	—	56	490	25	980	39	1200	
GB550-4-56		4	56	1120	192	820	680	—	—	69	610	25	1220	49	1350	
GB550-8-36		8	36	720	109	760	670	470	—	29	530	25	1060	42	900	
GB550-8-42		8	42	840	131	790	680	460	—	36	680	25	1360	54	1100	
GB550-8-48		8	48	960	152	830	700	450	—	45	870	29	1740	60	1300	
GB550-8-64	8	64	1280	207	900	740	440	—	65	1150	29	2300	79	1600		
GB550-12-48	12	48	960	162	830	700	660	370	55	790	29	1580	54	1300		
GB550-12-56	12	56	1120	192	860	720	680	350	69	1030	29	2060	71	1450		
GB600-8-42	□-600 × 600	8	42	840	130	840	730	510	—	35	670	25	1340	54	1100	
GB600-8-48		8	48	960	150	880	750	500	—	43	860	29	1720	59	1300	
GB600-8-64		8	64	1280	206	960	800	500	—	64	1140	29	2280	79	1600	
GB600-12-48		12	48	960	159	880	750	710	420	52	790	29	1580	54	1300	
GB600-12-56		12	56	1120	189	910	770	730	400	66	1030	29	2060	71	1450	
GB600-12-64	12	64	1280	222	950	790	740	370	80	1190	29	2380	82	1600		
GB650-8-42	□-650 × 650	8	42	840	129	890	780	560	—	34	660	25	1320	53	1100	
GB650-8-48		8	48	960	149	930	800	550	—	42	840	29	1680	58	1300	
GB650-8-56		8	56	1120	174	960	820	540	—	51	950	29	1900	66	1450	
GB650-8-64		8	64	1280	200	990	830	530	—	58	1140	29	2280	79	1600	
GB650-8-72		8	72	1440	227	1020	850	520	—	69	1340	29	2680	92	1800	
GB650-12-56	12	56	1120	187	960	820	780	450	64	1030	29	2060	71	1450		
GB650-12-64	12	64	1280	219	1000	840	790	420	77	1190	29	2380	82	1600		
GB700-8-42	□-700 × 700	8	42	840	127	940	830	610	—	32	640	25	1280	51	1100	
GB700-8-48		8	48	960	148	980	850	600	—	41	830	29	1660	57	1300	
GB700-8-56		8	56	1120	173	1010	870	590	—	50	950	29	1900	66	1450	
GB700-8-64		8	64	1280	200	1050	890	590	—	58	1120	29	2240	77	1600	
GB700-8-72		8	72	1440	225	1070	900	570	—	67	1340	29	2680	92	1800	
GB700-12-56	12	56	1120	185	1010	870	830	500	62	1030	29	2060	71	1450		
GB700-12-64	12	64	1280	216	1050	890	840	470	74	1190	29	2380	82	1600		
GB750-8-48	□-750 × 750	8	48	960	146	1030	900	650	—	39	810	29	1620	56	1300	
GB750-12-48		12	48	960	154	1030	900	860	570	47	800	29	1600	55	1300	
GB750-12-56		12	56	1120	183	1060	920	880	550	60	1030	29	2060	71	1450	
GB750-12-64		12	64	1280	214	1100	940	890	520	72	1190	29	2380	82	1600	
GB750-12-72		12	72	1440	242	1120	950	900	490	84	1340	29	2680	92	1800	

L: アンカーボルト埋込長さ、 Lt: 柱型主筋定着長さ、 ΣL=2Lt、 d: 柱型主筋呼び名の値

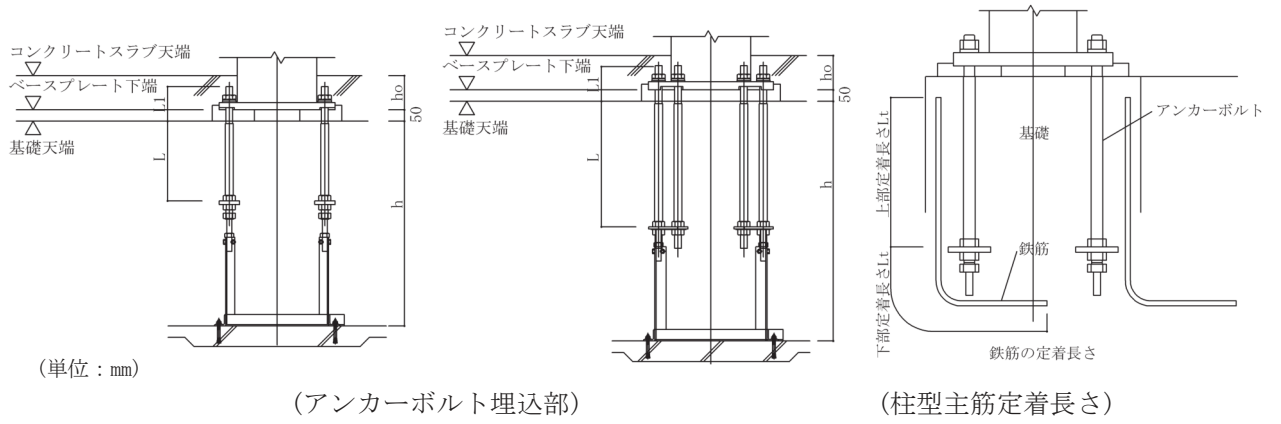


図 1.2.2 ハイベース NEO のアンカーボルト埋込部および柱型主筋定着長さ

(3) NC ベース

NC ベース(P シリーズ)4 本タイプ、8 本タイプ、12 本タイプのアンカーボルトとベースプレート諸元を表 1.3.1~表 1.3.3、ベースプレート形状、アンカーボルト埋込部および柱型主筋定着長さを図 1.3 に示す。

表 1.3.1 NC ベース(P シリーズ) 4 本タイプのアンカーボルトとベースプレート諸元

4本タイプ 製品記号	鉄骨柱	アンカーボルト				ベースプレート				柱型 最小 Hc (mm)
	サイズ	本数	軸径 da (mm)	L (mm)	l (mm)	D (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	T1 (mm)	
PK-150-4C-24	□-150 ×150	4	24	400	127	276	216	-	40	591
PK-175-4C-24	□-175 ×175	4	24	400	125	300	240	-	38	591
PK-200-4C-24	□-200 ×200	4	24	400	124	326	266	-	37	591
PK-200-4S-27		4	27	405	132	340	270	-	42	596
PK-200-4M-30		4	30	450	142	344	274	-	48	941
PK-250-4C-24	□-250 ×250	4	24	400	123	386	316	-	36	591
PK-250-4S-27		4	27	405	130	390	320	-	40	596
PK-250-4M-30		4	30	450	140	394	324	-	46	641
PK-250-4L-36		4	36	540	156	415	330	-	55	734
PK-300-4S-27	□-300 ×300	4	27	405	129	440	370	-	39	596
PK-300-4M-30		4	30	450	138	444	374	-	44	641
PK-300-4L-36		4	36	540	164	500	390	-	63	734
PK-300-4L-42		4	42	630	174	500	390	-	63	827
PK-350-4C-30	□-350 ×350	4	30	450	137	494	424	-	43	641
PK-350-4S-36		4	36	540	153	515	430	-	52	734
PK-350-4M-42		4	42	630	172	540	440	-	61	827
PK-350-4L-48		4	48	720	189	565	450	-	72	920
PK-400-4C-30	□-400 ×400	4	30	450	136	546	476	-	42	641
PK-400-4S-36		4	36	540	152	567	482	-	51	734
PK-400-4M-42		4	42	630	171	592	492	-	60	827
PK-400-4L-48		4	48	720	187	617	502	-	70	920
PK-400-4X-56		4	56	840	209	649	514	-	83	1043

L : アンカーボルト埋込長さ

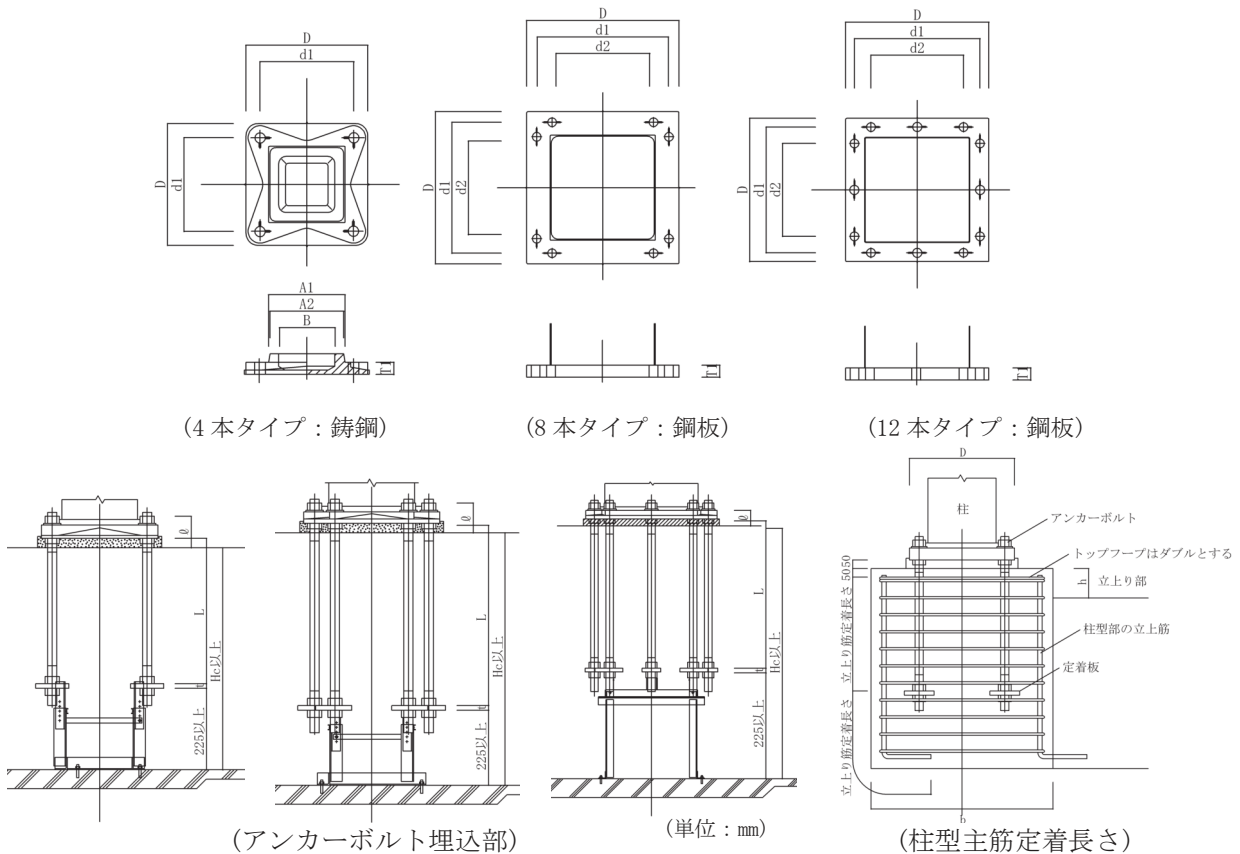


図 1.3 NC ベースのベースプレート形状、アンカーボルト埋込部および柱型主筋定着長さ

表 1.3.2 NC ベース(P シリーズ) 8 本タイプのアンカーボルトとベースプレート諸元

8本タイプ 製品記号	鉄骨柱		アンカーボルト				ベースプレート				柱型 最小 Hc (mm)
	サイズ	本数	軸径 da (mm)	L (mm)	l (mm)	D (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	T1 (mm)		
PK-350-8S-30	□-350 ×350	8	30	600	134	522	452	318	40	791	
PK-350-8M-36		8	36	720	141	574	474	296	45	914	
PK-350-8M-42		8	42	840	161	574	474	296	50	1037	
PK-400-8S-30	□-400 ×400	8	30	600	134	574	504	370	40	791	
PK-400-8M-36		8	36	720	151	599	514	360	50	914	
PK-400-8L-42		8	42	840	166	626	526	348	55	1037	
PK-450-8C-30	□-450 ×450	8	30	600	134	624	554	420	40	791	
PK-450-8S-36		8	36	720	151	649	564	410	50	914	
PK-450-8M-42		8	42	840	166	676	576	398	55	1037	
PK-450-8L-48		8	48	960	177	715	600	386	60	1160	
PK-500-8C-30	□-500 ×500	8	30	600	134	699	614	460	40	791	
PK-500-8C-36		8	36	720	151	699	614	460	50	914	
PK-500-8S-42		8	42	840	166	726	626	448	55	1037	
PK-500-8M-48		8	48	960	177	765	650	436	60	1160	
PK-500-8X-56		8	56	1120	196	800	663	424	70	1323	
PK-550-8C-36	□-550 ×550	8	36	720	151	749	664	510	50	914	
PK-550-8S-42		8	42	840	166	776	676	498	55	1037	
PK-550-8M-48		8	48	960	177	815	700	486	60	1160	
PK-550-8X-56		8	56	1120	196	850	713	474	70	1323	
PK-550-8WX-64		8	64	1280	212	875	723	464	75	1487	
PK-600-8S-42	□-600 ×600	8	42	840	166	828	728	550	55	1037	
PK-600-8M-48		8	48	960	177	867	752	538	60	1160	
PK-600-8L-56		8	56	1120	196	900	765	526	70	1323	
PK-600-8X-64		8	64	1280	212	925	775	516	75	1487	
PK-650-8S-42	□-650 ×650	8	42	840	166	917	802	588	55	1037	
PK-650-8S-48		8	48	960	177	917	802	588	60	1160	
PK-650-8L-56		8	56	1120	196	950	815	576	70	1323	
PK-650-8X-64		8	64	1280	212	980	825	566	75	1487	
PK-650-8WX-72		8	72	1440	234	1000	835	556	85	1646	
PK-700-8S-42	□-700 ×700	8	42	840	166	967	852	638	55	1037	
PK-700-8S-48		8	48	960	177	967	852	638	60	1160	
PK-700-8L-56		8	56	1120	196	1000	865	626	70	1323	
PK-700-8X-64		8	64	1280	212	1030	875	616	75	1487	
PK-700-8WX-72		8	72	1440	234	1050	885	606	85	1646	
PK-750-8S-48	□-750 ×750	8	48	960	177	1050	915	676	60	1160	
PK-750-8S-56		8	56	1120	196	1050	915	676	70	1323	
PK-750-8M-64		8	64	1280	212	1075	925	666	75	1487	
PK-750-8L-72		8	72	1440	234	1095	935	656	85	1646	

L: アンカーボルト埋込長さ

表 1.3.3 NC ベース(P シリーズ) 12 本タイプのアンカーボルトとベースプレート諸元

12本タイプ 製品記号	鉄骨柱		アンカーボルト				ベースプレート				柱型 最小 Hc (mm)
	サイズ	本数	軸径 da (mm)	L (mm)	l (mm)	D (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	T1 (mm)		
PK-700-12S-42	□-700 ×700	12	42	840	166	967	852	638	55	1037	
PK-700-12S-48		12	48	960	177	967	852	638	60	1160	
PK-700-12L-56		12	56	1120	196	1000	865	626	70	1323	
PK-700-12X-64		12	64	1280	212	1030	875	616	75	1487	
PK-750-12S-48	□-750 ×750	12	48	960	177	1050	915	676	60	1160	
PK-750-12S-56		12	56	1120	196	1050	915	676	70	1323	
PK-750-12M-64		12	64	1280	212	1075	925	666	75	1487	
PK-750-12L-72		12	72	1440	234	1095	935	656	85	1646	

L: アンカーボルト埋込長さ

2. アンカーボルト、ベースプレート、柱型諸元

(1) ベースパック

ベースパックのアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元を表 2.1.1～表 2.1.3 に示す。

同表中、アンカーボルト定着長さ Lab は、脚注に示すように、ベースパック設計ハンドブック 6.1 アンカーボルト・ナットまたは標準仕様に記載された値、Csa は最外縁アンカーボルト中心の柱型側面かぶり厚さであり、 $Csa=(Dc-jta1)/2$ と算定している。Dc は柱型部せい、jta1 は最外縁アンカーボルト中心間距離を示す。ベースプレートの厚さ t、ベースプレートの幅(せい) Bp (Dp) は、本文・図 2.3 中に示した本編の設計式で用いる記号である。アンカーボルト間隔 jta2 は、図 2.1 に示すように、ベースパック(形状ホ)で定義する中段アンカーボルト中心間距離であり、本編 5.1 節の解説(2)(b)単純累加強度式による柱脚部全塑性モーメント Map の算定に用いられる。

また、ベースプレートの t は表 1.1.1～表 1.1.3 記載の厚さと同じ値、Bp (Dp) はベースプレートの幅(せい) a と同じ値であり、柱型諸元は、ベースパック設計ハンドブックに記載された標準仕様の値である。

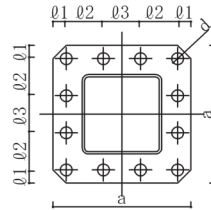


図 2.1 ベースパック(形状ホ) $jta1=2\ell_2+\ell_3$, $jta2=\ell_3$

表 2.1.1 ベースパック I、II 型のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

I・II 型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト										ベースプレート										(柱型諸元)										柱型 最小 h (mm)
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	形状	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	主筋					横補強筋											
																本数	呼び名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び名	nw (本)	aw (mm ²)	X (mm)	pw (%)						
15-12V	□-150 ×150	4	27	510	18.9	150	5.6	OK	イ	28	300	200	—	21	500	12	D16	199	0.96	350	0.70	D13	2	127	100	0.51	550					
17-12V	□-175 ×175	4	30	555	18.5	150	5.0	OK	イ	32	320	230	—	21	530	12	D19	287	1.23	380	0.72	D13	2	127	100	0.48	600					
20-09V	□-200 ×200	4	30	555	18.5	145	4.8	OK	イ	32	360	270	—	21	560	12	D16	199	0.76	415	0.74	D13	2	127	100	0.45	600					
20-12V	□-200 ×200	4	33	595	18.0	145	4.4	OK	イ	36	360	270	—	21	560	12	D19	287	1.10	415	0.74	D13	2	127	100	0.45	600					
25-09V	□-250 ×250	8	27	510	18.9	130	4.8	OK	ロ	32	460	350	—	21	610	12	D19	287	0.93	480	0.79	D13	2	127	100	0.42	600					
25-12V	□-250 ×250	8	30	555	18.5	140	4.7	OK	ロ	36	460	350	—	21	630	12	D19	287	0.87	490	0.78	D13	2	127	100	0.40	600					
25-16V	□-250 ×250	8	33	595	18.0	135	4.1	OK	ロ	40	460	350	—	21	620	12	D19	287	0.90	485	0.78	D13	2	127	100	0.41	600					
30-09V	□-300 ×300	8	30	555	18.5	130	4.3	OK	ロ	40	520	420	—	21	680	12	D22	387	1.00	550	0.81	D13	2	127	100	0.37	600					
30-12V	□-300 ×300	8	33	595	18.0	140	4.2	OK	ロ	40	520	420	—	21	700	12	D22	387	0.95	560	0.80	D13	2	127	100	0.36	600					
30-16V	□-300 ×300	8	36	630	17.5	145	4.0	OK	ロ	45	520	420	—	21	710	12	D22	387	0.92	565	0.80	D13	2	127	100	0.36	600					
30-19V	□-300 ×300	8	36	630	17.5	150	4.2	OK	ロ	50	560	440	—	21	740	12	D22	387	0.85	590	0.80	D13	2	127	100	0.34	600					
35-16R	□-350 ×350	8	38	670	17.6	150	3.9	NG	ハ	45	630	500	—	21	800	12	D25	507	0.95	650	0.81	D13	2	127	100	0.32	750					
35-19R	□-350 ×350	8	38	670	17.6	150	3.9	NG	ハ	44	630	500	—	21	800	12	D25	507	0.95	650	0.81	D13	2	127	100	0.32	750					
35-22R	□-350 ×350	8	41	720	17.6	150	3.7	NG	ハ	44	630	500	—	21	800	16	D22	387	0.97	650	0.81	D13	2	127	100	0.32	800					
40-16R	□-400 ×400	8	41	720	17.6	150	3.7	NG	ハ	44	700	570	—	21	870	12	D25	507	0.80	720	0.83	D13	2	127	100	0.29	800					
40-19R	□-400 ×400	8	41	720	17.6	150	3.7	NG	ハ	48	700	570	—	21	870	16	D22	387	0.82	720	0.83	D13	2	127	100	0.29	800					
40-22R	□-400 ×400	12	38	670	17.6	165	4.3	OK	ニ	48	700	570	—	21	900	16	D25	507	1.00	735	0.82	D13	2	127	100	0.28	800					
40-25R	□-400 ×400	12	41	720	17.6	165	4.0	OK	ニ	48	710	570	—	21	900	16	D25	507	1.00	735	0.82	D13	2	127	100	0.28	800					
45-19R	□-450 ×450	12	38	670	17.6	165	4.3	OK	ニ	48	750	620	—	21	950	16	D25	507	0.90	785	0.83	D13	2	127	100	0.27	800					
45-22R	□-450 ×450	12	41	720	17.6	190	4.6	OK	ニ	52	750	620	—	21	1000	20	D25	507	1.01	810	0.81	D13	2	127	100	0.25	800					
45-25R	□-450 ×450	12	41	815	19.9	190	4.6	OK	ニ	52	750	620	—	24	1000	24	D25	507	1.22	810	0.81	D13	2	127	100	0.25	850					
50-19R	□-500 ×500	12	41	720	17.6	155	3.8	NG	ニ	52	820	690	—	21	1000	20	D25	507	1.01	845	0.85	D13	2	127	100	0.25	800					
50-22R	□-500 ×500	12	41	815	19.9	180	4.4	OK	ニ	60	820	690	—	21	1050	24	D25	507	1.10	870	0.83	D16	2	199	100	0.38	850					
50-25R	□-500 ×500	12	51	930	18.2	190	3.7	NG	ニ	60	820	670	—	24	1050	24	D25	507	1.10	860	0.82	D16	2	199	100	0.38	950					
55-19R	□-550 ×550	12	41	815	19.9	195	4.8	OK	ニ	52	840	710	—	24	1100	24	D25	507	1.01	905	0.82	D16	2	199	100	0.36	850					
55-22R	□-550 ×550	12	41	815	19.9	165	4.0	OK	ニ	60	900	770	—	24	1100	24	D25	507	1.01	935	0.85	D16	2	199	100	0.36	850					
55-25R	□-550 ×550	12	51	930	18.2	175	3.4	NG	ニ	60	900	750	—	24	1100	32	D25	507	1.34	925	0.84	D16	2	199	100	0.36	950					

Lab: アンカーボルト定着長さ、Csa: 最外縁アンカーボルト中心間距離、t: 最大厚さ、Bp, Dp: ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2: アンカーボルト間隔
 Bc, Dc: 柱型(せい)、a: 柱型主筋断面積、pg: 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2: 基礎梁主筋必要定着長さ
 nw, aw, X: 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw*aw/(Bc*X): 帯筋比
 (柱型主筋鋼種) D16の場合: SD295A、D19～D25の場合: SD345、D29以上: SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A
 (柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様、(形状イ) jta1=2^ℓ2、(形状ロ) jta1=2^ℓ2、(形状ハ) jta1=2^ℓ2+^ℓ3、(形状ニ) jta1=2^ℓ2+^ℓ3
 (注) Lab=L-140mm (Mアンカーボルト)、Lab=L-180mm (Dアンカーボルト)、L: アンカーボルト全長
 設計ハンドブック 6.1 アンカーボルト・ナットに記載の形状寸法の値による。

表 2.1.2 ベースバック NT-FX 型のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

NT-FX型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト							ベースプレート					(柱型諸元)										柱型 最小 h (mm)			
		本 数	軸 径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判 定	形 状	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	主筋					横補強筋						
																本 数	呼 び 名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼 び 名	nw (本)		aw (mm ²)	X (mm)	pw (%)
30-19FX3	□-300 ×300	8	36	600	16.7	200	5.6	OK	ロ	50	650	450	—	21	850	20	D22	387	1.07	650	0.76	D13	2	127	125	0.24	850
35-16FX3		8	36	600	16.7	180	5.0	OK	ロ	50	700	540	—	21	900	24	D22	387	1.15	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
35-19FX3	□-350	8	39	600	15.4	180	4.6	OK	ロ	55	700	540	—	21	900	24	D22	387	1.15	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
35-22FX3	×350	8	42	650	15.5	180	4.3	OK	ロ	60	700	540	—	21	900	20	D25	507	1.25	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
35-25FX3		8	42	650	15.5	180	4.3	OK	ロ	60	700	540	—	21	900	24	D25	507	1.50	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
40-16FX3		8	42	650	15.5	185	4.4	OK	ロ	60	750	580	—	21	950	20	D25	507	1.12	765	0.81	D13	2	127	100	0.27	950
40-19FX3	□-400	8	45	650	14.4	185	4.1	OK	ロ	60	750	580	—	21	950	24	D25	507	1.35	765	0.81	D13	2	127	100	0.27	950
40-22FX3	×400	8	48	700	14.6	185	3.9	NG	ロ	65	750	580	—	21	950	24	D25	507	1.35	765	0.81	D13	2	127	100	0.27	950
40-25FX3		8	48	700	14.6	185	3.9	NG	ロ	65	750	580	—	21	950	28	D25	507	1.57	765	0.81	D13	2	127	100	0.27	950
45-16FX3		8	45	650	14.4	180	4.0	OK	ロ	65	800	640	—	21	1000	24	D25	507	1.22	820	0.82	D13	2	127	100	0.25	1000
45-19FX3		8	48	700	14.6	180	3.8	NG	ロ	65	800	640	—	21	1000	28	D25	507	1.42	820	0.82	D13	2	127	100	0.25	1000
45-22FX3	□-450	8	52	700	13.5	180	3.5	NG	ロ	70	800	640	—	21	1000	28	D25	507	1.42	820	0.82	D13	2	127	100	0.25	1000
45-25FX3	×450	8	52	700	13.5	180	3.5	NG	ロ	75	800	640	—	21	1000	32	D25	507	1.62	820	0.82	D13	2	127	100	0.25	1000
45-28FX3		8	56	750	13.4	205	3.7	NG	ロ	75	800	640	—	21	1050	36	D25	507	1.66	845	0.80	D13	2	127	100	0.24	1000
50-19FX3		8	52	700	13.5	185	3.6	NG	ロ	65	860	680	—	21	1050	28	D25	507	1.29	865	0.82	D13	2	127	100	0.24	1100
50-22FX3	□-500	8	56	750	13.4	200	3.6	NG	ロ	75	900	700	—	21	1100	32	D25	507	1.34	900	0.82	D13	2	127	100	0.23	1100
50-25FX3	×500	8	56	750	13.4	200	3.6	NG	ロ	75	900	700	—	21	1100	40	D25	507	1.68	900	0.82	D13	2	127	100	0.23	1100
50-28FX3		8	60	800	13.3	225	3.8	NG	ロ	80	900	700	—	21	1150	40	D25	507	1.53	925	0.80	D13	2	127	100	0.22	1100
50-32FX3		8	64	850	13.3	225	3.5	NG	ロ	85	900	700	—	21	1150	44	D25	507	1.69	925	0.80	D13	2	127	100	0.22	1100
55-19FX3		8	56	750	13.4	200	3.6	NG	ロ	75	950	750	—	24	1150	32	D25	507	1.23	950	0.83	D13	2	127	100	0.22	1100
55-22FX3	□-550	8	60	800	13.3	200	3.3	NG	ロ	75	950	750	—	24	1150	36	D25	507	1.38	950	0.83	D13	2	127	100	0.22	1100
55-25FX3	×550	8	60	800	13.3	200	3.3	NG	ロ	75	950	750	—	24	1150	44	D25	507	1.69	950	0.83	D13	2	127	100	0.22	1100
55-28FX3		12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	85	950	750	—	24	1200	44	D25	507	1.55	975	0.81	D13	2	127	100	0.21	1100
55-32FX3		12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	85	950	750	—	24	1200	48	D25	507	1.69	975	0.81	D13	2	127	100	0.21	1100
60-19FX3		12	48	700	14.6	200	4.2	OK	ホ	70	1000	800	—	24	1200	36	D25	507	1.27	1000	0.83	D13	2	127	100	0.21	1100
60-22FX3	□-600	12	52	700	13.5	200	3.8	NG	ホ	80	1000	800	—	24	1200	40	D25	507	1.41	1000	0.83	D13	2	127	100	0.21	1100
60-25FX3	×600	12	56	750	13.4	200	3.6	NG	ホ	80	1000	800	—	24	1200	44	D25	507	1.55	1000	0.83	D13	2	127	100	0.21	1100
60-28FX3		12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	85	1000	800	—	24	1250	48	D25	507	1.56	1025	0.82	D13	2	127	100	0.20	1100
60-32FX3		12	60	800	13.3	225	3.8	NG	ホ	85	1000	800	—	24	1250	56	D25	507	1.82	1025	0.82	D13	2	127	100	0.20	1100
65-22FX3		12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	80	1050	850	—	24	1300	44	D25	507	1.32	1075	0.83	D16	2	199	150	0.20	1100
65-25FX3	□-650	12	60	800	13.3	225	3.8	NG	ホ	80	1050	850	—	24	1300	48	D25	507	1.44	1075	0.83	D16	2	199	150	0.20	1100
65-28FX3	×650	12	60	800	13.3	250	4.2	OK	ホ	85	1050	850	—	24	1350	52	D25	507	1.45	1100	0.81	D16	2	199	150	0.20	1100
65-32FX3		12	64	850	13.3	250	3.9	NG	ホ	85	1050	850	—	24	1350	64	D25	507	1.78	1100	0.81	D16	2	199	150	0.20	1100
70-22FX3		16	52	700	13.5	250	4.8	OK	へ	80	1150	900	—	24	1400	48	D25	507	1.24	1150	0.82	D16	2	199	100	0.28	1100
70-25FX3	□-700	16	56	750	13.4	250	4.5	OK	へ	80	1150	900	—	24	1400	56	D25	507	1.45	1150	0.82	D16	2	199	100	0.28	1100
70-28FX3	×700	16	56	750	13.4	275	4.9	OK	へ	90	1150	900	—	24	1450	60	D25	507	1.45	1175	0.81	D16	2	199	100	0.27	1100
70-32FX3		16	60	800	13.3	275	4.6	OK	へ	90	1150	900	—	24	1450	68	D25	507	1.64	1175	0.81	D16	2	199	100	0.27	1100
75-22FX3		16	52	700	13.5	255	4.9	OK	へ	90	1250	990	—	24	1500	52	D25	507	1.17	1245	0.83	D16	2	199	100	0.27	1100
75-25FX3	□-750	16	56	750	13.4	255	4.6	OK	へ	90	1250	990	—	24	1500	56	D25	507	1.26	1245	0.83	D16	2	199	100	0.27	1100
75-28FX3	×750	16	60	800	13.3	280	4.7	OK	へ	95	1250	990	—	24	1550	64	D25	507	1.35	1270	0.82	D16	2	199	100	0.26	1100
75-32FX3		16	64	850	13.3	280	4.4	OK	へ	95	1250	990	—	24	1550	68	D25	507	1.44	1270	0.82	D16	2	199	100	0.26	1100

Lab : アンカーボルト定着長さ、Csa : 最外縁アンカーボルト中心間距離、t : 最大厚さ、Bp, Dp : ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2 : アンカーボルト間隔

Bc, Dc : 柱型幅(せい)、a : 柱型主筋断面積、pg : 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2 : 基礎梁主筋必要定着長さ

nw, aw, X : 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw・aw/(Bc・X) : 帯筋比

(柱型主筋鋼種) D16の場合 : SD295A、D19~D25の場合 : SD345、D29以上 : SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A

(柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様、(形状ロ) jta1=2^l2, (形状ホ) jta1=2^l2+^l3, jta2=2^l3, (形状へ) jta1=2(^l2+^l3), jta2=2^l3

(注) Lab=L、L : アンカーボルト埋込長さ

表 2.1.3 ベースパック NT-S3 型のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

NT-S3型 製品記号	鉄骨柱 サイズ	アンカーボルト							ベースプレート				(柱型諸元)										柱型 最小 h (mm)				
		本 数	軸 径 d _a (mm)	Lab (mm)	Lab /d _a	Csa (mm)	Csa /d _a	判 定	形 状	t (mm)	B _p (D _p) (mm)	j _{ta1} (mm)	j _{ta2} (mm)	F _c (N/mm ²)	B _c (D _c) (mm)	主筋					横補強筋						
																本 数	呼 び 名	a (mm ²)	p _g (%)	Lag (mm)	Lag /D _c	呼 び 名		n _w (本)	a _w (mm ²)	χ (mm)	p _w (%)
30-19S3	□-300 ×300	4	39	600	15.4	175	4.5	OK	イ	50	600	450	—	21	800	20	D22	387	1.21	625	0.78	D13	2	127	125	0.25	850
35-16S3	□-350 ×350	4	45	650	14.4	175	3.9	NG	イ	50	600	450	—	21	800	24	D22	387	1.45	625	0.78	D13	2	127	125	0.25	900
35-19S3		8	36	600	16.7	185	5.1	OK	ロ	50	640	480	—	21	850	24	D22	387	1.29	665	0.78	D13	2	127	125	0.24	900
35-22S3		8	36	600	16.7	185	5.1	OK	ロ	50	640	480	—	21	850	24	D22	387	1.29	665	0.78	D13	2	127	125	0.24	900
35-25S3	□-400 ×400	8	39	600	15.4	185	4.7	OK	ロ	50	640	480	—	21	850	32	D22	387	1.71	665	0.78	D13	2	127	125	0.24	900
40-16S3		8	36	600	16.7	180	5.0	OK	ロ	50	690	540	—	21	900	24	D22	387	1.15	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
40-19S3		8	39	600	15.4	180	4.6	OK	ロ	50	690	540	—	21	900	32	D22	387	1.53	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
40-22S3	□-450 ×450	8	39	600	15.4	180	4.6	OK	ロ	50	690	540	—	21	900	32	D25	507	2.00	720	0.80	D13	2	127	125	0.23	900
40-25S3		8	42	650	15.5	205	4.9	OK	ロ	55	690	540	—	21	950	28	D25	507	1.57	745	0.78	D13	2	127	125	0.21	900
45-16S3		8	39	600	15.4	170	4.4	OK	ロ	55	750	610	—	21	950	24	D25	507	1.35	780	0.82	D13	2	127	125	0.21	950
45-19S3	□-500 ×500	8	42	650	15.5	195	4.6	OK	ロ	55	750	610	—	21	1000	24	D25	507	1.22	805	0.81	D13	2	127	125	0.20	950
45-22S3		8	42	650	15.5	195	4.6	OK	ロ	55	750	610	—	21	1000	28	D25	507	1.42	805	0.81	D13	2	127	125	0.20	950
45-25S3		8	45	650	14.4	220	4.9	OK	ロ	60	750	610	—	21	1050	32	D25	507	1.47	830	0.79	D13	2	127	100	0.24	950
45-28S3	□-550 ×550	8	48	700	14.6	245	5.1	OK	ロ	65	800	610	—	21	1100	36	D25	507	1.51	855	0.78	D13	2	127	100	0.23	950
50-19S3		8	45	650	14.4	220	4.9	OK	ロ	60	830	660	—	21	1100	28	D25	507	1.17	880	0.80	D13	2	127	100	0.23	950
50-22S3		8	45	650	14.4	220	4.9	OK	ロ	60	830	660	—	21	1100	28	D25	507	1.17	880	0.80	D13	2	127	100	0.23	950
50-25S3	□-600 ×600	8	48	700	14.6	245	5.1	OK	ロ	65	830	660	—	21	1150	32	D25	507	1.23	905	0.79	D13	2	127	100	0.22	950
50-28S3		8	52	700	13.5	245	4.7	OK	ロ	70	830	660	—	24	1150	40	D25	507	1.53	905	0.79	D13	2	127	100	0.22	950
50-32S3		8	52	700	13.5	245	4.7	OK	ロ	70	830	660	—	24	1150	44	D25	507	1.69	905	0.79	D13	2	127	100	0.22	950
55-19S3	□-650 ×650	8	45	650	14.4	185	4.1	OK	ロ	60	900	730	—	21	1100	28	D25	507	1.17	915	0.83	D13	2	127	100	0.23	1000
55-22S3		8	48	700	14.6	210	4.4	OK	ロ	65	900	730	—	21	1150	32	D25	507	1.23	940	0.82	D13	2	127	100	0.22	1000
55-25S3		8	52	700	13.5	210	4.0	OK	ロ	70	900	730	—	24	1150	40	D25	507	1.53	940	0.82	D13	2	127	100	0.22	1000
55-28S3	□-700 ×700	8	52	700	13.5	210	4.0	OK	ロ	70	900	730	—	24	1150	44	D25	507	1.69	940	0.82	D13	2	127	100	0.22	1000
55-32S3		8	56	750	13.4	235	4.2	OK	ロ	75	950	730	—	24	1200	48	D25	507	1.69	965	0.80	D13	2	127	100	0.21	1000
60-19S3		8	48	700	14.6	210	4.4	OK	ロ	70	960	780	—	21	1200	32	D25	507	1.13	990	0.83	D13	2	127	100	0.21	1050
60-22S3	□-750 ×750	8	52	700	13.5	235	4.5	OK	ロ	70	960	780	—	21	1250	40	D25	507	1.30	1015	0.81	D13	2	127	100	0.20	1050
60-25S3		8	56	750	13.4	235	4.2	OK	ロ	75	960	780	—	24	1250	44	D25	507	1.43	1015	0.81	D13	2	127	100	0.20	1050
60-28S3		8	56	750	13.4	235	4.2	OK	ロ	75	960	780	—	24	1250	48	D25	507	1.56	1015	0.81	D13	2	127	100	0.20	1050
60-32S3	□-800 ×800	8	60	800	13.3	260	4.3	OK	ロ	80	1000	780	—	24	1300	56	D25	507	1.68	1040	0.80	D16	2	199	150	0.20	1050
65-22S3		12	45	650	14.4	200	4.4	OK	ホ	70	1030	850	290	21	1250	40	D25	507	1.30	1050	0.84	D16	2	199	100	0.32	1050
65-25S3		12	48	700	14.6	250	5.2	OK	ホ	70	1030	850	290	21	1350	44	D25	507	1.22	1100	0.81	D16	2	199	100	0.29	1050
65-28S3	□-850 ×850	12	52	700	13.5	250	4.8	OK	ホ	80	1030	850	290	24	1350	48	D25	507	1.34	1100	0.81	D16	2	199	100	0.29	1050
65-32S3		12	52	700	13.5	250	4.8	OK	ホ	80	1030	850	290	24	1350	52	D25	507	1.45	1100	0.81	D16	2	199	100	0.29	1050
70-22S3		12	48	700	14.6	225	4.7	OK	ホ	70	1100	900	300	21	1350	44	D25	507	1.22	1125	0.83	D16	2	199	100	0.29	1050
70-25S3	□-900 ×900	12	52	700	13.5	225	4.3	OK	ホ	75	1100	900	300	24	1350	52	D25	507	1.45	1125	0.83	D16	2	199	100	0.29	1050
70-28S3		12	52	700	13.5	225	4.3	OK	ホ	75	1100	900	300	24	1350	52	D25	507	1.45	1125	0.83	D16	2	199	100	0.29	1050
70-32S3		12	56	750	13.4	275	4.9	OK	ホ	80	1100	900	300	24	1450	64	D25	507	1.54	1175	0.81	D16	2	199	100	0.27	1050
75-22S3	□-950 ×950	12	52	700	13.5	225	4.3	OK	ホ	75	1150	950	320	24	1400	48	D25	507	1.24	1175	0.84	D16	2	199	100	0.28	1050
75-25S3		12	52	700	13.5	225	4.3	OK	ホ	75	1150	950	320	24	1400	52	D25	507	1.35	1175	0.84	D16	2	199	100	0.28	1050
75-28S3		12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	85	1200	1000	340	24	1450	56	D25	507	1.35	1225	0.84	D16	2	199	100	0.27	1050
75-32S3	12	56	750	13.4	225	4.0	OK	ホ	85	1200	1000	340	24	1450	64	D25	507	1.54	1225	0.84	D16	2	199	100	0.27	1050	

Lab: アンカーボルト定着長さ、Csa: 最外縁アンカーボルト中心間距離、t: 最大厚さ、B_p, D_p: ベースプレート幅(せい)、j_{ta1}, j_{ta2}: アンカーボルト間隔
 B_c, D_c: 柱型幅(せい)、a: 柱型主筋断面積、p_g: 柱型主筋比、Lag=(D_c+j_{ta1})/2: 基礎梁主筋必要定着長さ
 n_w, a_w, X: 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、p_w=n_w·a_w/(B_c·X): 帯筋比
 (柱型主筋鋼種) D16の場合: SD295A、D19~D25の場合: SD345、D29以上: SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A
 (柱型諸元) 設計ハンドブックによる標準仕様、(形状イ) j_{ta1}=2^f2、(形状ロ) j_{ta1}=2^f2、(形状ホ) j_{ta1}=2^f2+^f3、j_{ta2}=^f3
 (注) Lab=L、L: アンカーボルト埋込長さ

(2) ハイベース NEO 工法

ハイベース NEO 工法のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元を表 2.2.1, 表 2.2.2 に示す。

同表中、アンカーボルト定着長さ Lab は、脚注に示すように、 $Lab=L-50mm$ としている。L はハイベース NEO 工法設計ハンドブック記載されたアンカーボルト埋込長さの値、Csa は最外縁アンカーボルト中心の柱型側面かぶり厚さであり、 $Csa=(Dc-jta1)/2$ と算定している。Dc は柱型部せい、jta1 は最外縁アンカーボルト中心間距離を示す。

ベースプレートの t は表 1.2.1、表 1.2.2 記載の厚さ t2 と同じ値、Bp(Dp) はベースプレートの幅(せい)A と同じ値であり、図 2.2 に示すように、12 本タイプで定義する中段アンカーボルト中心間距離 jta2 はアンカーボルト間隔 C3 と同じ値とした。また、柱型諸元はハイベース NEO 工法設計ハンドブックに記載されたゾーン II (側・隅柱用)の標準仕様の値である。

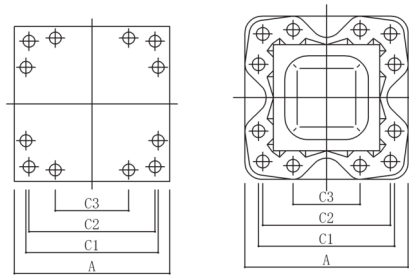


図 2.2 ハイベース NEO (12 本タイプ) $jta1=C1, jta2=C3$

表 2.2.1 ハイベース NEO(エコタイプ)のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

エコタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイ図	アンカーボルト						ベースプレート				(柱型諸元)												柱型 最小 h (mm)			
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	主筋						横補強筋						
															本数	呼び 名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び 名	nw (本)	aw (mm ²)		X (mm)	pw (%)	
EB150-4-24	□-150 ×150	4	24	350	14.6	145	6.0	OK	25	290	210	-	21	500	16	D16	199	1.27	355	0.71	D13	2	127	150	0.34	550	
EB175-4-24	□-175 ×175	4	24	350	14.6	145	6.0	OK	25	310	230	-	21	520	16	D16	199	1.18	375	0.72	D13	2	127	150	0.33	600	
EB200-4-24	□-200 ×200	4	24	350	14.6	145	6.0	OK	25	340	260	-	21	550	16	D16	199	1.05	405	0.74	D13	2	127	150	0.31	600	
EB200-4-30		4	30	350	11.7	150	5.0	OK	32	360	270	-	21	570	16	D19	287	1.41	420	0.74	D13	2	127	150	0.30	600	
EB200-4-36		4	36	430	11.9	155	4.3	OK	40	360	270	-	21	580	20	D19	287	1.71	425	0.73	D13	2	127	100	0.44	700	
EB250-4-24	□-250 ×250	4	24	350	14.6	145	6.0	OK	25	390	310	-	21	600	12	D19	287	0.96	455	0.76	D13	2	127	150	0.28	600	
EB250-4-30		4	30	350	11.7	145	4.8	OK	32	410	320	-	21	610	16	D19	287	1.23	465	0.76	D13	2	127	150	0.28	600	
EB250-4-36		4	36	430	11.9	145	4.0	OK	40	410	320	-	21	610	20	D19	287	1.54	465	0.76	D13	2	127	100	0.42	700	
EB250-8-30	□-300 ×300	8	30	550	18.3	140	4.7	OK	40	450	360	-	21	640	20	D22	387	1.89	500	0.78	D13	2	127	100	0.40	800	
EB300-4-30		4	30	350	11.7	145	4.8	OK	32	460	370	-	21	660	16	D19	287	1.05	515	0.78	D13	2	127	150	0.26	600	
EB300-4-36		4	36	430	11.9	145	4.0	OK	40	460	370	-	21	660	20	D19	287	1.32	515	0.78	D13	2	127	100	0.38	700	
EB300-8-30	□-350 ×350	8	30	550	18.3	145	4.8	OK	36	500	410	-	21	700	20	D22	387	1.58	555	0.79	D13	2	127	100	0.36	800	
EB300-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	44	510	420	-	21	720	24	D25	507	2.35	570	0.79	D13	2	127	100	0.35	900	
EB350-4-30		4	30	350	11.7	145	4.8	OK	32	510	420	-	21	710	16	D19	287	0.91	565	0.80	D13	2	127	100	0.36	600	
EB350-8-30	□-400 ×400	8	30	550	18.3	145	4.8	OK	36	550	460	-	21	750	20	D22	387	1.38	605	0.81	D13	2	127	150	0.23	800	
EB350-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	40	560	470	-	21	770	24	D25	507	2.05	620	0.81	D13	2	127	100	0.33	900	
EB350-8-42		8	42	790	18.8	155	3.7	NG	48	590	480	-	21	790	32	D25	507	2.60	635	0.80	D13	2	127	100	0.32	1100	
EB400-8-30	□-450 ×450	8	30	550	18.3	145	4.8	OK	36	600	510	-	21	800	22	D22	387	1.33	655	0.82	D13	2	127	150	0.21	800	
EB400-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	40	610	520	-	21	820	24	D25	507	1.81	670	0.82	D13	2	127	100	0.31	900	
EB400-8-42		8	42	790	18.8	155	3.7	NG	48	640	530	-	21	840	32	D25	507	2.30	685	0.82	D13	2	127	100	0.30	1100	
EB450-8-36	□-500 ×500	8	36	670	18.6	150	4.2	OK	44	660	570	-	21	870	24	D25	507	1.61	720	0.83	D13	2	127	100	0.29	900	
EB450-8-42		8	42	790	18.8	155	3.7	NG	48	690	580	-	21	890	32	D25	507	2.05	735	0.83	D13	2	127	100	0.29	1100	
EB500-8-36		8	36	670	18.6	165	4.6	OK	44	710	620	-	21	950	24	D25	507	1.35	785	0.83	D13	2	127	100	0.27	900	
EB500-8-42	□-550 ×550	8	42	790	18.8	160	3.8	NG	48	740	630	-	21	950	32	D25	507	1.80	790	0.83	D13	2	127	100	0.27	1100	
EB500-12-42		12	42	790	18.8	210	5.0	OK	60	740	630	350	21	1050	44	D25	507	2.02	840	0.80	D16	4	199	100	0.76	1100	
EB550-8-42		8	42	790	18.8	155	3.7	NG	48	800	690	-	21	1000	32	D25	507	1.62	845	0.85	D13	2	127	100	0.25	1100	
EB550-12-42	12	42	790	18.8	185	4.4	OK	60	790	680	400	21	1050	44	D25	507	2.02	865	0.82	D16	4	199	100	0.76	1100		

Lab: アンカーボルト定着長さ、Csa: 最外縁アンカーボルト中心間距離、t: 最大厚さ、Bp, Dp: ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2: アンカーボルト間隔
 Bc, Dc: 柱型幅(せい)、a: 柱型主筋断面積、pg: 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2: 基礎梁主筋必要定着長さ
 nw, aw, X: 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw·aw/(Bc·X): 帯筋比
 (柱型主筋鋼種) D16の場合: SD295A、D19~D25の場合: SD345、D29以上: SD390、(柱型横補強筋鋼種) すべてSD295A
 (柱型諸元) ハイベース設計ハンドブックによるIIゾーンの標準仕様 (注) Lab=L-50mm、L: アンカーボルト埋込長さ

表 2.2.2 ハイベース NEO(G タイプ)のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

Gタイプ 製品記号	鉄骨柱 サイ図	アンカーボルト						ベースプレート				(柱型諸元)												柱型 最小 h (mm)			
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	主筋						横補強筋						
															本数	呼び 名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び 名	nw (本)	aw (mm ²)		X (mm)	pw (%)	
GB350-4-42	□-350 ×350	4	42	790	18.8	155	3.7	NG	50	550	440	—	21	750	16	D25	507	1.44	595	0.79	D13	2	127	150	0.23	1100	
GB350-4-48		4	48	910	19.0	165	3.4	NG	61	590	460	—	21	790	20	D25	507	1.62	625	0.79	D13	2	127	150	0.21	1200	
GB350-8-30		8	30	550	18.3	145	4.8	OK	28	540	450	—	21	740	20	D22	387	1.41	595	0.80	D13	2	127	150	0.23	800	
GB350-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	36	560	470	—	21	770	24	D25	507	2.05	620	0.81	D13	2	127	100	0.33	900	
GB350-8-42		8	42	790	18.8	160	3.8	NG	45	590	480	—	21	800	32	D25	507	2.54	640	0.80	D16	2	199	100	0.50	1100	
GB400-4-42	□-400 ×400	4	42	790	18.8	160	3.8	NG	49	600	490	—	21	810	16	D25	507	1.24	650	0.80	D13	2	127	100	0.31	1100	
GB400-4-48		4	48	910	19.0	165	3.4	NG	59	640	510	—	21	840	20	D25	507	1.44	675	0.80	D13	2	127	100	0.30	1200	
GB400-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	34	610	520	—	21	820	24	D25	507	1.81	670	0.82	D13	2	127	100	0.31	900	
GB400-8-42		8	42	790	18.8	160	3.8	NG	42	640	530	—	21	850	32	D25	507	2.25	690	0.81	D16	2	398	100	0.94	1100	
GB400-8-48		8	48	910	19.0	170	3.5	NG	52	680	550	—	21	890	28	D29	642	2.27	720	0.81	D16	2	398	100	0.89	1300	
GB450-4-42	□-450 ×450	4	42	790	18.8	160	3.8	NG	48	650	540	—	21	860	16	D25	507	1.10	700	0.81	D13	2	127	100	0.30	1100	
GB450-4-48		4	48	910	19.0	165	3.4	NG	58	690	560	—	21	890	20	D25	507	1.28	725	0.81	D13	2	127	100	0.29	1200	
GB450-8-36		8	36	670	18.6	150	4.2	OK	32	660	570	—	21	870	24	D25	507	1.61	720	0.83	D13	2	127	100	0.29	900	
GB450-8-42		8	42	790	18.8	155	3.7	NG	40	690	580	—	21	890	32	D25	507	2.05	735	0.83	D13	2	127	100	0.29	1100	
GB450-8-48		8	48	910	19.0	170	3.5	NG	49	730	600	—	21	940	28	D29	642	2.03	770	0.82	D16	2	199	100	0.42	1300	
GB500-4-42	□-500 ×500	4	42	790	18.8	160	3.8	NG	47	700	590	—	21	910	16	D25	507	0.98	750	0.82	D13	2	127	100	0.28	1100	
GB500-4-48		4	48	910	19.0	170	3.5	NG	57	740	610	—	21	950	20	D25	507	1.12	780	0.82	D13	2	127	100	0.27	1200	
GB500-8-36		8	36	670	18.6	165	4.6	OK	30	710	620	—	21	950	24	D25	507	1.35	785	0.83	D13	2	127	100	0.27	900	
GB500-8-42		8	42	790	18.8	160	3.8	NG	37	740	630	—	21	950	32	D25	507	1.80	790	0.83	D13	2	127	100	0.27	1100	
GB500-8-48		8	48	910	19.0	175	3.6	NG	46	780	650	—	21	1000	28	D29	642	1.80	825	0.83	D16	2	199	100	0.40	1300	
GB500-8-64	□-500 ×500	8	64	1230	19.2	230	3.6	NG	68	850	690	—	21	1150	48	D29	642	2.33	920	0.80	D16	2	199	75	0.46	1600	
GB500-12-48		12	48	910	19.0	225	4.7	OK	57	780	650	320	21	1100	40	D29	642	2.12	875	0.80	D16	4	199	100	0.72	1300	
GB500-12-56		12	56	1070	19.1	415	7.4	OK	72	810	670	300	21	1500	56	D29	642	1.60	1085	0.72	D16	4	199	100	0.53	1450	
GB550-4-48		□-550 ×550	4	48	910	19.0	170	3.5	NG	56	790	660	—	21	1000	20	D25	507	1.01	830	0.83	D16	2	199	150	0.27	1200
GB550-4-56			4	56	1070	19.1	185	3.3	NG	69	820	680	—	21	1050	28	D25	507	1.29	865	0.82	D16	2	199	150	0.25	1350
GB550-8-36	8		36	670	18.6	165	4.6	OK	29	760	670	—	21	1000	24	D25	507	1.22	835	0.84	D13	2	127	100	0.25	900	
GB550-8-42	8		42	790	18.8	160	3.8	NG	36	790	680	—	21	1000	32	D25	507	1.62	840	0.84	D13	2	127	100	0.25	1100	
GB550-8-48	8		48	910	19.0	175	3.6	NG	45	830	700	—	21	1050	28	D29	642	1.63	875	0.83	D16	2	199	150	0.25	1300	
GB550-8-64	□-550 ×550	8	64	1230	19.2	205	3.2	NG	65	900	740	—	21	1150	48	D29	642	2.33	945	0.82	D16	2	199	75	0.46	1600	
GB550-12-48		12	48	910	19.0	200	4.2	OK	55	830	700	370	21	1100	40	D29	642	2.12	900	0.82	D16	4	199	100	0.72	1300	
GB550-12-56		12	56	1070	19.1	390	7.0	OK	69	860	720	350	21	1500	56	D29	642	1.60	1110	0.74	D16	4	199	100	0.53	1450	
GB600-8-42		□-600 ×600	8	42	790	18.8	160	3.8	NG	35	840	730	—	21	1050	32	D25	507	1.47	890	0.85	D13	2	127	100	0.24	1100
GB600-8-48			8	48	910	19.0	175	3.6	NG	43	880	750	—	21	1100	28	D29	642	1.49	925	0.84	D16	2	199	150	0.24	1300
GB600-8-64	8		64	1230	19.2	200	3.1	NG	64	960	800	—	21	1200	48	D29	642	2.14	1000	0.83	D16	2	199	75	0.44	1600	
GB600-12-48	12		48	910	19.0	175	3.6	NG	52	880	750	420	21	1100	40	D29	642	2.12	925	0.84	D16	4	199	100	0.72	1300	
GB600-12-56	12		56	1070	19.1	365	6.5	OK	66	910	770	400	21	1500	56	D29	642	1.60	1135	0.76	D16	4	199	100	0.53	1450	
GB600-12-64	□-600 ×600	12	64	1230	19.2	505	7.9	OK	80	950	790	370	21	1800	72	D29	642	1.43	1295	0.72	D16	4	199	80	0.55	1600	
GB650-8-42		□-650 ×650	8	42	790	18.8	160	3.8	NG	34	890	780	—	21	1100	32	D25	507	1.34	940	0.85	D13	2	127	100	0.23	1100
GB650-8-48			8	48	910	19.0	175	3.6	NG	42	930	800	—	21	1150	28	D29	642	1.36	975	0.85	D16	2	199	150	0.23	1300
GB650-8-56			8	56	1070	19.1	265	4.7	OK	51	960	820	—	21	1350	36	D29	642	1.27	1085	0.80	D16	2	199	100	0.29	1450
GB650-8-64			8	64	1230	19.2	185	2.9	NG	58	990	830	—	21	1200	48	D29	642	2.14	1015	0.85	D16	2	199	75	0.44	1600
GB650-8-72	8		72	1390	19.3	325	4.5	OK	69	1020	850	—	21	1500	60	D29	642	1.71	1175	0.78	D16	2	199	75	0.35	1800	
GB650-12-56	□-650 ×650	12	56	1070	19.1	340	6.1	OK	64	960	820	450	21	1500	56	D29	642	1.60	1160	0.77	D16	4	199	100	0.53	1450	
GB650-12-64		12	64	1070	16.7	480	7.5	OK	64	960	840	420	21	1800	72	D29	642	1.43	1320	0.73	D16	4	199	80	0.55	1600	
GB700-8-42		□-700 ×700	8	42	790	18.8	160	3.8	NG	32	940	830	—	21	1150	32	D25	507	1.23	990	0.86	D13	2	127	100	0.22	1100
GB700-8-48			8	48	910	19.0	175	3.6	NG	41	980	850	—	21	1200	28	D29	642	1.25	1025	0.85	D13	2	127	100	0.21	1300
GB700-8-56			8	56	1070	19.1	240	4.3	OK	50	1010	870	—	21	1350	36	D29	642	1.27	1110	0.82	D16	2	199	100	0.29	1450
GB700-8-64	8		64	1230	19.2	205	3.2	NG	58	1050	890	—	21	1300	48	D29	642	1.82	1095	0.84	D16	2	199	75	0.41	1600	
GB700-8-72	8		72	1390	19.3	300	4.2	OK	67	1070	900	—	21	1500	60	D29	642	1.71	1200	0.80	D16	2	199	75	0.35	1800	
GB700-12-56	□-700 ×700	12	56	1070	19.1	315	5.6	OK	62	1010	870	500	21	1500	56	D29	642	1.60	1185	0.79	D16	4	199	100	0.53	1450	
GB700-12-64		12	64	1230	19.2	455	7.1	OK	74	1050	890	470	21	1800	72	D29	642	1.43	1345	0.75	D16	4	199	80	0.55	1600	
GB750-8-48		□-750 ×750	8	48	910	19.0	175	3.6	NG	39	1030	900	—	21	1250	28	D29	642	1.15	1075	0.86	D16	2	199	150	0.21	1300
GB750-12-48			12	48	910	19.0	175	3.6	NG	47	1030	900	570	21	1250	40	D29	642	1.64	1075	0.86	D16	4	199	100	0.64	1300
GB750-12-56			12	56	1070	19.1	290	5.2	OK	60	1060	920	550	21	1500	56	D29	642	1.60	1210	0.81	D16	4	199	100	0.53	1450
GB750-12-64	12		64	1230	19.2	430	6.7	OK	72																		

(3) NC ベース

NC ベース (P シリーズ) のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元を表 1.3.1~表 1.3.3 に示す。同表中、アンカーボルト定着長さ Lab は、脚注に示すように、下ナット方式とし、Lab=L としている。L は NC ベース (P シリーズ) 設計ハンドブック記載されたアンカーボルト埋込長さの値、Csa は最外縁アンカーボルト中心の柱型側面かぶり厚さであり、Csa=(Dc-jta1)/2 と算定している。Dc は柱型部せい、jta1 は最外縁アンカーボルト中心間距離を示す。

ベースプレートの t は表 1.3.1~表 1.3.3 記載の厚さ T1 と同じ値、Bp (Dp) はベースプレートの幅(せい) D と同じ値、図 2.3 に示すように、12 本タイプで定義する中段アンカーボルト中心間距離 jta2 はアンカーボルト間隔 d2 と同じ値とした。また、柱型諸元は、NC ベース (P シリーズ) 設計ハンドブックに記載された引張側領域・隅柱の標準仕様の値である。

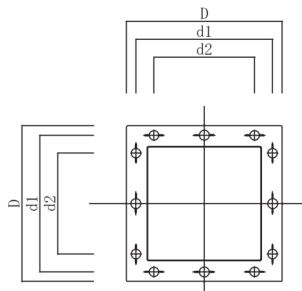


図 2.3 NC ベース P (12 本タイプ) jta1=d1, jta2=d2

表 2.3.1 NC ベース (4 本タイプ) のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

4本タイプ 製品記号	鉄骨柱 サイ図	アンカーボルト							ベースプレート				(柱型諸元)											柱型 最小 He (mm)		
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Bc (Dc) (mm)	主筋						横補強筋					
															本数	呼び名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び名	nw (本)	aw (mm ²)		X (mm)	pjwh (%)
PK-150-4C-24	□-150 ×150	4	24	400	16.7	132	5.5	OK	40	276	216	-	21	480	16	D16	199	1.38	348	0.73	D13	2	127	150	0.35	591
PK-175-4C-24	□-175 ×175	4	24	400	16.7	130	5.4	OK	38	300	240	-	21	500	16	D16	199	1.27	370	0.74	D13	2	127	150	0.34	591
PK-200-4C-24	□-200 ×200	4	24	400	16.7	132	5.5	OK	37	326	266	-	21	530	16	D16	199	1.13	398	0.75	D13	2	127	150	0.32	591
PK-200-4S-27		4	27	405	15.0	140	5.2	OK	42	340	270	-	21	550	12	D19	287	1.14	410	0.75	D13	2	127	150	0.31	596
PK-200-4M-30	□-250 ×250	4	30	450	15.0	138	4.6	OK	48	344	274	-	21	550	12	D22	387	1.54	412	0.75	D13	2	127	150	0.31	941
PK-250-4C-24		4	24	400	16.7	132	5.5	OK	36	386	316	-	21	580	16	D16	199	0.95	448	0.77	D13	2	127	150	0.29	591
PK-250-4S-27	□-250 ×250	4	27	405	15.0	140	5.2	OK	40	390	320	-	21	600	12	D19	287	0.96	460	0.77	D13	2	127	150	0.28	596
PK-250-4M-30		4	30	450	15.0	138	4.6	OK	46	394	324	-	21	600	12	D22	387	1.29	462	0.77	D13	2	127	150	0.28	641
PK-250-4L-36	□-300 ×300	4	36	540	15.0	160	4.4	OK	55	415	330	-	21	650	12	D25	507	1.44	490	0.75	D13	2	127	150	0.26	734
PK-300-4C-24		4	27	405	15.0	140	5.2	OK	39	440	370	-	21	650	12	D19	287	0.82	510	0.78	D13	2	127	150	0.26	596
PK-300-4M-30	□-300 ×300	4	30	450	15.0	138	4.6	OK	44	444	374	-	21	650	12	D22	387	1.10	512	0.79	D13	2	127	150	0.26	641
PK-300-4L-36		4	36	540	15.0	155	4.3	OK	63	500	390	-	21	700	12	D25	507	1.24	545	0.78	D13	2	127	150	0.24	734
PK-300-4L-42	□-350 ×350	4	42	630	15.0	155	3.7	NG	63	500	390	-	21	700	16	D25	507	1.66	545	0.78	D13	2	127	100	0.36	827
PK-350-4C-30		4	30	450	15.0	138	4.6	OK	43	494	424	-	21	700	12	D22	387	0.95	562	0.80	D13	2	127	150	0.24	641
PK-350-4S-36	□-350 ×350	4	36	540	15.0	160	4.4	OK	52	515	430	-	21	750	12	D25	507	1.08	590	0.79	D13	2	127	150	0.23	734
PK-350-4M-42		4	42	630	15.0	155	3.7	NG	61	540	440	-	21	750	16	D25	507	1.44	595	0.79	D13	2	127	100	0.34	827
PK-350-4L-48	□-400 ×400	4	48	720	15.0	150	3.1	NG	72	565	450	-	21	750	20	D25	507	1.80	600	0.80	D13	2	127	100	0.34	920
PK-400-4C-30		4	30	450	15.0	162	5.4	OK	42	546	476	-	21	800	12	D22	387	0.73	638	0.80	D13	2	127	150	0.21	641
PK-400-4S-36	□-400 ×400	4	36	540	15.0	159	4.4	OK	51	567	482	-	21	800	12	D25	507	0.95	641	0.80	D13	2	127	150	0.21	734
PK-400-4M-42		4	42	630	15.0	154	3.7	NG	60	592	492	-	21	800	16	D25	507	1.27	646	0.81	D13	2	127	100	0.32	827
PK-400-4L-48	□-400 ×400	4	48	720	15.0	149	3.1	NG	70	617	502	-	21	800	20	D25	507	1.58	651	0.81	D13	2	127	100	0.32	920
PK-400-4X-56		4	56	840	15.0	168	3.0	NG	83	649	514	-	21	850	28	D25	507	1.96	682	0.80	D13	2	127	100	0.30	1043

Lab : アンカーボルト定着長さ、Csa : 最外縁アンカーボルト中心間距離、t : 最大厚さ、Bp, Dp : ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2 : アンカーボルト間隔

Bc, Dc : 柱型幅(せい)、a : 柱型主筋断面積、pg : 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2 : 基礎梁主筋必要定着長さ

nw, aw, X : 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw*aw/(Bc*X) : 帯筋比

(柱型主筋鋼種) D16の場合 : SD295A、D19~D25の場合 : SD345、D29以上 : SD390、(柱型横補強筋鋼種)すべてSD295A

(柱型諸元) NCベース設計ハンドブックによる引張側領域・隅柱の標準仕様

(注) NCベースは下ナット方式とし、Lab=L(アンカーボルト埋込長さ)

表 2.3.2 NC ベース(8 本タイプ)のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

8本タイプ 製品記号	鉄骨柱 サイ図	アンカーボルト						ベースプレート					(柱型諸元)										柱型 最小 Hc (mm)			
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Be (Dc) (mm)	主筋					横補強筋						
															本数	呼び 名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び 名	nw (本)		aw (mm ²)	X (mm)	pw (%)
PK-350-8S-30	□-350 ×350	8	30	600	20.0	149	5.0	OK	40	522	452	—	21	750	20	D22	387	1.38	601	0.80	D13	2	127	150	0.23	791
PK-350-8M-36		8	36	720	20.0	163	4.5	OK	45	574	474	—	21	800	24	D25	507	1.90	637	0.80	D13	2	127	110	0.29	914
PK-350-8M-42	□-400 ×400	8	42	840	20.0	163	3.9	NG	50	574	474	—	21	800	32	D25	507	2.54	637	0.80	D13	2	127	100	0.32	1037
PK-400-8S-30		8	30	600	20.0	148	4.9	OK	40	574	504	—	21	800	20	D22	387	1.21	652	0.82	D13	2	127	150	0.21	791
PK-400-8M-36	□-450 ×450	8	36	720	20.0	143	4.0	NG	50	599	514	—	21	800	24	D25	507	1.90	657	0.82	D13	2	127	100	0.32	914
PK-400-8L-42		8	42	840	20.0	162	3.9	NG	55	626	526	—	21	850	32	D25	507	2.25	688	0.81	D13	2	127	115	0.26	1037
PK-450-8C-30	□-500 ×500	8	30	600	20.0	148	4.9	OK	40	624	554	—	21	850	20	D22	387	1.07	702	0.83	D13	2	127	149	0.20	791
PK-450-8S-36		8	36	720	20.0	143	4.0	NG	50	649	564	—	21	850	24	D25	507	1.68	707	0.83	D13	2	127	110	0.27	914
PK-450-8M-42	□-550 ×550	8	42	840	20.0	162	3.9	NG	55	676	576	—	21	900	32	D25	507	2.00	738	0.82	D13	2	127	100	0.28	1037
PK-450-8L-48		8	48	960	20.0	175	3.6	NG	60	715	600	—	21	950	40	D25	507	2.25	775	0.82	D13	2	127	105	0.25	1160
PK-500-8C-30	□-600 ×600	8	30	600	20.0	143	4.8	OK	40	699	614	—	21	900	20	D22	387	0.96	757	0.84	D13	2	127	141	0.20	791
PK-500-8C-36		8	36	720	20.0	143	4.0	NG	50	699	614	—	21	900	24	D25	507	1.50	757	0.84	D13	2	127	105	0.27	914
PK-500-8S-42	□-650 ×650	8	42	840	20.0	162	3.9	NG	55	726	626	—	21	950	32	D25	507	1.80	788	0.83	D13	2	127	110	0.24	1037
PK-500-8M-48		8	48	960	20.0	175	3.6	NG	60	765	650	—	21	1000	40	D25	507	2.03	825	0.83	D13	2	127	100	0.25	1160
PK-500-8X-56	□-700 ×700	8	56	1120	20.0	194	3.5	NG	70	800	663	—	21	1050	52	D25	507	2.39	857	0.82	D16	2	199	90	0.42	1323
PK-550-8C-36		8	36	720	20.0	143	4.0	NG	50	749	664	—	21	950	24	D25	507	1.35	807	0.85	D13	2	127	105	0.25	914
PK-550-8S-42	□-750 ×750	8	42	840	20.0	162	3.9	NG	55	776	676	—	21	1000	32	D25	507	1.62	838	0.84	D13	2	127	105	0.24	1037
PK-550-8M-48		8	48	960	20.0	175	3.6	NG	60	815	700	—	21	1050	40	D25	507	1.84	875	0.83	D16	2	199	105	0.36	1160
PK-550-8X-56	□-800 ×800	8	56	1120	20.0	194	3.5	NG	70	850	713	—	21	1100	52	D25	507	2.18	907	0.82	D16	2	199	85	0.43	1323
PK-550-8WX-64		8	64	1280	20.0	239	3.7	NG	75	875	723	—	21	1200	48	D29	642	2.14	962	0.80	D16	2	199	70	0.47	1487
PK-600-8S-42	□-850 ×850	8	42	840	20.0	161	3.8	NG	55	828	728	—	21	1050	32	D25	507	1.47	889	0.85	D13	2	127	105	0.23	1037
PK-600-8M-48		8	48	960	20.0	174	3.6	NG	60	867	752	—	21	1100	40	D25	507	1.68	926	0.84	D16	2	199	110	0.33	1160
PK-600-8L-56	□-900 ×900	8	56	1120	20.0	168	3.0	NG	70	900	765	—	21	1100	52	D25	507	2.18	933	0.85	D16	2	199	100	0.36	1323
PK-600-8X-64		8	64	1280	20.0	213	3.3	NG	75	925	775	—	21	1200	48	D29	642	2.14	988	0.82	D16	2	199	75	0.44	1487
PK-650-8S-42	□-950 ×950	8	42	840	20.0	174	4.1	OK	55	917	802	—	21	1150	32	D25	507	1.23	976	0.85	D16	2	199	110	0.31	1037
PK-650-8S-48		8	48	960	20.0	174	3.6	NG	60	917	802	—	21	1150	40	D25	507	1.53	976	0.85	D16	2	199	105	0.33	1160
PK-650-8L-56	□-1000 ×1000	8	56	1120	20.0	193	3.4	NG	70	950	815	—	21	1200	52	D25	507	1.83	1008	0.84	D16	2	199	100	0.33	1323
PK-650-8X-64		8	64	1280	20.0	213	3.3	NG	75	980	825	—	21	1250	48	D29	642	1.97	1038	0.83	D16	2	199	70	0.45	1487
PK-650-8WX-72	□-1050 ×1050	8	72	1440	20.0	283	3.9	NG	85	1000	835	—	21	1400	60	D29	642	1.97	1118	0.80	D16	2	199	80	0.36	1646
PK-700-8S-42		8	42	840	20.0	174	4.1	OK	55	967	852	—	21	1200	32	D25	507	1.13	1026	0.86	D16	2	199	110	0.30	1037
PK-700-8S-48	□-1100 ×1100	8	48	960	20.0	174	3.6	NG	60	967	852	—	21	1200	40	D25	507	1.41	1026	0.86	D16	2	199	100	0.33	1160
PK-700-8L-56		8	56	1120	20.0	168	3.0	NG	70	1000	865	—	21	1200	52	D25	507	1.83	1033	0.86	D16	2	199	90	0.37	1323
PK-700-8X-64	□-1150 ×1150	8	64	1280	20.0	213	3.3	NG	75	1030	875	—	21	1300	48	D29	642	1.82	1088	0.84	D16	2	199	75	0.41	1487
PK-700-8WX-72		8	72	1440	20.0	258	3.6	NG	85	1050	885	—	21	1400	60	D29	642	1.97	1143	0.82	D16	2	199	60	0.47	1646
PK-750-8S-48	□-1200 ×1200	8	48	960	20.0	168	3.5	NG	60	1050	915	—	21	1250	40	D25	507	1.30	1083	0.87	D16	2	199	100	0.32	1160
PK-750-8S-56		8	56	1120	20.0	168	3.0	NG	70	1050	915	—	21	1250	52	D25	507	1.69	1083	0.87	D16	2	199	95	0.34	1323
PK-750-8M-64	□-1250 ×1250	8	64	1280	20.0	213	3.3	NG	75	1075	925	—	21	1350	48	D29	642	1.69	1138	0.84	D16	2	199	70	0.42	1487
PK-750-8L-72		8	72	1440	20.0	258	3.6	NG	85	1095	935	—	21	1450	60	D29	642	1.83	1193	0.82	D16	2	199	58	0.47	1646

Lab: アンカーボルト定着長さ、Csa: 最外縁アンカーボルト中心間距離、t: 最大厚さ、Bp, Dp: ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2: アンカーボルト間隔
 Be, Dc: 柱型幅(せい)、a: 柱型主筋断面積、pg: 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2: 基礎梁主筋必要定着長さ
 nw, aw, X: 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw*aw/(Be*X): 帯筋比
 (柱型諸元) NCベース設計ハンドブックによる引張側領域・隅柱の標準仕様
 (注) NCベースは下ナット方式とし、Lab=L(アンカーボルト埋込長さ)

表 2.3.3 NC ベース(12 本タイプ)のアンカーボルト、ベースプレートおよび柱型諸元

12本タイプ 製品記号	鉄骨柱 サイ図	アンカーボルト						ベースプレート					(柱型諸元)										柱型 最小 Hc (mm)			
		本数	軸径 da (mm)	Lab (mm)	Lab /da	Csa (mm)	Csa /da	判定	t (mm)	Bp (Dp) (mm)	jta1 (mm)	jta2 (mm)	Fc (N/mm ²)	Be (Dc) (mm)	主筋					横補強筋						
															本数	呼び 名	a (mm ²)	pg (%)	Lag (mm)	Lag /Dc	呼び 名	nw (本)		aw (mm ²)	X (mm)	pw (%)
PK-700-12S-42	□-700 ×700	12	42	840	20.0	174	4.1	OK	55	967	852	638	21	1200	40	D25	507	1.41	1026	0.86	D16	2	199	100	0.33	1037
PK-700-12S-48		12	48	960	20.0	199	4.1	OK	60	967	852	638	21	1250	52	D25	507	1.69	1051	0.84	D17	2	199	100	0.32	1160
PK-700-12L-56	□-750 ×750	12	56	1120	20.0	218	3.9	NG	70	1000	865	626	21	1300	52	D29	642	1.98	1083	0.83	D18	2	199	75	0.41	1323
PK-700-12X-64		12	64	1280	20.0	338	5.3	OK	75	1030	875	616	21	1550	68	D29	642	1.82	1213	0.78	D19	2	199	75	0.34	1487
PK-750-12S-48	□-800 ×800	12	48	960	20.0	168	3.5	NG	60	1050	915	676	21	1250	52	D25	507	1.69	1083	0.87	D20	2	199	130	0.24	1160
PK-750-12S-56		12	56	1120	20.0	193	3.4	NG	70	1050	915	676	21	1300	52	D29	642	1.98	1108	0.85	D21	2	199	75	0.41	1323
PK-750-12M-64	□-850 ×850	12	64	1280	20.0	288	4.5	OK	75	1075	925	666	21	1500	68	D29	642	1.94	1213	0.81	D22	2	199	71	0.37	1487
PK-750-12L-72		12	72	1440	20.0	433	6.0	OK	85	1095	935	656	21	1800	84	D29	642	1.66	1368	0.76	D23	2	199	80	0.28	1646

Lab: アンカーボルト定着長さ、Csa: 最外縁アンカーボルト中心間距離、t: 最大厚さ、Bp, Dp: ベースプレート幅(せい)、jta1, jta2: アンカーボルト間隔
 Be, Dc: 柱型幅(せい)、a: 柱型主筋断面積、pg: 柱型主筋比、Lag=(Dc+jta1)/2: 基礎梁主筋必要定着長さ
 nw, aw, X: 柱型横補強筋の1組の本数、断面積と間隔、pw=nw*aw/(Be*X): 帯筋比
 (柱型諸元) NCベース設計ハンドブックによる引張側領域・隅柱の標準仕様
 (注) NCベースは下ナット方式とし、Lab=L(アンカーボルト埋込長さ)

【露出柱脚実験資料】

(1) 荷重－変形関係および破壊性状

代表的試験体の柱せん断力 Q_c -層間変形角 R 関係を付図 1、典型的な柱型部せん断ひび割れ発生状況 ($R=+30.0 \times 10^{-3}$ rad. 時) を写真 1、柱脚部の損傷状況を写真 2 に示す。付図 1 中には、主な発生現象および最大耐力 Q_{max} と限界層間変形角 R_{80} を示した。 R_{80} は最大耐力 Q_{max} の 80%耐力低下時の限界層間変形角実験値である。

正加力の場合、 JSC_1 は引張側アンカーボルト定着部近傍から、 JSC_2 は基礎梁下端筋定着部近傍から、圧縮側鋼管柱脚部に向かう柱型部せん断ひび割れとし、負加力の場合、 JSC_1 は柱型部下面から、 JSC_2 は引張側アンカーボルト定着部近傍から、圧縮側鋼管柱脚部に向かう柱型部せん断ひび割れとした。

本実験では、試験体製作時の向きを反転したので、写真 1 中には柱型部上下面を記入した。

(a) 系列 1 の U 型定着試験体 No. 1 (正加力)

系列 1 の U 型定着試験体 No. 1 では、 $R=+7.0 \sim +11.0 \times 10^{-3}$ rad. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_1 または JSC_2) およびアンカーボルトの引張降伏 (ATY) が生じ、 $R=+12.0 \sim +14.1 \times 10^{-3}$ rad. で鋼管柱脚部が圧縮降伏 (SCCY) し、正加力時には、柱型横補強筋の引張降伏は発生しなかった。

$R=+20 \sim +30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) の進展に伴い、No. 1 では $R=+40.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力 Q_{max} に達し、 $R_{80}=+55.4 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(b) 系列 1 の機械式定着試験体 No. 2 (正加力)

系列 1 の機械式定着試験体 No. 2 では、 $R=+7.0 \sim +9.0 \times 10^{-3}$ rad. でアンカーボルトが引張降伏 (ATY) し、 $R=+9.0 \sim +17.0 \times 10^{-3}$ rad. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) が生じた。その後、柱型部せん断ひび割れ (JSC_1) の進展に伴い、柱型横補強筋の引張降伏 (JHY) が生じ、 $R=+13.0 \sim +28.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力 Q_{max} に達し、 $R_{80}=+45.4 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(c) 系列 1 の U 型定着および機械式定着試験体 (負加力)

負加力の場合、U 型定着、機械式定着に係わらず、 $R=-7 \sim -14 \times 10^{-3}$ rad. 時に柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) およびアンカーボルトの引張降伏 (ATY) 発生後、いずれも水平加力に伴う引張変動軸力の影響により、 $R=-20 \times 10^{-3}$ rad. 以降、ほぼ一定耐力を保持し、同様の荷重－変形性状を示した。ただし、U 型定着試験体では $R=-10 \sim -11 \times 10^{-3}$ rad. で柱型横補強筋が引張降伏 (JHY) した。

(d) 系列 3 試験体

系列 3 試験体では、正加力の場合、いずれも $R=+6.5 \sim +8.0 \times 10^{-3}$ rad. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) が生じ、 $R=+7.5 \sim +9.5 \times 10^{-3}$ rad. でアンカーボルトひずみは、No. 9、No. 12 では引張降伏ひずみ (ATY) に近い値に達し、それ以外の試験体では引張降伏ひずみに達した。その後、各試験体ともに、柱型部せん断ひび割れ (JSC_1) の進展に伴い、柱型横補強筋の引張降伏 (JHY) が生じた。系列 3 試験体では $R=+13.7 \sim +20.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力 Q_{max} に達し、 $R_{80}=+32.3 \sim +43.7 \times 10^{-3}$ rad. となった。

負加力の場合、各試験体ともに、 $R=-5.0 \sim -7.0 \times 10^{-3}$ rad. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) が生じ、 $R=-9.5 \sim -13.0 \times 10^{-3}$ rad. でアンカーボルトひずみが引張降伏ひずみ (ATY) に達した。すなわち、系列 1 と同様、いずれも水平加力に伴う引張変動軸力の影響により、 $R=-20 \times 10^{-3}$ rad. 以降、ほぼ一定耐力を保持した。

(e) 系列 1 と系列 3 の機械式定着試験体の柱型部損傷

表記の機械式定着試験体の $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時柱型部損傷は、写真 1 に示すように、系列 1 試験体では、柱型部出隅を避けたアンカーボルト定着部近傍に集中し、系列 3 試験体では、柱型部出隅からの柱型部せん断ひび割れに沿って集中した。すなわち、両試験体の柱型部損傷の違いは、柱型主筋頭部を系列 1 試験体では定着金物付き、系列 3 試験体では直線定着としたことに起因すると考えられる。

(f) 系列 5 試験体

系列 5 試験体では、正加力の場合、 $R=+8.5 \sim +10 \times 10^{-3} \text{rad}$. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_1 , JSC_2) が生じ、 $R=+9.4 \times 10^{-3} \text{rad}$. でアンカーボルトひずみが引張降伏ひずみ (ATY) に達し、 $R=+12.9 \sim +18.0 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に鋼管柱脚部が圧縮降伏 (SCCY) した。その後、

試験体 No. 15 では、柱型部せん断ひび割れ (JSC_1) が進展し、 $R=+18.9 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に最大耐力 Q_{\max} に達し、 $R_{80}=+40.9 \times 10^{-3} \text{rad}$. となった。ただし、柱型横補強筋の引張降伏は最終変形段階まで発生しなかった。

試験体 No. 16 では、柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) が進展し、 $R=+64.8 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に最大耐力 Q_{\max} に達し、最終変形 $R=+100 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時まで明瞭な耐力低下を起さなかった。ただし、 $R=+64 \sim +82 \times 10^{-3} \text{rad}$. で基礎梁端部主筋が引張降伏 (BTY)、基礎梁横補強筋が引張降伏 (BHY) し、正加力時には柱型横補強筋の引張降伏は発生しなかった。

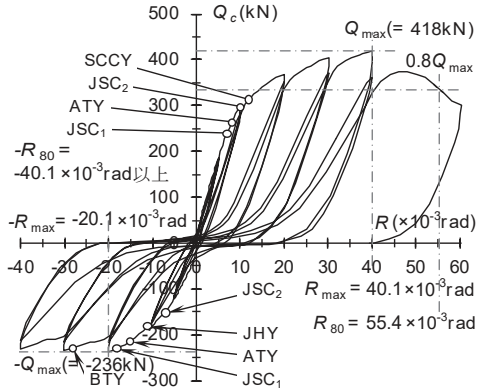
負加力の場合、両試験体ともに、 $R=-7.4 \sim -10.0 \times 10^{-3} \text{rad}$. で柱型部せん断ひび割れ (JSC_2) が生じ、 $R=-10 \times 10^{-3} \text{rad}$. でアンカーボルトが引張降伏 (ATY) し、試験体 No. 16 では、 $R=-30 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に柱型横補強筋が引張降伏 (JHY) した。

一方、写真 2 に示すように、実験終了まで、露出柱脚部から支圧力を受けるベースプレート直下コンクリートに著しい損傷は生じていない。

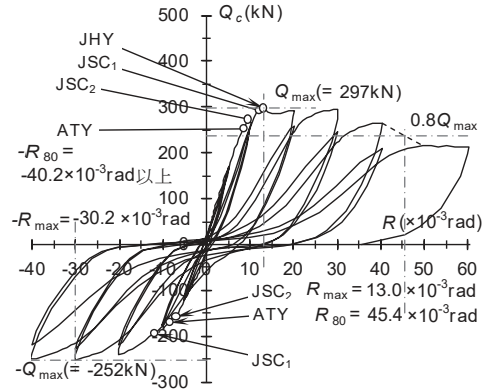
以上より、系列 1～系列 5 の各試験体ともに、正負加力に係わらず、実験結果の破壊形式は、アンカーボルト引張降伏後の柱型部せん断破壊型であると判別された。

【主な発生現象】

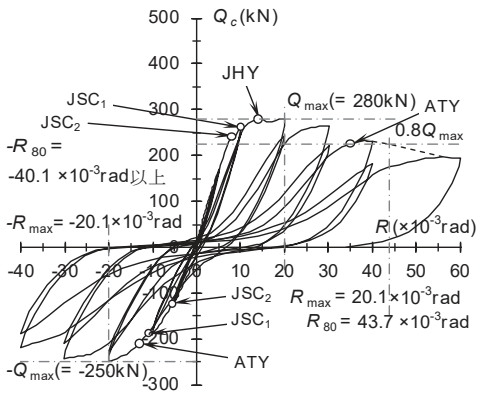
JSC_{1,2}: 柱型部せん断ひび割れ、ATY: アンカーボルト引張降伏、SCCY: 鋼管柱圧縮降伏、
 JHY: 柱型横補強筋引張降伏、BTY: 基礎梁主筋引張降伏、BHY: 基礎梁横補強筋引張降伏



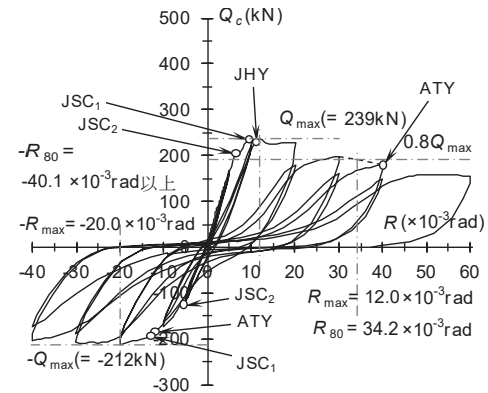
【系列1 試験体 No. 1 (U型定着, Fc27)】



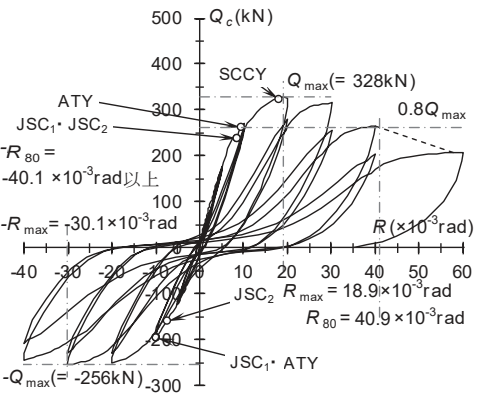
【系列1 試験体 No. 2 (ネジ節型1, Fc27)】



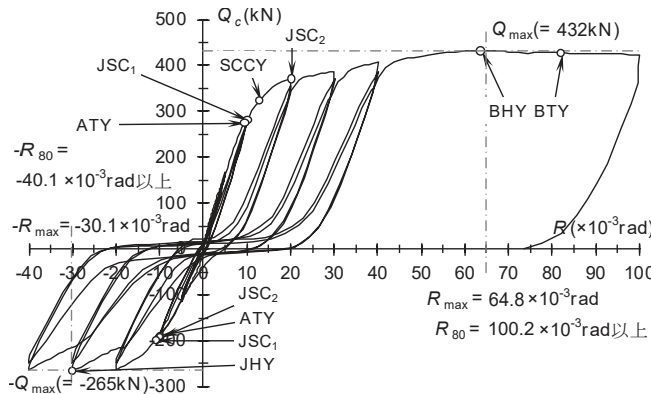
【系列3 試験体 No. 9 (A. Bolt8本, ネジ節型2)】



【系列4 試験体 No. 10 (A. Bolt6本, ネジ節型2)】



【系列5 試験体 No. 15 (785級横補強筋)】

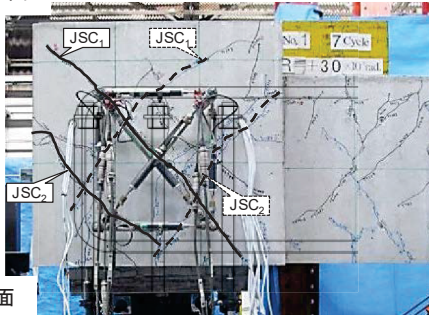


【系列5 試験体 No. 16 (Lab=500mm)】

付図1 代表的試験体の Qc-R 関係

JSC_{1,2} : 柱型部せん断ひび割れ、—— (正加力時)、- - - (負加力時)
 (注) 写真中に記入した柱型部上下面は、試験体製作時の向きとした。

柱型部下面



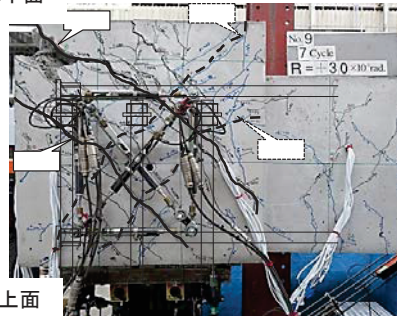
柱型部上面

【系列1 試験体 No. 1 (U型定着, Fe27)】



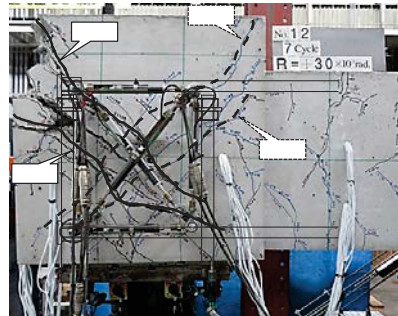
【系列1 試験体 No. 2 (ネジ節型1, Fe27)】

柱型部下面



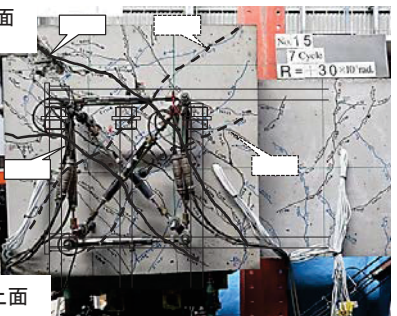
柱型部上面

【系列3 試験体 No. 9 (A. Bolt8本)】



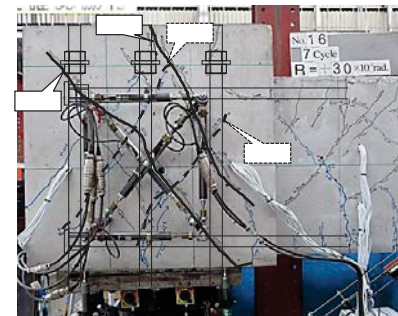
【系列4 試験体 No. 12 (A. Bolt6本)】

柱型部下面



柱型部上面

【系列5 試験体 No. 15 (785級横補強筋)】



【系列5 試験体 No. 16 (Lab=500mm)】

写真1 典型的な柱型部せん断ひび割れ発生状況 (R=+30.0×10⁻³rad. 時)



【No. 1】



【No. 2】



【No. 3】



【No. 4】

写真2 実験終了後の柱脚部の損傷状況

(2) 実験因子ごとの基準化柱せん断力 Q_c/Q_{cu} -R 関係包絡線

実験因子ごとの基準化柱せん断力 Q_c/Q_{cu} -R 関係包絡線を付図 2 に示す。同図中には、柱型部せん断余裕度 $\lambda_p (=cQ_{pu}/Q_{cu})$ の値を併記し、付図 2(a), (b) 中の破線は U 型定着試験体を示す。

Q_{cu} は 5.1 節の式(5.1.2)の正負加力時 L 形架構終局耐力であり、 cQ_{pu} は 5.2 節の式(解 5.2.1)による柱型部せん断終局耐力時柱せん断力である。ただし、式(5.1.3)中の柱脚部全塑性モーメント M_{ap} は式(付 1.1)で算定した。

$$M_{ap} = n_{at} \cdot T_{ay} \cdot d_{ta} \quad (\text{付 1.1})$$

n_{at}, T_{ay} : 引張側アンカーボルト本数および降伏引張耐力、 d_{ta} : 柱脚部有効せい

(a) 正加力の場合

1) 付図 2(a), (b) に示すように、U 型定着試験体の Q_{max}/Q_{cu} は、No. 1 が 1.62、No. 6 が 1.36 であり、系列 1 (No. 1) の 8 本タイプが特に大きい。 Q_{max} は最大耐力実験値である。

U 型定着の場合、アンカーボルト引張降伏後、柱型部内の基礎梁主筋折曲げ余長部の効果によって、基礎梁主筋定着耐力が機械式定着試験体よりも増加し、系列 1 (No. 1) の 8 本タイプは、鋼管柱中心のアンカーボルト (2 本) の効果も加わり系列 2 (No. 6) の 6 本タイプよりも増加したと考えられる。

2) 機械式定着試験体の場合、定着金物種別に係わらず、正加力時 $\lambda_p < 1$ の Q_{max} は cQ_{pu} を上回り、 $\lambda_p \geq 1$ の Q_{max} は Q_{cu} を上回った。

3) 柱型主筋頭部を直線定着とした系列 3 (8 本タイプ) No. 9~No. 11 の Q_{max}/Q_{cu} は 1.10 程度、定着金物付きとした系列 1 の No. 2, No. 3 の Q_{max}/Q_{cu} は 1.15 程度である。一方、柱型主筋頭部を直線定着とした系列 4 (6 本タイプ) No. 12~No. 14 の Q_{max}/cQ_{pu} は 1.2~1.3 程度、定着金物付きとした系列 2 の No. 7 の Q_{max}/cQ_{pu} の 1.4 程度である。

これらより、系列 1、系列 2 と系列 3、系列 4 の機械式定着試験体の Q_{max}/Q_{cu} および Q_{max}/cQ_{pu} の差異は、柱型主筋頭部定着金物の有無によって発生したと考えられる。

4) 付図 2(e), (f) に示すように、系列 5 の柱型横補強筋鋼種 785N/mm²級の試験体 No. 15 の正加力時の Q_{max}/cQ_{pu} および限界層間変形角 R_{80} は柱型横補強筋鋼種 SD295A の No. 9 よりも増加し、アンカーボルト定着長さ $Lab=500\text{mm}$ の試験体 No. 16 の正加力時の Q_{max}/cQ_{pu} および R_{80} は $Lab=360\text{mm}$ の No. 9 よりも増加した。

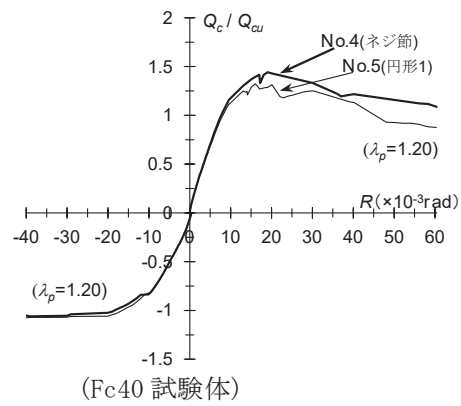
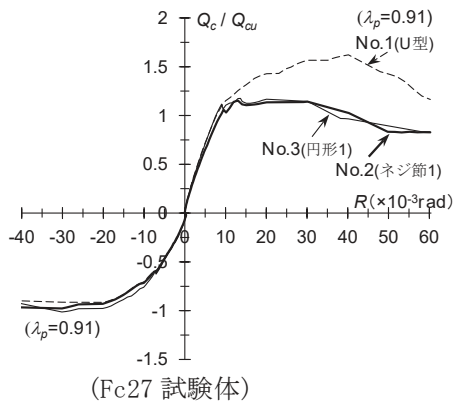
(b) 負加力の場合

1) 付図 2(a), (b) に示すよに、U 型定着試験体 No. 1, No. 6 および機械式定着試験体の系列 1 の No. 2, No. 3、系列 2 の No. 7 の Q_{max}/Q_{cu} は概ね同程度である。すなわち、基礎梁に作用する引張力に起因し、系列 1、系列 2 の U 型定着と機械式定着試験体の Q_{max}/Q_{cu} は同程度となり、U 型定着試験体でも、基礎梁上端筋の折曲げ余長部の効果は現れない。

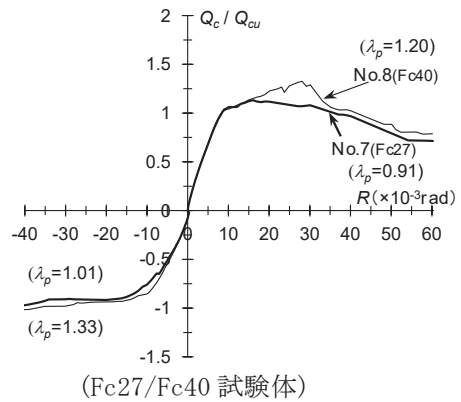
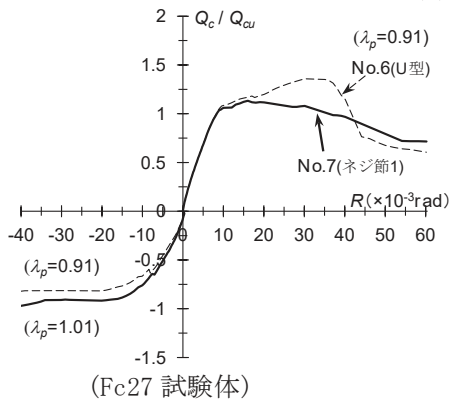
2) 正加力と同様、機械式定着試験体の場合、 $\lambda_p < 1$ の Q_{max} は cQ_{pu} を上回り、 $\lambda_p \geq 1$ の Q_{max} は Q_{cu} を上回る。

3) 付図 2(e), (f) に示すよに、柱型横補強筋鋼種 785N/mm²級の No. 15 の Q_{max}/Q_{cu} は柱型横補強筋鋼種 SD295A の No. 9 と同程度であり、アンカーボルト定着長さ $Lab=500\text{mm}$ の No. 16 の Q_{max}/Q_{cu} は $Lab=360\text{mm}$ の No. 9 よりも 0.1 程度大きい。また、各試験体ともに、負加力時の限界層間変形角 R_{80} は $40 \times 10^{-3}\text{rad}$. 以上であった。

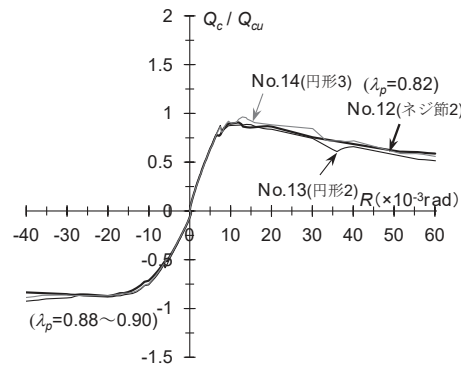
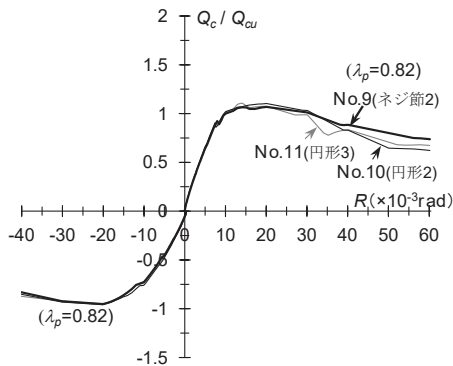
(注) $\lambda_p = cQ_{pu}/Q_{cu}$: 柱型部せん断余裕度



(a) 系列 1

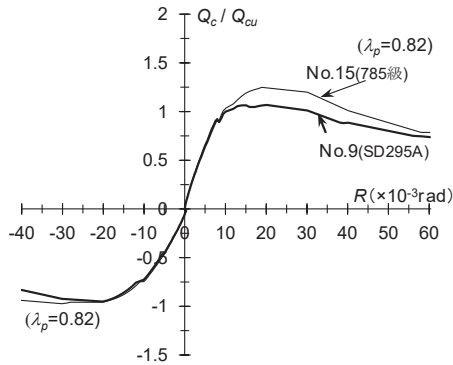


(b) 系列 2

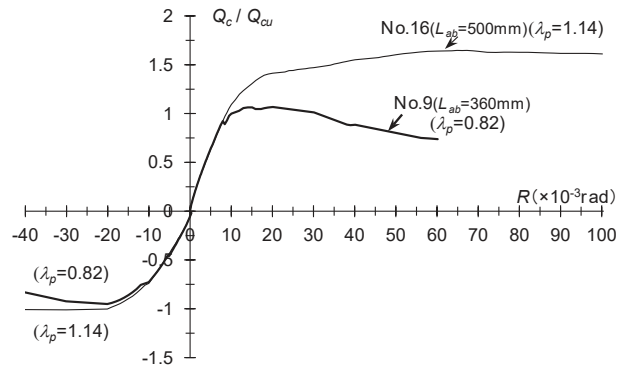


(c) 系列 3 試験体

(d) 系列 4 試験体



(e) 柱型横補強筋鋼種の影響
(No. 9 と No. 15 の比較)



(f) アンカーボルト長さの影響
(No. 9 と No. 16 の比較)

付図 2 実験因子ごとの基準化柱せん断力 Q_c/Q_{cu} - R 関係包絡線

(3) 柱型部せん断ひび割れ荷重およびひび割れ幅の推移

(a) 柱型部せん断ひび割れ荷重

柱型部せん断ひび割れ荷重実験値 Q_{cr} - Q_{cr} 時層間変形角 R_{cr} 関係を付図 3.1 に示す。同図中には、下式によるアンカーボルトの短期許容引張耐力 T_{aa} で決まる短期許容曲げ耐力時柱せん断力 Q_{ca} を示した。 T_{aa} は、JIS 規格値による軸部降伏引張耐力²⁾とした。

同図に示すように、柱型部せん断ひび割れ荷重実験値 Q_{cr} は、正加力時には Q_{ca} の 0.9~1.6 倍程度、負加力時には Q_{ca} の 0.5~0.9 倍程度である。これらより、柱型部せん断ひび割れ荷重実験値 Q_{cr} は、正負加力ともに、柱型部対角方向の斜張力ひび割れ¹²⁾で決定し、通常、アンカーボルトの短期許容引張耐力 T_{aa} で決まる短期許容曲げ耐力時柱せん断力 Q_{ca} に相当する荷重下では、柱型部せん断ひび割れは発生しないと考えられる。

$$Q_{ca} = M_{aa} / (h_o/2 - L_{to}) \quad (\text{付 1.2})$$

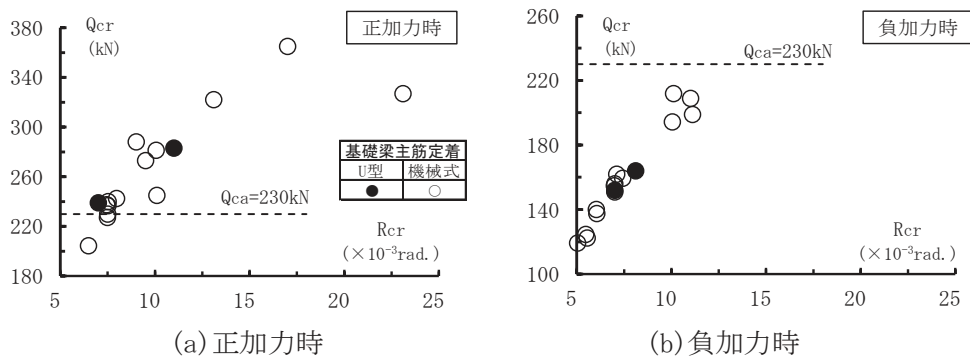
$$M_{aa} = n_{at} \cdot T_{aa} \cdot j_a \quad (\text{付 1.3})$$

ここに、 M_{aa} : 柱脚部短期許容モーメント、 h_o : 鋼管柱の内法高さ

L_{to} : 基礎梁上面からベースプレート上面までの寸法 (70mm)

$j_a = (7/8) d_{ta}$: 柱脚部の応力中心間距離

d_{ta} : 柱脚部有効せい(式(2.1)参照)、 n_{at} : 引張側アンカーボルトの本数



付図 3.1 柱型部せん断ひび割れ荷重実験値 Q_{cr} - Q_{cr} 時層間変形角 R_{cr} 関係

(b) 柱型部せん断ひび割れ幅 $w_{p1,2}$ の推移

正負加力所定変形時の柱型部せん断ひび割れ幅 $w_{p1,2}$ の最大値の推移を付図 3.2 に示す(写真 1 参照)。柱型部せん断ひび割れ幅 $w_{p1,2}$ はクラックスケールで測定した 1~5 箇所での最大値であり、ひび割れ幅 = 0 時の層間変形角はひび割れ荷重時層間変形角とした。

① 系列 1、系列 2

付図 3.2 に示すように、系列 1、系列 2 の U 型定着試験体 No. 1, No. 6 では、正加力の場合、 $R=20 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、基礎梁下端筋折曲げ余長部から派生するせん断ひび割れ幅 JSC2 が卓越した。また、機械式定着試験体 No. 2~No. 5, No. 7, No. 8 では、柱型部下面から派生するせん断ひび割れ幅 JSC1 と引張側アンカーボルト定着部近傍から派生するせん断ひび割れ幅 JSC2 が卓越した(写真 1 参照)。せん断ひび割れ JSC1, JSC2 は、概ね、圧縮側鋼管柱脚部に向かって進展した。

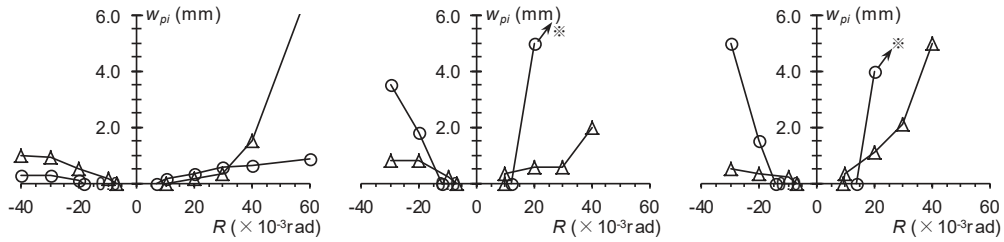
負加力のせん断ひび割れ幅の進展度合いは、U 型定着試験体では正加力よりも明らかに小さく、機械式定着試験体では、正加力よりもやや小さい程度であった。

② 系列3～系列5

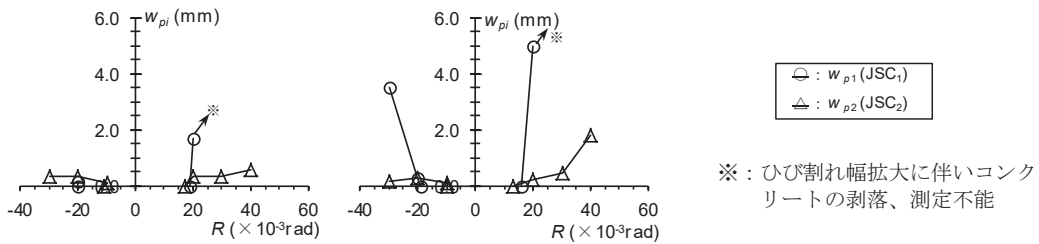
系列3、系列4の各試験体および系列5試験体No.15では、正負加力ともに、 $R=20\sim 30\times 10^{-3}\text{rad}$.以降、柱型部出隅から派生するせん断ひび割れ幅 JSC1 が引張側アンカーボルト定着部近傍から派生するせん断ひび割れ幅 JSC2 よりも概ね大きい(写真1 参照)。ただし、正加力の場合、No.15の $R=20\times 10^{-3}\text{rad}$.時せん断ひび割れ幅 JSC1 はNo.9の半分程度である。

系列5試験体No.16では、正負加力ともに、 $R=40\times 10^{-3}\text{rad}$.までのせん断ひび割れ幅 JSC1、JSC2 はNo.9よりも明らかに小さく、 $R=40\times 10^{-3}\text{rad}$.時せん断ひび割れ幅 JSC1、JSC2 は0.2mm程度である。正加力の $R=40\times 10^{-3}\text{rad}$.以降は、引張側アンカーボルト定着部近傍から派生するせん断ひび割れ JSC2 が柱型部出隅から派生するせん断ひび割れ幅 JSC1 よりも大きい(写真1 参照)。

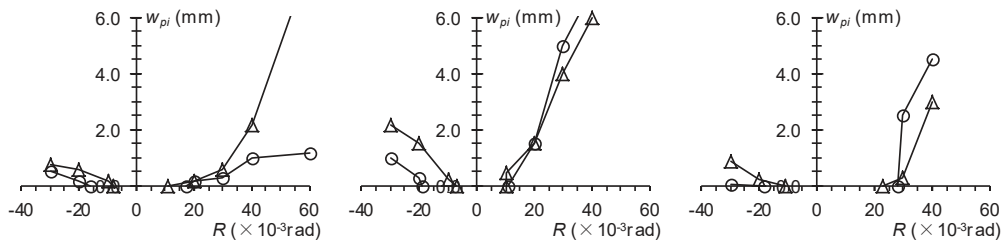
No.16の場合、アンカーボルト定着長さ $Lab=500\text{mm}$ とし、基礎梁下端筋定着部よりも上部にアンカーボルト定着部を配置することで、 $Lab=360\text{mm}$ の機械式定着試験体で発生した柱型部出隅からの柱型部せん断ひび割れがほとんど進展しなかった。



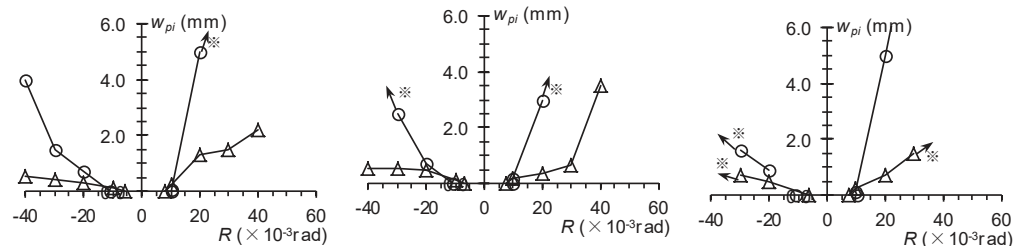
【No. 1(系列1)U型定着 Fc27】 【No. 2(系列1)ネジ節型 1, Fc27】 【No. 3(系列1)円形 1, Fc27】



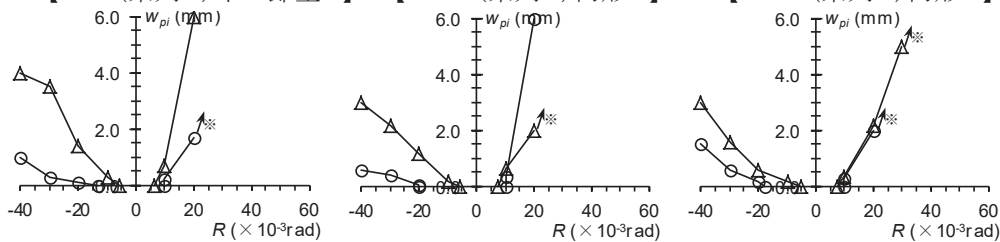
【No. 4(系列1)ネジ節型 1, Fc40】 【No. 5(系列1)円形 1, Fc40】



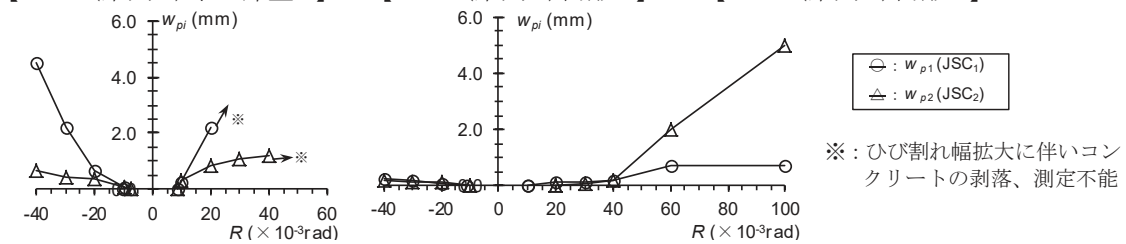
【No. 6(系列2)U型定着 Fc27】 【No. 7(系列2)ネジ節型 1, Fc27】 【No. 8(系列2)ネジ節型 1, Fc40】



【No. 9(系列3)ネジ節型 2】 【No. 10(系列3)円形 2】 【No. 11(系列3)円形 3】



【No. 12(系列4)ネジ節型 2】 【No. 13(系列4)円形 2】 【No. 14(系列4)円形 3】



【No. 15(系列5) 785 級横補強筋】 【No. 16(系列5) Lab=500mm】

付図 3. 2 柱型部せん断ひび割れ幅 $w_{p1, 2}$ の推移

(4) 柱脚部モーメント-材端部回転角関係

実験因子ごとの $M_{c_j}/MAY - \theta_j$ 関係の包絡線を付図 4.1 に示す。 M_{c_j} は式(付 4.1)の柱脚部モーメント、 MAY は式(付 4.2)の柱脚部曲げ降伏耐力であり、 θ_j は式(付 4.3)の柱脚部回転角である。

付図 4.1 中には、式(付 4.4)による基準化柱脚部回転剛性 K_j/MAY および ATY 時の実験値を示すとともに、 K_j の計算値と実験値の関係を付図 4.2 に示した。ここで、試験体 No. 9, No. 12 の場合、アンカーボルト降伏(ATY)は、柱型部せん断耐力到達後に発生したので、アンカーボルト降伏(ATY)時の実験値は柱型部せん断ひび割れ発生時の値とした。

$$M_{c_j} = Q_c \cdot (h_o/2 - L_{to}) \quad \text{式(付 4.1)}$$

$$MAY = n_{at} \cdot T_{ay} \cdot d_{ta} \quad \text{式(付 4.2)}$$

$$\theta_j = -(D_{11} - D_{12}) / j_{ta} \quad \text{式(付 4.3)}$$

$$K_j = E_s \cdot n_{at} \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)^2 / (\alpha_j \cdot l_b) \quad \text{式(付 4.4)}$$

Q_c : 柱せん断力実験値、 h_o : 内法高さ (950mm×2)

L_{to} : 基礎梁上面からベースプレート上面までの寸法 (70mm)

T_{ay} : 引張側アンカーボルトの降伏引張耐力、 n_{at} : 引張側アンカーボルト本数

(系列 1、系列 2) 204kN/本×3 本、(系列 3～系列 5) 208kN/本×3 本

$d_{ta} = (D_p + j_{ta}) / 2$: 柱脚部有効せい(式(解 5.1.1) 参照)、 D_p : ベースプレートせい

j_{ta} : 両側アンカーボルト中心間距離 (=変位計測定間距離=350mm)

D_i : 変位計 DT_i の読み (縮み : 正、伸び : 負)

E_s, G_s : 鋼のヤング係数 (205kN/mm²) およびせん断剛性 (79kN/mm²)

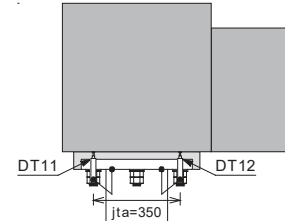
A_b : アンカーボルト軸部の断面積、 $l_b = l_{ab} + L_{to}$: アンカーボルト長さ

l_{ab} : アンカーボルト定着長さ

d_t : 柱断面図心から引張側アンカーボルト群図心までの距離

d_c : 柱断面図心から圧縮側鋼管柱フランジ外縁までの距離

α_j : アンカーボルト長さの有効係数 ($\alpha_j = 1$)

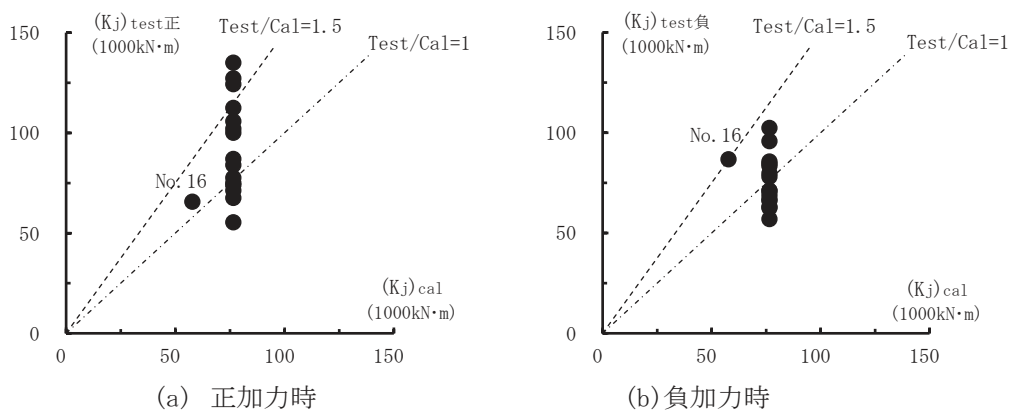


【柱脚部変形測定方法】

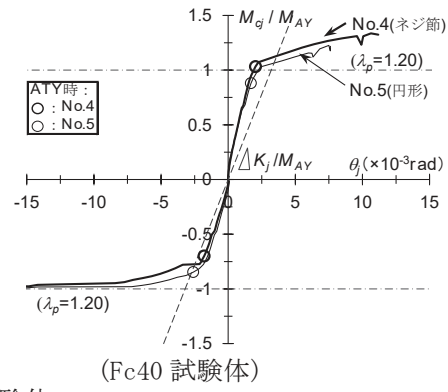
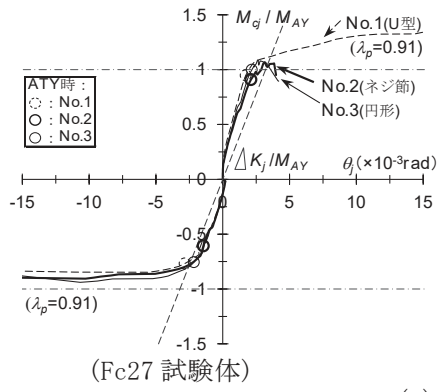
付図 4.1 によると、

- 1) 正加力の系列 1・Fc27 の場合、アンカーボルト降伏(ATY)後、U 型定着試験体 No. 1 では、アンカーボルトの塑性化に伴い、柱脚部回転角 θ_j が急増し、ネジ節定着試験体 No. 2、円形定着板試験体 No. 3 では、 θ_j が $2 \sim 3 \times 10^{-3}$ rad. 程度まで進展後、柱型部せん断ひび割れの進展に伴い、 θ_j の進展が停止した。また、系列 1 の Fc40 試験体 No. 4、No. 5 では、 θ_j が $8 \sim 11 \times 10^{-3}$ rad. 程度まで進展後、柱型部せん断ひび割れの進展に伴い、 θ_j の進展が停止した。
- 2) 正加力の系列 2・Fc27 の場合、アンカーボルト降伏(ATY)後、U 型定着試験体 No. 6 では、No. 1 と同様、 θ_j が急増し、ネジ節定着試験体 No. 7 では、No. 4, No. 5 と同様、 θ_j が $8 \sim 11 \times 10^{-3}$ rad. 程度まで進展後、 θ_j の進展が停止した。系列 2・Fc40 のネジ節定着試験体 No. 8 では、 θ_j が 26×10^{-3} rad. 程度まで進展した。
- 3) 系列 1、系列 2 の U 型定着、ネジ節定着、円形定着板試験体の場合、 M_{c_j}/MAY の最大値は、系列 1 では 1.0 程度、系列 2 では 0.8 程度であり、負加力の場合、 θ_j は -20×10^{-3} rad. 程度まで進展した。

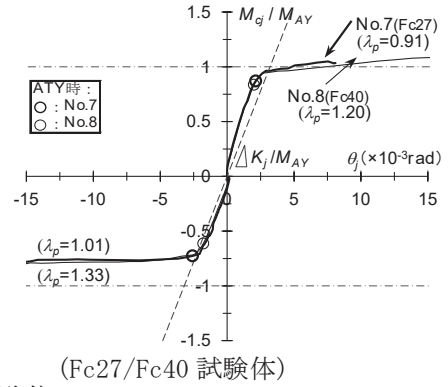
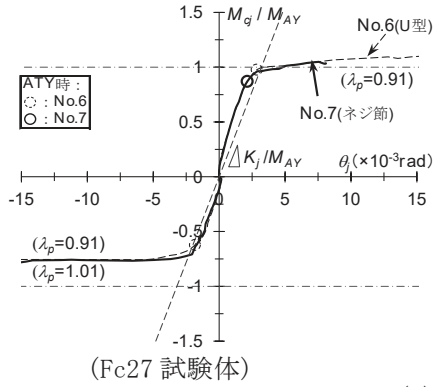
- 4) 正加力の系列3、系列4の場合、アンカーボルト降伏(ATY)後、両系列ともに θ_j が 4×10^{-3} rad.程度まで進展し、系列3試験体では θ_j の進展が停止した。系列4試験体では $10 \sim 12 \times 10^{-3}$ rad.程度で、柱型部せん断ひび割れの進展に伴い、 θ_j の進展が停止した。
- 5) 正加力の系列5試験体No.15では、 θ_j が 5×10^{-3} rad.程度まで進展後、柱型部せん断ひび割れの進展に伴い、 θ_j の進展が停止し、試験体No.16では、アンカーボルトの塑性化に伴い、柱脚部回転角 θ_j が急増した。
- 6) 負加力の系列3～系列5の場合、アンカーボルト降伏(ATY)後、 M_{cj}/M_{AY} は0.7～0.8程度に達し、 θ_j は $-20 \sim -30 \times 10^{-3}$ rad.程度まで進展した。
- 7) 付図4.2に示すように、正加力時の柱脚部回転角の実験値 $(K_j)_{test}$ は、計算値 $(K_j)_{cal}$ の0.7～1.8倍程度であり、負加力時の実験値 $(K_j)_{test}$ は計算値 $(K_j)_{cal}$ の0.8～1.5倍程度である。これらより、柱脚部回転角 K_j は、式(付4.4)で概ね妥当に評価できると考えられる。



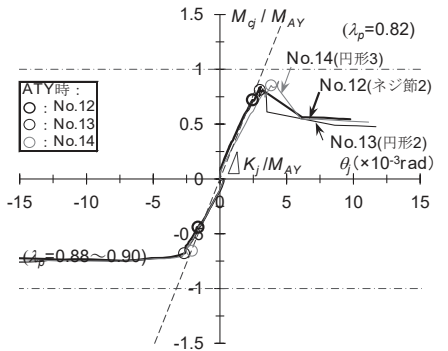
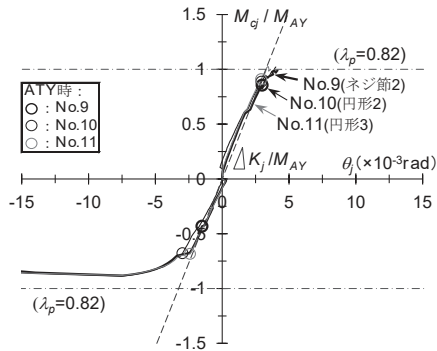
付図 4.2 $(K_j)_{test} - (K_j)_{cal}$ 関係



(a) 系列 1 試験体

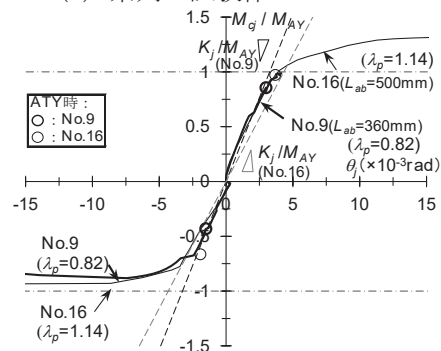
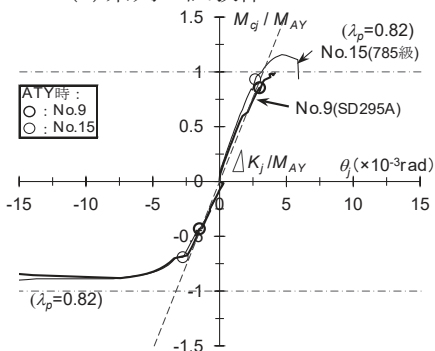


(b) 系列 2 試験体



(c) 系列 3 試験体

(d) 系列 4 試験体



(e) 柱型横補強筋鋼種の影響
(No. 9 と No. 15 の比較)

(f) アンカーボルト長さの影響
(No. 9 と No. 16 の比較)

付図 4.1 $M_{c_j}/M_{AY} - \theta_j$ 関係

(5) 柱型部せん断応力-せん断ひずみ関係

実験因子ごとの $\tau_{pv}/\tau_{ju}-\gamma_p$ 関係の包絡線を付図 5.1 に示す。 τ_{pv} は、式(付 5.1)の柱型部鉛直せん断応力であり、式(5.1.1)と式(5.2.1)より導出される(5.1節、5.2節参照)。 τ_{ju} は、靱性保証型指針⁷⁾による式(付 5.2)の接合部せん断終局強度、 γ_p は式(付 5.3)の柱型部せん断ひずみであり、 τ_{ju} の計算値を表 5.1 に示す。

$$\tau_{pv} = \xi v \cdot Q_c / 2(b_j \cdot Lab) \quad (付 5.1)$$

$$\tau_{ju} = \kappa u \cdot \phi \cdot F_j, \quad F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} \quad (付 5.2)$$

$$\gamma_p = \varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d2}, \quad \varepsilon_{d1} = Dd1/l_d, \quad \varepsilon_{d2} = Dd2/l_d \quad (付 5.3)$$

($Dd1=-D6$, $Dd2=-D5$, $D5, D6$ 縮み：正、伸び：負)

l_d : 対角変位($D5, D6$)の測定区間長、 D_i : 変位計 DT_i の読み

Q_c : 柱せん断力実験値、 b_j : 柱型部有効幅(525mm)

Lab : アンカーボルト定着長さ

(No. 1~No. 15 : $Lab=360mm$, No. 16 : $Lab=500mm$)

κu : 柱梁接合部の形状係数(正負加力時 $\kappa u=0.4$)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数(両側直交梁付き以外の場合 $\phi=0.85$)

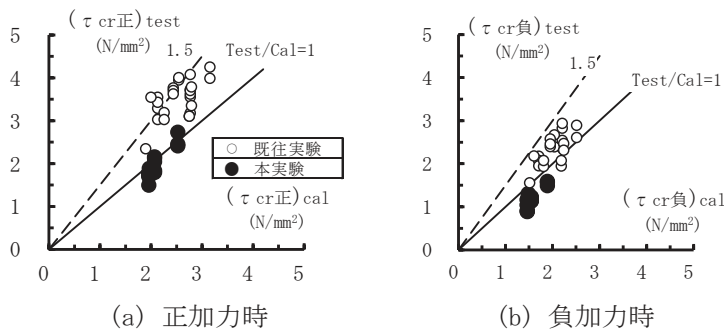
ξv : 架構形状に関する係数(式(5.1.7))、 σ_B : コンクリートの実圧縮強度

付図 5.1 によると、

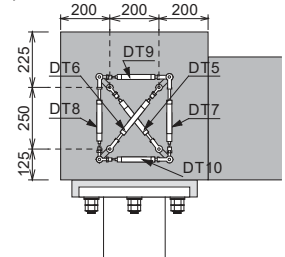
- 1) U型定着試験体の正加力時最大の τ_{pv}/τ_{ju} は、No. 1 が 1.8 程度、No. 6 が 1.5 程度であり、負加力時最大の τ_{pv}/τ_{ju} はそれぞれ 1.0 程度である。
- 2) ネジ節定着、円形定着板試験体の正加力時最大の τ_{pv}/τ_{ju} は 1.1~1.3 程度であり、負加力時最大の τ_{pv}/τ_{ju} は、U型定着試験体と同様、1.0 程度である。
- 3) U型定着、ネジ節定着、円形定着板試験体に係わらず、正負加力時ともに、それぞれアンカーボルトの引張降伏後、柱型せん断ひび割れの発生に伴い、 γ_p が急増した。

次に、柱型部せん断ひび割れ荷重時柱せん断応力実験値 (τ_{cr})_{test} と計算値 (τ_{cr})_{cal} を文献12)の提案式を用いて求め、正負加力時の (τ_{cr})_{test} - (τ_{cr})_{cal} 関係を付図 5.2 に示す。 (τ_{cr})_{cal} の算定式は、①架構形状係数 ξ_{ha} , ξ_{va} 、②柱型部の斜張力ひび割れ強度(クーロンの破壊条件)、③水平加力に伴う変動軸力の影響を考慮して導出される。

付図 5.2 中には、本実験(●)と既往実験¹¹⁾による RC 造最上階 L 形接合部の実験値(○)を示した。同図によると、本実験(●)の (τ_{cr})_{test} は、既往実験¹¹⁾と同様、正負加力時ともに、 (τ_{cr})_{cal} の 1~1.5 倍程度であり、本実験の柱型せん断ひび割れ荷重は、RC 造最上階 L 形接合部と同様、柱型部斜張力ひび割れで決定し、文献※の提案式で妥当に評価される。



付図 5.2 (τ_{cr})_{test} - (τ_{cr})_{cal} 関係



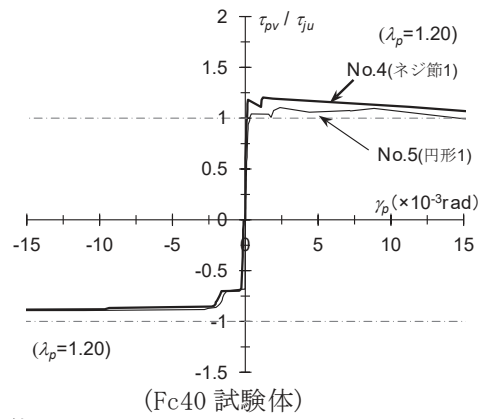
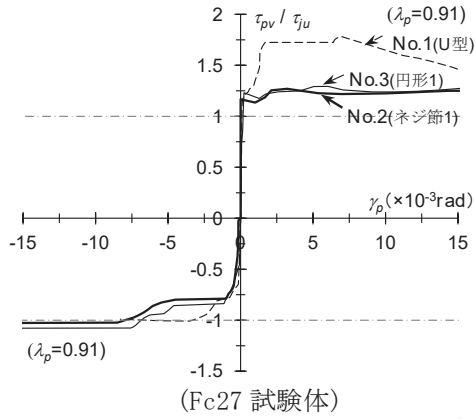
【柱型部変形測定方法】

付表 5.1 柱型部せん断強度計算値

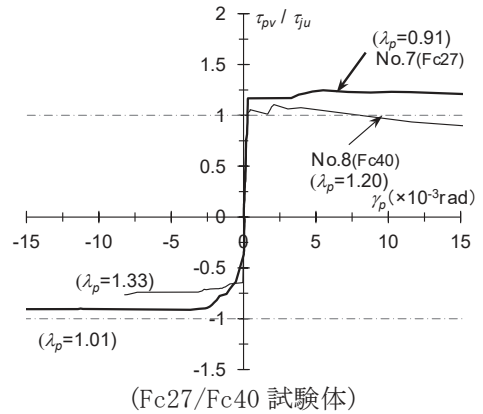
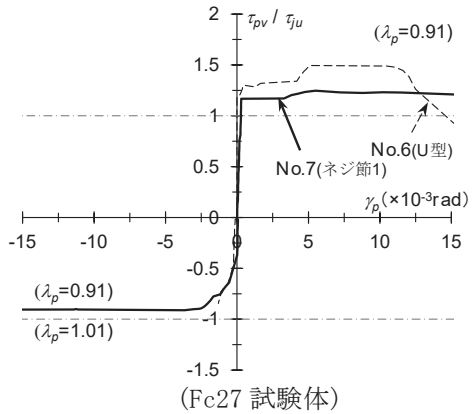
		F_j (N/mm^2)	τ_{ju} (N/mm^2)
2015年	Fc27試験体	8.61	2.93
	Fc40試験体	11.37	3.86
2016年	Fc27試験体	7.95	2.70

※益尾潔、足立正人、井上寿也：機械式定着工法によるト形、T形、L形接合部のひび割れ損傷の評価(その 3 接合部せん断強度)、日本建築学会大会梗概集、構造IV、pp. 273-274, 2005.9

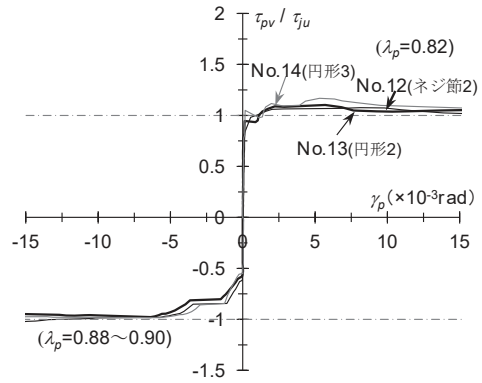
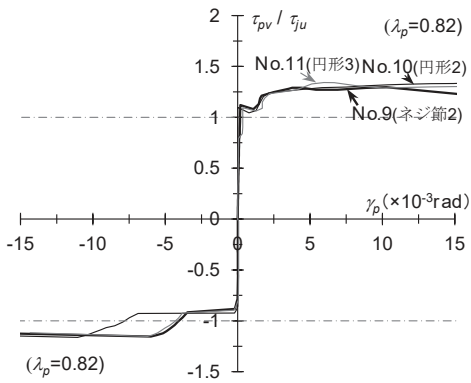
(注) $\lambda_p = cQ_{pu}/Q_{cu}$: 柱型部せん断余裕度



(a) 系列 1 試験体

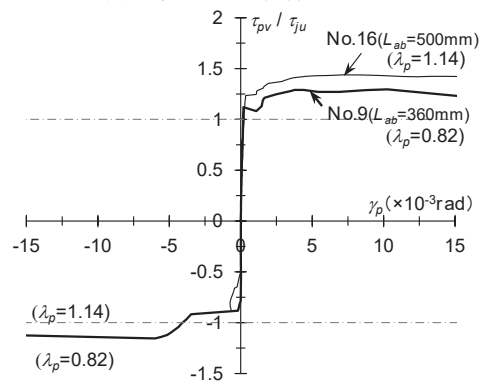
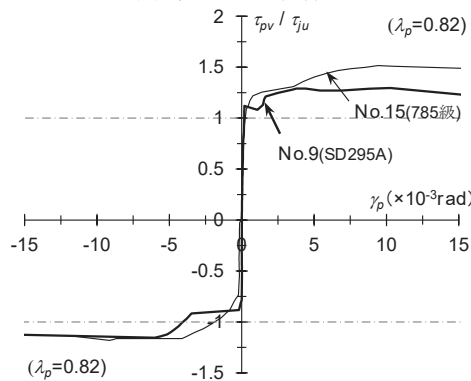


(b) 系列 2 試験体



(c) 系列 3 試験体

(d) 系列 4 試験体



(e) 柱型横補強筋鋼種の影響
(No. 9 と No. 15 の比較)

(f) アンカーボルト長さの影響
(No. 9 と No. 16 の比較)

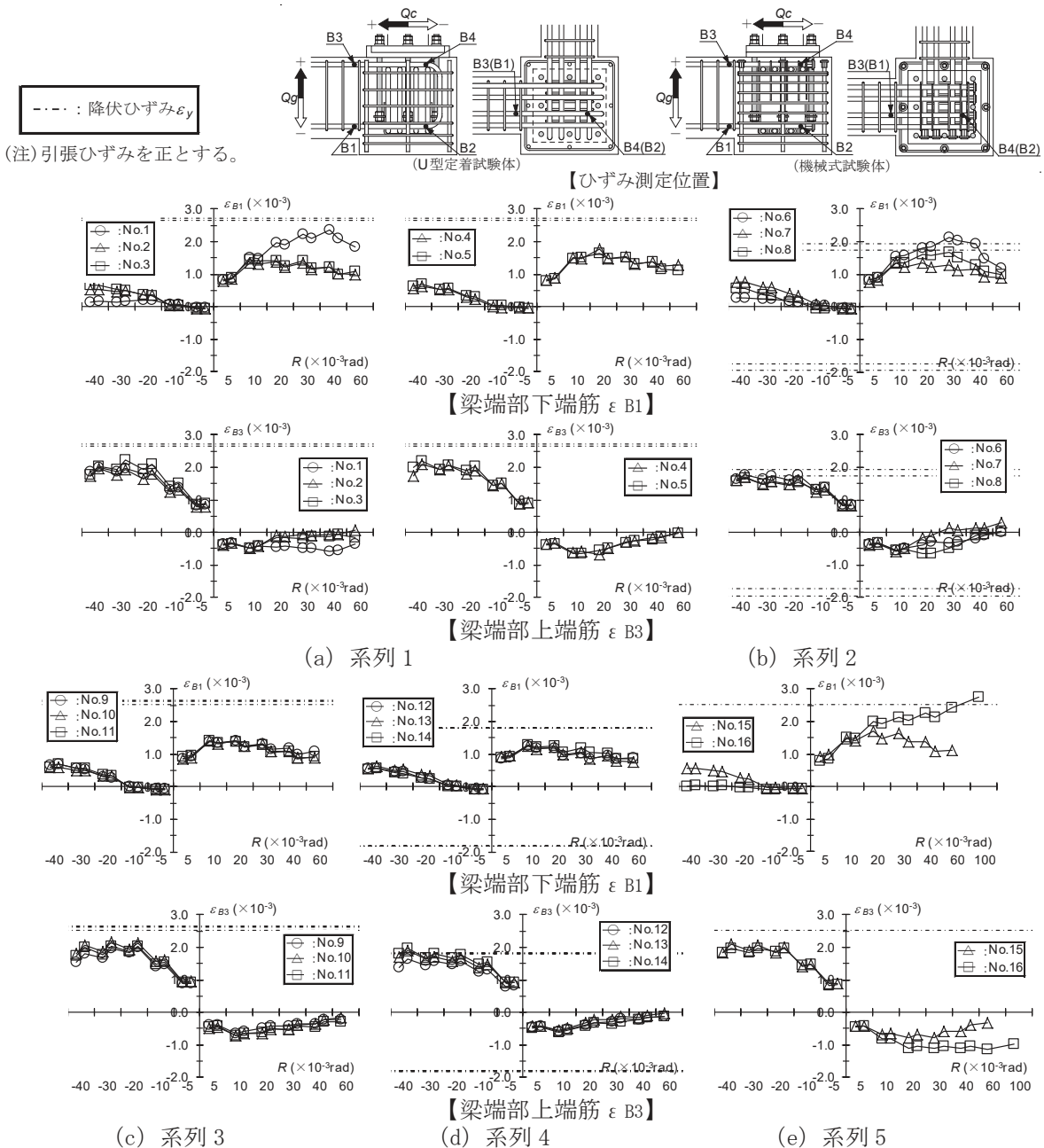
付図 5.1 $\tau_{pv} / \tau_{ju} - \gamma_p$ 関係

(6) 各部ひずみの推移

(a) 基礎梁主筋

所定変形時の基礎梁主筋ひずみ ϵ_{B1} , ϵ_{B3} の推移を付図 6.1 に示す。同図によると、概ね、

- 1) 正加力の場合、引張側梁端部下端筋ひずみ ϵ_{B1} の最大値は、U 型定着試験体 No. 1 が 2.4×10^{-3} で ϵ_y 近傍に達し、No. 6 が 2.1×10^{-3} で ϵ_y を超え、機械式定着試験体の場合、系列 1、系列 2 が $1.4 \sim 1.8 \times 10^{-3}$ 、系列 3、系列 4 の各試験体、系列 5 の No. 15 が $1.3 \sim 1.7 \times 10^{-3}$ であり、系列 5 の No. 16 が 2.7×10^{-3} 程度で ϵ_y を超えた。
- 2) 負加力の場合、引張側梁端部上端筋ひずみ ϵ_{B3} の最大値は、U 型定着、機械式定着試験体ともに、系列 1 が $2.0 \sim 2.2 \times 10^{-3}$ 、系列 2 が $1.7 \sim 1.8 \times 10^{-3}$ 、系列 3、系列 5 が $2.0 \sim 2.2 \times 10^{-3}$ 、系列 4 が $1.6 \sim 2.0 \times 10^{-3}$ であった。



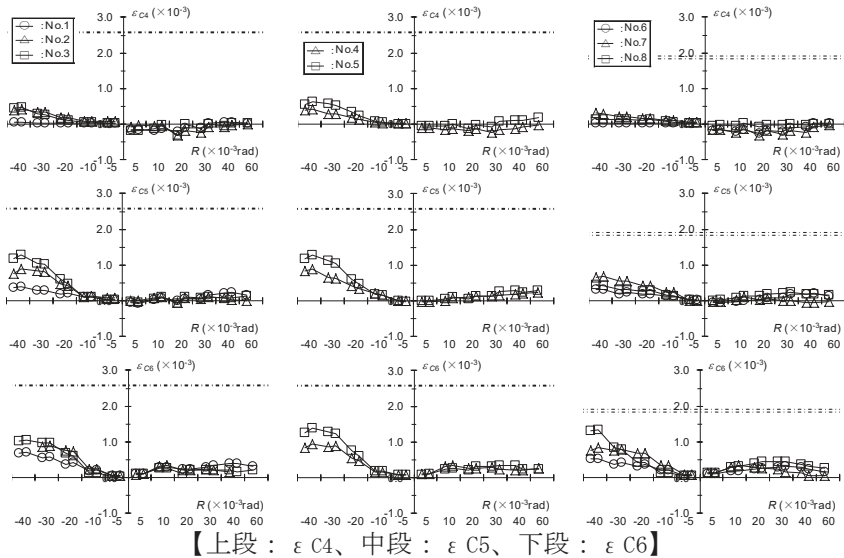
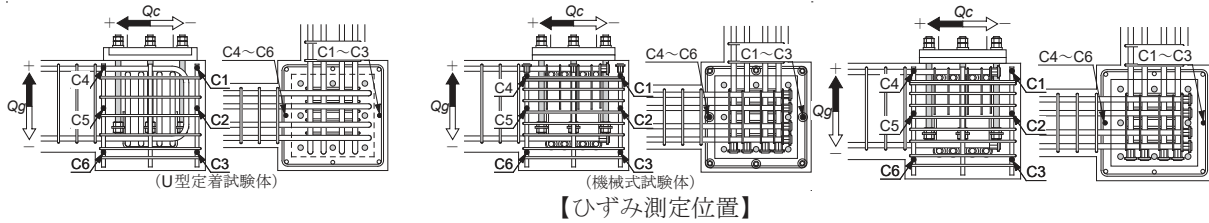
付図 6.1 基礎梁主筋ひずみ ϵ_{B1} , ϵ_{B2} の推移

(b) 柱型主筋

- 1) 正加力の場合、屋外側柱型主筋ひずみ $\epsilon_{C1} \sim \epsilon_{C3}$ では、各試験体ともに、上部の ϵ_{C1} が最も小さく、中間の ϵ_{C2} および下部の ϵ_{C3} の最大値は $0.8 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 程度であった。
- 2) 負加力の場合、付図 6.2 に示すように、基礎梁端側柱型主筋ひずみ $\epsilon_{C4} \sim \epsilon_{C6}$ では、各試験体ともに、上部の ϵ_{C4} が最も小さく、中間の ϵ_{C5} および下部の ϵ_{C6} の最大値は、 $1.3 \sim 1.6 \times 10^{-3}$ 程度であった。

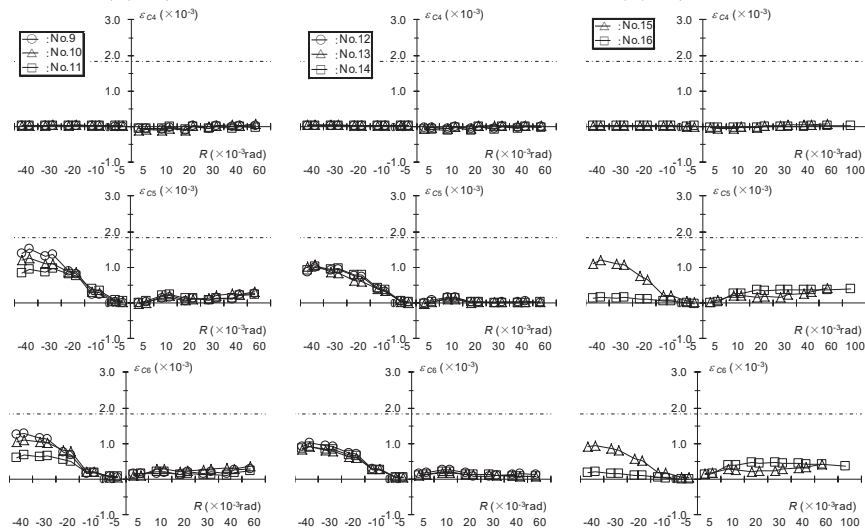
--- : 降伏ひずみ ϵ_y

(注) 引張ひずみを正とする。



(a) 系列 1

(b) 系列 2



(c) 系列 3

(d) 系列 4

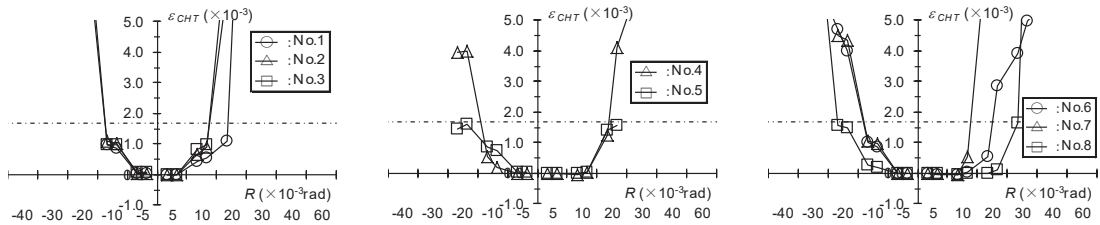
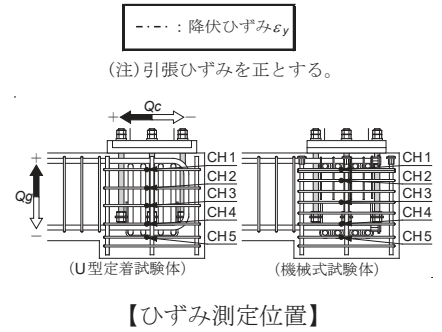
(e) 系列 5

付図 6.2 基礎梁端側柱型主筋ひずみ $\epsilon_{C4} \sim \epsilon_{C6}$ の推移

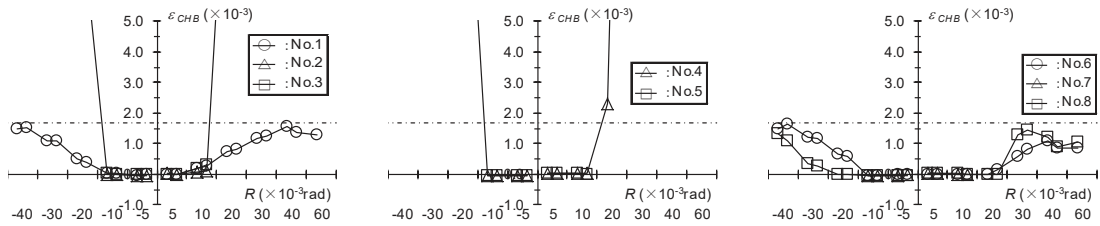
(c) 柱型横補強筋

所定変形時の柱型横補強筋平均ひずみ ϵ_{CHT} , ϵ_{CHB} の推移を付図 6.3 に示す。 ϵ_{CHT} は上部ひずみ $\epsilon_{CH1} \sim \epsilon_{CH3}$ 、 ϵ_{CHB} は基礎梁下端筋定着部近傍 ϵ_{CH4} , ϵ_{CH5} の平均ひずみである。同図によると、

- 1) U 型定着、機械式定着ともに、 $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (降伏ひずみ ϵ_y 到達)以降、正加力時には、系列 1 ~ 系列 4 の上部平均ひずみ ϵ_{CHT} は、柱型部せん断ひび割れ進展に伴い急増した。
- 2) 系列 1、系列 2 の Fc27 の U 型定着、機械式定着ともに、 $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (ϵ_y 到達)以降、梁下端筋定着部近傍の平均ひずみ ϵ_{CHB} は急増し、系列 3、系列 4 の機械式定着の ϵ_{CHB} は ϵ_y に達しなかった。
- 3) 系列 5 の機械式定着試験体 No. 15 の ϵ_{CHT} , ϵ_{CHB} は、最終変形 $R = +60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時まで ϵ_y に達せず、No. 16 は系列 3 よりも遅れ $R = -30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で ϵ_y に達した。



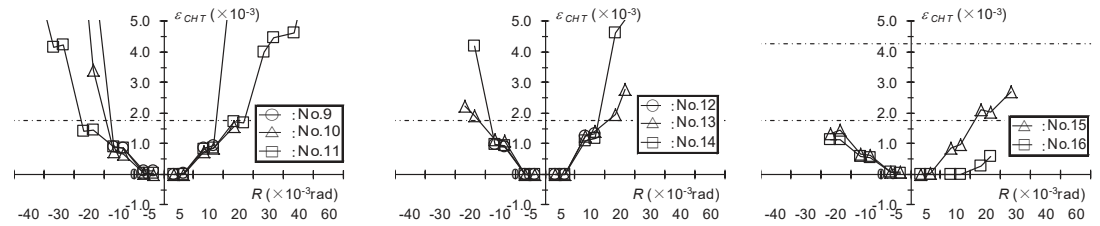
【アンカーボルト定着部上部の柱型横補強筋 (ϵ_{CHT})】



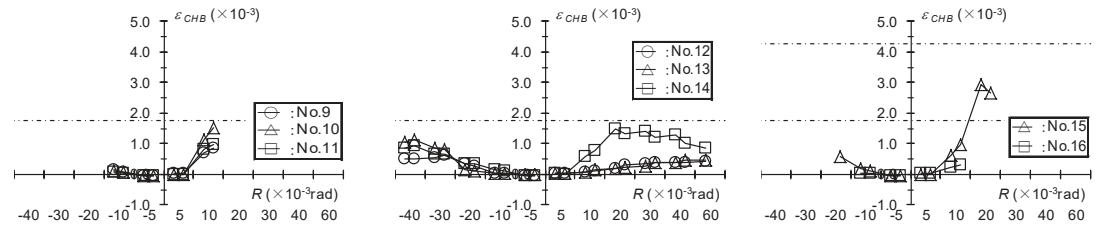
【梁下端筋定着部近傍の柱型横補強筋 (ϵ_{CHB})】

(a) 系列 1

(b) 系列 2



【アンカーボルト定着部上部の柱型横補強筋 (ϵ_{CHT})】



【梁下端筋定着部近傍の柱型横補強筋 (ϵ_{CHB})】

(c) 系列 3

(d) 系列 4

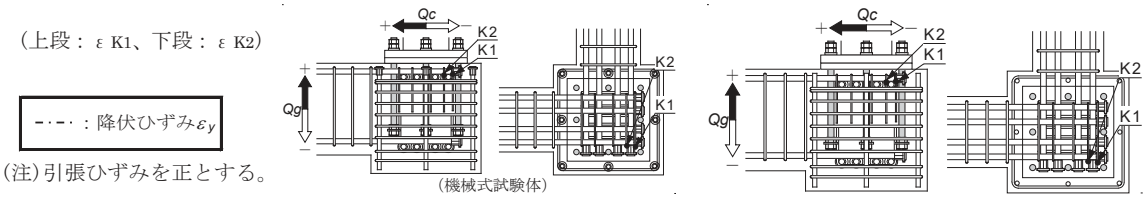
(e) 系列 5

付図 6.3 柱型横補強筋平均ひずみ ϵ_{CHT} , ϵ_{CHB} の推移

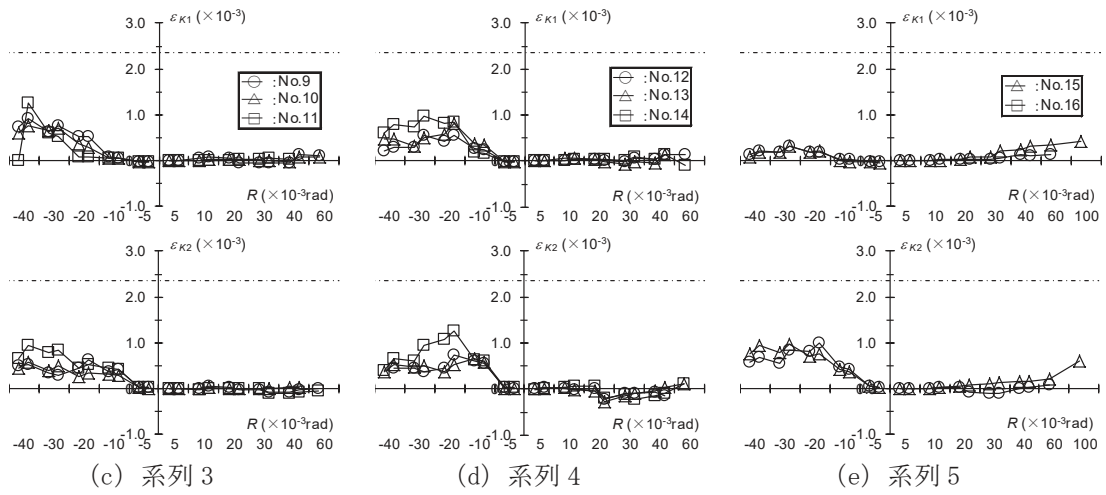
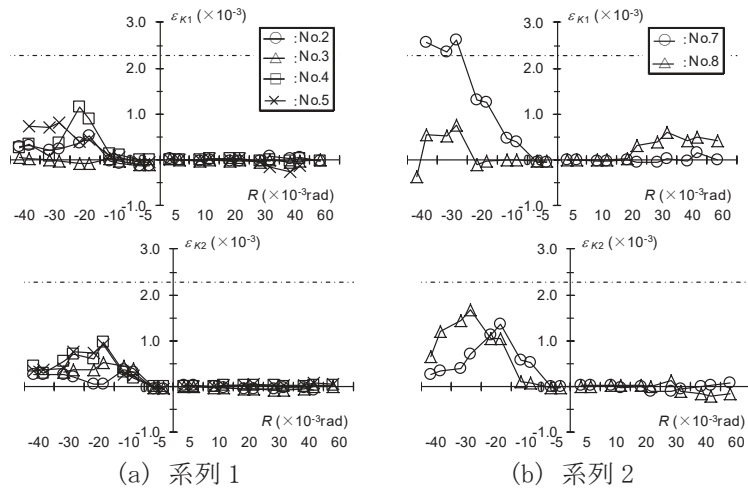
(d) 上部かんざし筋

所定変形時の上部かんざし筋ひずみ ϵ_{K1} , ϵ_{K2} の推移を付図 6.4 に示す。同図によると、

- 1) 各試験体ともに、正加力の場合、上部かんざし筋ひずみ ϵ_{K1} , ϵ_{K2} はあまり進展せず、負加力の場合、概ね、柱型部せん断ひび割れが発生した $R=-10\sim-20 \times 10^{-3} \text{rad}$. 程度より急増し、系列 2 の No.7 の場合、 ϵ_{K1} が $R=-30 \times 10^{-3} \text{rad}$. で ϵ_y に達した。
- 2) すなわち、負加力の場合、基礎梁端側アンカーボルトの引張降伏に伴い、アンカーボルト近傍のベースプレート下面と基礎梁上面の間に隙間が生じたことで、上部かんざし筋が基礎梁上端筋定着部の上面方向への移動を拘束した結果、 ϵ_{K1} , ϵ_{K2} が発現したと考えられる。



【ひずみ測定位置】



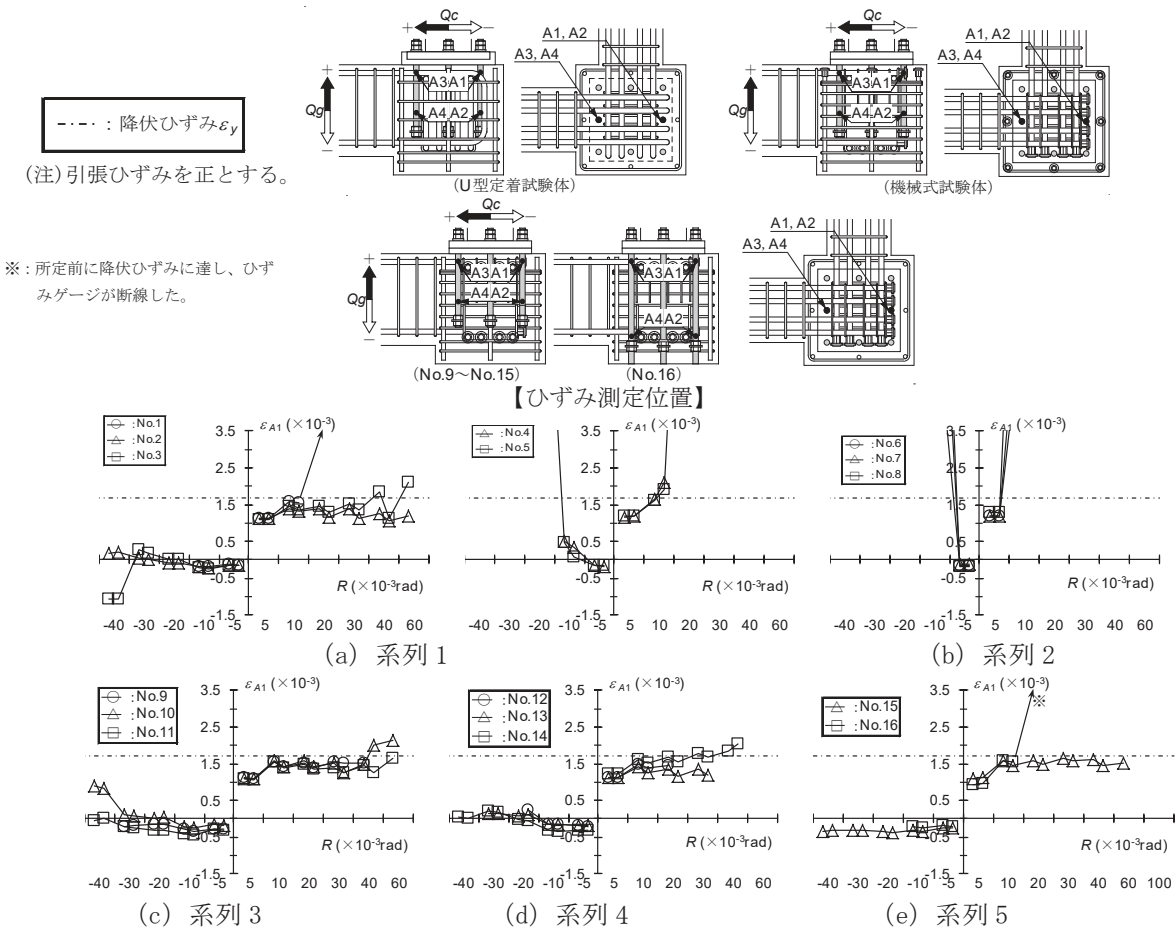
付図 6.4 上部かんざし筋ひずみ ϵ_{K1} , ϵ_{K2} の推移

(e) アンカーボルト

所定変形時のアンカーボルトひずみ ϵ_{A1} の推移を付図 6.5 に示す。

同図によると、正加力の場合、

- 1) 屋外側アンカーボルトひずみ ϵ_{A1} は、系列 1、系列 2 の U 型定着試験体 No. 1, No. 6、系列 1 の Fc40、系列 2 の Fc27, Fc40 の機械式定着試験体 No. 4, No. 5, No. 7, No. 8 の場合、 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$. で降伏ひずみ ϵ_y に到達後、急増した。
- 2) 系列 1 の Fc27 の機械式定着試験体 No. 2, No. 3 および系列 3、系列 4 の機械式定着試験体では $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$. で ϵ_y に到達したが、その後、著しく進展せず、系列 5 の機械式定着試験体は、 $R=+10 \times 10^{-3} \text{rad}$. で ϵ_y に到達後、急増した。



付図 6.5 屋外側アンカーボルトひずみ ϵ_{A1} の推移

【鉄骨根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部編】

設計指針

目次

1章 適用範囲	設計 4-1
2章 材料	設計 4-4
3章 根巻き柱・基礎梁主筋定着部の基本事項	設計 4-5
3.1 根巻き柱脚を有する鉄骨柱の弾性剛性	
3.2 根巻き柱の基本事項	
3.3 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着部	
3.4 接合部横補強筋および定着部拘束筋	
3.5 基礎梁主筋定着部	
4章 根巻き柱せん断設計	設計 4-13
4.1 根巻き柱設計せん断力	
4.2 根巻き柱せん断耐力	
4.3 根巻き拘束筋の必要断面積	
5章 柱梁接合部せん断設計	設計 4-17
5.1 接合部せん断条件	
5.2 終局強度設計用せん断力の算定	
5.3 接合部せん断終局耐力の算定	
6章 配筋詳細設計例	設計 4-22
6.1 検討方針	
6.2 検討結果概要	
6.3 A～C建物の検定結果	
根巻き柱・基礎梁主筋定着部関連の参考文献	設計 4-35
(付録1) 開発実験概要	設計 4-36
(付録2) 杭の最大曲げモーメント発生深さ	設計 4-41
(付録3) 本編で用いた記号一覧	設計 4-43
【実験資料】	
(1) 荷重－変形関係および破壊性状	
(2) 各部ひび割れ状況	
(3) 柱、梁、柱梁接合部変形成分比	
(4) 柱梁接合部せん断応力－せん断変形関係	
(5) 各部ひずみの推移	

1章 適用範囲

本編は、SRC 柱梁接合部編 1 章「適用範囲」に記載した SABTEC 技術評価取得の 5 工法による根巻き柱・基礎梁主筋定着部の設計に適用する。

本編に記載されていない事項は、SABTEC 機械式定着工法 RC 構造設計指針(2017 年)・基本設計編、応用設計編(以下、RC 構造設計指針と略記)の関連する章、ならびに関連法令および基・規準による。

【解説】

(1) 根巻き柱・基礎梁主筋定着部の研究開発の背景

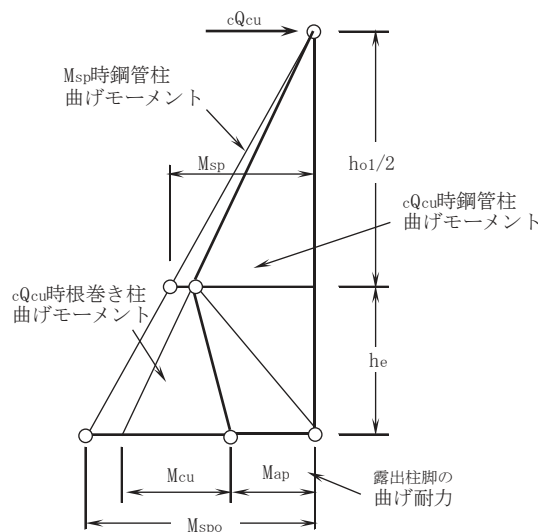
従来、根巻き柱は、鉄骨柱の周囲に根巻き柱主筋を配置し、根巻き柱主筋フックと根巻き柱帯筋ならびに鉄骨柱下部のベースプレートとアンカーボルトによって、鉄骨柱が負担する力を基礎に伝達するとしている^{1),2)}。この場合、鉄骨柱と根巻き柱外面間寸法は、根巻き柱主筋フック寸法の制約を受ける。JASS 5³⁾ のフック内法直径は、SD390 の呼び名 D41 以下では 5d 以上である。d は呼び名の値を示す。

(一社)建築構造技術支援機構では、鉄骨柱脚部・基礎梁主筋定着研究会(委員長 三谷勲 神戸大学 名誉教授)を立ち上げ、参加会社への支援業務として、機械式定着工法による根巻き柱脚・基礎梁主筋定着部に関する 2016 年度実験と 2017 年度実験を行い、同実験を基に本編を構築している。

(2) 既往の根巻き柱脚工法

鋼構造接合部設計指針 7.3 節²⁾では、解図 1.1 の応力状態を想定し、根巻き柱頭部帯筋位置に作用するせん断力による根巻き柱のせん断破壊防止のための設計式が示されている。同指針では、アンカーボルトを配置した場合、ベースプレート下面位置の根巻き柱脚全塑性曲げ耐力 M_{cu} に露出柱脚部全塑性曲げモーメント M_{ap} を加算できるとしている。

一方、鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構⁵⁾ 4 章 鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材の直列的に結合する接合部では、既往研究^{6),7)}による抵抗機構を踏まえた根巻き柱の応力伝達に関する設計式が示されている。これらの設計式の妥当性は、スパン中央部が S 造、材端部が RC 造または SRC 造に関する既往研究^{6),7)}で確認されているが、根巻き柱脚部については確認されていない。

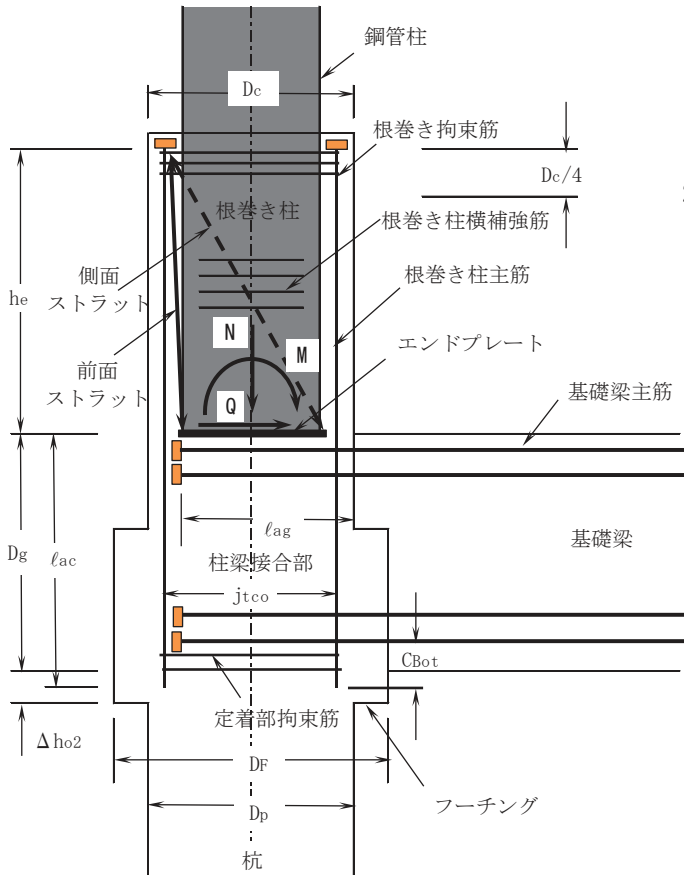


解図 1.1 鋼構造接合部設計指針による根巻き柱の応力状態²⁾

(3) 本編による根巻き柱・基礎梁主筋定着工法の概要

解図 1.2 の本編による根巻き柱各部名称に示すように、本編 3 章では、引張側根巻き柱主筋定着部から派生する前面ストラットと側面ストラットによる角形鋼管柱下端エンドプレートの押え効果を期待し、構造用アンカーボルトを用いず、基礎梁上下主筋定着部を機械式直線定着としてもよいとしている。

本編による根巻き柱・基礎梁主筋定着工法の妥当性確認のために、(付録 1)に示すように、角形鋼管柱、根巻き柱、基礎梁、杭およびフーチングからなるト形接合部試験体を用いた実験を行っている。本編では、同実験を基に、根巻き柱端主筋の引張降伏後の根巻き柱および基礎梁主筋定着部、ならびに柱梁接合部の脆性破壊防止の設計条件を明らかにしている。



(注)

- 1) 根巻き拘束筋は、 $D_c/4$ の範囲内で、根巻き柱主筋定着金物直下側に寄せて配置する。
- 2) 根巻き柱横補強筋は、根巻き拘束筋最下段の下側から基礎梁上端 1 段筋の上側の間に、等間隔で配置する。

解図 1.2 本編による根巻き柱各部名称

(4) 本編の作成方針

本編は、1 章「適用範囲」2 章「材料」3 章「根巻き柱・基礎梁主筋定着部の基本事項」4 章「根巻き柱せん断設計」5 章「柱梁接合部せん断設計」6 章「配筋詳細設計例」からなる。

3 章では、3.1 根巻き柱脚を有する鉄骨柱の弾性剛性、3.2 根巻き柱の基本事項、3.3 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着部、3.4 接合部横補強筋および定着部拘束筋、3.5 基礎梁主筋定着部を規定している。

4 章では、4.1 根巻き柱設計せん断力、4.2 根巻き柱せん断耐力、4.3 根巻き拘束筋の必要断面積を規定し、5 章では、5.1 接合部せん断条件、5.2 終局強度設計用せん断力の算定、5.3 接合部せん断終局耐力の算定を規定している。本編 2 章～5 章の検討項目を解表 1 に示す。

(5) 関連法令および基・規準類

[日本建築学会]

- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2014年)
- ・鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2005年)
- ・鋼構造接合部設計指針(2012年)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(2005年)
- ・鋼構造塑性設計指針(2017年)

[国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所 監修]

- ・2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

解表1 本編2章～5章の検討項目

検討項目	検討内容	式番号
2章 材料		
(4) 鋼材	本編で用いる角形鋼管の幅厚比：幅厚比種別FAランク	
3章 根巻き柱・基礎梁主筋定着部の基本事項		
3.2 根巻き柱の基本事項	①根巻き柱の有効高さ h_e ：2.2D _s 以上、25db以上	
	②根巻き柱横補強筋比 p_{wr} ：0.3%以上、 $p_{wr}=n_{wr} \cdot a_{wr} / (B_c \cdot h_e)$	式(3.1)
	③根巻き柱拘束筋：副帯筋2本以上の中子筋併用1組以上	
	④エンドプレート突出部直下の局部支圧力 σ_{co}	
	$\sigma_{co}=T_{cy} / (B_{ep} \cdot L_E) \leq \alpha_{co} \cdot F_c$, $T_{cy} = \sigma_{cy} \cdot a_{ct}$, $\alpha_{co}=1.8$	式(3.2, 3)
3.3 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着部	⑤エンドプレート突出部面外曲げモーメント M_{EL} ：	
	$M_{EL}=T_{rv} \cdot L_E / 2$, $M_{oE} \geq 1.1M_{EL}$, $M_{oE} = \sigma_{Ev} \cdot Z_{pE}$, $Z_{pE}=B_{ep} \cdot T_E^2 / 4$, $B_{ep}=B_s+2L_E$	式(3.4, 5)
3.4 柱梁接合部横補強筋および定着部拘束筋	$T_{eu} / \sum T_{ry} \geq 1.0$ かつ $\sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}$, $T_E \geq 1.3t_s$, $T_{ry} = \sigma_{cy} \cdot (a_{ct} + a_{cn} / 2)$	
	$T_{eu}=8m_p \cdot (1+B_s/2L_E)$, $m_p = \sigma_{Ev} \cdot Z_{ep}$, $Z_{ep}=T_E^2 / 4$, $\sum T_{ry} = \sigma_{cy} \cdot \sum a_c$	式(3.6)
	$T_{Hy} \geq \gamma_{Hc} \cdot T_{cy}$, $T_{Hy}=A_H \cdot \sigma_{Hy}$, $T_{cy}=a_{ct} \cdot \sigma_{cy}$, ($\gamma_{Hc}=0.1$)	式(3.7~9)
3.5 基礎梁主筋定着部	①定着長さ l_{ac} ：L ₂ 以上かつ基礎梁下端筋の下部まで延長する	
	②主筋中心側面かぶり厚さ C_s ：2db以上	
	③定着金物のかぶり厚さは：JASS 5の設計かぶり厚さ以上	
4章 根巻き柱せん断設計	④基礎梁主筋定着部	
	④基礎梁主筋定着部	
4.1 根巻き柱設計せん断力	$Q_{cuo} = \min(cQ_{cuo}, cQ_{gu})$, $cQ_{cuo} = M_{cuo} / h_e$, $M_{cuo} = (T_{cy} + T_{cny} / 2) \cdot j_{tco}$	式(4.1, 2)
4.2 根巻き柱せん断耐力	$V_{suo} = \min(V_{su}, V_{bu})$, $V_{su} = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$, $V_{u1} = V_{u1} + V_{u1}$, $V_{suo} \geq 1.3Q_{cu}$	式(4.3, 4)
	$V_{u2} = (\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot B_e' \cdot j_e / 3$, $V_{u3} = \lambda \cdot \nu \cdot F_c \cdot B_e' \cdot j_e / 2$	式(4.8, 9)
	$\cot \phi = \min(2, h_e / j_e)$, $p_{we} = a_{wr} / (B_e' \cdot s)$	式(4.10, 11)
	$\mu = \cot \phi \cdot \mu_o$, $\mu_o = 0.8$, $\nu = \cot \phi \cdot \nu_R \cdot \nu_o$, $\nu_R = 0.6$, $\nu_o = 0.7 - F_c / 200$	式(4.12, 13)
4.3 根巻き拘束筋の必要断面積	$Q_{ju} = Q_{cuo} + V_{u1}$, $a_{wo} = Q_{ju} / \sigma_{wo}$	式(4.15, 16)
5章 柱梁接合部せん断設計		
5.1 柱梁接合部せん断設計	$V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh}$, $\lambda_p \geq 1.0$	式(5.1)
5.2 終局強度設計用せん断力の算定	$V_{muh} = \xi \cdot h \cdot Q_{cu}$, $Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu})$, $cQ_{cu} = 2M_{cu} / (h_o1 + 2h_e)$	式(5.2.1, 2)
	(ト形接合部) $cQ_{gu} = (M_{gu} / \ell_o) \cdot (\ell / h)$	式(5.2.3)
	(十字形接合部) $cQ_{gu} = \{ (M_{gu} + M_{gu}') / \ell_o \} \cdot (\ell / h)$	式(5.2.4)
	$\xi \cdot h = (h / \ell) \cdot (\ell_o / j_{tg}) - 1$	式(5.2.5)
	$M_{gu} = T_{gy} \cdot j_{tg}$, $M_{gu}' = T_{gy}' \cdot j_{tg}$	式(5.2.6)
	$h_o2 = h_2 - D_g - 2 \Delta h_o2$, $h_o2 = 4D_p$, D_p ：杭直径	
5.3 接合部せん断終局耐力の算定	Δh_o2 ：基礎梁下面からのフーチング底面の出寸法	
	$V_{puh} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_i \cdot b_{ih} \cdot D_{jh}$, $F_i = 0.8F_c^{0.7}$, $b_{ih} = B_g + b_{a1} + b_{a2}$	式(5.3.1~3)
	(ト形) $\kappa_u = 0.7$, $D_{jh} = \ell_{ag}$, (十字形) $\kappa_u = 1.0$, $D_{jh} = D_c$	式(5.3.4)

(注) 上表中の記号の定義は、(付録3)本編に用いた記号一覧および該当箇所の記載による。

2章 材料

(1) コンクリート

SRC 柱梁接合部編 2 章(1)による。

(2) 鉄筋

SRC 柱梁接合部編 2 章(2)による。

ただし、4.2 節の根巻き柱横補強筋および 4.3 節の根巻き拘束筋は、大臣認定を取得した高強度せん断補強筋を用いてもよい。

(3) DB ヘッド

SRC 柱梁接合部編 2 章(3)による。

(4) 鋼材

SRC 柱梁接合部編 2 章(4)による。

ただし、本編で用いる角形鋼管の幅厚比は、幅厚比種別 FA ランクとする。

【解説】

本編の材料は、根巻き柱・基礎梁主筋定着部実験で確認された範囲で設定されている。

開発実験では、(付録 1)に示すように、785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いて、根巻き柱せん断耐力および根巻き拘束筋の必要断面積の妥当性を確認している。これらより、4.2 節の根巻き柱横補強筋および 4.3 節の根巻き拘束筋は、大臣認定を取得した高強度せん断補強筋を用いてもよいとした。

また、開発実験では、角形鋼管□-250×250 サイズで幅厚比種別 FA ランクの最小幅厚比の□-250×250×9mm および最大幅厚比の□-250×250×16mm を用いた試験体について、本編の妥当性を確認している。一方、本編では、建方用アンカーボルトのみ用い、構造用アンカーボルトを用いないので、アンカーボルトを規定していない。

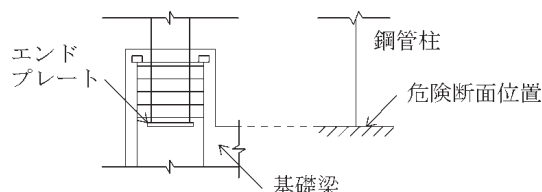
3章 根巻き柱・基礎梁主筋定着部の基本事項

3.1 根巻き柱脚を有する鉄骨柱の弾性剛性

根巻き柱脚を有する鉄骨柱の弾性剛性は、鋼構造接合部設計指針²⁾と同様、基礎梁上面(エンドプレート下面位置)を固定として算定する。

【解説】

本編による根巻き柱・基礎梁主筋定着部の妥当性は、(付録1)の角形鋼管柱、根巻き柱、基礎梁、杭およびフーチングからなるト形接合部試験体を用いた実験で確認している。これらより、根巻き柱脚を有する鉄骨柱の弾性剛性は、解図3.1に示すように、鋼構造接合部設計指針²⁾と同様、基礎梁上面(エンドプレート下面位置)を固定として算定するとした(【実験資料】参照)。



解図 3.1 弾性剛性の計算仮定²⁾

3.2 根巻き柱の基本事項

(1) 根巻き柱脚設計の原則

根巻き柱脚の設計では、鋼構造接合部設計指針7.3節(1)²⁾に準じ、根巻き柱脚のメカニズム時設計軸力を、柱脚部エンドプレートを介して柱梁接合部に伝達し、メカニズム時設計曲げモーメントおよびせん断力を、根巻き柱を介して柱梁接合部に伝達する。

(2) 根巻き柱の有効高さ h_e

基礎梁上面(エンドプレート下面)から根巻き柱主筋定着金物の定着板内面までの距離、すなわち、根巻き柱の有効高さ h_e は、 $2 \cdot 2D_s$ 以上かつ $25d_b$ 以上とし、根巻き柱主筋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。 D_s : 角形鋼管柱せい、 d_b : 根巻き柱主筋呼び名の値

(3) 根巻き拘束筋および根巻き柱横補強筋

XY 方向ともに、副帯筋(サブタイ) 1組が2本以上の中子筋併用根巻き拘束筋1組以上を、根巻き柱主筋定着金物の直下から $D_c/4$ 以内に配置する。 D_c は根巻き柱せいであり、根巻き拘束筋の必要断面積 a_{wr} は式(4.16)による。また、根巻き拘束筋の下方には、式(3.1)の根巻き柱横補強筋比 p_{wr} が 0.3%以上の根巻き柱横補強筋を配置する。

$$p_{wr} = n_{wr} \cdot a_{wr} / (B_c \cdot h_e) \quad (3.1)$$

n_{wr} , a_{wr} : h_e 区間内の根巻き柱横補強筋の組数および1組の断面積、 B_c : 根巻き柱幅

(4) エンドプレート突出部直上の局部支圧応力 σ_{co}

局部支圧応力 σ_{co} は式(3.2)で算定し、式(3.3)の条件を満足することとする。

$$\sigma_{co} = T_{cy} / (B_{ep} \cdot L_E), \quad T_{cy} = \sigma_{cy} \cdot a_{ct} \quad (3.2)$$

$$\alpha_{co} \cdot F_c \geq \sigma_{co} \quad (3.3)$$

T_{cy} , a_{ct} : 根巻き柱主筋1列の降伏引張力および断面積、 σ_{cy} : 根巻き柱主筋の降伏強度

$B_{ep} = B_s + 2L_E$, $D_{ep} = D_s + 2L_E$: エンドプレートの有効幅と有効せい

B_s , D_s : 鋼管柱幅とせい、 L_E : 角形鋼管柱外面からのエンドプレートの出寸法

F_c : コンクリートの設計基準強度

α_{co} : コンクリートの局部支圧強度割増し係数($\alpha_{co}=1.8$ とする。)

(5) エンドプレート突出部の面外曲げモーメント MEL

面外曲げモーメント MEL は、式(3.4)で算定し、式(3.5)の条件を満足することとする。

$$MEL = T_{ry} \cdot LE / 2, \quad T_{ry} = \sigma_{cy} \cdot (a_{ct} + a_{cn} / 2) \quad (3.4)$$

$$M_{pE} \geq 1.1MEL \quad (3.5)$$

$M_{pE} (= \sigma_{Ey} \cdot Z_{pE})$: エンドプレートの全塑性モーメント、 σ_{Ey} : エンドプレートの降伏強度

$Z_{pE} = B_{ep} \cdot TE^2 / 4$: エンドプレートの全塑性断面係数、 TE : エンドプレートの厚さ

$a_{cn} = \Sigma a_c - 2a_{ct}$: 根巻き柱中段筋の断面積、 Σa_c : 根巻き柱全主筋の断面積

ただし、 $T_{eu} / \Sigma T_{ry} \geq 1.0$ 、かつ、 $\sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}$ 、 $TE \geq 1.3t_s$ とする。

T_{eu} : 式(3.6)によるエンドプレートの引張終局耐力

$\Sigma T_{ry} = \sigma_{cy} \cdot \Sigma a_c$: 根巻き柱全主筋の降伏引張力

σ_{sy} 、 t_s : 角形鋼管の降伏強度および厚さ

$$T_{eu} = 8m_p \cdot (1 + B_s / 2LE) \quad (3.6)$$

$m_p = \sigma_{Ey} \cdot Z_{pe}$: 単位長さあたりのエンドプレートの全塑性モーメント

$Z_{pe} = TE^2 / 4$: 単位長さあたりのエンドプレートの塑性断面係数

【解説】

(1) 根巻き柱脚設計の原則

鋼構造接合部設計指針 7.3 節(1)²⁾より、1階鉄骨柱の圧縮軸力は柱端部エンドプレートを介して柱梁接合部に伝達されることを考慮し、3.2 節(1)では、同指針 7.3 節(1)に準じ、根巻き柱脚設計の原則を定めた。ここで、一貫構造計算プログラム^{※1)}による場合、鋼構造接合部設計指針 7.3 節(1)1)に準じ、許容応力度設計によって根巻き柱の断面算定を行った後、増分解析によるメカニズム時設計軸力を、柱脚部エンドプレートを介して柱梁接合部に伝達し、メカニズム時設計曲げモーメントおよびせん断力を、根巻き柱を介して柱梁接合部に伝達するとしている。

一方、本編の設計条件を満足する場合、本編 3.2 節(2)～(5)で定める根巻き柱の構造諸元を採用し、根巻き柱主筋頭部および基礎梁主筋端部を機械式定着としてもよいとした。

また、本編では、5.3 節の解説(2)に示すように、基礎梁が柱梁接合部仕口面で短期許容耐力に達しても、5.1 節で定義する柱梁接合部せん断余裕度 $\lambda_p \geq 1.0$ の場合、根巻き柱および柱梁接合部に修復性を損なうひび割れは発生しないことを(付録 1)の開発実験で確認しているため、鋼構造接合部設計指針 7.3 節(1)1)に準じた許容応力度設計を行ってもよいとした。

(2) 根巻き柱の有効高さ

根巻き柱の有効高さ h_e は、開発実験を基に規定した。

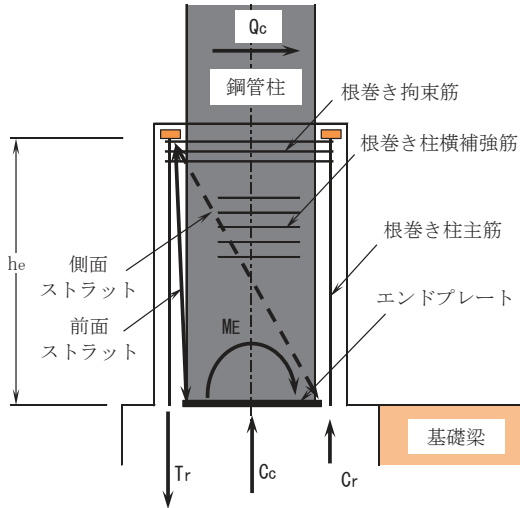
(3) 根巻き拘束筋および根巻き柱横補強筋

根巻き柱横補強筋比 p_{wr} は、靱性保証型設計指針⁸⁾と同様、0.3%以上とし、根巻き柱拘束筋の必要断面積 a_{wo} は、開発実験を基に、式(4.16)によるとした。

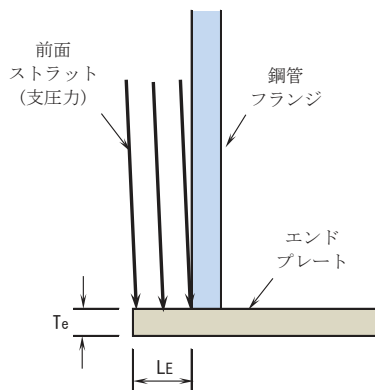
(4) エンドプレート突出部直上の局部支圧応力

ここでは、解図 3.2、解図 3.3 に示すように、根巻き柱脚に時計回りの曲げモーメント M_E が作用した時、前面ストラットを介して伝達される引張側根巻き柱主筋の降伏引張力 T_{cy} によって、式(3.2)のエンドプレート突出部直上の局部支圧応力 σ_{co} が生じるとした。

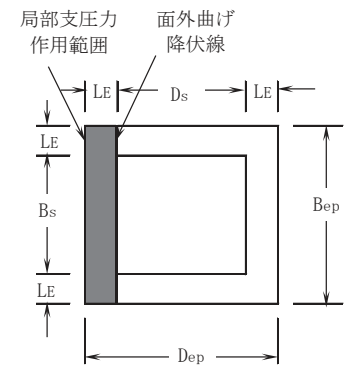
また、解表 3.1 に示すように、局部支圧応力検定比 σ_{co}/σ_B は 0.6~1.0 であるので、 σ_{co} を式(3.3)で規定した。 σ_B はコンクリートの実圧縮強度を示す。



解図 3.2 根巻き柱の抵抗機構



(a) 前面ストラット



(b) 局部支圧力範囲と降伏線

解図 3.3 エンドプレート突出部の面外曲げと支圧力

解表 3.1 エンドプレート直上の局部支圧応力および突出部面外曲げの検定結果

試験体	支圧応力検定				エンドプレート曲げ検定		
	σ_B (N/mm^2)	σ_{cy} (N/mm^2)	σ_{co} (N/mm^2)	$\sigma_{co} / \alpha_{co} \cdot \sigma_B$	MEL ($kN \cdot mm$)	MpE ($kN \cdot mm$)	MpE / MEL
No. 1, No. 2	28.1	539	46.4	0.92	12516	14291	1.14
No. 3, No. 4	45.7	539	46.4	0.56	12516	14291	1.14
No. 5	25.3	548	47.1	1.03	12725	14291	1.12
No. 6	25.3	545	46.9	1.03	12655	14291	1.13
No. 7	25.3	519	44.6	0.98	12051	14291	1.19
No. 8	28.0	540	46.4	0.92	12539	14291	1.14
No. 9	28.0	548	47.1	0.94	12725	9764	0.77
No. 10	42.8	547	47.0	0.61	12701	9764	0.77

(エンドプレート塑性断面係数) $Z_{pE} = B_{ep} \cdot T_E^2 / 4$ 、 $B_{ep} = B_s + 2LE$ 、 B_s : 鋼管柱幅

LE : エンドプレート出寸法、 T_E : エンドプレートの厚さ

(5) エンドプレート突出部の面外曲げモーメント

解図 3.3(a) に示すように、根巻き柱脚に時計回りの曲げモーメント M_E の作用時には、エンドプレート突出部に式(3.4)の面外曲げモーメント MEL が発生する。そこで、解図 3.3(b) に示すように、面外曲げの降伏線長さをエンドプレート全幅 B_{ep} として求めたエンドプレートの全塑性モーメント M_{pE} を、解表 3.1 中の面外曲げ応力検定比 M_{pE}/MEL (0.8~1.2) を基に、式(3.5)で規定した。

(6) エンドプレートの引張終局耐力 T_{eu}

解図 3.4、解図 3.5 に示すように、引張力下の角形鋼管柱の場合、根巻き柱主筋定着部からのストラット効果によって、エンドプレートの降伏線は、①と②の稜線および③-③断面の直交軸に発生すると仮定する^{※2}。

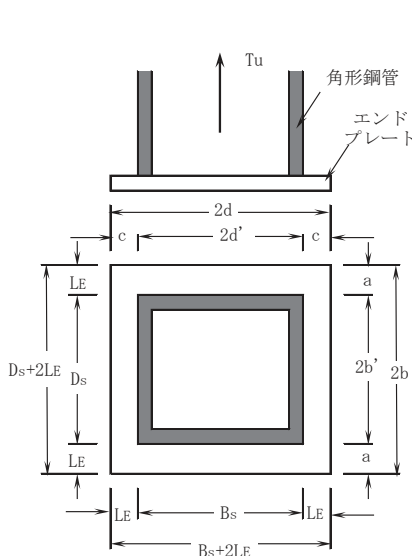
この場合、降伏線に沿う内力仕事 I_w は式(解 3.1)で求まるので、内力仕事 I_w =外力仕事 E_w より、エンドプレートの引張終局耐力 T_{eu} は式(解 3.2)で算定できる。 $E_w=T_{eu} \cdot \Delta$ であり、式(解 3.1)では $a=c, b'=d', \phi 1=\phi 2$ とした。また、式(解 3.2)において、 $d'=B_s/2, c=LE$ とすると、式(3.6)の T_{eu} が得られる。

$$I_w=8m_p \cdot (1+d'/c) \cdot \Delta \tag{解 3.1}$$

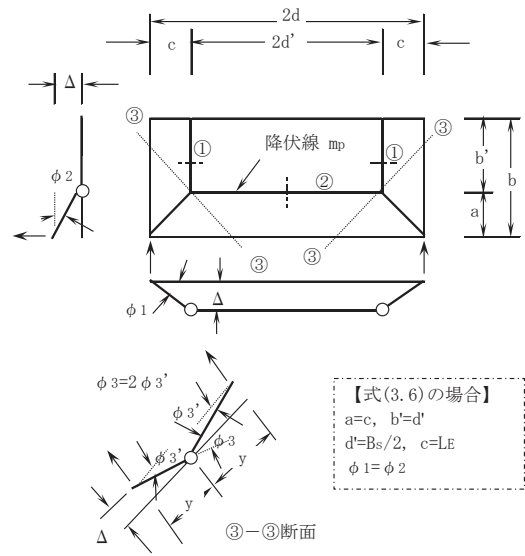
$$T_{eu}=8m_p \cdot (1+d'/c) \tag{解 3.2}$$

これらより、地震時に高引張力を受ける外柱において、最も厳しい応力条件として、根巻き柱全主筋の降伏引張力 ΣT_{ry} が作用するとし、3.2 節(5)では、降伏線理論によるエンドプレートの引張終局耐力 $T_{eu} \geq \Sigma T_{ry}$ となることを確認するとした。

すなわち、解表 3.2 に示すように、開発実験に供したエンドプレートの $T_{eu}/\Sigma T_{ry}$ は 0.77~1.14 であるので、3.2 節(5)では、 $T_{eu}/\Sigma T_{ry} \geq 1.0$ を規定するとともに、角形鋼管壁とエンドプレートの接合は突合せ溶接となることを考慮し、 $\sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}, TE \geq 1.3t_s$ とした。



解図 3.4 角形鋼管柱とエンドプレート



解図 3.5 引張力下のエンドプレートの降伏線

解表 3.2 開発実験に供したエンドプレートの引張終局耐力の検討結果

試験体	根巻き柱主筋			エンドプレート							
	σ_{cy} (N/mm^2)	Σa_c (mm^2)	ΣT_{ry} (kN)	σ_{Ey} (N/mm^2)	TE (mm)	B_s (mm)	LE (mm)	z_{ep} (mm^3/mm)	m_p ($kN \cdot mm/mm$)	T_{eu} (kN)	$T_{eu} / \Sigma T_{ry}$
No. 1~No. 4	539	3096	1669	381	22	250	30	121	46.1	1906	1.14
No. 9, No. 10	548	3096	1697	349	19	250	30	90	31.5	1302	0.77

σ_{cy} : 根巻き柱主筋の降伏強度、 $\Sigma a_c, \Sigma T_{ry}$: 根巻き柱全主筋の断面積および降伏引張力

σ_{Ey}, TE, LE : エンドプレートの降伏強度、厚さ、出寸法

z_{ep}, m_p : 単位長さ当たりのエンドプレートの塑性断面係数、全塑性モーメント

T_{eu} : エンドプレートの引張終局耐力

※1 たとえば、ユニオンシステム(株) : Supper Build/SS7 解説書(計算編)6.8 S 造(柱脚)断面算定、9.6 S 造(柱脚)部材復元力特性、2017年8月8日版

※2 益尾潔、山田長美 : スプリットティー引張接合による角形鋼管柱・H 形鋼はり接合部終局耐力に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No. 424, pp. 91-103, 1991.6

3.3 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着部

- 1) 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着長さ l_{ac} は、基礎梁上面を定着起点として JASS 5 の直線定着長さ L2 以上とし、かつ、基礎梁下端筋の下部まで延長する (RC 構造設計指針 14.2 節(1) 参照)。ただし、引抜き力が生じる 1 本杭基礎の場合、根巻き柱主筋と杭頭補強筋の間はあき重ね継手⁴⁾とする。
- 2) 基礎梁下端筋(1 段筋) 中心から根巻き柱主筋定着金物(定着板) 内面までの寸法 C_{Bot} は 5db 以上とし、3db 以内に定着部拘束筋を配置する。db は根巻き柱主筋呼び名の値を示す。
- 3) 定着部拘束筋は式(3.7) を満足し、接合部横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$ は、3.4 節の規定を満足することとする。

$$T_{Hy} \geq \gamma H_c \cdot T_{cy} \quad (3.7)$$

$$T_{Hy} = A_H \cdot \sigma_{Hy} \quad (3.8)$$

$$T_{cy} = a_{ct} \cdot \sigma_{cy} \quad (3.9)$$

ここに、 T_{Hy} ：定着部拘束筋足部の全降伏引張力

T_{cy} ：根巻き柱引張側主筋 1 列の降伏引張力、 A_H ：定着部拘束筋足部の全断面積

σ_{Hy} ：定着部拘束筋の降伏強度（規格降伏点とする。）

ただし、定着部拘束筋鋼種が SD490 を超える場合、 $\sigma_{Hy}=490\text{N/mm}^2$ とする。

a_{ct} ：根巻き柱主筋 1 列の全断面積、 σ_{cy} ：柱主筋の降伏強度（規格降伏点とする。）

γH_c ：根巻き柱主筋から定着部拘束筋への引張力伝達係数（ $\gamma H_c=0.1$ としてもよい。）

- 4) 根巻き柱主筋中心の側面かぶり厚さは、2db 以上とする。
- 5) 根巻き柱主筋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。

【解説】

(1) 根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着長さ

根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着長さ l_{ac} は、(付録 1) の開発実験を基に、RC 構造設計指針 14.2 節(1) 「最下階柱主筋定着部」と同様、基礎梁上面を定着起点として、JASS 5 の直線定着長さ L2 以上とし、かつ、基礎梁下端筋の下部まで延長するとした。ただし、引抜き力が生じる 1 本杭基礎の場合、根巻き柱主筋と杭頭補強筋の間はあき重ね継手⁴⁾とした。

また、根巻き柱主筋の柱梁接合部内定着部は、通常、直線定着となるので、基礎梁下端筋(1 段筋) 中心から根巻き柱主筋定着金物(定着板) 内面までの寸法 C_{Bot} は 5db 以上とし、3db 以内に定着部拘束筋を配置するとした。

(2) 定着部拘束筋

本編では、角形鋼管柱、根巻き柱、基礎梁、杭、フーチングからなるト形、十字形架構を検討対象にしている。この場合、RC 構造設計指針・柱主筋外定着方式編 5 章(3) と同様、定着部拘束筋は式(3.7) を満足し、根巻き柱主筋から定着部拘束筋への引張力伝達係数 $\gamma H_c=0.1$ としてもよいとした。また、接合部横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$ は 3.4 節の規定を満足することとした。

3.4 接合部横補強筋および定着部拘束筋

ト形、十字形接合部ともに、地震力方向ごとの接合部横補強筋比 p_{jwh} は 0.2%以上とし、接合部横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量 $\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$ は、地震力方向ごとに、式(3.10)を満足しなければならない。

$$\Sigma(p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}) \geq \{(\phi_s \cdot RuD/R80a) - \alpha_{wo}\} \cdot F_c / \beta_w \quad (3.10)$$

$$\Sigma p_{jwh} = p_{jwh} + (p_{jwh})H \cdot \sigma_{wyH} / \sigma_{wy} \quad (3.11)$$

$$p_{jwh} = nh \cdot awH / (B_c \cdot jtgo) \quad (3.12)$$

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

RuD ：表 3.1 による設計限界層間変形角、 $\phi_s=2.0$ ：安全率

$R80a$ ：接合部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角(表 3.2)

α_{wo} , β_w ：表 3.2 による補正係数

$(p_{jwh})H (=nh \cdot awH / (B_c \cdot jtgo))$ ：定着部拘束筋による等価横補強筋比

nh , awH ：定着部拘束筋の組数および 1 組の断面積

B_c ：柱幅、 $jtgo$ ：梁上下最外縁主筋の中心間距離

nh , awH ： $jtgo$ 区間内の接合部横補強筋の組数および 1 組の断面積

σ_{wy} , σ_{wyH} ：接合部横補強筋および定着部拘束筋の降伏強度

接合部横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、SD295A～SD390 では規格降伏点の 1.1 倍、SD490、685N/mm²級、785N/mm²級では規格降伏点の 1.0 倍とし、1275N/mm²級では 785N/mm²とする(RC 構造設計指針 7.1 節 参照)。

また、定着部拘束筋の降伏強度 σ_{wyH} は、SD490 以下の場合、規格降伏点とし、SD490 を超える場合、490N/mm²とする(RC 構造設計指針・柱主筋外定着方式編 2 章(2) 参照)。

表 3.1 RuD の下限値

設計区分	
I	II
1/75	1/50

表 3.2 $R80a$ の算定式および補正係数 α_{wo} , β_w

接合部種類	$R80a$ 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、十字形	$R80a=0.03 \lambda_p$	0.4	0.6	1.0	19

【解説】

開発実験による限界層間変形角 $R80$ —接合部せん断余裕度 gQ_{pu}/gQ_{gu} 関係を解図 3.6 に示す。 $R80$ は、最大耐力 Q_{max} の 80%耐力低下時限界層間変形角実験値である。同図によると、正負加力ともに、接合部せん断余裕度 gQ_{pu}/gQ_{gu} で決定する限界層間変形角 $R80a$ を上回る。

解図 3.7 に、 $R80/R80a - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係を示す。同図中には、式(解 3.4)による接合部横補強筋量の補正係数 α_w を破線で示した。

$$R80_{min} = R80a \cdot \alpha_w \quad (解 3.3)$$

$$\alpha_w = \alpha_{wo} + \beta_w \cdot (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B) \quad (解 3.4)$$

σ_B ：コンクリートの実圧縮強度

解図 3.7 に示すように、785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた No.9 を除き、式(解 3.4)の接合部横補強筋量の補正係数 α_w は、正負加力ともに、 $R80/R80a$ と概ね対応する。No.9 の場合、接合部せん断余裕度 $\lambda_p = gQ_{pu}/gQ_{gu} = 0.81$ であり、基礎梁端曲げ降伏後、根巻き柱せん断破壊型となったため、 $R80$ は、SD295A 普通強度せん断補強筋を用いた No.2 と同程度に留まったと考えられる。

3.5 基礎梁主筋定着部

1) 基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は、根巻き柱面から基礎梁主筋定着金物の定着板内面までとし、RC 構造設計指針・式(8.1)による必要定着長さ l_{ao} 以上、 $16db$ 以上、かつ、 $(dp+db/2)$ 以上とする。ただし、必要定着長さ l_{ao} の上限は $25db$ とする。

dp は根巻き柱面から直交基礎梁最外縁主筋位置までの距離、 db は基礎梁主筋呼び名の値を示す。

2) 直交基礎梁最外縁主筋 dpa 区間外の基礎梁上端筋定着部はRC 構造設計指針 14.2 節(2)、基礎梁下端筋定着部は同指針 14.2 節(3)による。

3) 基礎梁主筋中心から根巻き柱面までの側面かぶり厚さ C_s は、 $3db$ 以上とする。

4) 基礎梁主筋先端の定着金物各部のかぶり厚さは、JASS 5 の設計かぶり厚さ以上とする。

【解説】

開発実験を基に、基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は、根巻き柱面から基礎梁主筋定着金物の定着板内面までとし、直交基礎梁主筋を超えるように、 $l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, dpa)$ かつ $l_{ao} \leq 25db$ とした。一方、 dpa 区間外となる基礎梁上端筋定着部はRC 構造設計指針 14.2 節(2)、基礎梁下端筋定着部は同指針 14.2 節(3)によるとした。 $dpa=dp+db/2$ を示す。

ここで、 dpa 区間外となる基礎梁主筋は、柱型部と基礎梁側面の内面合せの長方形断面柱などの場合に発生する。

また、同指針 8.1 節(2)と同様、基礎梁主筋中心から根巻き柱面までの側面かぶり厚さ C_s および定着金物各部のかぶり厚さを規定した。

解表 3.3 に、基礎梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db を示す。同表の計算値は、RC 構造設計指針・解表 8.1 と同様、 $j_{tg}/db=20$ 、 $p_{jwh}=0.3\%$ とし、上限強度算定用材料強度 σ_{sy} を用いて求めた。

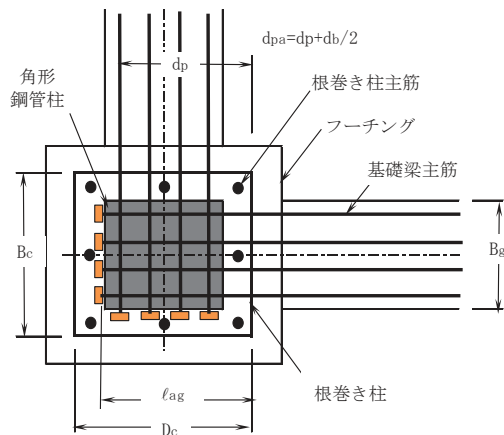


図 3.8 本編による根巻き柱の水平断面形状

解表 3.3 基礎梁主筋の必要定着長さ比 l_{ao}/db ($p_{jwh}=0.3\%$)

(a) 両側直交梁付き以外の場合

(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	D38以下	16													
	D41	17	16												
SD345	D32以下	17	16												
	D35	18	16												
	D38	19	18	16											
	D41	21	19	18	17										
SD390	D25以下	18	16												
	D29	19	18	16											
	D32	21	19	18	16										
	D35	22	20	19	18	16									
	D38	24	22	20	19	16									
	D41	25	24	22	21	18	16								
SD490	D25以下	23	21	19	18	17	16								
	D29	24	23	21	20	17	16								
	D32	-	24	22	21	18	16								
	D35	-	25	24	23	20	17	16							
	D38	-	-	25	24	21	19	16							
	D41	-	-	-	-	23	20	18	16						

"-"を付した場合は、 $l_{ao}/db > 25$ に該当する。

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

4章 根巻き柱せん断設計

4.1 根巻き柱設計せん断力

根巻き柱設計せん断力 Q_{cuo} は式(4.1)で算定し、根巻き柱せん断設計用曲げ耐力 M_{cuo} は式(4.2)で算定する。

$$Q_{cuo} = \min(cQ_{cuo}, cQ_{gu}), \quad cQ_{cuo} = M_{cuo}/h_e \quad (4.1)$$

$$M_{cuo} = (T_{cy} + T_{cny}/2) \cdot j_{tco} \quad (4.2)$$

ここに、 cQ_{cuo} :根巻き柱曲げ耐力時せん断力

cQ_{gu} : 式(5.2.3)または式(5.2.4)による基礎梁曲げ耐力時柱せん断力

T_{cy}, T_{cny} : 根巻き柱主筋1列および中段主筋の降伏引張力

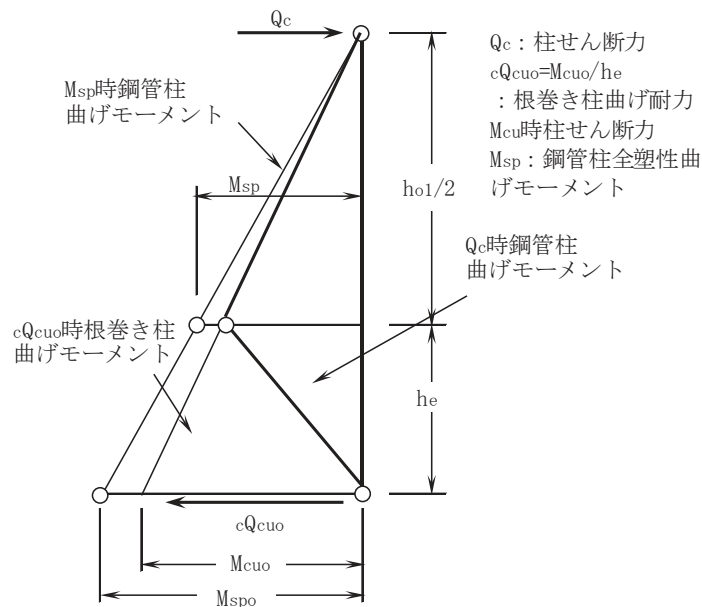
j_{tco} : 根巻き柱両側最外縁主筋の中心間距離、 h_e : 根巻き柱の有効高さ

根巻き柱主筋の降伏引張力 T_{cy}, T_{cny} の算定に用いる主筋の降伏強度は、SD390以下では $1.1\sigma_{yo}$ 、SD490では $1.0\sigma_{yo}$ とする。 σ_{yo} は規格降伏点を示す。

【解説】

4.1節では、解図4.1の根巻き柱の応力状態を基に、根巻き柱設計せん断力 cQ_{cuo} は式(4.1)で算定し、3.2節の解説(1)で前述したように、1階鉄骨柱の圧縮軸力は柱端部エンドプレートを通じて柱梁接合部に伝達されることを勘案し、根巻き柱せん断設計用曲げ耐力 M_{cuo} は式(4.2)で算定するとした。

一方、1階鉄骨柱が引張軸力を受ける場合、根巻き柱曲げ耐力は減少するので、式(4.3)の根巻き柱せん断耐力 V_{suo} が安全側の値となるように、式(4.2)では、引張軸力の影響を無視した。



解図 4.1 根巻き柱の応力状態

4.2 根巻き柱せん断耐力

根巻き柱せん断耐力 V_{suo} は式(4.3)で算定し、式(4.1)の根巻き柱設計せん断力 Q_{cuo} の1.3倍以上となることを確認する。

$$V_{suo} = \min(V_{su}, V_{bu}) \quad (4.3)$$

ここに、 V_{su} ：塑性式によるせん断耐力、 V_{bu} ：付着割裂耐力

【塑性式によるせん断耐力】

$$V_{su} = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) \quad (4.4)$$

$$V_{u1} = V_{ut1} + V_{ua1} \quad (4.5)$$

$$V_{ut1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot Be' \cdot je \quad (4.6)$$

$$V_{ua1} = \{ \nu \cdot F_c - (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda \} \cdot Be' \cdot D_c \cdot \tan \theta / 2 \quad (4.7)$$

$$V_{u2} = (\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot Be' \cdot je / 3 \quad (4.8)$$

$$V_{u3} = \lambda \cdot \nu \cdot F_c \cdot Be' \cdot je / 2 \quad (4.9)$$

$$\cot \phi = \min(2, h_e / je) \quad (4.10)$$

$$p_{we} = a_{wr} / (Be' \cdot s) \quad (4.11)$$

：根巻き柱の有効横補強筋比

$$\mu = \cot \phi \cdot \mu_R \quad (4.12)$$

μ_R ：トラス機構の角度を表す低減係数

$\mu_R = 0.8$ とする。

$$\nu = \cot \phi \cdot \nu_R \cdot \nu_o, \quad \nu_o = 0.7 - F_c / 200 \quad (4.13)$$

：コンクリート圧縮強度の有効係数

ν_R ：コンクリート圧縮強度の有効係数

の低減係数で、 $\nu_R = 0.6$ とする。

ここに、 D_c ：根巻き柱せい、 h_e ：根巻き柱の有効高さ

$Be = B_c - B_s$, $Be' = Be - (2C + d_{wr})$ ：根巻き柱せん断有効幅(図4.1)

$je = D_c - (2C + d_{wr})$ ：トラス機構の有効せい

$\lambda = 1 - s / 2je - Be' / 4je$ ：トラス機構の有効係数、 $\tan \theta = 0.9D_c / (2 \times 2h_e)$

C ：根巻き柱のかぶり厚さ、 d_{wr} ：根巻き柱横補強筋呼び名の値

a_{wr} ：根巻き柱横補強筋1組の断面積、 $s = h_e / (n_{wr} - 1)$ ：根巻き柱横補強筋の平均間隔

n_{wr} ：根巻き柱横補強筋の組数、 σ_{wy} ：根巻き柱横補強筋の降伏強度(単位：N/mm²)

F_c ：コンクリートの設計基準強度(単位：N/mm²)

【付着割裂耐力】

$$V_{bu} = \Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) \cdot je + \{ \nu_b \cdot F_c - 2.5 \Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) / (\lambda \cdot Be') \} \cdot Be' \cdot D_c \cdot \tan \theta / 2 \quad (4.14)$$

根巻き柱主筋の付着強度： $\tau_{bu} = \alpha_t \cdot \{ (0.085b_i + 0.10) \cdot \sqrt{F_c} + k_{st} \}$

(梁上端筋以外の主筋の付着強度低減係数) $\alpha_t = 1$

b_i ：根巻き柱主筋の割裂線長さ比($b_i = b_{si}$ とする。)

$b_{si} = (B_c - N \cdot d_b) / (N \cdot d_b)$ ：サイドスプリットの場合

$k_{st} = (54 + 45N_w / N) \cdot (b_{si} + 1) \cdot p_{we}$

ここに、 $\Sigma \phi$ ：根巻き柱主筋1列の周長の合計、 N ：根巻き柱主筋1列の本数、 d_b ：主筋呼び名の値

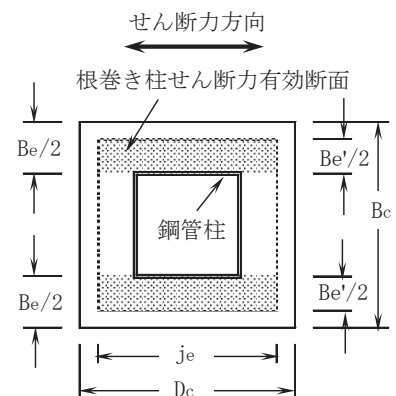


図4.1 根巻き柱せん断力有効断面

k_{st} : 横補強筋の効果、 N_w : 1組の横補強筋足の本数($N_w=2$)

A_w : 横補強筋1本の断面積、 s : 横補強筋の間隔、 ν_b : 付着強度の低減係数

根巻き柱横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は、SD390 以下では $1.1\sigma_{yo}$ 、SD490、685N/mm²級、785N/mm²級では $1.0\sigma_{yo}$ 、1275N/mm²級では 785N/mm²とする(RC 構造設計指針 7.1 節 参照)。 σ_{yo} は規格降伏点を示す。

【解説】

文献5)の4章 鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材の直列的に結合する接合部で紹介されている文献6)では、靱性保証型指針⁸⁾に準じた式(4.4)(塑性式)によるせん断耐力 V_{su} を提案している。これらより、SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年)¹³⁾提案の塑性式によるせん断耐力 V_{su} と付着割裂耐力 V_{bu} のいずれか小さい方とする式(4.3)による根巻き柱せん断耐力 V_{suo} を算定するとした。

この場合、 $\cot\phi$ は、根巻き柱の有効高さ h_e を用いて式(4.10)で定義した上で、塑性変形能力確保のために、 $R_p'=1/50$ とし、トラス機構の角度を表す低減係数 μ_R は、 $\mu_R=1-10R_p'=0.8$ 、コンクリート圧縮強度の有効係数の低減係数 ν_R は、 $\nu_R=1-20R_p'=0.6$ 、付着強度の低減係数は、 $\nu_b=1-10R_p'=0.8$ とした。

ここで、 $R_p'=R_{RC}-R_y$ は根巻き柱 RC 部の塑性変形角、 R_{RC} は根巻き柱 RC 部の終局変形角、 R_y は根巻き柱 RC 部の降伏時変形角であり、 R_p' は靱性保証型指針⁸⁾による降伏ヒンジ部材(梁)の終局部材角の目安値と同様、 $1/50$ とした。

開発実験各試験体の式(4.4)の根巻き柱せん断耐力 V_{su} と設計せん断力 Q_{cuo} を解表 4.1 に示す。同表によると、根巻き柱せん断耐力 V_{su} は、設計せん断力 Q_{cuo} の 1.3 倍程度となる。同表の計算耐力は材料試験による実強度を用いて算定した。この場合、 Q_{cuo} は基礎梁曲げ終局耐力時柱せん断力 cQ_{gu} で決定している。ただし、式(4.2)の根巻き柱せん断耐力 V_{suo} は、式(4.3)の付着割裂耐力 V_{bu} を考慮しているが、式(4.1)の設計せん断力 Q_{cuo} の 1.3 倍以上となることを確認するとした。

一方、鋼構造接合部設計指針²⁾では、根巻き柱降伏せん断耐力 Q_{cy} を下式で算定するとしている。

$$Q_{cy}=B_e \cdot j_r \cdot (F_{csy}+0.5F_{wy} \cdot p_{wre}) \quad (\text{解 4.1})$$

ここに、 $B_e=(B_c-B_s)$: 根巻き柱のせん断有効幅

$j_r=(7/8)d_r$: 根巻き柱の応力中心距離、 d_r : 根巻き柱の有効せい

F_{csy} : コンクリートの降伏せん断強度で、コンクリートの短期許容せん断応力度を用いる。

F_{wy} : せん断補強筋(帯筋)の降伏強度で、短期許容引張応力度とする。

$p_{wre}(=a_{wr}/(B_e \cdot x))$: 帯筋比、 $p_{wre} \geq 1.2\%$ の場合、 $p_{wre}=1.2\%$ とする。 x : 帯筋間隔

解表 4.1 に示すように、式(解 4.1)の根巻き柱降伏せん断耐力 Q_{cy} は、式(4.4)の根巻き柱せん断耐力 V_{su} の 0.8~0.9 倍程度である。 Q_{cy} 算定時の 785N/mm²級高強度せん断補強筋の短期許容引張応力度(F_{wy}) は、590N/mm²(大臣認定の短期許容引張応力度)としている。

解表 4.1 根巻き柱せん断耐力 V_{su} と設計せん断力 Q_{cuo}

試験体	根巻き柱せん断耐力											鉄骨柱、根巻き柱、基礎梁曲げ耐力				
	V_{ut1} (kN)	V_{ua1} (kN)	V_{u1} (kN)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	V_{su} (kN)	Q_{cuo} (kN)	V_{su}/Q_{cuo}	Q_{cy} (kN)	Q_{cy}/V_{su}	Q_{cy}/Q_{cuo}	cQ_{sp} (kN)	cQ_{cu} (kN)	cQ_{gu} (kN)	cQ_{sp}/cQ_{gu}	cQ_{cu}/cQ_{gu}
No. 1	372	0	372	399	412	372	194	1.92	284	0.76	1.46	734	622	194	3.79	3.21
No. 2	372	0	372	399	412	372	245	1.51	284	0.76	1.16	734	622	245	2.99	2.53
No. 3	372	24	396	499	562	396	245	1.61	310	0.78	1.26	734	622	245	2.99	2.53
No. 4	372	24	396	499	562	396	297	1.33	310	0.78	1.04	734	622	297	2.47	2.09
No. 5	364	0	364	373	377	364	234	1.55	276	0.76	1.18	725	632	234	3.10	2.70
No. 6	364	0	364	373	377	364	246	1.48	276	0.76	1.12	725	629	246	2.94	2.55
No. 7	364	0	364	373	377	364	245	1.48	276	0.76	1.12	725	599	245	2.96	2.44
No. 8	817	0	817	544	405	405	246	1.64	364	0.90	1.48	725	623	246	2.94	2.53
No. 9	385	0	385	402	409	385	250	1.54	289	0.75	1.16	449	632	250	1.80	2.53
No. 10	385	14	399	491	543	399	240	1.66	311	0.78	1.30	449	631	240	1.87	2.63

V_{ut1} : トラス機構せん断耐力、 V_{ua1} : アーチ機構せん断耐力、 $V_{u1}=V_{ut1}+V_{ua1}$ 、 $V_{su}=\min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$

cQ_{sp} 、 cQ_{cu} 、 cQ_{gu} : 鉄骨柱全塑性モーメント時および根巻き柱、基礎梁曲げ耐力時柱せん断力、 $Q_{cuo}=\min(cQ_{cu}, cQ_{gu})$

Q_{cy} : 鋼構造接合部設計指針による根巻き柱降伏せん断力

4.3 根巻き拘束筋の必要断面積

根巻き拘束筋算定用せん断力は式(4.15)、根巻き拘束筋の必要断面積 a_{wo} は式(4.16)で算定する。

$$Q_{ju}=Q_{cuo}+V_{ua1} \quad (4.15)$$

$$a_{wo}=Q_{ju}/\sigma_{wyo} \quad (4.16)$$

ここに、 Q_{cuo} : 式(4.1)の根巻き柱設計せん断力

V_{ua1} : アーチ機構せん断耐力(式(4.6))、 σ_{wyo} : 根巻き拘束筋の降伏強度

根巻き拘束筋の降伏強度 σ_{wyo} は、4.2節の根巻き柱横補強筋の降伏強度 σ_{wy} と同様に定める。

【解説】

根巻き拘束筋の必要断面積 a_{wo} は、文献(6)と同様、式(4.16)で算定するとした。開発実験に供した各試験体の根巻き拘束筋の必要断面積と決定組数を解表 4.2 に示す。同表によると、根巻き拘束筋の決定組数は必要組数と同程度である。

この場合、785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた試験体 No. 8 を含め、5.3節の解図 5.2 に示すように、最大耐力実験値は計算耐力を上回り、3.4節の解図 3.6 に示すように、接合部せん断余裕度 $gQ_{pu}/gQ_{gu} \geq 1.0$ の場合、設計で保証すべき変形性能が確保される。

解表 4.2 根巻き拘束筋の必要断面積と決定組数

試験体	Q_{ju} (kN)	a_{wo} (mm ²)	必要組数	決定組数
No. 1	194	582	2.3	3
No. 2	245	737	2.9	
No. 3	270	810	3.2	
No. 4	321	965	3.8	4
No. 5	234	664	2.6	
No. 6	246	698	2.7	3
No. 7	245	695	2.7	
No. 8	246	286	1.1	1
No. 9	250	707	2.8	3
No. 10	254	719	2.8	4

Q_{ju} : 根巻き柱の設計せん断力

a_{wo} : 根巻き部拘束筋の必要断面積

必要組数= a_{wo}/a_w 、 a_w : 1組の断面積

5章 柱梁接合部せん断設計

5.1 接合部せん断設計条件

ト形、十字形柱梁接合部は、RC 構造設計指針 4.3 節と同様、式(5.1)を満足するように設計し、3.4 節の規定を満足する接合部横補強筋を配置する。

$$V_{puh} > \lambda_p \cdot V_{muh} \quad (5.1)$$

ここに、 λ_p ：柱梁接合部せん断余裕度で、 $\lambda_p \geq 1.0$ とする。

V_{muh} ：式(5.2.1)の水平方向の接合部終局強度設計用せん断力

V_{puh} ：式(5.3.1)の水平方向の接合部せん断終局耐力

【解説】

5.3 節の解説で後述する開発実験の知見を基に、5.1 節では、接合部せん断余裕度 $\lambda_p \geq 1.0$ とした。

5.2 終局強度設計用せん断力の算定

水平方向の終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、式(5.2.1)による。

ここで、終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、1 階鉄骨柱の反曲点位置 $h_o/2$ を 1 階鉄骨柱内法高さ中央、基礎梁の反曲点位置 $\ell_o/2$ を基礎梁内法スパン中央として算定した上で、メカニズム時設計せん断力以上となることを確認する。

$$V_{muh} = \xi h \cdot Q_{cu} \quad (5.2.1)$$

$$Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu}), \quad cQ_{cu} = 2M_{cu} / (h_o + 2h_e) \quad (5.2.2)$$

$$\text{(ト形接合部)} \quad cQ_{gu} = (M_{gu} / \ell_o) \cdot (\ell / h) \quad (5.2.3)$$

$$\text{(十字形接合部)} \quad cQ_{gu} = \{ (M_{gu} + M_{gu}') / \ell_o \} \cdot (\ell / h) \quad (5.2.4)$$

$$\xi h = (h / \ell) \cdot (\ell_o / j_{tg}) - 1 \quad (5.2.5)$$

$$M_{gu} = T_{gy} \cdot j_{tg}, \quad M_{gu}' = T_{gy}' \cdot j_{tg} \quad (5.2.6)$$

ここに、 cQ_{cu} ：柱曲げ耐力時せん断力、 M_{cu} ：メカニズム時軸力を考慮した柱曲げ終局耐力

cQ_{gu} ：基礎梁曲げ終局耐力時柱せん断力、 M_{gu}, M_{gu}' ：左右基礎梁の曲げ終局耐力

T_{gy}, T_{gy}' ：左右基礎梁主筋の降伏引張力、 j_{tg} ：基礎梁上下主筋の重心間距離

h_e ：根巻き柱の有効高さ、 $h = (h_1 + h_2) / 2$ 、 h_1 ：1 階構造階高、 h_2 ：杭せん断長さの 2 倍

$h_o = h_2 - D_g - 2 \Delta h_o$ 、ただし、 $h_o = 4D_p$ とする。 D_p ：杭直径

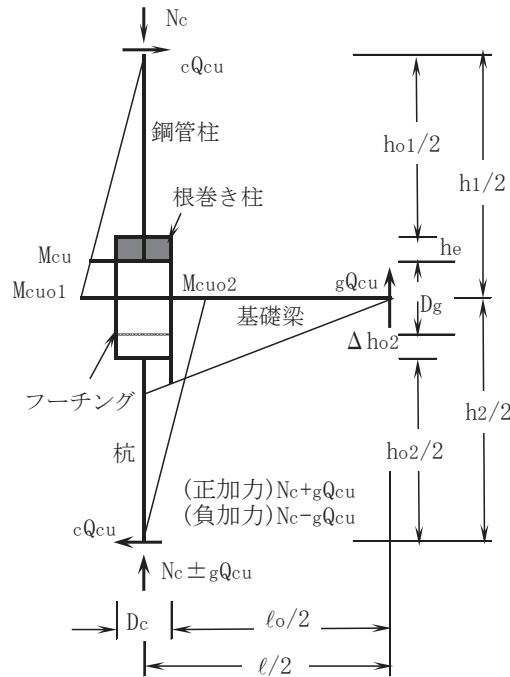
Δh_o ：基礎梁下面からフーチング底面までの出寸法

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

【解説】

終局強度設計用せん断力 V_{muh} は、RC 構造設計指針 5.1.1 項と同様、解図 5.1 の応力状態を基に、式(5.2.2)の終局強度設計用柱せん断力 Q_{cu} を用い、式(5.2.1)で算定するとした。解図 5.1 では、 $h_o = h_2 - D_g - 2 \Delta h_o$ とし、杭せん断長さの 2 倍 h_2 は、杭頭に水平力を受ける杭の水平抵抗力と水平変位の算定式による杭の最大モーメント発生位置¹⁰⁾で決まるとしている。開発実験では $h_o/2 = 950\text{mm}$ 、 $D_p = 500\text{mm}$ 、 $h_o/D_p = 3.8$ としている。杭基礎の場合、杭せん断長さ h_2 が小さいと、根巻き柱終局耐力時せん断力は大きくなり、通常、(付録 1)に示すように、 $h_o \geq 4D_p$ となるので、5.2 節では、 $h_o = 4D_p$ とした。

ここで、式(5.2.2)中のメカニズム時軸力を考慮した柱曲げ終局耐力 M_{cu} は、一貫構造計算プログラムの計算値とするか、安全側の柱梁接合部せん断設計となるように、釣り合い軸力時の最大曲げ終局耐力などを採用すればよい。



解図 5.1 開発実験ト形架構の応力状態

5.3 接合部せん断終局耐力の算定

水平方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は、式(5.3.1)による。

$$V_{puh} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_{jh} \cdot D_{jh} \quad (5.3.1)$$

ここに、 κ_u : 柱型部の形状係数

(ト形接合部) $\kappa_u = 0.7$ 、(十字形接合部) $\kappa_u = 1.0$

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 : $\phi = 0.85$

$$F_j = 0.8 F_c^{0.7} \quad (5.3.2)$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

$$b_{jh} = B_g + ba_1 + ba_2 \quad (5.3.3)$$

: 柱梁接合部の有効幅

【水平方向の柱梁接合部有効せい】

$$(ト形接合部) D_{jh} = l_{ag}, \quad (十字形接合部) D_{jh} = D_c \quad (5.3.4)$$

B_g : 梁幅、 ba_i : $bi/2$ または $D_c/4$ の小さい方、 bi : 梁側面から平行する柱側面までの長さ

B_c, D_c : 柱梁接合部の幅とせい、 l_{ag} : 基礎梁主筋の定着長さ

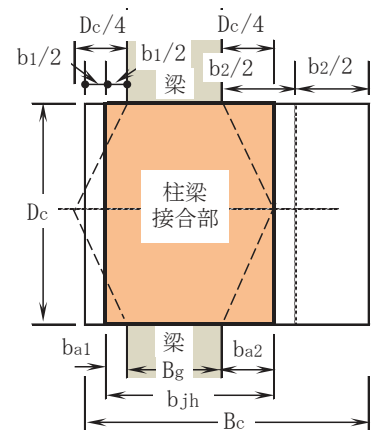


図 5.1 柱梁接合部有効幅

【解説】

(1) 接合部せん断終局耐力

水平方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は、RC 構造設計指針 6 章と同様、式(5.3.1)で算定する。開発実験各試験体の計算耐力一覧を解表 5.1、耐力安全率一覧を解表 5.2、 $Q_{max}/gQ_{gu} - gQ_{pu}/gQ_{gu}$ 関係を解図 5.2 に示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 gQ_{pu}/gQ_{gu} は接合部せん断余裕度であり、耐力安全率は Q_{max}/gQ_{gu} 、 Q_{max}/gQ_{pu} 、 Q_{max}/gQ_{au} としている。

gQ_{gu} は式(解 5.1)の梁曲げ終局耐力時梁せん断力、 gQ_{pu} は式(解 5.2)の接合部せん断終局耐力時梁せん断力、 gQ_{au} は式(解 5.3)の梁主筋側面剥離耐力時梁せん断力、式(解 5.3)中の $\Sigma \tau$ は基礎梁全主筋の側面剥離定着耐力¹⁾であり、それ以外の記号の定義は 5.2 節と同じである。

$$gQ_{gu} = 2M_{gu} / l_o \tag{解 5.1}$$

$$gQ_{pu} = (V_{puh} / \xi h) \cdot (h / l) \tag{解 5.2}$$

$$gQ_{au} = 2 \Sigma \tau \cdot j_t g / l_o \tag{解 5.3}$$

これらによると、正負加力ともに、

- 1) 接合部せん断余裕度 $gQ_{pu}/gQ_{gu} < 1.0$ の No. 2, No. 4~No. 9 の耐力安全率 Q_{max}/gQ_{pu} は 1.0 を上回り、 $gQ_{pu}/gQ_{gu} \geq 1.0$ の No. 1, No. 3, No. 10 の耐力安全率 Q_{max}/gQ_{gu} は 1.0 を上回った。
- 2) 円形定着板型 No. 5~No. 7 の Q_{max}/gQ_{pu} は、ネジ節鉄筋型 No. 2 と同様、1.0 を上回った。
- 3) 785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた No. 8 の Q_{max}/gQ_{pu} は、SD295A 普通強度せん断補強筋を用いた No. 2 と同様、1.0 を上回った。
- 4) □250×250×9mm を用いた $gQ_{pu}/gQ_{gu} < 1.0$ の No. 9 の Q_{max}/gQ_{pu} は、□250×250×12mm を用いた No. 2 と同様、1.0 を上回り、□250×250×9mm を用いた $gQ_{pu}/gQ_{gu} \geq 1.0$ の No. 10 の Q_{max}/gQ_{gu} は、正負加力ともに、1.0 を上回った。

すなわち、FA ランクの角形鋼管を用いた根巻き柱の場合、ネジ節鉄筋型、円形定着板型を用いた基礎梁主筋定着部に係わらず、式(5.3.1)の接合部せん断終局耐力 V_{puh} は、最大耐力実験値 Q_{max} に対して安全側に評価される。これらより、5.1 節では、接合部せん断余裕度 $\lambda_p (=gQ_{pu}/gQ_{gu}) \geq 1.0$ とした。

解表 5.1 各試験体の計算耐力一覧

試験体	終局耐力時基礎梁せん断力								耐力余裕度			破壊形式		
	梁 gQ_{gu} (kN)	根巻き柱 gQ_{cu} (kN)		gQ_{cu} / gQ_{gu}		鋼管柱 gQ_{sp} (kN)	gQ_{cu} / gQ_{sp}	接合部 gQ_{pu} (kN)	梁主筋 定着部 gQ_{au} (kN)	gQ_{pu} / gQ_{gu}	gQ_{au} / gQ_{gu}		gQ_{au} / gQ_{pu}	
		正	負	正	負									
2016 年度	No. 1	313	655	788	2.09	2.51	1187	0.55	357	451	1.14	1.44	1.26	曲げ
	No. 2	397	663	827	1.67	2.08	1187	0.56	323	574	0.81	1.45	1.78	接合部
	No. 3	397	663	827	1.67	2.08	1187	0.56	452	675	1.14	1.70	1.49	曲げ
	No. 4	481	663	846	1.38	1.76	1187	0.56	426	819	0.89	1.70	1.93	接合部
2017 年度	No. 5	379	674	837	1.78	2.21	1173	0.57	299	551	0.79	1.45	1.84	接合部
	No. 6	398	670	834	1.68	2.09	1173	0.57	299	551	0.75	1.38	1.84	接合部
	No. 7	397	639	802	1.61	2.02	1173	0.54	299	551	0.75	1.39	1.84	接合部
	No. 8	398	664	828	1.67	2.08	1173	0.57	321	572	0.81	1.43	1.78	接合部
	No. 9	404	674	837	1.67	2.07	726	0.93	321	572	0.79	1.42	1.78	接合部
	No. 10	388	672	836	1.73	2.16	726	0.93	432	661	1.11	1.70	1.53	曲げ

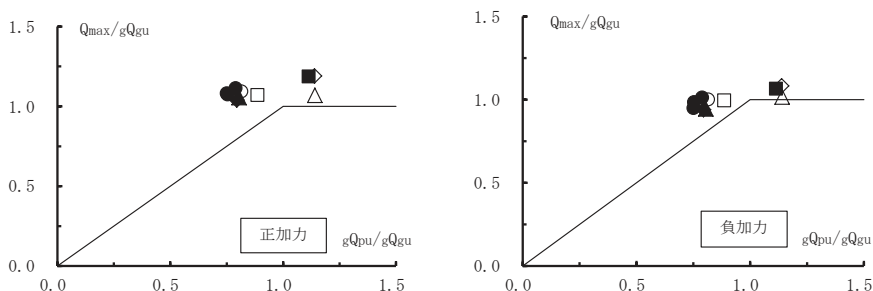
(注) gQ_{gu} : 基礎梁曲げ終局耐力時せん断力、 gQ_{cu} : 根巻き柱曲げ終局耐力時基礎梁せん断力
 gQ_{pu} : 柱梁接合部せん断耐力時梁せん断力、 gQ_{au} : 梁主筋定着耐力時梁せん断力
 gQ_{sp} : 鋼管柱全塑性曲げ耐力時梁せん断力、「破壊形式」曲げ : 梁曲げ破壊型、接合部 : 接合部せん断破壊型

解表 5.2 各試験体の耐力安全率一覧

試験体	最大耐力		耐力安全率						限界層間変形角実験値	
	Q _{max} (kN)		Q _{max} /gQ _{gu}		Q _{max} /gQ _{pu}		Q _{max} /gQ _{au}		R ₈₀ (×10 ⁻³ rad.)	
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
No. 1	335	318	1.07	1.01	0.94	0.89	0.74	0.70	55.1	40.1 ↑
No. 2	434	397	1.09	1.00	1.34	1.23	0.76	0.69	38.6	39.1
No. 3	472	430	1.19	1.08	1.04	0.95	0.70	0.64	46.9	40.1 ↑
No. 4	515	479	1.07	1.00	1.21	1.12	0.63	0.58	48.0	37.7
No. 5	423	384	1.11	1.01	1.41	1.29	0.77	0.70	38.2	40.2 ↑
No. 6	431	378	1.08	0.95	1.44	1.27	0.78	0.69	39.3	40.2 ↑
No. 7	427	391	1.07	0.98	1.43	1.31	0.77	0.71	39.2	40.1 ↑
No. 8	420	376	1.05	0.94	1.31	1.17	0.73	0.66	38.6	40.1 ↑
No. 9	419	379	1.04	0.94	1.31	1.18	0.73	0.66	37.5	40.2 ↑
No. 10	461	414	1.19	1.07	1.07	0.96	0.70	0.63	50.1	40.3 ↑

gQ_{max} : 最大耐力実験値、 R₈₀ : gQ_{max}の80%低下時の限界層間変形角実験値(↑は同値以上)

Fc27		Fc40		Fc27		Fc27		Fc40	
□-250×250×16				□-250×250×9					
ネジ節				円形		ネジ節			
No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5~No. 7	No. 8 (785級)	No. 9	No. 10		
△	○	◇	□	●	▲	◆	■		



解図 5.2 耐力安全率 Q_{max}/gQ_{gu}—接合部せん断余裕度 gQ_{pu}/gQ_{gu} 関係

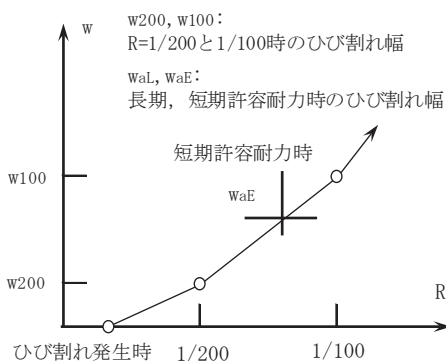
(2) 基礎梁短期許容せん断力時の各部ひび割れ幅

開発実験では、正負繰り返し载荷の第1サイクル目所定変形時に、クラックスケールでひび割れ幅 w を測定し、同ひび割れ幅測定値を用い、式(解 5.4)の短期許容せん断力 gQ_a 時ひび割れ幅を解図 5.3 の算定方法で求めた¹²⁾。

$$gQ_a = 2 \text{ agt} \cdot \text{ftaE} \cdot \text{jg} / \ell_0 \tag{解 5.4}$$

ここに、ftaE : 引張側基礎梁主筋の短期許容引張応力度、agt : 引張側基礎梁主筋の断面積

jg=(7/8)dg : 基礎梁の応力中心距離、dg : 基礎梁の有効せい、ℓ₀ : 基礎梁内法スパン長

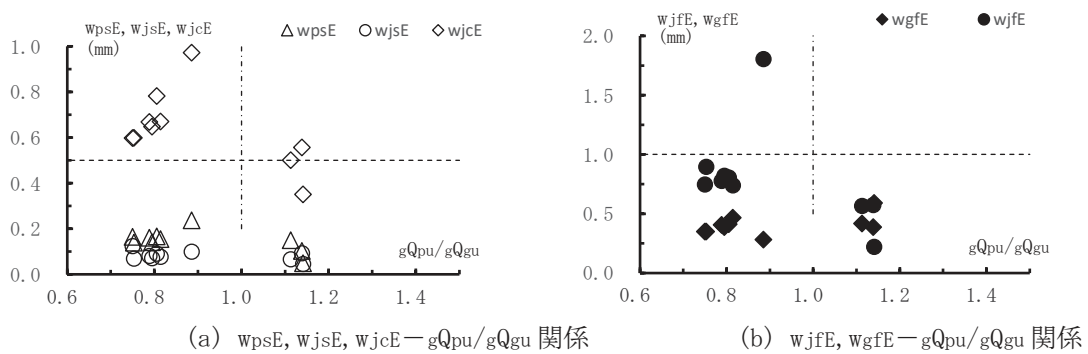


解図 5.3 短期許容せん断力時ひび割れ幅の算定方法

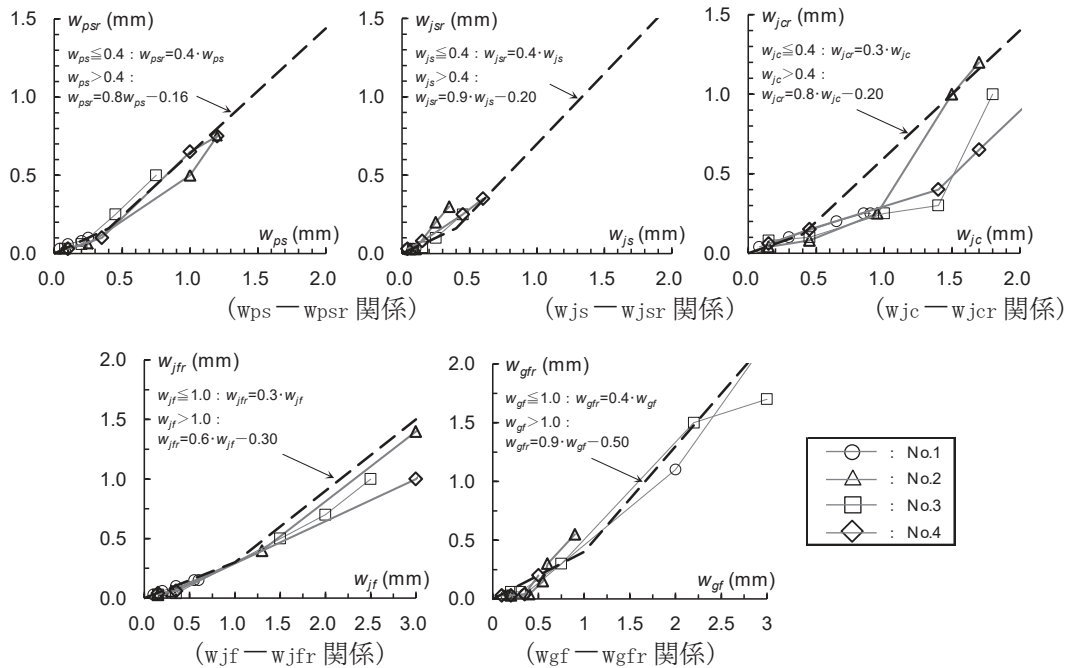
短期許容せん断力時接合部せん断ひび割れ幅 w_{psE} 、根巻き柱せん断ひび割れ幅 w_{jsE} 、根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅 w_{jcE} 、根巻き柱端曲げひび割れ幅 w_{jfE} 、基礎梁端曲げひび割れ幅 w_{gfE} を解図 5.4 に示す。同図によると、接合部せん断余裕度 $g_{Qpu}/Q_{gu} \geq 1$ の (a) w_{psE} 、 w_{jsE} 、 w_{jcE} 、(b) w_{jfE} 、 w_{gfE} の上限は、試験体の縮小率 (1/2 程度) を考慮すると、耐震性能評価指針案⁹⁾による修復限界状態 I (容易に補修しうる状態) の残留ひび割れ幅の最大値 (接合部せん断ひび割れ 0.5mm、梁端曲げひび割れ幅 1.0mm) に留まる。

すなわち、縮小率による最大ひび割れ幅の増大率を 2.0、ピーク時ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の比を 0.5 とすると、(a) w_{psE} 、 w_{jsE} 、 w_{jcE} 、(b) w_{jfE} 、 w_{gfE} の上限は、それぞれ修復限界状態 I の残留ひび割れ幅の最大値に相当する。試験体 No. 1~No. 4 のピーク時ひび割れ幅—残留ひび割れ幅関係を解図 5.5 に示す。同図によると、ピーク時ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の比 (w_{psr}/w_{ps} 、 w_{jsr}/w_{js} 、 w_{jcr}/w_{jc} と w_{jfr}/w_{jf} 、 w_{gr}/w_{gf}) はそれぞれ 0.3~0.4 程度である。

これらより、接合部せん断余裕度 $g_{Qpu}/Q_{gu} \geq 1$ の場合、RC 柱梁接合部と同様、短期許容せん断力時に修復性を損なうひび割れは発生しないと判断できる (RC 構造設計指針 3 章の解説 (1) 参照)。



解図 5.4 短期許容せん断力時各部ひび割れ幅



解図 5.5 試験体 No. 1~No. 4 のピーク時ひび割れ幅—残留ひび割れ幅関係

6章 配筋詳細設計例

6.1 検討方針

配筋詳細設計例では、鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編6章の検討建物(A～C建物)について、図6.1.1の検討フローの判定①～⑩を満足するように、根巻き柱・基礎梁主筋定着部の検討を行い、それらの配筋詳細図を作成する。

本検討計算では、式(5.2.1)の V_{muh} は、1階鉄骨柱の反曲点位置 $h_{o1}/2$ を1階鉄骨柱内法高さ中央、基礎梁の反曲点位置 $l_0/2$ を基礎梁内法スパン中央として算定し、柱曲げ耐力 M_{cu} はメカニズム時軸力を0として算定する。

検討建物の概要を表6.1.1、検討計算の入力諸元と計算結果諸元の関係を図6.1.2、根巻き柱主筋中心かぶり厚さ dt の検討結果を表6.1.2に示す(RC構造設計指針4.4節の解説(1)参照)。



図 6.1.1 本編による検討フロー

表 6.1.1 本編による検討建物の概要

用途		A建物	B建物	C建物
規模	桁行(X)	3スパン	13スパン	3スパン
	張間(Y)	1スパン	24スパン	2スパン
階数		3階	2階(中2階)	14階
塔屋		1階	—	—
最高高さ		15.9m	19.05m	57.95m
1階・構造階高 h_1		6.64m	12.8m	7.085m
基礎種別		杭基礎(SC杭)	杭基礎(PHC杭)	杭基礎(場所打ち杭)
杭直径 ϕ_F		600mm	700mm	1800mm
基礎コンクリート F_c		24N/mm ²	24N/mm ²	36N/mm ²
鉄筋	D10～D16	SD295A, SD390	SD295A, SD345	SD295A, SD390, 785N/mm ² 級
	D19～D25	SD345	SD345	SD345
	D29以上	SD390	SD390	SD390, SD490
1階鉄骨柱		□-400×400×22 □-500×500×22	□-750×750×28 □-600×600×28	□-700×700×32 □-700×700×28
角形鋼管材質		BCR295	BCP325	BCP325
2層目鉄骨梁せい		(X, Y)800mm	(X)1200mm, (Y)700mm	(X, Y)800mm
備考		—	X方向中間柱基礎: 2本打ち杭	鉄骨柱: CFT柱

(注) 1階・構造階高 h_1 : 基礎梁中心と2層目鉄骨梁中心間距離、2層目鉄骨梁せい: 1階内法高さ h_{o1} の算出に用いる値

設計区分 (II, I)	
直交梁の種別 (両側, 片側, 無)	
コンクリート設計基準強度	$F_c (N/mm^2)$
1階構造階高	$h1 (mm)$
スパン長	$l (mm)$
2層目鉄骨梁せい	$D_{sg} (mm)$
基礎梁幅	$B_g (mm)$
基礎梁せい	$D_g (mm)$
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$dtT (mm)$
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$dtB (mm)$
1段筋と2段筋の中心間距離	$P12 (mm)$
(基礎梁主筋)	鋼種
	呼び名
上端1段筋本数	$n1上$
上端2段筋本数	$n2上$
下端1段筋本数	$n1下$
下端2段筋本数	$n2下$
直交最外縁主筋位置	$dp (mm)$
基礎梁主筋定着長さ (入力値)	$l_{ag} (mm)$
根巻き柱幅、せい	$B_c=D_c (mm)$
根巻き柱有効高さ	$h_e (mm)$
(根巻き柱主筋)	鋼種
	呼び名
柱引張側主筋本数	$n_{ct} (本)$
柱中段主筋本数	$n_{cn} (本)$
	鋼種
根巻き柱横補強筋	呼び名
	1組の本数
	間隔 $\lambda (mm)$
根巻き拘束筋	1組の本数
	組数 n_{wr}
	鋼種
柱梁接合部横補強筋	呼び名
	1組の本数
	間隔 $\lambda (mm)$
定着部拘束筋	1組の本数
	組数 n_H
(角形鋼管)	幅(せい) $D_s (mm)$
	板厚 $t_s (mm)$
	降伏強度 $\sigma_{sv} (N/mm^2)$
	塑性断面係数 $Z_p (cm^3)$
(エンドプレート)	降伏強度 $\sigma_{Ey} (N/mm^2)$
	出寸法 $L_e (mm)$
	板厚 $T_e (mm)$
杭直径	$D_p (mm)$
フーチング出寸法	$\Delta h2 (mm)$

(根巻き柱有効せい)	h_e/D_s
	h_e/db
判定① ($h_e/D_s \geq 2.2$ かつ $h_e/db \geq 25$)	
(根巻き柱横補強筋)	組数 n_{wr}
	横補強筋比 p_{wr}
判定② ($p_{wr} \geq 0.3\%$)	
(エンドプレート突出部直上支圧応力)	$B_{ep}(Dep) (mm)$
	$\sigma_{co}=T_{cv}/(B_{ep} \cdot L_e) (N/mm^2)$
判定③ ($\sigma_{co} \leq \alpha_{co} \cdot F_c$)	
(エンドプレートの面外曲げ)	$MEL (kN \cdot m)$
	$MpE (kN \cdot m)$
エンドプレート引張終局耐力	$T_{ep} (kN)$
根巻き柱全主筋の降伏引張力	$\Sigma T_{ry} (kN)$
	$T_{ep}/\Sigma T_{ry}$
判定④ ($MpE \geq 1.1MEL, T_{ep}/\Sigma T_{ry} \geq 1, \sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}, TE \geq 1.3ts$)	
定着部拘束筋引張耐力	$T_{Hy}=AH \cdot \sigma_{wyH} (kN)$
	引張力伝達係数 T_{Hy}/T_{cv}
判定⑤ ($T_{Hy}/T_{cv} \geq 0.1$)	
接合部横補強筋比	$p_{wo}=aw/(B_c \cdot \lambda) (\%)$
接合部必要横補強筋比	$p_{jwh}=\max(0.3\%, p_{wo}) (\%)$
	接合部横補強筋・必要組数
	接合部全横補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} (N/mm^2)$
	$\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} = \{(\phi_s \cdot RuD/R_{ua}) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$
判定⑥ ($p_{wo} \geq p_{jwh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$)	
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag}/db
必要定着長さ比	l_{ao}/db
	$\max\{l_{ao}/db, 16\}$
判定⑦ ($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, d_{pa})$ かつ $l_{ao}/db \leq 25$)	
根巻き柱曲げ耐力時柱せん断力	$cQ_{cuo} (kN)$
	基礎梁曲げ耐力時柱せん断力 $cQ_{gu} (kN)$
	根巻き柱設計せん断力 $Q_{cuo} (kN)$
(根巻き柱)塑性式・せん断耐力	$V_{su}=\min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) (kN)$
	付着割裂耐力 $V_{bu} (kN)$
	$V_{suo}=\min(V_{su}, V_{bu}) (kN)$
	V_{suo}/Q_{cuo}
判定⑧ ($V_{suo}/Q_{cuo} \geq 1.3$)	
根巻き柱拘束筋算定用せん断力	$Q_{ju}=Q_{cuo}+V_{ua1} (kN)$
	根巻き拘束筋必要断面積 $awo=Q_{ju}/\sigma_{wyo}$
	根巻き拘束筋全断面積 $AH=n_{wr} \cdot awr (mm^2)$
	AH/awo
判定⑨ ($AH/awo \geq 1.0$)	
	接合部設計せん断力 $V_{muh}=\xi \cdot h \cdot Q_{cu} (kN)$
	接合部せん断終局耐力 $V_{puh}=\kappa \cdot u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh} (kN)$
	接合部せん断余裕度 $\lambda_p=V_{puh}/V_{muh}$
判定⑩ ($\lambda_p \geq 1.0$)	

図 6.1.2 検定計算の入力諸元と計算結果諸元の関係

表 6.1.2 柱主筋中心かぶり厚さ dt の検討結果

主筋呼び名	db (mm)	do (mm)	Da (mm)	C (mm)	Coa (mm)	帯筋呼び名	dwo (mm)	Δ (mm)	Cow (mm)	Cs (mm)	dt (mm)	dt/db
D25	25	28	65	40	73	D16	18	6	78	50	78	3.1
D29	29	33	75	40	78	D16	18	6	81	58	81	2.8
D32	32	36	82	40	81	D16	18	6	82	64	82	2.6
D35	35	40	90	40	85	D16	18	6	84	70	85	2.4
D38	38	43	95	40	88	D16	18	6	86	76	88	2.3
D41	41	46	103	40	92	D16	18	6	87	82	92	2.2

$Coa=C+Da/2, Cow=C+do/2+\Delta+dwo, Cs=2 \times db, dt=\max(Coa, Cow, Cs)$

db: 主筋呼び名の値、do: 主筋最外径、Da: 定着板の外径、C: 設計かぶり厚さ

dwo: 帯筋最外径、 Δ : 主筋寄り寸法を含む横補強筋加工寸法の許容差

Cs: 主筋中心の側面かぶり厚さ、dt: 主筋中心のかぶり厚さ

6.2 検討結果概要

本検討では、根巻き柱脚としたA～C建物の基礎梁断面寸法、配筋および基礎諸元は、鉄骨露出柱脚・基礎梁主筋定着部編6章の露出柱脚の場合と同じであり、根巻き柱脚諸元は、図6.1.1の検定フローの判定①～⑩を満足するように決定した。A～C建物の根巻き柱脚諸元と露出柱脚諸元の比較を表6.2、鉄筋鋼種一覧を表6.3に示す。

表6.2によると、A～C建物ともに、根巻き柱幅(せい)は露出柱脚の柱型幅(せい)と同じか小さく、露出柱脚のベースプレートと比較して、エンドプレートの幅(せい)はやや大きいか小さく、エンドプレートの厚さは薄い。

表 6.2 A～C 建物の根巻き柱脚諸元と露出柱脚諸元の比較

	角形鋼管 サイズ	根巻き柱脚						露出柱脚				
		根巻き柱				エンドプレート		柱型部			ベースプレート	
		Bc (Dc) (mm)	柱 主筋	柱横 補強筋	根巻き 拘束筋	BE (DE) (mm)	TE (mm)	Bc (Dc) (mm)	柱型 主筋	柱型横 補強筋	Bp (Dp) (mm)	t (mm)
A建物	□-500×500×22	950	28-D29	2-D16-11組	4-D16-4組	700	32	1050	24-D25	2-D16-27組	820	60
B建物	□-750×750×28	1300	28-D29	2-D16-17組	4-D16-5組	1070	40	1300	40-D29	4-D16-18(13)組	1030	47
C建物	□-700×700×32	1250	40-D32	2-D16-16組	4-D16-5組	970	55	1400	40-D32	4-D16-16組	1030	75

(露出柱脚)Bc (Dc) : 柱型部幅(せい)、Bp (Dp) : ベースプレート幅(せい)、t : ベースプレート最大厚さ

(根巻き柱脚)Bc (Dc) : 根巻き柱幅(せい)、BE (DE) : エンドプレート幅(せい)、TE : エンドプレート厚さ

表 6.3 A～C 建物の鉄筋鋼種一覧

	根巻き柱 主筋	根巻き柱 横補強筋	根巻き 拘束筋	柱梁接合部 横補強筋	定着部 拘束筋
A建物	SD390	SD390		SD295A	
B建物	SD390	SD345		SD295A	
C建物	SD490	785N/mm ² 級		SD390	

6.3 A～C 建物の検討結果

A～C 建物の検討結果を以下の表と詳細図に示す。

根巻き柱主筋 1 列の平均間隔 X_c : 表 6.3.1

基礎梁主筋 1 列の平均間隔 X_g および定着長さ ℓ_{ag} : 表 6.3.2

根巻き柱あき寸法 Δ_{c1} , Δ_{c2} : 表 6.3.3

検定結果 : 表 6.3.4(1)～(3)

根巻き柱脚配筋詳細 : 詳細図 1～詳細図 3

表 6.3.1 根巻き柱主筋 1 列の平均間隔 X_c

	柱 記号	B_c (mm)	n_c (本)	d_b (mm)	d_t (mm)	R_x (mm)	n_{co} (本)	X_c (mm)	X_c / d_b	d_{to} (mm)	d_{to} / d_b	判 定
A建物	C1	950	28	29	85	780	8	111	3.8	77	2.6	OK
B建物	C1	1300	28	29	85	1130	8	161	5.6	77	2.6	OK
C建物	C1	1250	40	32	90	1070	11	107	3.3	84	2.6	OK

B_c : 根巻き柱幅、 n_c : 根巻き柱主筋全本数、 n_{co} : 柱主筋1列の本数、 d_b : 主筋呼び名の値

d_t : 柱主筋(隅筋)中心かぶり厚さ、 $R_x = B_c - 2d_t$ 、 X_c : 柱主筋平均間隔

d_{to} : JASS5の鉄筋間隔、判定 : $X_c \geq d_{to}$ の時"OK"

表 6.3.2 基礎梁主筋 1 列の平均間隔 X_g および定着長さ ℓ_{ag}

	基礎梁 記号	B_g (mm)	d_b (mm)	n_{ag} (本)	P2A (mm)	R_x (mm)	X_g (mm)	X_g / d_b	d_{to} (mm)	d_{to} / d_b	判 定	ℓ_{ag} (mm)	ℓ_{ag} / D_c	ℓ_{ag} / d_b
A建物	FG1～FG3, FG11	600	29	5	40	440	110	3.8	77	2.6	OK	800	0.84	27.6
	FG12～FG14	650	29	5	40	490	123	4.2	77	2.6	OK	800	0.84	27.6
B建物	FG1～FG3, FG11, FG12	900	35	7	40	740	123	3.5	93	2.6	OK	1100	0.85	31.4
C建物	FG1～FG3, FG11, FG12	1000	38	8	40	840	120	3.2	100	2.6	OK	1000	0.80	26.3

B_g : 基礎梁幅、 d_b : 基礎梁主筋呼び名の値、 n_{ag} : 基礎梁主筋1列の本数、 d_{to} : JASS5の鉄筋間隔

$R_x = B_g - 2(P2A + C)$ 、 X_g : 基礎梁主筋平均間隔、判定 : $X_g \geq d_{to}$ の時"OK"、 ℓ_{ag} : 基礎梁主筋定着長さ、 D_c : 根巻き柱せい

表 6.3.3 根巻き柱あき寸法 Δ_{c1} , Δ_{c2}

	$B_c(D_c)$ (mm)	$B_s(D_s)$ (mm)	$B_{ep}(D_{ep})$ (mm)	d_t (mm)	Δ_{c1} (mm)	Δ_{c2} (mm)
A建物	950	500	700	85	40	225
B建物	1300	750	1070	85	30	275
C建物	1250	700	970	95	45	275

$$\Delta_{c1} = (D_c - D_{ep}) / 2 - d_t, \quad \Delta_{c2} = (D_c - D_s) / 2$$

$B_c(D_c)$: 根巻き柱幅(せい)、 $B_s(D_s)$: 鋼管幅(せい)

$B_{ep}(D_{ep})$: エンドプレート有効幅(せい)

d_t : 根巻き柱主筋中心かぶり厚さ

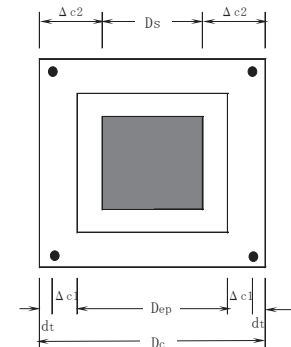
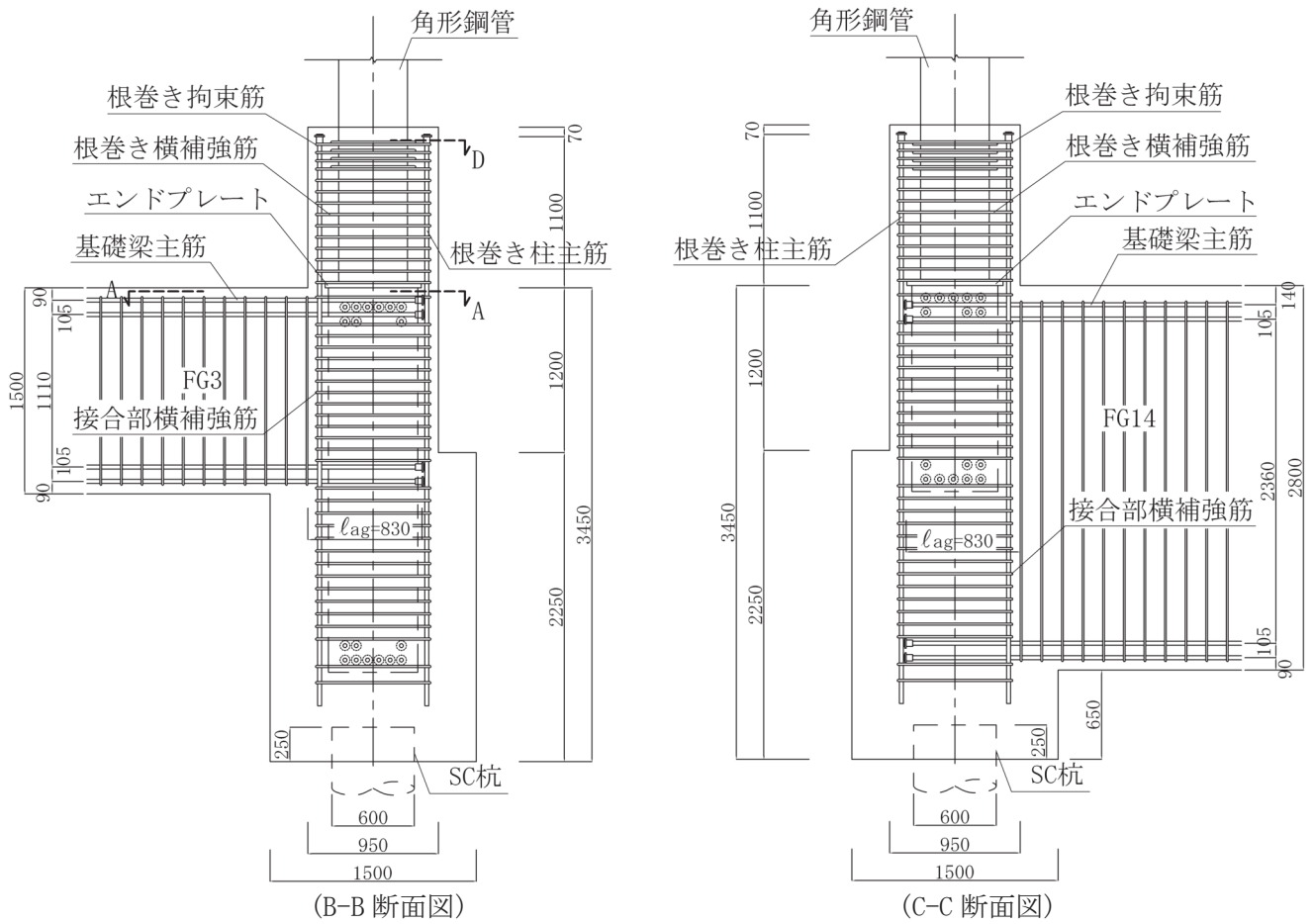


表 6.3.4(1) A 建物の検定結果

柱記号		C2	C2
基礎梁記号		FG3	FG14
設計区分 (Ⅱ, I)		Ⅱ	Ⅱ
直交梁の種類 (両側, 片側, 無)		片側	片側
コンクリート設計基準強度	$F_c(N/mm^2)$	24	24
1階構造階高	$h_1(mm)$	6640	6640
スパン長	$l(mm)$	12000	12000
2層目鉄骨梁せい	$D_{sg}(mm)$	800	800
基礎梁幅	$B_g(mm)$	650	600
基礎梁せい	$D_g(mm)$	2800	1500
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{t1}(mm)$	140	140
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{tB}(mm)$	90	90
1段筋と2段筋の中心間距離	$P_{12}(mm)$	105	105
(基礎梁主筋)	鋼種	SD390	SD390
	呼び名	D29	D29
上端1段筋本数	$n_{1上}$	6	5
上端2段筋本数	$n_{2上}$	3	3
下端1段筋本数	$n_{1下}$	6	5
下端2段筋本数	$n_{2下}$	3	3
直交梁外縁主筋位置	$d_p(mm)$	700	700
基礎梁主筋定着長さ(入力値)	$l_{ag}(mm)$	800	800
根巻き柱幅、せい	$B_c=D_c(mm)$	950	950
根巻き柱有効高さ	$h_e(mm)$	1100	1100
(根巻き柱主筋)	鋼種	SD390	SD390
	呼び名	D29	D29
柱引張側主筋本数	$n_{ct}(本)$	8	8
柱中段主筋本数	$n_{cn}(本)$	12	12
根巻き柱横補強筋	鋼種	SD490	SD490
	呼び名	D16	D16
	1組の本数	2	2
	間隔X(mm)	100	100
根巻き拘束筋	1組の本数	4	4
	組数 n_{wr}	4	4
柱梁接合部横補強筋	鋼種	SD295	SD295
	呼び名	D16	D16
	1組の本数	2	2
	間隔X(mm)	100	100
定着部拘束筋	1組の本数	2	2
	組数 n_H	2	2
(角形鋼管)	幅(せい) $D_s(mm)$	500	500
	板厚 $t_s(mm)$	22	22
	降伏強度 $\sigma_{sy}(N/mm^2)$	295	295
	塑性断面係数 $Z_p(cm^3)$	7130	7130
(エンドプレート)	降伏強度 $\sigma_{Ey}(N/mm^2)$	325	325
	出寸法 $L_e(mm)$	100	100
	板厚 $T_E(mm)$	32	32
杭直径	$D_p(mm)$	600	600
フーチング出寸法	$\Delta h_2(mm)$	650	650
(根巻き柱有効せい)	h_e/D_s	2.20	2.20
	h_e/d_b	37.9	37.9
判定① ($h_e/D_s \geq 2.2$ かつ $h_e/d_b \geq 25$)		OK	OK
(根巻き柱横補強筋)	組数 n_{wr}	11	11
	横補強筋比 p_{wr}	0.42%	0.42%
判定② ($p_{wr} \geq 0.3\%$)		OK	OK
(エンドプレート突出部直上支圧応力)	$B_{ep}(Dep)(mm)$	700	700
	$\sigma_{co}=T_{cy}/(B_{ep} \cdot L_e)(N/mm^2)$	31.5	31.5
判定③ ($\sigma_{co} \leq \alpha_{co} \cdot F_c$)		OK	OK
(エンドプレートの面外曲げ)	$M_{EL}(kN \cdot m)$	386	386
	$M_{pE}(kN \cdot m)$	1820	1820
エンドプレート引張終局耐力 $T_{ep}(kN)$		5866	5866
根巻き柱主筋の降伏引張力 $\Sigma T_{ry}(kN)$		4507	3756
	$T_{ep}/\Sigma T_{ry}$	1.30	1.56
判定④ ($M_{pE} \geq 1.1M_{EL}$, $T_{ep}/\Sigma T_{ry} \geq 1$, $\sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}$, $T_E \geq 1.3t_s$)		OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{th}=A_H \cdot \sigma_{yH}(kN)$		235	235
引張力伝達係数 T_{th}/T_{cy}		0.11	0.11
判定⑤ ($T_{th}/T_{cy} \geq 0.1$)		OK	OK
接合部横補強筋比 $p_{wo}=a_w/(B_c \cdot X)(\%)$		0.42%	0.42%
接合部必要横補強筋比 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_{wo})(\%)$		0.42%	0.42%
接合部横補強筋・必要組数		26	13
接合部全横補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}(N/mm^2)$		1.52	1.68
$\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} = \{(\phi_s \cdot R_{uB}/R_{ua}) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$		0.12	0.31
判定⑥ ($p_{wo} \geq p_{jwh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$)		OK	OK
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag}/d_b	27.6	27.6
必要定着長さ比	l_{ao}/d_b	22.8	18.1
	$\max(l_{ao}/d_b, 16)$	22.8	18.1
	$d_{pa}=d_p+db/2(mm)$	715	715
判定⑦ ($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16d_b, d_{pa})$ かつ $l_{ao}/d_b \geq 25$)		OK	OK
根巻き柱曲げ耐力時柱せん断力 $cQ_{cuo}(kN)$		3127	3127
基礎梁曲げ耐力時柱せん断力 $cQ_{qu}(kN)$		1010	471
根巻き柱設計せん断力 $Q_{cuo}(kN)$		1010	471
(根巻き柱)塑性式・せん断耐力 $V_{su}=\min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})(kN)$		1362	1362
付着割裂耐力 $V_{bu}(kN)$		2941	2941
$V_{suo}=\min(V_{su}, V_{bu})(kN)$		1362	1362
	V_{suo}/Q_{cuo}	1.35	2.89
判定⑧ ($V_{suo}/Q_{cuo} \geq 1.3$)		OK	OK
根巻き柱拘束筋算定用せん断力 $Q_{ju}=Q_{cuo}+V_{u1}(kN)$		1375	836
根巻き拘束筋必要断面積 $a_{wo}=Q_{ju}/\sigma_{wy}$		2806	1705
根巻き拘束筋全断面積 $A_H=n_{wr} \cdot a_{wr}(mm^2)$		3184	3184
	A_H/a_{wo}	1.13	1.87
判定⑨ ($A_H/a_{wo} \geq 1.0$)		OK	OK
接合部設計せん断力 $V_{mh}=\xi \cdot h \cdot Q_{cuo}(kN)$		1469	1732
接合部せん断終局耐力 $V_{puh}=\kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}(kN)$		2818	2730
接合部せん断余裕度 $\lambda_p=V_{puh}/V_{mh}$		1.92	1.58
判定⑩ ($\lambda_p \geq 1.0$)		OK	OK



(寸法単位：mm)

詳細図 1 A 建物の根巻き柱脚配筋詳細

表 6.3.4(2) B 建物の検定結果

柱記号		C1	C1
基礎梁記号		FG1	FG11
設計区分 (II, I)		II	II
直交梁の種類 (両側, 片側, 無)		片側	片側
コンクリート設計基準強度	$F_c(N/mm^2)$	24	24
1階構造階高	$h1(mm)$	12800	12800
スパン長	$l(mm)$	21000	21000
2層目鉄骨梁せい	$D_{sg}(mm)$	1200	800
基礎梁幅	$B_g(mm)$	900	900
基礎梁せい	$D_g(mm)$	2000	1500
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{t1}(mm)$	140	140
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{tB}(mm)$	100	100
1段筋と2段筋の中心間距離	$P_{12}(mm)$	115	115
(基礎梁主筋)	鋼種	SD390	SD390
	呼び名	D35	D32
上端1段筋本数	$n_{1上}$	7	7
上端2段筋本数	$n_{2上}$	0	2
下端1段筋本数	$n_{1下}$	7	7
下端2段筋本数	$n_{2下}$	0	2
直交梁外縁主筋位置	$d_p(mm)$	950	950
基礎梁主筋定着長さ(入力値)	$l_{ag}(mm)$	1100	1100
根巻き柱幅、せい	$B_c=D_c(mm)$	1300	1300
根巻き柱有効高さ	$h_e(mm)$	1650	1650
(根巻き柱主筋)	鋼種	SD390	SD390
	呼び名	D29	D29
柱引張側主筋本数	$n_{ct}(本)$	8	8
柱中段主筋本数	$n_{cn}(本)$	12	12
根巻き柱横補強筋	鋼種	SD345	SD345
	呼び名	D16	D16
	1組の本数	2	2
	間隔X(mm)	100	100
根巻き拘束筋	1組の本数	4	4
	組数 n_{wr}	5	5
柱梁接合部横補強筋	鋼種	SD295	SD295
	呼び名	D16	D16
	1組の本数	2	2
	間隔X(mm)	100	100
定着部拘束筋	1組の本数	2	2
	組数 n_H	2	2
(角形鋼管)	幅(せい) $D_s(mm)$	750	750
	板厚 $t_s(mm)$	28	28
	降伏強度 $\sigma_{sy}(N/mm^2)$	325	325
	塑性断面係数 $Z_p(cm^3)$	20400	20400
(エンドプレート)	降伏強度 $\sigma_{Ey}(N/mm^2)$	325	325
	出寸法 $L_e(mm)$	160	160
	板厚 $T_E(mm)$	40	40
杭直径	$D_p(mm)$	700	700
フーチング出寸法	$\Delta h2(mm)$	450	950
(根巻き柱有効せい)	h_e/D_s	2.20	2.20
	h_e/d_b	56.9	56.9
判定① ($h_e/D_s \geq 2.2$ かつ $h_e/d_b \geq 25$)		OK	OK
(根巻き柱横補強筋)	組数 n_{wr}	17	17
	横補強筋比 p_{wr}	0.32%	0.32%
判定② ($p_{wr} \geq 0.3\%$)		OK	OK
(エンドプレート突出部直上支圧応力)	$B_{ep}(Dep)(mm)$	1070	1070
	$\sigma_{co}=T_{cy}/(B_{ep} \cdot L_e)(N/mm^2)$	12.9	12.9
判定③ ($\sigma_{co} \leq \alpha_{co} \cdot F_c$)		OK	OK
(エンドプレートの面外曲げ)	$M_{EL}(kN \cdot m)$	617	617
	$M_{pE}(kN \cdot m)$	3478	3478
エンドプレート引張終局耐力 $T_{ep}(kN)$		10790	10790
根巻き柱主筋の降伏引張力 $\Sigma T_{ry}(kN)$		5258	5258
	$T_{ep}/\Sigma T_{ry}$	2.05	2.05
判定④ ($M_{pE} \geq 1.1M_{EL}$, $T_{ep}/\Sigma T_{ry} \geq 1$, $\sigma_{Ey} \geq \sigma_{sy}$, $T_E \geq 1.3t_s$)		OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{th}=A_H \cdot \sigma_{yH}(kN)$		235	235
引張力伝達係数 T_{th}/T_{cy}		0.11	0.11
判定⑤ ($T_{th}/T_{cy} \geq 0.1$)		OK	OK
接合部横補強筋比 $p_{wo}=a_w/(B_c \cdot X)(\%)$		0.31%	0.31%
接合部必要横補強筋比 $p_{jwh}=\max(0.3\%, p_{wo})(\%)$		0.31%	0.31%
接合部横補強筋・必要組数		18	13
接合部全横補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}(N/mm^2)$		1.13	1.18
$\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} = \{(\phi_s \cdot R_{uB}/R_{uA}) - \alpha_{wo}\} F_c / \beta_w (N/mm^2)$		0.00	0.09
判定⑥ ($p_{wo} \geq p_{jwh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$)		OK	OK
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag}/d_b	31.4	34.4
必要定着長さ比	l_{ao}/d_b	23.6	19.6
	$\max(l_{ao}/d_b, 16)$	23.6	19.6
	$d_{pa}=d_p+db/2(mm)$	968	966
判定⑦ ($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16d_b, d_{pa})$ かつ $l_{ao}/d_b \geq 25$)		OK	OK
根巻き柱曲げ耐力時柱せん断力 $cQ_{cuo}(kN)$		2902	2902
基礎梁曲げ耐力時柱せん断力 $cQ_{qu}(kN)$		545	394
根巻き柱設計せん断力 $Q_{cuo}(kN)$		545	394
(根巻き柱)塑性式・せん断耐力 $V_{su}=\min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})(kN)$		2408	2408
付着割裂耐力 $V_{bu}(kN)$		4865	4865
$V_{suo}=\min(V_{su}, V_{bu})(kN)$		2408	2408
	V_{suo}/Q_{cuo}	4.42	6.11
判定⑧ ($V_{suo}/Q_{cuo} \geq 1.3$)		OK	OK
根巻き柱拘束筋算定用せん断力 $Q_{ju}=Q_{cuo}+V_{u1}(kN)$		1184	1033
根巻き拘束筋必要断面積 $a_{wo}=Q_{ju}/\sigma_{wyo}$		3121	2723
根巻き拘束筋全断面積 $A_H=n_{wr} \cdot a_{wr}(mm^2)$		3980	3980
	A_H/a_{wo}	1.28	1.46
判定⑨ ($A_H/a_{wo} \geq 1.0$)		OK	OK
接合部設計せん断力 $V_{mth}=\xi \cdot h \cdot Q_{cuo}(kN)$		2329	2672
接合部せん断終局耐力 $V_{puh}=\kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}(kN)$		5328	5328
接合部せん断余裕度 $\lambda_p=V_{puh}/V_{mth}$		2.29	1.99
判定⑩ ($\lambda_p \geq 1.0$)		OK	OK

柱記号	鉄骨柱サイズ	根巻き柱				エンドプレート		柱梁接合部		
		Bc (Dc) (mm)	he (mm)	主筋	根巻き柱横補強筋	根巻き拘束筋	BE (DE) (mm)	TE (mm)	柱梁接合部横補強筋	定着部拘束筋
C1	□-750×750×28	1300	1650	28-D29	2-D16-17組	4-D16-5組	1070	40	2-D16-18(13)組	2-D16-2組

Bc, Dc: 根巻き柱幅(せい)、he: 根巻き柱有効高さ、BE (DE), TE: エンドプレート幅(せい)および厚さ

(鋼種)根巻き柱主筋: SD390、根巻き柱横補強筋、根巻き拘束筋: SD345、柱梁接合部横補強筋、定着部拘束筋: SD295A

(材質)角形鋼管: BCP325、エンドプレート: SN490B、(角形鋼管端部とエンドプレートの溶接)突合せ溶接

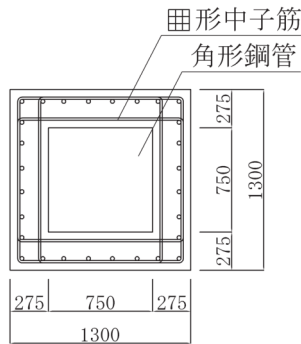
基礎梁記号	B _g ×D _g (mm)	上端筋	下端筋	横補強筋
FG1	900×2000	7-D35	7-D35	2-D16@150
FG11	900×1500	7+2-D32	7+2-D32	2-D16@150

B_g, D_g: 基礎梁断面幅(せい)、(鋼種)主筋: SD390、横補強筋: SD295A

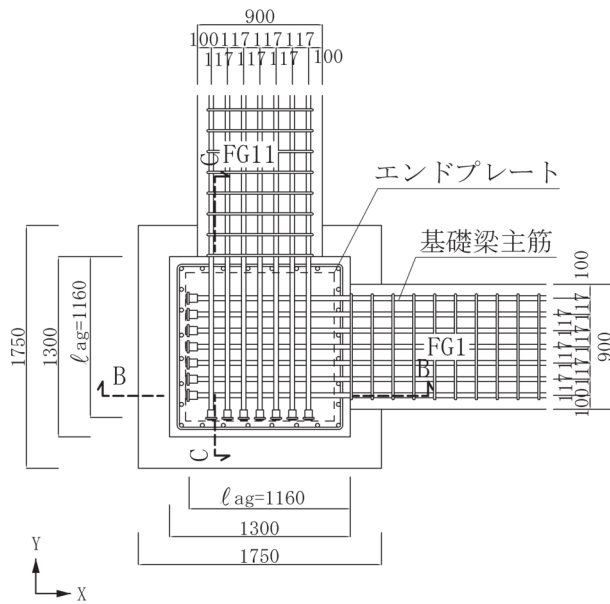
基礎記号	基礎形状寸法(mm)			杭別	杭寸法 (mm)	
	幅(せい)	高さ	出寸法		直径	杭頭根入
F1	1750	1600	450	PHC杭	700	100

出寸法: 基礎梁底から基礎底までの寸法

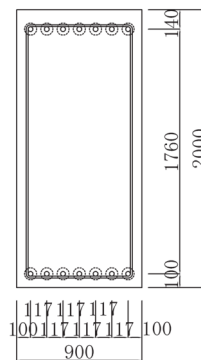
杭頭根入: 基礎底から杭天端までの寸法



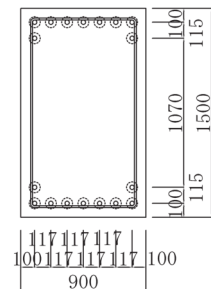
(D-D 断面図)



(A-A 断面図)



(FG1 断面図)



(FG11 断面図)

表 6.3.4(3) C 建物の検定結果

柱記号	C1	C1
基礎梁記号	FG1	FG11
設計区分 (II, I)	II	II
直交梁の種類 (両側, 片側, 無)	片側	片側
コンクリート設計基準強度	$F_c(N/mm^2)$	36
1階構造階高	$h1(mm)$	7085
スパン長	$l(mm)$	9000
2層目鉄骨梁せい	$D_{sg}(mm)$	800
基礎梁幅	$B_g(mm)$	1000
基礎梁せい	$D_g(mm)$	2500
梁上1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{t1}(mm)$	165
梁下1段筋中心のかぶり厚さ	$d_{tB}(mm)$	125
1段筋と2段筋の中心間距離	$P12(mm)$	135
(基礎梁主筋) 鋼種	SD490	SD490
呼び名	D38	D38
上端1段筋本数	$n1上$	8
上端2段筋本数	$n2上$	6
下端1段筋本数	$n1下$	8
下端2段筋本数	$n2下$	6
直交最外縁主筋位置	$dp(mm)$	950
基礎梁主筋定着長さ(入力値)	$l_{ag}(mm)$	1000
根巻き柱幅、せい	$B_c=D_c(mm)$	1250
根巻き柱有効高さ	$h_e(mm)$	1540
(根巻き柱主筋) 鋼種	SD490	SD490
呼び名	D38	D38
柱引張側主筋本数 n_{ct} (本)	11	11
柱中段主筋本数 n_{ch} (本)	18	18
根巻き柱横補強筋 鋼種	SD785	SD785
呼び名	D16	D16
1組の本数	2	2
間隔X(mm)	100	100
根巻き拘束筋 1組の本数	4	4
組数 n_{wr}	5	5
柱梁接合部横補強筋 鋼種	SD390	SD390
呼び名	D16	D16
1組の本数	4	4
間隔X(mm)	150	150
定着部拘束筋 1組の本数	4	4
組数 nH	2	2
(角形鋼管) 幅(せい) D_s (mm)	700	700
板厚 t_s (mm)	32	32
降伏強度 $\sigma_{sy}(N/mm^2)$	325	325
塑性断面係数 Z_0 (cm ³)	19600	19600
(エンドプレート) 降伏強度 $\sigma_{EY}(N/mm^2)$	325	325
出寸法 L_e (mm)	135	135
板厚 T_E (mm)	55	55
杭直径	$D_p(mm)$	1800
フーチング出寸法 $\Delta h2$ (mm)	400	400
(根巻き柱有効せい)	h_e/D_s	2.20
	h_e/db	40.5
判定① ($h_e/D_s \geq 2.2$ かつ $h_e/db \geq 25$)	OK	OK
(根巻き柱横補強筋) 組数 n_{wr}	16	16
横補強筋比 p_{wr}	0.33%	0.33%
判定② ($p_{wr} \geq 0.3\%$)	OK	OK
(エンドプレート突出部直上支圧応力) $B_{ep}(Dep)$ (mm)	970	970
$\sigma_{co} = T_{ev} / (B_{ep} \cdot L_e)$ (N/mm ²)	46.9	46.9
判定③ ($\sigma_{co} \leq \alpha_{co} \cdot F_c$)	OK	OK
(エンドプレートの面外曲げ) MEL (kN・m)	1508	1508
MpE (kN・m)	4335	4335
エンドプレート引張終局耐力 T_{ep} (kN)	14479	14479
根巻き柱主筋の降伏引張力 ΣT_{ry} (kN)	13406	13406
$T_{ep} / \Sigma T_{ry}$	1.08	1.08
判定④ ($MPE \geq 1.1MEL, T_{ep} / \Sigma T_{ry} \geq 1, \sigma_{EY} \geq \sigma_{sy}, TE \geq 1.3t_s$)	OK	OK
定着部拘束筋引張耐力 $T_{Hv} = A_{Hv} \cdot \sigma_{wyH}$ (kN)	621	621
引張力伝達係数 T_{Hv} / T_{cy}	0.10	0.10
判定⑤ ($T_{Hv} / T_{cy} \geq 0.1$)	OK	OK
接合部横補強筋比 $p_{wo} = a_w / (B_c \cdot X)$ (%)	0.42%	0.42%
接合部必要横補強筋比 $p_{wh} = \max(0.3\%, p_{wo})$ (%)	0.42%	0.42%
接合部横補強筋・必要組数	15	15
接合部全横補強筋量(設計値) $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	2.27	2.27
$\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} = (\phi_s \cdot R_{ud} / R_{us} - \alpha_{wo}) F_c / \beta_w$ (N/mm ²)	1.04	0.73
判定⑥ ($p_{wo} \geq p_{wh}$ かつ $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} \geq \Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$)	OK	OK
基礎梁主筋定着長さ比	l_{ag} / db	26.3
必要定着長さ比	l_{ao} / db	20.9
	$\max(l_{ao} / db, 16)$	20.9
	$d_{pa} = dp + db / 2$ (mm)	969
判定⑦ ($l_{ag} \geq \max(l_{ao}, 16db, d_{pa})$ かつ $l_{ao} / db \geq 25$)	OK	OK
根巻き柱曲げ耐力時柱せん断力 eQ_{cuo} (kN)	8517	8517
基礎梁曲げ耐力時柱せん断力 eQ_{gu} (kN)	2143	1837
根巻き柱設計せん断力 Q_{cuo} (kN)	2143	1837
(根巻き柱)塑性・せん断耐力 $V_{su} = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$ (kN)	3370	3370
付着剥離耐力 V_{hu} (kN)	5012	5012
$V_{su} = \min(V_{su}, V_{hu})$ (kN)	3370	3370
V_{su} / Q_{cuo}	1.57	1.83
判定⑧ ($V_{su} / Q_{cuo} \geq 1.3$)	OK	OK
根巻き柱拘束筋算用せん断力 $Q_{ju} = Q_{cuo} + V_{u1}$ (kN)	2978	2672
根巻き拘束筋必要断面積 $a_{wo} = Q_{ju} / \sigma_{wyo}$	3794	3404
根巻き拘束筋全断面積 $A_{Hv} = n_{wr} \cdot a_{wr}$ (mm ²)	3980	3980
A_{Hv} / a_{wo}	1.05	1.17
判定⑨ ($A_{Hv} / a_{wo} \geq 1.0$)	OK	OK
接合部設計せん断力 $V_{mh} = \xi \cdot h \cdot Q_{cu}$ (kN)	5677	4866
接合部せん断終局耐力 $V_{mh} = \kappa \cdot \phi \cdot F_c \cdot b_j \cdot D_{jh}$ (kN)	6579	6579
接合部せん断余裕度 $\lambda = V_{mh} / V_{mh}$	1.16	1.35
判定⑩ ($\lambda \geq 1.0$)	OK	OK

柱記号	鉄骨柱サイズ	根巻き柱				エンドプレート		柱梁接合部		
		Bc (Dc) (mm)	he (mm)	主筋	根巻き柱横補強筋	根巻き拘束筋	BE (DE) (mm)	TE (mm)	柱梁接合部横補強筋	定着部拘束筋
C1	□-700×700×32	1250	1540	40-D32	2-D16-16組	4-D16-5組	970	50	4-D16-15組	4-D16-2組

Bc, Dc : 根巻き柱幅(せい)、he : 根巻き柱有効高さ、BE (DE), TE : エンドプレート幅(せい)および厚さ

(鋼種) 根巻き柱主筋 : SD490、根巻き柱横補強筋、根巻き拘束筋 : 785N/mm²級、柱梁接合部横補強筋、定着部拘束筋 : SD390

(材質) 角形鋼管 : BCP325、エンドプレート : SN490B、(角形鋼管端部とエンドプレートの溶接) 突合せ溶接

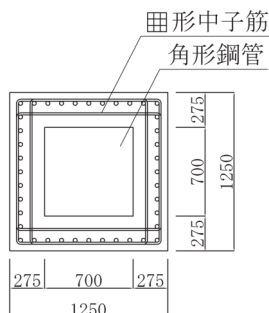
基礎梁記号	Bg×Dg (mm)	上端筋	下端筋	横補強筋
FG11	1000×2500	8+4-D38	6+4-D38	4-D13@200

Bg, Dg : 基礎梁断面幅(せい)、(鋼種) 主筋 : SD490、横補強筋 : SD295A

基礎記号	基礎形状寸法(mm)			杭種別	杭直径(mm)
	幅(せい)	高さ	出寸法		
F1	2400	2000	400	場所打ち杭	1800

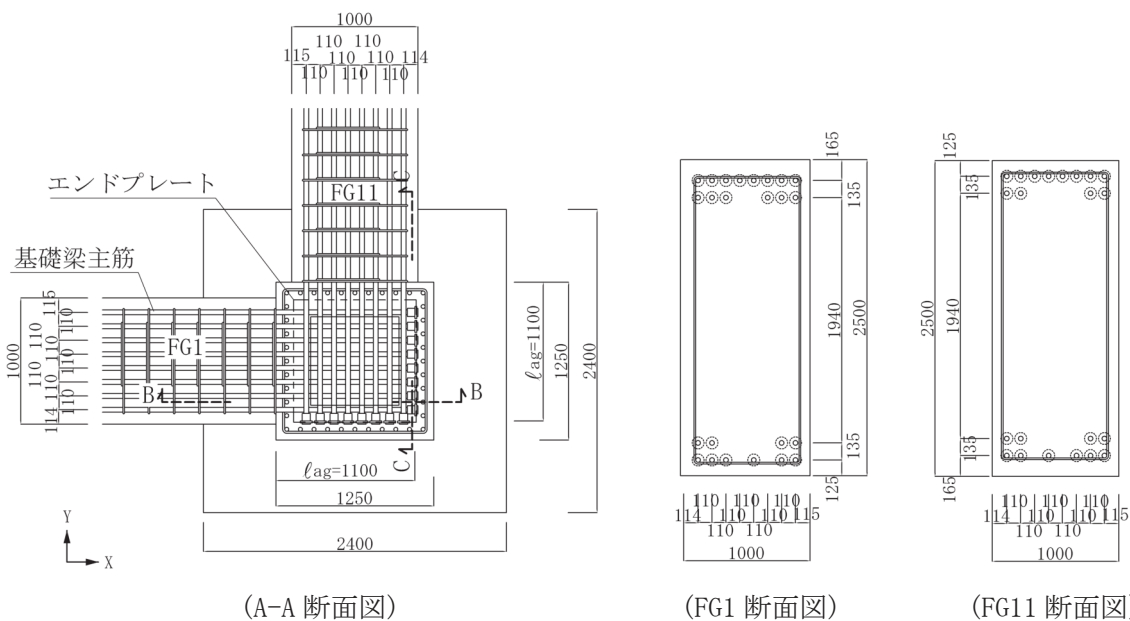
出寸法 : 基礎梁底から基礎底までの寸法

杭頭根入(300mm) : 基礎底から杭天端までの寸法



(注記) 根巻き拘束筋および柱梁接合部横補強筋 : 囲形中子筋併用

(D-D 断面図)



(A-A 断面図)

(FG1 断面図)

(FG11 断面図)

【根巻き柱・基礎梁主筋定着部関連の参考文献】

- 1) 国土交通省住宅局監修：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書、付1-2.6 柱脚の設計の考え方、pp.625-644, 2015
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 7.3 根巻き柱脚の設計、pp.326-336, 2012
- 3) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事、10節 鉄筋工事、2015
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2010
- 5) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構、4章 鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材の直列的に結合する接合部、pp.102-117, 2011.2
- 6) 金本清臣、真瀬伸治、山野辺宏治：鉄筋コンクリート柱に接合される鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の耐力評価、日本建築学会構造系論文集、第76巻、第659号、pp.205-211, 2011.1
- 7) 鈴木英之、西原寛：材端部RC造中央部鉄骨造で構成される複合構造梁のせん断耐力と変形性能、日本建築学会構造系論文集、第73巻、第631号、pp.1673-1680, 2008.9
- 8) 日本建築学会：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
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説 8章 柱梁接合部の性能評価法、pp.232-247, 2004
- 10) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針6章 杭基礎、6.6節 水平抵抗力および水平変位、pp.262-296, 2001
- 11) 益尾潔、窪田敏行：機械式定着工法によるRC造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第590号、pp.87-94, 2005.4
- 12) 益尾潔、足立将人：機械式定着によるRC造ト形柱梁接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第627号、pp.819-826, 2008.5
- 13) (一社)建築構造技術支援機構：SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年)(付録)修正靱性指針式による終局強度設計、pp.設計-40-46, 2016.10

(付録 1) 開発実験概要

1. 実験計画

開発実験の試験体は、角形鋼管柱、根巻き柱、基礎梁、杭、フーチングからなるト形接合部試験体とし、杭は正方形断面柱にモデル化した上で、杭主筋と根巻き柱主筋との継手耐力は鉄筋母材耐力と同等以上とし、それらの主筋を連続の主筋とした。また、根巻き柱、基礎梁、杭の間を柱梁接合部とし、柱梁接合部の周囲にフーチングを配置するとともに、フーチング形状寸法を単純化している。

表 1 に示すように、2016 年度実験の試験体は、根巻き柱の破壊形式の解明を意図し、 \square -250×250×16mm とし、基礎梁主筋本数を変えることで、接合部せん断余裕度 gQ_{pu}/gQ_{mu} を 1 前後とした 4 体である。基礎梁主筋と根巻き柱主筋の定着金物はネジ節鉄筋型であり、実験因子は、コンクリートの目標圧縮強度 (F_c27 、 F_c40) と基礎梁上下主筋量 (4-D25, 4+2-D25, 4+4-D25) とした。 gQ_{pu} は接合部せん断終局耐力時梁せん断力、 gQ_{mu} は梁曲げ終局耐力時せん断力である。

2017 年度実験の試験体は、下記の 3 項目の影響を調べた 6 体である。

- ① 定着金物種別の影響： 円形定着板型 (FRIP 定着板、EG 定着板、DB ヘッド)
- ② 高強度せん断横補強筋の影響： 785N/mm²級高強度せん断補強筋
- ③ 角形鋼管サイズの影響： \square -250×250×9mm

- 1) F_c27 の No. 5～No. 7 は、2016 年度実験のネジ節鉄筋型を用いた No. 2 と同様、基礎梁上下主筋量 4+2-D25 とし、円形定着板型 (FRIP 定着板、EG 定着板、DB ヘッド) を用いた試験体である。
- 2) F_c27 の No. 8 は、基礎梁上下主筋量 4+2-D25 について、接合部横補強筋、根巻き柱横補強筋、根巻き拘束筋を 785N/mm²級高強度せん断補強筋とした試験体である。
- 3) F_c27 の No. 9 と F_c40 の No. 10 は、2016 年度実験の F_c27 の No. 2 と F_c40 の No. 3 の \square -250×250×16mm に対して、 \square -250×250×9mm を用いた試験体である。

\square -250×250×16mm は \square -250×250 サイズの FA ランクの最大幅厚比、 \square -250×250×9mm は最小幅厚比の角形鋼管である。

全試験体ともに、基礎梁主筋および柱主筋鋼種は SD490 とし、基礎梁上面から根巻き柱主筋定着板内面までの根巻き柱有効高さ h_e は 550mm ($h_e/D_s=2.2$, $h_e/db=25$) としている。また、フーチング外面から基礎梁主筋定着板内面までの基礎梁主筋定着長さ l_{ag} は 500mm ($l_{ag}/DF=0.77$, $l_{ag}/db=20$) としている。 D_s は鋼管柱せい、 DF はフーチングせい、 db は主筋呼び名の値を示す。

2016 年度実験試験体 (No. 1～No. 4) 配筋詳細を図 1、根巻き柱部配筋詳細を図 2、水平断面配筋詳細を図 3、材料試験結果を表 2 に示す。

表1 実験計画

	試験体	Fc N/mm ²	鋼管柱 サイズ	定着 金物 種別	RC杭(柱)				RC基礎梁				フーチング		柱梁接合部	
					断面寸法		主筋		断面寸法		上下主筋		断面寸法		横補強筋	
					Bc (mm)	Dc (mm)	配筋 (pg)	鋼種	Bg (mm)	Dg (mm)	配筋 (pt)	鋼種	Bj (mm)	Dj (mm)	配筋 (鋼種)	組数 (pjwh)
2016 年度	No.1	27	□-250 ×250 ×16	ネジ節1	500	500	8- D22 (1.24%)	SD 490	350	500	4-D25 (1.29%)	SD 490	650	650	2-D10 (SD295A)	4組 (0.28%)
	No.2										4+2-D25 (1.85%)					
	No.3	40									4+4-D25 (2.41%)					
	No.4										4+2-D25 (1.85%)					
2017 年度	No.5	27	□-250 ×250 ×9	円形1	500	500	8- D22 (1.24%)	SD 490	350	500	4+2-D25 (1.85%)	SD 490	650	650	2-D10 (785)	4組 (0.28%)
	No.6			円形2												
	No.7			円形3												
	No.8	ネジ節1														
	No.9	ネジ節2														
	No.10	40		ネジ節3												

【記号】 Fc：コンクリート目標圧縮強度、pt：基礎梁引張鉄筋比、pg：柱全主筋比
 【架構寸法】 スパン長 $l/2=1700\text{mm}$ 、内法スパン長 $l_o/2=1375\text{mm}$ 、階高 $h_1/2=1450\text{mm}$ 、 $h_2/2=1300\text{mm}$
 【基礎梁主筋定着長さ】 $l_{ag}=500\text{mm}$ 、20.0db、1.0Dc
 【基礎梁横補強筋】 No.1：2-D10@100mm、 $p_w=0.41\%$ 、No.2, No.3：75mm、 $p_w=0.54\%$ 、No.4：50mm、 $p_w=0.81\%$ (SD295A)
 No.5~No.10：75mm、 $p_w=0.54\%$ (No.5~No.7, No.9, No.10：SD295A、No.8：785N/mm²級)
 【柱横補強筋】 各試験体ともに、2-D10@60mm ($p_w=0.47\%$ 、SD295A)
 【根巻き柱】 有効高さ $h_e=550\text{mm}$ ($h_e/D_s=550/250=2.2$ 、 $h_e/d_b=550/22=25$)
 根巻き横補強筋 2-D10@60、根巻き拘束筋2-D13 (SD295A、785N/mm²級)
 根巻き拘束筋組数 No.1, No.2, No.5~No.7, No.9：3組、No.3, No.4, No.10：4組、No.8：1組
 【フーチング】 高さ=600mm、出寸法 $\Delta h_o=100\text{mm}$
 縦筋12-D13 (SD295A)、 $p_g=0.36\%$ 、外周筋2-D6、7+2組 ($p_w=0.18\%$ 、SD295A)
 【柱軸力】 No.1： $N_c=350\text{kN}$ ($N_c/F_c B_c D_c=0.05$)、No.2, No.3, No.5~No.10： $N_c=450\text{kN}$ ($N_c/F_c B_c D_c=0.07, 0.05$)
 No.4： $N_c=500\text{kN}$ ($N_c/F_c B_c D_c=0.05$)
 【定着金物】 ネジ節1：プレートナット(東京鉄鋼)、ネジ節2：ネジプレート(JFE条鋼)
 ネジ節3：タフネジナット(共英製鋼)、円形1：FRIP定着板(伊藤製鐵所)、円形2：EG定着板(合同製鐵)
 円形3：DBヘッド(ディビーエス)
 【角形鋼管材質】 BCR295、【エンドプレート】 PL-310×310×22, 20 (SN490B)

表2 材料試験結果

(a) コンクリート

	Fc (N/mm ²)	試験体	σ_B (N/mm ²)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
2016 年度	27	No.1, No.2	28.3	2.13	26.6	2.46
	40	No.3, No.4	45.7	2.36	31.9	3.53
2017 年度	27	No.5~No.7	25.3	1.77	24.5	2.30
	40	No.8, No.9	28.0	2.11	26.5	2.69
	40	No.10	42.8	2.44	30.0	3.54

Fc：目標圧縮強度、 σ_B ：実圧縮強度
 ϵ_{co} ： σ_B 時ひずみ、 E_c ：ヤング係数、 σ_t ：割裂強度

(b) 鋼材

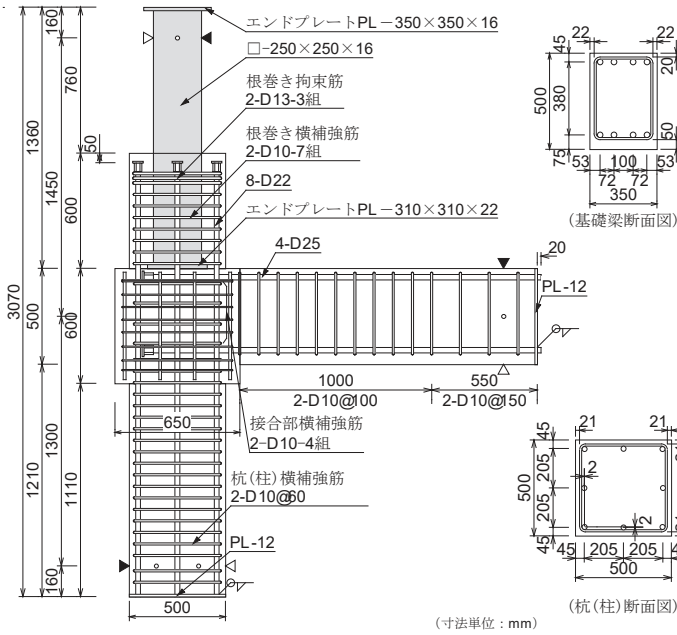
	使用部位	サイズ	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	降伏比 (%)
2016 年度	鋼管柱	□-250×250×16	BCR295	355	440	42	81
	ENDプレート	PL-22	SN490B	381	535	27	71
2017 年度	鋼管柱	□-250×250×16	BCR295	351	412	46	85
	ENDプレート	□-250×250×9	BCR295	355	441	41	80
	ENDプレート	PL-22	SN490B	381	531	29	72
	ENDプレート	PL-19		349	517	27	68

σ_y ：降伏点、 σ_u ：引張強度

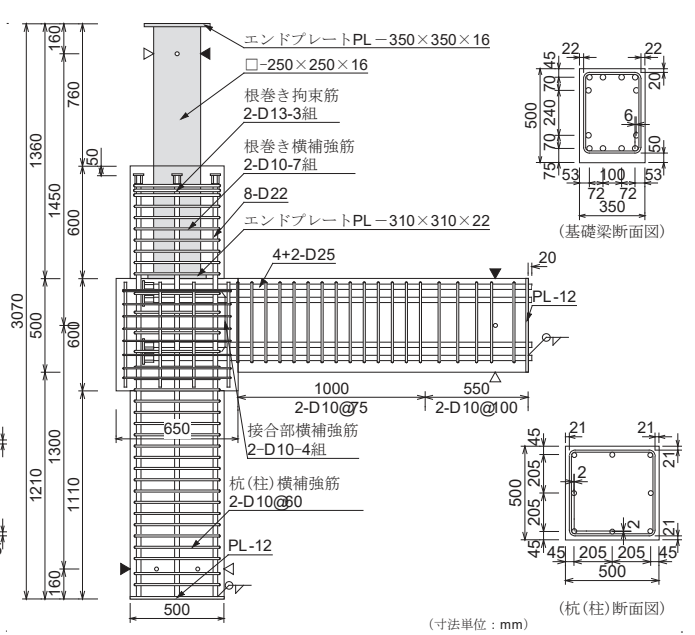
(c) 鉄筋

	使用部位	節形状	鋼種	呼び 名	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
2016 年度	基礎梁主筋	ネジ節1	SD490	D25	531	710	23
	柱主筋			D22	539	720	18
	横補強筋	竹節	SD295A	D10	357	498	27
	根巻き拘束筋			D13	333	482	28
2017 年度	基礎梁主筋	ネジ節1	SD490	D25	533	712	21
		ネジ節2			540	737	20
		ネジ節3			519	695	22
		竹節1			507	686	24
		竹節2			533	675	22
		竹節3			531	721	21
	柱主筋	ネジ節1	SD490	D22	540	722	19
		ネジ節2			548	749	17
		ネジ節3			547	723	18
		竹節1			548	719	19
		竹節2			545	693	19
		竹節3			519	704	17
	横補強筋	竹節	SD295A	D10	370	515	28
		斜め節	785級		876	1058	14
根巻き拘束筋	竹節	SD295A	D13	353	508	29	
	斜め節	785級		861	1050	15	

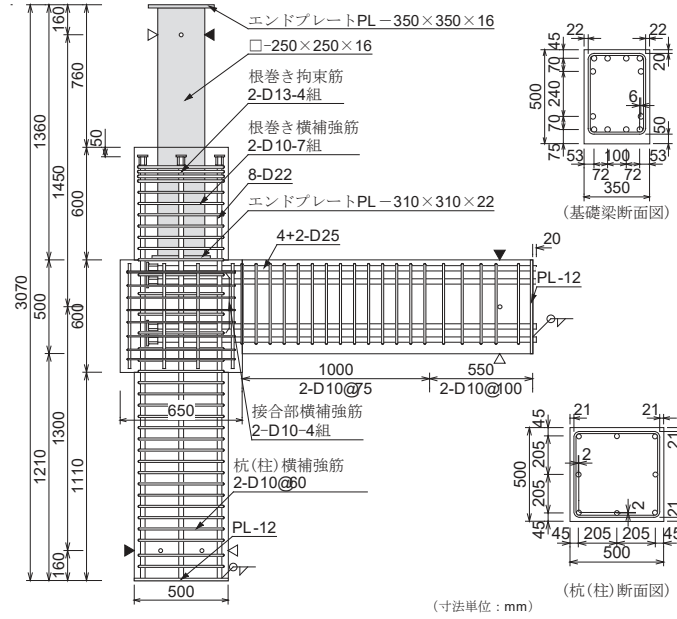
横補強筋：基礎梁、柱梁接合部、根巻き柱、 σ_y ：降伏点、 σ_u ：引張強度
 ただし、RC柱(杭)横補強筋はすべてSD295A



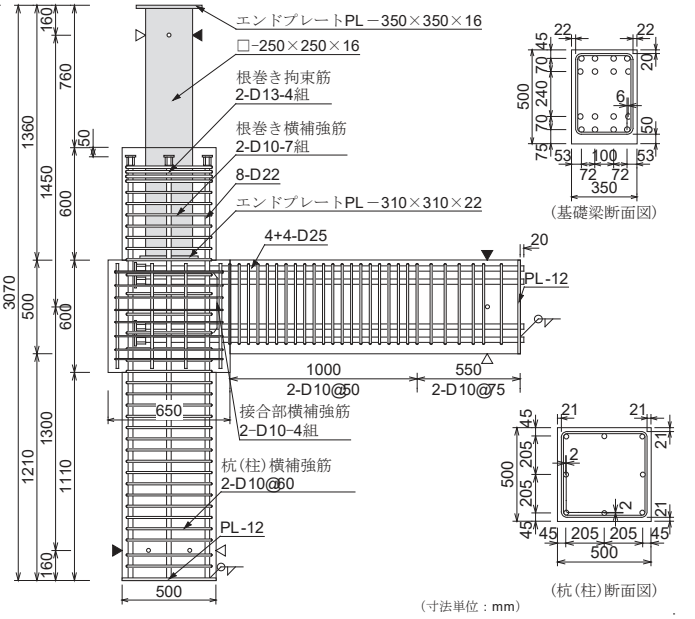
(a) 試験体 No. 1
(Fc27, 基礎梁上下主筋 4-D25)



(b) 試験体 No. 2
(Fc27, 基礎梁上下主筋 4+2-D25)



(c) 試験体 No. 3
(Fc40, 基礎梁上下主筋 4+2-D25)



(d) 試験体 No. 4
(Fc40, 基礎梁上下主筋 4+4-D25)

図1 2016年度実験試験体(No. 1~No. 4)配筋詳細

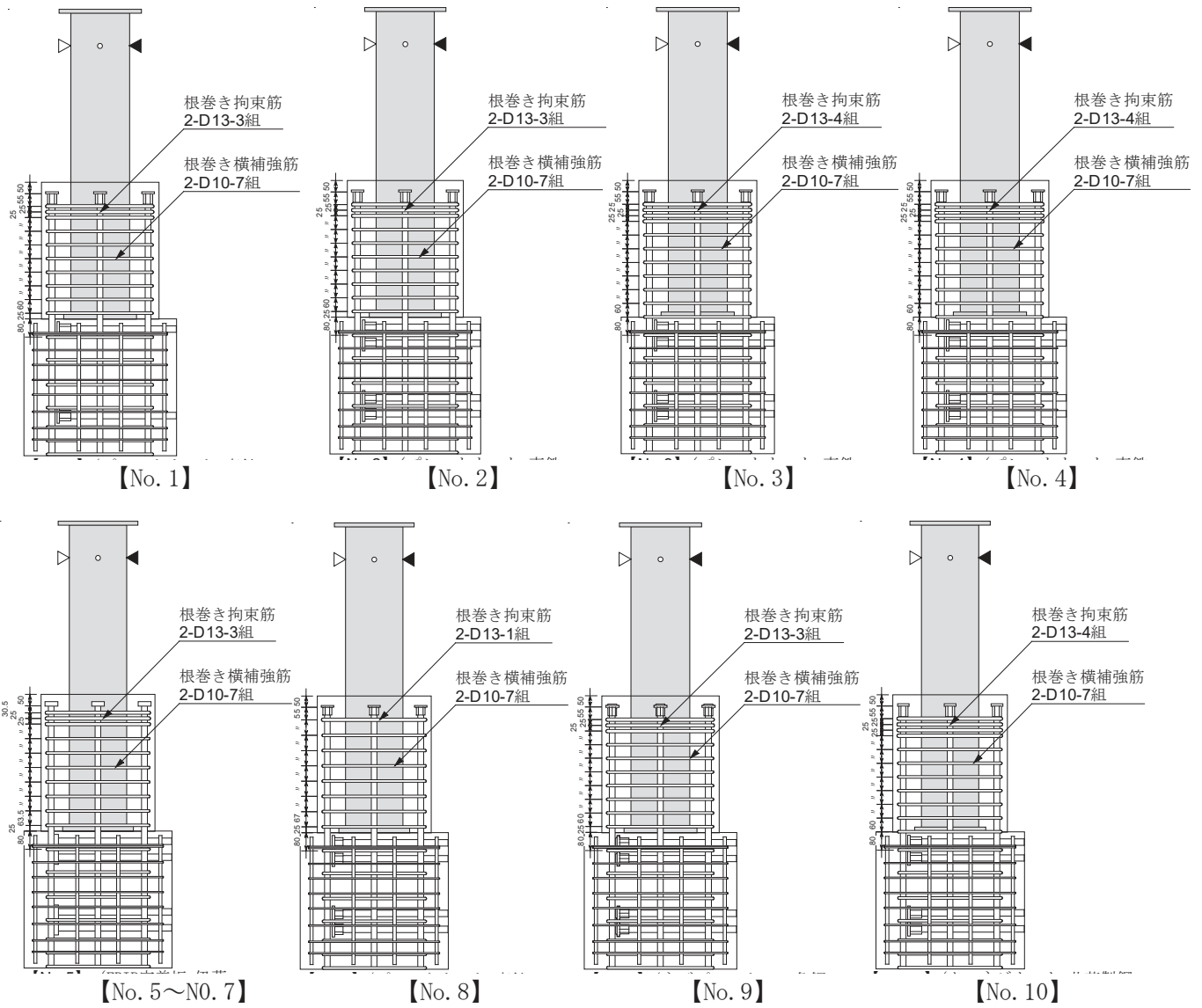
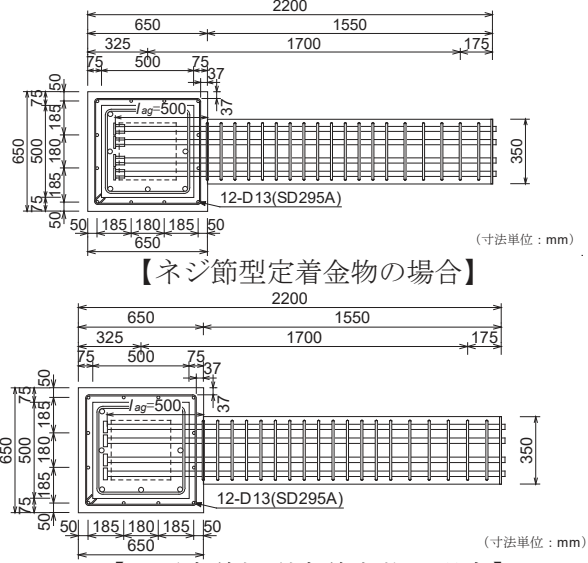


図2 根巻き柱部配筋詳細



【円形定着板型定着金物の場合】

図3 水平断面配筋詳細

2. 実験方法

本実験では、図4に示すように、軸力载荷側の鉄骨柱(上柱)に一定軸力 N_c を油圧ジャッキで加え、柱反曲点位置をピン・ローラー支持し、梁反曲点位置に正負繰返しせん断力を押し引き型油圧ジャッキで加力した。各試験体ともに、一定軸力 N_c は $350 \sim 500 \text{ kN}$ ($0.05 \sim 0.07 F_c B_c D_c$) とした。 F_c はコンクリートの目標圧縮強度、 B_c 、 D_c は柱幅とせいを示す。

载荷履歴は、目標層間変形角 $R=5, 10, 20, 30, 40 (\times 10^{-3} \text{ rad})$ での2サイクルずつの正負交番繰返し载荷およびその後の正加力方向への単調载荷とした。

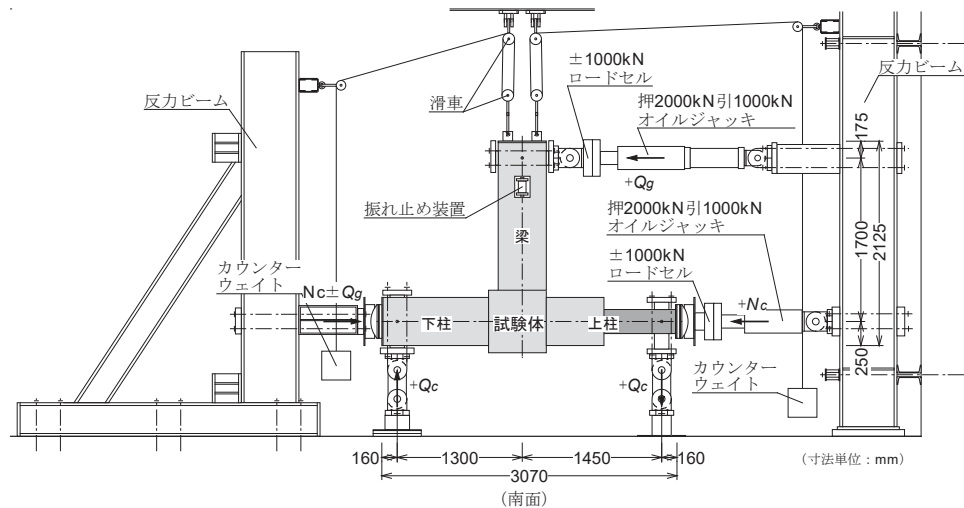


図4 実験装置

3. 実験結果

本実験では、下記の知見を得た。【実験資料】を巻末に示す。

- 1) 試験体 No. 1~No. 4 とともに、基礎梁端主筋が引張降伏(BY)した後、No. 1 の場合、接合部横補強筋の引張降伏(JHY)に伴い、基礎梁せん断ひび割れ幅が急増し、最大耐力 Q_{max} および限界層間変形角 R_{80} に到達した。また、No. 2~No. 4 の場合、根巻き柱端最外縁主筋の引張降伏(CNY)、根巻き柱横補強筋の引張降伏(CNHY)、接合部横補強筋の引張降伏(JHY)を伴い、最大耐力 Q_{max} に達した後、根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅が急増し、限界層間変形角 R_{80} に到達した。

すなわち、根巻き柱端最外縁主筋の引張降伏(CNY)降伏後、同主筋のひずみ効果および根巻き柱端中段主筋ひずみの増大に伴い、基礎梁のせん断力が増大し、最大耐力 Q_{max} に達した。

- 2) 円形定着板型を用いた No. 5~No. 7 の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{mu} - 層間変形角 R 関係は、いずれもネジ節鉄筋型を用いた No. 2 の場合と概ね同じである。 gQ_{mu} は梁曲げ終局耐力時せん断力である。
- 3) 785 N/mm^2 級高強度せん断補強筋を用いた No. 8 は、SD295A 普通強度せん断補強筋を用いた No. 2 と同様、 $R=+30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降、根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅が急増し、限界層間変形角 R_{80} に到達した。
- 4) $\square-250 \times 250 \times 9 \text{ mm}$ を用いた $F_c 27$ の No. 9 の初期剛性は $\square-250 \times 250 \times 12 \text{ mm}$ を用いた No. 2 よりも低いが、 $R=+30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降、No. 2 と同様、根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅が急増し、限界層間変形角 R_{80} に到達した。また、 $\square-250 \times 250 \times 9 \text{ mm}$ を用いた $F_c 40$ の No. 10 の最大耐力および変形性能は、No. 2 よりも改善され、限界層間変形角 R_{80} に到達した。

(付録 2) 杭の最大曲げモーメント発生深さ

1. 計算式

一様な地盤で支持された弾性支承梁の基本式および一般解は、式(付 1)および式(付 2)である。杭長無限大とすると、 $x=\infty$ の時 $y=0$ となるので、式(付 3)が得られる*。

杭頭固定で杭頭にせん断力 Q_0 が作用する場合、 $B=Q_0/4EI\beta^3$ 、 $-A+B=0$ となり、式(付 5)および式(付 6)が得られる。式(付 6)より、 $(d/dx) \cdot \{e^{-\beta x}(\sin \beta x - \cos \beta x)\}=0$ となる $x=\ell_m$ では、 $\cos \beta x=0$ 、 $\beta x=\pi/2$ であるので、杭の最大曲げモーメント深さ ℓ_m は式(付 7)、最大曲げモーメント M_{max} は式(付 8)で得られる。

$$EI d^4y/dx^4 + khDy = 0 \quad (\text{付 1})$$

$$y = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \quad (\text{付 2})$$

$$y = e^{-\beta x}(A \cos \beta x + B \sin \beta x) \quad (\text{付 3})$$

$$\beta = \sqrt[4]{khD/(4EI)} \quad (\text{付 4})$$

$$y = (Q_0/4EI\beta^3) \cdot e^{-\beta x}(\cos \beta x + \sin \beta x) \quad (\text{付 5})$$

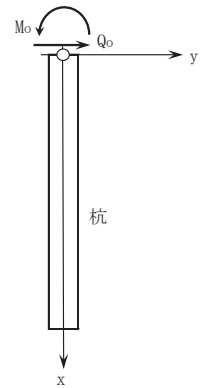
$$M = -EI \cdot (d^2y/dx^2) = -(Q_0/2\beta) \cdot e^{-\beta x}(\sin \beta x - \cos \beta x) \quad (\text{付 6})$$

$$\ell_m = \pi/2\beta \quad (\text{付 7})$$

$$M_{max} = -(Q_0/2\beta) \cdot e^{-\pi/2} \quad (\text{付 8})$$

ここに、 EI ：杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)、 D ：杭径 (m)

β ：基礎の特性値、 kh ：水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)



【基本式の座標軸】

2. 計算条件

杭径 D ：800mm, 1200mm

水平方向地盤反力係数 kh ：20000, 10000 kN/m^3 (付表 1、付表 2)

付表 1 杭の計算条件

kh (kN/m^3)	D (mm)	EI ($\times 10^6 kN \cdot m^2$)	β (1/m)
20000	800	0.483	0.302
	1200	2.443	0.223
10000	800	0.483	0.254
	1200	2.443	0.187

kh ：水平方向地盤反力係数、 D ：杭直径

E ：コンクリートのヤング係数

$I = \pi D^4/64$ ：杭の断面2次モーメント

$\beta = \{khD/(4EI)\}^{(1/4)}$ (注) $E=24kN/mm^2$

付表 2 水平方向地盤反力係数 kh と地盤諸元

kh (kN/m^3)	相当 N値	q (kN/m^2)
20000	12	150
10000	6	80

相当N値：砂質土とみた場合

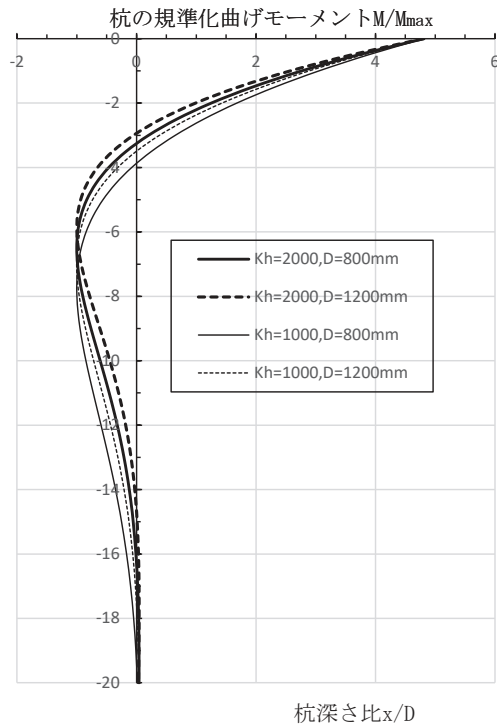
q ：粘性土とみた場合の相当一軸

圧縮強さ

3. 計算結果

杭の規準化曲げモーメント分布を付図 1、最大曲げモーメント発生深さ計算結果を付表 3 に示す。

これらによると、水平方向地盤反力係数 kh および杭径 D に係わらず、最大曲げモーメント M_{max} は杭頭モーメント M_0 の 0.21 倍、最大曲げモーメント発生深さ ℓ_m は杭径 D の 5.9~7.7 倍となる。



付図1 杭の規準化曲げモーメント分布

付表2 杭の最大曲げモーメント発生深さ計算結果

kh (kN/m ³)	D (mm)	β (1/m)	M ₀ (kN·m)	M _{max} (kN·m)	M _{max} /M ₀	l _m /D
20000	800	0.302	166	-34.4	-0.21	6.51
20000	1200	0.223	225	-46.7	-0.21	5.88
10000	800	0.254	197	-41.0	-0.21	7.74
10000	1200	0.187	267	-55.5	-0.21	6.99

M₀=Q₀/(2β) : 杭頭曲げモーメント

(注) Q₀=100kN

※ 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 6 章 杭基礎、6.6 節 水平抵抗力および水平変位、pp. 262-296, 2001

(付録3) 本編で用いた記号一覧

(根巻き柱に関する記号)

B_s, D_s : 角形鋼管柱幅とせい、 M_{sp} : 鉄骨柱全塑性モーメント
 $Q_{cuo}, cQ_{cuo}, cQ_{gu}$: 根巻き柱設計せん断力、根巻き柱曲げ耐力時および基礎梁曲げ耐力時柱せん断力
 V_{suo} : 根巻き柱せん断耐力、 V_{su} : 塑性式によるせん断耐力、 V_{bu} : 付着割裂耐力
 h_1 : 1階柱構造階高、 h_{o1} : 1階鉄骨柱内法高さ、 h_e : 根巻き柱の有効高さ
 Δh_{o2} : 基礎梁下面からフーチング底面までの出寸法、 D_g : 基礎梁せい、 N_c : 鉄骨柱の軸力
 T_{ry} : 根巻き柱等価引張主筋の降伏引張力、 T_{cy}, T_{cny} : 根巻き柱主筋1列および中段主筋の降伏引張力
 ΣT_{ry} : 根巻き柱全主筋の降伏引張力、 M_{cuo} : 根巻き柱せん断設計用曲げ耐力、 B_c, D_c : 根巻き柱幅とせい
 σ_{cy} : 根巻き柱主筋の降伏強度、 j_{tco} : 根巻き柱両側最外縁主筋の中心間距離
 a_{ct}, a_{cn} : 根巻き柱引張側主筋と中段主筋の断面積、 Σa_c : 根巻き柱全主筋の断面積
 l_{ac} : 根巻き柱主筋定着長さ、 d_b : 根巻き柱主筋呼び名の値
 p_{we} : 根巻き柱有効横補強筋比、 n_{wr}, a_{wr} : 根巻き柱横補強筋の組数と1組の断面積
 s : 根巻き柱横補強筋の平均間隔、 d_{wr} : 根巻き柱横補強筋呼び名の値、 a_{wo} : 根巻き拘束筋の必要断面積
 σ_{wy} : 根巻き柱横補強筋の降伏強度、 σ_{wyo} : 根巻き柱拘束筋の降伏強度
 Q_{ju} : 根巻き拘束筋算定用せん断力、 L_E : 鋼管柱外面からエンドプレート端までの出寸法
 σ_{co} : エンドプレート突出部直上の局部支圧応力、 α_{co} : コンクリートの局部支圧強度割増し係数
 MEL : エンドプレート突出部の面外曲げモーメント、 M_{pE} : エンドプレートの全塑性モーメント
 Z_{pE} : エンドプレートの塑性断面係数
 $B_{ep}, D_{ep}, T_E, \sigma_{Ey}$: エンドプレートの有効幅、有効せい、厚さおよび降伏強度
 t_s : 角形鋼管の降伏強度、 F_c : コンクリートの設計基準強度
 T_{eu} : エンドプレートの引張終局耐力、 m_p : 単位長さあたりのエンドプレートの全塑性モーメント
 z_{pe} : 単位長さあたりのエンドプレートの塑性断面係数

(基礎梁主筋定着部に関する記号)

l_{ag} : 基礎梁主筋定着長さ、 l_{ao} : 基礎梁主筋必要定着長さ
 d_p : 根巻き柱面から直交基礎梁最外縁主筋位置までの距離、 d_b : 基礎梁主筋呼び名の値

(柱梁接合部せん断設計に関する記号)

V_{muh} : 水平方向の終局強度設計用せん断力、 V_{puh} : 水平方向の接合部せん断終局耐力
 Q_{cu} : 終局強度設計用柱せん断力、 $\lambda_p = gQ_{pu}/gQ_{gu}$: 接合部せん断余裕度
 cQ_{cu} : メカニズム時柱軸力を考慮した柱曲げ耐力時せん断力
 cQ_{gu}, gQ_{gu} : 基礎梁曲げ終局耐力時柱せん断力および梁せん断力
 gQ_{pu} : 接合部せん断終局耐力時梁せん断力、 M_{gu}, M_{gu}' : 左右基礎梁の曲げ終局耐力
 T_{gy}, T_{gy}' : 左右基礎梁主筋の降伏引張力、 j_{tg} : 基礎梁上下主筋重心間距離
 a_g, a_g' : 引張側基礎梁主筋の断面積、 σ_{gy} : 基礎梁主筋の降伏強度
 h_1 : 1階構造階高、 h_{o1} : 1階柱内法高さ、 h_2 : 杭せん断長さの2倍
 l : スパン長(柱心間距離)、 $l_o = l - D_c$: 基礎梁内法スパン長、 B_c, D_c : 柱梁接合部幅とせい
 κ_u : 柱梁接合部の形状係数、 ϕ : 直交梁の有無による補正係数
 b_{jh} : 柱梁接合部の有効幅、 D_{jh} : 柱梁接合部の有効せい、 D_p : 杭直径

(柱梁接合部横補強筋および定着部拘束筋に関する記号)

$p_{jwh} = n_H \cdot a_{wh} / (B_c \cdot j_{tgo})$: 柱梁接合部横補強筋比
 B_c : 柱梁接合部幅、 j_{tgo} : 基礎梁上下最外縁主筋の中心間距離
 T_{Hy} : 定着部拘束筋の全降伏引張力、 A_H : 定着部拘束筋足部の全断面積
 n_H, a_{wh} : j_{tgo} 区間内の柱梁接合部横補強筋の組数と1組の断面積
 $\Sigma (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy})$: 柱梁接合部横補強筋と定着部拘束筋の全補強筋量
 $(p_{jwh})_H (= n_H \cdot a_{wh} / (B_c \cdot j_{tgo}))$: 定着部拘束筋による等価横補強筋比
 n_H, a_{wh} : 定着部拘束筋の組数と1組の断面積
 $\sigma_{wy}, \sigma_{wyH}$: 柱梁接合部横補強筋と定着部拘束筋の降伏強度
 R_{uD} : 設計限界層間変形角、 R_{80a} : 柱梁接合部せん断余裕度 λ_p で決定する限界層間変形角
 ϕ_s : 安全率、 α_{wo}, β_w : 補正係数
 α_w : 保証限界層間変形角 R_{80min} に対する接合部補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / F_c$ に係わる係数

根巻き柱脚実験資料

目 次

1. 荷重－変形関係および破壊性状	実験- 1
2. 各部ひび割れ状況	実験- 6
3. 柱、梁、柱梁接合部変形成分比	実験-10
4. 柱梁接合部せん断応力－せん断変形関係	実験-12
5. 各部ひずみの推移	実験-13
【付録 1】 柱、梁、柱梁接合部の変形成分比	実験-26
【付録 2】 根巻き柱付きト形架構の弾性変形	実験-27

1. 荷重－変形関係および破壊性状

(1) 各試験体共通性状

各試験体の梁せん断力 Q_g -層間変形角 R 関係を図 1.1.1、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時の各部ひび割れ状況を写真 1.1 に示す。図 1.1.1 中には、主な発生現象および最大耐力 Q_{max} と限界層間変形角 R_{80} を示した。 R_{80} は Q_{max} の 80%耐力低下時の限界層間変形角実験値である。

各試験体ともに、 $R=\pm 5.0 \sim \pm 14 \times 10^{-3}$ rad. で根巻き柱せん断ひび割れ (CNSC) および接合部せん断ひび割れ (JSC) の発生後、 $R=\pm 13.0 \sim \pm 19 \times 10^{-3}$ rad. で基礎梁端主筋が引張降伏 (BY) した。

(試験体 No. 1)

$R=-6.1 \times 10^{-3}$ rad. で基礎梁横補強筋の引張降伏 (BHY)、 $R=-23.0 \times 10^{-3}$ rad. で接合部横補強筋の引張降伏 (JHY) 後、 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、基礎梁せん断ひび割れ幅が急増した。これに伴い、 $R=+40.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力に達し、 $R_{80}=+55.1 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(試験体 No. 2, No. 3)

$R=+15.0 \sim +18.0 \times 10^{-3}$ rad. で根巻き柱端主筋が引張降伏 (CNY)、 $R=-17.5 \sim -18.0 \times 10^{-3}$ rad. で杭端主筋が引張降伏 (CY)、 $R=\pm 13.6 \sim \pm 19.0 \times 10^{-3}$ rad. で基礎梁横補強筋が引張降伏 (BHY)、根巻き柱横補強筋が引張降伏 (CNHY)、接合部横補強筋が引張降伏 (JHY) した。両試験体ともに、 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、接合部部せん断ひび割れ幅が急増し、耐力低下を起こした。これに伴い、 $R=+20.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力に達し、No. 2 では $R_{80}=+38.6 \times 10^{-3}$ rad.、No. 3 では $R_{80}=+46.9 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(試験体 No. 4)

$R=+13.5 \times 10^{-3}$ rad. で根巻き柱端主筋が引張降伏 (CNY)、 $R=-14.5 \times 10^{-3}$ rad. で杭端主筋が引張降伏 (CY)、 $R=\pm 15 \times 10^{-3}$ rad. 程度で根巻き柱横補強筋が引張降伏 (CNHY)、接合部横補強筋が引張降伏 (JHY) した。 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、接合部せん断ひび割れ幅が急増し、耐力低下を起こした。これに伴い、 $R=+30.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力に達し、 $R_{80}=+48.0 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(試験体 No. 5～No. 7)

$R=+16.0 \sim +17.7 \times 10^{-3}$ rad. で根巻き柱端主筋が引張降伏 (CNY)、 $R=-18.0 \sim -21.9 \times 10^{-3}$ rad. で杭端主筋が引張降伏 (CY)、 $R=\pm 13.9 \sim \pm 20.2 \times 10^{-3}$ rad. で基礎梁横補強筋が引張降伏 (BHY)、根巻き柱横補強筋が引張降伏 (CNHY)、接合部横補強筋が引張降伏 (JHY) した。各試験体ともに、 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、柱梁接合部部せん断ひび割れ幅が急増し、耐力低下を起こした。これに伴い、 $R=+20.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力に達し、 $R_{80}=+38.2 \sim +39.3 \times 10^{-3}$ rad. となった。

(試験体 No. 8)

$R=+20.1 \times 10^{-3}$ rad. で根巻き柱端主筋が引張降伏 (CNY)、 $R=-23.0 \times 10^{-3}$ rad. で杭端主筋が引張降伏 (CY)、 $R=-27.0 \times 10^{-3}$ rad. で基礎梁横補強筋が引張降伏 (BHY) した。 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 以降、接合部部せん断ひび割れ幅が急増し、耐力低下を起こした。これに伴い、 $R=+20.1 \times 10^{-3}$ rad. 時に最大耐力に達し、 $R_{80}=+38.6 \times 10^{-3}$ rad. となり、根巻き柱横補強筋、接合部横補強筋は、最終変形時まで引張降伏しなかった。

(試験体 No. 9, No. 10)

試験体 No. 9 では、 $R=-20.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で杭端主筋が引張降伏(CY)、 $R=+19.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で接合部横補強筋が引張降伏(JHY)した。試験体 No. 10 では、 $R=+18.9 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で根巻き柱端主筋が引張降伏(CNY)、 $R=-20.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で杭端主筋が引張降伏(CY)、鋼管柱フランジが圧縮降伏(CSY)し、 $R=\pm 12.9 \sim \pm 28.9 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で基礎梁横補強筋が引張降伏(BHY)、根巻き柱横補強筋が引張降伏(CNHY)、接合部横補強筋が引張降伏(JHY)した。両試験体ともに、 $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降、接合部部せん断ひび割れ幅が急増し、耐力低下を起こした。これに伴い、No. 9 では $R=+20.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時、No. 10 では $R=+29.8 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に最大耐力に達し、No. 9 では $R_{80}=+37.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、No. 10 では $R_{80}=+50.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となった。

(根巻き柱の損傷)

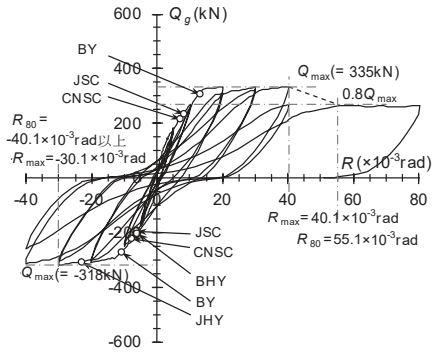
写真 1.1 に示すように、根巻き柱脚部圧縮縁から引張側根巻き柱主筋定着部に向かう対角線状の根巻きせん断ひび割れ(CNSC1,2)が発生し、No. 1 を各試験体では、引張側根巻き柱主筋脚部と頭部コンクリートの隆起が確認された。この隆起現象は、引張側根巻き柱主筋引張ひずみの増大に伴い、根巻き柱断面隅角部主筋よりも根巻き柱断面内の中間主筋において、根巻き柱横補強筋の横拘束力が小さいために発生したと考えられる。

また、背面側(非加力側)の角形鋼管壁から伝達される支圧力によって、背面側根巻き柱頭部コンクリートに支圧ひび割れ(CNCC)が発生した。これらの支圧ひび割れ(CNCC)に伴い発生した根巻き柱頭部の根巻き拘束筋および横補強筋の引張力は、引張側根巻き柱主筋定着部の鉄筋軸構面外への移動を拘束したと考えられる。

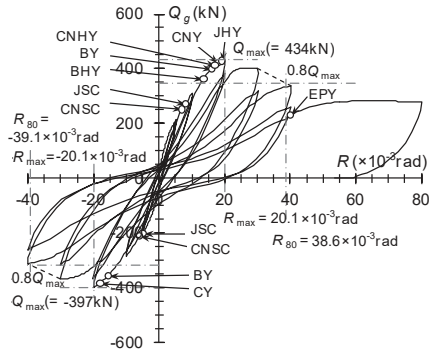
以上より、破壊形式は、No. 1, No. 3, No. 10 では基礎梁曲げせん断破壊型、No. 2, No. 4, No. 5～No. 9 では基礎梁曲げ降伏後の根巻き柱せん断破壊型と判別された。

【主な発生現象】

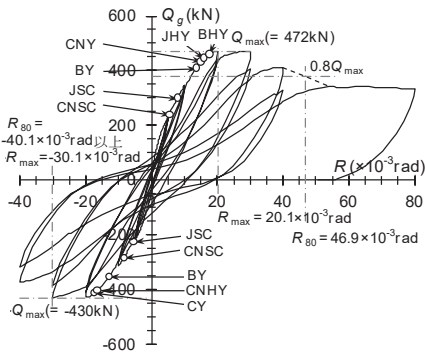
CNSC：根巻き柱せん断ひび割れ、JSC：接合部せん断ひび割れ、JHY：柱梁接合部横補強筋引張降伏、
 BY：基礎梁主筋引張降伏、BHY：基礎梁横補強筋引張降伏、CY：杭主筋引張降伏、
 CNY：根巻き柱主筋引張降伏、CNHY：根巻き柱横補強筋引張降伏、
 CSY：鋼管柱圧縮降伏、EPY：エンドプレート引張降伏



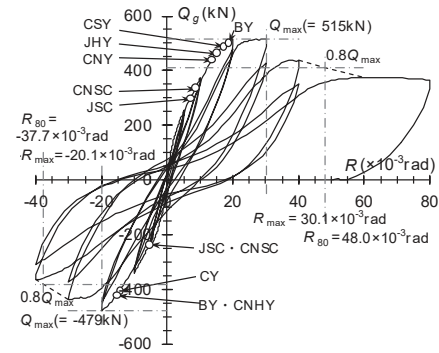
【No. 1 : Fc27, 4-D25】



【No. 2 : Fc27, 4+2-D25】

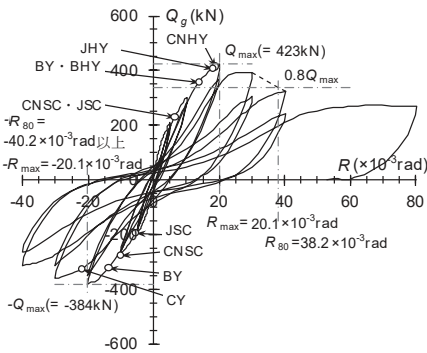


【No. 3 : Fc40, 4+2-D25】

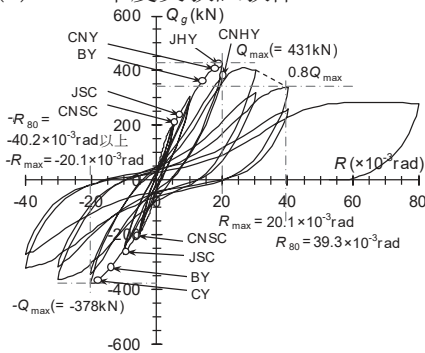


【No. 4 : Fc40, 4+4-D25】

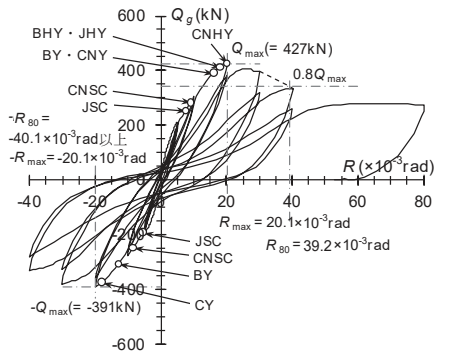
(a) 2016 年度実験試験体 No. 1~No. 4



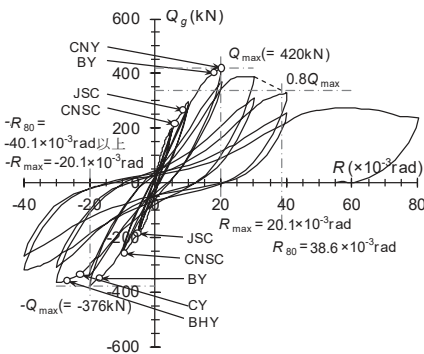
【No. 5 : 円形 1】



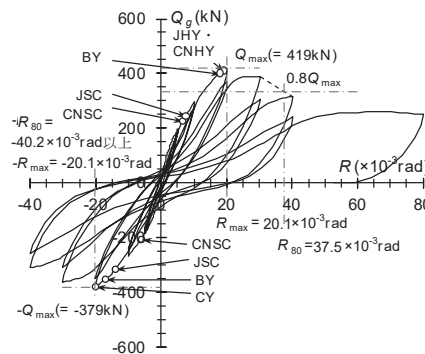
【No. 6 : 円形 2】



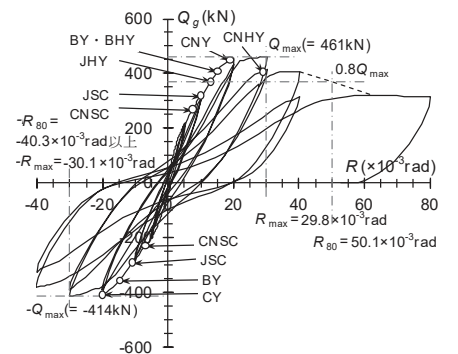
【No. 7 : 円形 3】



【No. 8 : 785N/mm²級横補強筋】



【No. 9 : □-250×250×9 (Fc27)】

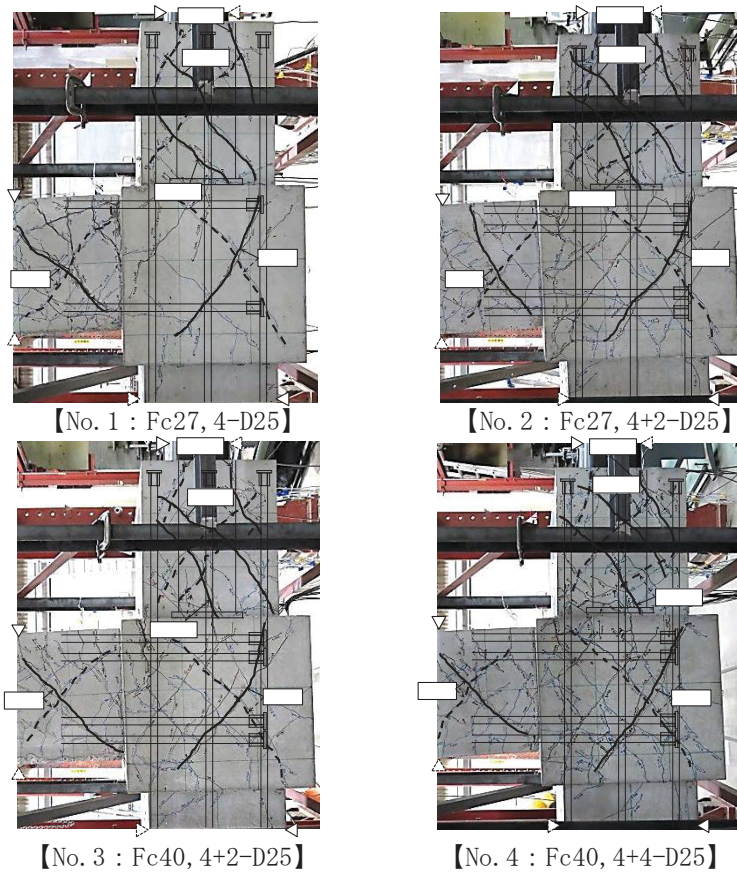


【No. 10 : □-250×250×9 (Fc40)】

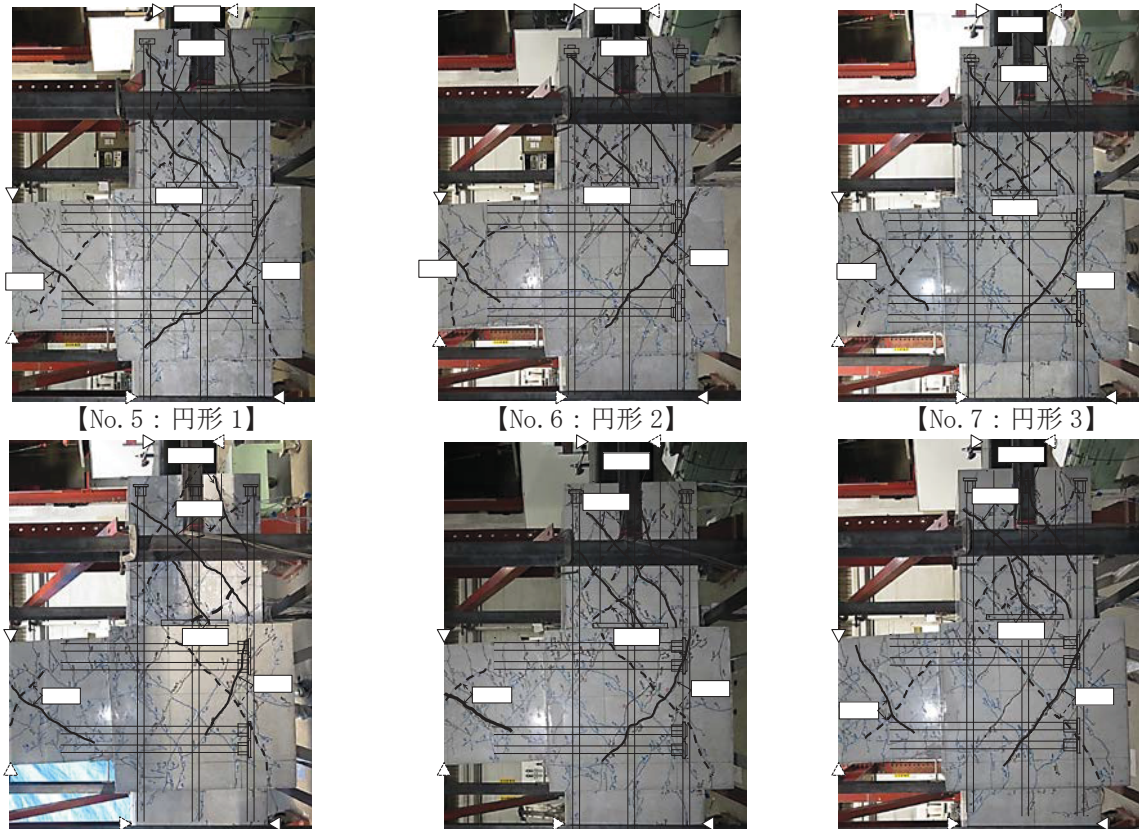
(b) 2017 年度実験試験体 No. 5~No. 10

図 1.1.1 各試験体の Qg-R 関係

GSC : 基礎梁せん断ひび割れ、JSC : 柱梁接合部せん断ひび割れ、CNSC_{1,2} : 根巻き柱せん断ひび割れ、
 CNCC : 根巻き柱頭部支圧ひび割れ、 ——— (正加力時)、- - - (負加力時)



(a) 2016年度実験 No. 1~No. 4



(b) 2017年度実験 No. 5~No. 10

写真 3.1 各部ひび割れ状況 (R=+40.0×10⁻³rad. 時)

(2) 実験因子ごとの基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係正加力包絡線

実験因子ごとの基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係正加力包絡線を図 1.1.2 に示す。

同図中には、各試験体の接合部せん断余裕度 $\lambda_p=gQ_{pu}/gQ_{gu}$ の値を併記した。 gQ_{gu} は梁曲げ終局耐力時梁せん断力、 gQ_{pu} は接合部せん断終局耐力時梁せん断力を示す。図 1.1.2 によると、

- 1) $\lambda_p \geq 1.0$ の No. 1, No. 3 の正加力時耐力安全率 Q_{max}/gQ_{gu} は 1.0 を上回り、 $\lambda_p < 1.0$ の No. 2, No. 4 の Q_{max}/gQ_{gu} は 1.09, 1.07、 Q_{max}/gQ_{pu} は 1.34, 1.21 である(本編の解表 5.2.1、解表 5.2.2 参照)。 Q_{max} は最大耐力実験値(梁せん断力)を示す。
- 2) 円形板型定着金物を用いた No.5~No.7 の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係は、いずれもネジ節型定着金物を用いた No.2 と概ね同じである。
- 3) 785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた No.8 の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係は、SD295A 普通強度せん断補強筋を用いた No.2 の場合と概ね同じである。
- 4) □-250×250×9mm を用いた Fc27 の No.9 の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係は、□-250×250×12mm を用いた No.2 の場合よりもやや低いが、Fc40 の No.10 の基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係は No.9 の場合よりも明らかに高い。

(注) $\lambda_p=gQ_{pu}/gQ_{gu}$: 接合部せん断余裕度

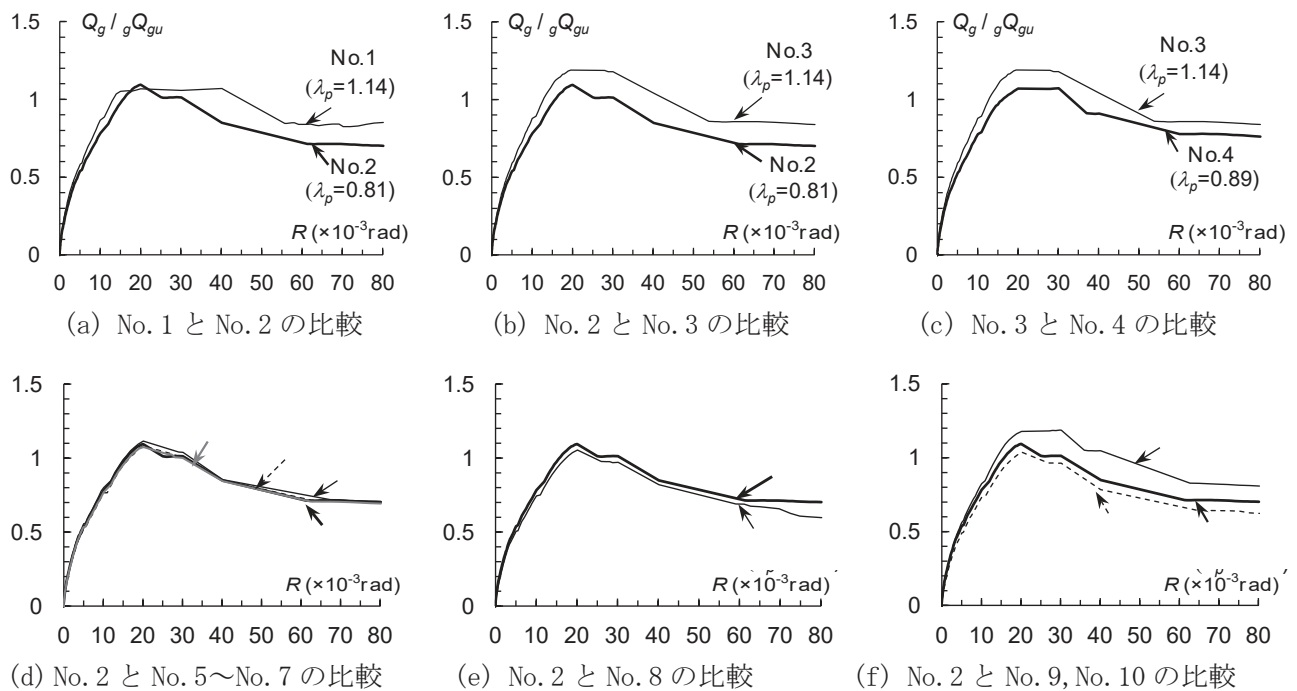


図 1.1.2 実験因子ごとの基準化梁せん断力 Q_g/gQ_{gu} —層間変形角 R 関係正加力包絡線

2. 各部ひび割れ発生状況

(1) 柱梁接合部せん断ひび割れ荷重

各試験体の柱梁接合部せん断ひび割れ荷重実験値(Q_{cr})_{test} と Q_{cr} 時層間変形角 R_{cr} を表 2.1 に示す。同表中には、下式の接合部せん断ひび割れ荷重時せん断応力 τ_{cr-t} と接合部せん断ひび割れ強度 τ_{cr-c} を示した*。 τ_{cr-t} は、正加力による接合部せん断ひび割れ荷重実験値を用いて算定した。これによると、 τ_{cr-t}/τ_{cr-c} は 1.3~1.6 程度であり、 τ_{cr-c} は、RC 造ト形接合部の実験結果*の場合(1.3~1.7)と同程度である。

$$\tau_{cr-t} = gQ_{cr-t} \cdot \{(\ell_o/jg) - (\ell/h)\} / 2(b_j \cdot \ell_{ag})$$

$$\tau_{cr-c} = \sqrt{\sigma_o \cdot \sigma_{cr} + \sigma_{cr}^2}, \quad \sigma_{cr} = \beta_c \cdot \sqrt{\sigma_B}$$

ここに、 gQ_{cr-t} : 接合部せん断ひび割れ発生時梁せん断力実験値

$jg = (7/8) d_g$: 基礎梁応力中心距離、 d_g : 基礎梁の有効せい、 ℓ_{ag} : 基礎梁主筋定着長さ

b_j : 接合部有効幅、 ℓ_o : 内法スパン長、 ℓ : スパン長、 h : 階高

σ_o : 軸圧縮応力、 β_c : 実験定数($\beta_c = 0.33$)、 σ_B : コンクリートの圧縮強度

* 益尾潔、足立将人、井上寿也：機械式定着工法によるト形、T形、L形接合部のひび割れ損傷の評価(その3 接合部せん断強度)、日本建築学会大会梗概集、構造IV、pp.273-274, 2005.9

表 2.1 柱梁接合部せん断ひび割れ荷重実験値と計算値

		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	
実験値	$(Q_{cr})_{test}$ (kN)	正	235	271	302	298	232	242	254	267	246	320
		負	194	210	224	236	192	201	191	184	204	227
	R_{cr} ($\times 10^{-3}$ rad.)	正	8.01	7.97	7.99	6.99	6.47	6.90	7.49	8.5	7.51	10.05
		負	6.52	5.98	5.54	5.50	5.48	5.98	5.53	5.54	6.00	7.01
	τ_{cr-t} (N/mm ²)	2.70	3.26	3.63	3.68	2.79	2.91	3.06	3.21	2.96	3.85	
計算値	τ_{cr-c} (N/mm ²)	2.01	2.05	2.56	2.56	1.91	1.93	1.94	2.04	2.02	2.51	
	τ_{cr-t}/τ_{cr-c}	1.34	1.59	1.42	1.44	1.46	1.51	1.58	1.58	1.47	1.53	

(Q_{cr})_{test} : 接合部せん断ひび割れ荷重時梁せん断力、 R_{cr} : Q_{cr} 時層間変形角

τ_{cr-t} , τ_{cr-c} : 接合部せん断ひび割れ荷重時せん断応力実験値と計算値

(2) 最大ひび割れ幅の推移

下記の(a)~(g)のひび割れ幅について、正加力所定変形時最大値の推移を図 2.1 に示す。

ひび割れ幅はクラックスケールによる測定値であり、同図では、ひび割れ幅=0時の層間変形角はひび割れ荷重時層間変形角とした。接合部せん断ひび割れ幅 w_{ps} は柱梁接合部周囲に配置したフーチング部表面の測定値である。また、接合部せん断ひび割れ幅 w_{ps} は 1~2 箇所、根巻き柱せん断ひび割れ幅 w_{js} は w_{js1} と w_{js2} の大きい方であり、 w_{js1} 、 w_{js2} はそれぞれ 1~2 箇所の最大値である。

(a) 基礎梁せん断ひび割れ幅 w_{gs}

No. 1 では $R = +30 \times 10^{-3}$ rad. 時に急増し、 $R = +40 \times 10^{-3}$ rad. 時には 1.7mm に拡大した。No. 2, No. 3, No. 5~No. 10 では $R = +30 \times 10^{-3}$ rad. 時以降、No. 4 は $R = +20 \times 10^{-3}$ rad. 時以降は概ね拡大せず、 $R = +40 \times 10^{-3}$ rad. 時に No. 2, No. 4 では 0.2mm、No. 3 では 0.35mm、No. 5~No. 9 では 0.25mm~0.35mm、No. 10 では 0.55mm であった。

(b) 柱梁接合部せん断ひび割れ幅 w_{ps}

No. 1 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで 0.25mm 以下で推移した。No. 2～No. 10 では $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 時に急増し、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時に No. 2, No. 4 では 1.2mm、No. 3 では 0.75mm、No. 5～No. 7 では 0.85～1.0mm、No. 8 では 1.0mm、No. 9 では 0.65mm、No. 10 では 0.75mm であった。

(c) 根巻き柱せん断ひび割れ幅 w_{js}

No. 1 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで 0.10mm 以下で推移した。No. 2, No. 4, No. 5～No. 9 では $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 時、No. 3, No. 10 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時にやや急増し、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時には No. 2, No. 3 では 0.35mm～0.45mm、No. 4 では 0.6mm、No. 5～No. 7 では 0.2mm、No. 8 では 0.35mm、No. 9 では 0.15mm、No. 10 では 0.45mm であった。

(d) 根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅 w_{jc}

No. 1 では $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 時以降は拡大せず、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時には 0.9mm であった。No. 2～No. 10 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで R の増加に伴い増加し、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時には No. 2, No. 3 では 1.7～1.8mm、No. 4 では 2.5mm、No. 5～No. 7 では 1.6～1.8mm、No. 8 では 4.0mm、No. 9, No. 10 では 1.5～1.6mm であった。

(e) 根巻き柱曲げひび割れ幅 w_{jf}

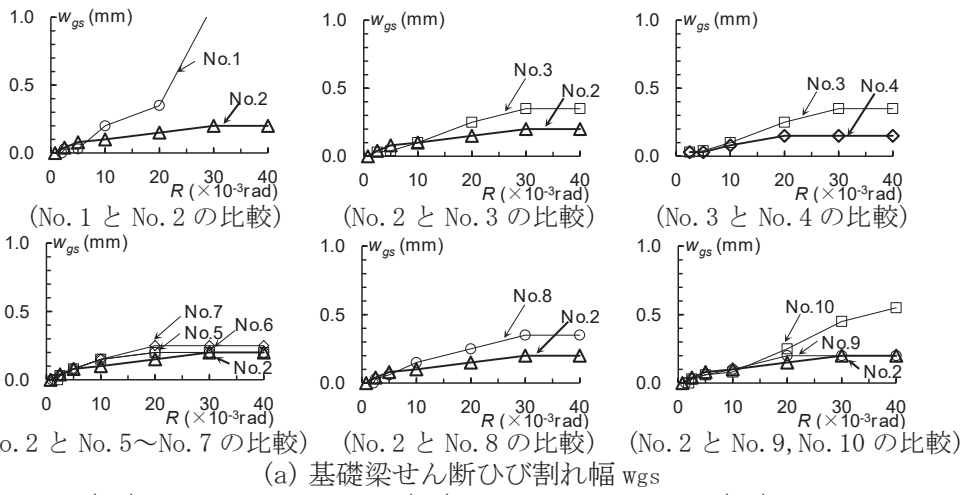
No. 1 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで 0.6mm 以下で推移した。No. 2～No. 10 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで R の増加に伴い増加し、 $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時には No. 2, No. 3 では 2.5mm～3.5mm、No. 4 では 6.5mm、No. 5～No. 10 では 2.5～3.0mm であった。

(f) 基礎梁端曲げひび割れ幅 w_{gf}

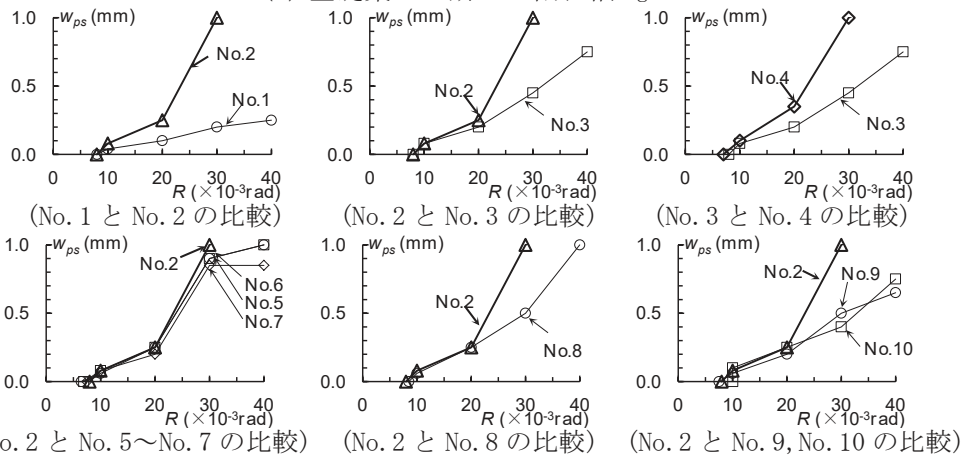
No. 1 では $R=+20 \times 10^{-3}$ rad. 時、No. 3, No. 10 では $R=+30 \times 10^{-3}$ rad. 時に急増して $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時までに 2.0mm 以上に拡大し、No. 2, No. 4, No. 5～No. 9 では $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで 1.0mm 以下で推移した。

(g) 下柱端曲げひび割れ幅 w_{cf}

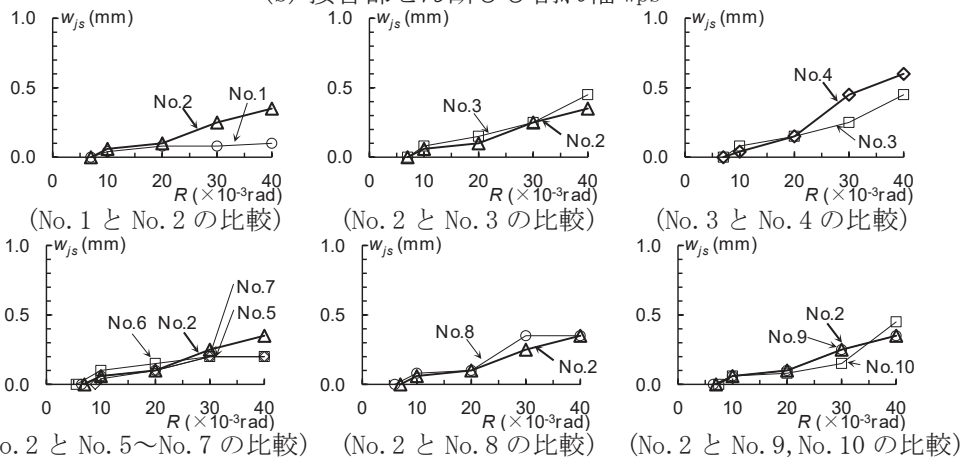
各試験体ともに $R=+40 \times 10^{-3}$ rad. 時まで 0.35mm 以下で推移した。



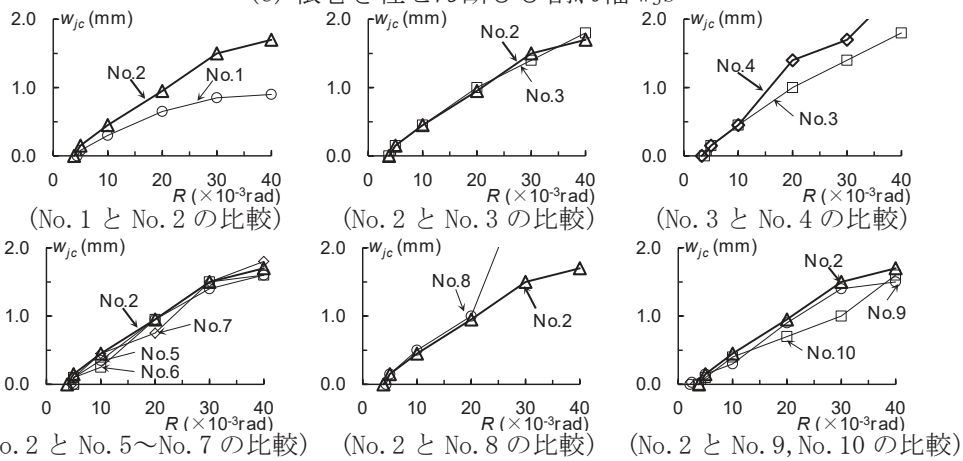
(a) 基礎梁せん断ひび割れ幅 w_{gs}



(b) 接合部せん断ひび割れ幅 w_{ps}



(c) 根巻き柱せん断ひび割れ幅 w_{js}



(d) 根巻き柱頭部支圧ひび割れ幅 w_{jc}

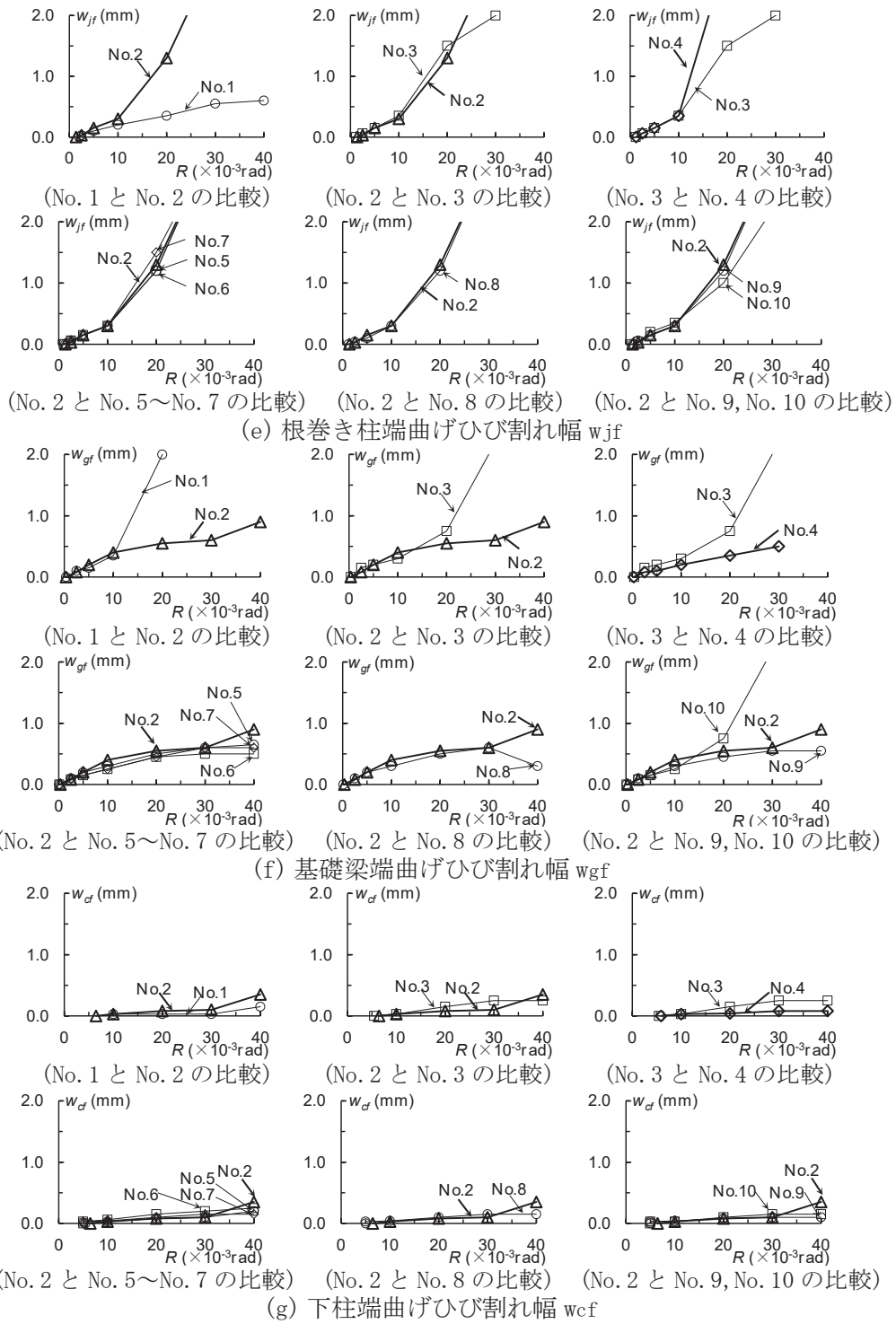


図 2.1 正加力所定変形時ひび割れ幅最大値の推移

3. 柱、梁、柱梁接合部変形成分比の推移

各試験体の正加力時変形成分比 θ_{ga}/R , γ_{pa}/R , θ_{ca}/R の推移を図 3.1、実験因子ごとの梁部材角成分 θ_{ga}/R の推移を図 3.2 に示す。 θ_{ga} は梁部材角成分、 γ_{pa} は接合部せん断変形角成分、 θ_{ca} は柱部材角成分であり、付録 1 に示すように、 $R = \theta_{ga} + \gamma_{pa} + \theta_{ca}$ となる。

図 3.1、図 3.2 によると、

- 1) No. 1 では、梁部材角成分比 θ_{ga}/R は、 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad. 時に 80%程度であり、 $R=+10 \times 10^{-3}$ rad. 時には、柱梁接合部および根巻き柱のせん断ひび割れ発生に伴いやや減少した後、 $R=+20 \times 10^{-3}$ rad. 以降は増加し、柱部材角成分比 θ_{ca}/R が減少した。
- 2) No. 2~No. 10 では、梁部材角成分比 θ_{ga}/R は、 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad. 時に 70~75%程度であり、それ以降、概ね減少し、柱部材角成分比 θ_{ca}/R が増加した。
- 3) 接合部せん断余裕度 $\lambda_{p=g}Q_{pu}/Q_{gu}$ が小さいほど、梁部材角成分 θ_{ga}/R は小さくなる傾向があり、各試験体ともに、接合部せん断変形成分比 γ_{pa}/R は数%程度で推移した。

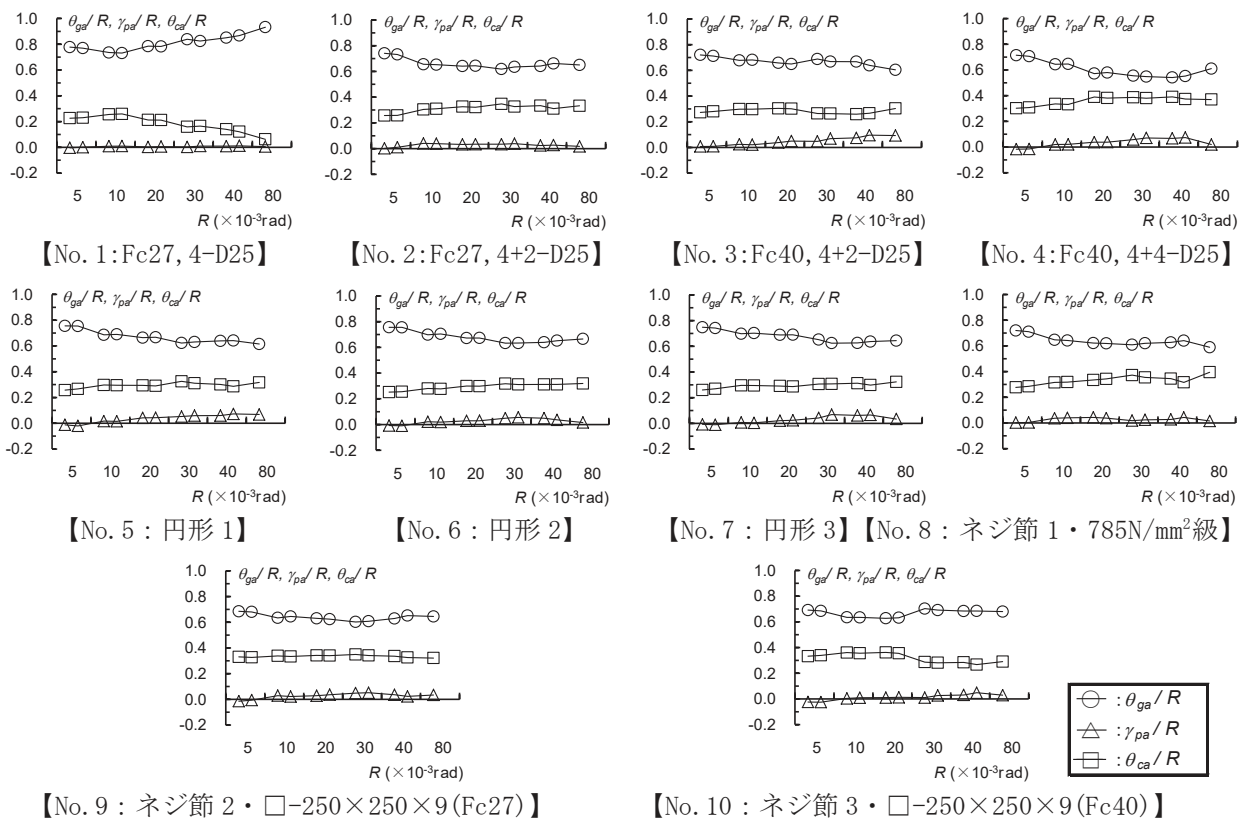


図 3.1 各試験体の正加力時変形成分比 θ_{ga}/R , γ_{pa}/R , θ_{ca}/R の推移

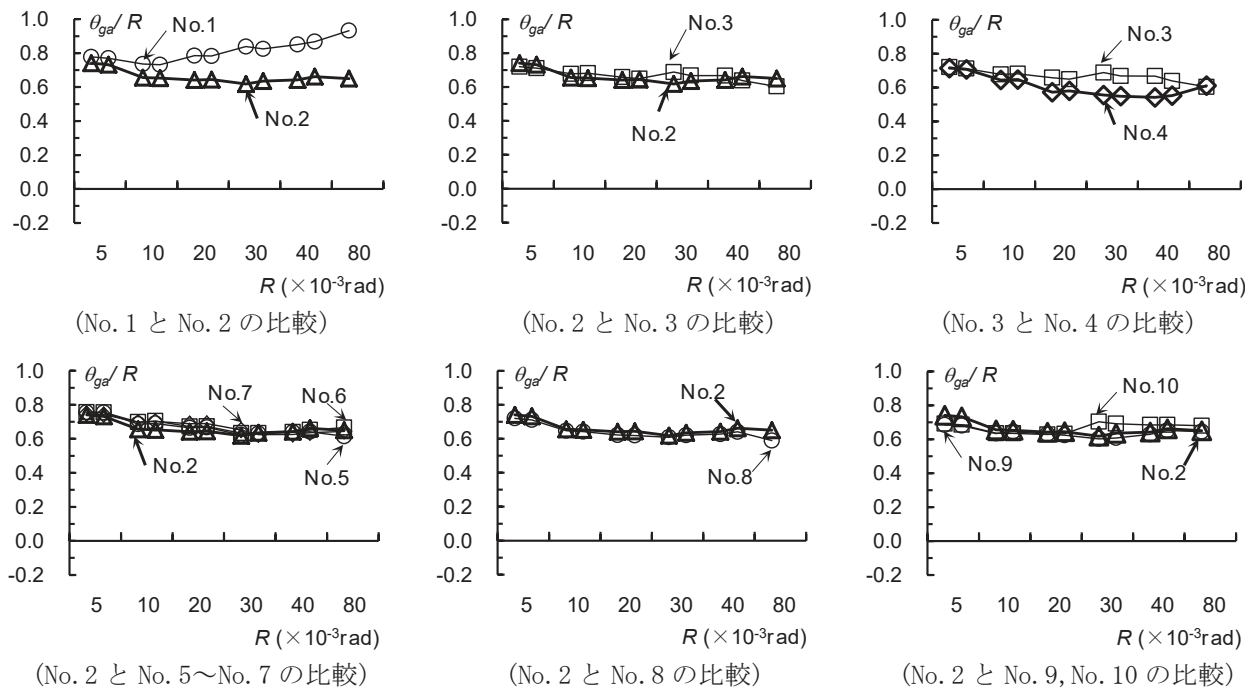


図 3.2 実験因子ごとの正加力時梁部材角成分比 θ_{ga}/R の推移

4. 柱梁接合部せん断応力-せん断変形関係

実験因子ごとの正加力所定変形時 $\tau_p / \tau_{ju} - \gamma_p$ 関係を図 4.1 に示す。 τ_p は式(1)の接合部せん断応力、 τ_{ju} は式(2)の接合部せん断終局強度、 γ_p は式(3)の接合部せん断変形角である。

同図中には、各試験体の接合部せん断余裕度 $\lambda_p = gQ_{pu} / gQ_{gu}$ の値を併記した。 gQ_{gu} は梁曲げ終局耐力時梁せん断力、 gQ_{pu} は接合部せん断終局耐力時梁せん断力を示す。

$$\tau_p = Q_g \cdot \{ (l_o / j_{tg}) - (l/h) \} / 2 (b_j \cdot l_{ag}) \quad (1)$$

$$\tau_{ju} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j, \quad F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} \quad (2)$$

$$\gamma_p = \theta_{ge} - \theta_{ce} \quad (3)$$

Q_g : 梁せん断力実験値、 l_o : 梁内法スパン長

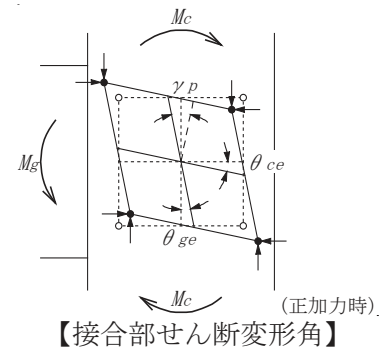
l : スパン長、 h : 階高、 j_{tg} : 梁上下主筋の重心間距離

(No. 1:380mm, No. 2, 3:333.3mm, No. 4:310mm)

b_j : 接合部有効幅 (=425mm)、 l_{ag} : 梁主筋定着長さ

κ_u : 柱梁接合部の形状係数 (=0.7)、 ϕ : 直交梁の有無による補正係数 (=0.85)

σ_B : コンクリートの実圧縮強度、 θ_{ge} : 梁端回転角、 θ_{ce} : 柱端回転角



同図によると、

- 1) 各試験体ともに、接合部せん断余裕度 λ_p は 0.8~1.1 程度であり、接合部せん断ひび割れの発生に伴い、接合部せん断変形角 γ_p が増加し始めた。
- 2) 基礎梁曲げせん断破壊型の No.1 では、 τ_p / τ_{ju} の最大値は 0.96 であり、その時の接合部せん断変形角 γ_p は 0.8×10^{-3} rad. 程度であった。
- 3) 基礎梁曲げ降伏および根巻き柱降伏後の接合部せん断破壊型の No.2~No.10 では、 τ_p / τ_{ju} の最大値は、No.2 で 1.45、No.3 で 1.13、No.4 で 1.34、No.5~No.9 で 1.41~1.56、No.10 で 1.15 であり、それ以降、接合部せん断変形角 γ_p が概ね急増した。

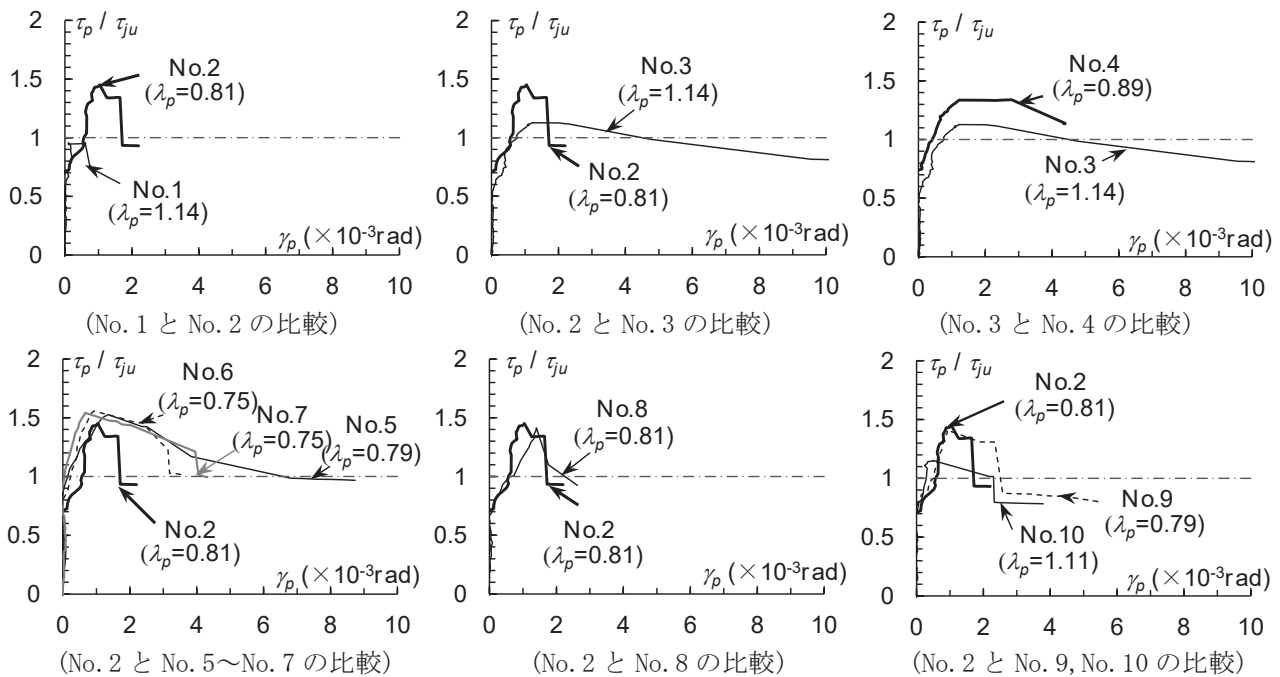


図 4.1 実験因子ごとの正加力所定変形時 $\tau_p / \tau_{ju} - \gamma_p$ 関係

5. 各部ひずみの推移

(1) 基礎梁主筋

所定変形時の基礎梁主筋ひずみ ε_{B3} , ε_{B4} および ε_{B1} , ε_{B2} の推移を図 5.1.1、図 5.1.2 に示す。 ε_{B1} は負加力・引張側梁端部下端筋ひずみ、 ε_{B2} は負加力・引張側梁端部下端筋ひずみであり、 ε_{B3} は正加力・引張側梁端部下端筋ひずみ、 ε_{B4} は正加力・引張側梁端部下端筋ひずみである。

同図中には、降伏ひずみ ε_y を併記した。同図によると、

- 1) 正加力の場合、各試験体ともに、 ε_{B3} は、 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に降伏ひずみ ε_y 到達後、No. 1 では $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に、No. 3, No. 10 では $R=+30 \times 10^{-3} \text{rad}$. 時に急増し、No. 2, No. 4, No. 5~No. 9 では ε_y 程度で推移した。各試験体の ε_{B4} の最大値は $1.8 \sim 2.3 \times 10^{-3}$ であり、降伏ひずみ ε_y に達しなかった。
- 2) 負加力の場合、 ε_{B1} および ε_{B2} は、正加力の ε_{B3} および ε_{B4} と概ね同様の傾向を示した。

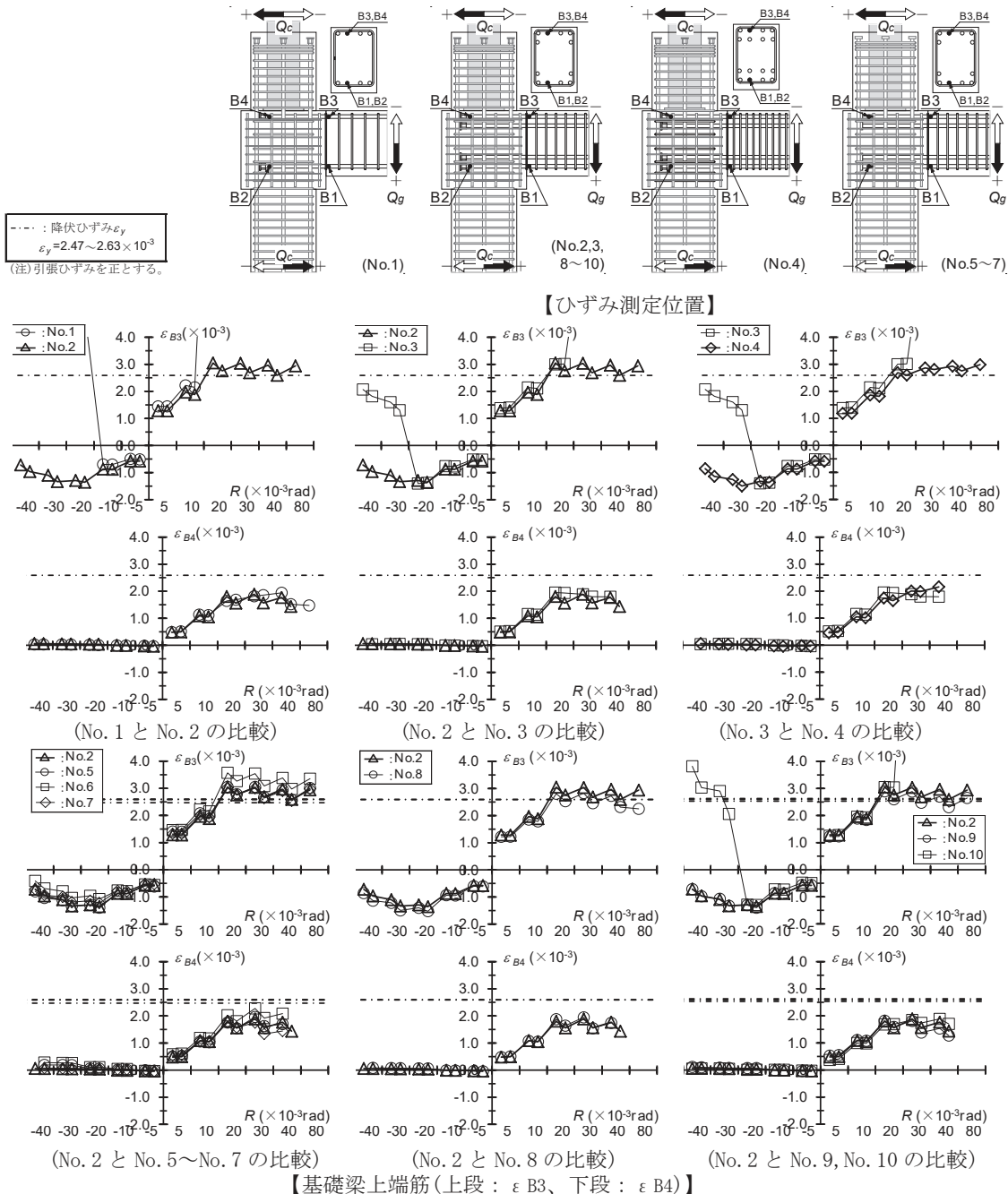


図 5.1.1 所定変形時の基礎梁主筋ひずみ ε_{B3} , ε_{B4} の推移

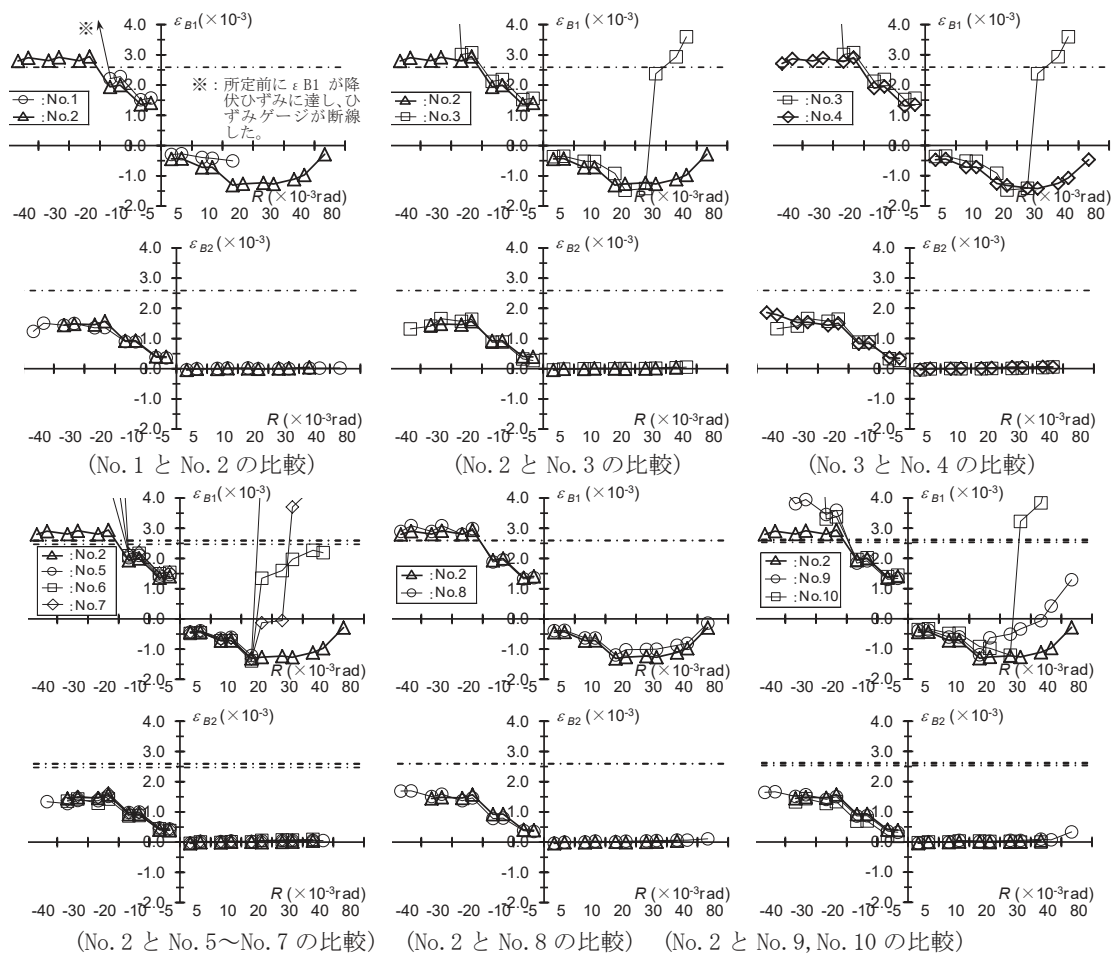


図 5. 1. 2 所定変形時の基礎梁主筋ひずみ ϵ_{B1} , ϵ_{B2} の推移

(2) 基礎梁横補強筋

所定変形時の基礎梁横補強筋ひずみ ε_{BHmax} の推移を図 5.2 に示す。基礎梁横補強筋ひずみ ε_{BHmax} は基礎梁横補強筋ひずみ $\varepsilon_{BH1} \sim \varepsilon_{BH3}$ の最大値であり、同図中には降伏ひずみ ε_y を併記した。

同図によると、 ε_{BHmax} は、No. 1 と No. 3, No. 10 では正加力または負加力 $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に降伏ひずみ ε_y に達し、その後急増した。No. 2 と No. 5~No. 9 では、正加力または負加力 $R = \pm 20 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に概ね降伏ひずみ ε_y に達し、最大値は $1.7 \sim 2.8 \times 10^{-3}$ であった。No. 4 では、 ε_y に達せず、最大値は 1.5×10^{-3} であった。

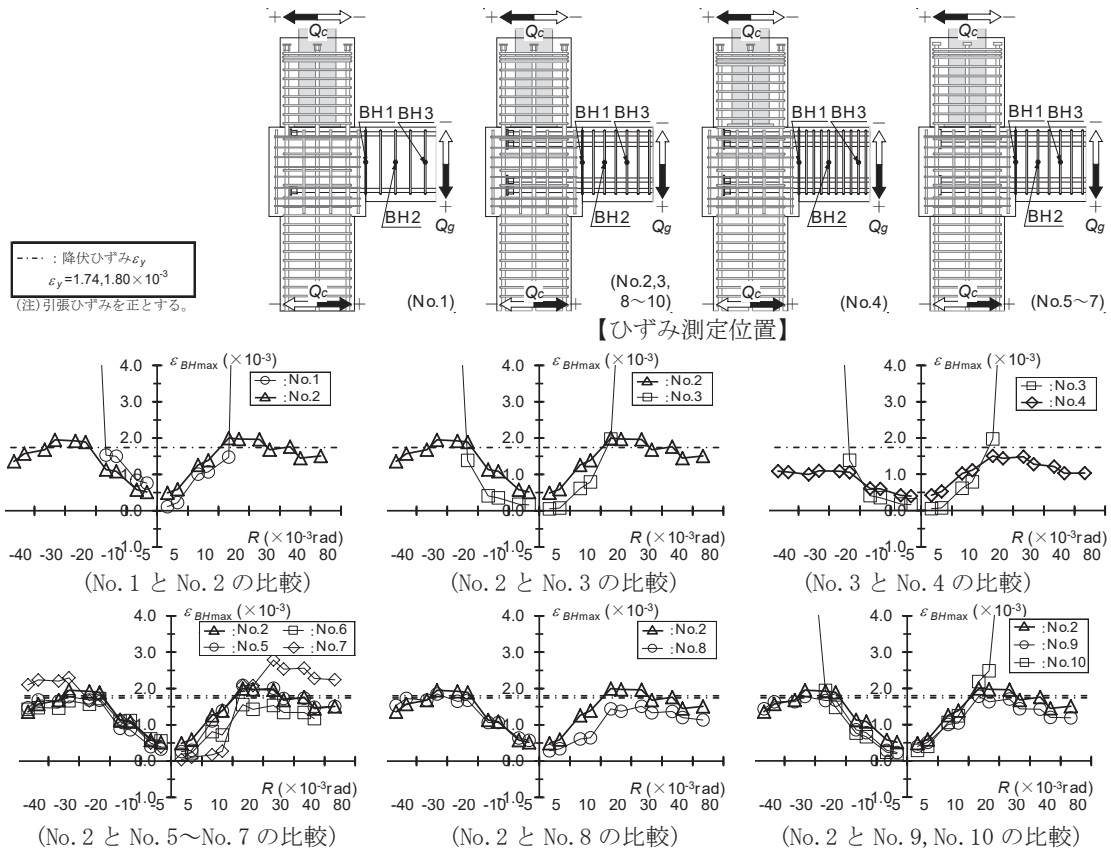
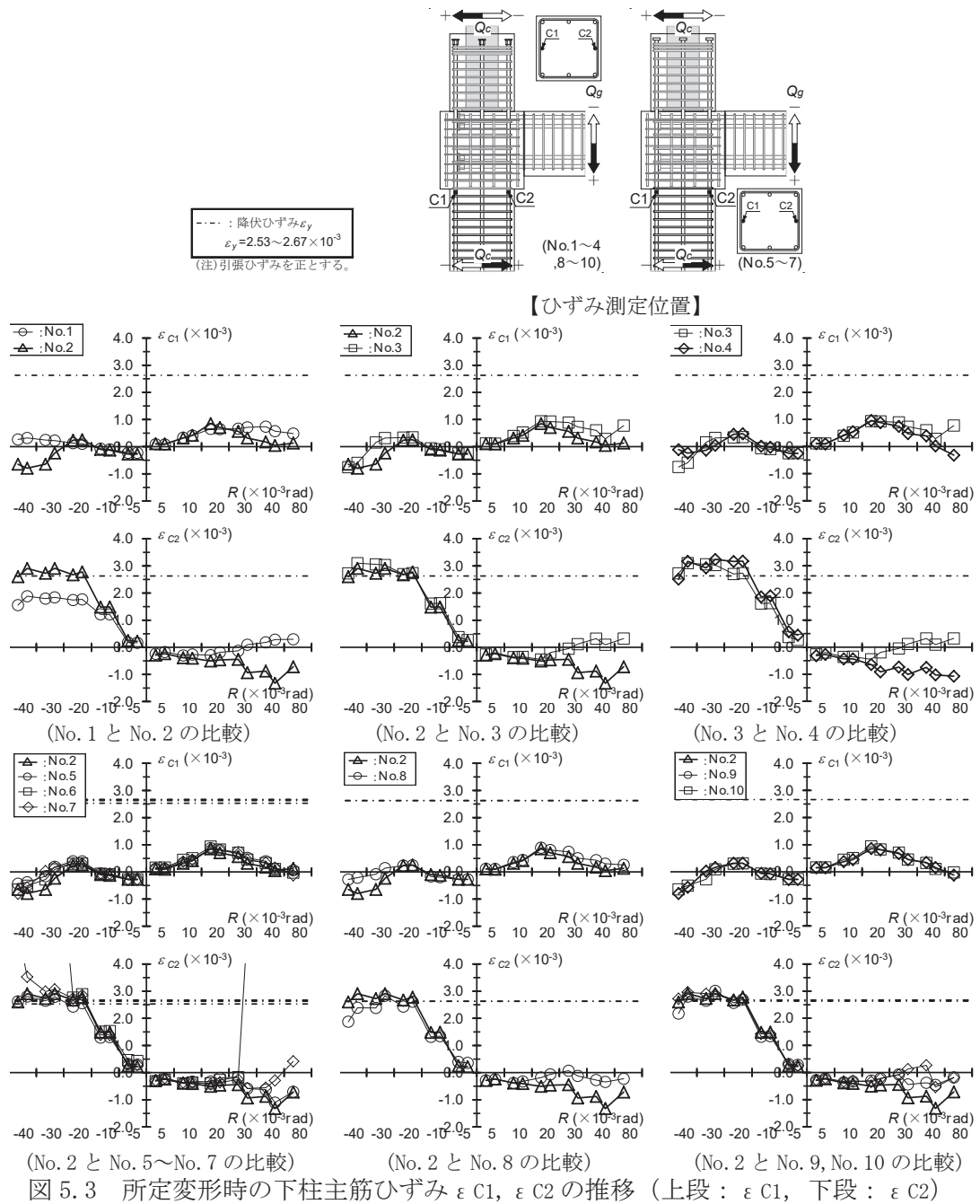


図 5.2 所定変形時の基礎梁横補強筋ひずみ ε_{BHmax} の推移

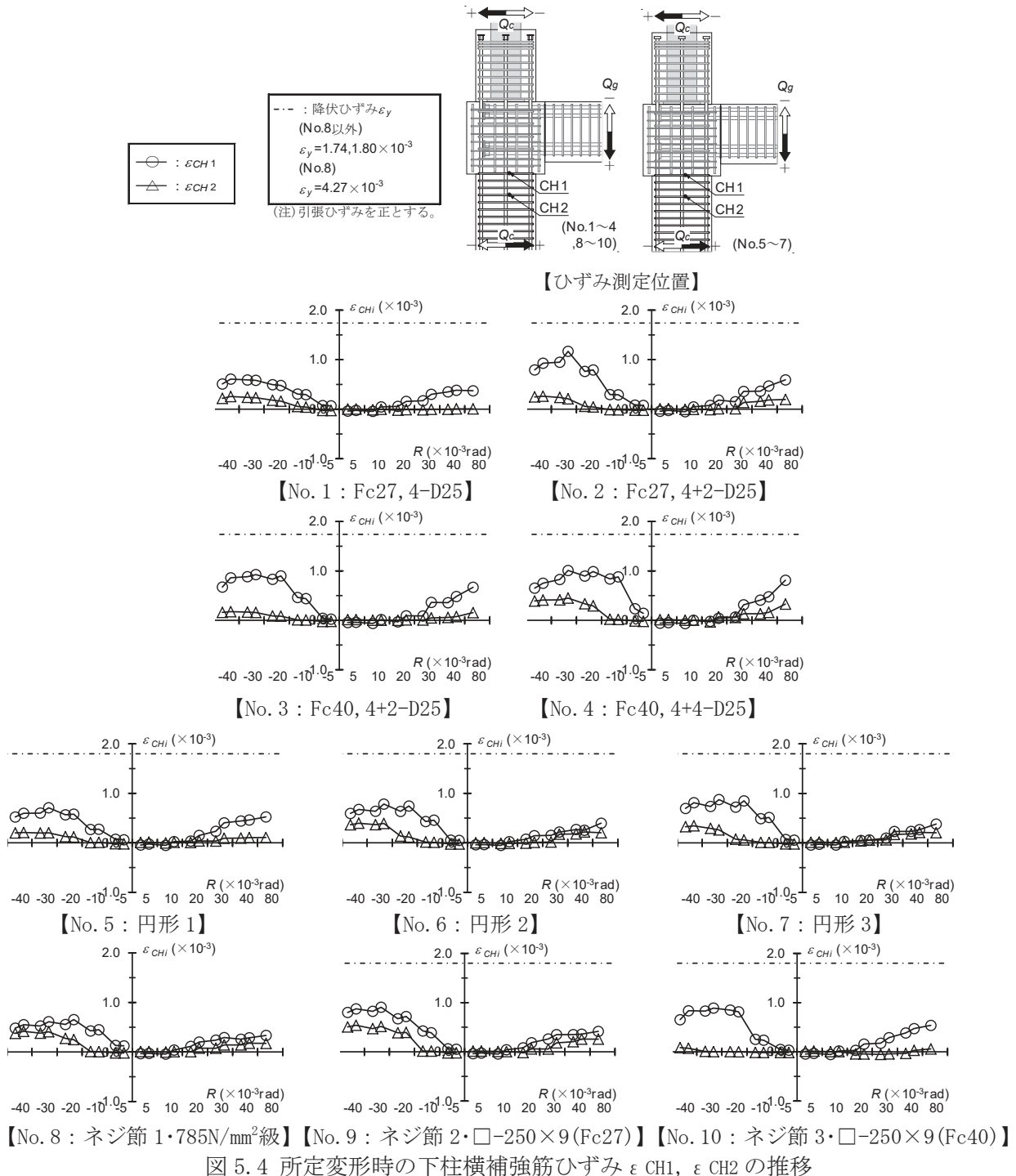
(3) 下柱主筋

所定変形時の下柱主筋ひずみ ε_{C1} , ε_{C2} の推移を図 5.3 に示す。同図中には、降伏ひずみ ε_y を併記した。同図によると、正加力・引張側下柱端部ひずみ ε_{C1} の最大値は $0.7 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ であり、負加力・引張側下柱端部ひずみ ε_{C2} の最大値は、No. 1 では 1.9×10^{-3} で降伏ひずみ ε_y に達せず、No. 2~No. 10 では $R = -20 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ の時に ε_y に達し、概ね降伏ひずみ ε_y 程度で推移した。



(4) 下柱横補強筋

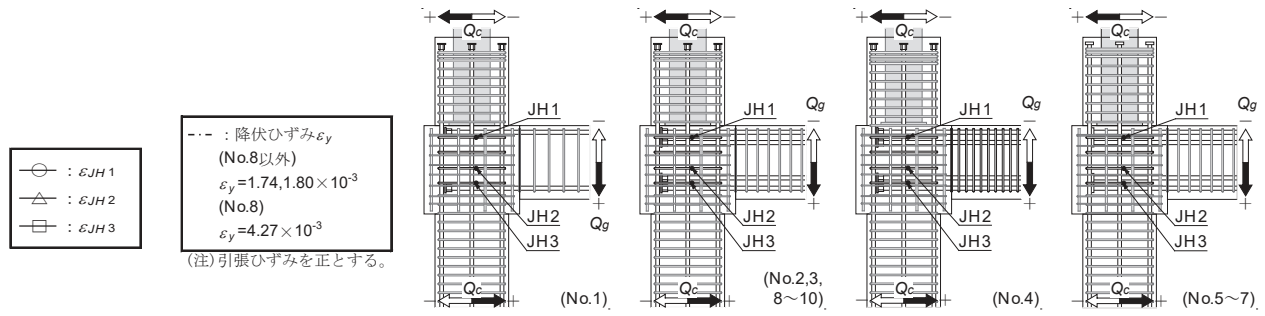
所定変形時の下柱横補強筋ひずみ ϵ_{CH1} , ϵ_{CH2} の推移を図 5.4 に示す。同図中には、降伏ひずみ ϵ_y を併記した。同図によると、 ϵ_{CH1} の最大値は、No. 1 では 0.6×10^{-3} 、No. 2~No. 10 では $0.7 \sim 1.2 \times 10^{-3}$ 、 ϵ_{CH2} の最大値は $0.1 \sim 0.5 \times 10^{-3}$ であり、いずれも降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。



(5) 接合部横補強筋

所定変形時の接合部横補強筋ひずみ $\epsilon_{JH1} \sim \epsilon_{JH3}$ の推移を図 5.5 に示す。同図中には、降伏ひずみ ϵ_y を併記した。同図によると、 $\epsilon_{JH1} \sim \epsilon_{JH3}$ は、

- 1) No. 1 では、 $R = \pm 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度で降伏ひずみ ϵ_y に到達したが、その後、 ϵ_y 程度に留まった。
- 2) No. 2~No. 7, No. 9, No. 10 では、概ね $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、降伏ひずみ ϵ_y に到達した後、急増した。
- 3) No. 8 では、最大値が $2.2 \sim 2.8 \times 10^{-3}$ であり、降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。



【ひずみ測定位置】

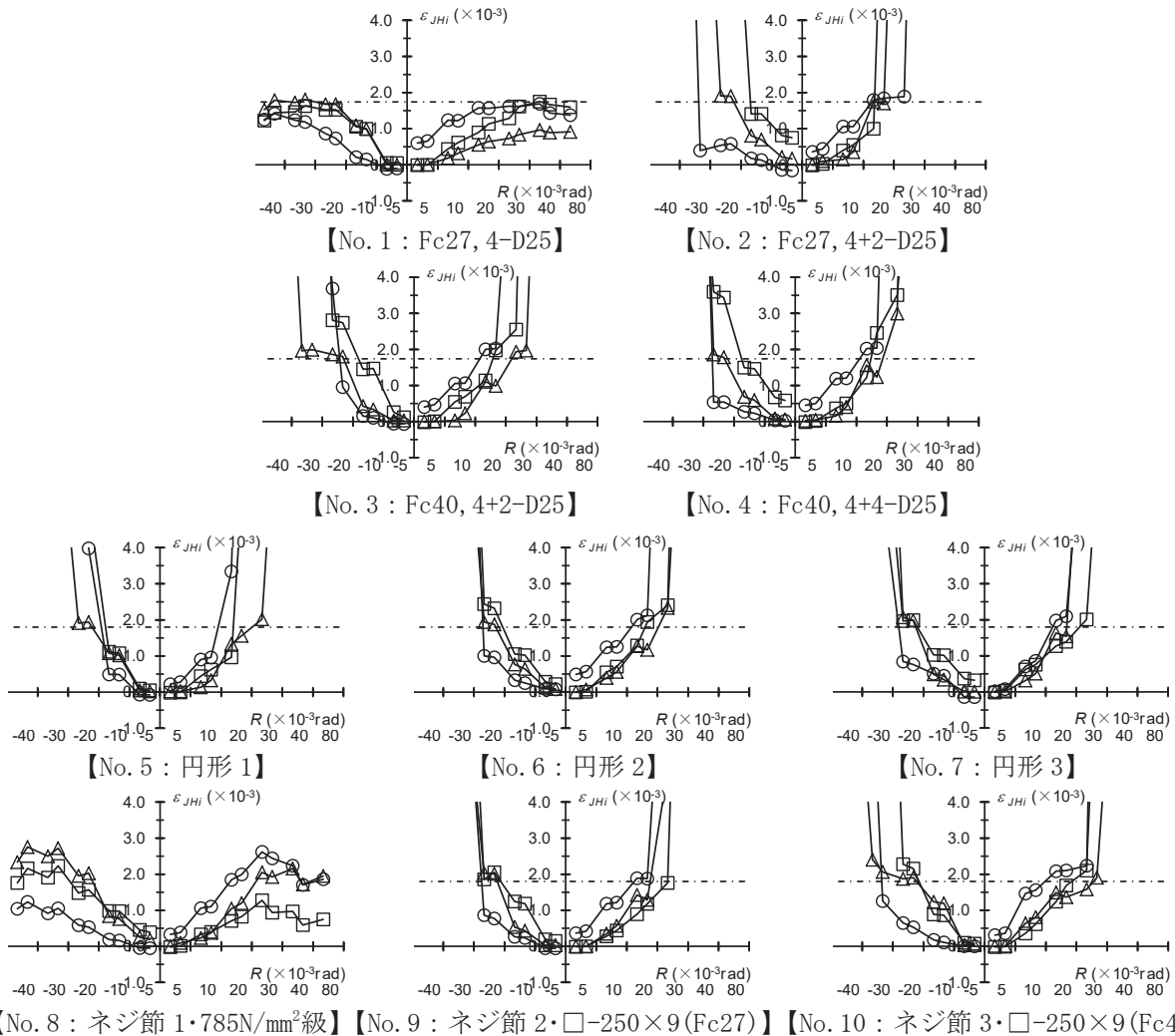


図 5.5 所定変形時の接合部横補強筋ひずみ $\epsilon_{JH1} \sim \epsilon_{JH3}$ の推移

(6) 根巻き柱主筋

所定変形時の根巻き柱主筋ひずみ ϵ_{CN1} , ϵ_{CN2} および ϵ_{CN3} , ϵ_{CN4} の推移を図 5.6.1、図 5.6.2 に示す。
 ϵ_{CN1} は負加力・基礎梁端側(引張側)根巻き柱端部主筋ひずみ、 ϵ_{CN2} は負加力・屋外側(引張側)根巻き柱端部主筋ひずみであり、 ϵ_{CN3} は正加力・基礎梁端側(引張側)根巻き柱主筋定着部近傍ひずみ、 ϵ_{CN4} は正加力・基礎梁端側根巻き柱主筋定着部近傍ひずみである。同図中には、降伏ひずみ ϵ_y を併記した。

同図によると、

- 1) 正加力の場合、 ϵ_{CN4} の最大値は、No. 1 では 2.2×10^{-3} であり、No. 2~No. 10 では、 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に降伏ひずみ ϵ_y 程度に達し、その後、No. 2 と No. 5~No. 10 では減少し、No. 3 および No. 4 では増加した。また、 ϵ_{CN3} の最大値は、No. 1 では 0.9×10^{-3} 、No. 2~No. 10 では $1.5 \sim 2.4 \times 10^{-3}$ であり、いずれも降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。
- 2) 負加力の場合、各試験体の ϵ_{CN2} の最大値は $1.7 \sim 2.3 \times 10^{-3}$ 、 ϵ_{CN1} は、No. 1 では 0.3×10^{-3} 、No. 2~No. 10 では $0.7 \sim 0.9 \times 10^{-3}$ であり、いずれも ϵ_y に到達せず、 ϵ_{CN3} は概ね 0 であった。

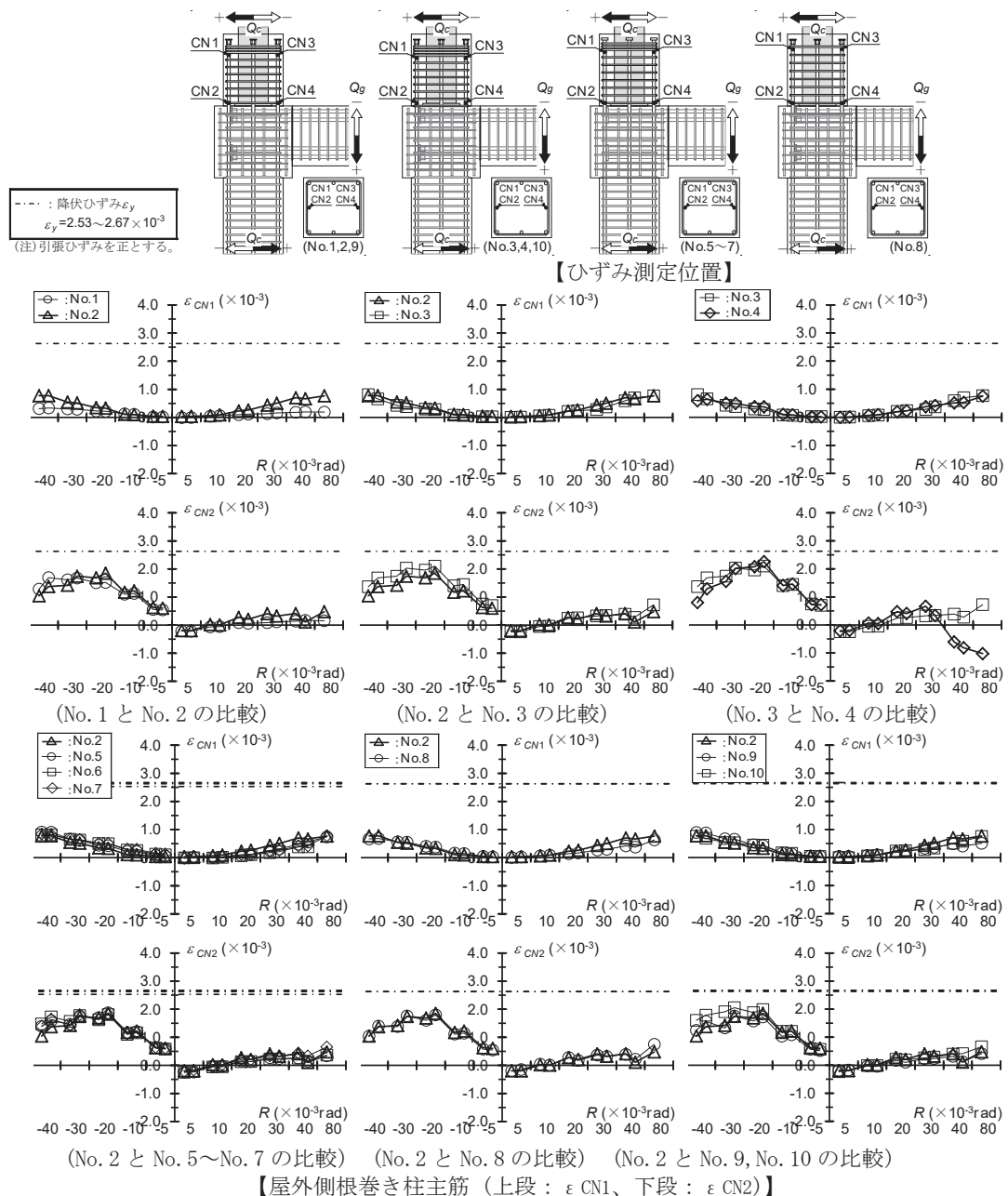
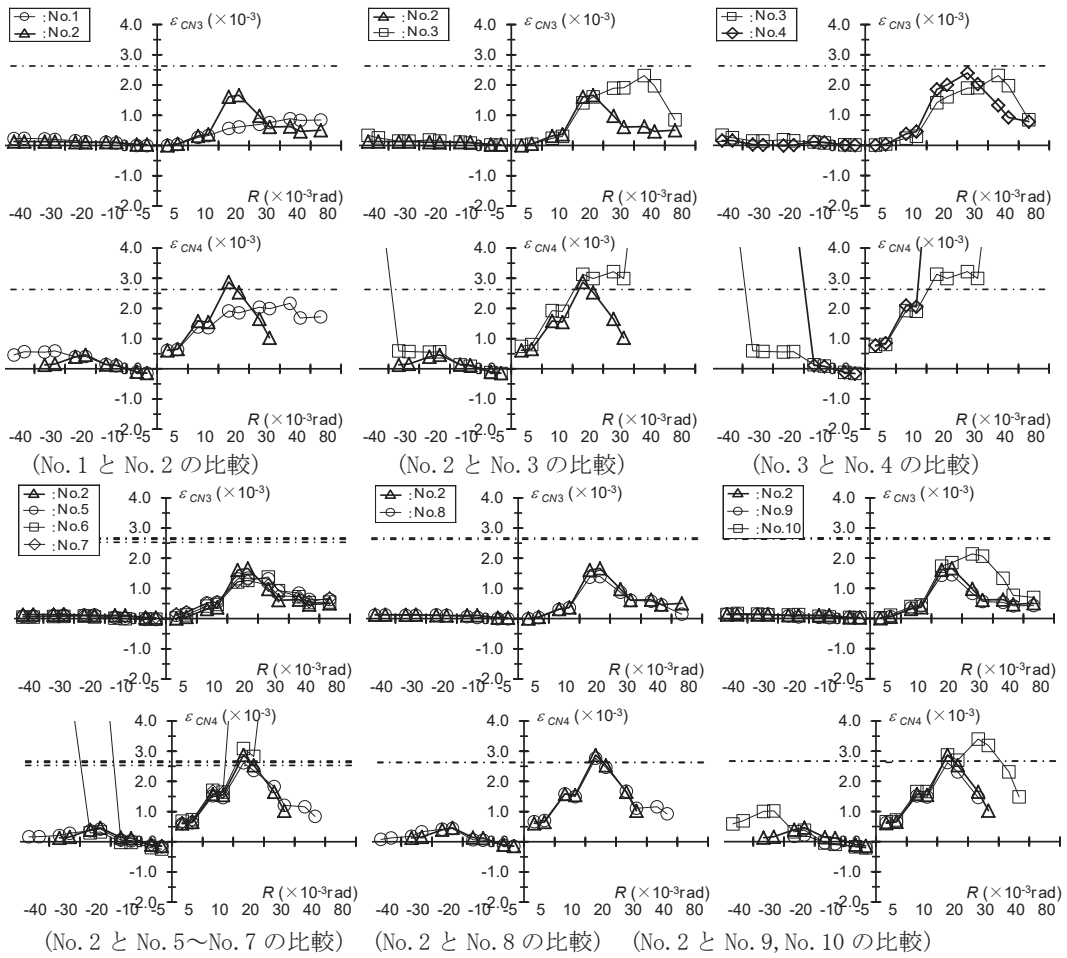


図 5.6.1 所定変形時の根巻き柱主筋ひずみ ϵ_{CN1} , ϵ_{CN2} の推移



【基礎梁端側根巻き柱主筋（上段： ϵ_{CN3} 、下段： ϵ_{CN4} ）】

図 5.6.2 所定変形時の根巻き柱主筋ひずみ ϵ_{CN3} , ϵ_{CN4} の推移

(7) 根巻き柱横補強筋(根巻き拘束筋)

所定変形時の根巻き柱横補強筋(根巻き拘束筋)ひずみ $\epsilon_{CNH1} \sim \epsilon_{CNH4}$ の推移を図 5.7 に示す。 ϵ_{CNH1} は根巻き拘束筋ひずみ、 $\epsilon_{CNH2} \sim \epsilon_{CNH4}$ は根巻き柱横補強筋ひずみである。同図によると、

- 1) 各試験体ともに、 ϵ_{CNH1} の最大値は、No. 1~No. 7, No. 9, No. 10 では $1.4 \sim 1.7 \times 10^{-3}$ 、No. 8 では 2.4×10^{-3} であり、降伏ひずみ ϵ_y 程度までに留まった。
- 2) 根巻き柱横補強筋ひずみの $\epsilon_{CNH4} \sim \epsilon_{CNH2}$ の最大値は、No. 1 では $0.9 \sim 1.7 \times 10^{-3}$ で、降伏ひずみ ϵ_y に達せず、その他は No. 8 を除き、 ϵ_{CNH4} 、 ϵ_{CNH3} 、 ϵ_{CNH2} の順に、No. 2, No. 4 と No. 5~7, No. 9, No. 10 では正加力 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$. 以降、No. 3 では正加力 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$. 以降、降伏ひずみ ϵ_y に到達後、急増した。また、No. 8 では $1.4 \sim 1.9 \times 10^{-3}$ であり、降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。

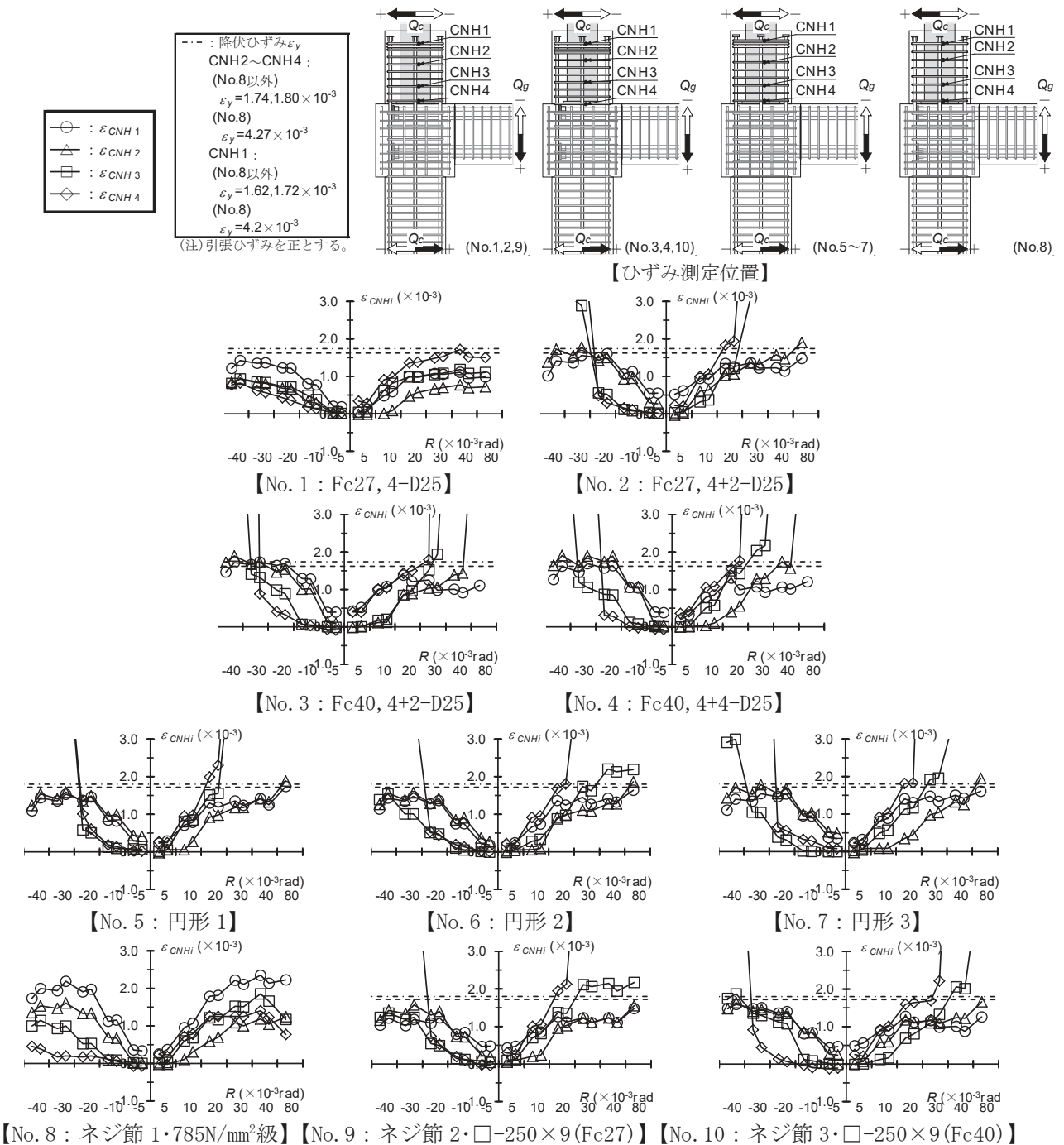


図 5.7 所定変形時の根巻き柱横補強筋(根巻き拘束筋)ひずみ $\epsilon_{NH1} \sim \epsilon_{NH4}$ の推移

(8) 鋼管柱フランジ

所定変形時の鋼管柱フランジひずみ $\epsilon_{CS4} \sim \epsilon_{CS6}$ および $\epsilon_{CS1} \sim \epsilon_{CS3}$ の推移を図 5.8.1、図 5.8.2 に示す。 $\epsilon_{CS4} \sim \epsilon_{CS6}$ は正加力・基礎梁端側(引張側)鋼管柱フランジひずみ、 $\epsilon_{CS1} \sim \epsilon_{CS3}$ は負加力・屋外側(引張側)鋼管柱フランジひずみである。同図中には、降伏ひずみ ϵ_y を併記した。同図によると、

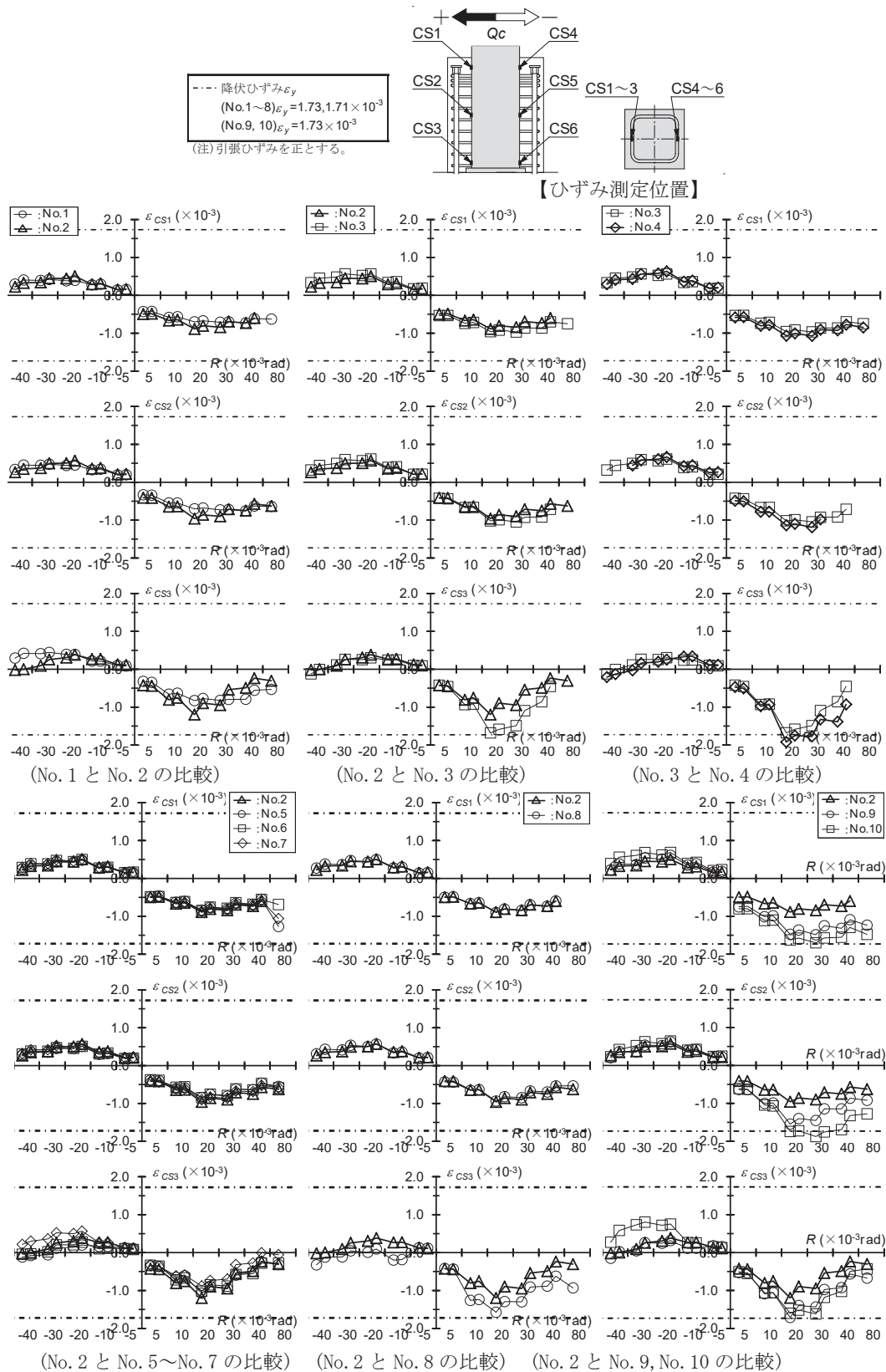


図 5.8.1 所定変形時の鋼管柱フランジひずみ $\epsilon_{CS1} \sim \epsilon_{CS3}$ の推移

- 1) 正加力の場合、 $\epsilon_{CS4} \sim \epsilon_{CS6}$ の最大値は、No. 1では $0.5 \sim 0.6 \times 10^{-3}$ 、No. 2~No. 8では $0.6 \sim 0.9 \times 10^{-3}$ 、No. 9とNo. 10では $0.9 \sim 1.3 \times 10^{-3}$ であり、各試験体ともに、降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。
- また、 $\epsilon_{CS1} \sim \epsilon_{CS3}$ の最大値は、No. 1では $-0.7 \sim -0.8 \times 10^{-3}$ 、No. 2~No. 8では $-0.9 \sim -1.7 \times 10^{-3}$ 、No. 9とNo. 10では $-1.6 \sim -1.9 \times 10^{-3}$ であった。
- 2) 負加力の場合、各試験体ともに、 $\epsilon_{CS1} \sim \epsilon_{CS3}$ および $\epsilon_{CS4} \sim \epsilon_{CS6}$ は、それぞれ降伏ひずみ ϵ_y に達しなかった。

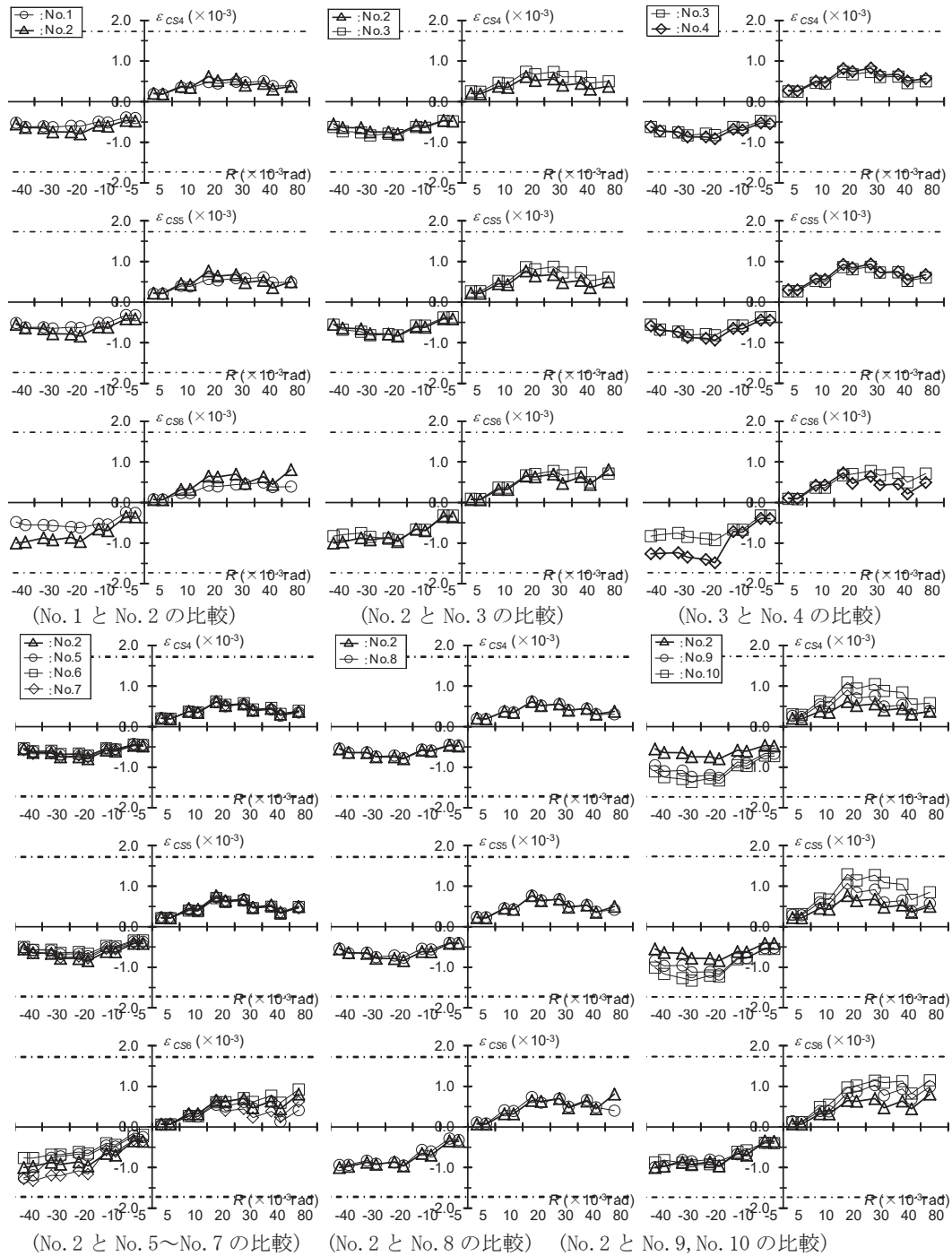


図 5.8.2 所定変形時の鋼管柱フランジひずみ $\epsilon_{CS4} \sim \epsilon_{CS6}$ の推移

(9) エンドプレート

所定変形時のエンドプレートひずみ ε_{EP1} , ε_{EP2} および ε_{EP3} , ε_{EP4} の推移を図 5.9.1、図 5.9.2 に示す。同図中には、降伏ひずみ ε_y を併記した。同図によると、

- 1) 正加力の場合、 ε_{EP1} は、No. 2 では $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第 2 サイクル目に引張ひずみに反転し、 $R=+80 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の所定前に降伏ひずみ ε_y に達した。また、各試験体の ε_{EP2} の最大値は $-0.1 \sim -0.6 \times 10^{-3}$ 、 ε_{EP3} の最大値は $0.1 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 、 ε_{EP4} の最大値 $0.2 \sim 0.6 \times 10^{-3}$ であり、いずれも降伏ひずみ ε_y に達しなかった。
- 2) 負加力の場合、各試験体の ε_{EP1} の最大値は $0.1 \sim 0.8 \times 10^{-3}$ で、 ε_{EP2} の最大値は $0.2 \sim 0.6 \times 10^{-3}$ 、 ε_{EP3} の最大値は $-0.1 \sim -0.4 \times 10^{-3}$ 、 ε_{EP4} の最大値は $-0.2 \sim -0.5 \times 10^{-3}$ であり、いずれも降伏ひずみ ε_y に達しなかった。

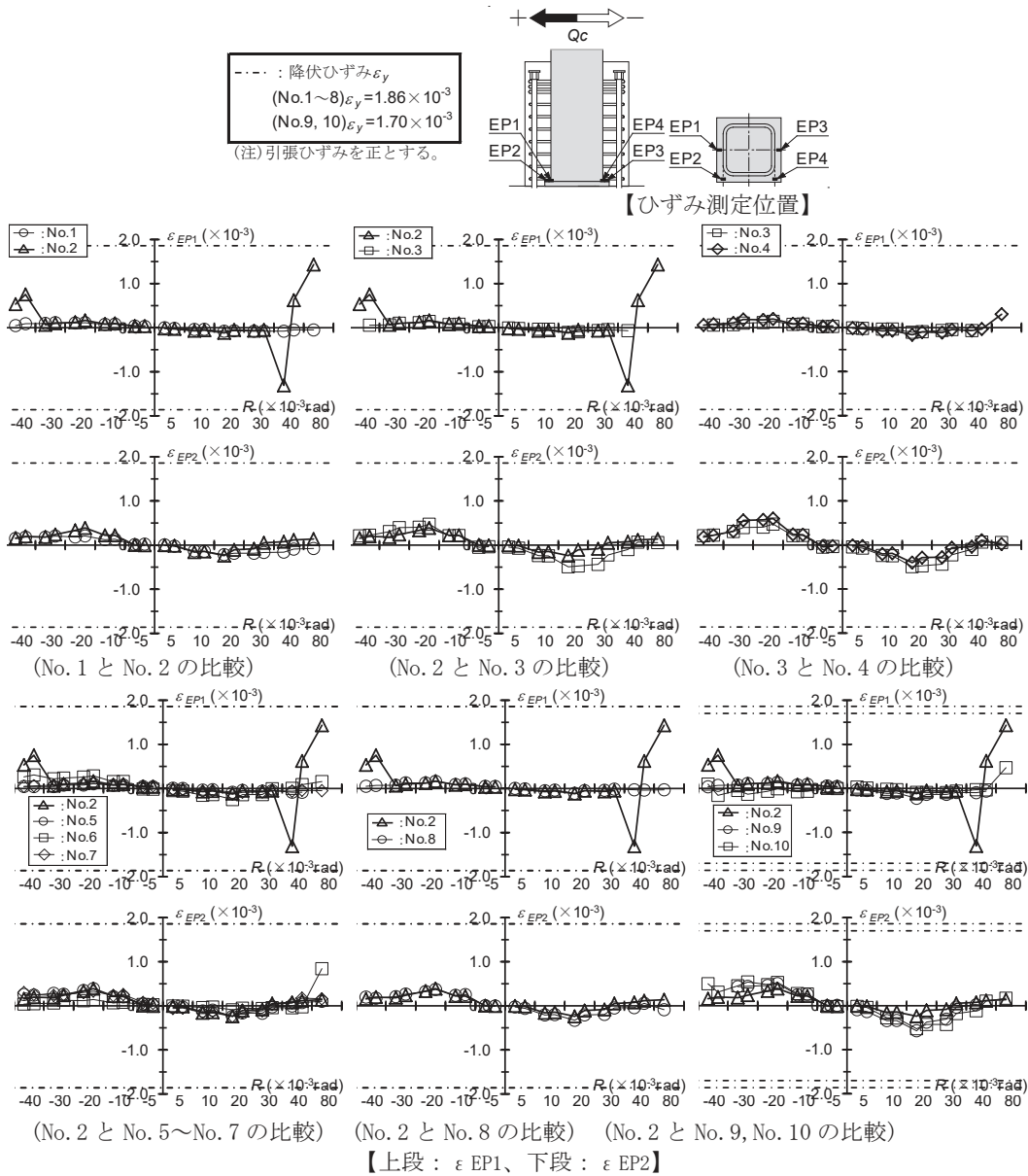


図 5.9.1 所定変形時のエンドプレートひずみ ε_{EP1} , ε_{EP2} の推移

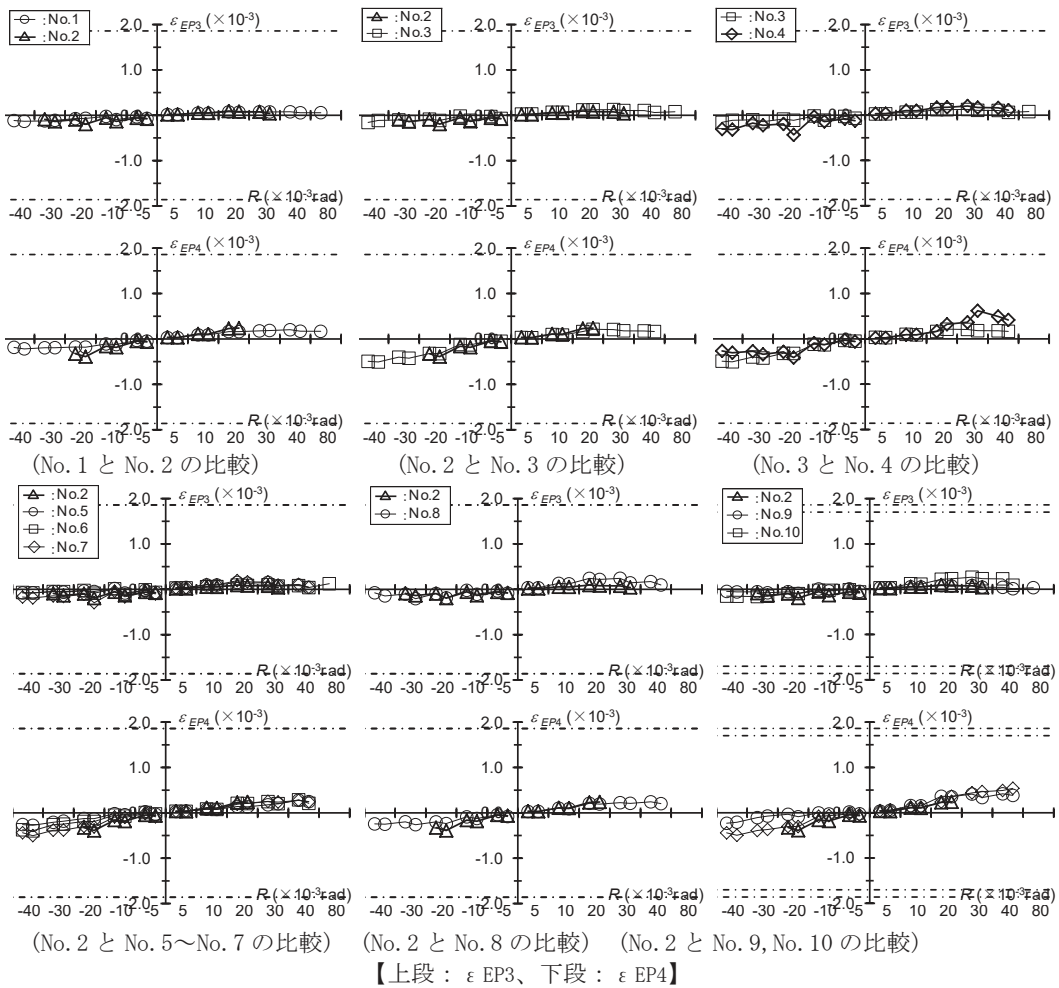


図 5.9.2 所定変形時のエンドプレートひずみ ε_{EP3} , ε_{EP4} の推移

【付録 1】 柱、梁、柱梁接合部の変形成分比

(柱の部材角)

$$\theta_c = \theta_{ce} + \frac{D_g}{H - D_g} \cdot \theta_{ge} \quad (1)$$

(梁の部材角)

$$\theta_g = \frac{L}{L - D_c} \cdot R - \theta_{ge} - \frac{D_c}{L - D_c} \cdot \theta_{ce} \quad (2)$$

(柱梁接合部のせん断変形角) $\gamma_p = \theta_{ge} - \theta_{ce}$ (3)

層間変形角に対する柱、梁、柱梁接合部の変形成分を図 2 で定義すると、下式が得られる。

式(5)に式(1)～式(3)を代入すると、 θ_{ca} 、 θ_{ga} 、 γ_{pa} の和は R に一致する。

$$\theta_{ca} = (H_o/H) \cdot \theta_c, \quad \theta_{ga} = (L_o/L) \cdot \theta_g, \quad \gamma_{pa} = \left\{ (L_o/L) - (D_g/H) \right\} \cdot \gamma_p \quad (4)$$

$$R = \theta_{ca} + \theta_{ga} + \gamma_{pa} \quad (5)$$

ここに、 $H_o = H - D_g$: 内法高さ、 $L_o = L - D_c$: 内法スパン

$$H = H_1 + H_2 = 2750\text{mm}, \quad L = 3400\text{mm}, \quad D_g = 500\text{mm}, \quad D_c = D_j = 650\text{mm}$$

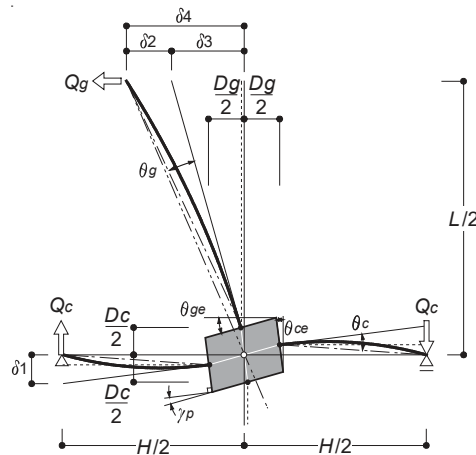


図 1 柱、梁の部材角および柱梁接合部のせん断変形角の定義

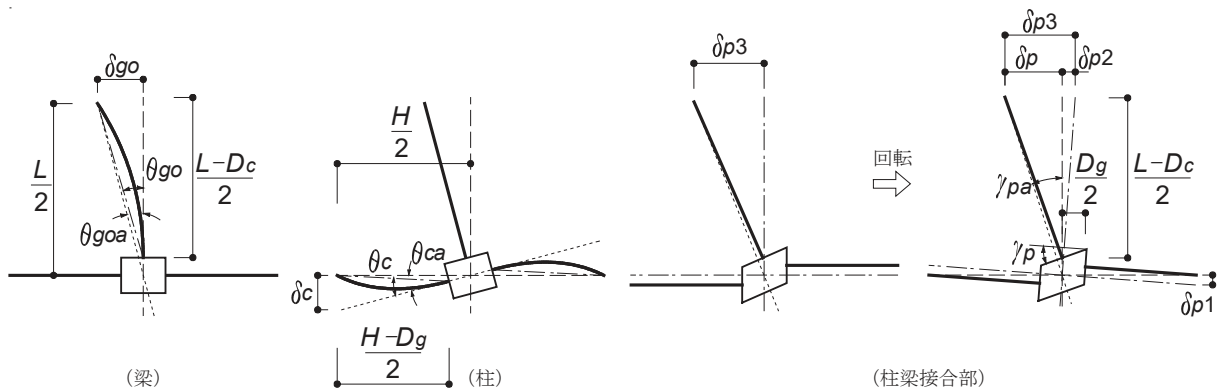


図 2 層間変形角に対する柱、梁、柱梁接合部の変形成

【付録2】 根巻き柱付きト形架構の弾性変形

1. 弾性変形の算定式

根巻き柱付きト形架構の弾性変形は、AIJ 鋼構造接合部設計指針 7.1 節の仮定と同様、基礎梁上面より上部では鉄骨柱とし、図1の変形の適合条件に基づき、下記の算定式で求める[※]。

(力の釣合い式)

$$\cdot Q_c = Q_g \cdot (\ell / 2H), \quad V_{ph} = \xi h \cdot Q_c \quad (1)$$

$$\cdot \xi h = (H/\ell) \cdot (\ell_o / j_t g) - 1$$

(変形の適合式)

$$\cdot \delta_{co} = (H_o \cdot \theta_{ce} + D_g \cdot \theta_{ge}) / 2$$

$$\cdot \gamma_p = \theta_{ge} - \theta_{ce}$$

(柱および柱梁接合部の剛性式)

$$\cdot \delta_{co} = S_c \cdot Q_c, \quad S_c = S_{c1} + S_{c2}$$

$$\cdot S_{c1} = H_o^3 / (24E_s \cdot I_s) + H_o / (2G_s \cdot A_s)$$

$$\cdot S_{c2} = H_o^2 / (24E_c \cdot I_c) + H_o / (2G_c \cdot A_c)$$

$$\cdot Q_c = (H_o / 2S_c) \cdot \theta_{ce} + (D_g / 2S_c) \cdot \theta_{ge}$$

$$\cdot H_o = h_{o1} + 2 \Delta h_{o1}, \quad H_o = h_{o2} + 2 \Delta h_{o2}$$

$$\cdot H_o = (H_{o1} + H_{o2}) / 2$$

$$\cdot V_{ph} = G_c \cdot A_{ph} \cdot \gamma_p = G_c \cdot A_{ph} \cdot (\theta_{ge} - \theta_{ce})$$

(θ_{ce} と θ_{ge} の算定式)

$$\cdot \theta_{ge} - \theta_{ce} = V_{ph} / (G_c \cdot A_{ph}), \quad \theta_{ge} = \theta_{ce} + V_{ph} / (G_c \cdot A_{ph})$$

$$\cdot \theta_{ce} = \{2S_c - D_g \cdot \xi h / (G_c \cdot A_{ph})\} \cdot Q_c / H \quad (2)$$

$$\cdot \theta_{ge} = \{2S_c + H_o \cdot \xi h / (G_c \cdot A_{ph})\} \cdot Q_c / H \quad (3)$$

$$\cdot h_1 = H_{o1} + D_g, \quad h_2 = H_{o2} + D_g, \quad H = (h_1 + h_2) / 2$$

(梁の変形角 θ_g とたわみ δ_{go} の関係式)

$$\cdot \delta_{go} = S_g \cdot Q_g, \quad S_g = \ell_o^3 / (24E_c \cdot I_g) + \ell_o / (2G_c \cdot A_g)$$

$$\cdot \theta_g = 2 \delta_{go} / \ell_o = 2 (S_g \cdot Q_g) / \ell_o \quad (4)$$

(柱および梁の部材角 θ_c , θ_g)

$$\cdot \theta_c = 2 \delta_{co} / H_o = \theta_{ce} + (D_g / H_o) \cdot \theta_{ge} \quad (5)$$

$$\cdot \theta_g = 2 \delta_{go} / \ell_o = (\ell / \ell_o) \cdot R - \{ \theta_{ge} + (D_c / \ell_o) \cdot \theta_{ce} \} \quad (6)$$

(柱および梁の変形成分 θ_{ca} , θ_{ga})

$$\cdot \theta_{ga} = (\ell_o / \ell) \cdot \theta_g \quad (7)$$

$$\cdot \theta_{ca} = (H_o / H) \cdot \theta_c \quad (8)$$

(接合部せん断変形成分 γ_{pa})

$$\cdot \gamma_{pa} = 2 \delta_{pa} / \ell = \xi_p \cdot \gamma_p, \quad \xi_p = 1 - (D_c / \ell) - (D_g / H) \quad (9)$$

(層間変形角 (R) と変形成分の関係)

$$\cdot R = \theta_{ga} + \theta_{ca} + \gamma_{pa} \quad (10)$$

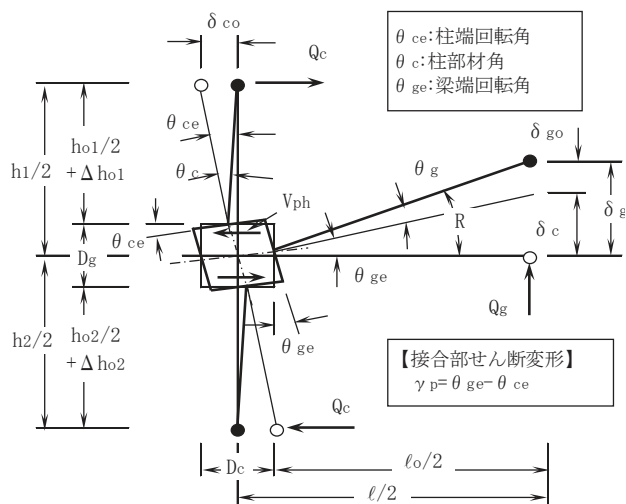


図1 根巻き柱付きト形架構の変形適合条件

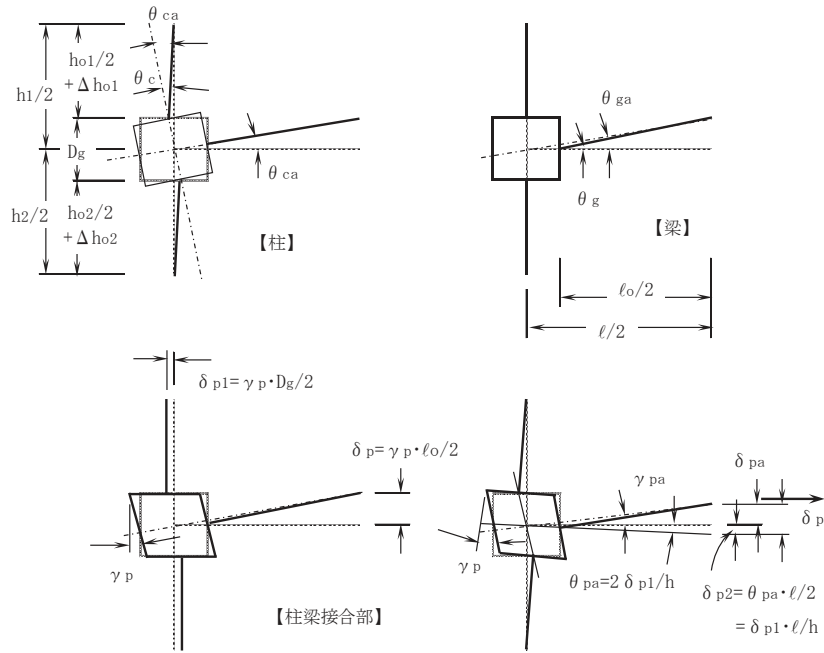


図2 柱、梁および柱梁接合部の変形成分

2. 検討結果

実験に供した各試験体の根巻き柱付きト形架構弾性変形の計算値と実験値を表1、計算値を併記した層間変形角 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの梁せん断力 Q_g —層間変形角 R 正加力時包絡線を図3に示す。

表1中の短期許容せん断力 gQ_a は4.5節の式(4.24)による計算値であり、表1、図3中には、AIJ鋼構造接合部設計指針7.1節の仮定によったS柱RC基礎梁架構と併せてRC柱基礎梁架構の計算値を示した。RC柱基礎梁架構のRC柱の断面諸元は根巻き柱と同じとし、計算に用いた材料定数と寸法諸元を表2に示す。また、コンクリートのヤング係数 E_c は材料試験結果の値とした。

図3に示すように、S柱RC基礎梁架構の弾性変形計算値は短期許容せん断力 gQ_a 前後の実験値と概ね対応し、RC柱基礎梁架構の弾性変形計算値は実験結果の初期剛性と概ね対応する。一方、S柱RC基礎梁架構の変形成分比 θ_{ga}/R の計算値は実験値よりも小さく、 θ_{ca}/R の計算値は実験値よりも大きく、RC柱基礎梁架構の変形成分比 θ_{ga}/R と θ_{ca}/R の計算値は実験値と概ね一致する。

表1 根巻き柱付きト形架構弾性変形の計算値と実験値

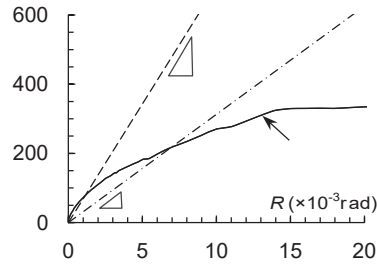
試験体	gQ_a (kN)	計算値(S柱RC基礎梁架構)				計算値(RC柱基礎梁架構)				実験値			
		R ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	θ_{ga}/R	θ_{ca}/R	γ_{pa}/R	R ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	θ_{ga}/R	θ_{ca}/R	γ_{pa}/R	R ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	θ_{ga}/R	θ_{ca}/R	γ_{pa}/R
No. 1	285	9.1	0.33	0.63	0.04	4.2	0.73	0.19	0.08	11.5	0.72	0.26	0.01
No. 2	379	12.2	0.33	0.63	0.04	5.6	0.72	0.19	0.09	14.4	0.66	0.31	0.03
No. 3	379	11.3	0.30	0.67	0.04	4.6	0.72	0.19	0.09	11.9	0.68	0.30	0.02
No. 4	473	14.1	0.30	0.66	0.04	5.8	0.72	0.19	0.09	15.5	0.62	0.35	0.03
No. 5	379	12.6	0.35	0.61	0.04	6.0	0.72	0.19	0.09	15.3	0.66	0.30	0.04
No. 6	379	12.6	0.35	0.61	0.04	6.0	0.72	0.19	0.09	15.0	0.69	0.29	0.02
No. 7	379	12.6	0.35	0.61	0.04	6.0	0.72	0.19	0.09	15.0	0.70	0.29	0.02
No. 8	379	12.2	0.33	0.63	0.04	5.6	0.72	0.19	0.09	15.6	0.62	0.33	0.05
No. 9	379	13.8	0.29	0.67	0.04	5.6	0.72	0.19	0.09	15.8	0.63	0.34	0.03
No. 10	379	13.1	0.27	0.69	0.03	4.9	0.72	0.19	0.09	13.3	0.62	0.37	0.01

gQ_a : 短期許容せん断力、R: gQ_a 時層間変形角、 θ_{ga}/R , θ_{ca}/R , γ_{pa}/R : 梁、柱、柱梁接合部変形成分比

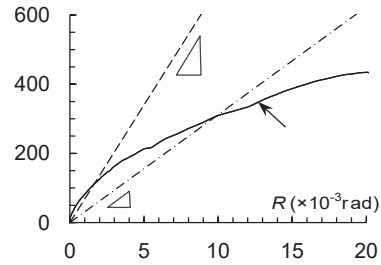
表 2、計算に用いた材料定数と寸法諸元

材料定数			寸法諸元									
ν_c	E_s (kN/mm^2)	G_s (kN/mm^2)	ℓ (mm)	h_{o1} (mm)	Δh_{o1} (mm)	h_{o2} (mm)	Δh_{o2} (mm)	H_{o1} (mm)	H_{o2} (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	D_g (mm)
0.167	205	79	3400	1300	550	1900	100	2400	2100	2900	2600	500

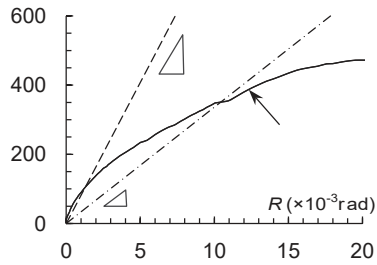
(注) コンクリートのヤング係数 E_c は材料試験結果とし、せん断弾性係数 $G_c=E_c/2(1+\nu_c)$ とした。



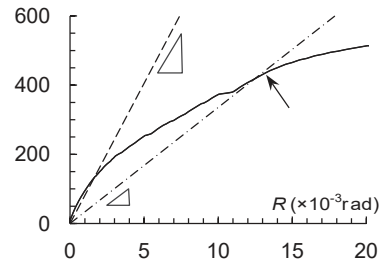
【No. 1】



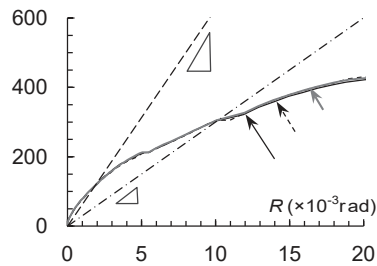
【No. 2】



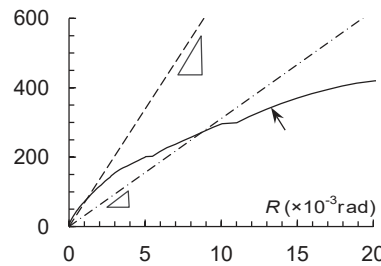
【No. 3】



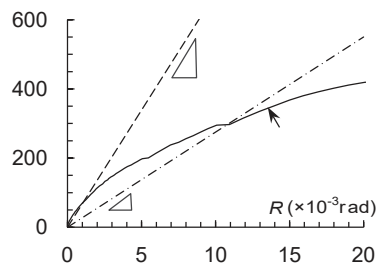
【No. 4】



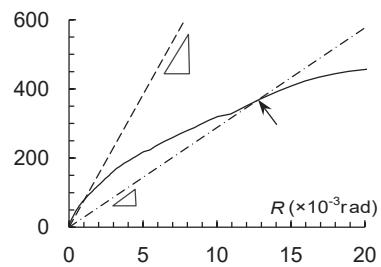
【No. 5~No. 7】



【No. 8】



【No. 9】



【No. 10】

図 3 梁せん断力 Q_g —層間変形角 R 正加力時包絡線

※ 益尾潔: 接合部パネルのせん断変形を考慮したラーメン諸解法の検討—解析仮定の相違による影響について—, GBRC No. 18, pp. 32-40, 1980. 4